



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO
CARROZABLE SOBRE EL RÍO CUMTZA UBICADO EN EL CANTON
LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO”**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

CRISTHIAN MARCELO REMACHE PÉREZ

ING. M.SC. JUAN MEDARDO SOLÁ QUINTUÑA

2018

DECLARACIÓN

Yo, Cristhian Marcelo Remache Pérez declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Cristhian Marcelo Remache Pérez

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Cristhian Marcelo Remache Pérez, bajo mi supervisión.

Ing. M.Sc. Juan Medardo Solá Quintuña

DIRECTOR

DEDICATORIA

A mi madre Victoria Pérez, por darme la vida y la oportunidad de conseguir este título universitario, gracias a su perseverancia, apoyo constante y deseo de superación por verme formado como un hombre de bien. Le presento este trabajo como agradecimiento por nunca dejarme solo, por el amor que día a día me regala y la confianza brindada en todo este tiempo.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por regalarme una gran familia que siempre me está apoyando, por acompañarme en cada decisión que tomo brindándome la posibilidad de poder finalizar una meta más en mi vida.

Agradezco a mi abuelita Esther Marcalla que en paz descanse, dejándome grandes lecciones durante toda mi vida, que ahora me sirven en el diario vivir, compartiendo buenos y malos momentos siempre con la esperanza de un mejor porvenir. A mis abuelitos, padres, hermanos, tíos, primos y amigos que me apoyaron durante esta larga aventura, dándome aliento para poder superar los contratiempos, les doy gracias de todo corazón,

También agradezco a los catedráticos que me formaron como profesional impartiendo sus conocimientos en cada una de las materias recibidas, a mi director de tesis Ing. M. Sc. Juan Solá por la paciencia y ayuda brindada a lo largo de estos años. A todas las personas que conocí durante mi carrera universitaria, compartiendo nuevas experiencias con el pasar de los días, con el pasar de los ciclos pudiendo culminar con uno de mis sueños ser Ingeniero Civil.

RESUMEN

El presente proyecto investigativo tiene como objetivo el diseño estructural de un puente mixto, sobre el río Cumtza en el cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago.

El actual documento hace una breve descripción sobre puentes y las cargas actuantes sobre la estructura. Contiene toda la información de los estudios preliminares, empezando desde el levantamiento topográfico que detalla la condición del terreno, permitiendo definir el lugar donde se emplazará el puente. El estudio hidrológico e hidráulico determinara el caudal máximo extraordinario, calado máximo y la socavación que este producirá eligiendo donde se ubicara la cimentación. El estudio de suelos al presentarse sobre roca establece las propiedades físicas y mecánicas de la misma recomendando el tipo de cimentación y su profundidad.

Para el diseño estructural se utilizaron las normas técnicas NEVI-12, NEC-SE-CG, AASHTO-LRFD, ACI 318-14, AISC 360-10 cumpliendo con cada parámetro de seguridad. Se realizó el diseño la superestructura y subestructura, constituido por el tablero de hormigón armado, protección lateral, vigas metálicas y elementos secundarios (rigidizadores, conectores de corte, contravientos, conexiones por soldadura y pernos, placas de apoyo) definiendo las medidas de cada elemento y se detallan los estribos asentados sobre roca. Finalizando con los planos estructurales integrando los componentes y especificaciones técnicas que servirán para elaborar el presupuesto referencial a base de precios unitarios, concluyendo con el presupuesto general.

PALABRAS CLAVES: ESCLERÓMETRO, ENSAYO SOBRE ROCA, VIGAS DE ACERO, PUENTE MIXTO.

ABSTRACT

This research project aims to a structural design of a mixed bridge, on the Cumtza River in the Limón Indanza canton, province of Morona Santiago.

The current document provides a brief description about bridges and loads acting on the structure. It contains all the information of the preliminary studies, starting from the topographic survey that details the condition of the land, allowing to define the place where the bridge will be built. The hydrologic and hydraulic study will determine the extraordinary maximum flow, maximum draft and scour that this will produce by choosing where the foundation will be located. When presenting the study of soils on rock which establishes the physical and mechanical properties of it, recommending the type of foundation and depth.

The following technical standards were used for the structural design: NEVI-12, NEC-SE-CG, AASHTO-LRFD, ACI 318-14, AISC 360-10 fulfilling each security parameter. The design of the superstructure and substructure was carried out, built of reinforced concrete board, lateral protection, metal beams and secondary elements (stiffeners, cutting connectors, windings, solder connections and bolts, support plates) defining the measurements of each element and detailing the stirrups on rock. Ending with the structural plans integrating components and technical specifications that will be used to prepare the reference budget based on unit prices, concluding with the general budget.

KEYWORDS: SCLEROMETER, ROCK TEST, STEEL BEAMS, MIXED BRIDGE.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN	ii
CERTIFICACIÓN	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
RESUMEN.....	vi
ABSTRACT	vii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	viii
LISTA DE TABLAS.....	xx
LISTA DE FIGURAS	xxiii
CAPÍTULO 1. GENERALIDADES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.3 OBJETIVOS.....	2
1.3.1 Objetivo General	2
1.3.2 Objetivos Específicos.....	2
1.4 METODOLOGÍA.....	3
1.4.1 Estudios de campo.....	4
1.4.2 Estudios de gabinete.....	5
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	6

2.1	CONCEPTO DE UN PUENTE	6
2.2	CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES	6
2.2.1	Según su utilidad:	6
2.2.2	Material utilizado en su construcción:	6
2.2.3	Según su sección transversal:	7
2.2.4	Por el tipo de estructura:.....	7
2.3	COMPONENTES DE UN PUENTE	7
2.3.1	Superestructura.....	7
2.3.2	Subestructura	8
2.4	NORMAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	9
2.5	CARGAS PERMANENTES	10
2.5.1	Peso propio y cargas muertas	10
2.5.2	Empuje de tierras.....	10
2.6	CARGAS VARIABLES	11
2.6.1	Cargas durante la construcción	11
2.6.2	Cargas vivas	11
2.6.2.1	<i>Sobrecarga vehicular</i>	11
2.6.2.2	<i>Carga para el volado del tablero</i>	13
2.6.2.3	<i>Carga de Fatiga</i>	13
2.6.2.4	<i>Cargas Peatonales</i>	14

2.6.2.5	<i>Efectos dinámicos</i>	14
2.6.2.6	<i>Fuerza de frenado</i>	14
2.6.2.7	<i>Fuerzas de diseño para las barandas para tráfico vehicular</i>	15
2.6.2.8	<i>Variaciones de temperatura</i>	16
2.6.2.9	<i>Cargas de viento</i>	17
2.7	DENOMINACIÓN DE LAS CARGAS	19
2.8	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS	20
2.8.1	Estados límites	22
2.8.1.1	<i>Estado límite de resistencia</i>	23
2.8.1.2	<i>Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos</i>	24
2.8.1.3	<i>Estado límite de servicio</i>	24
2.8.1.4	<i>Estado límite de fatiga y fractura</i>	24
2.8.2	Ductilidad	25
2.8.3	Redundancia	25
2.8.4	Importancia Operativa	26
	CAPÍTULO 3. ESTUDIOS PRELIMINARES	27
3.1	UBICACIÓN	27
3.2	ESTUDIO TOPOGRÁFICO	28
3.2.1	Objetivos	28
3.2.2	Instrumentación	28

3.2.3 Procedimiento.....	29
3.2.4 Conclusiones	30
3.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO	32
3.3.1 Objetivos	32
3.3.2 Descripción de la zona	33
3.3.3 Información utilizada	35
3.3.3.1 Información cartográfica y topográfica	35
3.3.3.2 Información Hidrometeorológica	35
3.3.4 Estudio hidrológico de la cuenca	35
3.3.4.1 Determinación de las características físico-morfométricas	35
3.3.4.2 Tiempo de concentración	36
3.3.4.3 Periodo de retorno	37
3.3.4.4 Precipitaciones máximas en 24 horas.....	37
3.3.4.5 Distribución de Valor Extremo Tipo I.....	38
3.3.4.6 Precipitación máxima de diseño	40
3.3.4.7 Curvas intensidad – duración – frecuencia de lluvias (IDF)	40
3.3.4.8 Caudal máximo de crecida	44
3.3.4.9 Método racional.....	44
3.3.5 Estudio hidráulico del cauce del rio Cumtza.....	45
3.3.5.1 Modelación hidráulica utilizando HEC-RAS.....	45

3.3.5.2	Resultados de la modelación hidráulica del río Cumtza	47
3.3.5.3	Estimación de la socavación general del cauce en el río Cumtza	49
3.3.5.4	Resultados de la socavación general del cauce en el río Cumtza.....	51
3.3.6	Conclusiones	53
3.4	ESTUDIO DE SUELOS.....	54
3.4.1	Introducción	54
3.4.1.1	Objetivos.....	55
3.4.1.2	Alcance	55
3.4.1.3	Ubicación.....	56
3.4.1.4	Martillo de Schmidt o esclerómetro	57
3.4.1.5	Trabajos realizados y metodología empleada.....	60
3.4.2	Exploración geotécnica	61
3.4.3	Geología de la zona del proyecto	63
3.4.4	Propiedades físicas y mecánicas de la roca	66
3.4.5	Clasificación RMR (Rock Mass Rating).....	70
3.4.5.1	Clasificación geomecánica RMR	73
3.4.6	Criterio de Hoek y Brown	74
3.4.7	Método de Serrano y Olalla	75
3.4.7.1	Carga admisible de la roca	78
3.4.8	Capacidad última de carga admisible de la roca	80

3.4.9 Recomendación de la alternativa del tipo y profundidad de la cimentación.....	81
3.5 Resumen de los estudios preliminares realizados.....	82
3.5.1 Resumen del estudio topográfico	82
3.5.2 Resumen del estudio hidrológico – hidráulico	82
3.5.3 Resumen del estudio de suelos.....	82
3.5.4 Selección y definición de la estructura del puente	83
CAPÍTULO IV. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE..	84
4.1 Selección de las protecciones laterales o parapeto: materiales y diseño	85
4.1.1. Características de los materiales utilizados en el diseño	85
4.1.2. Cargas de diseño y dimensiones de las protecciones laterales	86
4.2 Predimensionamiento de los elementos que componen el tablero de hormigón armado... ..	87
4.2.1 Espesor del tablero	87
4.2.2 Espaciamiento entre vigas y longitud del voladizo	88
4.3 Diseño del tablero de hormigón armado con armadura principal perpendicular al tráfico	90
4.3.1 Estados limites.....	90
4.3.2 Carga permanente solicitante	90
4.3.2.1 Carga de las protecciones laterales.....	90
4.3.2.2 Carga de la superficie de rodadura	91

4.3.2.3 Carga de la losa del tablero	92
4.3.2.4 Carga de la vereda	92
4.3.3 Momentos flectores y reacciones en los apoyos por solicitación de la carga muerta.... ..	93
4.3.4.1 Solicitaciones producidas por la carga de la losa del tablero	94
4.3.4.2 Solicitaciones producidas por la carga de la vereda	95
4.3.4.3 Solicitaciones producidas por la carga de las protecciones laterales	95
4.3.4.4 Solicitaciones producidas por la carga de la superficie de rodadura	96
4.3.4 Momentos flectores y reacciones en los apoyos por solicitación de la carga viva..... ..	97
4.3.4.1 Momento negativo por carga viva en el volado	99
4.3.4.2 Momento positivo por carga viva	100
4.3.4.3 Máximo momento negativo interior por carga viva	101
4.3.4.4 Máxima reacción en la viga exterior por carga viva	102
4.3.5.Determinación de los momentos máximos positivos y negativos para el diseño del refuerzo	104
4.3.5.1 Calculo de las máximas solicitaciones para la combinación 1 del estado límite de resistencia	104
4.3.5.2 Momentos de diseño	107
4.3.6.Diseño de la armadura de refuerzo	112
4.3.6.1 Selección del refuerzo	113

4.3.6.2	Calculo del refuerzo principal positivo	114
4.3.5.3	Calculo del refuerzo principal negativo	117
4.3.5.4	Calculo de la armadura secundaria.....	119
4.3.5.5	Armadura por contracción y variación de temperatura	120
4.3.5.6	Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura	121
4.3.6.7	Armado de los vanos internos del tablero	129
4.3.6.8	Armadura del volado del tablero	130
4.3.6.9	Diseño de las protecciones laterales	134
4.4	Diseño de las vigas metálicas	138
4.4.1	Predimensionamiento de los elementos que componen la viga metálica.....	138
4.4.2	Análisis de cargas.....	142
4.4.3	Análisis de viga sola (sección obligatoria centro de luz)	144
4.4.3.1	Primera etapa: Construcción del tablero armado.....	144
4.4.4	Análisis de sección transversal compuesta (sección obligatoria centro de luz)	148
4.4.4.1	Segunda etapa: Sección Compuesta (Peso Propio)	148
4.4.4.2	Determinación de los efectos causados por la carga muerta	156
4.4.5	Análisis del puente en servicio (sección obligatoria centro de luz)	157
4.4.5.1	Tercera etapa: Sección compuesta del puente en servicio.....	157
4.4.6	Análisis por corte en la viga de acero	167
4.4.6.1	Cortante último solicitante en secciones críticas.....	167

4.4.7	Análisis por flexión en la viga de acero	170
4.4.7.1	Momento último solicitante en la sección crítica	171
4.4.7.2	Momento plástico de la viga metálica	172
4.5	Diseño de los elementos secundarios de la superestructura del puente.....	179
4.5.1	Rigidizador transversal intermedio	179
4.5.1.1	Ancho saliente	180
4.5.1.2	Espesor del elemento	180
4.5.1.3	Espaciamiento entre los rigidizadores	181
4.5.1.4	Momento de inercia del rigidizador	182
4.5.2	Rigidizador transversal de apoyo	183
4.5.2.1	Ancho saliente	183
4.5.2.2	Espesor del elemento	184
4.5.2.3	Ubicación del rigidizador de apoyo.....	184
4.5.2.4	Area de la columna	184
4.5.2.5	Inercia del rigidizador.....	185
4.5.2.6	Control de pandeo.....	185
4.5.2.7	Esfuerzo admisible del rigidizador	185
4.5.2.8	Esfuerzo actuante del rigidizador	186
4.5.2.9	Carga máxima que soporta el rigidizador.....	186
4.5.3	Rigidizador longitudinal.....	187

4.5.4 Conectores de corte	187
4.5.4.1 Resistencia a la fatiga	188
4.5.4.2 Resistencia al corte	191
4.5.4.3 Fuerza de corte nominal	192
4.5.4.4 Numero de conectores	193
4.5.4.5 Espaciamiento longitudinal entre los conectores de corte tipo perno	193
4.5.4.6 Revisión de las distancias entre los conectores de corte	194
4.5.5 Contravientos horizontales (diafragmas)	195
4.5.5.1 Propiedades geométricas del perfil.....	196
4.5.5.2 Relación de esbeltez del perfil.....	196
4.5.5.3 Esfuerzo resistente.....	197
4.5.5.4 Carga de viento lateral en puentes de vigas.....	197
4.5.5.5 Esfuerzo actuante en el contraviento horizontal.....	198
4.5.6 Contravientos verticales (diagonales)	198
4.5.6.1 Relación de esbeltez del perfil.....	199
4.5.6.2 Esfuerzo resistente.....	199
4.5.6.3 Determinación de la carga que absorbe la diagonal	200
4.5.6.4 Esfuerzo actuante en el contraviento horizontal.....	200
4.5.7 Contraviento horizontal (diagonal inferior)	201
4.5.7.1 Relación de esbeltez del perfil.....	204

4.5.7.2	Esfuerzo resistente.....	205
4.5.7.3	Esfuerzo actuante en el contraviento horizontal.....	206
4.5.8	Conexiones por soldadura	206
4.5.8.1	Soldadura de filete de la placa metálica con el patín inferior de la viga para la unión con los contravientos horizontales (diagonales inferiores)	207
4.5.8.2	Soldadura de filete entre el patín inferior y superior con el alma de la viga	211
4.5.8.3	Soldadura de filete entre el patín inferior e inferior con el rigidizador transversal.....	213
4.5.8.4	Soldadura de filete entre el alma de la viga y el rigidizador transversal de apoyo e intermedio	215
4.5.8.5	Soldadura de filete entre el patín superior y el conector de corte.....	217
4.5.9	Conexiones empernadas	219
4.5.9.1	Conexión de la placa metálica y las diagonales horizontales inferiores	220
4.5.9.2	Conexión del rigidizador transversal intermedio y el contraviento horizontal.....	221
4.5.9.3	Conexión del rigidizador transversal de apoyo y el contraviento horizontal	223
4.5.9.4	Conexión de los rigidizadores transversales y las diagonales verticales	225
4.5.9.5	Conexión entre diagonales verticales	227

4.5.9.6	Conexión entre diagonales horizontales inferiores.....	230
4.5.10	Placas de apoyo	232
4.5.10.1	Área requerida del neopreno	232
4.5.10.2	Predimensionamiento de la placa de neopreno	234
4.5.10.3	Comprobación del predimensionamiento de la placa de neopreno	235
CAPÍTULO V. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.		239
5.1	Diseño de los estribos	239
5.1.1	Dimensiones preliminares	239
5.1.2	Cargas actuantes sobre el estribo	241
5.1.2.1	Reacciones por carga muerta.....	241
5.1.2.2	Reacciones por carga viva	242
5.1.3	Caso 1: Estribo con puente.....	243
5.1.3.1	Coeficiente de empuje lateral activo (Ka)	243
5.1.3.2	Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico	244
5.1.3.3	Calculo de cargas (se considera franjas de un metro de longitud del estribo).....	244
5.1.3.4	Estados límites aplicables y combinaciones de cargas.....	248
5.1.3.5	Revisión de estabilidad y esfuerzos.....	251
5.1.4	Caso 2: Estribo sin puente	254

5.1.4.1 Revisión de estabilidad y esfuerzos.....	255
CONCLUSIONES	257
RECOMENDACIONES	258
BIBLIOGRAFÍA.....	259
ANEXOS.....	261

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Peso específico de algunos materiales de construcción	10
Tabla 2. Factor de presencia múltiple (m)	13
Tabla 3. Incremento por Carga Dinámica, IM	14
Tabla 4. Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular.....	15
Tabla 5. Rangos de Temperatura (°C).....	17
Tabla 6. Temperaturas que definen las gradientes (°C)	17
Tabla 7. Valores de las constantes C, Zo	18
Tabla 8. Combinaciones de Cargas y Factores de Carga	21
Tabla 9. Factores de carga para cargas permanentes, γ_p	21
Tabla 10. Datos generales de la zona de estudio.....	27
Tabla 11. Coordenadas de las referencias topográficas	29
Tabla 12. Datos de la estación meteorológica usada para el estudio	35
Tabla 13. Parámetros físico-morfométricos de la cuenca	36
Tabla 14. Precipitaciones anuales máximas en 24 horas (mm)	37
Tabla 15. Distribución de Gumbel en la estación de Méndez.....	39
Tabla 16. Precipitaciones para diferentes períodos de retorno	39

Tabla 17. Precipitación máxima e intensidad de lluvia de diseño	40
Tabla 18. Parámetros hidráulicos en el puente peatonal de madera sobre el río Cumtza	47
Tabla 19. Valores de β en función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño	50
Tabla 20. Valores de ψ en función del peso específico de la mezcla agua - sedimento	50
Tabla 21. Valores del coeficiente X para suelos cohesivos y suelos no cohesivos.....	51
Tabla 22. Calculo de la profundidad de socavación general del cauce "Método de Lischtnan-Levediev" (1/2)	52
Tabla 23. Calculo de la profundidad de socavación general del cauce "Método de Lischtnan-Levediev" (2/2)	52
Tabla 24. Coordenadas UTM (DATUM WGS84).....	56
Tabla 25. Valores del peso específico y porosidad de las rocas	59
Tabla 26. Valores típicos c y ϕ para roca sana.....	60
Tabla 27. Valores de las lecturas en el margen derecho (P1)	61
Tabla 28. Valores de las lecturas en el margen izquierdo (P2).....	62
Tabla 29. Calculo de la resistencia del Martillo de Schmidt margen derecho (P1)	66
Tabla 30. Calculo de la resistencia del Martillo de Schmidt margen izquierdo (P2).....	67
Tabla 31. Calidad del macizo rocoso en relación de RMR.....	71
Tabla 32. Valor del índice RMR del margen derecho (P1).....	73
Tabla 33. Valor del índice RMR del margen izquierdo (P2)	73
Tabla 34. Valores de la constante m_i para la matriz rocosa.....	75
Tabla 35. Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M.	80
Tabla 36. Cargas de diseño para las protecciones laterales.....	86

Tabla 37. Resumen de las solicitaciones parciales por carga muerta y carga viva en los puntos críticos	105
Tabla 38. Solicitaciones máximas para el estado límite de resistencia.	107
Tabla 39. Resumen de los momentos flectores parciales en la sección A-A por carga muerta y carga viva	111
Tabla 40. Características geométricas de la viga en el centro de su luz	145
Tabla 41. Propiedades de la sección resistente compuesta	152
Tabla 42. Propiedades de la sección resistente compuesta (Tercera etapa)	163
Tabla 43. Tamaño mínimo de la soldadura de filete	207
Tabla 44. Tamaño máximo de las soldaduras de filete	207
Tabla 45. Compatibilidad de electrodos.....	208
Tabla 46. Esfuerzos en el metal de aporte en soldadura de filete	209
Tabla 47. Esfuerzos en el metal base en soldadura de filete	209
Tabla 48. Volúmenes y momentos del estribo	244
Tabla 49. Volúmenes y momentos del terreno.....	245
Tabla 50. Resumen cargas verticales actuantes	246
Tabla 51. Resumen cargas horizontales actuantes	248
Tabla 52. Factores de carga utilizados para el diseño de los estribos	249
Tabla 53. Revisión del volteo alrededor del punto “A”, Caso I.....	251
Tabla 54. Revisión del deslizamiento en la base del estribo, Caso I	252
Tabla 55. Revisión de las presiones actuantes en la base del estribo, Caso I.	253
Tabla 56. Revisión del volteo alrededor del punto “A”, Caso II	255
Tabla 57. Revisión del deslizamiento en la base del estribo, Caso II	256

Tabla 58. Revisión de las presiones actuantes en la base del estribo, Caso II	256
---	-----

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Características del camión de diseño.....	12
Figura 2. Fuerzas de diseño en una baranda metálica, ubicación en altura y longitud de distribución horizontal.	16
Figura 3. Ubicación de la zona del proyecto.....	27
Figura 4. Puente peatonal de madera en la zona de estudio.....	28
Figura 5. Zona de estudio del proyecto.....	30
Figura 6. Sección transversal del río Cumtza	31
Figura 7. Ubicación del proyecto	33
Figura 8. Cuenca del Río Cumtza	34
Figura 9. Ajuste de Gumbel para máximas precipitaciones en 24 horas	40
Figura 10. Zonificación de intensidades de la demarcación del Santiago	41
Figura 11. Calculo de las curvas IDF para diferentes periodos de retorno	43
Figura 12. Representación de la curvas IDF para diferentes periodos de retorno	43
Figura 13. Orillas del río Cumtza aguas arriba.	46
Figura 14. Perfil longitudinal del río Cumtza	48
Figura 15. Resultados de la modelación hidráulica del río Cumtza.....	49
Figura 16. Perfil de socavación en la abscisa 0+155	51
Figura 17. Vista planta ubicación P1 y P2	56
Figura 18. Ubicación de P1 y P2.....	56
Figura 19. Martillo de Schmidt o esclerómetro	57

Figura 20. Método de prueba del esclerómetro.....	57
Figura 21. Gráfico de correlación para el martillo Schmidt entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote.	58
Figura 22. Movimiento de la vegetación en P1r	61
Figura 23. Movimiento de tierras en P2.....	62
Figura 24. Ubicación geológica donde se emplazara el puente	64
Figura 25. Formación geológica donde se ubicara la cimentación	65
Figura 26. Afloramientos de roca donde se emplazaran los estribos.....	65
Figura 27. Cálculo de la resistencia a compresión simple en el margen izquierdo (P1).	68
Figura 28. Cálculo de la resistencia a compresión simple en el margen derecho (P2).	69
Figura 29. Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989).....	72
Figura 30. Representación simplificada de la influencia de la escala en el comportamiento del macizo rocoso para el diseño de cimentaciones superficiales.....	76
Figura 31. Valores del coeficiente de carga de hundimiento N_b en función de la carga exterior normalizada y del ángulo de inclinación de las cargas (superficie del terreno horizontal ángulo cero)	77
Figura 32. Coeficientes de seguridad parcial (F_p) para una probabilidad de rotura $< 10^{-4}$ (Serrano y Olalla. 1996).....	79
Figura 33. Vista en planta del tablero	84
Figura 34. Sección transversal de la superestructura	84
Figura 35. Vista de la sección longitudinal adoptada para las protecciones laterales del puente	85
Figura 36. Dimensiones adoptadas para las protecciones laterales	86

Figura 37. Sección transversal de la superestructura del puente.....	89
Figura 38. Esquema del diagrama de momentos de la franja transversal del tablero.	93
Figura 39. Carga distribuida de la losa del tablero	94
Figura 40. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga de la losa del tablero...	
.....	94
Figura 41. Carga distribuida de la vereda	95
Figura 42. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga de la vereda.....	95
Figura 43. Carga actuante de las protecciones laterales.....	96
Figura 44. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga de las protecciones laterales.....	96
Figura 45. Carga actuante de la superficie de rodadura	97
Figura 46. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga de la superficie de rodadura.....	97
Figura 47. Ubicación de la carga de rueda sobre la losa de volado	99
Figura 48. Ubicación de la carga de rueda del camión de diseño para el momento positivo máximo.....	100
Figura 49. Reacciones y momento flector máximo positivo en 0.40S producido por la carga de la rueda del camión de diseño	101
Figura 50. Posición de la carga viva del camión de diseño para máximo momento negativo.	101
Figura 51. Máximo momento negativo en el apoyo C producido por la carga viva.....	102
Figura 52. Posición de la carga del eje posterior del camión de diseño para obtener la máxima reacción en la viga exterior	103

Figura 53. Reacción máxima en el apoyo B provocada por la carga del eje posterior del camión de diseño	103
Figura 54. Cargas solicitantes y sección crítica A-A para el momento negativo de diseño.	108
Figura 55. Alturas efectivas para el armado del tablero.....	113
Figura 56. Longitudes efectivas entre ejes de las vigas	120
Figura 57. Localización del eje neutro (E.N.) para la comprobación del As (+) por fisuración.	125
Figura 58. Localización del eje neutro (E.N.) para la comprobación del As (-) por fisuración.	127
Figura 59. Configuración de la armadura en los vanos interiores del tablero	130
Figura 60. Sección transversal del volado y cargas de diseño	130
Figura 61. Posición normal con máxima excentricidad por carga viva	131
Figura 62. Ubicación accidental con máxima excentricidad por carga viva	132
Figura 63. Armado del volado del tablero	134
Figura 64. a) Cargas actuantes en la protección lateral, b) Sección transversal del poste.	134
Figura 65. Vista en planta de la sección trasversal del poste de hormigón armado.....	136
Figura 66. Vista frontal de la sección transversal del armado del poste.	137
Figura 67. Partes de la viga metálica	138
Figura 68. Medidas de la viga metálica longitudinal a diseñarr	141
Figura 69. Sección transversal de la superestructura del puente.....	142
Figura 70. Esquema de la sección resistente (Primera etapa)	145
Figura 71. Centro de gravedad de la sección resistente al centro de luz de la viga (Primera etapa)	146

Figura 72. Diagrama de esfuerzos (Primera etapa).....	148
Figura 73. Esquema de la sección resistente compuesta (Segunda etapa).....	149
Figura 74. Sección compuesta (Segunda Etapa).....	149
Figura 75. Sección resistente compuesta	152
Figura 76. Diagrama de esfuerzos (Segunda etapa).....	155
Figura 77. Diagrama final de esfuerzos (Puente vacío, etapa 1+2)	155
Figura 78. Cortantes máximos sin factorar en la secciones obligatorias de la viga por peso propio (Primera + Segunda etapa).....	156
Figura 79. Momentos máximos sin factorar en la secciones obligatorias de la viga por peso propio (Primera + Segunda etapa).....	156
Figura 80. Ubicación de la carga crítica.....	157
Figura 81. Ubicación de la resultante para obtener el momento máximo.....	158
Figura 82. Diagrama de cortantes y momento provocado por la carga viva del camión de diseño HL-93 ubicado en la sección crítica en flexión	161
Figura 83. Diagrama de cortantes y momento provocado por la carga viva del camión de diseño HL-93 ubicado en la sección crítica a corte.....	162
Figura 84. Sección resistente compuesta (Puente en servicio)	162
Figura 85. Diagrama de esfuerzos (Tercera etapa)	166
Figura 86. Diagrama de esfuerzos finales (Puente en uso) en el centro de la luz.....	166
Figura 87. Resumen de cortantes solicitantes en secciones críticas.....	168
Figura 88. Resumen de momentos máximos solicitantes en la sección crítica.....	172
Figura 89. Carga resistente de los componentes de la sección transversal compuesta	173
Figura 90. Localización del eje neutro plástico en el alma de la viga metálica.....	175

Figura 91. Dimensiones de la viga de acero diseñada	179
Figura 92. Medidas del rigidizador transversal intermedio	181
Figura 93. Distribución de los rigidizadores intermedios y rigidizadores de apoyo.....	182
Figura 94. Medidas del rigidizador transversal de apoyo	184
Figura 95. Dimensiones del conector tipo perno	190
Figura 96. Dimensiones del perfil estructural del ángulo “L”	196
Figura 97. Contraviento horizontal y contravientos verticales (dimensiones).....	201
Figura 98. Contraviento horizontal (diagonales inferiores)	201
Figura 99. Ubicación de la placa de unión lateral	202
Figura 100. Dimensiones de la placa metálica y su localización.....	203
Figura 101. Contraviento horizontal (diagonal inferior).....	204
Figura 102. Contraviento horizontal	209
Figura 103. Longitud del cordón de soldadura entre el patín inferior de la viga y la placa.....	211
Figura 104. Cordón de soldadura entre el patín inferior y superior con el alma de la viga (Corte Longitudinal).....	212
Figura 105. Cordón de soldadura en el patín inferior y superior con el alma de la viga (Sección transversal)	213
Figura 106. Cordón de soldadura del patín inferior e inferior con el rigidizador transversal de apoyo e intermedio (Sección transversal)	214
Figura 107. Cordón de soldadura del patín inferior e inferior con el rigidizador transversal de apoyo e intermedio (Corte Longitudinal)	215

Figura 108. Cordón de soldadura entre el alma de la viga con el rigidizador transversal de apoyo e intermedio (Sección transversal)	216
Figura 109. Cordón de soldadura entre el alma de la viga con el rigidizador transversal de apoyo e intermedio (Sección transversal)	217
Figura 110. Cordón de soldadura entre el patín superior y el perno de corte	218
Figura 111. Dimensiones estándares de las cabezas y tuercas del perno A-490.....	219
Figura 112. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión de la placa metálica y las diagonales horizontales inferiores	221
Figura 113. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión del rigidizador transversal intermedio y el contraviento horizontal.....	222
Figura 114. Vista conexión rigidizador transversal intermedio y contraviento horizontal... ..	223
Figura 115. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión del rigidizador transversal de apoyo y el contraviento horizontal	224
Figura 116. Vista conexión rigidizador transversal de apoyo y contraviento horizontal.	225
Figura 117. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión del rigidizador transversal de apoyo y las diagonales verticales	226
Figura 118. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión del rigidizador transversal intermedio y las diagonales verticales.....	226
Figura 119. Vista conexión rigidizador transversal de apoyo e intermedio y diagonales verticales.....	226
Figura 120. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión de las diagonales verticales con el rigidizador transversal de apoyo	228

Figura 121. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión de las diagonales verticales en el rigidizador transversal intermedio	229
Figura 122. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión de las diagonales horizontales inferiores.....	231
Figura 123. Dimensiones de la placa de neopreno.....	235
Figura 124. Predimensionamiento de estribos de gravedad (hormigón simple).....	240
Figura 125. Dimensiones, propiedades suelo de relleno y cargas actuantes sobre estribo. ..	241
Figura 126. Ubicación crítica de la carga viva (camión de diseño HL-93)	243
Figura 127. Combinaciones de cargas verticales V_u (Caso I)	249
Figura 128. Momentos estabilizadores por cargas verticales M_{hu} (Caso I).....	250
Figura 129. Combinaciones de cargas horizontales H_u (Caso I).....	250
Figura 130. Momentos de volteo por cargas horizontales M_{hu} (Caso I).....	250
Figura 131. Cargas que provocan el volteo en el punto A.....	251
Figura 132. Cargas que provocan el deslizamiento en la base del estribo	252
Figura 133. Presiones actuantes en la base del estribo	253
Figura 134. Combinaciones de cargas verticales V_u (Caso II).....	254
Figura 135. Momentos estabilizadores por cargas verticales M_{hu} (Caso II).....	254
Figura 136. Combinaciones de cargas horizontales H_u (Caso II).....	255
Figura 137. Momentos de volteo por cargas horizontales M_{hu} (Caso II)	255

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El propósito de este proyecto investigativo aplicativo previo a la obtención del título de Ingeniero Civil es el cálculo y diseño estructural de un puente mixto sobre el río Cumtza en el cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago. En la zona donde se va a ejecutar el proyecto, existe un puente de madera peatonal en malas condiciones que no cumple con las normas técnicas de serviciabilidad y seguridad para sus usuarios.

El GAD de Limón Indanza propone la construcción de un puente mixto carrozable, buscando garantizar la seguridad de los pobladores del sector, dando movilidad al sector y mejorando la estructura vial del cantón.

Previo al diseño estructural del puente mixto carrozable se realizaron los siguientes estudios preliminares:

- Levantamiento topográfico del sitio en donde se obtendrán todos los detalles del terreno (curvas de nivel, accidentes naturales, secciones transversales del río, zonas de riesgo), que permitan definir el lugar donde se emplazara el puente de forma eficiente.
- Estudio Hidrológico e Hidráulico para la estimación del caudal en las crecientes máximas extraordinarias, calado máximo y la socavación que esta producirá.
- Estudio de Suelos para establecer las características del suelo previo al diseño de la cimentación.

Con los estudios preliminares mencionados anteriormente se realizará el cálculo y diseño estructural del puente en acero y hormigón armado, según las normas (NEVI-12, NEC-SE-CG,

AASHTO-LRFD, ACI 318-14, AISC 360-10), así como la integración del presupuesto para realizar el proyecto con sus respectivas especificaciones técnicas, llegando así a obtener un modelo óptimo, seguro y económico para la entidad y los usuarios.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Para satisfacer las necesidades de movilidad del Cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago. Con la iniciativa del estudiante Cristhian Marcelo Remache Pérez apoyado por el GAD de Limón Indanza quien ha planteado la construcción de un puente carrozable sobre el río Cumtza.

El cálculo y diseño estructural del puente conjuntamente con los estudios preliminares (estudio topográfico, estudio hidrológico e hidráulico, estudio de suelos) fueron realizados por el estudiante aplicando conocimientos adquiridos durante los estudios de pregrado e investigando en bibliografía existente sobre los temas expuestos para un análisis eficiente tanto en la parte estructural como económica. Una vez realizado el proyecto de investigación aplicada se concluirá con la información necesaria que servirá de guía para la construcción del puente.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Calcular y diseñar el puente mixto carrozable sobre el río Cumtza en el cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento topográfico de la zona determinada del estado en la superficie para ubicar los puntos más factibles en donde será emplazado el puente que

se pretende construir. Con escala entre 1:500 y 1:2000 se presentara planos detallando la topografía del lugar en estudio. Para describir la ubicación y accesos al puente se utilizaran escalas entre 1:100 y 1:250.

- Efectuar el estudio hidrológico e hidráulico (caudal máximo de diseño, nivel máximo de crecida, galibo mínimo, profundidad de socavación) necesario para garantizar la seguridad del puente ante fenómenos naturales extraordinarios.
- Elaborar el estudio del suelo donde se emplazará el puente para obtener los parámetros básicos de la conformación del suelo, seleccionando el tipo de cimentación y diseñándola para transmitir las cargas a la que está sometida direccionándolas hacia el suelo.
- Calcular y diseñar la superestructura e infraestructura del puente con la normativa NEVI-12, NEC-SE-CG, ASSHTO-LRFD, ACI 318-14 y AISC 360-10.
- Dibujar los planos estructurales del puente mixto que serán guías para la construcción del mismo.
- Estimar las cantidades de obra necesarias para la construcción del proyecto.
- Analizar el presupuesto referencial de la construcción del proyecto con sus debidas especificaciones técnicas.

1.4 METODOLOGÍA

En la elaboración del actual trabajo de investigación aplicada se emplearán los dos siguientes tipos de investigación principales agrupados en los denominados estudios de campo y estudios de gabinete.

1.4.1 Estudios de campo

Son investigaciones que deben ejecutarse en el sitio de implantación del proyecto y en los respectivos laboratorios, para evaluar los siguientes aspectos:

- **Ubicación del proyecto**

Se harán visitas al sitio de estudio obteniendo información preliminar como coordenadas, imágenes fotográficas adquiriendo conocimiento sobre el alcance del proyecto, con el uso de un GPS de alta precisión, cámara fotográfica y software. Sobre la información del sector se contará con cartas topográficas editadas por el Instituto Geográfico Militar a diferentes escalas, datos sobre el clima, normativas, reglamentos y reseñas históricas por los pobladores, que será de gran interés para el estudio y servirá para determinar las condiciones del lugar donde se emplazara el puente junto con el análisis de los demás estudios preliminares.

- **Estudios Topográficos**

El levantamiento topográfico planimétrico y altimétrico en el lugar de implantación del proyecto tiene el objeto de conseguir todos los detalles del terreno, también proporcionar información para los otros estudios preliminares establecidos. Se lo realizara utilizando equipos de trabajo tales como: Estación total, GPS, flexómetro, estacas, clavos, pintura.

- **Estudio Hidrológico e Hidráulico**

Con recorridos a pie en la cuenca hidrológica donde se ubicara el puente se podrá conocer el estado de su vegetación, zonas de inundación, etc. Para tener un análisis acorde a la realidad que servirá para definir el caudal máximo de diseño y el gálibo de seguridad correspondiente, teniendo en cuenta, además aspectos como la estabilidad

del cauce y de la estructura que producirá la socavación, por la cercanía al lugar de estudio se ha utilizado información de la estación climatológica de Méndez proporcionada por el INAMHI.

- Estudios de Suelos

Se establecerá las características físicas y mecánicas (capacidad portante del suelo) para el diseño de una cimentación económica y segura. Realizando calicatas en el lugar donde se ubicará la cimentación en cada lado del puente con la ayuda de la retroexcavadora o realizándolas a mano.

1.4.2 Estudios de gabinete

Una vez determinados los datos tomados en campo y los resultados de los análisis de cada estudio preliminar establecidos se continuará con el cálculo y diseño estructural del puente utilizando las normas técnicas vigentes, donde se obtendrá:

- Emplazamiento y dimensiones del puente mixto carrozable.
- Diseño de los componentes estructurales del puente mixto (cimentación, tablero, vigas longitudinales, vigas transversales, etc.).
- Se realizarán los planos estructurales del proyecto con el software (AutoCAD).
- Se elaborará el presupuesto referencial del proyecto con sus debidas especificaciones técnicas.
- Se determinarán las conclusiones y recomendaciones relacionadas directamente con el proyecto en el sector analizado.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1 CONCEPTO DE UN PUENTE

Estructura que conecta dos puntos separados por accidentes geográficos (ríos, valles, lagos) u obstáculos artificiales (carreteras, cruces a desnivel) generando movilidad al sector donde se construirá siendo parte de una vía o camino peatonal.

2.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

Existen diferentes clasificaciones según el tipo de parámetro analizado que caracterizan estas estructuras. Generalmente se clasifican de las siguientes maneras:

2.2.1 Según su utilidad:

- Peatonal.
- Carrozable.
- Ferroviario.
- Acueducto.
- Paso de tuberías.

2.2.2 Material utilizado en su construcción:

- Madera.
- Mampostería de piedra o ladrillo.
- Hormigón simple, armado, presforzado (pretensado o postensado).
- Acero estructural.

- Mixto (hormigón y acero estructural).

2.2.3 Según su sección transversal:

- Losa.
- Viga y losa.
- Cajón.

2.2.4 Por el tipo de estructura:

- Luz simple.
- Luz múltiple.
- Luz continua.
- Aporticado.
- Atirantado.
- Arco.
- Colgante.

2.3 COMPONENTES DE UN PUENTE

Fundamentalmente consta de dos partes:

2.3.1 Superestructura

Son los elementos estructurales como protecciones laterales, veredas, capa de rodadura, tablero, vigas longitudinales, etc. Admitiendo las cargas que actúan sobre el mismo y transmitiéndolas a los apoyos.

- Tablero

Conformado por una losa asentada o unida a las vigas que sostienen las barandas, el pavimento, veredas, etc. Por donde transitarán los vehículos, peatones, etc.

- Vigas

Son diseñados para salvar la longitud del proyecto y para resistir los esfuerzos principales producidos por las cargas de diseño. De ahí que estos elementos principales usen diversos tipos de materiales constitutivos, diversas formas de geometría resistentes ya que están en función de la luz de cálculo y de la magnitud de los esfuerzos (Torres C., 2013, p. 34).

- Diafragmas

Los diafragmas son los elementos estructurales que resisten las fuerzas transversales que actúa en la superestructura; estas son: las sísmicas, viento y deformaciones de los elementos principales. Tienen gran importancia porque al unirse en varios puntos a los elementos principales, facilitan el trabajo en conjunto (Torres C., 2013, p. 35).

- Protecciones laterales

En los extremos del tablero se colocaran elementos de seguridad conocidos con el nombre de protecciones laterales. Estas conforman con los parapetos extremos y pueden ser sustituidas por la colocación de postes o pasamanos. (Torres C., 2013, p. 38)

2.3.2 Subestructura

Son los elementos estructurales encargados de sostener a la superestructura y transmitir los esfuerzos generados por la misma al suelo. Conformada por pilares, estribos y fundaciones.

- Pilares

Apoyos intermedios ubicados a lo largo del puente que sostienen el tablero. Están más expuesto a efectos de socavación.

- Estribos

Apoyos situados en ambos lados del puente, sosteniendo la superestructura.

- Fundaciones

Transmiten toda la carga de las pilas y estribos al suelo ubicándose bajo el terreno de la superficie.

- Muros de ala

Son elementos auxiliares en la cimentación que sirve para confinar los taludes de los rellenos de acceso (Torres C., 2013, p. 28).

- Sistema de drenaje

Los estribos al ser muros de contención típicos necesariamente deben disponer de un sistema de drenaje, que impida la sobresaturación del relleno de acceso y, consecuentemente, el incremento de los empujes normales del relleno (Torres C., 2013, p. 30).

2.4 NORMAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Durante la elaboración del presente trabajo de graduación se utilizaron en general las siguientes normas:

- NEVI-12 del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP)
- Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO LRFD)
- American Concrete Institute (ACI 318-14)
- American Institute of Steel Construction (AISC 360-10)
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG)

Para el diseño del puente se utilizó las disposiciones contenidas en AASHTO-LRFD.

2.5 CARGAS PERMANENTES

En la superestructura se considera todo el peso de la estructura (carga muerta), incluyendo las cargas de acabados. La infraestructura estará sometida igualmente a su carga propia y la de superestructura y la presión de tierras.

2.5.1 Peso propio y cargas muertas

Estas cargas se calculan relacionando los componentes imprescindibles para el correcto funcionamiento de la estructura. La carga muerta incluirá vigas, losa, barandas, diafragmas, superficie de rodadura, luminarias, etc. Ante la ausencia de información más exacta las cargas muertas serán estimadas con los siguientes pesos específicos tomados de la Tabla 1.

Tabla 1. *Peso específico de algunos materiales de construcción*

Materiales	KN/m ³	kgf/m ³
Hormigón simple	22	2200
Hormigón armado	25	2500
Hormigón de pavimento	24	2400
Acero redondo	78.5	7850
Acero estructural	78.5	7850
Acero estructural en vigas (incluido soldadura)	80	8000
Maderas rojas (roble, coihue)	10	1000
Maderas moldaje (pino, álamo)	8	800
Rocas	25	2500
Material de relleno (variable)	18-22	1800-2200
Capa asfáltica	24	2400

Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013, p. 487.

2.5.2 Empuje de tierras

El menor valor de la presión de tierras para el diseño es de 500 kg/m³ (NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013, p. 491).

2.6 CARGAS VARIABLES

2.6.1 Cargas durante la construcción

En cada etapa del proceso constructivo se debe tener en cuenta todos los esfuerzos generados durante el montaje de la estructura debido al peso propio de los materiales, las cargas permanentes actuantes y equipos usados durante la construcción. Se debe prever donde se ubicaran las cargas para no tener solicitaciones no calculadas durante el diseño de cada elemento que conforma el puente cuando están siendo colocadas en su respectivo lugar.

2.6.2 Cargas vivas

Incluye cargas móviles de peatones, vehículos pesados y livianos. Se denominan como sobrecarga vehicular y sobrecarga peatonal de acuerdo al código AASHTO LRFD.

2.6.2.1 Sobrecarga vehicular

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93. (AASHTO-LRFD, Sección 3.6.1.2.1, 2004).

- Camión de diseño

Cuenta con 3 ejes, separados 4300 mm el eje 1 del 2 y de 4300 a 9000 mm estarán distanciados los ejes 2 y 3, admitiendo una carga de 35000 N, 145000 N, 145000 N en su orden respectivo (Figura 1).

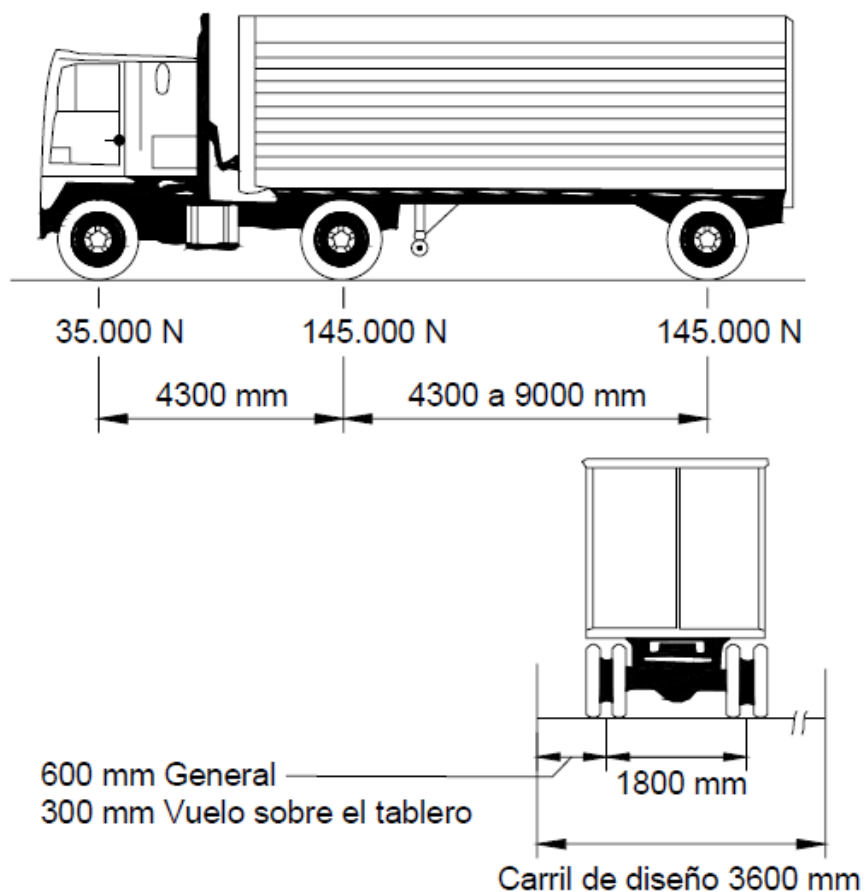


Figura 1. Características del camión de diseño. Fuente: AASHTO-LRFD, Sección 3.6.1.2.2, 2004.

- Tándem de Diseño

Consiste en un par de ejes de 110 kN alejados 120 cm. Las ruedas en dirección transversal estarán separadas por 180 cm. Estas cargas se deben mayorar ante efectos dinámicos en diferentes casos que se describirán posteriormente.

- Carga del Carril de Diseño

Una carga uniformemente distribuida de 9.3 kN/m en dirección longitudinal se considerara como la carga de diseño del carril y se supondrá en dirección transversal esta misma carga distribuida actuara en un ancho de 3.00 m. Estas solicitaciones no tendrán incremento por carga dinámica.

- Corrección por número de carril cargado

Para calcular las máximas solicitaciones producidas por la carga viva se deben considerar posibles combinaciones de acuerdo a la cantidad de carriles usados, siendo este parámetro el que defina el factor por cual se deben multiplicar las cargas según el caso.

Tabla 2. *Factor de presencia múltiple (m)*

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

Fuente: AASHTO-LRFD, Sección 3.6.1.1.2, 2004

2.6.2.2 Carga para el volado del tablero

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda. (AASHTO, 2004, p. 3.6.1.3.4)

2.6.2.3 Carga de Fatiga

Se utiliza la misma carga del camión HL-93 anteriormente descrito pero cambia la separación entre el eje 2 y 3 a 9.00 m que admiten una carga de 145 kN. A esta carga se le aplicara un incremento por efectos dinámicos que se describirá posteriormente.

Para obtener los máximos esfuerzos en dirección longitudinal y transversal se ubicara el camión de diseño en posiciones donde cree efectos máximos y mínimos para el componente diseñado. La carga de fatiga tendrá una frecuencia que depende del promedio de circulación de vehículos de 3 o más ejes en diferente sentido.

2.6.2.4 Cargas Peatonales

Tiene un valor de 3.6×10^{-3} MPa se aplicara en veredas con un ancho mayor de 60 cm, actuando simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

2.6.2.5 Efectos dinámicos

Se deben mayorar la carga del camión HL-93 según los valores expresados de la Tabla 3.

Tabla 3. *Incremento por Carga Dinámica, IM*

Componente	IM
Juntas del tablero-todos los estados limites	75%
Todos los demás componentes:	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Limites	33%

Fuente: AASHTO-LRFD, Sección 3.6.2.1, 2004.

En el cálculo de las fuerzas centrífugas o de frenado y la sobrecarga distribuida anteriormente descrita no se debe mayorizar por estos porcentajes, de la misma manera en la carga viva cuando se diseñen veredas, pasos peatonales, muros de retención, cimentaciones, etc.

2.6.2.6 Fuerza de frenado

Se utiliza el valor superior de:

- 25% de los pesos por eje del camión o tándem de diseño
- 5% del camión o tándem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada. (Rodríguez Serquén, 2016)

2.6.2.7 Fuerzas de diseño para las barandas para tráfico vehicular

En el diseño de las protecciones laterales las fuerzas mínimas que actuaran sobre la baranda están representadas en la Tabla 4.

Tabla 4. *Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular*

Fuerzas de diseño y simbología	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal Ft (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal FL (N)	20.000	40.000	80.000	80	183.000	260.000
Vertical descendente Fv (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
Lt y LL (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
Lv (min.) (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
He (min.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: AASHTO-LRFD, Sección A13.2, 2004.

Los niveles de capacidad de carga de las barandas también dependen de las siguientes condiciones de emplazamiento:

- TL-1 Nivel de Ensayo Uno

Se utilizan en puentes que conectan calles donde existe bajo volumen de tráfico y la velocidad permitida es baja.

- TL-2 Nivel de Ensayo Dos

Se utilizan en puentes donde circularan pocos vehículos pesados con velocidades bajas, ubicados en zonas de trabajo conectando en su mayoría calles locales y colectoras que hacen el emplazamiento más favorable.

- TL-3 Nivel de Ensayo Tres

Usado en puentes para conectar carreteras principales que permiten velocidades importantes, con circulación de vehículos pesados reducida dando facilidades para su emplazamiento.

- TL-4 Nivel de Ensayo Cuatro

Donde transitan vehículos pesados, la velocidad de circulación son las máximas tolerables en autopistas y carreteras interestatales.

- TL-5 Nivel de Ensayo Cinco

Con mayor tráfico medio diario de vehículos pesados o existen dificultades en su emplazamiento que justifican barandas más resistentes teniendo la misma aplicación del TL-4.

- TL-6 Nivel de Ensayo Seis

Utilizado en puentes donde transitaran camiones tipo tanque o vehículos extremadamente pesados combinándose con problemas en el emplazamiento.

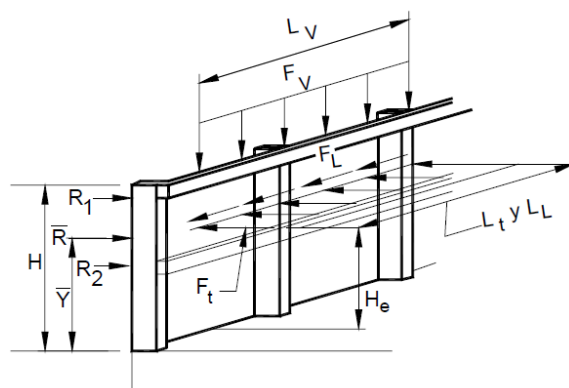


Figura 2. Fuerzas de diseño en una baranda metálica, ubicación en altura y longitud de distribución horizontal.

Fuente: AASHTO-LRFD, Sección A13.2, 2004.

2.6.2.8 Variaciones de temperatura

- Rangos de temperatura

La deformación provocada por el origen térmico se determina usando el resultado de la resta entre el límite mínimo o máximo extendido y la temperatura de diseño con la que supuestamente

se construirá. Por la falta de información exacta, se utilizarán los valores de los intervalos de la Tabla 5.

Tabla 5. *Rangos de Temperatura (°C)*

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

Fuente: Rodríguez Serquén, 2016

Se tomara un promedio de la temperatura ambiente durante 48 horas previas a la colocación del hormigón o los elementos que produzcan hiperestaticidad en la estructura que servirá como temperatura de referencia.

- Gradiente de temperatura

A las variaciones de temperatura descritos anteriormente se debe aumentar una gradiente de temperatura en superestructuras con tablero de hormigón.

Tabla 6. *Temperaturas que definen las gradientes (°C)*

Región	Sin Asfalto		5 cm Asfáltico		10 cm Asfáltico	
	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

Fuente: Rodríguez Serquén, 2016.

2.6.2.9 Cargas de viento

Las presiones originadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. Para puentes con una altura de 10 m o menos, medida desde el nivel de agua o desde la parte más baja del terreno, se supondrá que la velocidad del viento es constante. (Manual de diseño de Puentes, 2010, p. 58)

Las velocidades a alturas mayores serán determinadas mediante:

$$V_z = C V_{10} \ln \left(\frac{z}{Z_0} \right) \geq V_{10}$$

Donde:

V_z : velocidad del viento (km/h) a la altura z

V_{10} : velocidad de referencia, correspondiente $z=10$ m.

z : altura por encima del nivel del terreno o del agua (m)

C , Z_0 : constantes dadas en la Tabla 7.

Tabla 7. Valores de las constantes C , Z_0

Componente Estructural	Presión por Barlovento (KN/m ²)	Presión por Sotavento (KN/m ²)
Armaduras, columnas y arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.2	NA

Fuente: Manual de diseño de Puentes, 2010, p. 58.

- Presiones horizontales sobre los vehículos

Se puede estimar una carga de 1.5 KN/m² como presión de viento sobre los vehículos actuando en dirección transversal, ubicado a 1.8 m de altura encima del tablero en partes desfavorables del puente.

- Presiones verticales

Sin hacer un análisis profundo y exacto, se considera una fuerza vertical hacia arriba con un valor de 0.96 kN/m² multiplicada por la sección de la losa, incluyendo veredas y protecciones laterales, se asume que actúa en ¼ del total del tablero, en barlovento.

2.7 DENOMINACIÓN DE LAS CARGAS

Según AASHTO-LRFD, Sección 3.3.2 se estiman las siguientes cargas y fuerzas permanentes y temporales:

- Cargas permanentes

DD = fricción negativa (downdrag)

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postesado

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

- Cargas transitorias

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo

CV = fuerza de colisión de una embarcación

EQ = sismo

FR = fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga de la carga viva

PL = sobrecarga peatonal

SE = asentamiento

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

2.8 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS

Para diseñar puentes se consideran los estados límites establecidos en AASHTO LRFD, tomando en cuenta la totalidad de las combinaciones que puedan darse mientras se dé la puesta en obra y su posterior uso.

Según AASHTO-LRFD, Sección 3.4.1 la sollicitación mayorada total será calculada como:

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

Donde:

η_i : Modificador de las cargas

Q_i : Sollicitaciones de las cargas

γ_i : Factor de carga

Tabla 8. *Combinaciones de Cargas y Factores de Carga*

Combinación de cargas	DC	DD	LL	DW	IM	EH	CE	EV	BR	TU	CR	SH	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
Estado limite	EL	LS	WA	WS	WL													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	-	-			0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	-	-			0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40	-			0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – solo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p -1.5	-	1.00	-	-			0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00			0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-			-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00	-	-			-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00			1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1.01	1.30	1.00	-	-			1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.02	0.80	1.00	-	-			1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO OV	1.03	-	1.00	0.70	-			1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA – solo LL, IM y CE	-	0.75	-	-	-			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO-LRFD, Sección 3.4.1, 2004.

Tabla 9. *Factores de carga para cargas permanentes, γ_p*

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		

• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Marcos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Fuente: AASHTO-LRFD, Sección 3.4.1, 2004.

2.8.1 Estados límites

La ecuación base de la metodología del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) es la siguiente:

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

Donde:

- Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

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

- Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

Donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia

nominal, según AASHTO LRFD desde la sección 5 hasta la 12.

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa

η_D = factor relacionado con la ductilidad

η_R = factor relacionado con la redundancia

η_i = factor relacionado con la importancia operativa

Q_i = solicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la primera ecuación anteriormente expresada para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas. (AASHTO-LRFD, Sección 3.4.1, 2004).

Según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

2.8.1.1 Estado límite de resistencia

Considerado para garantizar la resistencia y estabilidad local y global, resistiendo las combinaciones de cargas descritas a continuación.

- RESISTENCIA I._ combina las cargas básicas de vehículos normales, sin viento.
- RESISTENCIA II._ no toma en cuenta el viento, combina cargas de vehículos de diseño especiales y de circulación restringida, o ambos.
- RESISTENCIA III._ combina cargas cuando el puente está expuesto a vientos con velocidades de 90 km/h o superiores.
- RESISTENCIA IV._ combinación muy elevada relacionando los esfuerzos provocados por las cargas permanentes y sobrecargas.
- RESISTENCIA V._ combina cargas normales de vehículos estándar incluyendo el viento con velocidad de 90km/h.

2.8.1.2 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

Garantiza la supervivencia estructural del puente ante inundaciones, sismos significativos, o colisiones de embarcaciones, vehículos. Tienen periodo de recurrencia mayor al de diseño del puente.

- EVENTO EXTREMO I._ incluye sismos.
- EVENTO EXTREMO II._ admite carga de hielo, choques con barcos y automotores.

2.8.1.3 Estado límite de servicio

Estima las limitaciones debido a las tensiones, deformaciones y espesores de fisura bajo situaciones de servicio normal.

- SERVICIO I._ toma todas las cargas con sus valores normales debido a la operación normal del puente con vientos de 90km/h, controlando fisuras en elementos de H°A.
- SERVICIO II._ controla la fluencia en estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas por la carga viva vehicular.
- SERVICIO III._ controla la fisuración en superestructuras de hormigón pretensado provocado por la tracción.
- SERVICIO IV._ controla la fisuración en subestructuras de hormigón pretensado provocado por la tracción.

2.8.1.4 Estado límite de fatiga y fractura

- FATIGA._ relaciona la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión HL-93.

2.8.2 Ductilidad

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y evento extremo antes de la falla. (AASHTO-LRFD, Sección 1.3.3, 2004).

- Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles

$\eta_D = 1.00$ para diseños y detalles convencionales

$\eta_D \geq 0.95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las especificaciones.

- Para todos los demás estados límites:

$\eta_D = 1.00$

2.8.3 Redundancia

Se deben usar estructuras continuas y con varios recorridos de carga a excepción que exista justificación para no utilizarlas.

Aquellos elementos y componentes cuya falla causaría el colapso del puente serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será no redundante. Alternativamente, los miembros con falla crítica en tensión pueden ser diseñados en fractura crítica. Los elementos y componentes cuya falla no se espera que produzca colapso del puente no serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será redundante. (Manual de diseño de Puentes, 2010, p. 49).

- Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1.05$ para elementos no redundantes

$\eta_R = 1,00$ para niveles convencionales de redundancia

$\eta_R \geq 0,95$ en niveles exagerados de redundancia

- Para todos los demás estados límites:

$\eta_R = 1,00$

En 1991 Frangopol y Nakib propusieron diferentes sistemas para la medición de la redundancia.

2.8.4 Importancia Operativa

Aplicado solo a los estados límites de resistencia y eventos extremos.

- Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1,05$ para puentes importantes

$\eta_I = 1,00$ para puentes típicos

$\eta_I \geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia

- Para todos los demás estados límites:

$\eta_I = 1,00$

CAPÍTULO 3. ESTUDIOS PRELIMINARES

3.1 UBICACIÓN

El área de estudio está localizada en la Provincia de Morona Santiago, Cantón Limón Indanza en el sector de Cumtza Alto que tiene como acceso un camino vecinal hasta el río Cumtza, donde se realizarán los estudios preliminares que determinaran los datos necesarios para continuar con el cálculo y diseño estructural del puente y posterior construcción.

Tabla 10
Datos generales de la zona de estudio

Cantón	Limón Indanza
Elevación	965 msnm
Datum	UTM 84
Norte	9683226.77 m
Este	788105.62 m

Elaborado por: Autor



Figura 3. Ubicación de la zona del proyecto. Fuente: Google Earth

3.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Una vez realizado el reconocimiento del terreno donde se implantara el puente, se procedió a realizar el primer estudio preliminar.

3.2.1 Objetivos

- Realizar el levantamiento topográfico de la zona en estudio y de la sección transversal del cauce del río aguas arriba y abajo, proporcionando la información requerida para elaborar el estudio hidrológico e hidráulico, que permitirán definir la ubicación y dimensiones del puente.
- Representar en diferentes planos la conformación de la vegetación existente, accesos viales o peatonales, accidentes naturales o artificiales, curvas de nivel de la zona en estudio. Cada plano del respectivo detalle representado tendrá su respectiva escala para una mejor comprensión de la información y análisis de alternativas para la ubicación del puente.



Figura 4. Puente peatonal de madera en la zona de estudio. Elaborado por: Autor

3.2.2 Instrumentación

- GPSmap 60Cx GARMIN

- Estación Total Trimble
- Cinta métrica de 30 metros
- Brújula
- Estacas
- Clavos
- Pintura
- Piola
- Software: EXCEL y AUTOCAD CIVIL 3D

3.2.3 Procedimiento

Se ubicaron 2 referencias con la ayuda del GPS con coordenadas WGS84 para ubicar la primera estación empezando el respectivo levantamiento topográfico de la zona. Dejando estacas en cada referencia señalando su ubicación con pintura para un posterior replanteo en la construcción del puente. A continuación se representan las coordenadas de los puntos de referencia ubicados en campo.

Tabla 11
Coordenadas de las referencias topográficas

Estación N°	Puntos de referencia		
	Norte	Este	Altura
1	9683364.00	788221.00	988
2	9683275.21	788146.35	979.14
3	9683219.77	788126.098	971.63
4	9683226.77	788105.62	965.74
5	9683227.67	788088.54	973.01
6	9683213.50	788061.74	980.80
7	9683171.27	788034.92	990.64

Elaborado por: Autor

Efectuado el levantamiento topográfico se importaron los datos de la estación total a la computadora, con la ayuda del software EXCEL y AUTOCAD CIVIL 3D se visualizó los datos tomados en campo para su posterior representación en planos con su respectiva escala.



Figura 5. Zona de estudio del proyecto. Elaborado por: Autor

3.2.4 Conclusiones

Con la información obtenida del levantamiento topográfico, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Se estaciono 7 veces el equipo topográfico, ubicados apropiadamente para facilitar el replanteo en la construcción del puente debido a la complicada composición vegetal y extensión del terreno estudiado porque se midió una longitud mayor a 100 metros a cada lado en sentido horizontal y vertical desde el centro de gravedad del actual puente peatonal de madera.
- Durante el levantamiento topográfico se visualizó que las orillas del río están conformadas por roca, presenta una vegetación densa con bosques en la mayoría de la zona, siendo una topografía muy accidentada por las pendientes cambiantes de forma precipitada como suele ocurrir en zonas montañosas.

- Cada 10 metros se tomaron datos de la sección transversal del cauce del río en una distancia de 100 metros aguas arriba y abajo del centro de gravedad del puente peatonal de madera para el posterior estudio preliminar hidráulico.
- Se dibujó el plano del área de estudio con escala 1:1000 con las curvas de nivel separadas en intervalos de 1 metro, detallando el tipo de vegetación existente referenciando los accidentes naturales y artificiales encontrados durante el levantamiento topográfico tales como deslizamientos, zonas de inundación, pendientes pronunciadas, accesos peatonales y viales, cauce del río con la dirección del curso del agua y ubicación de los puntos referenciales.
- Debido a la conformación del terreno y su topografía accidentada, el lugar donde se encuentra ubicado actualmente el puente peatonal de madera presenta una alternativa de emplazamiento del nuevo puente carrozable con las respectivas modificaciones técnicas para su ubicación dependiendo del análisis de los resultados de los siguientes estudios preliminares.
- Se dibujó la ubicación del puente peatonal de madera con los accesos existentes y conformación del suelo en planos con escala 1/100 y las curvas de nivel separadas cada 0.50 metros para una mejor apreciación más exacta de la topografía de este lugar.



Figura 6. Sección transversal del río Cumtza. Elaborado por: Autor

3.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

El estudio preliminar hidrológico e hidráulico es de vital importancia porque permitirá definir donde se emplazara el puente afectando directamente en su seguridad y economía. El presente estudio se ha realizado con la finalidad de definir el caudal máximo de diseño y el gálibo de seguridad correspondiente, enfatizando lo relacionado con la socavación del lecho que podría afectar a los estribos del puente, facilitando establecer una longitud óptima del nuevo puente y su costo ubicado sobre el río Cumtza en el cantón Limón Indanza, provincia de Morona Santiago.

3.3.1 Objetivos

- Delimitar la cuenca hidrográfica hasta el punto de interés, determinando sus características morfológicas e hidrológicas.
- Recopilación y análisis estadístico de datos hidrometeorológicos que intervienen en el área de estudio. Definiendo todos los parámetros obligatorios para la aplicación del modelo hidrológico.
- Calcular el caudal máximo de diseño para el periodo de retorno de 100 años.
- Modelar hidráulicamente el río Cumtza, analizando su comportamiento hidráulico a lo largo de las secciones transversales levantadas aguas arriba y abajo del punto de interés.
- Definir la ubicación más segura y óptima del puente.
- Cota del nivel máximo de crecida (NMC) donde se emplaza el puente.
- Cota del nivel mínimo del tablero.
- Calcular la profundidad de socavación general en el puente.

3.3.2 Descripción de la zona

Se encuentra ubicada en la Provincia de Morona Santiago, Cantón Limón Indanza en el sector de Cumtza Alto dentro de la cuenca hidrográfica del Río Santiago, subcuenca del Río Upano, microcuenca del Río Yungantza.

El Río Cumtza es el único curso de agua ubicado dentro de la zona de estudio siendo afluente del Río Yungantza, mismo que es afluente del Río Upano y desembocando en el Río Santiago.

El lugar donde se encuentra ubicado actualmente el puente peatonal de madera es la alternativa más factible para emplazar el nuevo puente carrozable con las respectivas modificaciones técnicas para su ubicación dependiendo del análisis de los resultados del presente estudio y del estudio de suelos. Por consiguiente, el análisis Hidrológico e Hidráulico se realizara en función de las siguientes coordenadas UTM – WGS84: 9683226.77N y 788105.62E, en las cuales está emplazado el actual puente. La ubicación del proyecto se presenta en la Figura 7.

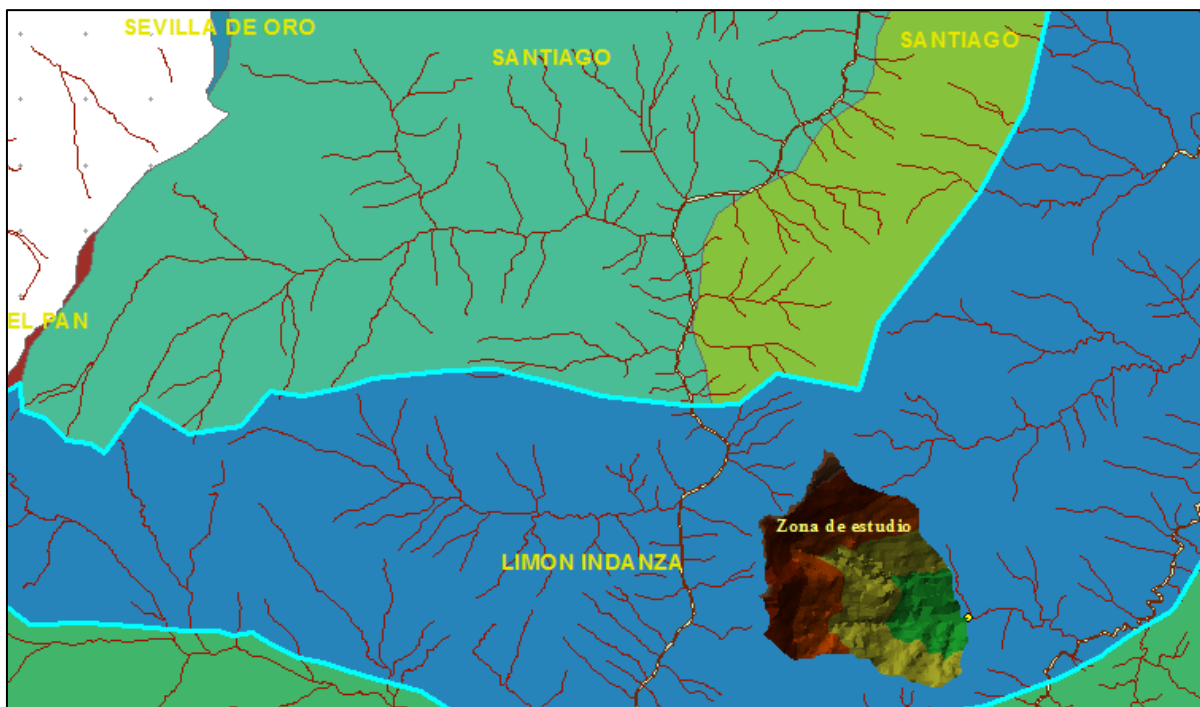


Figura 7.Ubicación del proyecto. Elaborado por: Autor

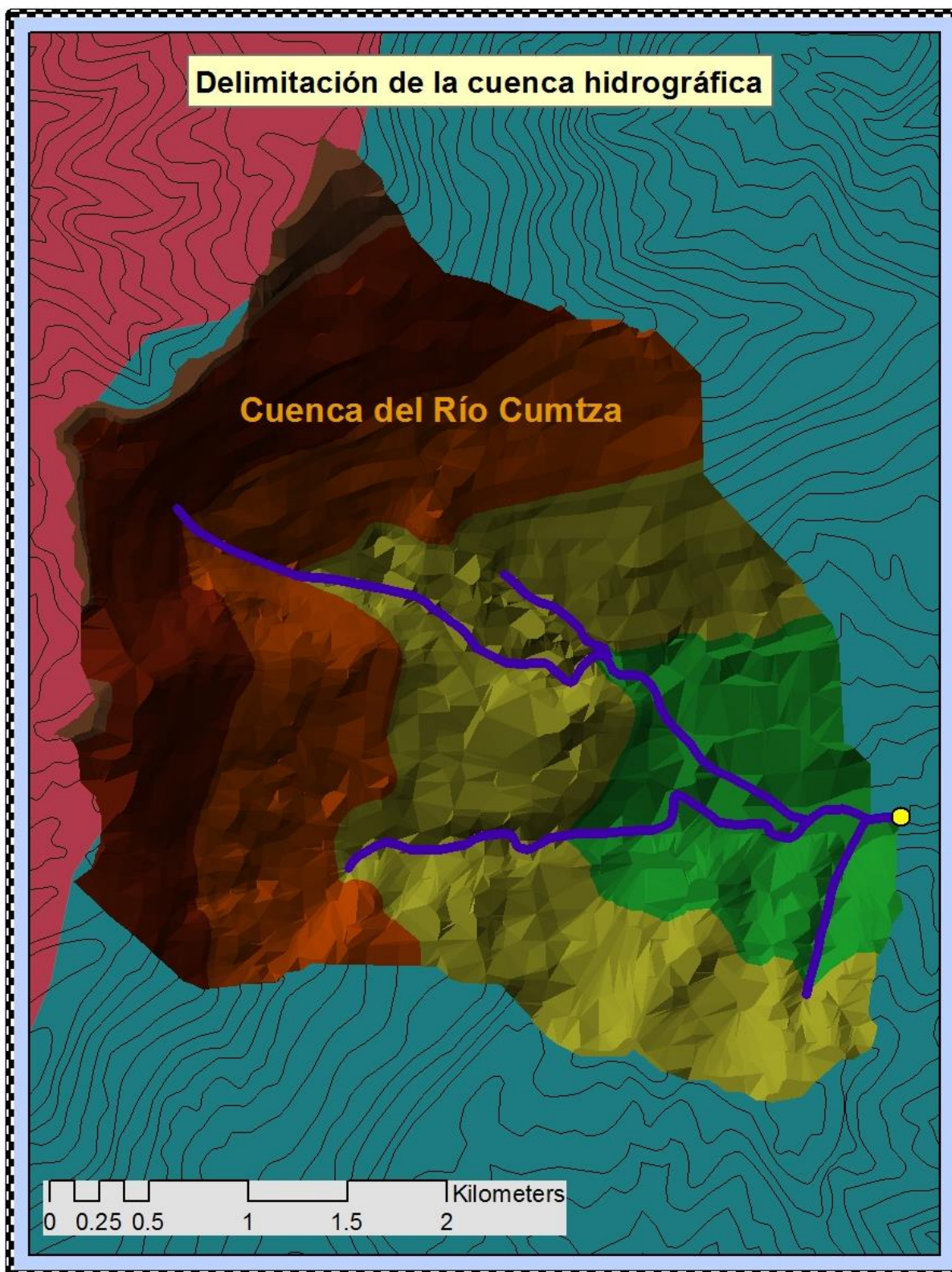


Figura 8. Cuenca del Río Cumtza. Elaborado por: Autor

3.3.3 Información utilizada

3.3.3.1 Información cartográfica y topográfica

Se tomó como referencia la cartografía básica nacional del Instituto Geográfico Militar con escala 1:50.000 actualizada en enero de 2013 y de la topografía correspondiente al levantamiento de campo en el sitio del emplazamiento del nuevo puente.

3.3.3.2 Información Hidrometeorológica

Debido a que la estación meteorológica de Méndez está ubicada alrededor de la zona de estudio se utilizara la información pluviométrica proporcionada por los registros del INAMHI, los datos utilizados son los registrados entre los años 1971 y 2013 correspondientes a las precipitaciones máximas en 24 horas. Se utilizó las ecuaciones publicadas en la actualización del estudio de lluvias intensidades publicado por el INAMHI en 2015.

Tabla 12
Datos de la estación meteorológica usada para el estudio

Código	Nombre	Tipo	X	Y	Cota	Institución
M0501	Méndez	PV	799882	9701018.8	665	INAMHI

Elaborado por: Autor

3.3.4 Estudio hidrológico de la cuenca

Con la aplicación del programa ArcGis en la cartografía disponible de la zona de estudio, se delimitó la cuenca de aporte en el punto de interés de diseño (Figura 8).

3.3.4.1 Determinación de las características físico-morfométricas

Con la ayuda de ArcGis se determinaron los principales parámetros físico-morfométricos de la cuenca en estudio.

Tabla 13
Parámetros físico-morfométricos de la cuenca

Característica	Simbología	Cantidad	Unidad
Área de la cuenca	A	2.36	Km ²
Perímetro de la cuenca	P	6.64	Km
Cota máxima	Hmax	1640	msnm
Cota mínima	Hmin	1000	msnm
Desnivel altitudinal	Hd	640	m
Longitud del cauce principal	Lc	1.88	Km

Elaborado por: Autor

3.3.4.2 *Tiempo de concentración*

Es el tiempo que demora una partícula de agua en ir desde el lugar más alejado de la cuenca hasta la salida de esta. Es decir el tiempo necesario para que toda la cuenca este aportando agua en el punto de salida. Para el cálculo de la misma se empleó la expresión de Kirpich, la misma que se ha comprobado arroja resultado satisfactorio para el efecto:

$$Tc = 0.87 \times \left(\frac{Lc^3}{Hd} \right)^{0.385} \quad Ec. (1)$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración (horas).

Lc: Longitud del cauce principal (m)

Hd: El desnivel entre el extremo más alto de la cuenca y el punto de descarga (m).

$$Tc = 0.16 \text{ horas}$$

$$Tc = 9.80 \text{ minutos}$$

El tiempo de concentración es un valor a ser utilizado en las fórmulas de intensidad de lluvia de la zona del proyecto, y su aplicación en el método racional modificado para la obtención de caudales máximos de diseño.

3.3.4.3 *Periodo de retorno (T)*

De acuerdo a los criterios especificados en el Volumen N° 2 – Libro B de la NEVI-12 del MTOP, se empleara en el diseño $T = 100$ años. Ya que este estudio proporcionara la información necesaria para el diseño del puente.

3.3.4.4 *Precipitaciones máximas en 24 horas*

Mediante la recopilación de información histórica pluviométrica proporcionada por el INAMHI de la estación de Méndez, a continuación los datos obtenidos.

Tabla 14
Precipitaciones anuales máximas en 24 horas (mm)

Año	Precipitación (mm)
1971	86.3
1972	67.5
1973	69.4
1974	20.1
1975	67.3
1976	73.1
1977	94.6
1978	71.4
1979	64.9
1981	52.3
1982	87.2
1983	58.3
1984	76.9
1985	74.5
1986	31.2
1987	34.8
1988	41
1989	13.2
1990	52.9
1991	38
1992	46.3
1993	42.1
1994	44.7
1995	80.3
1996	35.5
1997	37.6

1998	57
1999	58.3
2000	40.1
2001	43.4
2003	80.7
2004	88
2006	97.8
2007	114.6
2008	49.8
2009	33.2
2010	69.5
2011	58.6
2012	81.5
2013	42.2

Elaborado por: Autor

3.3.4.5 Distribución de Valor Extremo Tipo I

También conocida como “Distribución de Gumbel” en honor a Emil Julius Gumbel (1891-1966), se ha planteado el uso de este análisis probabilístico en la determinación de las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno dado que se ha evidenciado tener una apta capacidad de ajuste con valores máximos

Gumbel (1958), parte con la siguiente formula:

$$F(x) = e^{-e^{-d(x-u)}} \quad Ec. (2)$$

Donde:

F(x): Frecuencia teórica acumulada.

e: exponente = 2.7183

x: Valor asumido por la variable aleatoria.

“d” y “u”: Parámetros.

Despejando x:

$$x = u - \frac{\ln(-\ln(F(x)))}{d} \quad \text{Ec. (3)}$$

Los parámetros “d” y “u” se calculan con las siguientes formulas:

$$u = \bar{x} - 0.450047 S$$

$$\frac{1}{d} = 0.779696 S$$

Donde:

$\bar{x}$: Promedio aritmético.

S: Desviación estándar.

En la Tabla 15, se muestran los resultados de la aplicación en las formulas antes expuestas.

Tabla 15
Distribución de Gumbel en la estación de Méndez

Resultados del análisis	
$\bar{x}$:	59.40
S:	22.70
u:	49.19
d:	0.06
Elaborado por: Autor	

Calculados estos criterios se determinó las máximas precipitaciones e intensidades en 24 horas para diferentes periodos de retorno. Los resultados del análisis se representan adelante.

Tabla 16
Precipitaciones para diferentes períodos de retorno

T (Años)	F(x)=1-(1/T)	Precipitación
5	0.8	75.73
10	0.9	89.01
25	0.96	105.79
50	0.98	118.24
100	0.99	130.60

Elaborado por: Autor

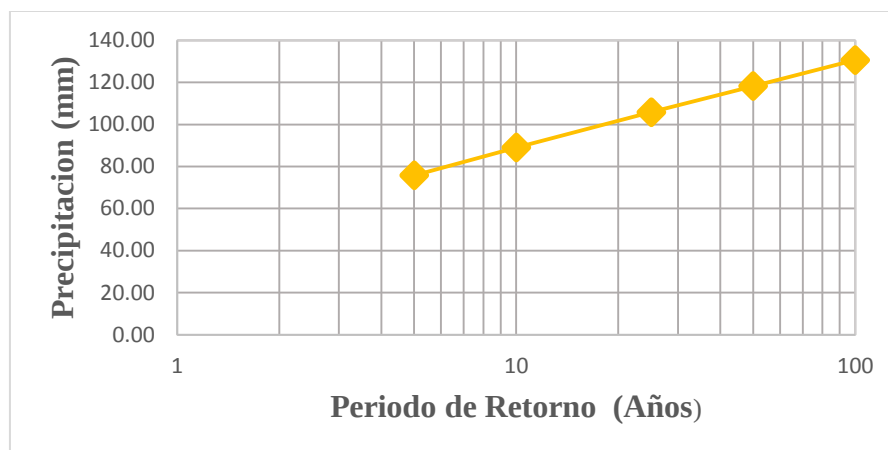


Figura 9. Ajuste de Gumbel para máximas precipitaciones en 24 horas. Elaborado por: Autor

3.3.4.6 Precipitación máxima de diseño

Por lo expuesto en el literal 3.3.4.3 la precipitación de diseño es 130.60 mm y la intensidad de lluvia es 5.44 mm/h para un periodo de retorno de 100 años (Tabla 17).

Tabla 17
Precipitación máxima e intensidad de lluvia de diseño

P:	130.60	mm
I :	5.44	mm/h

Elaborado por: Autor

3.3.4.7 Curvas intensidad – duración – frecuencia de lluvias (IDF)

El diseño hidráulico de las obras de drenaje requiere el uso de las llamadas curvas intensidad-duración-frecuencia de lluvias (IDF). Estas relaciones representan la variación de la intensidad de la lluvia de distintas duraciones, asociadas a diferentes probabilidades de ocurrencia, y son necesarias para estimar indirectamente el escurrimiento proveniente de cuencas pequeñas esencialmente impermeables, en función de la lluvia caída. (NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013, p. 169)

En el año 2015 se publicó una actualización con el nombre de “Estudio de Lluvias Intensas en el Ecuador” elaborado por el INAMHI en 1999. La reciente publicación determina 72 ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas debido a la nueva zonificación de intensidades de precipitaciones del Ecuador que presenta este estudio.

Por el mapa de zonificación de intensidades el área en estudio está ubicada en la zona 39 (Figura 10). Las ecuaciones son las siguientes:

$$\text{Entre: 5 minutos} < 77.5 \text{ minutos;} \quad I = 135.1 * Id * t^{-0.54}$$

$$\text{Entre: 77.5 minutos} < 1440 \text{ minutos;} \quad I = 550.62 * Id * t^{-0.863}$$

En donde:

I = Intensidad de lluvia para diferentes T (mm/h).

Id = Intensidad diaria para un T elegido (mm/h).

t = Duración de la precipitación (min), igual al tiempo de concentración calculado.

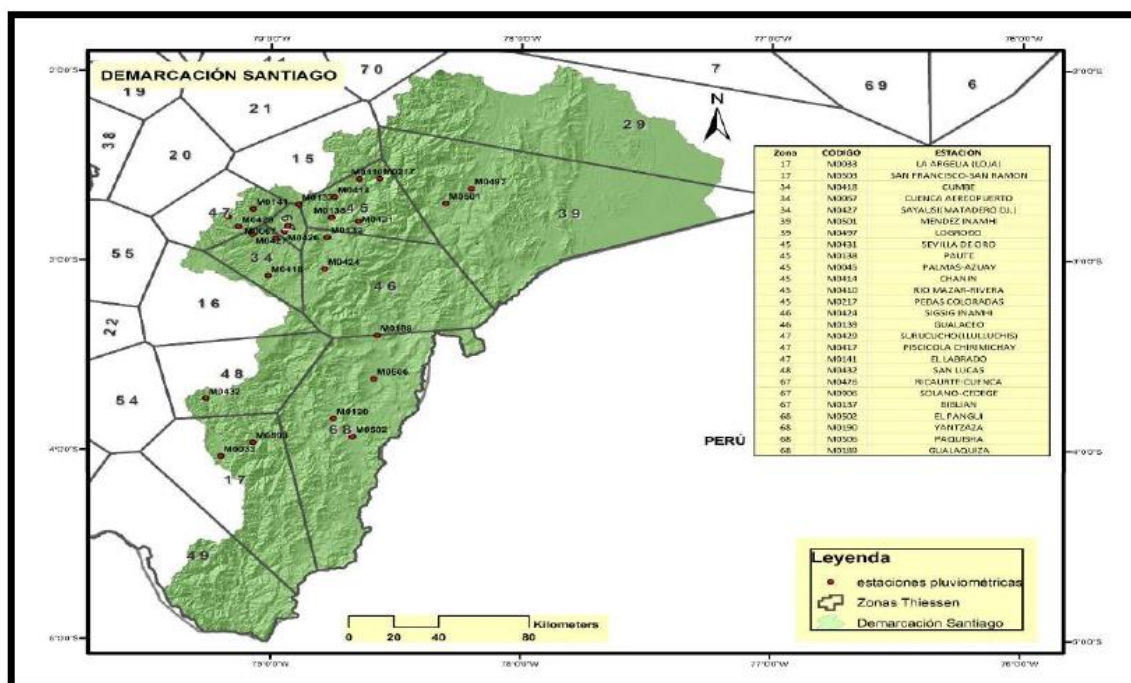


Figura 10. Zonificación de intensidades de la demarcación del Santiago. Fuente: INAMHI, 2015, p. 200

Establecidas las ecuaciones y con la información representada, se realizó el cálculo de la intensidad de precipitación cada hora (Figura 10) y la posterior ilustraron de las Curvas IDF (Figura 11).

Debido que el tiempo de concentración (T_c) es 9.8 min y es asimilable a la duración de la lluvia (t), se utilizó este valor en el cálculo de la intensidad de precipitación (I) para posteriormente ser aplicada en la fórmula del método racional que determinara el caudal máximo de crecida debido al tamaño de la microcuenca.

La intensidad diaria (I_d) calculada previamente es 5.44 mm/h, para $T=100$ años.

La intensidad de lluvia de diseño (I) en mm/hora, obtenida aplicando las ecuaciones de la zona 39, para la microcuenca en estudio es la siguiente:

Río Cumtza

214.40

CURVAS IDF																								
t	TIEMPO (minutos)																							
	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200	1260	1320	1380	1440
5 años	46.72	27.90	19.66	15.34	12.65	10.81	9.46	8.43	7.62	6.96	6.41	5.94	5.55	5.20	4.90	4.64	4.40	4.19	4.00	3.82	3.67	3.52	3.39	3.27
10 años	54.92	32.79	23.11	18.03	14.87	12.71	11.12	9.91	8.95	8.18	7.53	6.99	6.52	6.12	5.76	5.45	5.17	4.92	4.70	4.50	4.31	4.14	3.98	3.84
25 años	65.27	38.97	27.47	21.43	17.67	15.10	13.22	11.78	10.64	9.72	8.95	8.30	7.75	7.27	6.85	6.48	6.15	5.85	5.58	5.34	5.12	4.92	4.74	4.56
50 años	72.95	43.56	30.70	23.95	19.75	16.88	14.78	13.17	11.89	10.86	10.00	9.28	8.66	8.12	7.65	7.24	6.87	6.54	6.24	5.97	5.73	5.50	5.29	5.10
100 años	80.57	48.11	33.91	26.45	21.82	18.64	16.32	14.54	13.14	12.00	11.05	10.25	9.57	8.97	8.45	8.00	7.59	7.22	6.89	6.60	6.32	6.07	5.85	5.64

Figura 11. Calculo de las curvas IDF para diferentes periodos de retorno. Elaborado por: Autor

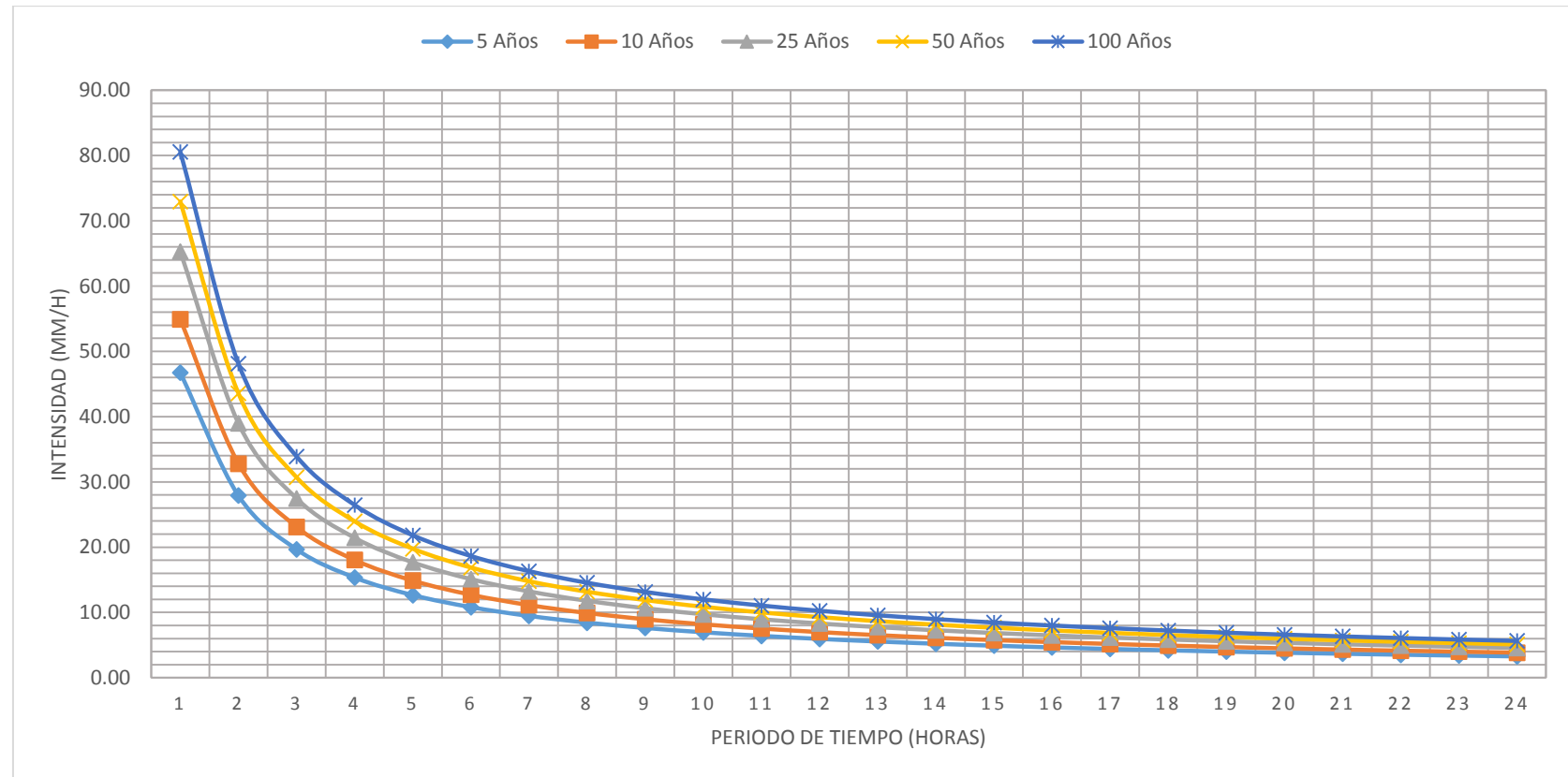


Figura 12. Representación de la curvas IDF para diferentes periodo de retorno. Elaborado por: Autor

3.3.4.8 Caudal máximo de crecida

Al no existir información hidrométrica directa en el sitio del puente en estudio y dado que el área de la microcuenca es 2.36 Km², se consideró conveniente utilizar un método hidrológico indirecto para la determinación del caudal de diseño, el cual se ha basado en la intensidad de lluvia y es el Método racional.

3.3.4.9 Método racional

Este método es utilizable en cuencas menores a 25 Km². Supone que el escurrimiento máximo generado por una tormenta es proporcional a la lluvia caída, supuesto que se cumple en forma más rigurosa en cuencas mayoritariamente impermeables o en la medida en que la magnitud de la lluvia crece y el área aportante se satura. (NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013, p. 255)

El caudal máximo se determina mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C * i * A}{3.60} \quad Ec. (4)$$

Donde:

Q: Caudal en m³/s;

C: Coeficiente de escorrentía, adimensional = 0.53.

i: Intensidad de la lluvia de diseño = 214.40 mm/hora.

A: Área de aporte en Km² = 2.36 Km².

El coeficiente de escorrentía (C) escogido para emplearse en la fórmula del método racional se adoptó en función de la característica del terreno, uso y manejo del suelo y condiciones de infiltración que presenta la zona en estudio y es igual a 0.53 y ha sido tomado de la Tabla 15.1.1 titulada “Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional”. Fuente: Ven Te Chow et al., 1994, p. 511.

Determinados los datos que influyen en la fórmula del método racional modificado, se ha obtenido el siguiente resultado:

Nombre	Caudal Máximo de Crecida (m³/s)
Río Cumtza	74.51

3.3.5 Estudio hidráulico del cauce del río Cumtza

Con la información topográfica de las secciones transversales del cauce del río levantadas con una separación de 10 metros en una longitud aproximada de 100 metros aguas arriba y abajo desde el centro de gravedad del actual puente peatonal de madera servirá como insumo para la modelación hidráulica del río Cumtza y cumplir los objetivos planteados en este estudio. Debido a la irregularidad en el ancho de las secciones transversales y pronunciadas pendientes con la ayuda del software Civil 3D se decidió reducir la separación a 5 metros en toda la longitud del río Cumtza para obtener mejores resultados en la modelación hidráulica con el software HEC-RAS.

3.3.5.1 Modelación hidráulica utilizando HEC-RAS

HEC-RAS es un programa de modelización hidráulica unidimensional de flujo rápidamente variado, analizando regímenes subcrítico, supercrítico y mixto, por lo que permite modelar las condiciones presentes en un evento de crecida histórica en el río Cumtza.

Los parámetros hidráulicos requeridos para la modelización en HEC-RAS, definida la geometría del cauce del río, también requiere de los siguientes parámetros:

- **Coeficiente de rugosidad o n de Manning**

La elección de un coeficiente de rugosidad adecuado requiere del conocimiento de los factores que lo afectan y de alguna experiencia. Los elementos que influyen en este

coeficiente son la rugosidad superficial dada por la forma y tamaño de las partículas que constituyen el lecho, la vegetación, las irregularidades en obstáculos en el cauce, el tamaño y forma de la sección, la altura de agua y gasto. (NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013, p. 321)

Para cursos naturales Ven Te Chow presenta la Tabla 2B.202-206 nombrada como “Valores del coeficiente de rugosidad o n de Manning en cauces naturales”. Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013, p. 352.

De esta tabla se han escogido diferentes coeficientes de rugosidad para el cauce principal y márgenes del río ya que se encuentra ubicado en una zona montañosa con alta pendiente, debido que el cauce principal presenta grandes bolones y grava con tamaño considerable se escogió el valor de 0.050 pero en los márgenes presenta menor rugosidad debido que está compuesta de roca en ambos lados siendo recubierta por poca vegetación sin embargo la irregularidad del ancho de sus secciones transversales afectan en la elección de este parámetro siendo 0.035 el valor escogido para realizar la modelación hidráulica. En la Figura 13 se puede visualizar el estado de las orillas del río Cumtza aguas arriba donde encuentra ubicado actualmente el puente de madera peatonal.

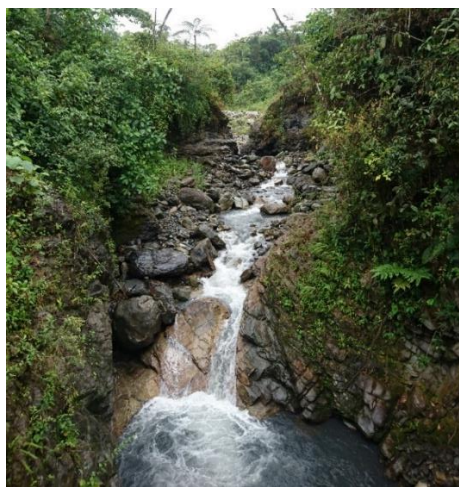


Figura 13. Orillas del río Cumtza aguas arriba. Elaborador por: Autor

- **Condición de contorno**

Establece el valor de los parámetros que definen el comienzo y final de la ejecución del modelo hidráulico. Se ha adoptado la condición de contorno para caudal en el extremo más alejado aguas arriba según el caudal de avenida calculado para el punto de interés en el estudio hidrológico. Mientras que aguas abajo la condición de contorno viene impuesta por la pendiente promedio del cauce.

- **Tipo de régimen**

Señalar, por último, que el cálculo se ha realizado suponiendo régimen supercrítico, de forma que los niveles obtenidos en dicha zona sean realistas, las condiciones topográficas pendientes pronunciadas en la zona de ubicación del puente existente prevé este comportamiento.

3.3.5.2 Resultados de la modelación hidráulica del río Cumtza

El puente peatonal de madera sobre el río Cumtza actualmente está ubicado en la abscisa 0+155 del perfil longitudinal (Figura 25), siendo esta sección la de interés en la modelización hidráulica presentando los siguientes resultados en la Tabla 18 y Figura 15.

Tabla 18
Parámetros hidráulicos en el puente peatonal de madera sobre el río Cumtza

Caudal (m ³ /s)	Cota del Cauce (m.s.n.m.)	Cota del Calado Máximo (m.s.n.m.)	Velocidad (m/s)	Numero de FROUDE
74.51	958.71	960.93	5.67	1.81

Elaborado por: Autor

El caudal máximo de crecida de 74.51 m³/s provoca un calado máximo de 960.93 m.s.n.m. (2.22 metros de diferencia desde el fondo del río) y una velocidad de 5.67 m/s.

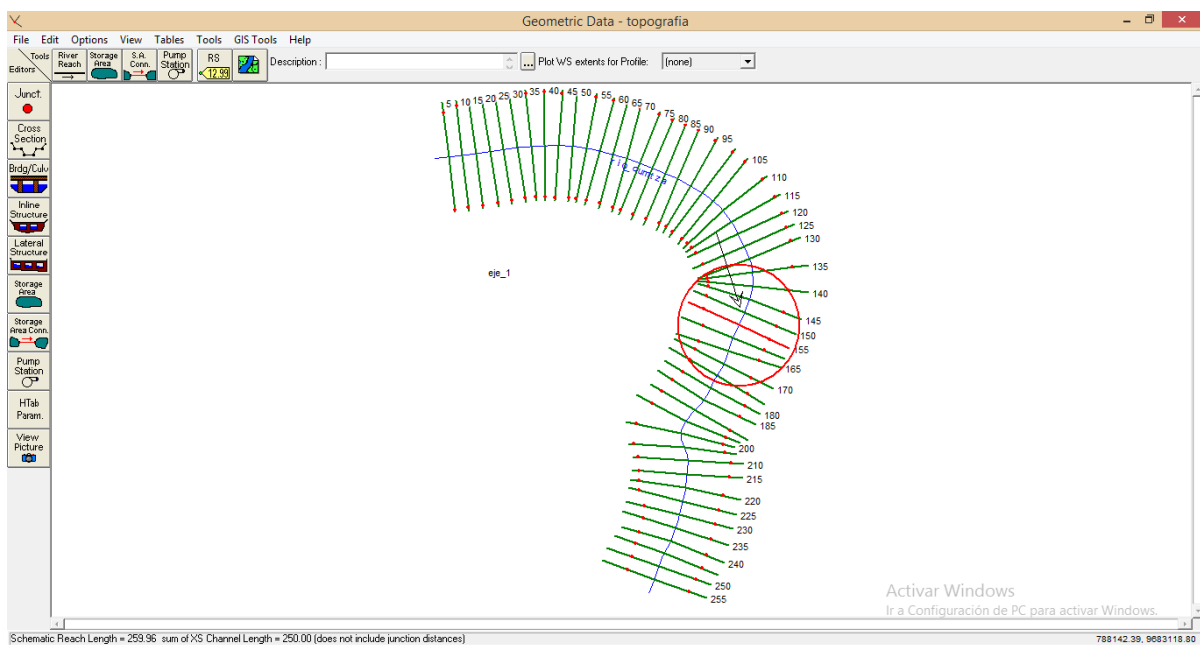


Figura 14. Perfil longitudinal del río Cumtza. Elaborado por: Autor

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: plan final 1 River: rio cumtza Reach: eje_1 Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
eje_1	255	PF 1	74.51	979.19	980.57	981.53	984.11	0.189221	8.33	8.94	8.26	2.56
eje_1	250	PF 1	74.51	977.75	980.04	980.89	983.05	0.171501	7.68	9.70	8.47	2.29
eje_1	245	PF 1	74.51	976.31	977.83	978.84	981.89	0.262488	8.93	8.34	8.57	2.89
eje_1	240	PF 1	74.51	975.61	977.04	977.96	980.58	0.206707	8.33	8.94	8.95	2.66
eje_1	235	PF 1	74.51	974.84	976.31	977.15	979.47	0.191841	7.87	9.47	9.81	2.56
eje_1	230	PF 1	74.51	973.61	975.02	975.87	978.42	0.219438	8.16	9.13	10.35	2.77
eje_1	225	PF 1	74.51	971.89	973.12	974.01	977.05	0.316995	8.78	8.48	11.10	3.21
eje_1	220	PF 1	74.51	969.72	970.93	971.73	975.08	0.495064	9.02	8.26	15.53	3.95
eje_1	215	PF 1	74.51	966.58	967.97	968.91	972.77	0.407231	9.71	7.67	11.18	3.74
eje_1	210	PF 1	74.51	963.81	964.58	965.47	970.10	0.685903	10.41	7.16	14.02	4.65
eje_1	205	PF 1	74.51	963.31	964.12	964.84	967.21	0.298120	7.79	9.57	15.03	3.11
eje_1	200	PF 1	74.51	962.71	963.69	964.34	965.92	0.150008	6.62	11.26	13.23	2.29
eje_1	195	PF 1	74.51	961.60	962.78	963.45	965.15	0.152166	6.83	10.91	11.70	2.26
eje_1	190	PF 1	74.51	961.37	962.26	962.84	964.31	0.145682	6.36	11.72	14.51	2.26
eje_1	185	PF 1	74.51	961.32	962.17	962.57	963.49	0.100273	5.09	14.64	19.40	1.87
eje_1	180	PF 1	74.51	961.21	962.64	962.64	963.29	0.025584	3.56	20.91	16.28	1.00
eje_1	175	PF 1	74.51	960.89	963.61	963.61	964.66	0.033686	4.52	16.49	7.99	1.00
eje_1	170	PF 1	74.51	960.35	962.55	963.08	964.33	0.083924	5.91	12.61	8.96	1.59
eje_1	165	PF 1	74.51	959.68	960.77	961.56	963.64	0.176092	7.50	9.93	10.66	2.48
eje_1	160	PF 1	74.51	958.89	960.66	961.28	962.72	0.105762	6.37	11.70	10.32	1.91
eje_1	155	PF 1	74.51	958.71	960.44	960.93	962.08	0.099581	5.67	13.15	13.14	1.81
eje_1	150	PF 1	74.51	958.59	959.80	960.33	961.56	0.102854	5.88	12.68	11.68	1.80
eje_1	145	PF 1	74.51	956.43	957.62	958.44	960.73	0.199347	7.82	9.53	10.19	2.58
eje_1	140	PF 1	74.51	954.74	956.36	957.29	959.74	0.187235	8.14	9.15	8.53	2.51

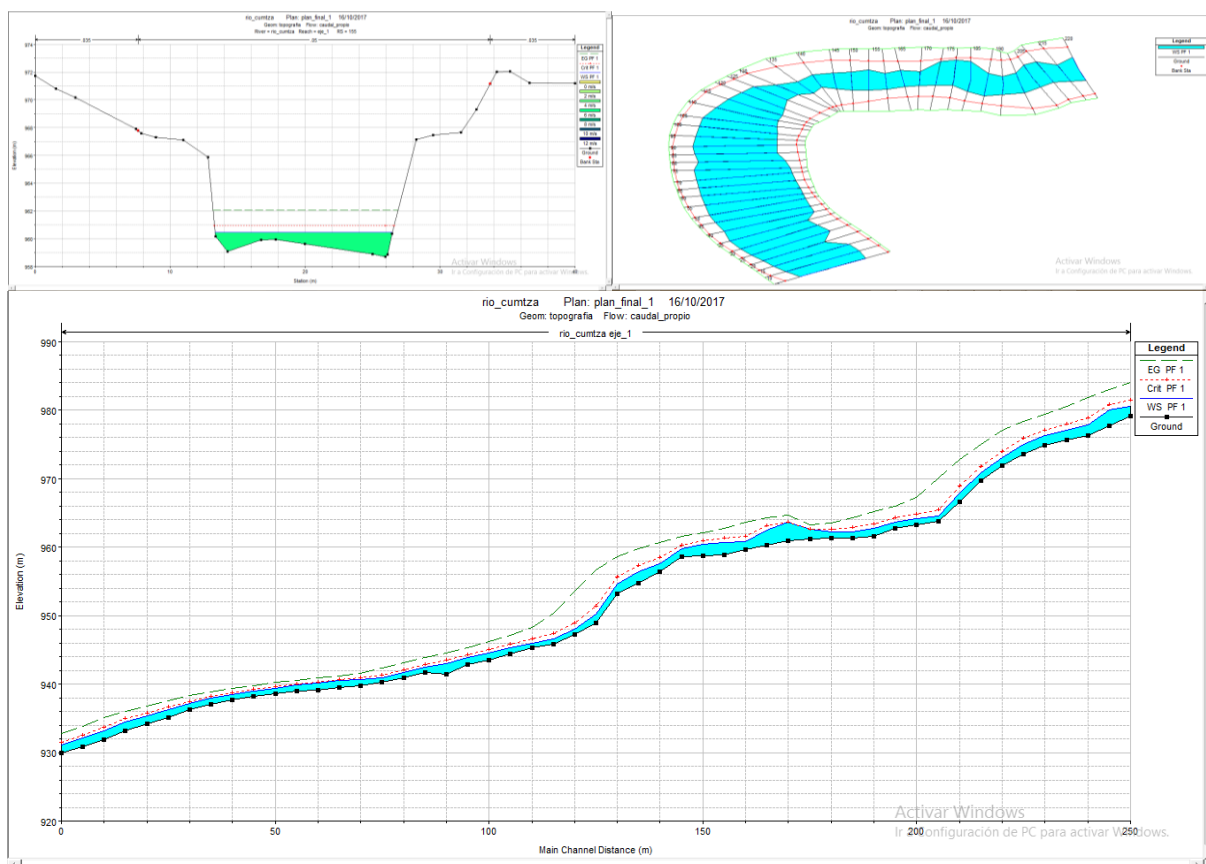


Figura 15. Resultados de la modelación hidráulica del río Cumtza

3.3.5.3 Estimación de la socavación general del cauce en el río Cumtza

En la sección transversal de la abscisa 0+155 se estimara la socavación asociándola al caudal máximo de crecida. De acuerdo a los criterios especificados en el Volumen N° 2 – Libro B de la NEVI-12 del MTOP, se empleara el método de Lischtván-Levediev.

- **Método de Lischtván-Levediev**

Lischtván-Levediev permite calcular la socavación general en diferentes tramos de un río y su valor provocado por la contracción en secciones donde el área hidráulica disminuye.

En sedimentos no-cohesivos se estima la socavación general con la siguiente expresión:

$$h_j = \left(\frac{qj}{0.68 \beta D^{0.28} \psi} \right)^{\frac{1}{X+1}} \quad Ec. (5)$$

Donde:

h_j : altura del escurrimiento en la franja socavada j (m);

q_j : caudal por unidad de ancho de la franja socavada j (m^3/s);

D : diámetro medio del sedimento obtenido de la curva granulométrica (mm);

β : coeficiente función de probabilidad de excedencia del caudal de diseño según Tabla 19;

ψ : coeficiente que considera influencia del sedimento en suspensión según Tabla 20;

X : parámetro de la fórmula de arrastre critico según Tabla 21.

Tabla 19. *Valores de β en función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño*

Probabilidad excedida (%)	Periodo de retorno (años)	Coeficiente β
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.90
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.2	500	1.05
0.1	1000	0.07

Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013, p. 415

Tabla 20. *Valores de ψ en función del peso específico de la mezcla agua - sedimento*

γ mezcla	ψ
1.05	1.08
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60

Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013, p. 416

Tabla 21. Valores del coeficiente X para suelos cohesivos y suelos no cohesivos

Suelos Cohesivos				Suelos No Cohesivos			
γ_s (ton/m ³)	X	γ_s (ton/m ³)	X	γ_s (ton/m ³)	X	γ_s (ton/m ³)	X
0.80	0.52	1.20	0.39	0.05	0.43	40.00	0.30
0.83	0.51	1.20	0.38	0.15	0.42	60.00	0.29
0.86	0.50	1.28	0.37	0.50	0.41	90.00	0.28
0.88	0.49	1.34	0.36	1.00	0.40	140.00	0.27
0.90	0.48	1.40	0.35	1.50	0.39	190.00	0.26
0.93	0.47	1.46	0.34	2.50	0.38	250.00	0.25
0.96	0.46	1.52	0.33	4.00	0.37	310.00	0.24
0.98	0.45	1.58	0.32	6.00	0.36	370.00	0.23
1.00	0.44	1.64	0.31	8.00	0.35	470.00	0.22
1.04	0.43	1.71	0.30	10.00	0.34	570.00	0.21
1.08	0.42	1.80	0.29	15.00	0.33	750.00	0.20
1.12	0.41	1.89	0.28	20.00	0.32	1000.00	0.19
1.16	0.40	2.00	0.27	25.00	0.31		

Fuente: NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12, 2013, p. 416

3.3.5.4 Resultados de la socavación general del cauce en el río Cumtza

Los resultados que se han obtenido al analizar la sección bajo el puente de madera peatonal en la abscisa 0+155 se pueden observar en la Figura 16 junto con el correspondiente análisis representado en la Tabla 22 y 23.

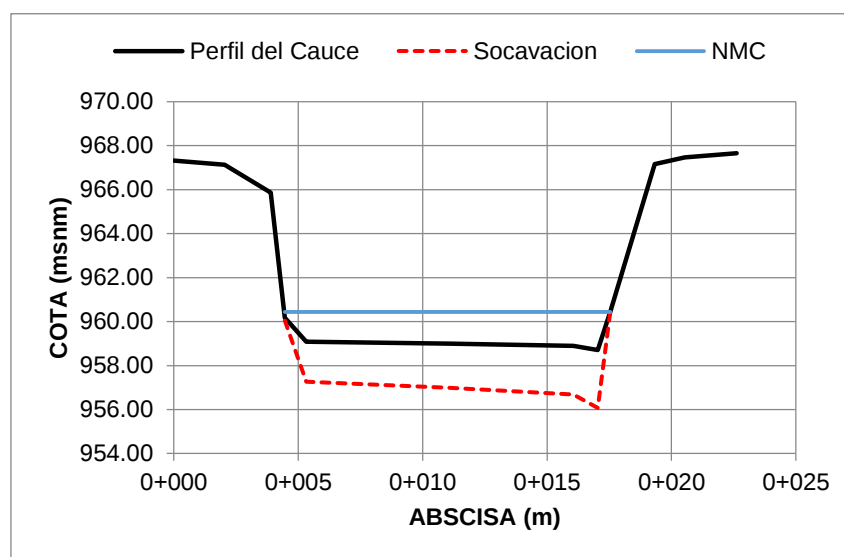


Figura 16. Perfil de socavación en la abscisa 0+155. Elaborado por: Autor

Tabla 22
Calculo de la profundidad de socavación general del cauce "Método de Lischtván-Levediev"
 (1/2)

Qd	μ	β	Be	A	Hm	Dm	α	X	$1/(1+X)$	NMC
(m ³ /s)	(-)	(-)	(m)	(m ²)	(m)	(mm)	(-)	(-)	(-)	(msnm)
74.51	0.94	1	13.12	13.52	1.03	60	5.75	0.29	0.78	960.44

Elaborado por: Autor

Donde:

Qd: Caudal de diseño

μ : Coeficiente de contracción

β : Coeficiente para Tr

Be: Ancho efectivo del cauce

A: Área hidráulica

Hm: Tirante medio de la sección

Dm: Diámetro medio de los granos del fondo

α : Coeficiente de corrección

X: Exponente que depende de Dm

$1/(1+X)$: Auxiliar

NMC: Nivel de máxima crecida

Tabla 23
Calculo de la profundidad de socavación general del cauce "Método de Lischtván-Levediev"
 (2/2)

Abscisa transversal	Cota cauce	NMC	Ho	Hs	Altura de socavación	Cota de socavación
(m)	(msnm)	(msnm)	(m)	(m)	(m)	(msnm)
0.00	967.32	960.44				
2.04	967.13	960.44				
3.89	965.87	960.44				
4.46	960.17	960.44	0.27	0.40	0.13	960.04

5.32	959.09	960.44	1.35	3.17	1.82	957.27
11.07	959.00	960.44	1.44	3.44	2.00	957.00
16.06	958.90	960.44	1.54	3.76	2.22	956.68
17.03	958.71	960.44	1.73	4.37	2.64	956.07
17.54	960.44	960.44	0.00	0.00	0.00	960.44
19.32	967.16	960.44				
20.54	967.46	960.44				
22.62	967.66	960.44				

Elaborado por: Autor

La altura máxima de socavación es de 2.64 metros, debido a la pronunciada pendiente que tiene el río y alta velocidad ya que está ubicado en una zona montañosa.

3.3.6 Conclusiones

- Se delimito la cuenca hidrográfica obteniendo una área de 2.36 Km² y longitud del cauce principal de 1.88 Km.
- Con el análisis estadístico se definió una precipitación máxima en 24 horas para T=100 de 130.60 mm en la región de influencia al proyecto.
- El caudal máximo de diseño es de 74.51 m³/s que servirá para la evaluación hidráulica.
- Del análisis hidráulico de las secciones del río Cumtza presenta un flujo supercrítico debido a las altas pendientes, con velocidades entre 5 y 8 m/s.
- El nuevo puente recomendado tiene 24 metros de luz, desde el punto de vista hidráulico, no presenta problemas, y guarda relación con criterios de seguridad y de economía del proyecto. La línea hipotética de socavación general, está suficientemente alejada de los estribos y no presenta peligro alguno para la estructura.
- El nivel máximo de crecida es 960.44 msnm estimando un gálibo de seguridad suficiente (mayor a 4 metros) correspondiente a la crecida extraordinaria.
- La socavación máxima estimada resultante 2.64 metros.

3.4 ESTUDIO DE SUELOS

3.4.1 Introducción

Durante el levantamiento topográfico se visualizó en las orillas del río y superficie de los accesos al puente peatonal de madera afloramiento de roca en gran parte, presentando una vegetación densa con bosques en la mayoría de la zona aledaña donde se emplazara el nuevo puente carrozable, con topografía accidentada debido a las pendientes cambiantes de forma precipitada como suele ocurrir en zonas montañosas.

Después del análisis de la información topográfica y resultados del estudio hidrológico hidráulico, se determinaron las coordenadas donde se ubicara la cimentación a cada lado del margen del río. Previo a realizar los ensayos de campo se contempló existencia de roca en la ubicación de la cimentación en ambos lados, esta roca ocupa gran parte del espacio en los accesos al puente, concluyendo que el estudio preliminar de suelos estará enfocado netamente a ensayos sobre roca.

Existen diferentes tipos de ensayos sobre roca que servirán para obtener parámetros de resistencia y deformación de las mismas, variando en la metodología e instrumentos que se utilizan en cada ensayo siendo un factor importante el transporte de estos equipos hacia el lugar de análisis y su posterior uso, determinado el costo que tendrán estos ensayos. Debido a los altos costos que tienen estos ensayos se optó por el uso del esclerómetro o martillo Schmidt siendo aplicable a macizos rocosas, dada su facilidad y rapidez de utilización en este tipo de materiales y teniendo en cuenta la accesibilidad económica que tiene el autor de este documento para emplear este instrumento con el fin de cumplir los objetivos propuestos en este estudio.

3.4.1.1 Objetivos

El presente estudio preliminar tiene como objetivo proporcionar información geotécnica que permita conocer las características del suelo en el lugar donde se implantara el puente, el análisis realizado en base a trabajos de campo, laboratorio y oficina, tiene los siguientes objetivos:

- Describir la geología regional y local en la zona del proyecto.
- Definir las características físicas y mecánicas del suelo y/o rocas.
- Determinar la capacidad portante del suelo y/o rocas.
- Recomendar la mejor alternativa del tipo y profundidad de la cimentación.

3.4.1.2 Alcance

El actual estudio preliminar se realizará con el esclerómetro o martillo de Schmidt y la aplicación del software RocData, describiendo posteriormente los criterios que utiliza el programa para la mejor comprensión de los cálculos realizados y del estudio, los resultados obtenidos servirán para recomendar el tipo de cimentación y posterior cálculo estructural. Teniendo en cuenta que se debe recalculer la misma antes de su construcción, realizando ensayos más completos, que permitan determinar valores más exactos. Los ensayos que proporcionan los datos exactos, tienen un costo elevado por los insumos que utiliza y por la movilidad del personal técnico. En el caso particular de mi estudio no contó con el apoyo económico para estas contingencias técnicas. De esta manera utilice un método que está dentro del grupo de ensayos que se puede realizar, contando con la aprobación de mi tutor de tesis y del Ingeniero Civil Luis Mario Almaché Master en Geotecnia y director del laboratorio de suelos de la carrera de Ingeniería Civil de la Unidad Académica de Ingeniería, Industria y Construcción de la Universidad Católica de Cuenca.

3.4.1.3 Ubicación

La descripción de la zona donde se emplazara el proyecto se describió en el estudio topográfico y estudio hidrológico e hidráulico presentando en el literal 3.2 y 3.3 respectivamente. Las coordenadas donde está ubicada la cimentación en cada lado del río en los cuales se realizó el ensayo no destructivo con el martillo de Schmidt o esclerómetro se indican en la Tabla 24.

Tabla 24
Coordenadas UTM (DATUM WGS84)

Punto	Ubicación	Norte	Este	Cota
P1	Margen derecho	9683221.4	788116.2	966.45
P2	Margen izquierdo	9683232.1	788094.7	967.34

Elaborado por: Autor

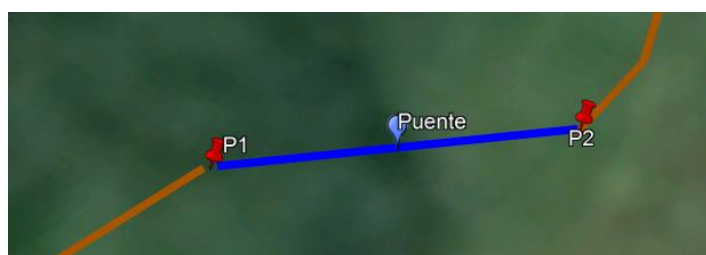


Figura 17. Vista planta ubicación P1 y P2. Elaborado por: Autor



Figura 18. Ubicación de P1 y P2. Elaborado por: Autor

3.4.1.4 Martillo de Schmidt o esclerómetro

Diseñado en 1948 por Ernest Schmidt. Es un ensayo no destructivo que permite estimar la resistencia a compresión simple (σ_c) de las rocas, midiendo la resistencia al rebote de la superficie de la roca ensayada.

El esclerómetro consiste en un pequeño aparato metálico de geometría cilíndrica que dispone de un muelle en su interior y de un punta retráctil, la cual, al ser presionada contra la roca hace que el muelle se dispare. (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, p. 346)



Figura 19. Martillo de Schmidt o esclerómetro. Elaborador por: Autor

Como se puede observar en la Figura 20 es un aparato cilíndrico compuesto en su interior por un muelle y con punta retráctil, las principales partes del martillo de Schmidt son el cuerpo, control deslizante, martillo, resorte y embolo como se indican a continuación de arriba hacia abajo respectivamente.

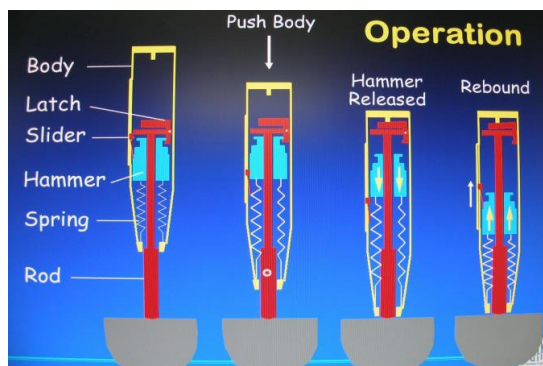


Figura 20. Método de prueba del esclerómetro. Fuente: ASTM D5873-05

El procedimiento general para realizar el ensayo es el siguiente:

- Limpiar la superficie de la roca sin grietas siendo lo más plana y lisa posible.
- Aplicar el martillo en la superficie hasta que rebote el embolo.
- El instrumento puede estar perpendicular horizontalmente o verticalmente a la superficie o bien inclinado 45° , donde se realizara posteriormente una corrección de acuerdo a la inclinación que tuvo el martillo al momento del impacto.
- De acuerdo a la resistencia del material, el embolo tiene menor o mayor rebote, valor reflejado en el costado del aparato donde está ubicada la escala.
- Este procedimiento debe realizarse 10 veces (recomendación de la ASTM), eliminando los cinco valores menores y se debe escoger el promedio de los sobrantes.

Los valores tomados en cada rebote están correlacionados mediante un ábaco (Figura 21) con la resistencia a la compresión simple, de acuerdo a la densidad que tienen los diferentes tipos de roca (Tabla 25) en la cual se realiza los ensayos y al grado de inclinación del martillo en el plano ensayado para su posterior corrección.

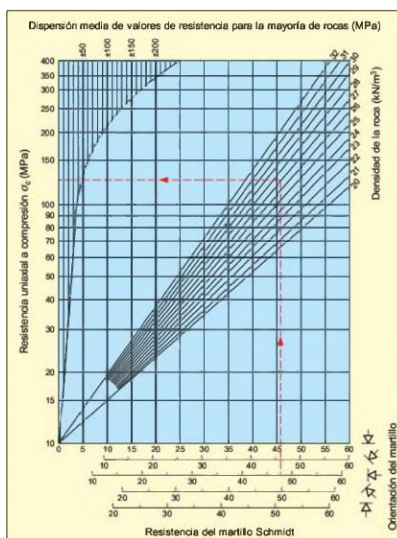


Figura 21. Gráfico de correlación para el martillo Schmidt entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote. Fuente: González de Vallejo et al., 2002, p. 347

Tabla 25. *Valores del peso específico y porosidad de las rocas*

Roca	Peso específico (g/cm ³)	Porosidad (%)
Andesita	2.2-2.35	10-15
Anfibolita	2.9-3.0	-
Arenisca	2.3-2.6	5-25 (16.0)
Basalto	2.7-2.9	0.1-2
Caliza	2.3-2.6	5-20 (11.0)
Carbón	1.0-2.0	10
Cuarcita	2.6-2.7	0.1-0.5
Creta	1.7-2.3	30
Diabasa	2.9	0.1
Diorita	2.7-2.85	-

Fuente: González de Vallejo et al., 2002, p. 128

El valor estimado a partir del martillo de Schmidt se obtiene estadísticamente, siendo un valor representativo. La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) recomienda hacer 20 lecturas y promediar las 10 lecturas con índices más altos.

Calculado el valor medio y sabiendo la densidad de la roca, en el ábaco de la Figura 35 se elige una opción de las cinco existentes en el eje de las abscisas según la orientación del martillo cuando se realizaron las lecturas, determinando la resistencia a compresión simple del material ensayado.

Determinado el máximo esfuerzo que resiste la roca sometida a compresión uniaxial también se puede aproximar un valor inicial de la resistencia a la tracción (σ_t) definiéndose como el máximo esfuerzo tolerable del elemento ante la fractura por tracción.

En la Tabla 26 se muestran los valores mínimos y máximos de la cohesión y fricción interna de diferentes rocas.

Tabla 26. *Valores típicos c y ϕ para roca sana*

Roca	Cohesión C (kp/cm ²)	Ángulo de fricción básico ϕ (grados)
Andesita	280	45
Arenisca	80-350	30-50
Basalto	200-600	48-55
Caliza	50-400	35-50
Caliza margosa	10-60	30
Cuarcita	250-700	40-55
Diabasa	900-1200	40-50
Diorita	150	50-55
Dolomía	220-600	25-35
Esquisto	250	35-30

Fuente: González de Vallejo et al., 2002, p. 159

3.4.1.5 Trabajos realizados y metodología empleada

Para cumplir con los objetivos propuestos el presente estudio fue realizado basándose en las siguientes investigaciones y trabajos de campo:

- Selección y análisis de la documentación disponible, tanto del estudio topográfico y estudio hidrológico e hidráulico presentado anteriormente en este documento, también se utilizó el Mapa Geológico del Ecuador 2017 con escala 1:1000000 publicado por Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero Metalúrgico (INIGEMM), este mapa es la actualización de la última versión de 1993.
- Inspecciones de campo, para la identificación geológica que servirá de base en la caracterización geológica-geotécnica de la zona donde se implantara el puente.
- Se tomó lecturas en cada lado sobre la roca en la que se ubicara la cimentación del puente con el esclerómetro o martillo de Schmidt, realizando excavaciones a mano

para poder ejecutar eficientemente los ensayos de campo de acuerdo a las recomendaciones de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM).

- En el trabajo de oficina se identifica la zona geológica del proyecto y determinan las características geotécnicas de la roca para el posterior diseño de la cimentación.

3.4.2 Exploración geotécnica

Con la ayuda del martillo de Schmidt se ejecutó el ensayo en la posición donde se emplazara la cimentación del puente, se tomaron 20 lecturas en cada lado como sugiere la ISRM.

- En el margen derecho (P1) la roca en pequeñas partes de la superficie estaba recubierta por una delgada capa vegetal no mayor a 20 cm de espesor y el restante no tenía, removiendo el material sobrante para el correcto desarrollo del ensayo y registrando los 20 valores necesarios para el cálculo de la compresión simple, estos valores se muestran en la Tabla 27.



Figura 22. Movimiento de la vegetación en P1. Elaborado por: Autor

Tabla 27
Valores de las lecturas en el margen derecho (P1)

Nº Lectura	Medida
1	44

2	50
3	51
4	50
5	45
6	39
7	45
8	39
9	46
10	46
11	42
12	43
13	45
14	47
15	47
16	48
17	48
18	45
19	40
20	44

Elaborado por: Autor

- En el margen izquierdo (P2) la roca estaba cubierta por vegetación y tierra, manualmente se retiró el material alcanzando una profundidad de 90 cm y ancho de 60 cm encontrando el estrato rocoso procediendo con el ensayo.



Figura 23. Movimiento de tierras en P2. Elaborado por: Autor

Tabla 28
Valores de las lecturas en el margen izquierdo (P2)

Nº Lectura	Medida
1	38

2	39
3	39
4	40
5	41
6	33
7	34
8	43
9	41
10	37
11	41
12	39
13	39
14	41
15	41
16	41
17	42
18	40
19	41
20	42

Elaborado por: Autor

En el margen izquierdo el material removido para realizar el ensayo fue colocado hace varios años con la ayuda de maquinaria pesada por lo cual la roca estuvo expuesta a solicitaciones más altas en comparación a las del margen izquierdo afectando directamente la resistencia de la roca en el punto P2. Tomados todos los datos necesarios durante la ejecución de los ensayos de campo se procedió al trabajo de oficina para poder caracterizar geológicamente la zona donde se implantará el puente y definir las características geotécnicas de la roca donde se ubicara la cimentación cumpliendo con los objetivos propuestos al inicio del actual estudio.

3.4.3 Geología de la zona del proyecto

La ubicación geológica donde se emplazara el puente se determinó en base al Mapa Geológico del Ecuador 2017 con escala 1:1000000 publicado por INIGEMM, en la Figura 24 se representa parte del mapa citado y la ubicación del cantón Limón Indanza, sector de Cumtza

Alto. De acuerdo a las coordenadas de la cimentación presentadas en la Tabla 12 ubicamos el área de influencia del proyecto en estudio situándose en la formación geológica Cretácica. La distribución de estas unidades se puede visualizar en la Figura 25.

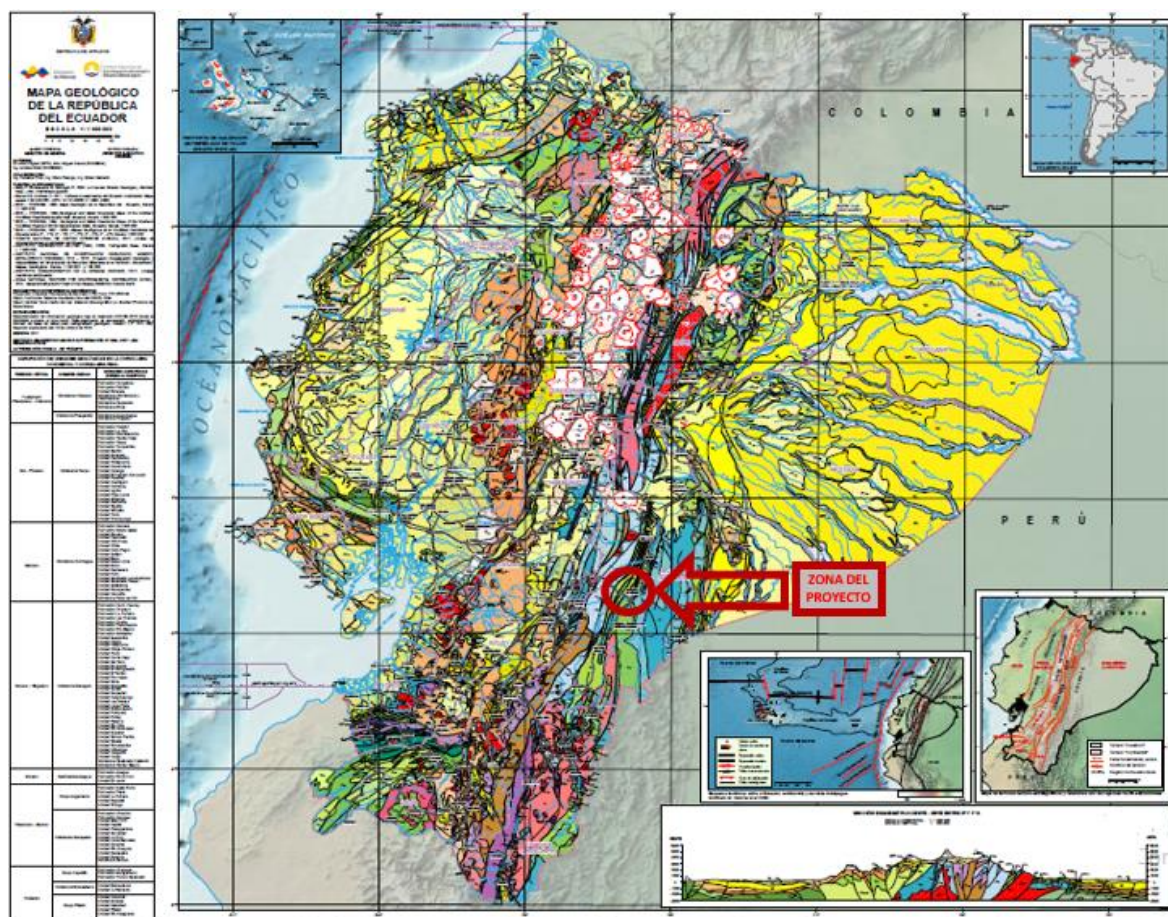


Figura 24. Ubicación geológica donde se emplazara el puente. Fuente: INIGEMM, 2017

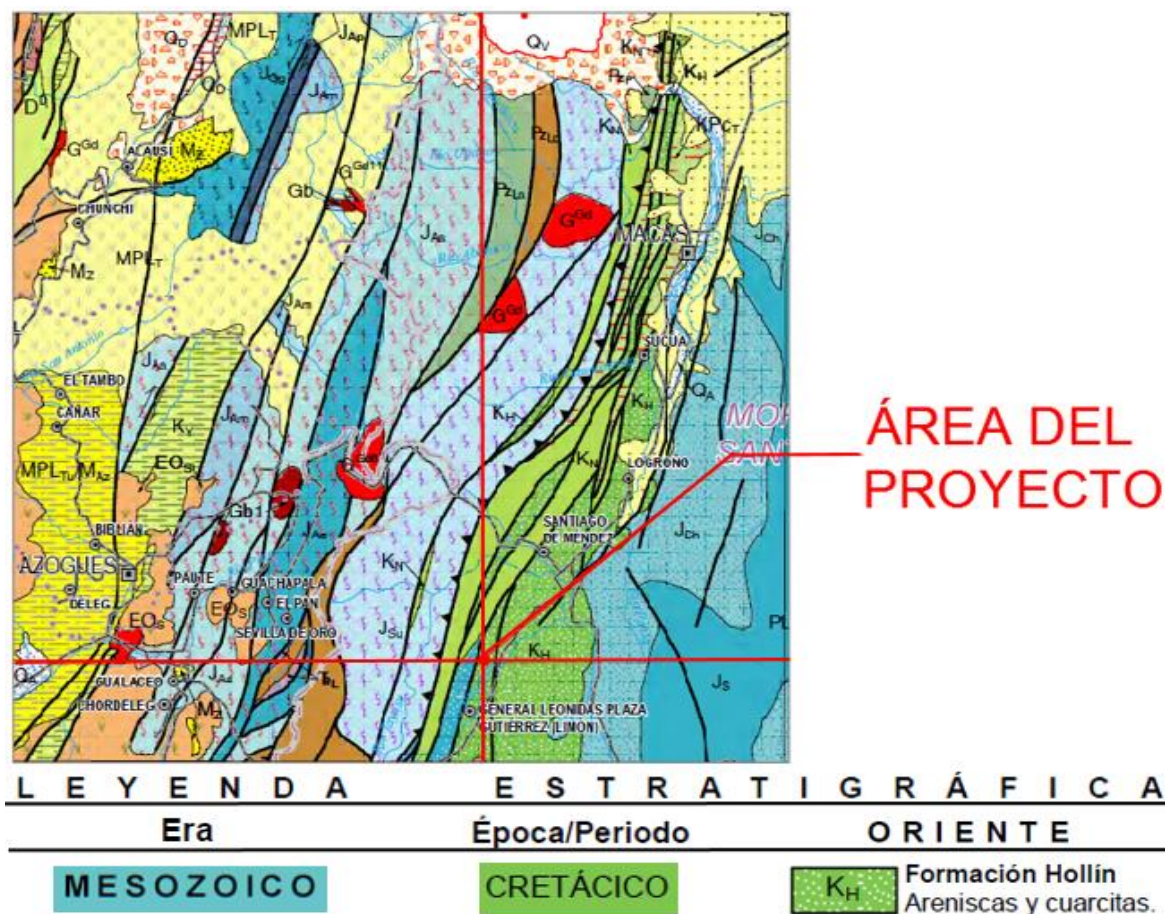


Figura 25. Formación geológica donde se ubicara la cimentación. Fuente: INIGEMM, 2017

La Formación Hollín (KH) ubicada en el área de estudio, observándose afloramientos de la Hollín a lo largo de todas las riveras del cauce natural, identificando la presencia de rocas cuarcitas en los accesos donde se emplazara la cimentación del puente.



Figura 26. Afloramientos de roca donde se emplazaran los estribos. Elaborado por: Autor

3.4.4 Propiedades físicas y mecánicas de la roca

Las observaciones realizadas durante los trabajos de campo y el posterior análisis de gabinete determino la zona geológica del proyecto permitiendo definir las propiedades geomecánicas de la cuarcita, material sobre el cual se construirán los cimientos del puente.

- Peso específico de la roca

De acuerdo a los datos representados en la Tabla 25 el peso específico de la cuarcita asumido para posteriores cálculos es 2700 Kg/cm³.

- Resistencia del Martillo de Schmidt o esclerómetro

Este parámetro se calculó con las recomendaciones de la ISRM donde toma el promedio de los 10 valores más altos, obteniendo 47.8 en el margen izquierdo y 41.4 en el margen derecho.

Tabla 29
Calculo de la resistencia del Martillo de Schmidt margen derecho (P1)

Nº Lectura	Medida	Ordenadas
1	39	51
2	44	50
3	50	50
4	51	48
5	50	48
6	45	47
7	39	47
8	45	46
9	39	46
10	46	45
11	46	45
12	42	45
13	43	45
14	45	44
15	47	43
16	47	42
17	48	40
18	48	39
19	45	39

20	40	39
Promedio:		47.8
Elaborado por: Autor		

Tabla 30
Calculo de la resistencia del Martillo de Schmidt margen izquierdo (P2)

N° Lectura	Medida	Ordenadas
1	38	43
2	39	42
3	39	42
4	40	41
5	41	41
6	33	41
7	34	41
8	43	41
9	41	41
10	37	41
11	41	40
12	39	40
13	39	39
14	41	39
15	41	39
16	41	39
17	42	38
18	40	37
19	41	34
20	42	33
Promedio:		41.4
Elaborado por: Autor		

- Resistencia a compresión simple

Calculado el valor medio en cada margen del río, conocida la densidad de la cuarcita (2700 Kg/cm³) y de acuerdo a la orientación del esclerómetro (vertical) con la cual se realizaron los ensayos podemos obtener el valor de la resistencia a compresión simple en cada lado mediante el grafico de correlación de Miller.

Siguiendo el procedimiento descrito se calculó la resistencia a compresión simple en el margen derecho (P1) siendo igual a 141.5 MPa.

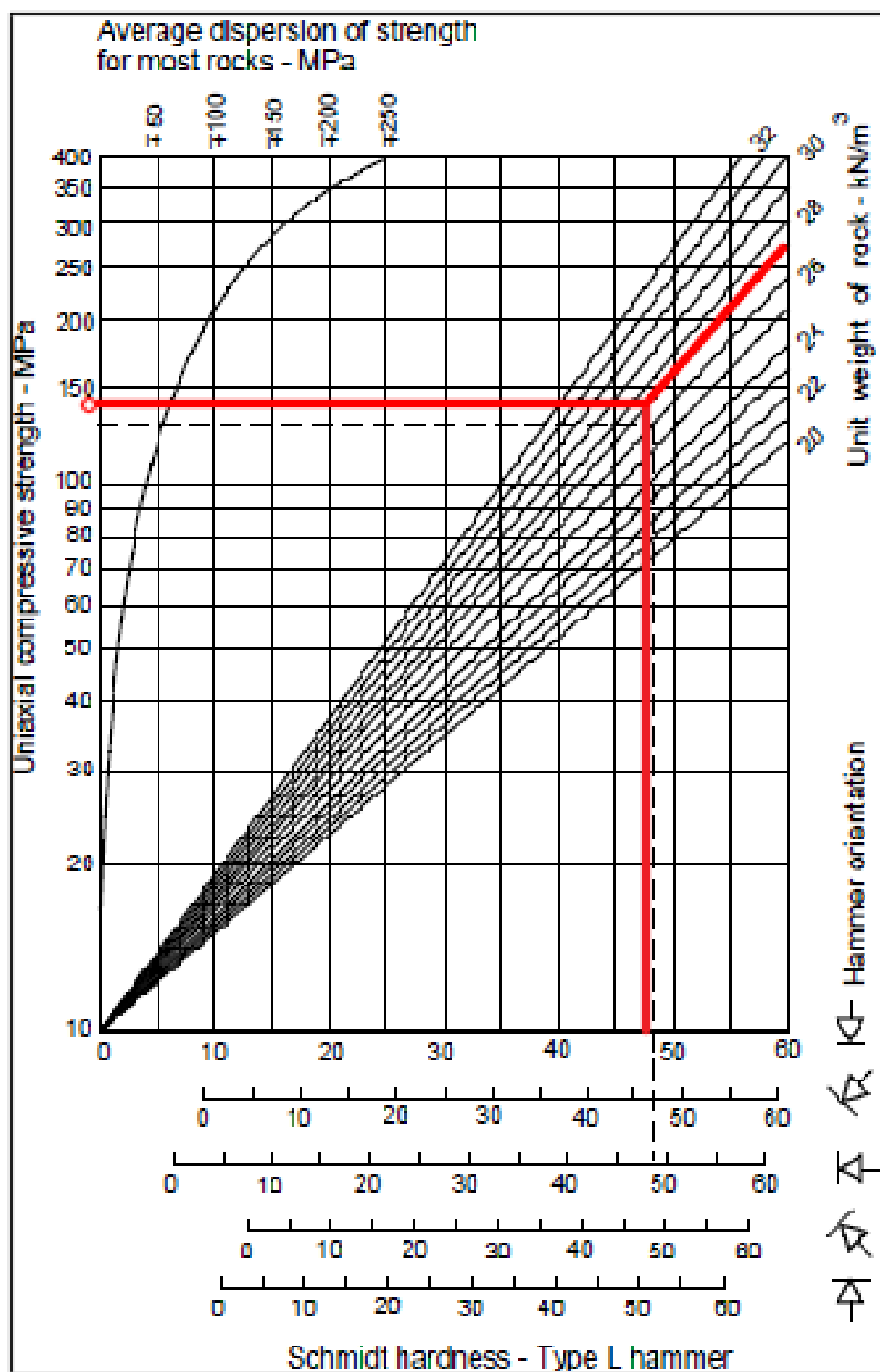


Figura 27. Cálculo de la resistencia a compresión simple en el margen izquierdo (P1). Elaborado por: Autor

En el margen izquierdo (P2) se obtiene un valor de 100 MPa como la resistencia a compresión simple de la cuarcita.

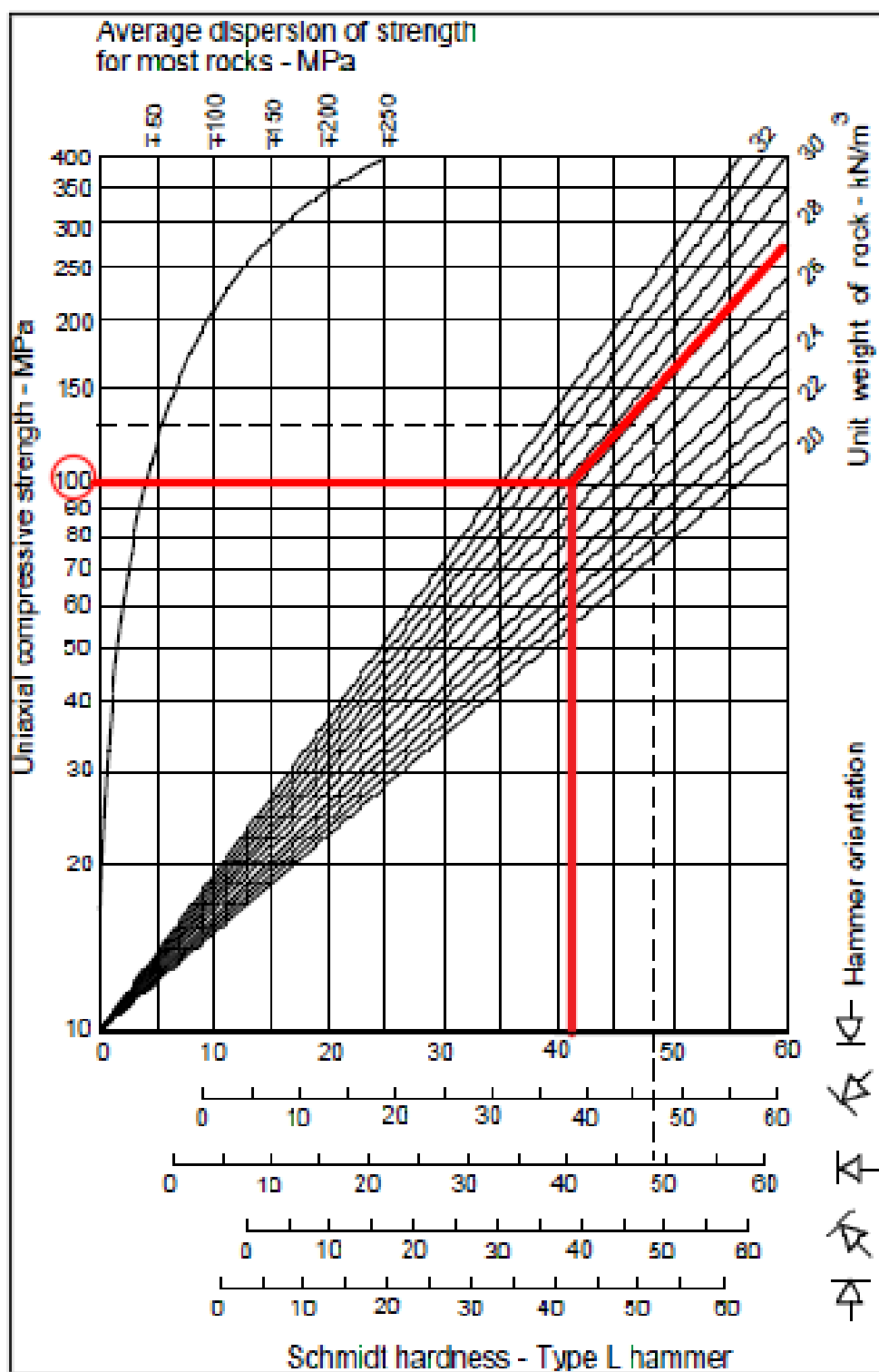


Figura 28. Cálculo de la resistencia a compresión simple en el margen derecho (P2). Elaborado por: Autor

En resumen la resistencia a compresión simple (σ_c) es:

- Margen derecho (P1): 141.5 MPa
- Margen izquierdo (P2): 100 MPa

Valores típicos de la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ), los valores típicos de la cuarcita en los que se refiere a la cohesión varía entre 250 y 700 (Kp/cm²) y el ángulo de fricción interna asume valores entre los 40° y 55°, de acuerdo a la Tabla 26.

3.4.5 Clasificación RMR (Rock Mass Rating)

En 1973 fue desarrollada por Bieniawski, clasifica macizos rocosos relacionando sus parámetros geotécnicos denominado índice de calidad RMR, tomando valores de 0 a 100 de acuerdo al comportamiento de los siguientes factores geomecánicas del macizo:

- Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
- Grado de fracturación en términos del RQD.
- Espaciado de las discontinuidades.
- Condiciones de las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

Este método de clasificación consiste en realizar inspecciones de campo, identificando las características de los factores descritos dando puntuaciones de acuerdo al estado en que se encuentran. Se dividen en cinco clasificaciones de acuerdo a la puntuación resultante de la suma de los factores evaluados. El proceso de evaluación se representa en la Figura 29 y la clasificación del macizo rocoso de acuerdo a este método se muestra en la Tabla 31.

Así, un macizo rocoso clasificado como Muy Bueno (Clase I), será un macizo rocoso duro, poco fracturado, sin filtraciones importantes y poco meteorizadas, presentando muy pocos problemas frente a su estabilidad y resistencia. Se puede deducir que tendrá una capacidad portante alta. (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, p. 230)

Tabla 31. *Calidad del macizo rocoso en relación de RMR*

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión (kg/cm ²)	Ángulo de rozamiento
I	Muy Buena	100-81	>4	>45°
II	Buena	80-61	3-4	35°-45°
III	Media	60-41	2-3	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2	15°-25°
V	Muy Mala	<20	<1	<15°

Fuente: González de Vallejo et al., 2002, p. 233

Parámetros de clasificación									
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)		Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)	
			Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1
	Puntuación			15	12	7	4	2	1
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades									
Dirección y buzamiento			Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación	Túneles		0	- 2	- 5	- 10	- 12		
	Cimentaciones		0	- 2	- 7	- 15	- 25		
	Taludes		0	- 5	- 25	- 50	- 60		
Clasificación									
Clase		I	II	III	IV	V			
Calidad		Muy buena	Buena	Medía	Mala	Muy mala			
Puntuación		100-81	80-61	60-41	40-21	< 20			

Figura 29. Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989). Fuente: González de Vallejo et al., 2002, p. 232

3.4.5.1 Clasificación geomecánica RMR

Se utilizaron los pasos de la Figura 29, determinando el índice RMR.

- Margen derecho (P1)

Tabla 32
Valor del índice RMR del margen derecho (P1)

#	Parámetro geomecánico	Puntuación
1	Resistencia a la compresión simple 141.5 MPa	12
2	RQD 0	3
3	Espaciado de las discontinuidades < 0.06 m	5
4	Estado de las discontinuidades	19
5	Agua freática Goteando	4
6	Corrección por la orientación de las discontinuidades Cimentación Media	-7
	RMR	36

Elaborado por: Autor

- Margen izquierdo (P2)

Tabla 33
Valor del índice RMR del margen izquierdo (P2)

#	Parámetro geomecánico	Puntuación
1	Resistencia a la compresión simple 100.0 MPa	12
2	RQD 0	3
3	Espaciado de las discontinuidades < 0.06 m	5
4	Estado de las discontinuidades	19
5	Agua freática Goteando	4
	Corrección por la orientación de las discontinuidades	

6	Cimentación Media	-7
	RMR	36
Elaborado por: Autor		

El valor del índice es el mismo en ambos márgenes por lo que $RMR = 36$.

3.4.6 Criterio de Hoek y Brown

Es un criterio de rotura válido para macizos rocosos isótropos, y tiene en cuenta los factores que determinan la rotura de un medio rocoso a gran escala, como son la no linealidad con el nivel de tensiones, la influencia del tipo de roca y del estado del macizo, la relación entre la resistencia a la compresión y a la tracción, la disminución del ángulo de rozamiento con el aumento de la tensión de confinamiento, etc. El criterio fue desarrollado inicialmente para su aplicación a macizos rocosos fracturados sin alterar con matriz rocosa resistente, asumiendo que los bloques de roca están en contacto unos con otros y que la resistencia del macizo está controlada por la resistencia de las discontinuidades. La resistencia del macizo queda definida por la expresión (Hoek y Brown, 1980) (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, p. 194):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \times \sqrt{m \times \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s} \quad Ec. (6)$$

Donde:

σ_1 y σ_3 : Esfuerzos principales mayor y menor de rotura

σ_c : Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa

m y s : Constantes adimensionales que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de roca y de la frecuencia y características de las discontinuidades.

$$m = m_i \times \exp \times \frac{RMR - 100}{28} \quad Ec. (7)$$

$$s = \exp \times \frac{RMR - 100}{9} \quad \text{Ec. (8)}$$

Donde:

m_i : Valor correspondiente a la matriz rocosa (Tabla 34)

Tabla 34. Valores de la constante m_i para la matriz rocosa

Tipo de roca y valor de la constante m_i				
Sedimentarias clásticas	Conglomerado	22	Lulita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	18
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásticas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	20	Yeso	16
	Caliza esparítica	10	Anhidrita	13
	Mármol	9	Gneiss	33
Metamórficas	Cuarcita	24	Esquisto	4-8
	Migmatita	30	Filita	10
	Anfibolita	25-31	Pizarra	9
	Milonita	6		
Ígneas	Granito	33	Diorita	28
	Riolita	16	Andesita	19
	Granodiorita	30	Gabro	27
	Dacita	17	Basalto	17
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	20	Toba	15
	Brecha	18		

Fuente: González de Vallejo et al., 2002, p. 162

En la zona de estudio donde se ubicaran los estribos tenemos tocas metamórficas cuarcitas, entonces el valor de la constante es $m_i = 20$ y el índice ya calculado $RMR = 36$, que servirán para posteriores cálculos con el fin de la determinación de la capacidad última de la roca y elegir el tipo de cimentación del puente.

3.4.7 Método de Serrano y Olalla

De la misma manera que en cimentaciones en suelos se calcula la carga de hundimiento utilizando el criterio de Mohr-Coulomb, se puede obtener la carga que produce deformaciones

plásticas en un macizo rocoso según el método de Serrano y Olalla (2001), en aquellos casos en los que el medio rocoso es homogéneo e isotrópico; es decir, los grupos I, IV y V de Hoek y Brown (Figura 50), cuyo comportamiento sigue el criterio de rotura de estos autores.

(González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, p. 419)

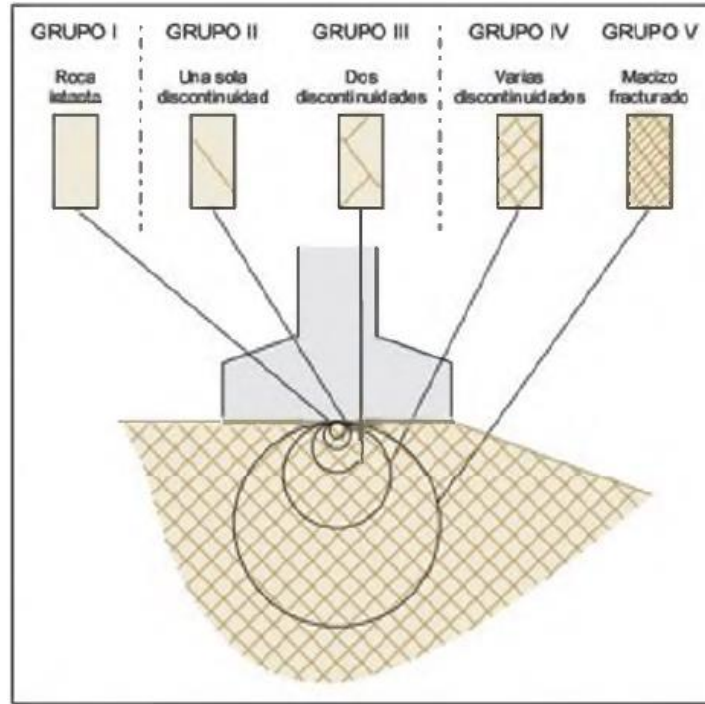


Figura 30. Representación simplificada de la influencia de la escala en el comportamiento del macizo rocoso para el diseño de cimentaciones superficiales. Fuente: González de Vallejo et al., 2002, p. 419

De acuerdo al criterio de Serrano y Olalla la ecuación que determina la presión de hundimiento (P_h) es:

$$P_h = \beta \times (N_\beta - \zeta) \quad \text{Ec. (9)}$$

Donde:

$$\beta = \frac{m \times \sigma_c}{8} = \frac{m_i \times \sigma_c}{8} \times \exp \times \frac{RMR - 100}{28} \quad \text{Ec. (10)}$$

$$\zeta = \frac{m \times s}{m^2} = \frac{8}{m_i^2} \times \exp \times \frac{RMR - 100}{25.2} \quad \text{Ec. (11)}$$

N_β : Valores del factor de la presión de hundimiento

El coeficiente de carga de hundimiento N_β se determina con la Ec. (12) y la Figura 31, cuando el terreno es horizontal y siendo el eje de abscisas la sobrecarga externa.

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta} + \zeta \quad \text{Ec. (12)}$$

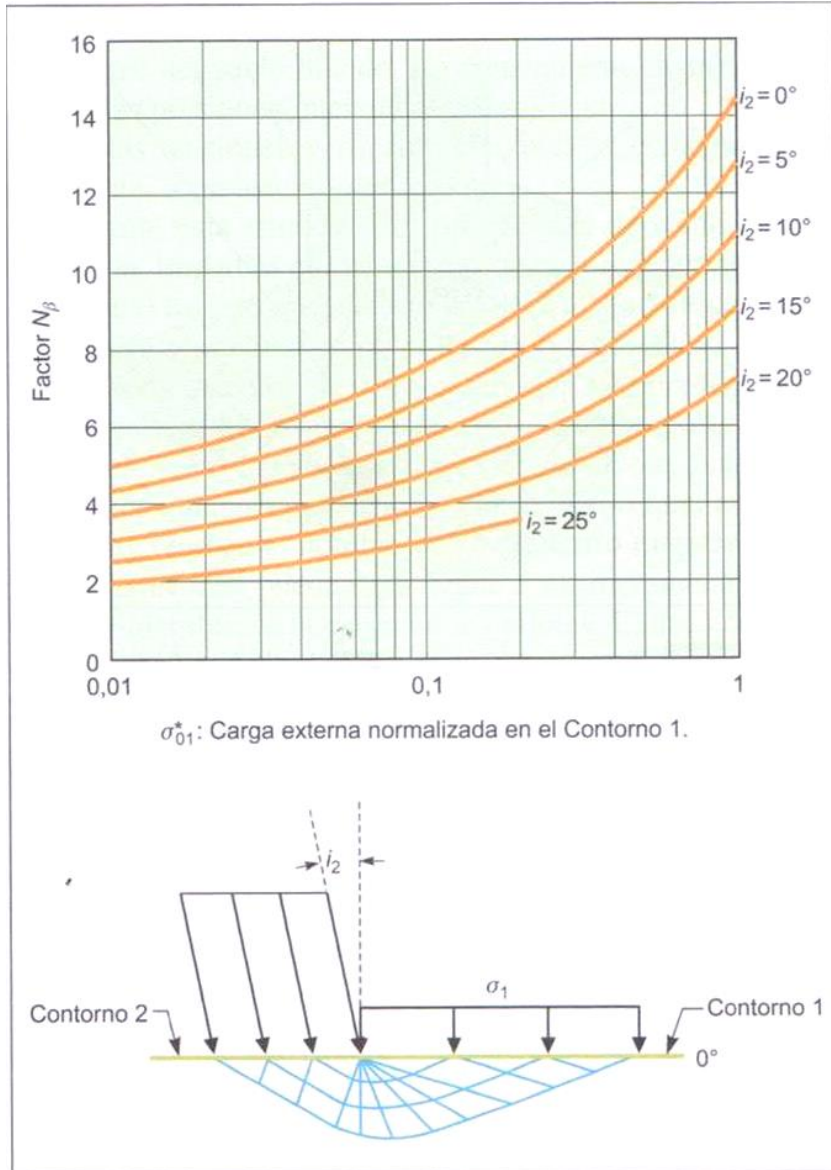


Figura 31. Valores del coeficiente de carga de hundimiento N_β en función de la carga exterior normalizada y del ángulo de inclinación de las cargas (superficie del terreno horizontal ángulo cero). Fuente: González

de Vallejo et al., 2002, p. 420

Entonces se determina β, ζ, N_β y P_h para ambos márgenes:

- Margen derecho (P1)

$$\beta = \frac{20 \times 141.5}{8} \times \exp \times \frac{36 - 100}{28} = 35.97687$$

$$\zeta = \frac{8}{20^2} \times \exp \times \frac{36 - 100}{25.2} = 0.00158$$

$$\sigma_{01}^* = \frac{2 \times 4 \times 9.80}{1000 \times 35.97687} + 0.00158 = 0.003$$

$$N_\beta = 2$$

$$P_h = 35.97687 \times (2 - 0.00158) = 71.89 \text{ MPa}$$

- Margen izquierdo (P2)

$$\beta = \frac{20 \times 100}{8} \times \exp \times \frac{36 - 100}{28} = 25.42535$$

$$\zeta = \frac{8}{20^2} \times \exp \times \frac{36 - 100}{25.2} = 0.00158$$

$$\sigma_{01}^* = \frac{2 \times 4 \times 9.80}{1000 \times 25.42535} + 0.00158 = 0.004$$

$$N_\beta = 2$$

$$P_h = 25.42535 \times (2 - 0.00158) = 50.81 \text{ MPa}$$

3.4.7.1 Carga admisible de la roca

Para calcular la carga admisible de la roca se divide la carga de hundimiento (P_h) por un coeficiente de seguridad global (F), determinado con la siguiente expresión:

$$F = F_p \times F_m \quad \text{Ec. (13)}$$

El factor F_p considera las variaciones estadísticas de los parámetros de la roca y su magnitud está también vinculada a la probabilidad de rotura del cemento. El factor F_m cubre la posibilidad

de que la rotura por fragilidad, de una parte o de la totalidad del cimientto, no se ajuste al modelo de Hoek y Brown (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, p. 420).

El coeficiente de seguridad parcial (F_p) se determina con la Figura 52, relacionando el índice RMR y el valor de la resistencia a compresión simple. De acuerdo al método de Serrano y Olalla F_m toma el valor de 1 por su cercanía al pertenecer al macizo rocoso del grupo IV.

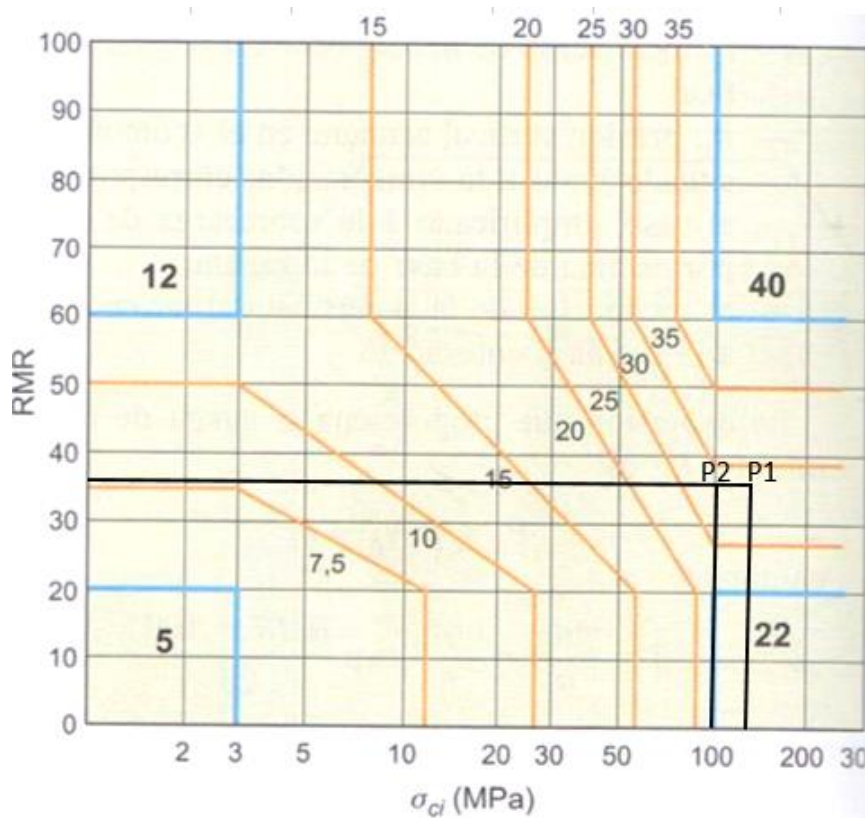


Figura 32. Coeficientes de seguridad parcial (F_p) para una probabilidad de rotura $< 10^{-4}$ (Serrano y Olalla, 1996). Fuente: González de Vallejo et al., 2002, p. 420

Los valores del coeficiente de seguridad $F_p = 27$ y $F_m = 1$, es igual para ambos márgenes siendo el factor coeficiente de seguridad global igual a:

$$F = 27 \times 1 = 27$$

El valor de la capacidad admisible de la roca es:

$$\sigma_{ADMISIBLE} = \frac{P_h}{F} \quad Ec. (14)$$

- Margen derecho (P1)

$$\sigma_{ADMISIBLE} = \frac{71.89 \text{ MPa}}{27} = 2.66 \text{ MPa}$$

- Margen izquierdo (P2)

$$\sigma_{ADMISIBLE} = \frac{50.81 \text{ MPa}}{27} = 1.88 \text{ MPa}$$

3.4.8 Capacidad última de carga admisible de la roca

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el código NEC - SE - GC el cual tiene como título GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES en el capítulo 9.2, aconseja calcular la capacidad última de carga admisible con la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{\sigma_{ADMISIBLE}}{FS} \quad Ec. (15)$$

Donde:

$\sigma_{ADMISIBLE}$: Carga admisible de la roca

FS : Factor de seguridad (Tabla 35)

Tabla 35. Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, *F.S.I.M.*

Condición	F.S.I.M. Admisible
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo De Diseño pseudo estático	1.5

Fuente: NEC - SE – GC

Entonces la capacidad última de carga admisible en los márgenes del río es:

- Margen derecho (P1)

$$q_{adm} = \frac{2.66 \text{ MPa}}{3.00} = 0.89 \text{ MPa} = 9.07 \text{ Kg/cm}^2$$

- Margen izquierdo (P2)

$$q_{adm} = \frac{1.88 \text{ MPa}}{3.00} = 0.63 \text{ MPa} = 6.42 \text{ Kg/cm}^2$$

La capacidad última de carga admisible de la roca para el diseño de la cimentación elegida es la mínima calculada:

$$q_{adm-diseño} = 6.42 \text{ Kg/cm}^2$$

3.4.9 Recomendación de la alternativa del tipo y profundidad de la cimentación

Los estribos en la posición en la que se encuentra no tendrán afectación por la socavación del fondo, de manera que este parámetro no influye en la determinación del nivel de cimentación.

Las solicitaciones en los apoyos para los diferentes estados de combinación de carga, no deben exceder al suelo de cimentación una capacidad última de carga admisible del orden de 6.42 Kg/cm^2 , conseguida en la capa superficial de la zona del proyecto.

Por las razones mencionadas los estribos serán apoyados sobre la capa superficial del terreno, sobre las rocas tipo cuarcitas, estableciendo las siguientes cotas para la cimentación:

- Estribo derecho (P1)

Cota mínima para la zapata: 966.00 msnm.

- Estribo izquierdo (P2)

Cota mínima para la zapata: 966.00 msnm.

La cimentación será de tipo superficial sobre roca, con estribos de hormigón simple (muros de gravedad) asentados directamente sobre la roca para transmitir los esfuerzos generados por la superestructura y subestructura hacia el suelo en el cual será implantado.

3.5 RESUMEN DE LOS ESTUDIOS PRELIMINARES REALIZADOS

3.5.1 Resumen del estudio topográfico

En base al trazado vial, el puente requiere una luz de 24.00 m. Con la información obtenida del levantamiento topográfico, se obtienen los siguientes datos:

- Nivel de rasante de la vía: 970.00 msnm.
- Nivel del fondo del cauce: 958.71 msnm.
- Pendiente de la vía: 0 %
- Implantado en: Recta.

3.5.2 Resumen del estudio hidrológico – hidráulico

A continuación se expone un resumen de los principales parámetros obtenidos de este estudio:

- Área de la cuenca: 2.36 Km².
- Longitud del cauce principal: 1.88 Km.
- Caudal máximo de diseño: 74.51 m³/s.
- Período de retorno: 100 años.
- Nivel máximo de creciente: 960.93 msnm.
- Calado máximo del cauce natural: 2.22 m.
- Socavación máxima: 2.64 m.

3.5.3 Resumen del estudio de suelos

Las siguientes son las recomendaciones dadas en el Estudio de Suelos para este puente:

Tipo de cimentación: Directa con muro de hormigón simple.

Cota de Cimentación: 966.00 msnm.

Capacidad de carga admisible: 6.24 Kg/cm².

Los estribos tienen alas en ambos lados, diseñado para resistir las combinaciones de cargas previstas por las normas de diseño.

3.5.4 Selección y definición de la estructura del puente

La superestructura del puente consiste en una sección compuesta de vigas longitudinales de acero, simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado. Luego de analizar los resultados de los estudios preliminares se definió la siguiente estructuración para el diseño del puente:

- Ancho total del tablero: 7.00 m
- Ancho de la calzada: 4.80 m
- Ancho de vereda y baranda: 0.95 m
- Número de vigas: 3
- Separación entre vigas: 2.40 m
- Gradiente longitudinal: 0.00 %
- Gradiente transversal o peralte: 2 %
- Número de líneas de tránsito: 1
- Gálibo: 5.05 m
- Implantación: Recto
- Geometría del puente: Vigas de acero y Tablero de H.A.
- Longitud del puente: 24 m

CAPÍTULO IV. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE.

La superestructura del puente consiste en una sección compuesta con vigas longitudinales de acero, simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado. La configuración estructural de la sección transversal se describe a continuación:

- Ancho total del tablero: 7.00 m
- Ancho de la calzada: 4.80 m
- Ancho de vereda y baranda: 0.95 m
- Número de vigas: 3
- Separación entre vigas: 2.40 m
- Longitud del puente: 24.00 m

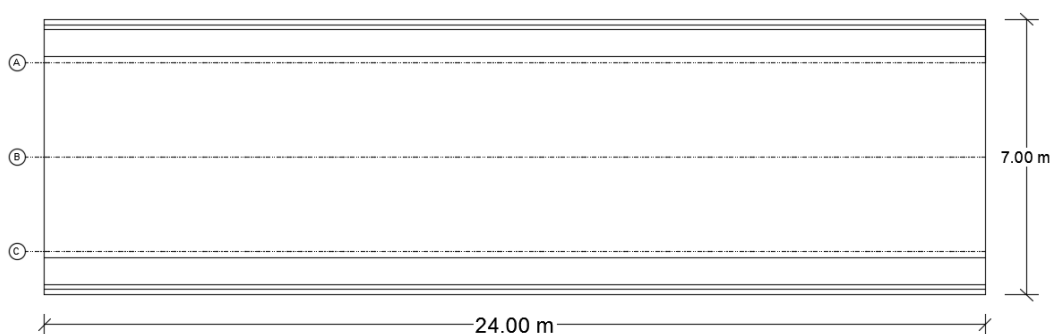


Figura 33. Vista en planta del tablero. Elaborado por: El autor

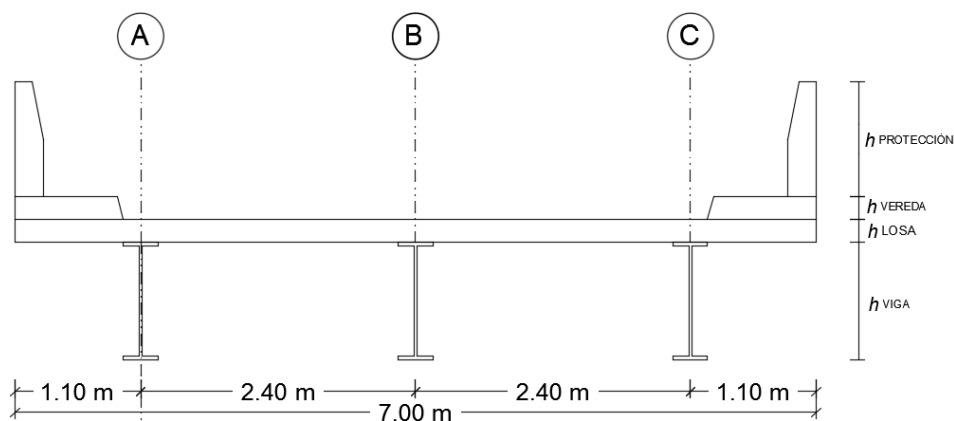


Figura 34. Sección transversal de la superestructura. Elaborado por: El autor

4.1.2. Cargas de diseño y dimensiones de las protecciones laterales

En la Tabla 4 se indican las fuerzas de diseño para diferentes niveles de ensayo para las barandas, se ha escogido un nivel de capacidad de carga TL-3 por las razones ya expuestas.

Tabla 36
Cargas de diseño para las protecciones laterales

Niveles de Ensayo para las Barandas TL-3		
Fuerzas de diseño y simbología		Unidades
Fuerza horizontal transversal de impacto (F_t) =	240000	N
Fuerza horizontal longitudinal de impacto (F_L) =	80000	N
Peso del vehiculo distribuido sobre L_v (F_v) =	20000	N
Longitud de contacto de la ruedas (L_t y L_L) =	1220	mm
Longitud de aplicación del peso vehiculo (L_v) =	5500	mm
Altura efectiva mínima de la fuerza ($H_{e-min.}$) =	610	mm
Altura mínima de protección vehicular (H) =	685	mm

Elaborado por: Autor

El poste macizo de hormigón armado seleccionado como protección lateral cuenta con una sección transversal uniforme con los siguientes datos:

Altura total de la protección lateral = 1100 mm = 1.10 m

Espesor superior e inferior de la protección lateral = 200 mm = 0.20 m

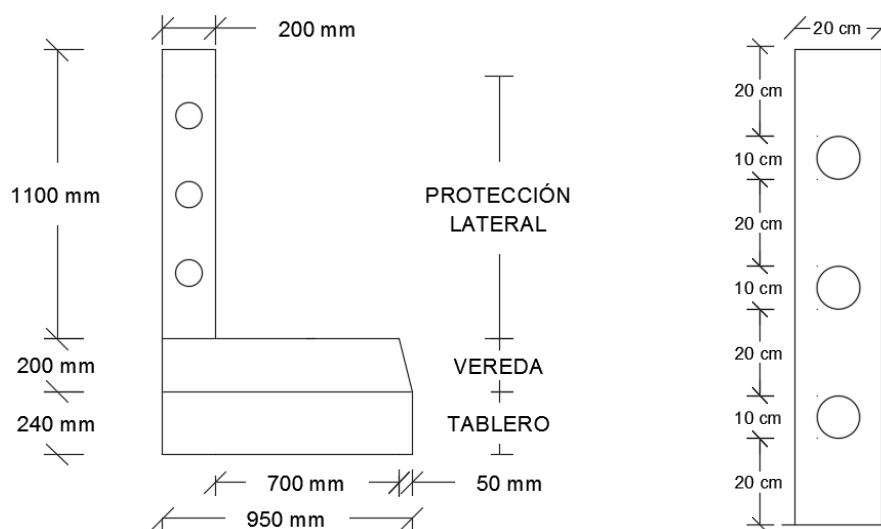


Figura 36. Dimensiones adoptadas para las protecciones laterales. Elaborado por: El autor

El dimensionamiento del espesor del tablero se muestra más adelante siendo este de 240 mm cumpliendo con lo dispuesto por la AASHTO-LRFD en la Sección 13.7.3.1.2 donde dice que 200 mm es el menor espesor que puede tener un tablero de concreto armado en los volados para resistir protecciones de hormigón y el peralte de la vereda tiene 200 mm a lo largo de toda la longitud del puente. Los tubos circulares de acero tienen como radio 200 mm con un espesor de 4 mm de sus paredes, calculo que se indicara posteriormente en este mismo capítulo.

4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN EL TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO

Se diseña el tablero con la armadura principal perpendicular al tráfico de acuerdo a las siguientes especificaciones.

- Luz: $L = 24.00m = 24000mm$
- Ancho total del tablero: $A_{CALZADA+VEREDA} = A_{C+V} = 7.00m = 7000mm$
- Número de vigas: $N_V = 3$
- Resistencia del hormigón: $f'_c = 28MPa = 28N/mm^2$
- Fluencia del acero: $f_y = 420MPa = 420N/mm^2$
- Carga vehicular: $HL - 93$

4.2.1 Espesor del tablero (t)

Por los criterios del código AASHTO, Tabla 2.5.2.6.3-1 el peralte mínimo del tablero en vanos simplemente apoyados se determina con la siguiente ecuación:

$$t_{MIN} = \frac{1.20 \times (S + 3000)}{30} \quad \text{Ec. (16)}$$

t_{MIN} : Profundidad mínima del tablero (mm)

S : Distancia paralela entre los ejes longitudinales de las vigas (mm)

$$S = 2400mm$$

$$t_{MIN} = \frac{1.20 \times (2400 + 3000)}{30} = 216mm$$

Para establecer el espesor del tablero (t) en los vanos correspondientes a la sección transversal del puente se añade el espesor de la capa sacrificial ($h_{SACRIFICIAL}$) al espesor estructural del tablero (t_{MIN}) por motivos de desgaste y conservación de dicho espesor estructural (Ruales Fonseca, 2014, p. 161).

$$h_{SACRIFICIAL} = 20 \text{ mm}$$

Al cumplir los requerimientos del código AASHTO y admitiendo los criterios mencionados anteriormente el espesor del tablero para el diseño es:

$$t_{MIN} = 220mm + 20mm = 240mm = 0.24m$$

4.2.2 Espaciamiento entre vigas (S) y longitud del voladizo (L_V)

Es aconsejable que la longitud del voladizo del tablero y la separación entre ejes de las vigas longitudinales (Ruales Fonseca, 2014, p. 160), sean iguales a:

$$S \geq 2 \times L_V \quad \text{Ec. (17)}$$

$$L_V = \frac{W - S(N_V - 1)}{2} \quad \text{Ec. (18)}$$

Donde:

L_V : Longitud del voladizo (m)

S : Espaciamiento entre vigas (m)

W : Ancho total del puente (m) = 7.00m

N_V : Número de vigas = 3

Reemplazando (18) en (17) y despejando S tenemos la siguiente igualdad:

$$S = \frac{W}{N_v} \quad \text{Ec. (19)}$$

$$S = \frac{7.00}{3}$$

$$S = 2.33m$$

Para el diseño adoptamos una separación entre vigas de:

$$S = 2.400m$$

Con el valor de S calculado la longitud del voladizo (L_V) es el siguiente:

$$L_V = \frac{7.00 - 2.40 (3 - 1)}{2}$$

$$L_V = 1.10m$$

La sección transversal del puente al predimensionar los elementos que componen la superestructura se presenta en la Figura 37 en la cual se detallan sus dimensiones.

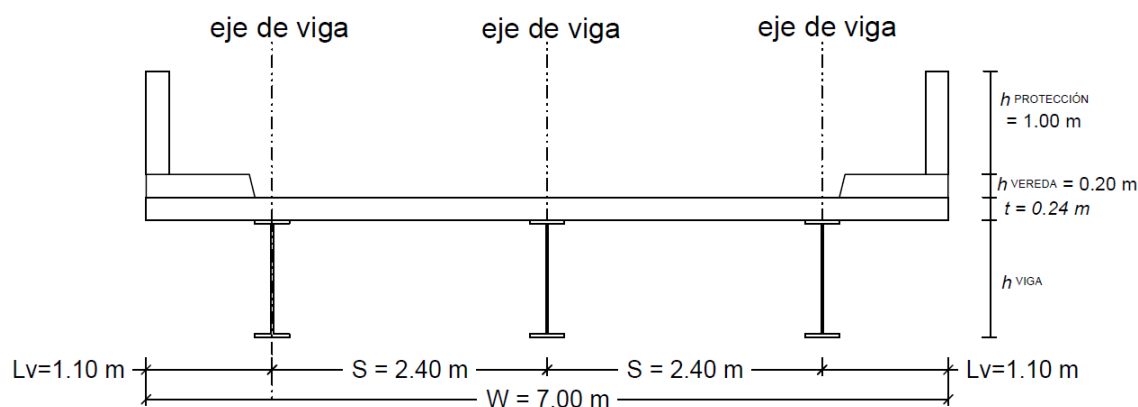


Figura 37. Sección transversal de la superestructura del puente. Elaborado por: El autor

4.3 DISEÑO DEL TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO CON ARMADURA PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO

4.3.1 Estados limites

Con la información de la Tabla 8, los estados límites de acuerdo a los criterios aplicables del código AASHTO, son los siguientes:

- RESISTENCIA I: $U = (1.25 \text{ ó } 0.9)DC + (1.5 \text{ ó } 0.65)DW + 1.75 (LL + IM)$ Ec. (20)
- SERVICIO I: $U = 1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)$ Ec. (21)

4.3.2 Carga permanente solicitante

Se calcula la carga de los componentes fijos que soporta el tablero tomando una franja del mismo en sentido perpendicular al tráfico de un espesor de unidad 1mm (Ruales Fonseca, 2014, p. 162). Las densidades de los diferentes materiales de construcción se tomaron de la Tabla 1.

La gravedad es igual a $9.81 \frac{m}{s^2}$ que servirá para transformar las unidades de masa a fuerza.

Todas las unidades con las cuales se realizan los cálculos se expresaran en Newton (N) y milímetros (mm) a lo largo del presente capítulo donde se realizaran conversiones a estas unidades en el caso de no estar expresadas en las mismas.

4.3.2.1 Carga de las protecciones laterales ($Pb; N/mm$)

Las medidas de las protecciones laterales tanto de las columnas de hormigón armado y los tubos de acero fueron especificadas anteriormente por lo que procese al cálculo de carga que producen sobre el tablero.

$$Pb_{Total Barandas} = Pb_{columnas concreto} + Pb_{tubos acero} \quad Ec. (22)$$

Por la luz del puente entran 12 columnas de concreto en toda la longitud del mismo, debiendo multiplicar por este valor para obtener la carga total que producen sobre el tablero.

$$Area_{columnas\ concreto} = 200mm \times 200mm = 40000mm^2$$

$$Pb_{columnas\ concreto} = 40000 \times 1000mm \times 2.4 \times 10^{-6} \frac{Kg}{mm^3} \times 9.81 \frac{N}{Kg} \times 12 = 11301.12N$$

$$Pb_{columnas\ concreto} = 941.76N$$

De la misma manera como son 3 tubos cuadrados de acero ubicados horizontalmente en cada vano y existen 11 vanos en toda la longitud del tablero se multiplican por estos valores para obtener la carga total.

$$Area_{tubos\ de\ caero} = (100mm \times 100mm) - (96mm \times 96mm) = 784mm^2$$

$$Pb_{tubos\ acero} = 784mm^2 \times 2000mm \times 7.85 \times 10^{-6} \frac{Kg}{mm^3} \times 9.81 \frac{N}{Kg} \times 3 \times 11 = 3984.73N$$

$$Pb_{tubos\ acero} = 3984.73N$$

$$Pb_{Total\ Barandas} = 11301.12N + 3984.73N = 15285.85N$$

$$Pb_{Total\ Barandas} = 15285.85N$$

Como la carga de la protección lateral se distribuye en toda la longitud del tablero dividimos para todo el largo del mismo.

$$Pb = \frac{Pb_{Total\ Barandas}}{Longitud\ del\ puente} = \frac{15285.85N}{24000mm} = 0.64 \frac{N}{mm}$$

$$Pb = 0.64 \frac{N}{mm} \text{ (Aplicado en } x = 100mm)$$

4.3.2.2 Carga de la superficie de rodadura (W_{DW} ; N/mm)

La superficie de rodadura de sección uniforme a lo largo de todo el tablero es una capa asfáltica con espesor de 50 mm y ancho de 5100 mm.

$$W_{DW} = \rho_{DW} \times g \times h \quad \text{Ec. (33)}$$

Donde:

$$\rho_{DW}: \text{densidad de la capa asfáltica} = 2400 \frac{Kg}{m^3}$$

$$g: \text{gravedad} = 9.81 \frac{m}{s^2}$$

$$h: \text{espesor de la capa asfáltica} = 50mm$$

$$W_{DW} = 2.4 \frac{Kg}{mm^3} \times 10^{-6} \times 9.81 \frac{N}{Kg} \times 50mm \times 1mm$$

$$W_{DW} = 1.18 \times 10^{-3} \frac{N}{mm}$$

4.3.2.3 Carga de la losa del tablero ($W_L; N/mm$)

$$W_L = \rho_L \times g \times h_L \quad \text{Ec. (24)}$$

$$\rho_L: \text{densidad del hormigon armado} = 2400 \frac{Kg}{m^3}$$

$$h_L: \text{altura de la losa del tablero} = 240mm$$

$$W_L = 2.4 \frac{Kg}{mm^3} \times 10^{-6} \times 9.81 \frac{N}{Kg} \times 240mm \times 1mm$$

$$W_L = 5.65 \times 10^{-3} \frac{N}{mm}$$

4.3.2.4 Carga de la vereda ($W_V; N/mm$)

El peralte del tablero mide 240 mm, se aumenta el peso de la acera o vereda para la circulación de los peatones teniendo una altura de 200 mm y ancho de 900 mm a cada lado de los volados del puente en toda la longitud del mismo.

$$W_V = \rho_V \times g \times h_V \quad \text{Ec. (25)}$$

$$\rho_V: \text{densidad del hormigon ciclópeo} = 2400 \frac{Kg}{m^3}$$

$$h_V: \text{altura de la vereda} = 200mm$$

$$W_V = 2.4 \frac{Kg}{mm^3} \times 10^{-6} \times 9.81 \frac{N}{Kg} \times 200mm \times 1mm$$

$$W_V = 4.71 \times 10^{-3} \frac{N}{mm}$$

4.3.3 Momentos flectores y reacciones en los apoyos por solicitación de la carga muerta

Para la solicitación por carga muerta de momentos flectores y reacciones en apoyos se toma en cuenta que la franja del tablero se considera como una viga continua, con vanos iguales a la distancia entre ejes de las vigas del puente (S), y voladizos (L_V) y que las vigas del puente se consideran como apoyos rígidos sobre los cuales se asienta el tablero (A.4.6.2.1.6). Referente a los momentos máximos positivos y negativos serán los mismos entre las vigas y sobre estas respectivamente (A.4.6.2.1.1). Con el fin de facilitar el uso de los factores de carga (γ_p), los momentos y reacciones (M, R) deben calcularse por separado (Ruales Fonseca, 2014, p. 163).

Las secciones de análisis son las siguientes:

- Apoyo exterior B, para la reacción R_B y momento máximo negativo MB_{MAX-}
- En el apoyo central C, para el momento máximo negativo MC_{MAX-}
- A $0.40S$ del apoyo B para el momento máximo positivo MB_{MAX+}
- En el centro del vano entre los apoyos B y C para el momento máximo positivo

MBC_{MAX+}

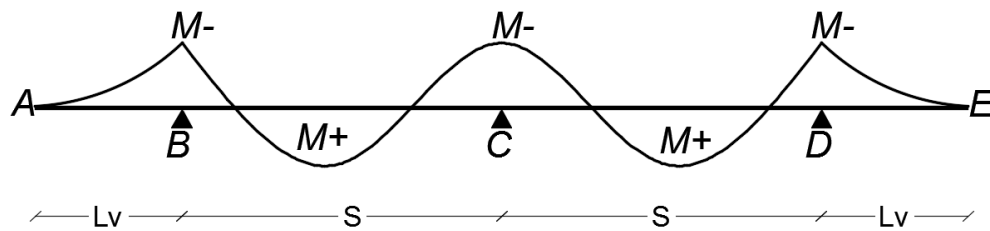


Figura 38. Esquema del diagrama de momentos de la franja transversal del tablero. Elaborado por: Autor

Todos los cálculos que intervienen en el diseño del puente como reacciones, fuerzas cortantes y momentos flectores se determinaran con la ayuda del programa SAP 2000.

Las unidades con las que se expresaran las reacciones en los apoyos son $\frac{N}{mm}$ y los momentos flectores en $\frac{N \cdot mm}{mm}$.

4.3.4.1 Solicitaciones producidas por la carga de la losa del tablero

La carga distribuida de la losa del tablero que provoca los esfuerzos es la siguiente:

$$W_L = 5.65 \times 10^{-3} \frac{N}{mm}$$

La carga distribuida de la losa actuante sobre la franja del tablero se representa en la Figura 39.

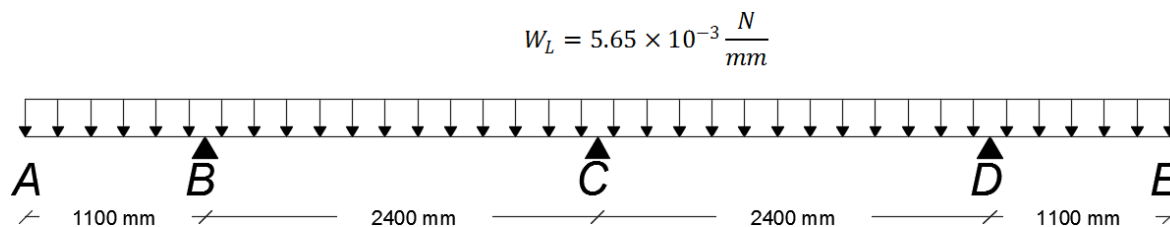


Figura 39. Carga distribuida de la losa del tablero. Elaborado por: Autor

Especificadas las cargas, longitudes y condiciones de apoyo se determinan las reacciones y momentos flectores utilizando el software SAP 2000.

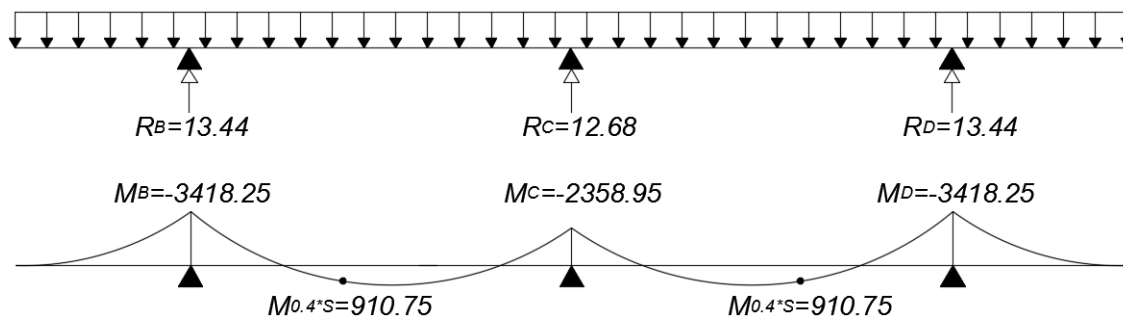


Figura 40. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga de la losa del tablero. Elaborado por: Autor

4.3.4.2 Solicitaciones producidas por la carga de la vereda

La carga distribuida de la vereda que provoca los esfuerzos es la siguiente:

$$W_V = 4.71 \times 10^{-3} \frac{N}{mm}$$

La carga distribuida de la vereda actuante sobre la franja del tablero se representa en la Figura 41.

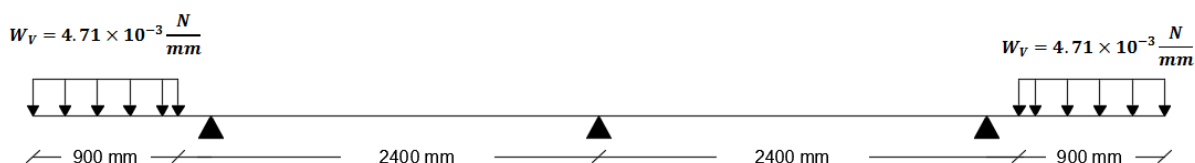


Figura 41. Carga distribuida de la vereda. Elaborado por: Autor

Especificadas las cargas, longitudes y condiciones de apoyo se determinan las reacciones y momentos flectores utilizando el software SAP 2000.

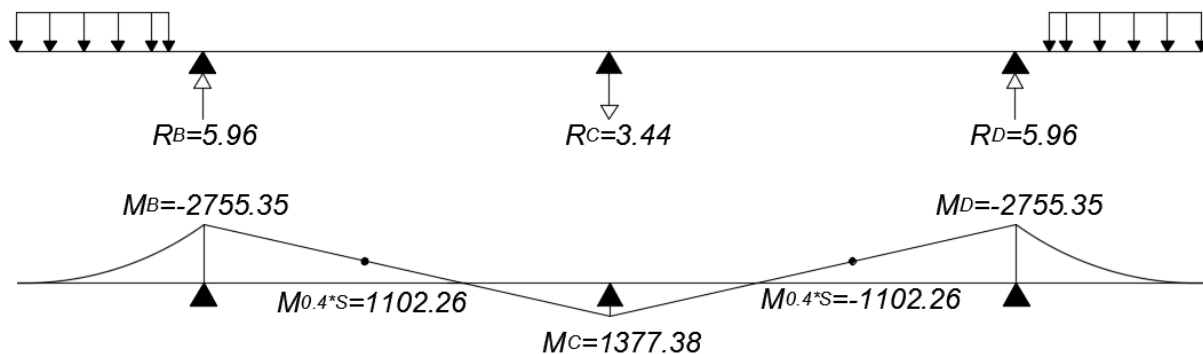


Figura 42. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga de la vereda. Elaborado por: Autor

4.3.4.3 Solicitaciones producidas por la carga de las protecciones laterales

La carga aplicada de las protecciones laterales a una distancia x del extremo del volado de la losa del tablero en cada lado es la siguiente:

$$P_b = 0.64 \frac{N}{mm} \text{ (Aplicado en } x = 100mm \text{)}$$

La carga de las protecciones laterales actuante sobre la franja del tablero se representa en la Figura 43.

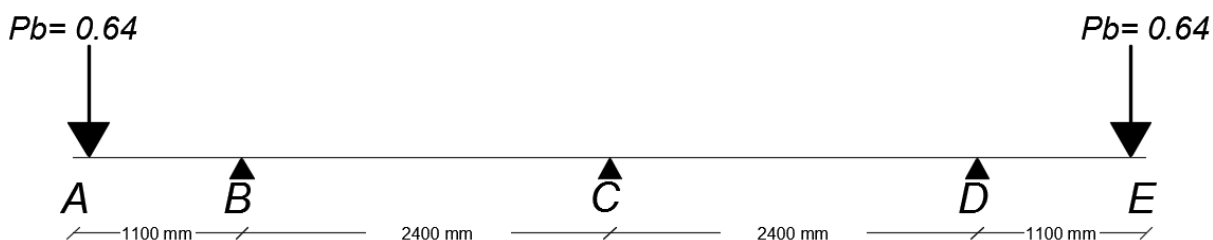


Figura 43. Carga actuante de las protecciones laterales. Elaborado por: Autor

Especificadas las cargas, longitudes y condiciones de apoyo se determinan las reacciones y momentos flectores utilizando el software SAP 2000.

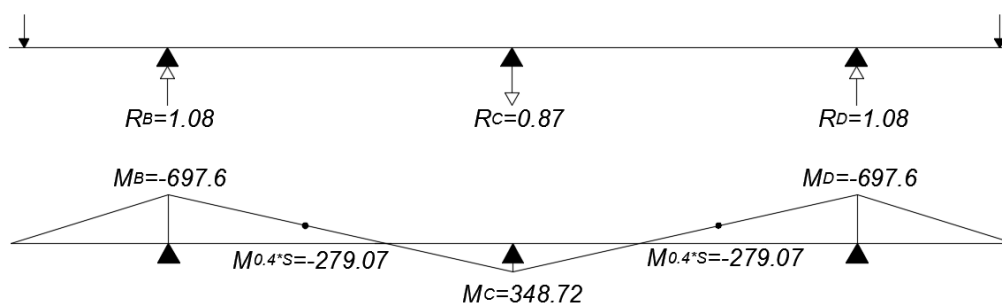


Figura 44. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga de las protecciones laterales. Elaborado por: Autor

4.3.4.4 Solicitaciones producidas por la carga de la superficie de rodadura

La carga distribuida de la superficie de rodadura que provoca los esfuerzos es la siguiente:

$$W_{DW} = 1.18 \times 10^{-3} \frac{N}{mm}$$

La carga de la superficie de rodadura actuante sobre la franja del tablero se representa en la Figura 45.

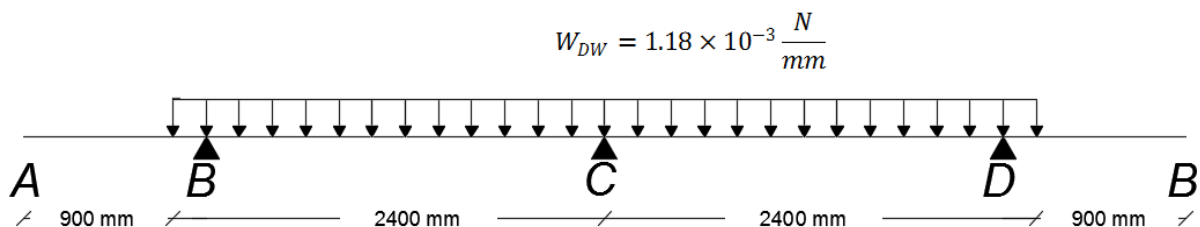


Figura 45. Carga actuante de la superficie de rodadura. Elaborado por: Autor

Especificadas las cargas, longitudes y condiciones de apoyo se determinan las reacciones y momentos flectores utilizando el software SAP 2000.

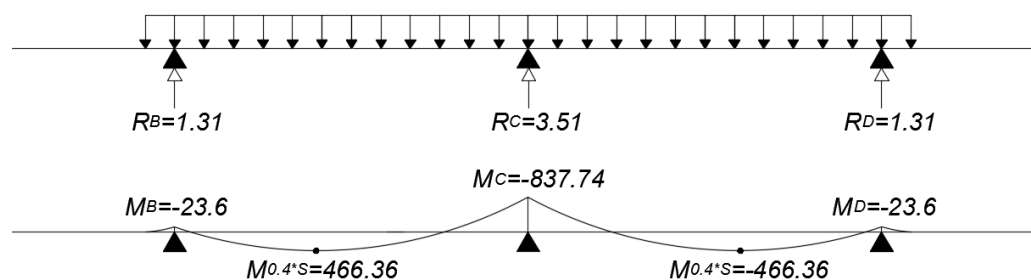


Figura 46. Reacciones y momentos flectores producidos por la carga de la superficie de rodadura. Elaborado por: Autor

4.3.4 Momentos flectores y reacciones en los apoyos por sollicitación de la carga viva

En el análisis de las sollicitaciones a causa de la carga viva por la acción de la sobrecarga vehicular designada como HL-93, siendo este el camión de diseño con 3 ejes, separados 4300 mm el eje 1 del 2 y de 4300 a 9000 mm estarán distanciados los ejes 2 y 3, admitiendo una carga de 35000 N, 145000 N, 145000 N en su orden respectivo como se muestra en la Figura 1.

El tablero será diseñado con el método aproximado de franjas de acuerdo a los criterios del código AASHTO sección 4.6.2.1:

a) La carga puntual de la rueda $P_R = 145000/2 = 72500N$

b) El ancho de las fajas equivalentes interiores para hormigón colado in situ se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1 del código AASHTO :

- Volado: $E_v = 1140 + 0.833X$ Ec. (26)

- Momento positivo: $E^+ = 660 + 0.55S$ Ec. (27)

- Momento negativo: $E^- = 1220 + 0.25S$ Ec. (28)

Siendo:

S = Separación de los elementos de apoyo (mm)

X = Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud [A3.6.1.2.5]. Las cargas de las ruedas se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual al área de contacto de los neumáticos como se especifica en el [A 3.6.1.2.5] más la profundidad del tablero [A4.6.2.1.6]. (RAMIREZ CORIA & LEON AVILA, 2010, p. 250).

- d) El análisis se realizara con la carga puntual de la rueda P_R por qué produce solicitaciones más críticas.
- e) De acuerdo al código AASHTO en la seccion 3.6.1.1.2 el factor de presencia multiple (m) es 1.2 para un carril cargado, 1.00 para dos carriles cargados, 0.85 para tres carriles cargados y para mas de tres carriles cargados es 0.65.
- f) El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño (AASHTO, Sección 3.6.1.3.1, 2004).

g) Las unidades con las que se expresaran las reacciones en los apoyos son $\frac{N}{mm}$ y los momentos flectores en $\frac{N.mm}{mm}$.

4.3.4.1 Momento negativo por carga viva en el volado

Utilizando la Ec. (26) y ubicando la carga de rueda a 300mm de la cara interna de la protección lateral. El ancho de la faja equivalente interior (E_v) es:

$$E_v = 1140 + 0.833X = 1140 + 0.833(600)$$

$$E_v = 1939.8mm$$

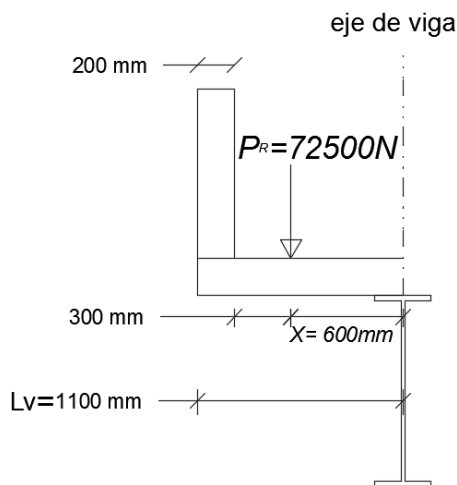


Figura 47. Ubicación de la carga de rueda sobre la losa de volado. Realizado por: Autor

El esfuerzo en el apoyo B, considerando el factor de carga (m), es igual a:

$$M_B = -m \times \left(\frac{P_R}{E_v} \times X \right) \quad \text{Ec. (19)}$$

Donde:

m : factor de presencia múltiple en varias vigas, $m = 1.20$ (un carril cargado)

P_R : carga puntual de una rueda del camión de diseño = 72500N

Reemplazando los datos en la Ec. (10) obtenemos el siguiente resultado:

$$M_B = -1.20 \times \left(\frac{72500}{1939.8} \times 600 \right) = -26909.99 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$$

4.3.4.2 Momento positivo por carga viva

Para separaciones iguales entre ejes de vigas (S), es decir vanos iguales del tablero, el M_{MAX}^+ ocurre en el primer vano a la distancia de $0.40S$ desde el apoyo B (Ruales Fonseca, 2014, p. 245)

Se analiza la posición del vehículo para una vía cargada puesto que el actual puente en análisis tiene un solo carril de tránsito vehicular, el ancho de la faja equivalente (E^+) se determina con la Ec. (17):

$$E^+ = 660 + (0.55 \times 2400)$$

$$E^+ = 1980.00\text{mm}$$

La maxima sollicitacion se produce a $0.40S$ del primer vano, por ese motivo coincide con la carga de la llanta en el mismo lugar de aplicación del eje posterior del camión de diseño.

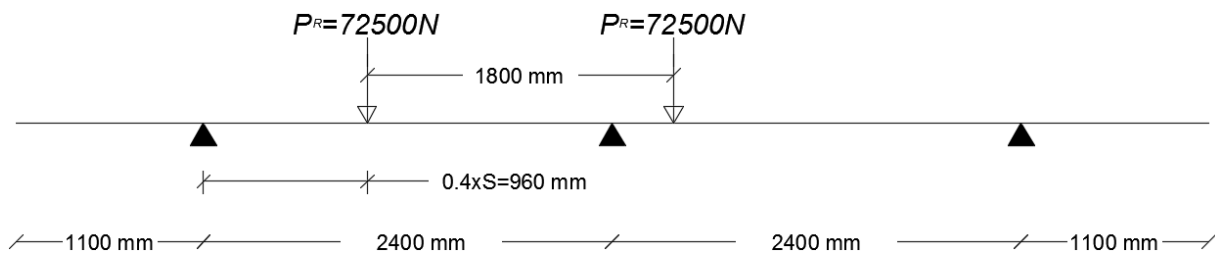


Figura 48. Ubicación de la carga de rueda del camión de diseño para el momento positivo máximo. Elaborado

por: Autor

Especificadas las cargas, longitudes y condiciones de apoyo se determinan las reacciones y momentos flectores utilizando el software SAP 2000.

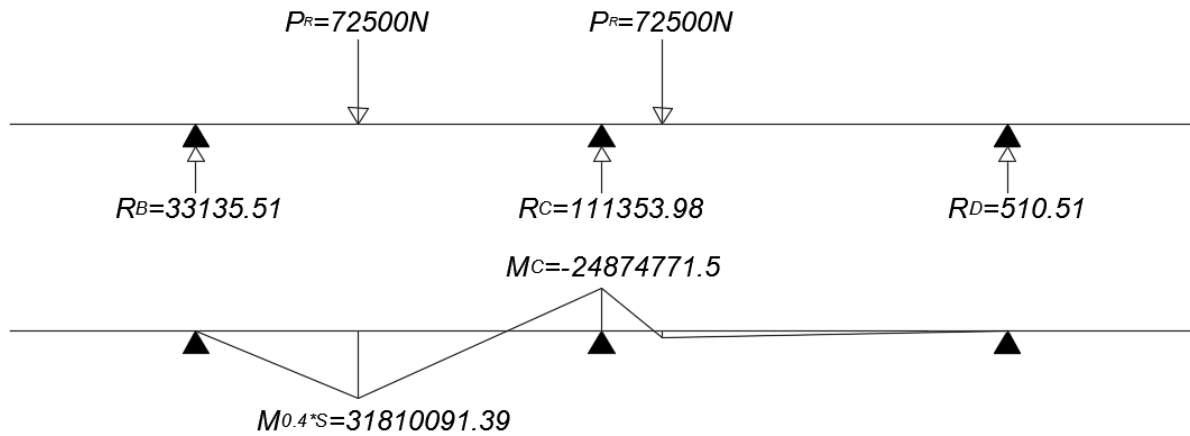


Figura 49. Reacciones y momento flector máximo positivo en 0.40S producido por la carga de la rueda del camión de diseño. Elaborado por: Autor

$$Mn_{0.40 \times S} = 31810091.93 \text{ N.mm/mm}$$

$$M_{0.40 \times S} = m \times \frac{Mn_{0.40 \times S}}{E^+} \times IM \quad \text{Ec. (30)}$$

$$M_{0.40 \times S} = 1.20 \times \frac{31810091.93}{1980.00} \times 1.33 = 25640.86 \text{ N.mm/mm}$$

4.3.4.3 Máximo momento negativo interior por carga viva

El máximo momento negativo por carga viva se ubica el primer soporte interior del tablero.

(RAMIREZ CORIA & LEON AVILA, 2010, p. 252)

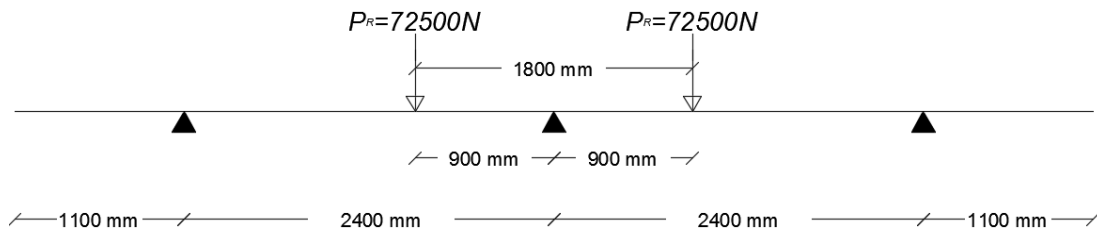


Figura 50. Posición de la carga viva del camión de diseño para máximo momento negativo. Elaborado por:

Autor

Para un carril cargado $m = 1.20$ y el ancho de la faja equivalente (E^-) se determina según la

Ec. (28):

$$E^- = 1220 + (0.25 \times 2400)$$

$$E^- = 1820\text{mm}$$

El máximo momento negativo producido por la carga viva está en el apoyo C, de acuerdo a lo indicado anteriormente.

Especificadas las cargas, longitudes y condiciones de apoyo se determinan las reacciones y momentos flectores utilizando el software SAP 2000.

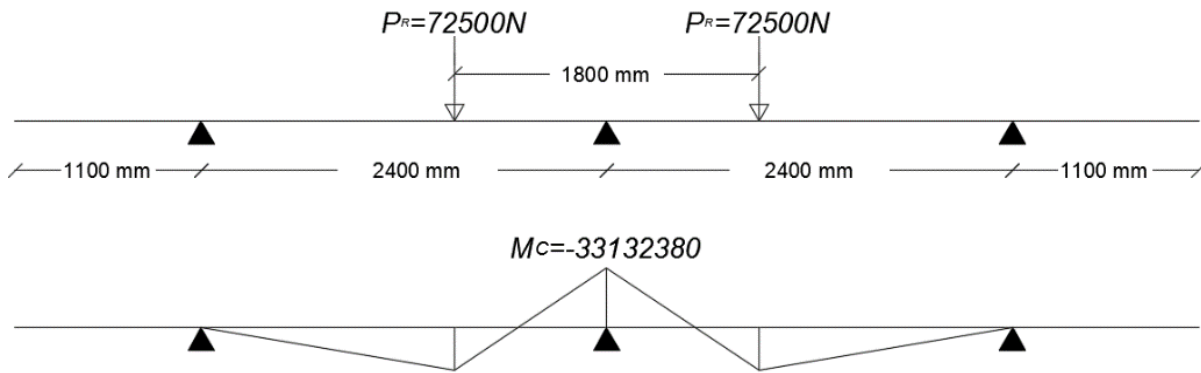


Figura 51. Máximo momento negativo en el apoyo C producido por la carga viva. Elaborado por: Autor

$$Mn_c = -33132380 \text{ N.mm/mm}$$

$$M_{C-MAX} = m \times \frac{Mn_c}{E^-} \times IM \quad \text{Ec. (22)}$$

$$M_{C-MAX} = 1.20 \times \frac{-33132380}{1820.00} \times 1.33 = -29054.55 \text{ N.mm/mm}$$

$$M_{0.40 \times S} = -29.05 \text{ kN.mm/mm}$$

4.3.4.4 Máxima reacción en la viga exterior por carga viva

Se produce la reacción máxima cuando la carga de la llanta se localiza a 300 mm de la cara de la protección lateral, con el mismo ancho equivalente del voladizo (RAMIREZ CORIA & LEON AVILA, 2010, p. 253).

En la Figura 52, (x) es la suma de la sección de la protección lateral que mide 200 mm de longitud más los 300 mm de la excentricidad de la carga de la rueda.

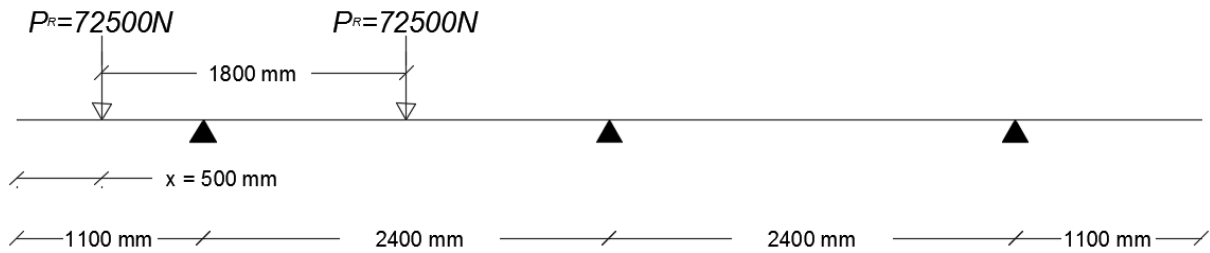


Figura 52. Posición de la carga del eje posterior del camión de diseño para obtener la máxima reacción en la viga exterior. Realizado por: Autor

Especificadas las cargas, longitudes y condiciones de apoyo se determinan las reacciones y momentos flectores utilizando el software SAP 2000.

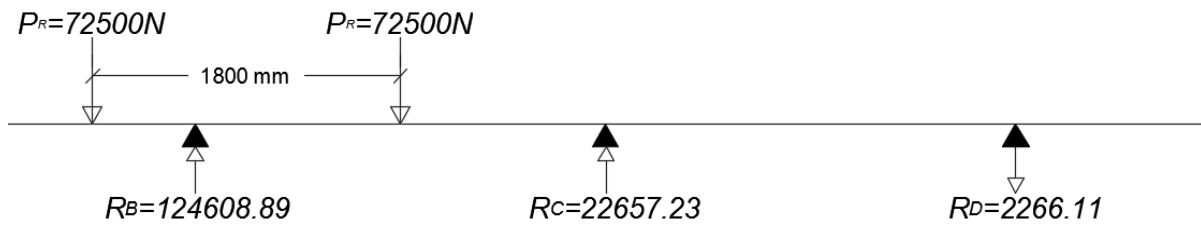


Figura 53. Reacción máxima en el apoyo B provocada por la carga del eje posterior del camión de diseño.

Realizado por: Autor

$$Rn_B = 114608.89 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$$

$$R_{B.MAX} = m \times \frac{Rn_B}{E_v} \quad \text{Ec. (32)}$$

$$R_{B.MAX} = 1.20 \times \frac{114608.89}{1939.80} = 70.90 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$$

4.3.5. Determinación de los momentos máximos positivos y negativos para el diseño del refuerzo

Para el diseño del refuerzo se realiza el análisis de solicitaciones máximas de reacciones y momentos correspondientes a la Combinación 1 de Cargas del Estado Límite de Resistencia (Ruales Fonseca, 2014, p. 121).

4.3.5.1 Cálculo de las máximas solicitaciones para la combinación 1 del estado límite de resistencia

De acuerdo a lo descrito en el literal 2.5 del actual documento se determinan los valores de los coeficientes de la siguiente expresión para determinar la reacción en el apoyo B, máximos momentos positivos y negativos producidos por la acción de la carga muerta y carga viva.

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

a) Modificador de carga $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I$

Del literal 2.8.1 del presente documento se concluye:

- $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$, para cargas con un valor máximo de γ_i .
- $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \leq 1.0$, para cargas con un valor mínimo de γ_i .

b) Factor de carga γ_i

De las Figuras 10 y 11 del literal 2.5 del presente documento se escogen los máximos valores de los factores de carga concluyendo:

- $\gamma_{DC}=1.25$, para efectos de la carga muerta (DC) actuante de la losa del tablero, vereda del voladizo y protecciones laterales.
- $\gamma_{DW}=1.50$, por efectos de la capa de rodadura (DW).
- $\gamma_{LL}=1.75$, para efectos de carga viva (LL) e impacto (IM).
- Factor de impacto: IM=33% (Literal 2.6.2.5 del presente documento).

c) Solicitación de las cargas especificadas en los puntos determinados

Tabla 37. Resumen de las solicitaciones parciales por carga muerta y carga viva en los puntos críticos

Efecto	Unidades	Carga Muerta			Carga viva	
		Losa del Tablero	DC Vereda	Protección lateral	DW Superficie de rodadura	LL Camión HL-93
w	N/mm	5.65×10^{-3}	4.71×10^{-3}	0.64	1.18×10^{-3}	72.50×10^{-3}
RB	N/mm	13.44	5.96	1.08	1.31	70.9
MB	N.mm/mm	-3418.25	-2755.35	-697.6	-23.6	-26909.99
M0.40xS	N.mm/mm	910.75	-1102.26	-297.07	466.36	25640.86
MC	N.mm/mm	-2358.95	1377.38	348.72	-837.74	-29054.55

Realizado por: Autor

En la Tabla 37 se puede visualizar el resumen de los esfuerzos que provocan las diferentes cargas sobre la franja de losa del tablero en puntos críticos analizados para el posterior diseño de la losa. A continuación se procede a calcular la reacción máxima en el apoyo B y máximos momentos en diferentes puntos a lo largo de la franja del tablero. Las fórmulas que se utilizan en este análisis son derivadas de la ecuación 3.4.1-1 expresada en el código AASHTO sección 3.4 que se presenta a continuación:

$$U = \sum \eta_i \times \gamma_i \times Q_i$$

$$U = \eta \times \gamma_{DC} \times DC + \eta \times \gamma_{DW} \times DW + \eta \times \gamma_{LL} \times (LL + IM) \quad Ec. (33)$$

Especificados los valores del modificador de carga ($\eta = 0.95$) cuando utilizamos los factores de carga (γ) máximos para las diferentes cargas actuantes sobre la franja de la losa del tablero aplicándolos en las siguientes fórmulas:

- Reacción máxima en el apoyo B

$$\overline{R}_B = \eta [\gamma_{DC} \times R_{DC} + \gamma_{DW} \times R_{DW} + \gamma_{LL} \times R_{LL+IM}] \quad Ec. (34)$$

$$\overline{R}_B = 0.95 [1.25 \times (13.44 + 5.96 + 1.08) + 1.50 \times (1.31) + 1.75 \times (70.9 \times 1.33)]$$

$$\overline{R}_B = 182.96 \text{ N/mm}$$

- Momento máximo negativo en el apoyo B

$$\overline{M}_B = \eta[\gamma_{DC} \times M_{DC} + \gamma_{DW} \times M_{DW} + \gamma_{LL} \times M_{LL+IM}] \quad \text{Ec. (35)}$$

$$\overline{M}_B = 0.95[1.25(-3418.25 - 2755.35 - 297.0) + 1.50(-23.6) + 1.75(-26909.99 \times 1.33)]$$

$$\overline{M}_B = -67218.90 \text{ N}\cdot\text{mm/mm}$$

- Momento máximo positivo solicitante

Para la determinación del momento máximo positivo M_{MAX}^+ solicitante que se calcula en la abscisa $0.40 \cdot S$ del primer tramo interno del tablero, se utilizan los coeficientes de carga permanente de menor valor con los valores de los momentos parciales (DC) que tienen signo negativo, lo cual garantiza la obtención del momento máximo positivo (Ruales Fonseca, 2014, p. 252).

De la Tabla 8 y Tabla 11 del literal 2.5 del presente documento se escogen los máximos valores de los factores de carga para carga muerta de la losa en tramos internos (DC) y superficie de rodadura (DW), en cambio se escoge el mínimo valor por efectos de carga muerta (DC') de los accesorios concluyendo:

- $\gamma_{DC}=1.25$, para efectos de la carga muerta (DC).
- $\gamma_{DC'}=0.90$, para efectos de la carga muerta (DC') protección lateral y vereda del voladizo.
- $\gamma_{DW}=1.50$, por efectos de la capa de rodadura (DW).

$$\overline{M}_{0.40 \cdot S} = \eta[\gamma_{DC} \times M_{DC}] + \eta[\gamma_{DC'} \times M_{DC'}] + \eta[\gamma_{DW}(M_{DW}) + \gamma_{LL}(M_{LL+IM} \times IM)] \quad \text{Ec. (36)}$$

$$\begin{aligned} \overline{M}_{0.40 \cdot S} &= 0.95 \times [1.25 \times 910.75] + 1.00 \times [0.90 \times (-1102.26 - 297.07)] + 0.95 \\ &\times [1.50 \times (466.36) + 1.75 \times (25640.86) \times 1.33] \end{aligned}$$

$$\overline{M}_{0.40 \cdot S} = 57181.82 \text{ N}\cdot\text{mm/mm}$$

- Momento máximo negativo solicitante

Se utiliza los coeficientes de carga permanente (γ) de menor valor, con los momentos parciales (DC) que tienen signo positivo (Ruales Fonseca, 2014, p. 252).

$$\overline{M}_C = \eta[\gamma_{DC} \times M_{DC}] + \eta[\gamma_{DC'} \times M_{DC'}] + \eta[\gamma_{DW}(M_{DW}) + \gamma_{LL}(M_{LL+IM} \times IM)] \quad Ec. (37)$$

$$\begin{aligned} \overline{M}_C = & 0.95 \times [1.25 \times (-2358.95)] + 1.00 \times [0.90 \times (1377.38 + 348.72)] + 0.95 \\ & \times [1.50 \times (-837.72) + 1.75 \times (-29054.55) \times 1.33] \end{aligned}$$

$$\overline{M}_C = -70065.98 \text{ N.mm/mm}$$

El resumen de la reacción máxima y momentos máximos en el apoyo B y C y momento en $0.40 \cdot S$ se presenta en la Tabla 38 con sus respectivas unidades.

Tabla 38
Solicitaciones máximas para el estado límite de resistencia.

Efecto	Máxima sollicitación de combinación 1	Unidades
R _B	182.96	N/mm
M _B	-67218.9	N.mm/mm
M _{0.40xS}	57181.82	N.mm/mm
M _C	-70065.98	N.mm/mm

Realizado por: Autor

4.3.5.2 Momentos de diseño

a) Momento positivo de diseño

En la armadura positiva o inferior del tablero, el momento de diseño correspondiente al valor determinado en el primer vano a 0,40 de la separación de las vigas longitudinales del puente que hacen el papel de soporte del tablero para la combinación 1 del Estado Límite de Resistencia (Ruales Fonseca, 2014, p. 254).

$$M_u^+ = \overline{M}_{0.40.S} \quad Ec. (38)$$

$$M_u^+ = 57181.82 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$$

b) Momento negativo de diseño

Para el diseño de la armadura superior del tablero (A.4.6.2.1.6) se necesita determinar el momento en la cara interna del elemento que le sirve de soporte (Apoyo B-Viga longitudinal exterior), sección A-A, lo cual representa una significativa disminución con respecto al máximo momento negativo obtenido en el eje del apoyo B para la combinación 1 del Estado Límite de Resistencia (Ruales Fonseca, 2014, p. 254).

Utilizando los datos representados en la Tabla 20 se procede a determinar los momentos parciales en la Sección A-A para cada carga solicitante mostrada en la Figura 54 que interviene en la combinación 1 del estado límite de resistencia. Las fórmulas utilizadas para este análisis se tomó de (Ruales Fonseca, 2014).

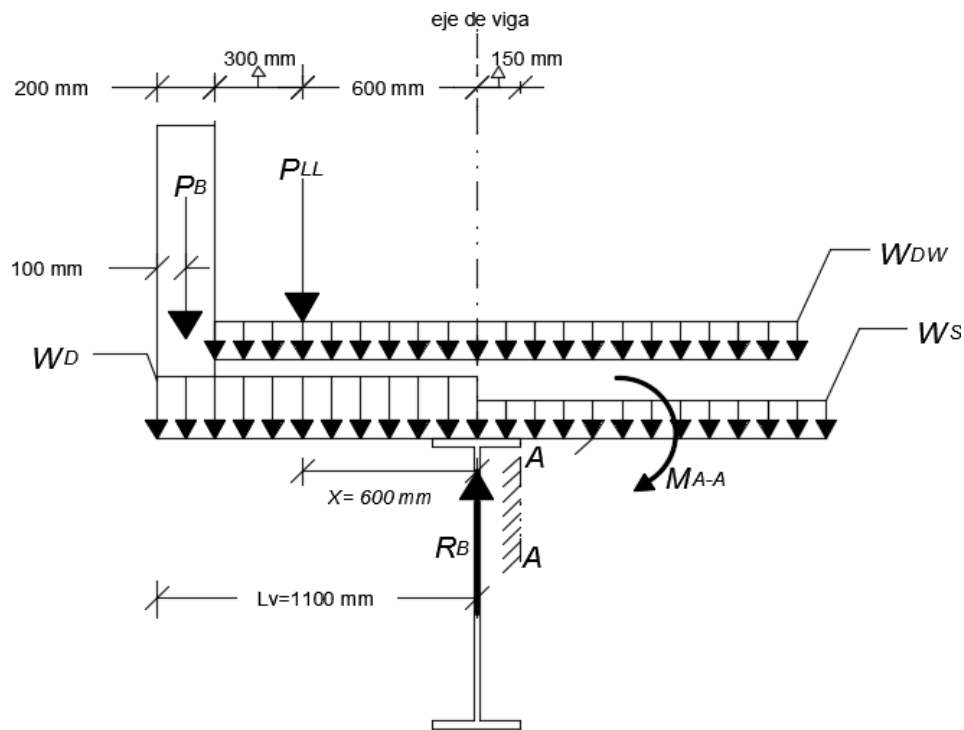


Figura 54. Cargas solicitantes y sección crítica A-A para el momento negativo de diseño. Elaborado por: Autor.

- Momento por carga Muerta en la parte interna de la losa del tablero ($M_s; N.mm/mm$)

$$M_s = -0.50 \times W_s \times X^2 + R_{B-s} \times X \quad Ec. (39)$$

Donde:

W_s : Carga distribuida por carga muerta de la losa del tablero = $5.65 \times 10^{-3} N/mm$

R_{B-s} : Reacción en el apoyo B por carga muerta de la losa del tablero = $13.44 N/mm$

X = distancia entre el eje de viga y la sección A-A = $150 mm$

$$M_s = -0.50 \times 5.65 \times 10^{-3} \times 150^2 + 13.44 \times 150$$

$$M_s = 1952.48 N.mm/mm$$

- Momento por carga muerta de la vereda en el volado del tablero ($M_v; N.mm/mm$)

$$M_v = -W_v \times L_v \times \left(\frac{L_v}{2} + X \right) + R_{B-v} \times X \quad Ec. (40)$$

Donde:

W_v : Carga distribuida de la vereda en el volado del tablero = $4.71 \times 10^{-3} N/mm$

R_{B-v} : Reacción en el apoyo B por la vereda en el volado del tablero = $5.96 N/mm$

L_v : Longitud del volado = $1100 mm$

$$M_v = -4.71 \times 10^{-3} \times 1100 \times \left(\frac{1100}{2} + 150 \right) + 5.96 \times 150$$

$$M_v = -3470.74 N.mm/mm$$

- Momento por carga muerta de la protección lateral ($M_b; N.mm/mm$)

$$M_b = -P_b \times (L_v + X - X_{pb}) + R_{B-b} \times X \quad Ec. (41)$$

Donde:

P_b : Carga muerta de la protección lateral = $0.64 N/mm$

R_{B-b} : Reacción en el apoyo B por la protección lateral = $1.08 N/mm$

X_{pb} : distancia al centro de masas de la protección lateral desde su borde exterior = $100 mm$

$$M_b = -0.64 \times (1100 + 150 - 100) + 1.08 \times 150$$

$$M_b = -574 \text{ N.mm/mm}$$

- Momento por carga muerta de la capa de rodadura (M_{DW} ; N.mm/mm)

$$M_{DW} = -0.50 \times W_{DW} \times (L_V + X - X_{PL})^2 + R_{B-DW} \times X \quad \text{Ec. (42)}$$

Donde:

W_{DW} : Carga distribuida de la superficie de rodadura = $1.18 \times 10^{-3} \text{ N/mm}$

R_{B-DW} : Reacción en el apoyo B por la superficie de rodadura = 1.31 N/mm

X_{PL} : Ancho de la protección lateral en su base = 200 mm

$$M_{DW} = -0.50 \times 1.18 \times 10^{-3} \times (1100 + 150 - 200)^2 + 1.31 \times 150$$

$$M_{DW} = -453.98 \text{ N.mm/mm}$$

- Momento por carga viva (M_{LL} ; N.mm/mm)

Para una vía cargada: $m = 1.20$

$$P_{LL} = m \times \left(\frac{P_R}{E_V} \right) \quad \text{Ec. (43)}$$

$$P_{LL} = 1.20 \times \left(\frac{72500}{1939.80} \right)$$

$$P_{LL} = 44.85 \text{ N/mm}$$

$$M_{LL} = -P_{LL} \times (b_P + X) + R_{B-LL} \times X \quad \text{Ec. (44)}$$

Donde:

P_{LL} : Carga viva = 44.85 N/mm

R_{B-LL} : Reacción en el apoyo B por carga viva = 70.9 N/mm

b_P : Distancia entre el punto de aplicación de la carga viva y el eje de la viga = 600 mm

$$M_{LL} = -44.85 \times (600 + 150) + 70.9 \times 150$$

$$M_{LL} = -23002.5 \text{ N.mm/mm}$$

Tabla 39. Resumen de los momentos flectores parciales en la sección A-A por carga muerta y carga viva

Tipo de carga	Denominación	Componente	M _{A-A} (N.mm/mm)
Carga muerta	DC	Losa Tablero (M _D)	1952.48
		Vereda (M _v)	-3470.74
		Protección Lateral (M _b)	-574
	DW	Superficie de rodadura (M _{DW})	-453.98
Carga viva	LL	Carga camión (M _{LL})	-23002.5

Realizado por: Autor

c) Combinación de cargas para el estado límite de resistencia 1

Se deriva una aplicación de la Ec. 33 del actual documento con los mismos valores de los coeficientes que intervienen en la siguiente ecuación:

$$U_{R-1} = \sum \eta_i \times \gamma_i \times Q_i = n \times [\gamma_P \times DC + \gamma_P \times DW + \gamma_P \times (LL + IM)] \quad \text{Ec. (45)}$$

$$U_{R-1}^u = \overline{M_{A-A}} = 0.95 \times [1.25 \times (M_s + M_b) + 1.25 \times (M_D) + 1.50 \times (M_{DW}) + 1.75(M_{LL}) \times 1.33]$$

$$= 0.95 \times [1.25 \times (-3470.74 - 574) + 1.25 \times (1952.48) + 1.50 \times (-453.98) + 1.75(-23002.5) \times 1.33]$$

$$U_{R-1}^u = \overline{M_{A-A}} = -56834.61 \text{ N.mm / mm}$$

Se compara el momento (M_B) en el apoyo B de la Tabla 38 con el momento ($\overline{M_{A-A}}$) recientemente calculado para obtener el momento negativo de diseño.

$$\overline{M_B} > \overline{M_{A-A}} \quad \text{Ec. (46)}$$

$$\left| -67218.9 \frac{\text{N.mm}}{\text{mm}} \right| > \left| -56834.61 \frac{\text{N.mm}}{\text{mm}} \right|$$

$$67218.9 \frac{\text{N.mm}}{\text{mm}} > 56834.61 \frac{\text{N.mm}}{\text{mm}}$$

Entonces el momento negativo de diseño es:

$$M_U^- = \overline{M_B}$$

$$M_U^- = 67218.9 \frac{\text{N.mm}}{\text{mm}}$$

$$M_U^- = 67.21 \frac{kN \cdot mm}{mm}$$

4.3.6. Diseño de la armadura de refuerzo

Del literal 5.7.3.2 del código AASTHO se toma la siguiente expresión que determina el momento resistente (M_n) sin tomar en cuenta el refuerzo a compresión:

$$\phi \times M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ec. (47)}$$

Donde:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} \quad \text{Ec. (48)}$$

El factor de resistencia (ϕ) se toma por flexión y tracción del hormigón armado igual a $\phi = 0.85$ (AASHTO, Sección 5.5.4.2.1, 2004).

La fluencia del acero es $f_y = 420 MPa = 420 N/mm^2$.

Se debe tener un margen de seguridad y la ecuación $A_s = (a \times 0.85 \times f'_c \times b) / f_y$ se sustituye por:

$$A_s = \frac{M_u}{330 \times d} \quad \text{Ec. (49)}$$

De acuerdo al literal 5.7.3.3.2 del código AASHTO el área de acero mínima $A_{s_{MIN}}$ en cualquier sección de un componente flexionado la cuantía de armadura no pretensada cumplirá las siguientes expresiones:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \geq 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Ec. (50)}$$

$$A_{s_{MIN}} = 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d \quad \text{Ec. (51)}$$

La máxima separación de las barras de refuerzo en la armadura principal en losas de acuerdo al código AASHTO en la sección 5.10.3.2 debe cumplir las siguientes condiciones:

$$S_{MAX} = 1.50 \times t \quad \text{Ec. (52)}$$

$$S_{MAX} = 450 \text{ mm} \quad \text{Ec. (53)}$$

4.3.6.1 Selección del refuerzo

- Características del acero
 - Resistencia del hormigón: $f'c = 28 \text{ MPa} = 28 \text{ N/mm}^2$
 - Fluencia del acero: $f_y = 420 \text{ MPa} = 420 \text{ N/mm}^2$
- Recubrimiento mínimo

De la Tabla 5.12.3-1 del código AASHTO se toma los siguientes valores para los recubrimientos mínimos:

- $r_{min} = 25 \text{ mm}$.
- $r_{SUP} = 50 \text{ mm}$, para otras situaciones exteriores.
- $r_{min} = 25 \text{ mm}$, para bordes de losas de hormigón en sitio hasta varillas de $\phi_V = 36 \text{ mm}$.

Se asume la ubicación de varillas de $\phi_V = 16 \text{ mm}$, el área de acero es $A_s = 200 \text{ mm}^2$.

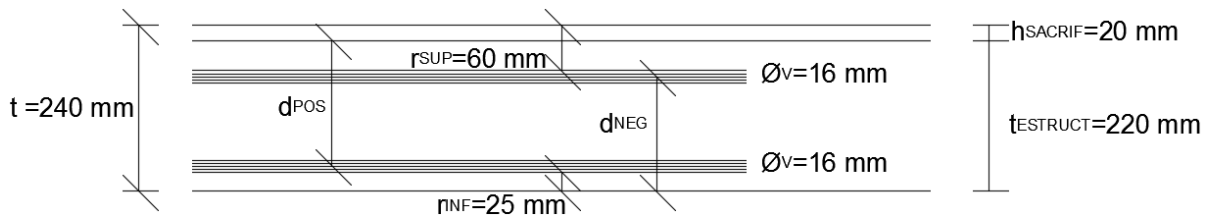


Figura 55. Alturas efectivas para el armado del tablero. Realizado por: Autor

- Cálculo de alturas efectivas para el armado del tablero

Las alturas efectivas se determinan analizando la Figura 78, formándose las siguientes ecuaciones:

- a) Altura efectiva positiva (d^{POS}, mm)

$$d^{POS} = t - (h_{SACRIF} + r_{INF} + \phi_V/2) \quad \text{Ec. (54)}$$

Donde:

t : Peralte total de la losa = 240 mm

h_{SACRIF} : Capa sacrificial de la losa = 20 mm

r_{INF} : Recubrimiento inferior = 25 mm

ϕ_V : Diámetro de la varilla de armado = 16 mm

$$d^{POS} = 240 - (20 + 25 + 16/2)$$

$$d^{POS} = 187 \text{ mm}$$

a) Altura efectiva negativa (d^{NEG} , mm)

$$d^{NEG} = t - (r_{SUP} + \phi_V/2) \quad \text{Ec. (55)}$$

Donde:

r_{SUP} : Recubrimiento superior = 60 mm

$$d^{NEG} = 240 - (60 + 16/2)$$

$$d^{NEG} = 172 \text{ mm}$$

4.3.6.2 Cálculo del refuerzo principal positivo (As^+)

Conocido el valor del momento máximo positivo de diseño para la combinación 1 del estado límite de resistencia y la altura efectiva positiva se procede a la determinación del refuerzo necesario utilizando las ecuaciones del literal 4.3.6 del presente documento.

$$M_u^+ = 57181.82 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm} \quad d^{POS} = 187 \text{ mm}$$

M_u^+ depende del momento de fisuración:

$$M_{cr} = S_{nc} \times f_r \quad \text{Ec. (56)}$$

Donde:

$$S_{nc} = \frac{1}{6} \times b \times h^2 \quad \text{Ec. (57)}$$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} \times 1 \times 240^2 = 9600 \text{ mm}^3$$

$$fr = 0.97 \times \sqrt{f'c} \quad \text{Ec. (58)}$$

$$fr = 0.97 \times \sqrt{28} = 5.13$$

$$M_{cr} = 9600 \times 5.13 = 49248 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = 49.25 \text{ kN/mm}^2$$

M_u^+ , como mínimo igual al menor valor entre:

$$1.2 \times M_{cr} = 1.2 \times 49.25 = 59.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ó

$$1.33 \times M_u^+ = 1.33 \times 57.18 = 76.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El menor momento último es:

$$M_u^+ = 59.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad b = 1 \text{ m} \quad d^{POS} = 0.187 \text{ m}$$

$$k = \frac{M_u^+}{b \times d^{POS^2}} \quad \text{Ec. (59)}$$

$$k = \frac{59.1}{1 \times 0.187^2} = 1690.07 \text{ kN/m}^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f'c} \quad \text{Ec. (60)}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times k}{\phi \times fy}} \right) \quad \text{Ec. (61)}$$

$$\rho = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1690.07}{0.85 \times 420000}} \right) = 0.00495$$

$$As^+ = \rho \times b \times d^{POS} \quad \text{Ec. (62)}$$

$$As^+ = 0.00495 \times 1 \times 0.187 = 9.2565 \times 10^{-4} m^2$$

$$As^+ = 9.26 cm^2$$

La varilla escogida es $\phi_V = 16 mm$ ($As = 2.00 cm^2$) $\rightarrow As^+ = 5 \times \phi_{16mm} = 10.00 cm^2$

Verificación de la ductilidad y capacidad de momento para As^+

a) Ductilidad:

$$a = \frac{As^+ \times fy}{0.85 \times f'c \times b} \quad \text{Ec. (63)}$$

$$a = \frac{10.00 \times 420}{0.85 \times 28 \times 100} = 1.76 cm$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0.35 \times d^{POS} \quad \text{Ec. (64)}$$

$$a \leq 0.35 \times 18.7 = 6.55 cm$$

$$1.76 cm < 6.55 cm$$

b) Momento resistente:

$$\phi \times Mn = \phi \times As^+ \times fy \times \left(d^{POS} - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ec. (65)}$$

$$\phi \times Mn = 0.90 \times 10.00 \times 420 \times \left(18.7 - \frac{1.76}{2}\right) = 67.62 kN \cdot m$$

$$\therefore \phi \times Mn \geq Mn^+ \quad \text{Ec. (66)}$$

$$67.62 kN \cdot m > 59.1 kN \cdot m$$

$$M_{Resistente} \geq M_{Solicitante} \quad \mathbf{OK}$$

Se concluye que la armadura principal positiva As^+ ubicada en la parte inferior de la losa es:

$$\mathbf{1 \text{ varilla } \phi_V = 16 mm @ 200 mm}$$

4.3.5.3 Cálculo del refuerzo principal negativo (A_s^-)

Conocido el valor del momento máximo negativo de diseño para la combinación 1 del estado límite de resistencia y la altura efectiva negativa se procede a la determinación del refuerzo necesario utilizando las ecuaciones del literal 4.3.6 del presente documento.

$$M_u^- = -67218.9 \text{ N} \cdot \text{mm} \quad d^{NEG} = 172 \text{ mm}$$

M_u^+ depende del momento de fisuración:

$$M_{cr} = S_{nc} \times f_r \quad \text{Ec. (67)}$$

Donde:

$$S_{nc} = \frac{1}{6} \times b \times h^2 \quad \text{Ec. (68)}$$

$$S_{nc} = \frac{1}{6} \times 1 \times 240^2 = 9600 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0.97 \times \sqrt{f'c} \quad \text{Ec. (69)}$$

$$f_r = 0.97 \times \sqrt{28} = 5.13$$

$$M_{cr} = 9600 \times 5.13 = 49248 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$M_{cr} = 49.25 \text{ kN} / \text{mm}^2$$

M_u^+ , como mínimo igual al menor valor entre:

$$1.2 \times M_{cr} = 1.2 \times 49.25 = 59.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ó

$$1.33 \times M_u^+ = 1.33 \times 57.18 = 76.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El menor momento último es:

$$M_u^+ = 59.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad b = 1 \text{ m} \quad d^{NEG} = 0.172 \text{ m}$$

$$k = \frac{M_u^-}{b \times d^{NEG^2}} \quad \text{Ec. (70)}$$

$$k = \frac{59.1}{1 \times 0.172^2} = 1997.70 \text{ kN/m}^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f'c} \quad \text{Ec. (71)}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times k}{\phi \times fy}} \right) \quad \text{Ec. (72)}$$

$$\rho = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1997.70}{0.85 \times 420000}} \right) = 0.00590$$

$$As^+ = \rho \times b \times d^{NEG} \quad \text{Ec. (73)}$$

$$As^+ = 0.00590 \times 1 \times 0.172 = 1.0148 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$As^+ = 10.148 \text{ cm}^2$$

La varilla escogida es $\phi_V = 18 \text{ mm}$ ($As = 2.545 \text{ cm}^2$) $\rightarrow As^- = 4 \times \phi_{18mm} = 10.18 \text{ cm}^2$

Verificación de la ductilidad y capacidad de momento para As^-

a) Ductilidad:

$$a = \frac{As^- \times fy}{0.85 \times f'c \times b} \quad \text{Ec. (74)}$$

$$a = \frac{10.18 \times 420}{0.85 \times 28 \times 100} = 1.80 \text{ cm}$$

El máximo valor es:

$$a \leq 0.35 \times d^{NEG} \quad \text{Ec. (75)}$$

$$a \leq 0.35 \times 17.2 = 6.02 \text{ cm}$$

$$1.80 \text{ cm} < 6.02 \text{ cm}$$

b) Momento resistente:

$$\phi \times Mn = \phi \times As^- \times fy \times (d^{NEG} - \frac{a}{2}) \quad \text{Ec. (76)}$$

$$\phi \times Mn = 0.90 \times 10.18 \times 420 \times \left(17.2 - \frac{1.80}{2}\right) = 62.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi \times Mn \geq Mn^+ \quad \text{Ec. (77)}$$

$$62.72 \text{ kN} \cdot \text{m} > 59.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Resistente} \geq M_{Solicitante}$$

Se concluye que la armadura principal negativa As^- ubicada en la parte superior de la losa es:

$$\mathbf{1 \text{ varilla } \phi_V = 18 \text{ mm @ } 250 \text{ mm}}$$

4.3.5.4 Cálculo de la armadura secundaria

a) Acero de distribución (AS_{DIST})

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo (AASHTO, Sección 9.7.3.2, 2004):

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\frac{1750}{\sqrt{Se}} \leq 50 \text{ por ciento} \quad \text{Ec. (78)}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{\sqrt{Se}} \leq 67 \text{ por ciento} \quad \text{Ec. (79)}$$

Donde:

Se = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (mm).

En el caso del puente en análisis la armadura principal es perpendicular al tráfico por lo tanto se aplicara la Ec. 79. En el caso de ser mayor el porcentaje calculado se utiliza el 67%.

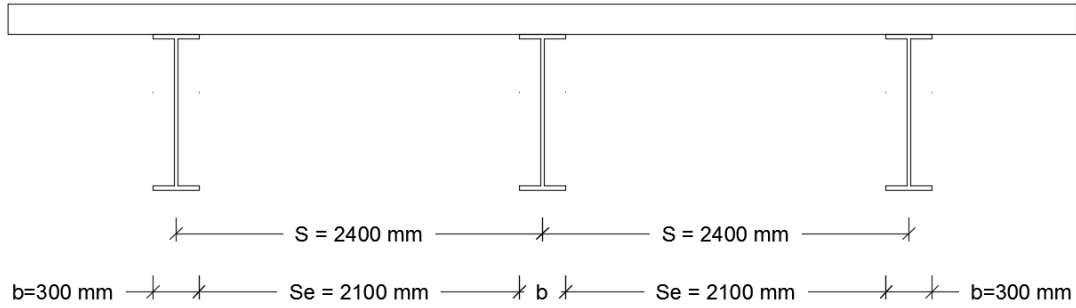


Figura 56. Longitudes efectivas entre ejes de las vigas. Realizado por: Autor

$$Se = S - b \quad \text{Ec. (80)}$$

$$Se = 2400 - 300 = 2100 \text{ mm}$$

$$\%_{\text{CALCULADO}} = \frac{3840}{\sqrt{2100}} = 83.80\%$$

$$\therefore \%_{\text{CALCULADO}} > 67.00\%$$

Como el porcentaje calculado es mayor, se utiliza el 67% para los cálculos posteriores.

$$AS_{\text{DIST}} = \% \times AS_{\text{REQUERIDO}} \quad \text{Ec. (81)}$$

$$AS_{\text{REQUERIDO}} = 10.00 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{DIST}} = 0.67 \times 10.00 = 6.7 \text{ cm}^2$$

La varilla escogida es $\phi_V = 14 \text{ mm}$ ($AS = 1.539 \text{ cm}^2$) $\rightarrow AS^- = 5 \times \phi_{14 \text{ mm}} = 7.695 \text{ cm}^2$

1 varilla $\phi_V = 14 \text{ mm}$ @ 200 mm

4.3.5.5 Armadura por contracción y variación de temperatura (AS_T)

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el

hormigón masivo estructural. Se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la especificada.

(AASHTO, 2004, p. 5.10.8.1)

El acero que cubrirá la sollicitación por temperatura se debe distribuir uniformemente en ambas caras, con la ecuación expresada en la sección 5.10.8.2 del código AASHTO calculamos el acero necesario.

$$As_T = 0.75 \times \frac{A_g}{f_y} \quad \text{Ec. (82)}$$

Donde:

A_g : Área bruta de la sección (mm)

f_y : Tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa).

$$As_T = 0.75 \times \frac{100 \times 24.00}{420} = 4.29 \text{ cm}^2$$

Para una sola cara: $As_T = \frac{1}{2} \times 4.29 = 2.14 \text{ cm}^2$

La varilla escogida es $\phi_V = 10 \text{ mm}$ ($As = 0.785 \text{ cm}^2$) $\rightarrow As^- = 3 \times \phi_{10\text{mm}} = 2.34 \text{ cm}^2$

1 varilla $\phi_V = 10 \text{ mm}$ @ 330 mm

4.3.5.6 Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura

El aparecimiento de fisuras en hormigón armado se analiza para la Combinación 1 del Estado Límite de Servicio. La fisuración se controla estableciendo como límite de la armadura bajo cargas de servicio (fs) un esfuerzo de tensión admisible (f_{sa}) y si el esfuerzo supera el 80% del módulo de rotura ($fc > 0.80 fr$) (Ruales Fonseca, 2014, p. 264).

a) Verificación del As^+ para Combinación de Cargas 1 del Estado Límite de Servicio

La máxima sollicitación positiva ocurre a $0.40 \times S$ del primer vano interior del tablero, los coeficientes de modificación y de carga son los siguientes:

- Modificador de carga, $\eta = 1.00 \times 1.00 \times 1.00 = 1.00$
- Factor de carga, $\gamma_{DC} = \gamma_{DW} = \gamma_{LL} = 1$
- Factor de impacto, $IM=33\%$

La ecuación con la combinación de cargas para el actual cálculo se derivó de la Ec. (33), con su respectivo análisis para la aplicación de acuerdo al estado límite de servicio. Las sollicitaciones de tracción en el refuerzo son:

$$M_{MAX}^+ = M_{0.4.S}^+ = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times M_{DC} + \gamma_{DW} \times M_{DW} + \gamma_{LL+IM} \times M_{LL} \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \right] \quad \text{Ec. (83)}$$

$$M_{0.4.S}^+ = 1.00 \times [1.00 \times (910.75 - 1102.26 - 297.07) + 1.00 \times (466.36) + 1.00 \times (25640.86) \times (1.33)]$$

$$M_{MAX}^+ = M_{0.4.S}^+ = 34080.12 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{mm}$$

Se comprueba la relación entre el esfuerzo de compresión del hormigón armado y el esfuerzo de rotura:

$$fc > 0.80 \times fr \quad \text{Ec. (84)}$$

$$fc = \frac{6 \times M_{MAX}^+}{b \times t_{ESTRUCT}^2}; (\text{MPa/m}) \quad \text{Ec. (85)}$$

$$0.80 \times fr = 0.80 \times (0.63 \times \sqrt{f'c}); (\text{MPa/m}) \quad \text{Ec. 86}$$

Si la desigualdad de la Ec. (84) se cumple el hormigón armado se fisura y si lo contrario el hormigón armado no se fisura.

Para calcular el esfuerzo de compresión (fc) utilizamos la Ec. (85):

$$fc = \frac{6 \times 34080.12}{1.00 \times 220^2}$$

$$f_c = 4.22 \text{ MPa}/m$$

Para calcular el esfuerzo a la rotura (f_r) utilizamos la Ec. (86):

$$0.80 \times f_r = 0.80 \times (0.63 \times \sqrt{28})$$

$$0.80 \times f_r = 2.67 \text{ MPa}/m$$

$\therefore f_c > 0.80 \times f_r$, se cumple la desigualdad por lo que el hormigón armado se fisura y se procede al análisis de los dos siguientes parámetros que influyen el comportamiento del material.

- i. Comprobación de la separación máxima en la armadura principal positiva inferior

La separación (s) sugerida debe ser:

$$s \leq \frac{123000}{B_s \times f_s} \times \gamma_e - 2dc \quad \text{Ec. (87)}$$

Donde:

β_s : Relación ancho grieta en cara en tensión y ancho de grieta a nivel del refuerzo

dc : Espesor del concreto desde la fibra externa en tensión al eje de la varilla (mm)

f_s : Esfuerzo de servicio (MPa)

γ_e : 0.75 para la exposición clase 2, en superficies aparentemente cuidadas y control contra corrosión.

$$dc = r_{INF} + \phi_v/2 \quad \text{Ec. (88)}$$

$$dc = 25 + 16/2 = 33 \text{ mm}$$

$$dc = 33 \text{ mm}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.70 \times (t_{ESTRUCT} - dc)} \quad \text{Ec. (89)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{33}{0.70 \times (220 - 33)} = 1.25$$

$$\beta_s = 1.25$$

$$f_s = 0.60 \times f_y \quad \text{Ec. (90)}$$

$$f_s = 0.60 \times 420 = 252 \text{ MPa}$$

$$f_s = 252 \text{ MPa}$$

Se vuelve a calcular la separación máxima con la Ec. (87):

$$S_{MAX} \leq \frac{123000}{1.25 \times 252} \times 0.75 - (2 \times 33)$$

$$S_{MAX} \leq 226.86 \text{ mm}$$

$$S_{DISEÑO} = 200 \text{ mm} \leq S_{MAX} = 226.86 \text{ mm}$$

∴ La separación adoptada para el diseño es menor a la separación máxima permitida por lo que se mantiene la varilla escogida con su respectivo espaciamiento determinado en el literal 4.3.6.2 del presente documento siendo:

1 varilla $\phi_V = 16 \text{ mm}$ @ 200 mm

- ii. Comprobación del esfuerzo de servicio f_s de la armadura cuando la sección se supone fisurada:

Se determina la ubicación del eje neutro (E.N) de la sección transversal transformada, se asume que la zona comprimida del hormigón se halla en la parte superior por encima de la armadura negativa y luego se calcula el esfuerzo de trabajo del acero positivo en la sección fisurada (factor de inercia de la sección transformada fisurada) (Ruales Fonseca, 2014, p. 132).

Relación entre los módulos de elasticidad del acero (E_s) y hormigón (E_c):

$$n = \left[\frac{E_s}{E_c} \right] \quad \text{Ec. (91)}$$

Donde:

$$E_s = 200 \text{ MPa}$$

$$E_c = 27.70 \text{ MPa}$$

El resultado de la relación entre módulos se debe expresar en números enteros.

$$n = \left[\frac{200}{27.70} \right] = 7$$

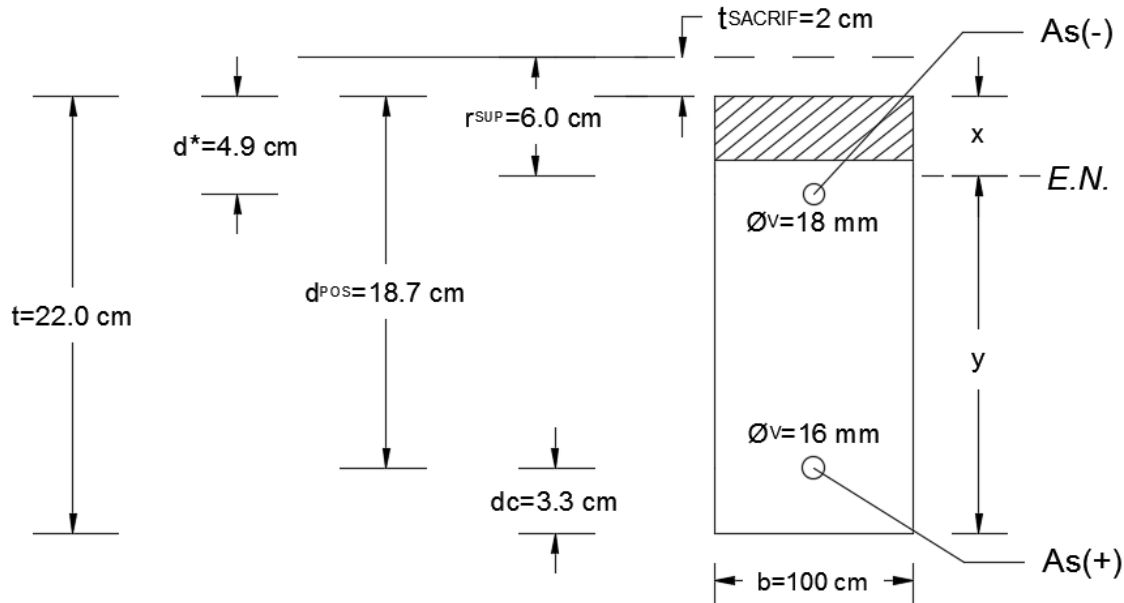


Figura 57. Localización del eje neutro (E.N.) para la comprobación del As (+) por fisuración. Elaborado por:

Autor

$$\sum M_{E.N.} = 0$$

$$b \times x \times \frac{x}{2} = n \times As^{-} \times (d^{*} - x) + n \times As^{+} \times (d_{POS} - x) \quad \text{Ec. (92)}$$

$$50 \times x^2 = 7 \times 10.18 \times (4.90 - x) + 7 \times 10.00 \times (18.70 - x)$$

$$50x^2 = 349.17 - 71.26x + 1309 - 70x$$

$$50x^2 + 141.26x - 1658.17 = 0$$

$$x = 4.52 \text{ cm}$$

$$\therefore x < d^{*}$$

$$4.52 \text{ cm} < 4.9 \text{ cm}$$

El eje neutro (E.N.) se encuentra arriba de la armadura principal negativa.

Factor de inercia de la sección transformada fisurada:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} \right) + n \times As^- \times (d^* - x)^2 + n \times As^+ \times (d_{POS} - x)^2 \quad \text{Ec. (93)}$$

$$I_{cr} = \left(\frac{1 \times 45.2^3}{3} \right) + 7 \times 1.18 \times (49 - 45.2)^2 + 7 \times 1 \times (187 - 45.2)^2$$

$$I_{cr} = 171651.76 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

El esfuerzo de tensión en el acero inferior positivo se calcula con la Ec. (94) reemplazándola con los siguientes datos:

$$M_{MAX}^+ = 34080.12 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{mm}; \quad d_{POS} = 187 \text{ mm}; \quad I_{cr} = 171651.76 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

$$f_s = n \times \frac{M_{MAX}^+ \times y}{I_{cr}} \quad \text{Ec. (94)}$$

$$f_s = 7 \times \frac{34080.12 \times (187 - 45.2)}{171651.76} = 197.07 \text{ MPa}$$

$$S_{MAX} \leq \frac{123000}{1.25 \times 197.92} \times 0.75 - (2 \times 33)$$

$$S_{MAX} \leq 306.88 \text{ mm}$$

$$S_{DISEÑO} = 200 \text{ mm} \leq S_{MAX} = 306.88 \text{ mm}$$

∴ La separación adoptada para el diseño es menor a la separación máxima permitida por lo que se mantiene la varilla escogida con su respectivo espaciamiento determinado en el literal 4.3.6.2 del presente documento siendo:

$$\mathbf{1 \text{ varilla } \phi_V = 16 \text{ mm @ } 200 \text{ mm}}$$

b) Verificación del As^- para la Combinación de Cargas 1 del Estado Límite de Servicio

Se aplica un procedimiento similar al de la verificación de la armadura negativa pero con la sollicitación del momento negativo determinado en la sección correspondiente a la cara interna de

la viga externa (M_{A-A}) para la combinación de cargas 1 del Estado Límite de Servicio con los valores de los coeficientes de modificación ($\eta = 1.00$), de carga ($\gamma = 1$) y de impacto (33%) respectivamente (Ruales Fonseca, 2014, p. 133).

$$M_{MAX}^{-} = M_{0.4.S}^{-} = M_{DC} + M_{DW} + 1.33 \times M_{LL} \quad \text{Ec. (95)}$$

$$M_{MAX}^{-} = M_{0.4.S}^{-} = (1952.48 - 3470.74 - 574) + (-453.98) + (1.33 \times (-23002.5))$$

$$M_{MAX}^{-} = M_{0.4.S}^{-} = -33139.57 \text{ N} \cdot \text{mm/mm}$$

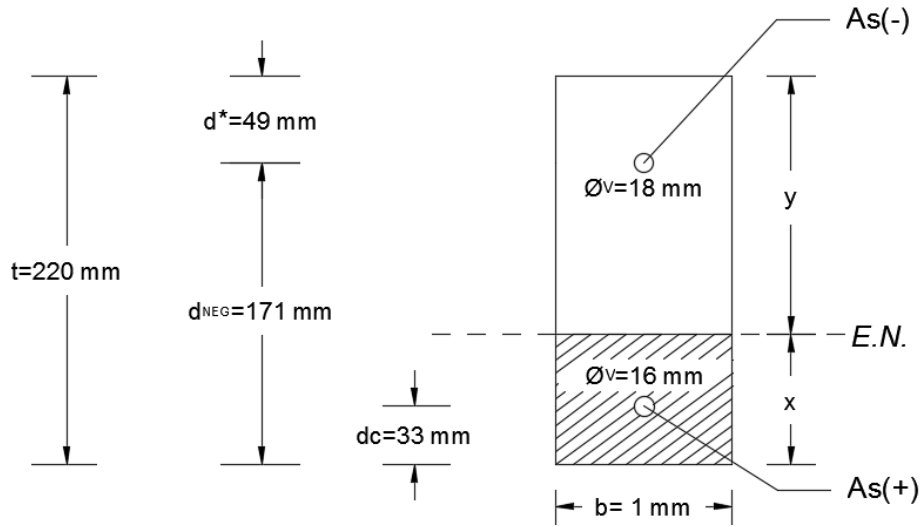


Figura 58. Localización del eje neutro (E.N.) para la comprobación del As (-) por fisuración. Elaborado por:

Autor

$$\sum M_{E.N.} = 0$$

$$b \times x \times \frac{x}{2} + (n - 1) \times As^{+} \times (x - dc) = n \times As^{-} \times (d_{NEG} - x) \quad \text{Ec. (96)}$$

$$0.5 \times x^2 + (7 - 1) \times 1.00 \times (x - 33) = 7 \times 1.18 \times (171 - x)$$

$$0.5x^2 + 6x - 198 = 1412.46 - 8.26x$$

$$0.5x^2 + 14.26x - 1610.46 = 0$$

$$x = 42.50 \text{ mm}$$

$$\therefore x > dc$$

$$42.50 \text{ mm} > 33 \text{ mm}$$

El eje neutro (E.N.) se encuentra arriba de la armadura principal positiva.

Factor de inercia de la sección transformada fisurada:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} \right) + (n - 1) \times A_s^+ \times (x - dc)^2 + n \times A_s^- \times (d_{NEG} - x)^2 \quad \text{Ec. (97)}$$

$$I_{cr} = \left(\frac{1 \times 42.50^3}{3} \right) + (7 - 1) \times 1 \times (42.50 - 33)^2 + 7 \times 1.18 \times (171 - 42.50)^2$$

$$I_{cr} = 162521.23 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

El esfuerzo de tensión en el acero superior negativo se calcula con la Ec. (98) reemplazándola con los siguientes datos:

$$M_{MAX}^- = 33139.57 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{mm}; \quad d_{NEG} = 171 \text{ mm}; \quad I_{cr} = 162521.23 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

$$fs = n \times \frac{M_{MAX}^- \times y}{I_{cr}} \quad \text{Ec. (98)}$$

$$fs = 7 \times \frac{33139.57 \times (171 - 42.50)}{162521.23} = 183.42 \text{ MPa}$$

Calculado fs se determina la separación máxima:

$$d^* = r_{SUP} - h_{SACRIF} + \phi/2 \quad \text{Ec. (99)}$$

$$d^* = 60.00 - 20.00 + 18/2$$

$$d^* = 49 \text{ mm}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d^*}{0.70 \times (t_{ESTRUCT} - d^*)} \quad \text{Ec. (100)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{49}{0.70 \times (220 - 49)}$$

$$\beta_s = 1.41$$

$$s \leq \frac{123000}{B_s \times f_s} \times \gamma e - 2dc^* \quad \text{Ec. (101)}$$

$$S_{MAX} \leq \frac{123000}{1.41 \times 183.42} \times 0.75 - (2 \times 49)$$

$$S_{MAX} \leq 258.70 \text{ mm}$$

$$S_{DISEÑO} = 250 \text{ mm} \leq S_{MAX} = 258.70 \text{ mm}$$

∴ La separación adoptada para el diseño es menor a la separación máxima permitida por lo que se mantiene la varilla escogida con su respectivo espaciamiento determinado en el literal 4.3.6.3 del presente documento siendo:

1 varilla $\phi_V = 18 \text{ mm} @ 250 \text{ mm}$

4.3.6.7 Armado de los vanos internos del tablero

Calculado las cuatro capas de armadura que intervienen en el armado interno del tablero se procede al armado del mismo en su parte interna, siendo distribuida de forma uniforme en toda su sección de la siguiente manera:

- **En la parte superior del tablero**

As^- : 1 varilla $\phi_V = 18 \text{ mm} @ 200 \text{ mm}$ (*Armadura Principal, Perpendicular al trafico*)

As_T : 1 varilla $\phi_V = 10 \text{ mm} @ 330 \text{ mm}$ (*Armadura Secundaria, Paralela al trafico*)

- **En la parte inferior del tablero**

As^+ : 1 varilla $\phi_V = 16 \text{ mm} @ 200 \text{ mm}$ (*Armadura Principal, Perpendicular al trafico*)

As_{DIST} : 1 varilla $\phi_V = 14 \text{ mm} @ 200 \text{ mm}$ (*Armadura Secundario, Paralelo al trafico*)

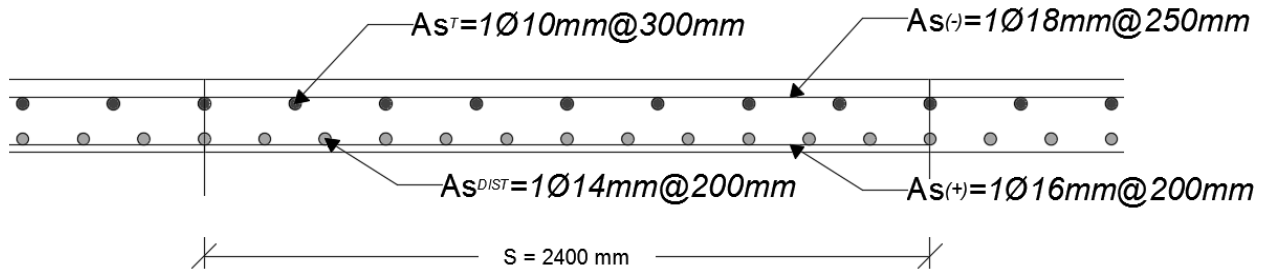


Figura 59. Configuración de la armadura en los vanos interiores del tablero. Realizado por: Autor

4.3.6.8 Armadura del volado del tablero

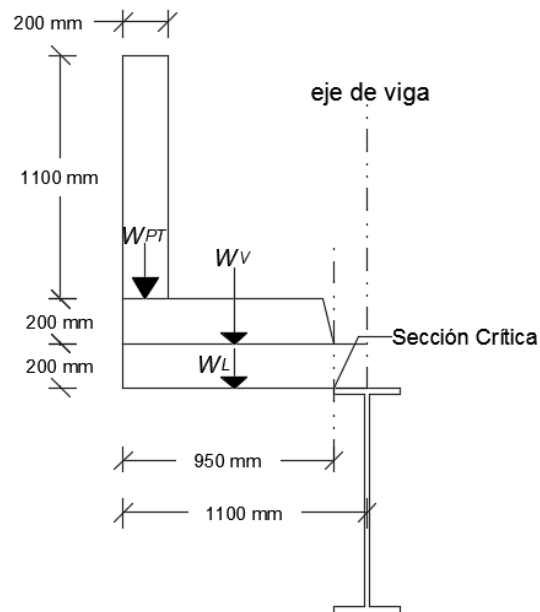


Figura 60. Sección transversal del volado y cargas de diseño. Realizado por: Autor

a) Carga permanente solicitante:

$$W_{PT}: \text{Carga muerta de protecciones laterales} = 0.20 \times 1.1 \times 2.4 = 0.528 \text{ Ton/m}$$

$$W_V: \text{Carga muerta de vereda} = 0.20 \times 0.95 \times 2.4 = 0.456 \text{ Ton/m}$$

$$W_L: \text{Carga muerta de losa} = 0.24 \times 0.95 \times 2.4 = 0.547 \text{ Ton/m}$$

b) Momento carga muerta:

$$M_{CM} = (0.528 \times 0.85) + (0.456 \times 0.475) + (0.547 \times 0.475) = 0.925 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

b) Carga viva solicitante:

Se pueden analizar dos casos en la que actúa la carga viva sobre el bolado del tablero y son:

- Ubicación normal con máxima excentricidad

Se aplica la teoría de la última resistencia calculando el momento último con las Ec. (87) y cuando está ubicado en posición accidental con la Ec. (88) que se describen a continuación.

$$M_u = 1.00 \times (M_{CM} + 1.67M_{CV}) \quad \text{Ec. (102)}$$

$$M_u = 1.00 \times (M_{CM} + M_{CV}) \quad \text{Ec. (103)}$$

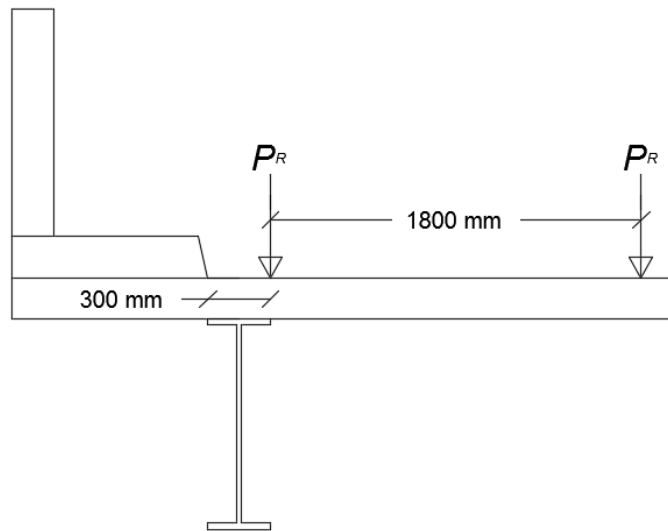


Figura 61. Posición normal con máxima excentricidad por carga viva. Realizado por: Autor

La actual situación de carga no es analizada debido que la carga de camión de diseño no se encuentra ubicada en el volado del tablero.

- Ubicación accidental con máxima excentricidad

$$X_A = 0.75m$$

$$E_A = (0.80 \times X_A) + 1.143 \quad \text{Ec. (104)}$$

$$E_A = (0.80 \times 0.75) + 1.143 = 1.743 \text{ m}$$

$$M_{CV} = \frac{P_R}{E_A} \times x \quad \text{Ec. (105)}$$

$$M_{CV} = \frac{7.25}{1.743} \times 0.75 = 3.119 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{CV} + I = 3.119 \times 1.33 = 4.139 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

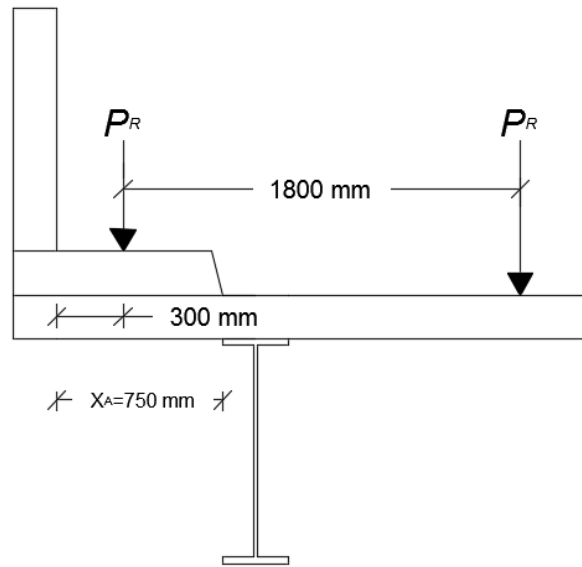


Figura 62. Ubicación accidental con máxima excentricidad por carga viva. Realizado por: Autor

- Momento de diseño

Se analiza el único momento calculado en posición accidental.

$$M_U = 1.30(B_0 \times M_{CM} + B_{L+I} \times M_{CV} + I) \quad \text{Ec. (106)}$$

$$B_0 = 1.00 \quad B_{L+I} = 0$$

$$M_U = 1.30(M_{CM} + M_{CV} + I) \quad \text{Ec. (107)}$$

$$M_U = 1.30(0.925 + 4.139)$$

$$M_{U(DISEÑO)} = 6.583 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Comparamos la siguiente igualdad

$$\frac{M_U}{\phi \times f'_c \times b \times d^2} = w - 0.59 \times w^2 \quad \text{Ec. (108)}$$

$$\frac{6.583 \times 1000 \times 100}{0.90 \times 280 \times 100 \times 18^2} = w - 0.59 \times w^2$$

$$0.0806 = w - 0.59 \times w^2$$

$$w = 0.0848$$

Se determina la cuantía (ρ)

$$\rho = w \times \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Ec. (109)}$$

$$\rho = 0.0848 \times \frac{280}{4200} = 0.00565$$

$$\therefore \rho = 0.00565 < 0.75\rho_b$$

Se determina el área de acero necesaria

$$A_s = \rho \times b \times d \quad \text{Ec. (110)}$$

$$A_s = 0.00565 \times 100 \times 17$$

$$A_s = 9.605 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 16 \text{ mm} = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$\frac{9.605}{2.00} = 4.803 \cong 5$$

$$\text{Separación} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm o } 200 \text{ mm}$$

Colocamos: **1 varilla $\emptyset_v = 16 \text{ mm}$ @ 200 mm**

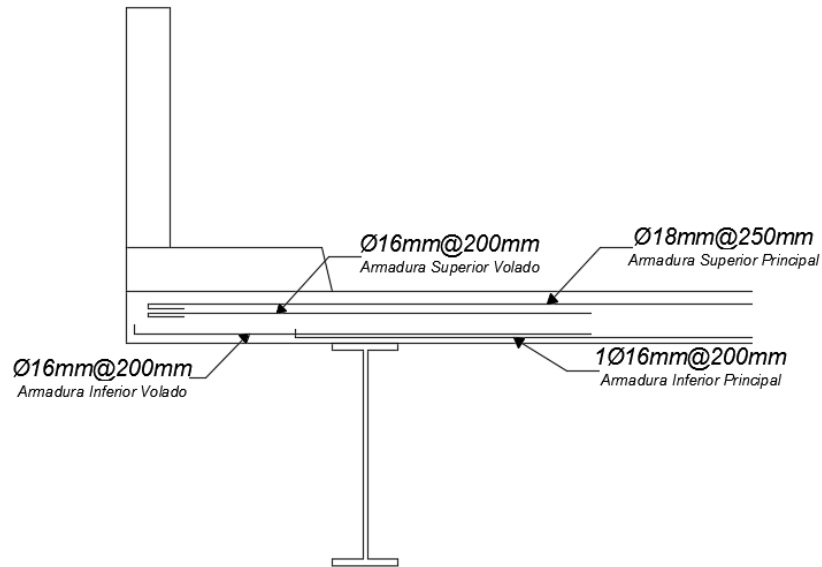


Figura 63. Armado del volado del tablero. Realizado por: Autor

4.3.6.9 Diseño de las protecciones laterales

Las características de los materiales utilizados en el diseño son:

- Resistencia del hormigón de las protecciones laterales: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Fluencia del acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Fluencia del acero estructural: $f_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$
- Recubrimiento: $r = 2.00 \text{ cm}$

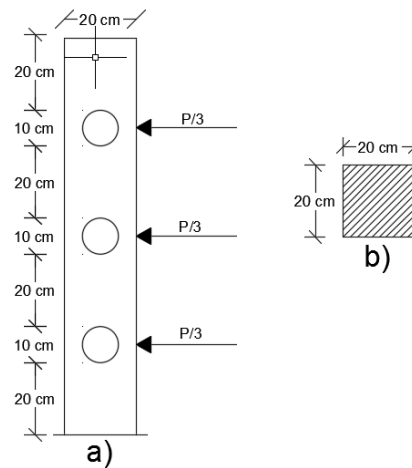


Figura 64. a) Cargas actuantes en la protección lateral, b) Sección transversal del poste. Realizado por: Autor

$$P = 10000 \text{ lb} = 4.55 \text{ Ton}$$

$$M_{A-A} = \frac{P}{3} \times (0.25 + 0.50 + 0.75) \quad \text{Ec. (111)}$$

$$M_{A-A} = 2.275 \text{ Ton} \cdot m$$

Se debe incrementar el 50%

$$M_{DISEÑO} = \frac{2.275}{1.50} = 1.52 \text{ Ton} \cdot m \quad \text{Ec. (112)}$$

$$As = \frac{M_{DISEÑO}}{fs \times J \times d} \quad \text{Ec. (113)}$$

Donde:

$$fs = 0.4 \times fy$$

$$fs = 0.4 \times 4200 = 1680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J = \frac{7}{8}$$

$$As = \frac{1.52 \times 1000 \times 100}{1680 \times \frac{7}{8} \times 18} = 5.745 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 20 \text{ mm} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$2 \times 3.142 = 6.284 \text{ cm}^2$$

Colocamos: **2 varillas $\emptyset_V = 20 \text{ mm}$**

Téngase en cuenta esta cantidad de acero se ubica en la cara interna del poste donde puede colisionar un vehiculo. Para la cara externa, se debe colocar el 25% de la cara interna=P/8.

$$M_{DISEÑO} = 1.52 \text{ Ton} \cdot m$$

$$M_{DISEÑO (CARA INTERNA)} = \frac{1.52}{4} = 0.38 \text{ Ton} \cdot m \quad \text{Ec. (114)}$$

$$As = \frac{0.38 \times 1000 \times 100}{1680 \times \frac{7}{8} \times 18} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 12 \text{ mm} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$2 \times 1.131 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Colocamos: **2 varillas $\emptyset_V = 12 \text{ mm}$**

Corte de diseño en el poste

$$V = P = 4.55 \text{ Ton}$$

$$V_{DISEÑO} = \frac{4.55}{1.50} = 3.03 \text{ Ton} \quad \text{Ec. (115)}$$

$$V^* = \frac{V_{DISEÑO}}{1.50} \quad \text{Ec. (116)}$$

$$V_c = 3.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V^* = \frac{3.03 \times 1000}{20 \times 18} = 8.42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 3.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Estribos perpendiculares al eje

$$A_v = \frac{(V - V_c) \times b \times s}{f_s} \quad \text{Ec. (117)}$$

$$s: \text{espaciamiento} = \frac{A_v \times f_s}{(V - V_c) \times b} \quad \text{Ec. (118)}$$

$$s = \frac{1.01 \times 1680}{(8.42 - 3.63) \times 20} = 17.71 \cong 18.00 \text{ cm}$$

Colocamos como estribos: **$\emptyset_V = 8 \text{ mm}$**

Configuración de la sección transversal del poste de hormigón armado

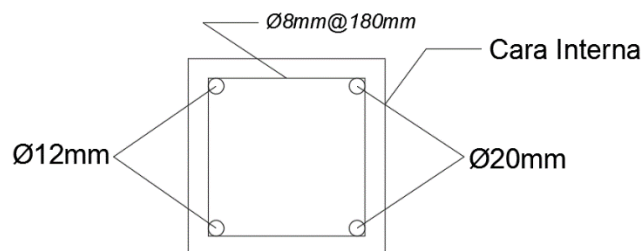


Figura 65. Vista en planta de la sección trasversal del poste de hormigón armado. Realizado por: Autor

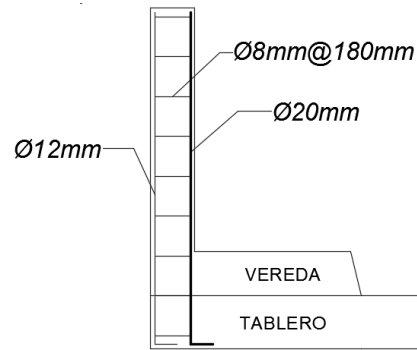


Figura 66. Vista frontal de la sección transversal del armado del poste. Realizado por: Autor

Diseño del pasamano

$$P': \text{Carga entre unión y poste} = \frac{4.55}{2} = 2.27 \text{ Ton} \quad \text{Ec. (119)}$$

$$M = \pm \frac{P' \times L}{6} \quad \text{Ec. (120)}$$

$$M = \pm \frac{2.27 \times 2.20}{6} = \pm 0.83 \text{ Ton} \cdot m$$

$$M_{DISEÑO} = \frac{0.83}{1.5} = 0.55 \text{ Ton} \cdot m$$

$$Z_{NECESARIO} = \frac{M_{DISEÑO}}{fb} \quad \text{Ec. (121)}$$

Donde:

Z: módulo de sección plástico

$$fb = 0.33 \times fy = 0.33 \times 2500 = 825 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_{NECESARIO} = \frac{0.55 \times 1000 \times 100}{825}$$

$$Z_{NECESARIO} = 66.67 \text{ cm}^3$$

Normalmente, los tubos de hierro galvanizado usados como pasamano son de 4 pulgadas de diámetro (Torres C., 2013, p. 184)

4.4 DISEÑO DE LAS VIGAS METÁLICAS

Se eligió diseñar vigas tipo *I* armadas con placas unidas con suelda, la razón por la cual se escogió este material se debe a la facilidad constructiva que representa la puesta en obra y el factor económico en el presupuesto final. El tipo de acero estructural elegido es A-588.

Las características del material utilizado para el diseño son:

- Esfuerzo mínimo de fluencia: $f_y = 350 \text{ MPa}$
- Esfuerzo mínimo de ruptura: $f_y = 490 \text{ MPa}$
- Esfuerzo admisible por flexión: $f_b = 0.60 \times f_y = 0.60 \times 350 = 210 \text{ MPa}$

4.4.1 Predimensionamiento de los elementos que componen la viga metálica

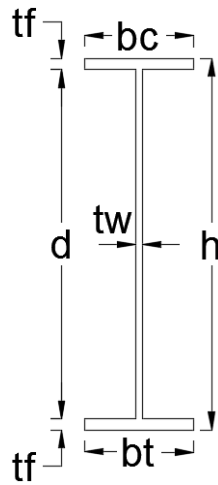


Figura 67. Partes de la viga metálica. Realizado por: Autor

Donde:

t_f : Espesor de las alas

tw : Espesor del alma

bc : Longitud del ala superior

bt : Longitud del ala inferior

d : Longitud del alma

h : Altura total de viga

De acuerdo al código AASHTO para el predimensionamiento de los elementos que componen la viga metálica, se deben emplean las siguientes ecuaciones:

- Longitud mínima del alma (d)

$$d \geq \frac{L}{25} \quad \text{Ec. (122)}$$

Donde:

L : Luz libre del puente = $24 \text{ m} = 24000 \text{ mm}$

$$d \geq \frac{24000}{25} = 960 \text{ mm}$$

De la longitud del alma calculada se aumenta su dimensión, debido a cuestiones de cálculo que se demostraran en los siguientes literales del actual capítulo.

$$\mathbf{d_{ADOPTADO} = 1240 \text{ mm}}$$

- Espesor mínima del alma (tw)
 - Sin rigidizadores longitudinales

$$tw \geq \frac{d \times \sqrt{fb}}{6100} \geq \frac{d}{150} \quad \text{Ec. (123)}$$

Donde:

fb : Esfuerzo admisible por flexión = $210 \text{ Mpa} = 2100 \text{ Kg/cm}^2$

$$tw \geq \frac{124 \times \sqrt{2100}}{6100} \geq \frac{124}{150}$$

$$tw \geq 0.93 \geq 0.82$$

Al igual que la longitud del alma se aplica el mismo criterio por cuestiones de seguridad.

$$\mathbf{tw_{ADOPTADO} = 20 \text{ mm}}$$

- Con rigidizadores longitudinales

$$tw \geq \frac{d \times \sqrt{fb}}{12200} \geq \frac{d}{300} \quad \text{Ec. (124)}$$

$$tw \geq \frac{96 \times \sqrt{2100}}{12200} \geq \frac{96}{300}$$

$$tw \geq 0.36 \geq 0.32$$

- Espesor de las alas (tf) superior e inferior

$$tf \geq 3.00 \text{ cm} \quad \text{Ec. (125)}$$

$$\mathbf{tf = 3.00 \text{ cm} = 30 \text{ mm}}$$

- Longitud del ala superior (bc)

$$\frac{bc}{2 \times tf} \leq 12 \quad \text{Ec. (126)}$$

$$\therefore \text{Nos imponemos una base mínima } bc = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{30}{2 \times 3} \leq 12$$

$$5 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{Comprobación de } tf$$

$$tf \geq 1.10 \times tw \quad \text{Ec. (127)}$$

$$tf \geq 1.10 \times 20 \text{ mm}$$

$$30 \text{ mm} \geq 22 \text{ mm}$$

$$\mathbf{bc = 300 \text{ mm}}$$

- Longitud del ala inferior (bt)

$$bt \geq bc \quad \text{Ec. (128)}$$

$$bt \geq d/6 \quad \text{Ec. (129)}$$

$$bt \geq 960/6 = 160 \text{ mm}$$

∴ El ancho del ala inferior es corta, se asume una longitud de $bt = 350 \text{ mm}$, por seguridad.

$$0.10 \leq b^c/bt \leq 1.00 \quad \text{Ec. (130)}$$

$$0.10 \leq 300/350 \leq 1.00$$

$$0.10 \leq 0.85 \leq 1.00$$

$$bt = 350 \text{ mm}$$

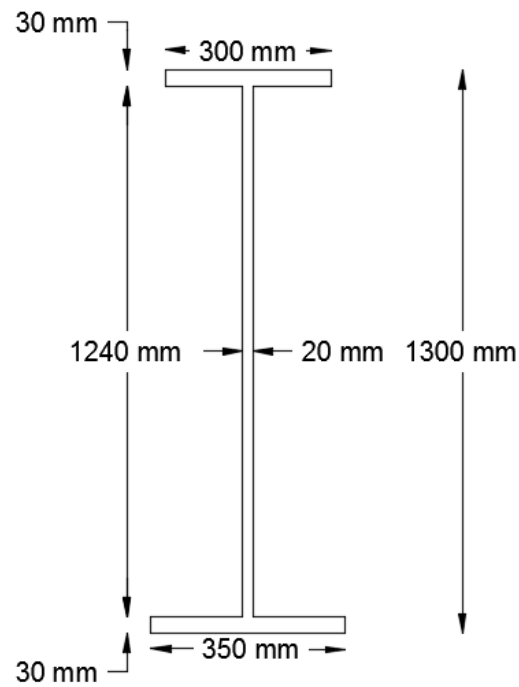


Figura 68. Medidas de la viga metálica longitudinal a diseñar. Realizado por: Autor

4.4.2 Análisis de cargas

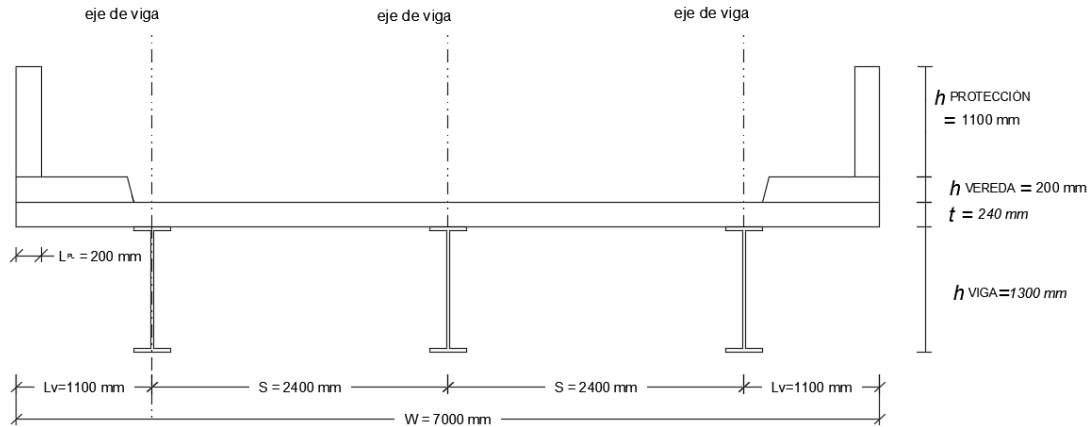


Figura 69. Sección transversal de la superestructura del puente. Realizado por: Autor

Se hacen dos grupos de carga denominados $D1$ y $D2$, se agrupa el peso de la viga y del tablero para $D1$ y el peso de la carpeta asfáltica con la superficie de rodadura y peso de la vereda para $D2$. Se calculan con las siguientes expresiones:

- $D1 = \text{Peso de la viga } (W_{VIGA}) + \text{Peso del tablero } (W_{TABLERO})$ Ec. (131)

– Peso de la viga (W_{VIGA}):

$$W_{VIGA} = \gamma_{ACERO} \times (1 \times A_v)$$
 Ec. (132)

Donde:

$$\gamma_{ACERO}: \text{Peso específico del acero} = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

A_v : Área de la sección de la viga (mm^2)

$$A_v = t_f \times (b_c + b_t) + (d \times t_w)$$
 Ec. (133)

$$A_v = 30 \times (300 + 350) + (1240 \times 20)$$

$$A_v = 44300 \text{ mm}^2$$

$$W_{VIGA} = 7.85 \times 10^{-5} \times (1 \times 37740) = 3.47 \text{ N/mm}$$

- Peso del tablero ($W_{TABLERO}$):

$$W_{TABLERO} = \gamma_{TABLERO} \times [1 \times (t \times W)/3] \quad \text{Ec. (134)}$$

Donde:

$\gamma_{TABLERO}$: Peso específico del hormigón armado = $2.4 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$

W : Ancho total del tablero = 7000 mm

$$W_{TABLERO} = 2.40 \times 10^{-5} \times [1 \times (240 \times 7000)/3] = 13.44 \text{ N/mm}$$

$$D1 = \text{Peso de la viga } (W_{VIGA}) + \text{Peso del tablero } (W_{TABLERO})$$

$$D1 = 3.47 + 13.44$$

$$\mathbf{W_{D1} = 16.91 \text{ N/mm}}$$

- $D2 = \text{Peso protección lateral } (W_{PL}) + \text{Peso superficie de rodadura } (W_{SR}) +$

$$\text{Peso vereda } (W_{VEREDA}) \quad \text{Ec. (135)}$$

- Peso protección lateral (W_{PL}):

$$W_{PL} = \gamma_{PL} \times [1 \times (2 \times A_{PL})/3] \quad \text{Ec. (136)}$$

Donde:

γ_{PL} : Peso específico del hormigón armado = $2.4 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$

A_{PL} : Área protección lateral (mm^2)

$$A_{PL} = 1100 \times 200 = 220000 \text{ mm}^2$$

$$W_{PL} = 2.4 \times 10^{-5} \times [1 \times (2 \times 220000)/3]$$

$$W_{PL} = 3.52 \text{ N/mm}$$

- Peso superficie de rodadura (W_{SR}):

$$W_{SR} = \gamma_{SR} \times [1 \times h_{SR} \times (W - (2 \times L_{VEREDA}))/3] \quad \text{Ec. (137)}$$

Donde:

γ_{SR} : Peso específico capa asfáltica = $2.4 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$

h_{SR} : Espesor superficie de rodadura = 50 mm

L_{VEREDA} : Ancho de la vereda = 950 mm

$$W_{SR} = 2.4 \times 10^{-5} \times [1 \times 50 \times (7000 - 2 \times 950)/3]$$

$$W_{SR} = 2.04 \text{ N/mm}$$

– Peso vereda (W_{VEREDA})

$$W_V = \gamma_{VEREDA} \times [1 \times (2 \times A_{VEREDA})/3] \quad \text{Ec. (138)}$$

Donde:

γ_{VEREDA} : Peso específico hormigón armado = $2.4 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$

$$A_{VEREDA} = 950 \times 200 = 190000 \text{ mm}^2$$

$$W_V = 2.4 \times 10^{-5} \times [1 \times (2 \times 190000)/3]$$

$$W_V = 3.04 \text{ N/mm}$$

$$D2 = (W_{PL}) + (W_{SR}) + (W_{VEREDA})$$

$$D2 = 3.52 + 2.04 + 3.04$$

$$W_{D2} = 8.60 \text{ N/mm}$$

4.4.3 Análisis de viga sola (sección obligatoria centro de luz)

Existen tres etapas de análisis de carga sobre la viga, siendo las siguientes:

4.4.3.1 Primera etapa: Construcción del tablero armado

La sección resistente es la sección de viga metálica. En esta etapa las cargas actuantes son las proporcionadas por el peso propio de la viga y el tablero. El aporte de la carga por parte de mano de obra y equipo se las considera nulas (Ruales Fonseca, 2014, p. 298).

La carga total es:

$$W = W_{D1} = 16.91 \text{ N/mm}$$

- Momento (M_{D1}) por la carga muerta (W_{D1}) en el centro de la luz de la viga es:

$$M_{D1} = \frac{W_{D1} \times L^2}{8} \quad \text{Ec. (139)}$$

Donde:

L : Luz libre del tramo = 24000 mm

$$M_{D1} = \frac{16.91 \times 24000^2}{8}$$

$$M_{D1} = 1.217 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

- Sección resistente de la viga metálica:

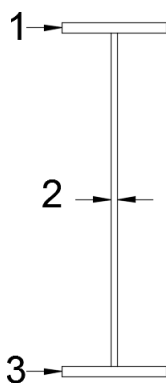


Figura 70. Esquema de la sección resistente (Primera etapa). Realizado por: Autor

Tabla 40. *Características geométricas de la viga en el centro de su luz*

Sección	Dimensión (cm*cm)	Área (cm2)	yt (cm)	A*yt (cm3)	A*yt*yt (cm4)	lo=bh^3/12 (cm4)
1	30*3	90	1.5	135	202.5	67.5
2	124*2	248	65	16120	1047800	317770.667
3	35*3	105	128.5	13492.5	1733786.25	78.75
Σ	-	443	-	29747.5	2781788.75	317916.917

Realizado por: Autor

Separación existente entre el centro de gravedad (CG) y la fibra más alejada sometida a compresión ($\overline{yc}$).

$$(\overline{yc}) = \frac{\sum(A \times yt)}{\sum A} \quad \text{Ec. (140)}$$

$$(\overline{yc}) = \frac{29747.5}{443}$$

$$(\overline{yc}) = 67.15 \text{ cm}$$

Separación existente entre el centro de gravedad (CG) y la fibra más alejada sometida a tracción ($\overline{yt}$).

$$\overline{yt} = h - \overline{yc} \quad \text{Ec. (141)}$$

$$\overline{yt} = 130.00 - 67.15$$

$$\overline{yt} = 62.84 \text{ cm}$$

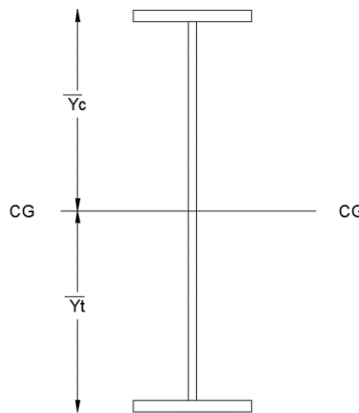


Figura 71. Centro de gravedad de la sección resistente al centro de luz de la viga (Primera etapa). Realizado por:

Autor

Inercia de la viga con respecto al centro de gravedad (I_{CG}) en el centro de la luz.

$$I_{CG} = (\sum A(\overline{yt})^2 + \sum I_o - \sum A(\overline{yc})^2) \quad \text{Ec. (142)}$$

$$I_{CG} = 2781788.75 + 317916.92 - (443 \times 67.15^2)$$

$$I_{CG} = 1102157.7 \text{ cm}^4$$

- Módulos Seccionales

- Modulo seccional de la fibra más lejana sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = I_{CG} / y_c \quad \text{Ec. (143)}$$

$$Z_c = 1102157.7 / 67.15$$

$$Z_c = 16413.34 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = 16413341 \text{ mm}^3$$

- Modulo seccional de la fibra más lejana sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = I_{CG} / y_t \quad \text{Ec. (144)}$$

$$Z_t = 1102157.7 / 62.84$$

$$Z_t = 17536.351 \text{ cm}^3 = 17536351 \text{ mm}^3$$

- Esfuerzos actuantes en la viga

- Compresión en la fibra superior (f_c)

$$f_c = \frac{M_{D1}}{Z_c} \quad \text{Ec. (145)}$$

$$f_c = \frac{1.217 \times 10^9}{16413341}$$

$$f_c = 74.18 \text{ N/mm}^2$$

- Tracción en la fibra superior (f_t)

$$f_t = \frac{M_{D1}}{Z_t} \quad \text{Ec. (146)}$$

$$f_t = \frac{1.217 \times 10^9}{17536351}$$

$$f_t = 69.43 \text{ N/mm}^2$$

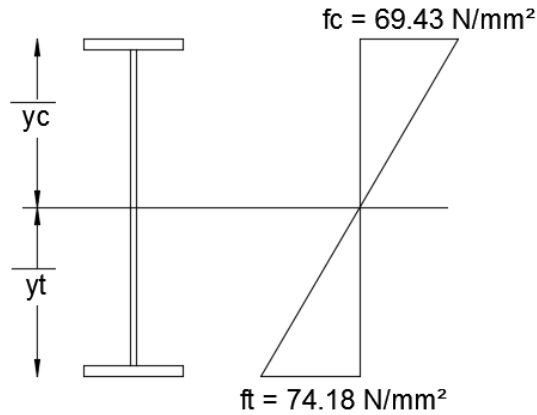


Figura 72. Diagrama de esfuerzos (Primera etapa)

4.4.4 Análisis de sección transversal compuesta (sección obligatoria centro de luz)

4.4.4.1 Segunda etapa: Sección Compuesta (Peso Propio)

En esta etapa se analiza la sección transversal compuesta por la viga y el tablero. Las características analizadas son las siguientes:

- D1: Peso de la losa y la viga, elemento que sostiene es la viga.
- D2: Peso de la protección lateral y superficie de rodadura, la sección transversal es el elemento que soporta la carga a largo plazo (3n).

La sección resistente es la sección compuesta. En esta etapa las cargas actuantes son D1 y D2.

$$W = W_{D2} = 8.60 \text{ N/mm}$$

- Momento (M_{D2}) por la carga muerta (W_{D2}) en la mitad de la luz de la viga es:

$$M_{D2} = \frac{W_{D2} \times L^2}{8} \quad \text{Ec. (147)}$$

Donde:

L : Luz libre del tramo = 24000 mm

$$M_{D1} = \frac{8.60 \times 24000^2}{8}$$

$$M_{D1} = 6.192 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

- Sección resistente compuesta por la viga y el tablero:

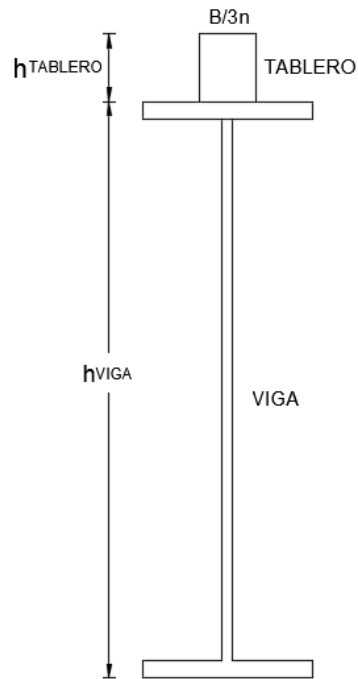


Figura 73. Esquema de la sección resistente compuesta (Segunda etapa). Realizado por: Autor

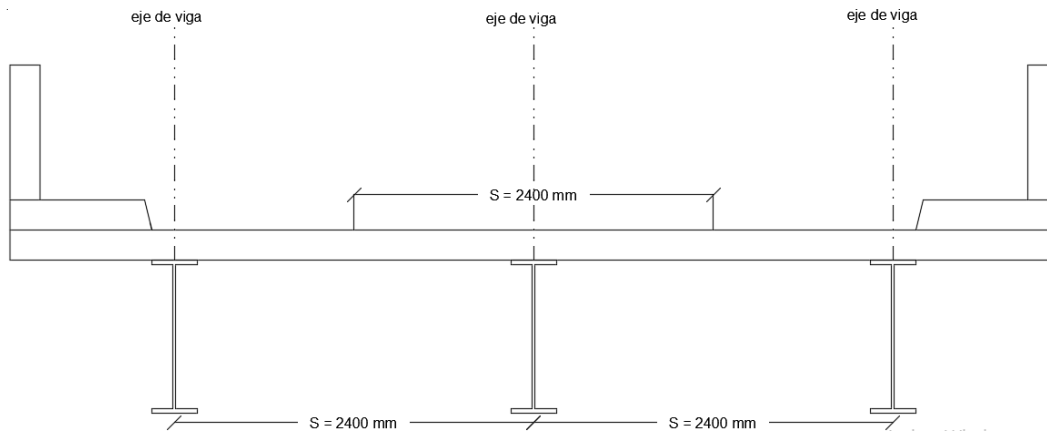


Figura 74. Sección compuesta (Segunda Etapa). Realizado por: Autor

- Ancho efectivo del tablero (Be)

La longitud efectiva en la que trabajan iguales el tablero con la losa, es el menor valor obtenido con las siguientes expresiones.

En vigas interiores:

- A un cuarto de la longitud de la luz

$$Be = \frac{L}{4} \quad \text{Ec. (148)}$$

$$Be = \frac{24000}{4} = 6000 \text{ mm}$$

- Doce veces el espesor del tablero promedio, sumando el valor del ancho del alma o un medio del ancho del patín superior (Ruales Fonseca, 2014, p. 166).

$$Be = 12 \times \left[\left(h_{INT} + h_{EXT}/2 \right) + \left(bc/2 \right) \right] \quad \text{Ec. (149)}$$

$$Be = 12 \times \left[\left(260 + 260/2 \right) + \left(300/2 \right) \right] = 4920 \text{ mm}$$

- Longitud entre vigas adjuntas

$$Be = 2400 \text{ mm}$$

El menor de todas las longitudes es $Be_{INTERIOR} = 2400 \text{ mm}$.

En vigas exteriores:

- A un octavo de la longitud de la luz

$$Be = \frac{L}{8} \quad \text{Ec. (150)}$$

$$Be = \frac{24000}{8} = 3000 \text{ mm}$$

- Seis veces el espesor del tablero promedio, aumentando el espesor del alma o un medio del ancho del patín superior (Ruales Fonseca, 2014, p. 166).

$$Be = 12 \times \left[\left(h_{INT} + h_{EXT}/2 \right) + \left(bc/2 \right) \right] \quad \text{Ec. (151)}$$

$$Be = 6 \times [(260 + 260/2) + (300/2)] = 2460 \text{ mm}$$

- Longitud del volado

$$Be = 1100 \text{ mm}$$

El menor de todas las longitudes es $Be_{EXTERIOR} = 1100 \text{ mm}$.

- Sección equivalente por cargas de la carpeta asfáltica, superficie de rodadura y la vereda (D2)
 - Relación entre el módulo de elasticidad del acero (Es) y el módulo de elasticidad del hormigón (Ec).

$$n = \frac{Es}{En} = \frac{Es}{0.043 \times \gamma_{HORMIGON}^{1.50} \times f'c^{0.50}} \quad \text{Ec. (152)}$$

Donde:

$\gamma_{HORMIGON}$: Densidad del hormigón = $2.35 \times 10^3 \text{ (N/mm}^3\text{)}$

$f'c$: Resistencia del hormigón = $28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$$n = \frac{Es}{0.043 \times (2.35 \times 10^3)^2 \times 28^{0.50}} = 8$$

$$\therefore \frac{Be_{INTERIOR}}{3n} = \frac{2400}{3 \times 8} = 100 \text{ mm} \quad \text{Ec. (153)}$$

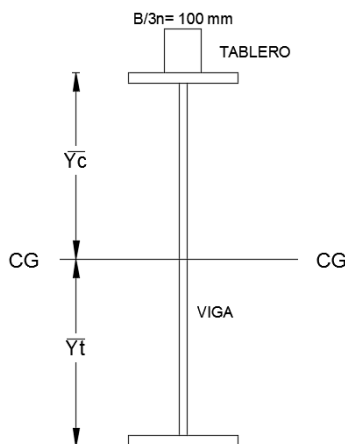


Figura 75. Sección resistente compuesta. Realizado por: Autor

Tabla 41. *Propiedades de la sección resistente compuesta*

Sección	Área (cm ²)	yt (cm)	A*yt (cm ³)	A*yt*yt (cm ⁴)	lo=bh ³ /12 (cm ⁴)
LOSA	240	12	2880	34560	11520
VIGA	443	91.15	40379.5	3680595.983	1102157.68
Σ	683	-	43259.5	3715155.983	1113677.68

Realizado por: Autor

Separación existente entre el centro de gravedad (CG) y la fibra más alejada sometida a compresión ($\overline{yc}$).

$$\overline{yc} = \frac{\sum(A \times yt)}{\sum A} \quad \text{Ec. (154)}$$

$$\overline{yc} = \frac{43259.5}{683} = 63.34 \text{ cm}$$

Separación existente entre el centro de gravedad (CG) y la fibra más alejada sometida a tracción ($\overline{yt}$).

$$\overline{yt} = h - \overline{yc} \quad \text{Ec. (155)}$$

$$\overline{yt} = 130.00 - 63.34 = 66.66 \text{ cm}$$

Inercia de la viga con respecto al centro de gravedad (I_{CG}) en el centro de la luz.

$$I_{CG} = (\sum A(\overline{yt})^2 + \sum I_o - \sum A(\overline{yc})^2) \quad \text{Ec. (156)}$$

$$I_{CG} = 3715156 + 1113677.68 - (683 \times 63.34^2)$$

$$I_{CG} = 2088885.9 \text{ cm}^4$$

- Módulos Seccionales

- Modulo seccional de la fibra más lejana sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = I_{CG} / y_c \quad \text{Ec. (157)}$$

$$Z_c = 2088885.9 / 63.34$$

$$Z_c = 32980.24 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = 32980248 \text{ mm}^3$$

- Modulo seccional de la fibra más lejana sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = I_{CG} / y_t \quad \text{Ec. (158)}$$

$$Z_t = 2088885.90 / 66.66$$

$$Z_t = 31335.23 \text{ cm}^3$$

$$Z_t = 31335238 \text{ mm}^3$$

- Modulo seccional de la fibra inferior del tablero (Z_{L-V})

$$Z_{L-V} = \frac{(\bar{y}_c - h_{TABLERO}) \times Z_c}{\bar{y}_c} \quad \text{Ec. (159)}$$

$$Z_{L-V} = \frac{(63.34 - 24) \times 32980.24}{63.34}$$

$$Z_{L-V} = 20483.28 \text{ cm}^3$$

$$Z_{L-V} = 20483289 \text{ mm}^3$$

- Esfuerzos actuantes en la viga

- Compresión en la fibra superior (f_c)

$$f_c = \frac{M_{D2}}{Z_c} \quad \text{Ec. (160)}$$

$$f_c = \frac{6.192 \times 10^8}{32980248}$$

$$f_c = 18.77 \text{ N/mm}^2$$

- Tracción en la fibra superior (f_t)

$$f_t = \frac{M_{D2}}{Z_t} \quad \text{Ec. (161)}$$

$$f_t = \frac{6.192 \times 10^8}{31335238}$$

$$f_t = 19.76 \text{ N/mm}^2$$

- Compresión en la fibra inferior del tablero (f_{L-v})

$$f_{L-v} = \frac{M_{D2}}{Z_{L-v}} \quad \text{Ec. (162)}$$

$$f_{L-v} = \frac{6.192 \times 10^8}{20483289}$$

$$f_{L-v} = 30.23 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzos reales del hormigón

- Fibra superior del tablero

$$f_{c_{SUPERIOR}} = f_c / (3 \times n) \quad \text{Ec. (163)}$$

$$f_{c_{SUPERIOR}} = 18.77 / (3 \times 8)$$

$$f_{c_{SUPERIOR}} = 0.78 \text{ N/mm}^2$$

- Fibra inferior del tablero

$$f_{c_{INFERIOR}} = f_{L-v} / (3 \times n) \quad \text{Ec. (164)}$$

$$f_{c_{INFERIOR}} = 30.23 / (3 \times 8)$$

$$f_{c_{INFERIOR}} = 1.26 \text{ N/mm}^2$$

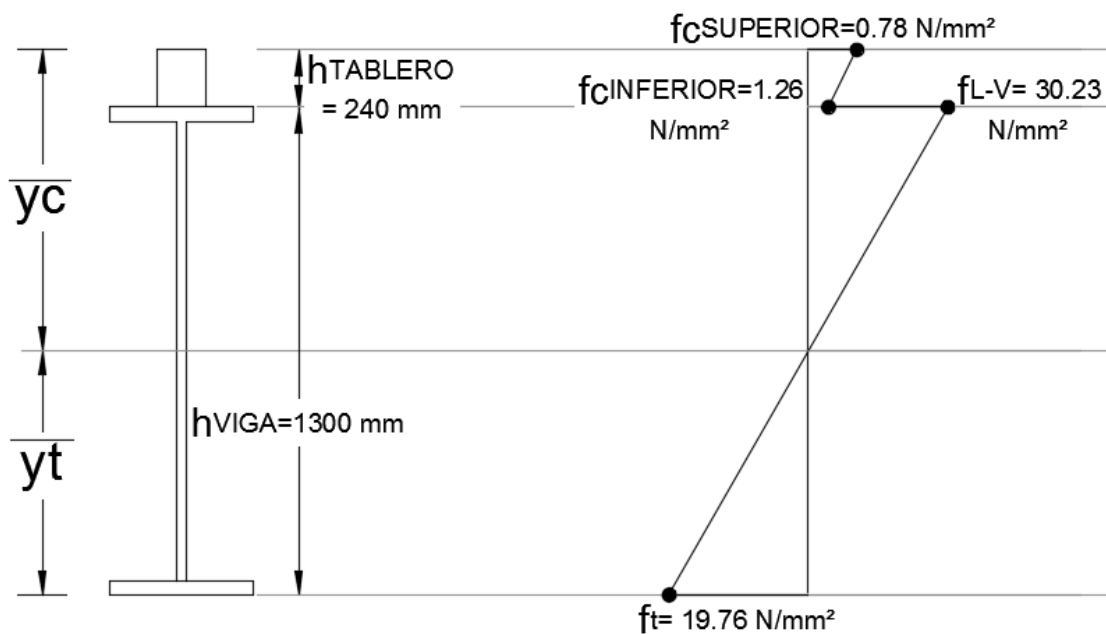


Figura 76. Diagrama de esfuerzos (Segunda etapa). Realizado por: Autor

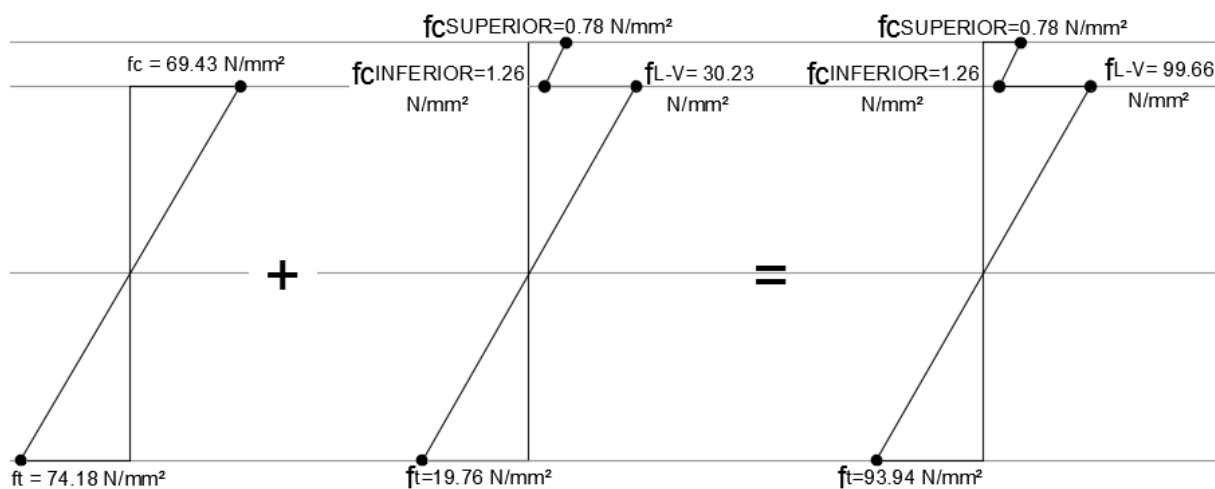


Figura 77. Diagrama final de esfuerzos (Puente vacío, etapa 1+2). Realizado por: Autor

4.4.4.2 Determinación de los efectos causados por la carga muerta

Los efectos por carga muerta son los cortantes y momentos máximos sin factorar en una viga simplemente apoyada con una luz (L), cargada con una carga uniformemente distribuida (w) (Ruales Fonseca, 2014, p. 308).

El cortante (V_x) y el momento (M_x) a una abscisa (x) del apoyo son dados por:

$$V_x = w \times (0.50L - x) \quad \text{Ec. (165)}$$

$$M_x = x \times (L - x) \times 0.50w \quad \text{Ec. (166)}$$

Se realiza un análisis en la mitad de la luz libre longitudinal de la viga, dividiéndola en 3 secciones la misma, los resultados de las solicitaciones máximas provocado por la carga muerta se muestran en la Figura 78 y Figura 79.

ABSCISA (mm)	D1				D2						TOTAL A+B+C+D+E
	TABLERO (A)		VIGAS (B)		PROTECCION LATERAL [C]		SUPERFICIE DE RODADURA (D)		VEREDA [E]		
	W (N/mm)	Vx(N)	W (N/mm)	Vx(N)	W (N/mm)	Vx(N)	W (N/mm)	Vx(N)	W (N/mm)	Vx(N)	
0	13.44	161280	2.17	26040	3.52	42240	2.04	24480	3.04	36480	290520
12000		0		0		0		0		0	
24000		-161280		-26040		-42240		-24480		-36480	-290520

Figura 78. Cortantes máximos sin factorar en la secciones obligatorias de la viga por peso propio (Primera + Segunda etapa). Realizado por: Autor

ABSCISA (mm)	D1				D2						TOTAL A+B+C+D+E
	TABLERO (A)		VIGAS (B)		PROTECCION LATERAL [C]		SUPERFICIE DE RODADURA (D)		VEREDA [E]		
	W (N/mm)	Mx(N.mm)	W (N/mm)	Mx(N.mm)	W (N/mm)	Mx(N.mm)	W (N/mm)	Mx(N.mm)	W (N/mm)	Mx(N.mm)	
0	13.44	0	2.17	0	3.52	0	2.04	0	3.04	0	0
12000		1E+09		2E+08		253440000		1E+08		2E+08	1.74E+09
24000		0		0		0		0		0	

Figura 79. Momentos máximos sin factorar en la secciones obligatorias de la viga por peso propio (Primera + Segunda etapa). Realizado por: Autor

4.4.5 Análisis del puente en servicio (sección obligatoria centro de luz)

4.4.5.1 Tercera etapa: Sección compuesta del puente en servicio

Se debe verificar el rango de aplicabilidad de los componentes estructurales que conforman la superestructura del puente, con las condiciones tomadas de Ruales Fonseca, 2014, p. 170.

- Distancia entre ejes longitudinales de viga (S)

$$1100 \text{ mm} \leq S \leq 4900 \text{ mm} \quad \text{Ec. (167)}$$

$$1100 \text{ mm} \leq 2400 \text{ mm} \leq 4900 \text{ mm}$$

- Peralte del tablero (h_{LOSA})

$$110 \text{ mm} \leq h_{LOSA} \leq 300 \text{ mm} \quad \text{Ec. (168)}$$

$$110 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

- Luz principal (L)

$$6000 \text{ mm} \leq L \leq 73000 \text{ mm} \quad \text{Ec. (169)}$$

$$6000 \text{ mm} \leq 24000 \leq 73000 \text{ mm}$$

- Momento máximo por carga viva

Con la carga del camión de diseño HL-93 se produce el máximo momento por carga viva, determinándose de la siguiente forma:

- Determinación de la carga crítica

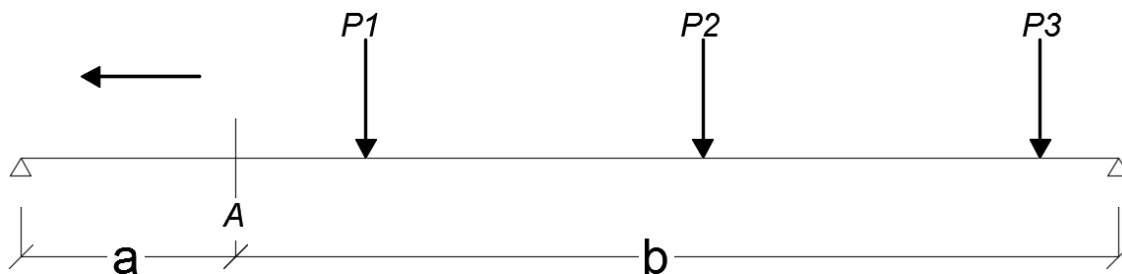


Figura 80. Ubicación de la carga crítica. Realizado por: Autor

$$\frac{\sum F_{IZQ}}{a} < \frac{\sum F_{DER}}{b}; \text{ si } a = b = L/2 \quad \text{Ec. (170)}$$

$$\sum F_{IZQ} < \sum F_{DER} \quad \text{Ec. (171)}$$

$$0 < P1 + P2 + P3$$

$$P1 < P2 + P3$$

$$35kN < 145kN + 145kN$$

$$P1 + P2 > P3$$

$$35kN + 145kN > 145kN$$

$$\therefore P2: \text{Carga Critica}$$

$$P2 = 145 \text{ kN (Eje posterior del camión)}$$

b) Ubicación de la resultante

Se debe realizar una sumatoria de momentos respecto al punto determinado (A), con el fin de localizar la ubicación de la resultante.

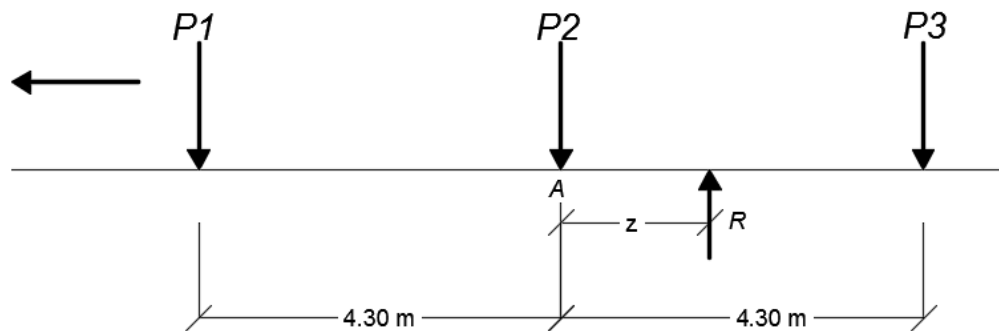


Figura 81. Ubicación de la resultante para obtener el momento máximo. Realizado por: Autor

$$R = P1 + P2 + P3 \quad \text{Ec. (172)}$$

$$R = (0.50 + 2.00 + 2.00) P = 4.50P$$

$$\sum M_A = 0$$

$$(0.50P \times 4.30) + (R \times z) - (2.00P \times 4.30) = 0$$

$$2.15P + R_z - 8.60P = 0$$

$$z = \frac{6.45P}{R} = \frac{6.45P}{4.50P} = 1.43 \text{ m} = 1430 \text{ mm}$$

La sección crítica se localiza a $z/2$ del centro de la luz:

$$z/2 = \frac{1430}{2} = 715 \text{ mm}$$

c) Análisis de momentos y cortantes en la sección crítica causado por la carga viva de:

- Carga del camión de diseño HL-93
- Carga de oruga
- Carga distribuida

Las cargas del Camión de Diseño son mucho más críticas que las cargas de oruga, razón por la cual el análisis se realiza mediante las solicitaciones debidas al Camión de Diseño y Carga distribuida. Se analizan los momentos y cortantes en la sección crítica (Ruales Fonseca, 2014, p. 311).

- Análisis en la sección (0), cálculo de los momentos y cortantes por causa de la carga viva distribuida equivalente (W_{CD}). Se aplican las ecuaciones 165 y 166 para el cálculo de las solicitaciones expuestas.

$$V_x = W_{CD} \times (0.50L - x) \quad \text{Ec. (173)}$$

$$V_x = 9.30 \times ((0.50 \times 24000) - 0.00)$$

$$V_x = 111600 \text{ N}$$

$$M_x = x \times (L - x) \times 0.50W_{CD} \quad \text{Ec. (174)}$$

$$M_x = 0.00 \times (24000 - 0) \times 0.50 \times 9.30$$

$$M_x = 0.00 \text{ N.m}$$

- Análisis en la sección (2), cálculo de los momentos y cortantes por causa de la carga viva distribuida equivalente (W_{CD}).

$$Vx = W_{CD} \times (0.50L - x) \quad \text{Ec. (175)}$$

$$Vx = 9.30 \times ((0.50 \times 24000) - 12000)$$

$$Vx = 0 \text{ N}$$

$$Mx = x \times (L - x) \times 0.50W_{CD} \quad \text{Ec. (176)}$$

$$Mx = 12000 \times (24000 - 12000) \times 0.50 \times 9.30$$

$$Mx = 669.6 \times 10^6 \text{ N.mm} = 64800 \text{ kN.mm}$$

- Análisis en la sección 2, cálculo de los momentos y cortantes por causa de la carga viva del camión de diseño HL-93.

$$\sum M = 0$$

$$(6985 \times P1) + (11285 \times P2) + (15585 \times P3) - (24000 \times RD) = 0$$

$$(6985 \times 35000) + (11285 \times 145000) + (15585 \times 145000) = (24000 \times RD)$$

$$RD = 172526.04 \text{ N} = 172.52 \text{ kN}$$

$$\sum R = 0$$

$$RI - P1 - P2 - P3 + RD = 0$$

$$RI = (35000 + 145000 + 145000) - 172526.04$$

$$RI = 152473.96 \text{ N} = 152.47 \text{ kN}$$

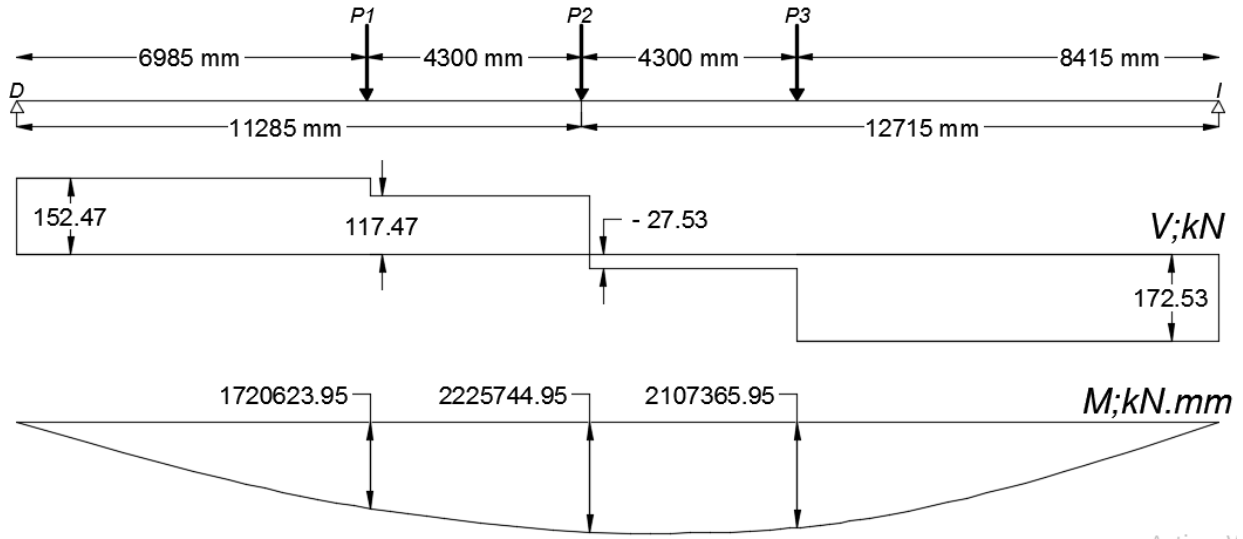


Figura 82. Diagrama de cortantes y momento provocado por la carga viva del camión de diseño HL-93 ubicado en la sección crítica en flexión. Realizado por: Autor

- Cálculo del cortante máximo por causa de la carga viva del camión de diseño HL-93 en la sección crítica.

$$\sum M = 0$$

$$(8600 \times P1) + (4300 \times P2) + (0 \times P3) - (24000 \times RD) = 0$$

$$(8600 \times 35000) + (4300 \times 145000) + (0 \times 145000) = (24000 \times RD)$$

$$RD = 38520.83 \text{ N} = 38.52 \text{ kN}$$

$$\sum R = 0$$

$$RI - P1 - P2 - P3 + RD = 0$$

$$RI = (35000 + 145000 + 145000) - 38520.83$$

$$RI = 286479.17 \text{ N} = 286.48 \text{ kN}$$

$$RI = 286.48 \text{ kN}$$

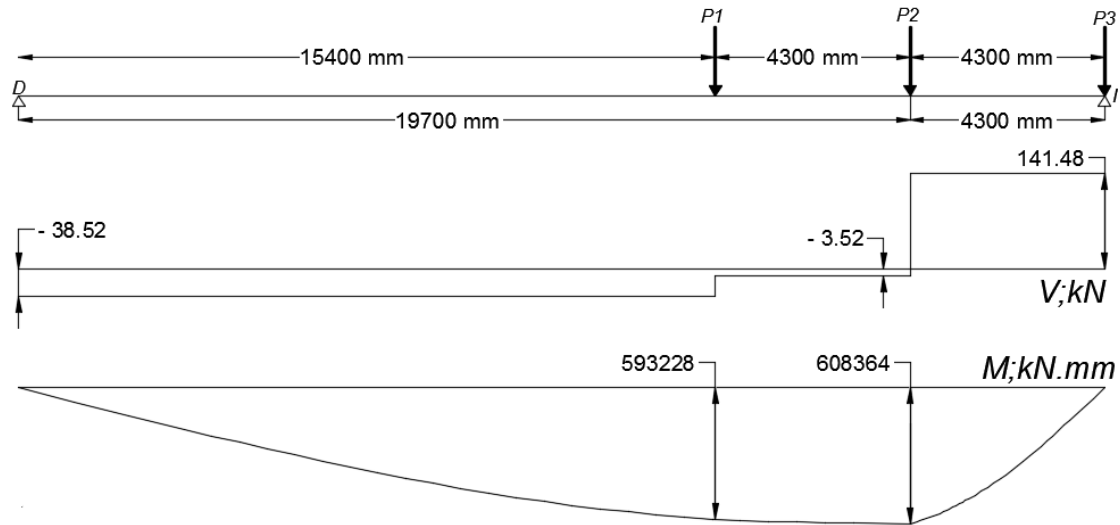


Figura 83. Diagrama de cortantes y momento provocado por la carga viva del camión de diseño HL-93 ubicado en la sección crítica a corte. Realizado por: Autor

El momento máximo provocado por la carga viva en la sección crítica es igual a la suma de momentos por acción del camión de diseño HL-93 (M_{HL}) y acción de la carga distribuida (M_{CD}).

$$M_{max_{CV}} = M_{HL} + M_{CD} \quad \text{Ec. (177)}$$

$$M_{max_{CV}} = 2.2257 \times 10^6 + 64800$$

$$M_{max_{CV}} = 2.29054 \times 10^6 \text{ kN.m}$$

d) Sección resistente

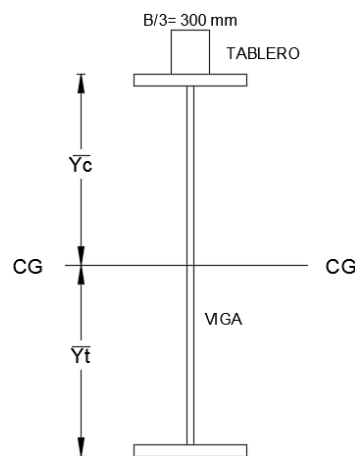


Figura 84. Sección resistente compuesta (Puente en servicio)

$$\frac{B}{n} = \frac{2400}{8} = 300 \text{ mm}$$

Tabla 42. Propiedades de la sección resistente compuesta (Tercera etapa)

Sección	Área (cm ²)	yt (cm)	A*yt (cm ³)	A*yt*yt (cm ⁴)	lo=bh ³ /12 (cm ⁴)
LOSA	720	12	8640	103680	34560
VIGA	443	91.15	40379.5	3680595.983	1102157.68
Σ	1163	-	49019.5	3784275.983	1136717.68

Realizado por: Autor

Separación existente entre el centro de gravedad (CG) y la fibra más alejada sometida a compresión ($\overline{yc}$).

$$\overline{yc} = \frac{\sum(A \times yt)}{\sum A} \quad \text{Ec. (178)}$$

$$\overline{yc} = \frac{49019.5}{1163} = 42.15 \text{ cm}$$

Separación existente entre el centro de gravedad (CG) y la fibra más alejada sometida a tracción ($\overline{yt}$).

$$\overline{yt} = h - \overline{yc} \quad \text{Ec. (179)}$$

$$\overline{yt} = 130.00 - 42.15 = 87.85 \text{ cm}$$

Inercia de la viga con respecto al centro de gravedad (I_{CG}) en el centro de la luz.

$$I_{CG} = (\sum A(\overline{yt})^2 + \sum I_o - \sum A(\overline{yc})^2) \quad \text{Ec. (180)}$$

$$I_{CG} = 3784276 + 1136717.68 - (1163 \times 42.15^2)$$

$$I_{CG} = 2854861.8 \text{ cm}^4$$

- Módulos Seccionales

- Modulo seccional de la fibra más lejana sometida a compresión (Z_c)

$$Z_c = I_{cg}/y_c \quad \text{Ec. (181)}$$

$$Z_c = 2854861.8/42.15$$

$$Z_c = 67732.31 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = 67732316 \text{ mm}^3$$

- Modulo seccional de la fibra más lejana sometida a tracción (Z_t)

$$Z_t = I_{cg}/y_t \quad \text{Ec. (182)}$$

$$Z_t = 2854861.8/87.85$$

$$Z_t = 32496.70 \text{ cm}^3$$

$$Z_t = 32496702 \text{ mm}^3$$

- Modulo seccional de la fibra inferior del tablero (Z_{L-V})

$$Z_{L-V} = \frac{(\bar{y}_c - h_{TABLERO}) \times Z_c}{\bar{y}_c} \quad \text{Ec. (183)}$$

$$Z_{L-V} = \frac{(42.15 - 24) \times 67732316}{42.15}$$

$$Z_{L-V} = 29165.12 \text{ cm}^3$$

$$Z_{L-V} = 29165125 \text{ mm}^3$$

- Esfuerzos actuantes en la viga

- Compresión en la fibra superior (f_c)

$$f_c = \frac{M_{max_{CV}}}{Z_c} \quad \text{Ec. (184)}$$

$$f_c = \frac{2.29054 \times 10^9}{67732316}$$

$$f_c = 33.82 \text{ N/mm}^2$$

- Tracción en la fibra superior (ft)

$$ft = \frac{Mmax_{CV}}{Z_t} \quad \text{Ec. (185)}$$

$$ft = \frac{2.29054 \times 10^9}{32496702}$$

$$ft = 70.49 \text{ N/mm}^2$$

- Compresión en la fibra inferior del tablero (f_{L-v})

$$f_{L-v} = \frac{Mmax_{CV}}{Z_{L-v}} \quad \text{Ec. (186)}$$

$$f_{L-v} = \frac{2.29054 \times 10^9}{29165125} = 78.54 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzos reales del hormigón

- En la fibra superior del tablero

$$f_{C_{SUPERIOR}} = f_c / (n) \quad \text{Ec. (187)}$$

$$f_{C_{SUPERIOR}} = 33.82 / (8)$$

$$f_{C_{SUPERIOR}} = 4.23 \text{ N/mm}^2$$

- En la fibra inferior del tablero

$$f_{C_{INFERIOR}} = f_{L-v} / (n) \quad \text{Ec. (188)}$$

$$f_{C_{INFERIOR}} = 78.54 / (8)$$

$$f_{C_{INFERIOR}} = 9.82 \text{ N/mm}^2$$

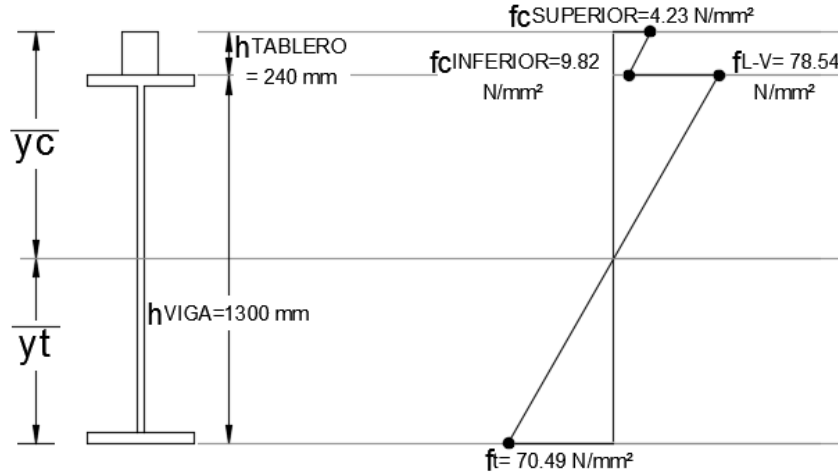


Figura 85. Diagrama de esfuerzos (Tercera etapa). Realizado por: Autor

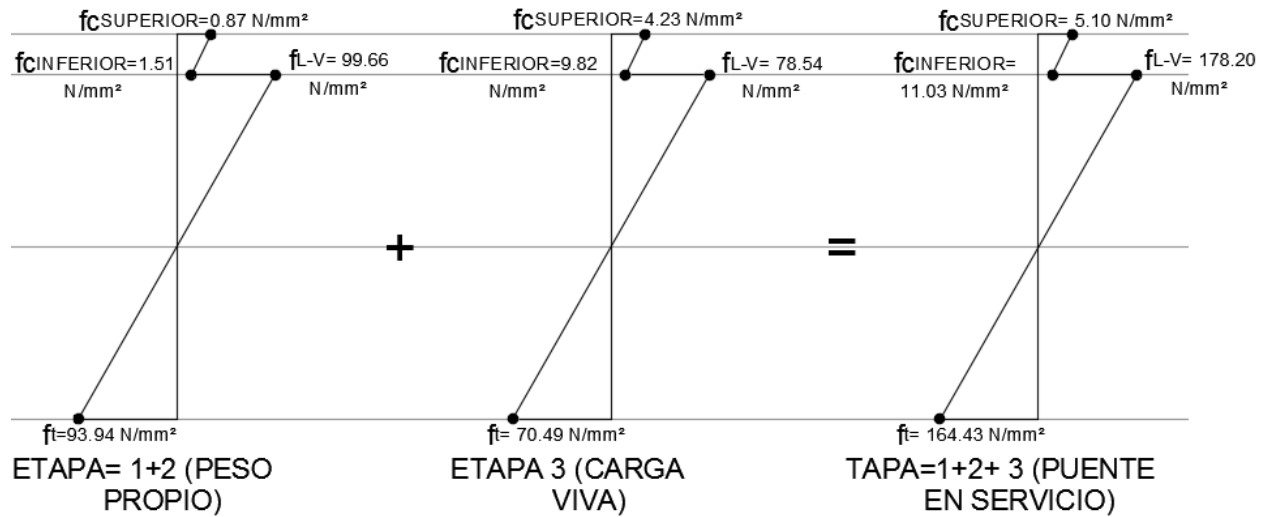


Figura 86. Diagrama de esfuerzos finales (Ponte en uso) en el centro de la luz. Realizado por: Autor

- Comprobación de los esfuerzos admisibles en el hormigón y acero estructural

Hormigón:

$$f_{c_{ADMISIBLE}} = 0.40 \times f'_c \quad \text{Ec. (189)}$$

$$f_{c_{ADMISIBLE}} = 0.40 \times 28 = 11.20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c_{ADMISIBLE}} > f_{c_{ACTUANTE}} \quad \text{Ec. (190)}$$

$$11.20 \text{ N/mm}^2 > 11.03 \text{ N/mm}^2 > 5.10 \text{ N/mm}^2$$

Acero Estructural:

$$f_{c_{ADMISIBLE}} = 0.40 \times f_y \quad \text{Ec. (191)}$$

$$f_{c_{ADMISIBLE}} = 0.60 \times 350 = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c_{ADMISIBLE}} > f_{c_{ACTUANTE}} \quad \text{Ec. (192)}$$

$$210 \text{ N/mm}^2 > 178.20 \text{ N/mm}^2 > 164.43 \text{ N/mm}^2$$

4.4.6 Análisis por corte en la viga de acero

El análisis de la viga se da en el inicio y final de la viga.

4.4.6.1 Cortante último solicitante en secciones críticas

$$V = V_{x_{CM}} + V_{x_{CV}} \quad \text{Ec. (193)}$$

Donde:

$V_{x_{CM}}$: Cortante provocada por la carga muerta

$V_{x_{CV}}$: Cortante provocada por la carga viva

$$V = V_{x_T} + V_{x_V} + V_{x_{PL}} + V_{x_{SR}} + V_{x_{Ve}} + V_{x_D} \quad \text{Ec. (194)}$$

Donde:

V_{x_T} : Cortante provocada por la carga del tablero

V_{x_V} : Cortante provocada por la carga de la viga

$V_{x_{PL}}$: Cortante provocada por la carga de la protección lateral

$V_{x_{SR}}$: Cortante provocada por la superficie de rodadura

$V_{x_{Ve}}$: Cortante provocada por la carga de la vereda

V_{x_D} : Cortante provocada por la carga distribuida sobre el tablero

De la Ec. 33 obtenemos la siguiente expresión para determinar el cortante solicitante V_u .

$$Vu = \eta[\gamma_{DC} \times V_{DC} + \gamma_{DW} \times V_{DW} + \gamma_{LL} \times V_{LL}] \quad \text{Ec. (195)}$$

Por carga muerta y viva, de la Figura 10 y 11 se toman los valores para los factores de carga correspondientes al Estado límite de Resistencia 1.

- $\gamma_{DC} = 1.25$, por efectos de la protección lateral y tablero
- $\gamma_{DW} = 1.50$, por efectos de la superficie de rodadura y viga
- $V_{LL} = 1.75$, por efectos de la carga distribuida y camión de diseño HL-93.

De acuerdo al literal 2.8 del presente documento el coeficiente modificador de carga es

- $n \geq 0.95$, para factores de carga máximos $\gamma_{\text{MÁXIMOS}}$

Determinados estos valores la Ecuación (178) queda expresada de la siguiente forma:

$$Vu = 1.00 \times [1.25 \times V_{DC} + 1.50 \times V_{DW} + 1.75 \times V_{LL}] \quad \text{Ec. (196)}$$

SECCIONES	ABSCISA (mm)	D1		D2			CARGA VIVA		Vu
		TABLERO	VIGAS	PROTECCION LATERAL	SUPERFICIE DE RODADURA	VEREDA	HL-93	CARGA DISTRIBUIDA	
		Vx (N)	Vx (N)	Vx (N)	Vx (N)	Vx (N)	Vx (N)	Vx (N)	N
0	0	161280	26040	42240	24480	36480	286480	111600	1085590
1	12000	0	0	0	0	0	0	0	0
2	24000	-161280	-26040	-42240	-24480	-36480	-286480	-111600	-1085590
FACTOR		1.25		1.5			1.75		

Figura 87. Resumen de cortantes solicitantes en secciones críticas. Realizados por: Autor

Con la ayuda de la Ec. (196) se determina el cortante ultimo solicitante, valor hallado con los datos representados en la Figura 113.

$$Vu_{\text{SOLICITANTE}} = 1.085 \times 10^6 \text{ N}$$

El cortante último solicitante debe ser menor o igual al esfuerzo cortante resistente.

$$Vu_{\text{SOLICITANTE}} \leq Vu_{\text{RESISTENTE}} \quad \text{Ec. (197)}$$

$$Vu_{\text{RESISTENTE}} = \phi \times Vn \quad \text{Ec. (198)}$$

Donde:

ϕ : Factor de resistencia al corte = 0.90

V_n : Resistencia nominal al corte (N)

- Cortante máximo resistente

$$V_n = 0.58 \times f_{yw} \times A_w \times C \quad \text{Ec. (199)}$$

Donde:

f_{yw} : Esfuerzo a la ruptura del acero; N/mm^2

A_w : Sección transversal del alma de la viga; mm^2

C : Radio de giro

$$C = \frac{1.12}{d/t_w} \times \sqrt{\frac{5 \times E}{f_{yw}}} \quad \text{Ec. (200)}$$

$$C = \frac{1.12}{1240/20} \times \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^5}{490}}$$

$$C = 0.816$$

- Altura mínima del alma de la viga metálica para soportar el cortante ultimo solicitante

$$V_n = \frac{V_{u_{RESISTENTE}}}{\phi} \quad \text{Ec. (201)}$$

$$\text{Si: } V_{u_{SOLICITANTE}} = V_{u_{RESISTENTE}}$$

$$\frac{V_{u_{SOLICITANTE}}}{\phi} = 0.58 \times f_{yw} \times A_w \times C$$

Entonces despejando A_w :

$$A_w = \frac{V_{u_{SOLICITANTE}}}{\phi \times 0.58 \times f_{yw} \times C} \quad \text{Ec. (202)}$$

$$Aw = \frac{1.085 \times 10^6}{0.90 \times 0.58 \times 490 \times 0.816}$$

$$Aw = 5198.44 \text{ mm}^2$$

$$Aw = tw \times d \quad \text{Ec. (203)}$$

$$d = \frac{Aw}{tw} = \frac{5198.44}{20}$$

$$d = 259.92 \text{ mm}$$

$$d_{ADOPTADO} = 1240 \text{ mm}$$

Calculamos el cortante máximo resistente reemplazando la Ec. (203) en la Ec. (199)

$$Vn = 0.58 \times fyw \times (tw \times d_{ADOPTADO}) \times C \quad \text{Ec. (204)}$$

$$Vn = 0.58 \times 490 \times (20 \times 1240) \times 0.816$$

$$Vn = 5.75 \times 10^6 \text{ N}$$

Entonces:

$$Vu_{RESISTENTE} = \phi \times Vn$$

$$Vu_{RESISTENTE} = 0.90 \times 5.75 \times 10^6$$

$$Vu_{RESISTENTE} = 5.17 \times 10^6$$

Comparamos los cortantes:

$$Vu_{SOLICITANTE} \leq Vu_{RESISTENTE}$$

$$1.085 \times 10^6 \text{ N} \leq 5.17 \times 10^6$$

$\therefore$ Se cumple la condicion, por lo tanto la viga resiste las solitaciones a corte.

4.4.7 Análisis por flexión en la viga de acero

La sección de análisis de la viga se la sección 2, mitad de la luz libre del puente.

4.4.7.1 Momento último solicitante en la sección crítica

$$M = Mx_{CM} + Mx_{CV} \quad \text{Ec. (205)}$$

Donde:

Mx_{CM} : Momento provocado por la carga muerta

Mx_{CV} : Momento provocado por la carga viva

$$M = Mx_T + Mx_V + Mx_{PL} + Mx_{SR} + Mx_{Ve} + Mx_D + Mx_{HL-93} \quad \text{Ec. (206)}$$

Donde:

Mx_T : Momento provocado por la carga del tablero

Mx_V : Momento provocado por la carga de la viga

Mx_{PL} : Momento provocado por la carga de la protección lateral

Mx_{SR} : Momento provocado por la superficie de rodadura

Mx_{Ve} : Momento provocado por la carga de la vereda

Mx_D : Momento provocado por la carga distribuida sobre el tablero

Mx_{HL-93} : Momento provocado por el camión de diseño HL-93

De la Ec. 23 obtenemos la siguiente expresión para determinar el momento solicitante Mu .

$$Mu = \eta[\gamma_{DC} \times M_{DC} + \gamma_{DW} \times M_{DW} + \gamma_{LL} \times M_{LL}] \quad \text{Ec. (207)}$$

Por carga muerta y viva, de la Figura 10 y 11 se toman los valores para los factores de carga correspondientes al Estado límite de Resistencia 1.

- $\gamma_{DC} = 1.25$, por efectos de la protección lateral y tablero
- $\gamma_{DW} = 1.50$, por efectos de la superficie de rodadura y viga
- $\gamma_{LL} = 1.75$, por efectos de la carga distribuida y camión de diseño HL-93.

De acuerdo al literal 2.8 del presente documento el coeficiente modificador de carga es

- $n \geq 0.95$, para factores de carga máximos $\gamma_{MÁXIMOS}$

Determinados estos valores la Ecuación (178) queda expresada de la siguiente forma:

$$Mu = 1.00 \times [1.25 \times M_{DC} + 1.50 \times M_{DW} + 1.75 \times M_{LL}] \quad \text{Ec. (208)}$$

SECCIONES	ABSCISA (mm)	D1		D2			CARGA VIVA		Mu
		TABLERO	VIGAS	PROTECCION LATERAL	SUPERFICIE DE RODADURA	VEREDA	HL-93	CARGA DISTRIBUIDA	
		Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	Mx (N.mm)	N.mm
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	12000	967680000	156200000	253440000	146880000	21888000	2225744950	64800000	5870890663
2	24000	0	0	0	0	0	0	0	0
FACTOR		1.25		1.5			1.75		

Figura 88. Resumen de momentos máximos solicitantes en la sección crítica. Realizados por: Autor

Con la ayuda de la Ec. (198) se determina el momento ultimo solicitante.

$$Mu_{SOLICITANTE} = 5870890663 \text{ N.mm}$$

$$Mu_{SOLICITANTE} = 5.87 \times 10^6 \text{ kN.mm}$$

4.4.7.2 Momento plástico de la viga metálica

Para obtención del momento resistente se analiza la carga resistente de cada elemento estructural perteneciente a la sección transversal compuesta (elementos de viga y de tablero) con lo que se localiza el eje neutro plástico, correspondiente a uno de los tres casos posibles (Ruales Fonseca, 2014, p. 323).

Los tres casos se refieren a las tres posibilidades donde se puede encontrar el eje neutro del momento plástico. Siendo los siguientes:

- El primer caso el eje neutro plástico está en el alma (d) de la viga metálica.
- El segundo caso se da cuando el eje neutro plástico se ubica en el patín superior ($tf_{SUPERIOR}$) de la viga metálica.

- El tercer caso se da cuando el eje neutro plástico se ubica en el tablero que se asienta sobre la viga metálica.

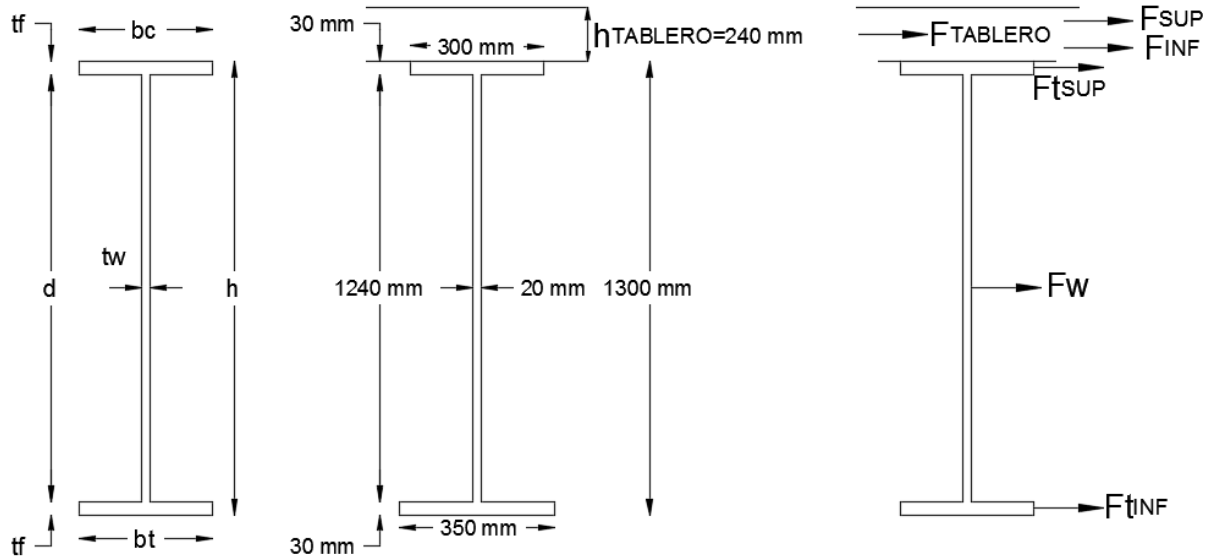


Figura 89. Carga resistente de los componentes de la sección transversal compuesta. Realizado por: Autor

- Carga resistente de cada componente que forma la sección transversal compuesta:

- Patín sometido a tensión

$$Ft_{INF} = fy \times bt \times tf_{INF} \quad \text{Ec. (209)}$$

$$Ft_{INF} = 350 \times 350 \times 30$$

$$Ft_{INF} = 3.675 \times 10^6 \text{ N}$$

- Alma de la viga metálica

$$Fw = fy \times tw \times d \quad \text{Ec. (210)}$$

$$Fw = 350 \times 20 \times 1240$$

$$Fw = 8.68 \times 10^6 \text{ N}$$

- Patín sometido a compresión

$$Ft_{SUP} = fy \times bc \times tf_{SUP} \quad \text{Ec. (211)}$$

$$Ft_{SUP} = 350 \times 300 \times 30$$

$$Ft_{SUP} = 3.15 \times 10^6 \text{ N}$$

– Tablero

$$F_{TABLERO} = 0.85 \times f'c \times be \times t \quad \text{Ec. (212)}$$

$$F_{TABLERO} = 0.85 \times 28 \times 2400 \times 24$$

$$F_{TABLERO} = 1.371 \times 10^6 \text{ N}$$

– Armadura del tablero superior

$$F_{SUP} = fy \times \left(\pi \times d^2 / 4 \right) \quad \text{Ec. (213)}$$

$$F_{SUP} = 350 \times \left(\pi \times 18^2 / 4 \right)$$

$$F_{SUP} = 8.906 \times 10^4 \text{ N}$$

– Armadura del tablero inferior

$$F_{INF} = fy \times \left(\pi \times d^2 / 4 \right) \quad \text{Ec. (214)}$$

$$F_{INF} = 350 \times \left(\pi \times 16^2 / 4 \right)$$

$$F_{INF} = 7.037 \times 10^4 \text{ N}$$

- Ubicación del eje neutro plástico en la sección compuesta

– Caso 1:

$$Ft_{INF} + Fw \geq Ft_{SUP} + F_{TABLERO} + F_{SUP} + F_{INF} \quad \text{Ec. (215)}$$

$$3.675 \times 10^6 + 8.68 \times 10^6 \geq 3.15 \times 10^6 + 1.371 \times 10^6 + 8.906 \times 10^4 + 7.037 \times 10^4$$

$$12.355 \times 10^6 \text{ N} \geq 4.446 \times 10^6 \text{ N}$$

– Caso 2:

$$Ft_{INF} + Fw + Ft_{SUP} \geq F_{TABLERO} + F_{SUP} + F_{INF} \quad \text{Ec. (216)}$$

$$3.675 \times 10^6 + 8.68 \times 10^6 + 3.15 \times 10^6 \geq 1.371 \times 10^6 + 8.906 \times 10^4 + 7.037 \times 10^4$$

$$15.505 \times 10^6 N \geq 1.296 \times 10^6 N$$

– Caso 3:

$$F_{t_{INF}} + F_W + F_{t_{SUP}} \geq F_{TABLERO} \left(\frac{d_{SUP}}{t} \right) + F_{SUP} + F_{INF} \quad \text{Ec. (217)}$$

$$3.675 \times 10^6 + 8.68 \times 10^6 + 3.15 \times 10^6 \geq 1.371 \times 10^6 \left(\frac{18.6}{24} \right) + 8.906 \times 10^4 + 7.037 \times 10^4$$

$$15.505 \times 10^6 N \geq 1.222 \times 10^6 N$$

Al comparar los resultados de los tres casos, los valores que más cercanos están son los del caso 1 por lo que el eje neutro resistente de la sección compuesta está ubicada en el alma (d) de la viga metálica.

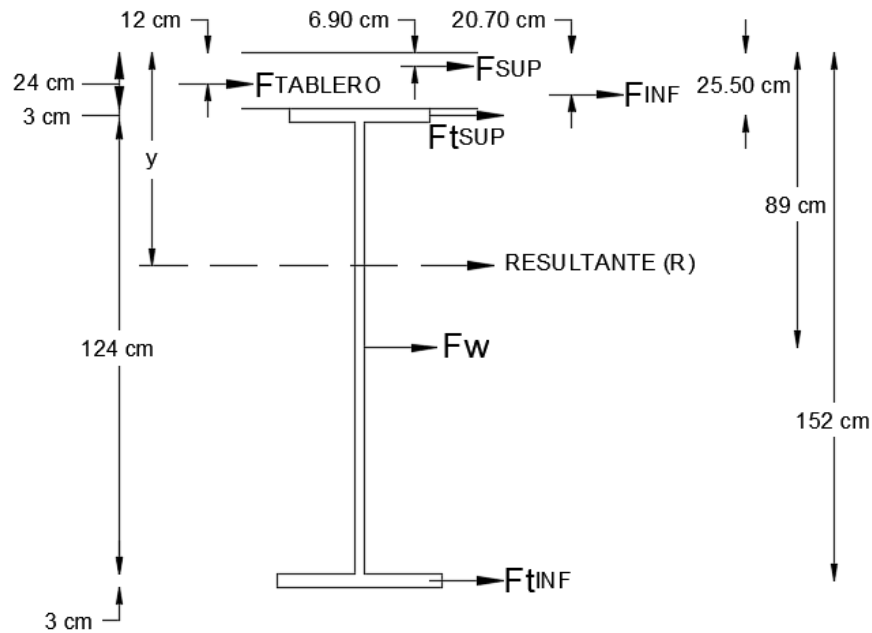


Figura 90. Localización del eje neutro plástico en el alma de la viga metálica. Realizado por: Autor

$$R = \sum F_i$$

$$R = 0.08 + 0.07 + 1.37 + 8.68 + 3.67 + 3.15$$

$$R = 16.97 \times 10^6 N$$

$$\sum M = 0.00$$

$$\begin{aligned}
& (6.90 \times F_{SUP}) + (20.70 \times F_{INF}) + (12.00 \times F_{TABLERO}) + (25.5 \times Ft_{SUP}) \\
& + (89 \times Fw) + (152.5 \times Ft_{INF}) = R \times y \\
& (6.90 \times 8.906 \times 10^4) + (20.70 \times 7.037 \times 10^4) + (12.00 \times 1.371 \times 10^6) \\
& + (25.5 \times 3.15 \times 10^6) + (89 \times 8.68 \times 10^6) + (152.5 \times 3.675 \times 10^6) \\
& = 16.97 \times 10^6 \times y
\end{aligned}$$

$$y = 84.37 \text{ cm}$$

- Momento resistente ($Mn_{RESISTENTE}$)

$$\begin{aligned}
Mn_{RESISTENTE} &= (77.47 \times F_{SUP}) + (63.67 \times F_{INF}) + (72.37 \times F_{TABLERO}) + (58.87 \times Ft_{SUP}) \\
&+ (27.19 \times Fw) + (34.82 \times Fw) + (68.13 \times Ft_{INF}) \\
Mn_{RESISTENTE} &= (77.47 \times 8.906 \times 10^4) + (63.67 \times 7.037 \times 10^4) + (72.37 \times 1.371 \times 10^6) \\
&+ (58.87 \times 3.15 \times 10^6) + (27.19 \times 3.80 \times 10^6) + (34.82 \times 4.87 \times 10^6) \\
&+ (68.13 \times 3.675 \times 10^6)
\end{aligned}$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 819.23 \times 10^6 \text{ N.cm}$$

$$Mn_{RESISTENTE} = 8.19 \times 10^6 \text{ kN.mm}$$

Entonces:

$$Mu_{RESISTENTE} = \phi \times Mn_{RESISTENTE} \quad \text{Ec. (218)}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 0.85 \times 8.19 \times 10^6$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 6.96 \times 10^6 \text{ kN.mm}$$

El momento último resistente de la viga metálica debe ser mayor al momento máximo último solicitante por acción de la carga muerta y viva en el puente.

$$Mu_{RESISTENTE} > Mu_{SOLICITANTE} \quad \text{Ec. (219)}$$

$$6.96 \times 10^6 \text{ kN.mm} > 5.87 \times 10^6 \text{ kN.mm}$$

Se cumple la condición por lo tanto la viga resiste las solicitaciones máximas expuestas.

- Comprobación si la viga metálica es compacta

La viga es compacta si cumple con:

$$376 \times \sqrt{\frac{E}{f_y \times C}} \geq \frac{2 \times y}{tw} \quad \text{Ec. (220)}$$

Donde:

y : Ubicación del eje neutro plástico = 84.37 *cm*

tw : Espesor del alma de la viga = 2 *cm*

E : Módulo de elasticidad del acero = 210 *MPa*

f_y : Esfuerzo mínimo de fluencia del acero = 350 *MPa*

$$376 \times \sqrt{\frac{210}{350 \times 0.816}} \geq \frac{2 \times 84.37}{2}$$

$$322.42 \geq 84.37$$

La sección de la viga es compacta al cumplirse la condición de la Ec. 220.

- Deflexión máxima

Para determinar la deflexión máxima en la viga, se añade la acción de la carga muerta en el estado uno y dos más la carga viva. La deflexión máxima se da en la mitad de la luz libre de la viga.

$$\Delta = \frac{5 \times w \times L^4}{384 \times E \times I} \quad \text{Ec. (221)}$$

Donde:

Δ : Deflexión en la viga debido a la carga muerta (*m*)

w : Sumatoria de la carga muerta D1 + D2 (*N/m*)

L : Longitud de luz libre (*m*)

E : Módulo de elasticidad del acero de la viga (Pa)

I : Inercia de la viga cuando está en servicio (mm^4)

$$\Delta = \frac{5 \times 25510 \times 24^4}{384 \times 2 \times 10^{11} \times 0.028}$$

$$\Delta = 0.01968 \text{ m}$$

$$\Delta = 19.68 \text{ mm}$$

La deformación máxima permitida en vigas de puentes de tramo simple establecido en el código AASHTO es:

$$\Delta_{MAX} = L/360 \quad \text{Ec. (222)}$$

$$\Delta_{MAX} = 24/360$$

$$\Delta_{MAX} = 0.06667 \text{ m}$$

$$\Delta_{MAX} = 66.67 \text{ mm}$$

La deflexión máxima provocada por la acción de las cargas en el puente debe ser menor que la permitida por el código AASHTO.

$$\Delta_{MAX} > \Delta \quad \text{Ec. (223)}$$

$$66.67 \text{ mm} > 19.68 \text{ mm}$$

4.5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SECUNDARIOS DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

El acero estructural utilizado en el diseño de todos los componentes secundarios de la superestructura es el A-36 así denominado por la ASTM.

4.5.1 Rigidizador transversal intermedio

Los rigidizadores transversales deberán consistir en placas o perfiles soldados o abulonados a uno o ambos lados del alma. Los rigidizadores que no se utilicen como placas de unión deberán apoyar firmemente en el ala de compresión, pero no es necesario que estén en contacto pleno con el ala de tracción. Los rigidizadores que se utilicen como placas de unión para diafragmas o marcos transversales se deberán conectar a ambas alas mediante soldaduras o bulones (AASHTO, Sección 6.10.11.1.1 2004).

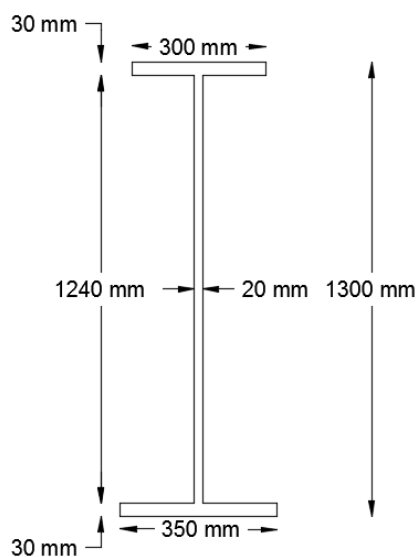


Figura 91. Dimensiones de la viga de acero diseñada. Realizado por: Autor

4.5.1.1 Ancho saliente (b_t)

El ancho sera el mayor de los valores calculados de acuerdo a las expresiones del codigo AASHTO en la seccion 6.10.11.1.2 que se presentan a continuacion:

$$b_t \geq 50 + \frac{d}{30} \quad \text{Ec. (224)}$$

$$b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad \text{Ec. (225)}$$

Donde:

d : profundidad total de la sección de acero (mm)

b_f : ancho total del ala de compresión más ancha dentro de la sección considerada (mm)

$$b_t \geq 50 + \frac{1300}{30} \geq 93.33 \text{ mm}$$

$$b_t \geq \frac{350}{4} \geq 87.5 \text{ mm}$$

Por cuestiones de seguridad en la inercia minima se adopta el siguiente ancho:

$$b_{t_{ADOPTADO}} = 120 \text{ mm}$$

4.5.1.2 Espesor del elemento (t_p)

$$t_p = \frac{b_t}{16} \quad \text{Ec. (226)}$$

$$t_p = \frac{120}{16} = 7.50 \text{ mm}$$

$$t_{p_{ADOPTADO}} = 8 \text{ mm}$$

Se debe cumplir la condicion de la seccion 6.10.11.1.2-2 del codigo AASHTO

$$16 \times t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad \text{Ec. (227)}$$

$$16 \times 8 \geq 120 \geq \frac{350}{4}$$

$$128 \geq 120 \geq 87.50$$

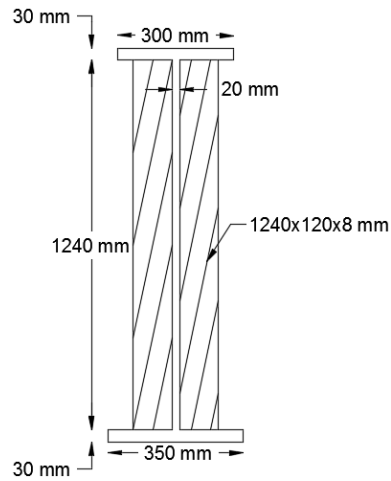


Figura 92. Medidas del rigilizador transversal intermedio. Realizado por: Autor

4.5.1.3 Espaciamiento entre los rigidizadores (do)

El espaciamiento elegido sera el menor de los valores de la Ec. (228) y Ec. (229).

$$do \leq d \times \left[\frac{260}{d/tw} \right]^2 \quad \text{Ec. (228)}$$

$$do \leq 1240 \times \left[\frac{260}{1240/20} \right]^2$$

$$do = 21806.45 \text{ mm}$$

$$do \leq 3 \times d \quad \text{Ec. (229)}$$

$$do \leq 3 \times 1240$$

$$do \leq 3720 \text{ mm}$$

$$do = 372 \text{ cm}$$

Para los espaciamientos en tramos entre rigidizadores intermedios se obtiene de la resta de la longitud principal menos los tramos externos y esta diferencia dividirla para un número de tramos que de preferencia sea un número par con la finalidad de que un rigidizador se ubique en

el centro de la luz, ayudando así a la configuración simétrica del arriostramiento (Ruales Fonseca, 2014, p. 376)

$$d_{ADOPTADO} = 284.50 \text{ cm}$$

El primer rigidizador se ubica a $d/2$ del rigidizador de apoyo:

$$d = 1240/2 = 620 \text{ mm} = 62 \text{ cm}$$

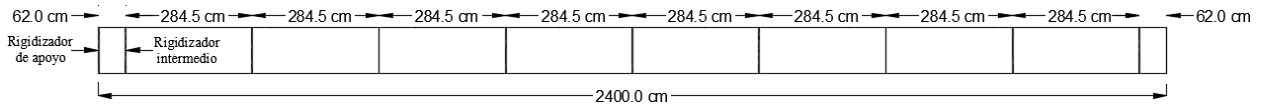


Figura 93. Distribución de los rigidizadores intermedios y rigidizadores de apoyo. Realizado por: Autor

4.5.1.4 Momento de inercia del rigidizador

El momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores (AASHTO, Seccion 6.10.11.1.3, 2004).

$$I_t \geq d_o \times t_w^3 \times J \quad \text{Ec. (230)}$$

Donde:

J : relación requerida entre la rigidez de un rigidizador transversal y la de la placa de alma

$$J = 2.5 \times \left(\frac{d}{d_o} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5 \quad \text{Ec. (231)}$$

$$J = 2.5 \times \left(\frac{1240}{2845} \right)^2 - 2.0 = -1.525$$

$$\therefore J = 0.5$$

- Inercia minima:

$$I_{min} = d_o \times t_w^3 \times J \quad \text{Ec. (232)}$$

$$I_{min} = 2845 \times 20^3 \times 0.5 = 11.38 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- Inercia real:

Los rigidizadores estaran ubicados a cada lado del alma de la viga.

$$I_{real} = tw \times bt^3 / 3 \quad \text{Ec. (233)}$$

$$I_{real} = 20 \times 120^3 / 3 = 11.52 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{real} > I_{min} \quad \text{Ec. (234)}$$

$$11.52 \times 10^6 \text{ mm}^4 > 11.38 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

4.5.2 Rigidizador transversal de apoyo

Se deberán colocar rigidizadores de apoyo en las almas de las secciones armadas en todas las ubicaciones de apoyo. Los rigidizadores de apoyo deberán consistir en una o más placas o perfiles soldados o abulonados a ambos lados del alma. Las uniones al alma se deberán diseñar de manera que transmitan la totalidad de la fuerza de aplastamiento debida a las cargas mayoradas. Los rigidizadores deberán abarcar la totalidad de la profundidad del alma y prolongarse hasta tan cerca como sea posible de los bordes exteriores de las alas (AASHTO, Seccion 6.10.11.2.1, 2004).

4.5.2.1 Ancho saliente (b_s)

El ancho sera el mayor de los valores calculados de acuerdo a las expresiones del codigo AASHTO en la seccion 6.10.11.2.2 que se presentan a continuacion:

$$b_s = (bc - tw) / 2 \quad \text{Ec. (235)}$$

$$b_s = (300 - 20) / 2$$

$$b_s = 140 \text{ mm}$$

4.5.2.2 Espesor del elemento (t_s)

$$t_s = \frac{(b_s \times fy^{0.50})}{578} \quad \text{Ec. (236)}$$

$$t_s = \frac{(140 \times 3500^{0.50})}{578}$$

$$t_s = 14.32 \text{ mm}$$

$$t_{SADOPTADO} = 15 \text{ mm}$$

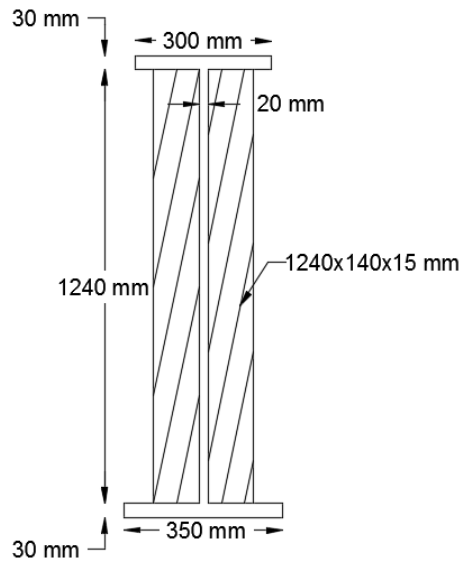


Figura 94. Medidas del rigilizador transversal de apoyo. Realizado por: Autor

4.5.2.3 Ubicación del rigidizador de apoyo

El rigidizador se ubica a $d/2$ de extremo al centro de la luz en cada lado.

$$d = 1240/2 = 620 \text{ mm} = 62 \text{ cm}$$

4.5.2.4 Area de la columna (A)

$$A = 2 \times ((bs \times ts) + (tw \times ts)) \quad \text{Ec. (237)}$$

$$A = 2 \times ((140 \times 15) + (20 \times 15))$$

$$A = 4800 \text{ mm}^2 = 48 \text{ cm}^2$$

4.5.2.5 Inercia del rigidizador (I)

$$I = 2 \times \left(\frac{ts \times bs^3}{3} \right) \quad \text{Ec. (238)}$$

$$I = 2 \times \left(\frac{15 \times 140^3}{3} \right)$$

$$I = 27.44 \times 10^6 \text{ mm}^4 = 2744 \text{ cm}^4$$

4.5.2.6 Control de pandeo

- Radio de giro (r)

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Ec. (239)}$$

$$r = \sqrt{\frac{2744}{48}} = 7.56 \text{ cm}$$

- Relacion de esbeltez

$$\frac{k \times d}{r} \quad \text{Ec. (240)}$$

Donde:

k : factor de reduccion, los extremos rotan pero no se trasladan = 1

$$\frac{1 \times 124}{7.56} = 16.40$$

4.5.2.7 Esfuerzo admisible del rigidizador ($Fa_{ADMISIBLE}$)

$$Fa_{ADMISIBLE} = fy \times \left(1 - \frac{(k \times d)/r}{2 \times Cc^2} \right)^2 \quad \text{Ec. (241)}$$

Donde:

Cc : Propiedad de pandeo del material

$$Cc = \left(\frac{2 \times \pi^2 \times E}{fy} \right)^{0.5} \quad \text{Ec. (242)}$$

$$Cc = \left(\frac{2 \times \pi^2 \times 2 \times 10^{11}}{350 \times 10^6} \right)^{0.5}$$

$$Cc = 106.21$$

Entonces:

$$Fa_{ADMISIBLE} = 350 \times 10^6 \times \left(1 - \frac{16.40}{2 \times 106.21^2} \right)^2$$

$$Fa_{ADMISIBLE} = 349.49 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

4.5.2.8 Esfuerzo actuante del rigidizador ($Fa_{ACTUANTE}$)

$$Fa_{ACTUANTE} = \frac{Q_v}{A} \quad \text{Ec. (243)}$$

Donde:

Q_v : cortante actuante en la viga = $6.88 \times 10^5 \text{ N}$

A : Área de la columna (m^2)

$$Fa_{ACTUANTE} = \frac{6.88 \times 10^5}{4.8 \times 10^{-3}} = 143.45 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$Fa_{ADMISIBLE} > Fa_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (244)}$$

$$349.49 \times 10^6 \text{ N/m}^2 > 143.45 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

4.5.2.9 Carga máxima que soporta el rigidizador (P_{max})

$$P_{max} = 0.85 \times Fa_{ADMISIBLE} \times A$$

$$P_{max} = 0.85 \times 349.49 \times 10^6 \times 4.8 \times 10^{-3}$$

$$P_{max} = 297.06 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_{max} \geq Q_v \quad \text{Ec. (245)}$$

$$297.06 \times 10^6 N \geq 6.88 \times 10^5 N$$

4.5.3 Rigidizador longitudinal

Se requiere rigidizador longitudinal si las dos siguientes desigualdades no se cumplen (Ruales Fonseca, 2014, p. 186).

$$tw \geq d \times \frac{(0.60 \times fy)^{0.5}}{6085} \quad \text{Ec. (246)}$$

$$2.00 \geq 124 \times \frac{(0.60 \times 350)^{0.5}}{6085}$$

$$2.00 \geq 0.30$$

$$tw \geq d/170 \quad \text{Ec. (247)}$$

$$2.00 \geq 124/170$$

$$2.00 \geq 0.73$$

Las condiciones de la Ec. (244) y Ec. (245) se cumplen, concluyendo que no necesitan rigidizadores longitudinales.

4.5.4 Conectores de corte

En las secciones compuestas se deberán proveer conectores de corte tipo perno o tipo canal en la interfaz entre el tablero de hormigón y la sección de acero para resistir el corte en la interfaz.

Se deberán colocar rigidizadores de apoyo en las almas de las secciones armadas en todas las ubicaciones de apoyo. Los rigidizadores de apoyo deberán consistir en una o más placas o perfiles soldados o abulonados a ambos lados del alma. Las uniones al alma se deberán diseñar de manera que transmitan la totalidad de la fuerza de aplastamiento debida a las cargas mayores. Los rigidizadores deberán abarcar la totalidad de la profundidad del alma y

prolongarse hasta tan cerca como sea posible de los bordes exteriores de las alas (AASHTO, Seccion 6.10.11.2.1, 2004).

El conector de corte utilizado para el diseño es de tipo perno.

4.5.4.1 Resistencia a la fatiga

La resistencia al corte para fatiga de un conector de corte tipo perno individual, Z_r , se deberá tomar como (AASHTO, Seccion 6.10.10.2, 2004):

$$Z_r = a \times \phi_{PERNO}^2 \quad \text{Ec. (248)}$$

$$a = 238 - 29.50 \times \log N \quad \text{Ec. (249)}$$

$$N = 365 \times 75 \times n \times ADTT_{SL} \quad \text{Ec. (250)}$$

Donde:

a : Coeficiente, depende del número de ciclos de carga

ϕ_{PERNO} : Diámetro del conector de corte tipo perno en (mm)

N : Numero de ciclos

n : Numero de ciclos por pasada de un camión = 1.00 (AASHTO, Tabla 6.6.1.2.5-2)

- Frecuencia

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones. En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomará como (AASHTO, Seccion 3.6.1.4.2, 2004).

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad \text{Ec. (251)}$$

Donde:

$ADTT_{SL}$: Número de camiones por día en un carril, promediado sobre el periodo de diseño

ADTT: Número de camiones por día en una dirección promediado sobre el periodo de diseño

p: Coeficiente del tráfico de camiones en función del número de carriles disponibles

Del Tabla 3.6.1.4.2-1 del código AASHTO obtenemos un valor de $p = 1.00$, pues el solo existe un carril disponible para el tránsito de camiones.

El *ADTT* en un único carril es el que corresponde al carril por el cual la mayoría de los camiones atraviesan el puente. En un puente típico sin rampas cercanas para ingreso/salida, el carril del lado de la banquina lleva la mayor parte del tráfico de camiones. Como para un puente los patrones de tráfico futuro son inciertos, se asume que la frecuencia de la carga de fatiga para un único carril se aplica a todos los carriles. Investigaciones realizadas indican que el tráfico medio diario (*ADT*, Average Daily Traffic), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, bajo condiciones normales está físicamente limitado a aproximadamente 20.000 vehículos por carril y por día. Al estimar el *ADTT* se debería considerar este valor limitante. El *ADTT* se puede determinar multiplicando el *ADT* por la fracción de camiones en el tráfico. En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se pueden aplicar los valores de la Tabla C3.6.1.4.2-1 (AASHTO, Seccion 3.6.1.4.2, 2004).

Entonces el valor $ADT = 20000$, se multiplica por el valor 0.15 escogido de la Tabla C3.6.1.4.2-1 del código AASHTO, ante la ausencia de datos específicos.

$$ADTT = 0.15 \times ADT \quad \text{Ec. (252)}$$

$$ADTT = 0.15 \times 20000$$

$$ADTT = 3000$$

Entonces para determinar el número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el periodo de diseño utilizamos la Ec. (251).

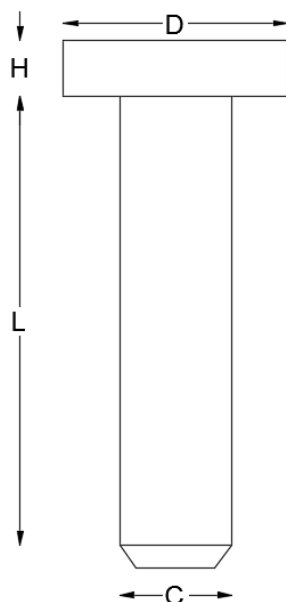
$$ADTT_{SL} = 1 \times 3000 = 3000$$

Calculamos el número de ciclos (N):

$$N = 365 \times 75 \times 1.00 \times 3000 = 82.125 \times 10^6$$

$$a = 238 - 29.50 \times \log(82.125 \times 10^6) = 4.52$$

El conector tipo perno se escogió de la Figura 121 es el NS 750/400.



TIPOS DE CONECTORES		NS 500/250	NS 625/250	NS 625/300	NS 625/400	NS 750/400
Diámetro de vástago	C	1/2 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	3/4 "
Longitud del vástago	L	2 1/2 "	2 1/2 "	3 "	4 "	4 "
Diámetro de la cabeza	D	1 "	1 1/4 "	1 1/4 "	1 1/4 "	1 1/4 "
Altura de la cabeza	H	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	8.5 mm	10 mm

Figura 95. Dimensiones del conector tipo perno. Fuente: (Rúales Fonseca, 2014, p. 196)

Por lo tanto la resistencia a la fatiga es:

$$Zr = 4.52 \times 19.05^2$$

$$Zr = 1640.34 \text{ N}$$

4.5.4.2 Resistencia al corte

La resistencia al corte mayorada de un único conector de corte, Qr , en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como (AASHTO, Sección 6.10.10.4.1, 2004):

$$Qr = \phi_{sc} \times Qn \quad \text{Ec. (253)}$$

Donde:

ϕ_{sc} : Factor de resistencia para conectores de corte (AASHTO, Sección 6.5.4.2)

Qn : Resistencia nominal al corte de un conector de corte individual.

La resistencia nominal a corte de un conector de corte tipo perno embebido en un tablero de hormigón se deberá tomar como (AASHTO, Sección 6.10.10.4.3, 2004):

$$Qn = 0.50 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq A_{sc} \times Fu \quad \text{Ec. (254)}$$

Donde:

A_{sc} : Área de la sección transversal de un conector tipo perno (mm)

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón del tablero en (MPa)

Fu : Mínima resistencia a la tracción especificada de un conector de corte tipo perno = 415 MPa (AASHTO, Sección 6.4.4, 2004)

$$E_c = 0.043 \times (\gamma_c \times 10)^{1.50} \times \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (255)}$$

Donde:

γ_c : Densidad del hormigón (N/m^3)

f'_c : resistencia del hormigón (MPa)

$$E_c = 0.043 \times (240 \times 10)^{1.50} \times \sqrt{28}$$

$$E_c = 26752.50 \text{ MPa}$$

El área de la sección transversal del conector tipo perno NS 7508/400 es:

$$A_{sc} = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad \text{Ec. (256)}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi \times (19.05)^2}{4} = 285.02 \text{ mm}^2$$

La resistencia nominal al corte del conector de corte individual es:

$$Q_n = 0.50 \times 285.02 \times \sqrt{28 \times 26752.50} = 1.23 \times 10^5$$

$$A_{sc} \times F_u = 285.02 \times 415 = 1.18 \times 10^5$$

$$1.23 \times 10^5 > 1.18 \times 10^5$$

$$\therefore Q_n = 1.23 \times 10^5$$

Entonces:

$$Q_r = 0.85 \times 1.23 \times 10^5$$

$$Q_r = 104.8396 \times 10^3 \text{ N}$$

4.5.4.3 Fuerza de corte nominal

Para los tramos simples y para los tramos compuestos que en su condición final son no compuestos para flexión negativa, la fuerza de corte nominal total, P , entre el punto de máxima sobrecarga de diseño positiva más momento de impacto y cada punto de momento nulo adyacente se deberá tomar como. (AASHTO, 2004, p. 6.10.10.4.2)

$$P = P_p \quad \text{Ec. (257)}$$

Donde:

P_p : Fuerza de corte longitudinal total en el tablero de hormigón armado en el punto de máxima sobrecarga positiva más momento de impacto (N)

$$P_p = 0.85 \times f'_c \times bs \times ts \quad \text{Ec. (258)}$$

Donde:

bs : Ancho efectivo del tablero de hormigón (mm)

t_s : Espesor efectivo del tablero de hormigón (mm)

$$P_p = 0.85 \times 28 \times 7000 \times 240$$

$$P_p = 39.984 \times 10^6 \text{ N}$$

4.5.4.4 Numero de conectores

En el Estado Límite de Resistencia el mínimo número de conectores de corte, n , sobre la región considerada se deberá tomar como (AASHTO, Seccion 6.10.10.4.1, 2004):

$$n = P/Q_r \quad \text{Ec. (259)}$$

$$n = 39.984 \times 10^6 / 104.8396 \times 10^3$$

$$n = 381$$

El número de conectores en cada viga son:

$$n \times (c/viga) = 381/3 = 127$$

4.5.4.5 Espaciamiento longitudinal entre los conectores de corte tipo perno (sc_L)

$$sc_L = \frac{L - (2 \times s)}{n} \quad \text{Ec. (260)}$$

Donde:

s : Distancia desde el primer conector de corte hacia los extremos de la viga (mm)

$$sc_L = \frac{24000 - (2 \times 100)}{127 - 1} = 188.89 \text{ mm}$$

Adoptamos un espaciamiento longitudinal de $sc_L = 200 \text{ mm}$, entonces n :

$$n = \frac{24000 - (2 \times 100)}{200} + 1 = 120$$

En conclusión se llega a necesitar $n = 120$ conectores de corte tipo perno, separados longitudinalmente $sc_L = 200 \text{ mm}$.

4.5.4.6 Revisión de las distancias entre los conectores de corte

La separación de los conectores en dirección de la carga longitudinal debe satisfacer la ecuación 6.10.10.1.2-1 y ecuación 6.10.10.1.2-2 del código AASHTO en la sección 6.10.10.1.2.

$$p \leq \frac{n \times Zr}{V_{sr}} \quad \text{Ec. (261)}$$

$$V_{sr} = \frac{V_f \times Q}{I} \quad \text{Ec. (262)}$$

Donde:

p : Separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm)

n : Número de conectores de corte en una sección transversal

Zr : Resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual (N)

V_{sr} : Rango de corte horizontal de fatiga por unidad de longitud (N/mm)

V_f : Rango de fuerzas de corte vertical bajo la combinación de cargas para Estado Límite de

Fatiga, $V_f = Vu_{SOLICITANTE} = 1.085 \times 10^6 N$

Q : Primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm^3)

I : Momento de inercia de la sección a corto plazo (mm^4)

$$I_{CG} = 2088885.9 \text{ cm}^4$$

$$\bar{y}_c = 63.34 \text{ cm}$$

$$\bar{y}_t = 66.66 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{Be_{INTERIOR}}{3n} \times t_{TABLERO} \times \left(\bar{y}_c - \frac{t_{TABLERO}}{2} \right) \quad \text{Ec. (263)}$$

$$Q = 10.00 \times 24.00 \times \left(63.34 - \frac{24.00}{2} \right)$$

$$Q = 12321.6 \text{ cm}^3 = 12.32 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Con la Ec. (243) calculamos:

$$V_{sr} = \frac{1.085 \times 10^6 \times 12.32 \times 10^6}{2088885.9 \times 10^4}$$

$$V_{sr} = 640 \text{ (N/mm)}$$

La separación de los conectores de corte determinamos con la Ec. (261):

$$p \leq \frac{120 \times 1640.34}{640}$$

$$307.56 \text{ mm} > p = s_{cL} = 200 \text{ mm}$$

También se deben cumplir las siguientes condiciones:

$$s_{cL} > s_{cLmin} = 6 \times \emptyset_{CONECTOR} \quad \text{Ec. (264)}$$

$$s_{cLmin} = 6 \times 19.05 = 114.3 \text{ mm}$$

$$s_{cL} > s_{cLmin}$$

$$200 \text{ mm} > 114.3 \text{ mm}$$

$$600 \text{ mm} > s_{cLmax} \quad \text{Ec. (265)}$$

$$600 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

4.5.5 Contravientos horizontales (diafragmas)

Para el diseño se utilizan perfiles estructurales de ángulos “L” doblado, los datos del perfil son tomados del catálogo de la empresa ecuatoriana productora de acero DIPAC. El ángulo “L” escogido tiene como dimensiones de 75x75x6 mm. El tipo de acero estructural es el ASTM A-36. Con las siguientes dimensiones y características:

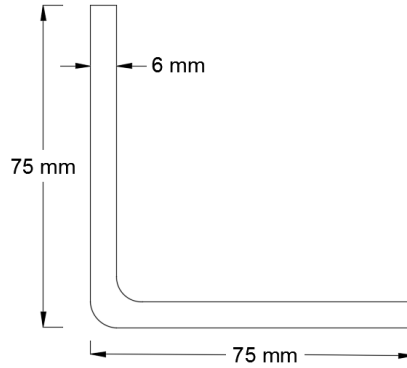


Figura 96. Dimensiones del perfil estructural del ángulo “L”. Realizado por: Autor

4.5.5.1 Propiedades geométricas del perfil

Sección: $A = 8.40 \text{ cm}^2 = 840 \text{ mm}^2$

Inercia: $I = 45.75 \text{ cm}^4 = 457500 \text{ mm}^2$

Modulo Seccional: $W = 8.57 \text{ cm}^3 = 8570 \text{ mm}^3$

Radio de giro: $i = 2.33 \text{ cm} = 23.30 \text{ mm}$

4.5.5.2 Relación de esbeltez del perfil

De acuerdo al código AASHTO en la sección 6.9.3 la condición para elementos de arrostramiento tiene la siguiente condición:

$$140 \geq \frac{k \times l_h}{r} \quad \text{Ec. (266)}$$

$$l_h = S - \left(2 - \frac{t_w}{2}\right) - (2 \times br') \quad \text{Ec. (267)}$$

Donde:

k : Factor de longitud efectiva especificada. En conexiones soldadas en los dos lados es igual a 0.750 (AASHTO, Sección 4.6.2.5, 2004)

r : Radio mínimo de giro (mm)

l_h : Longitud del elemento horizontal (mm)

br' : Distancia entre la cara lateral del alma al punto de unión de los arriostramientos

S : Distancia entre los ejes longitudinales de vigas (m)

tw : Espesor del alma de la viga (m)

$$l_h = 2400 - (2 - 20/2) - (2 - 70)$$

$$l_h = 2240 \text{ mm}$$

Entonces la relación es:

$$140 \geq \frac{0.75 \times 2240}{23.30}$$

$$140 \geq 72.10$$

Se cumple con la condición de la Ec. (248), el perfil seleccionado es correcto.

4.5.5.3 Esfuerzo resistente ($\sigma_{RESISTENTE}$)

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{\pi^2 \times E}{f_s \times \left(\frac{k \times l_h}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. (268)}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero (N/mm^2)

f_s : Factor de seguridad = 2.12

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5}{2.12 \times (72.10)^2} = 179.11 \text{ N/mm}^2$$

4.5.5.4 Carga de viento lateral en puentes de vigas

En puentes con tableros compuestos, se asume la carga de viento sobre la mitad superior de la viga exterior, el tablero, vehículos, barreras y accesorios se transmiten directamente al tablero.

Se debe asumir que la carga de viento que actúa sobre la mitad inferior de la viga exterior servirá para el cálculo del arriostramiento horizontal (Ruales Fonseca, 2014, p. 396).

En el código AASTHO, sección 3.8.1.2.1 indica que la presión del viento a una velocidad de 160 km/h es de:

$$P_{VIENTO} = 1,23 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

La carga de viento es:

$$Q_{VIENTO} = P_{VIENTO} \times A_e \quad \text{Ec. (269)}$$

Donde:

A_e : Área transversal expuesta a la presión del viento

$$A_e = (h_{viga} + h_{tablero} + h_{vereda}) * L \quad \text{Ec. (270)}$$

$$A_e = (1.3 + 0.2 + 0.2) * 24$$

$$A_e = 40.80 \text{ m}^2 = 40.80 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$Q_{VIENTO} = (1,23 \times 10^{-3}) \times 40.80 \times 10^6$$

$$Q_{VIENTO} = 50184 \text{ N}$$

4.5.5.5 Esfuerzo actuante en el contraviento horizontal ($\sigma_{ACTUANTE}$)

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{Q_{VIENTO}}{A_{A.H.}} \quad \text{Ec. (271)}$$

Donde:

$A_{A.H.}$: Área transversal del contraviento horizontal (mm^2)

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{50184}{840} = 59.74 \text{ N/mm}^2$$

Para comprobar si el perfil estructural escogido se debe comprobar la siguiente condición:

$$\sigma_{RESISTENTE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (272)}$$

$$179.11 \text{ N/mm}^2 \geq 59.74 \text{ N/mm}^2$$

Se cumple la condición de la Ec. (254), por lo tanto el perfil estructura tipo “L” se mantiene como contraviento horizontal.

4.5.6 Contravientos verticales (diagonales)

Se utiliza el mismo el mismo perfil estructural tipo ángulo “L” doblado (75x75x6 mm).

4.5.6.1 Relación de esbeltez del perfil

De acuerdo al código AASHTO en la sección 6.9.3 la condición para elementos de arriostramiento tiene la siguiente condición:

$$140 \geq \frac{k \times l_p}{r} \quad \text{Ec. (273)}$$

$$l_p = \sqrt{(S)^2 + (h_{VIGA} - (2 \times h'))^2} \quad \text{Ec. (274)}$$

Donde:

k : Factor de longitud efectiva especificada. En conexiones soldadas en ambos lados es igual a 0.75 (AASHTO, Sección 4.6.2.5, 2004)

S : Distancia entre los ejes longitudinales de vigas (mm)

h_{VIGA} : Altura de la viga (mm)

l_p : Longitud de pandeo (mm)

h' : Altura de los bordes superior e inferior de los patines de la viga hasta el punto de ubicación del arriostramiento (mm)

$$l_p = \sqrt{(2400)^2 + (1300 - (2 \times 30))^2} = 2500 \text{ mm}$$

$$140 \geq \frac{0.75 \times 2500}{23.30} \geq 80.47$$

Se cumple con la condición de la Ec. (255), el perfil seleccionado es correcto.

4.5.6.2 Esfuerzo resistente ($\sigma_{RESISTENTE}$)

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{\pi^2 \times E}{f_s \times \left(\frac{k \times l_p}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. (275)}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero (N/mm^2)

f_s : Factor de seguridad = 2.12

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5}{2.12 \times (80.47)^2} = 143.78 \text{ N/mm}^2$$

En el código AASTHO, sección 3.8.1.2.1 indica que la presión del viento a una velocidad de 160 km/h es:

$$P_{VIENTO} = 1,23 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$Q_{VIENTO} = 50184 \text{ N}$$

4.5.6.3 Determinación de la carga (T) que absorbe la diagonal

$$T = \frac{Q_{VIENTO} \times l_p}{S} \quad \text{Ec. (276)}$$

$$T = \frac{50184 \times 2729.47}{2400} = 57073.22 \text{ N}$$

4.5.6.4 Esfuerzo actuante en el contraviento horizontal ($\sigma_{ACTUANTE}$)

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{T}{A_{A.H.}} \quad \text{Ec. (277)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{57073.22}{840}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 67.94 \text{ N/mm}^2$$

Para comprobar si el perfil estructural escogido se debe comprobar la siguiente condición:

$$\sigma_{RESISTENTE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (278)}$$

$$143.70 \text{ N/mm}^2 \geq 67.94 \text{ N/mm}^2$$

Se cumple la condición de la Ec. (278), por lo tanto el perfil estructura tipo “L” se mantiene como contraviento vertical.

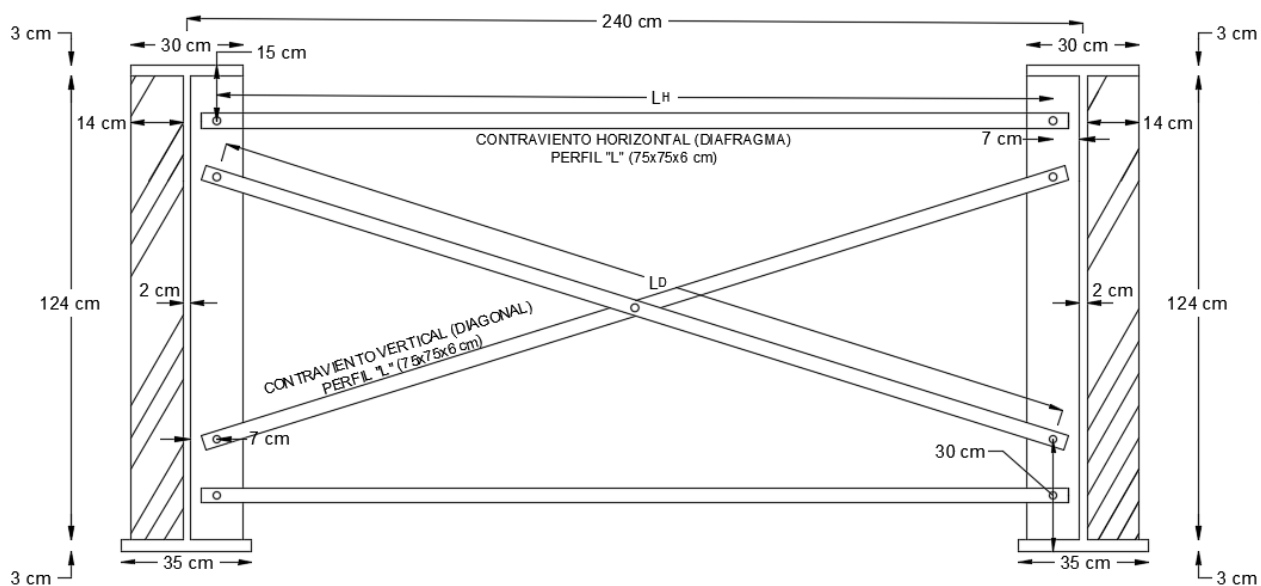


Figura 97. Contraviento horizontal y contravientos verticales (dimensiones). Realizado por: Autor

4.5.7 Contraviento horizontal (diagonal inferior)

Se utiliza el mismo el mismo perfil estructural tipo ángulo “L” (75x75x6 mm).

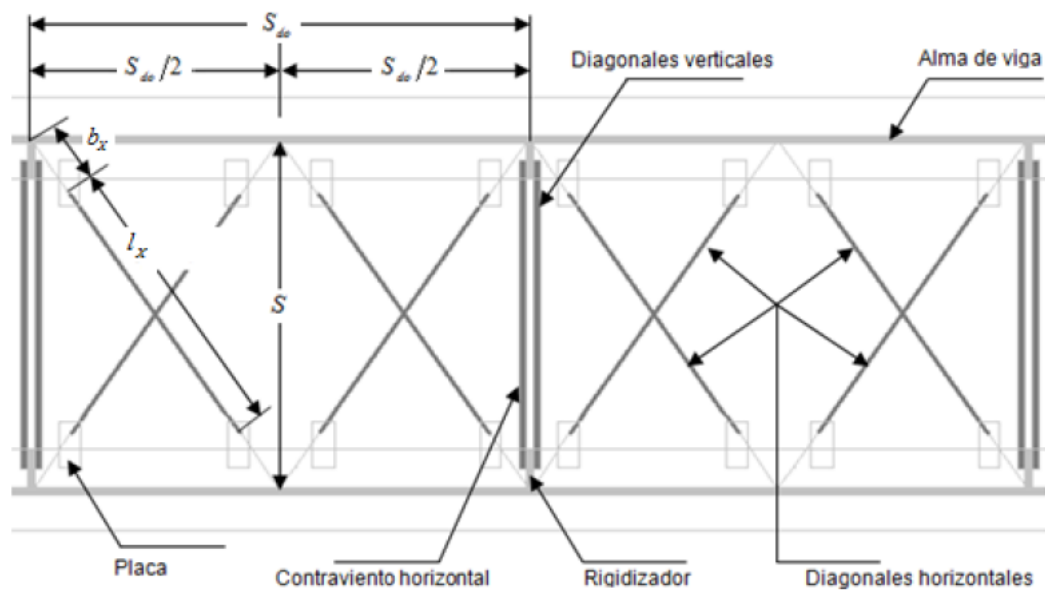


Figura 98. Contraviento horizontal (diagonales inferiores). Fuente: (Rúales Fonseca, 2014, p. 205)

La implementación de placas metálicas es bastante necesaria, ya que estas son el principal vínculo de unión entre las diagonales inferiores y las alas inferiores de las vigas. La ubicación de las placas metálicas se las hace de tal manera que tienen que estar alineadas con respecto a las líneas de influencia de las cargas a soportar mediante las diagonales inferiores o contravientos horizontales, con el motivo de evitar esfuerzos secundarios y principalmente evitar momentos que pueden darse debido a una excentricidad a dichas líneas de influencia (Ruales Fonseca, 2014, p. 202).

La placa escogida para colocar el contraviento horizontal (diagonal inferior) tiene como dimensiones 18 cm de largo, 10 cm de ancho y 1.3 cm de espesor.

Los extremos de los elementos de arriostramiento lateral sobre la placa de unión se deberán mantener como mínimo a 100 mm del alma y de cualquier rigidizador transversal. Si se utilizan rigidizadores, las placas de unión laterales se deberán centrar sobre el rigidizador, ya sea que la placa esté del mismo lado del alma que el rigidizador o no. Si la placa de unión lateral está del mismo lado del alma que el rigidizador, ésta se deberá conectar al rigidizador. En esta ubicación el rigidizador transversal deberá ser continuo desde el ala de compresión hasta el ala de tracción y deberá estar conectado a ambas alas (AASHTO, Sección 6.61.3.2, 2004).

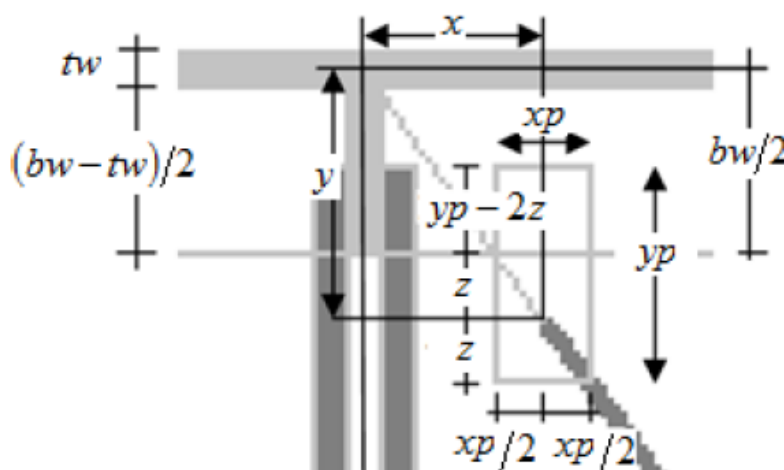


Figura 99. Ubicación de la placa de unión lateral. Fuente: (Ruales Fonseca, 2014, p. 203)

$$\frac{xp}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$yp = 18 \text{ cm}$$

$$z = 5 \text{ cm}$$

$$yp - 2z = 18 - 2 \times 5 = 8 \text{ cm}$$

$$y1 = \frac{bw - tw}{2} - (yp - 2z) = \frac{35 - 2}{2} - (8) = 8.5 \text{ cm}$$

$$y = y1 + z + (yp - 2z) + \frac{tw}{2} = 8.5 + 5 + 8 + \frac{2}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$\frac{S_{do}/2}{S} = \frac{x}{y} \quad \text{Ec. (279)}$$

Donde:

S_{do} : Distancia entre los ejes longitudinales del rigidizador (mm)

S : Distancia entre los ejes longitudinales de las vigas (mm)

$$\frac{284.5/2}{240} = \frac{x}{22.5}$$

$$x = 13.36 \text{ cm}$$

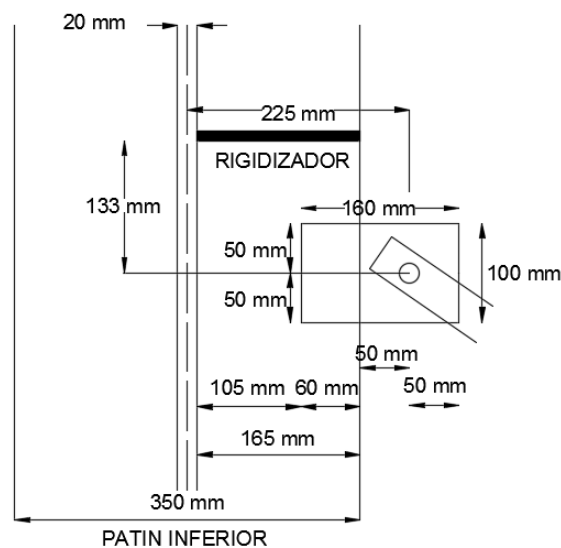


Figura 100. Dimensiones de la placa metálica y su localización. Realizado por: Autor

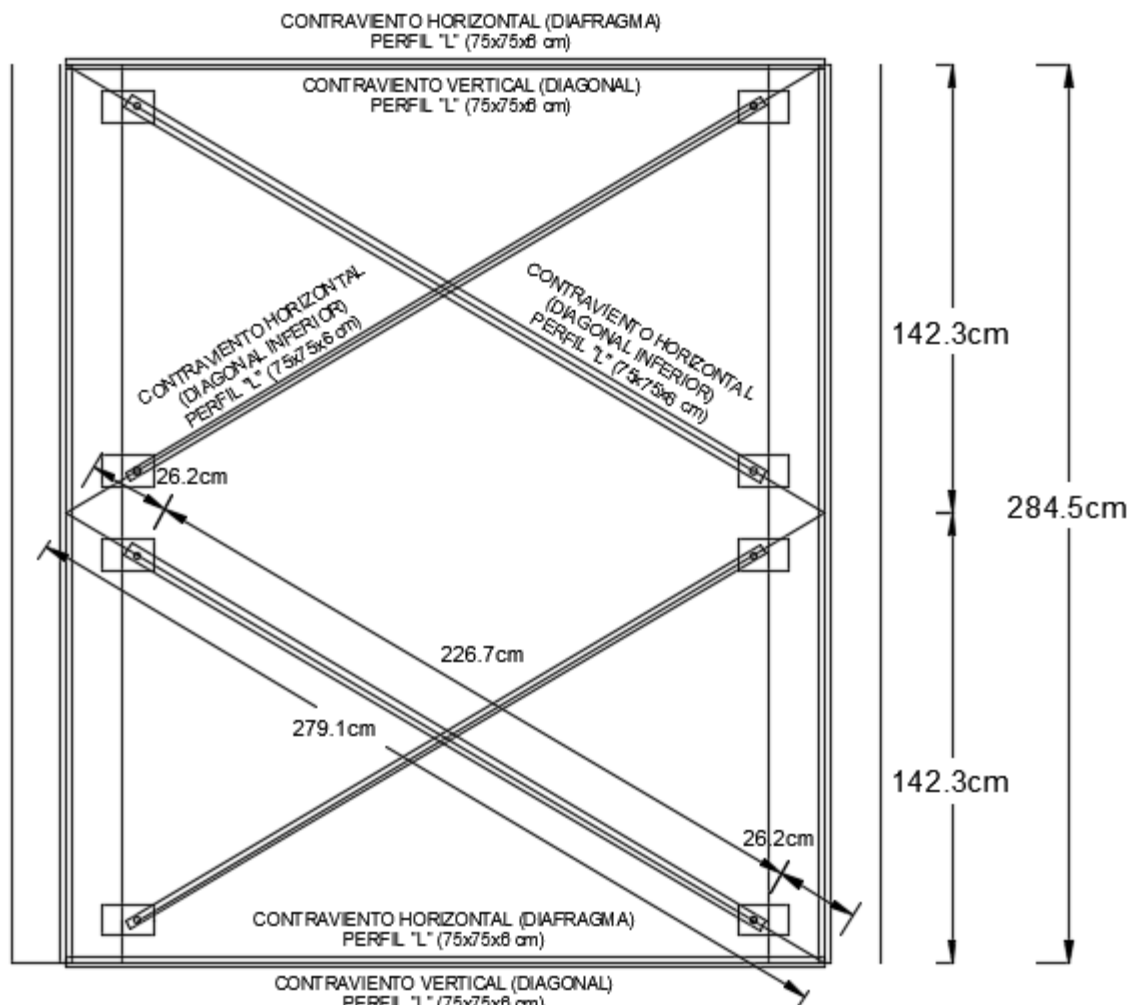


Figura 101. Contraviento horizontal (diagonal inferior). Realizado por: Autor

4.5.7.1 Relación de esbeltez del perfil

De acuerdo al código AASHTO en la sección 6.9.3 la condición para elementos de arrostramiento tiene la siguiente condición:

$$140 \geq \frac{k \times l_x}{r} \quad \text{Ec. (280)}$$

$$l_x = \sqrt{(S_{do}/2)^2 + S^2} - (2 \times b_x)^2 \quad \text{Ec. (281)}$$

Donde:

k : Factor de longitud efectiva especificada. En conexiones soldadas en ambos lados es igual a 0.75 (AASHTO, Sección 4.6.2.5, 2004)

S : Distancia entre los ejes longitudinales de vigas (mm)

S_{do} : Distancia entre rigidizadores intermedios (mm)

b_x : Distancia entre el punto de unión del contraviento horizontal (diagonal inferiores) y el punto de unión entre rigidizador y el alma de la viga (mm)

$$l_x = \sqrt{\left(\frac{2845}{2}\right)^2 + 2400^2} - (2 \times 264.2) = 2261.4 \text{ mm}$$

$$140 \geq \frac{0.75 \times 2261.4}{23.30} \geq 72.79$$

Se cumple con la condición de la Ec. (262), el perfil seleccionado es correcto.

4.5.7.2 Esfuerzo resistente ($\sigma_{RESISTENTE}$)

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{\pi^2 \times E}{f_s \times \left(\frac{k \times l_x}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. (282)}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero (N/mm^2)

f_s : Factor de seguridad = 2.12

$$\sigma_{RESISTENTE} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5}{2.12 \times (72.79)^2} = 175.73 \text{ N/mm}^2$$

En el código AASTHO, sección 3.8.1.2.1 indica que la presión del viento a una velocidad de 160 km/h es:

$$P_{VIENTO} = 1,23 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$Q_{VIENTO} = 50184 \text{ N}$$

4.5.7.3 Esfuerzo actuante en el contraviento horizontal ($\sigma_{ACTUANTE}$)

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{Q_{VIENTO}}{A_{A.H.}} \quad \text{Ec. (283)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{50184}{840}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 59.74 \text{ N/mm}^2$$

Para comprobar si el perfil estructural escogido se debe comprobar la siguiente condición:

$$\sigma_{RESISTENTE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (284)}$$

$$175.73 \text{ N/mm}^2 \geq 59.74 \text{ N/mm}^2$$

Se cumple la condición de la Ec. (266), por lo tanto el perfil estructura tipo “L” se mantiene como contraviento vertical.

4.5.8 Conexiones por soldadura

Se ha elegido soldadura del tipo filete para todo el diseño de la misma para la unión de los elementos estructurales de acero de la viga. Las ecuaciones utilizadas para determinar los diferentes parámetros necesarios para la seguridad del diseño en la soldadura se tomaron de Ruales Fonseca, 2014.

La soldadura de filete se usa para rellenar los bordes de las placas creadas mediante uniones de esquinas, sobrepuestas y en T. Se usa en metal relleno para proporcionar una sección transversal de aproximadamente la forma de un triángulo. Es el tipo de soldadura más común en la soldadura por arco eléctrico y en la de oxígeno y gas combustible porque requiere una mínima preparación de los bordes. Las soldaduras de filete pueden ser sencillas o dobles (soldar en uno o ambos lados) y continuas o intermitentes, es decir, soldadas en toda la longitud o con espacios sin soldar a lo largo de la orilla. Las soldaduras de filete son más resistentes a la tracción y a la

compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes son los de corte. Este tipo de soldadura falla por corte en un ángulo de aproximadamente 45 grados a través de la garganta (Ruales Fonseca, 2014, p. 221).

En la Tabla 43 se indican los tamaños mínimos que deben tener la soldadura de filete de acuerdo al mayor espesor de la placa metálica que se va a unir y en la Tabla 44 se muestran los valores máximos de las soldaduras de filete en función del espesor de los materiales a ser soldados, estos valores servirán en el diseño de la soldadura de los diferentes elementos unir.

Tabla 43. *Tamaño mínimo de la soldadura de filete*

Espesor (t) de la plancha más gruesa a unir		Tamaño mínimo soldadura de filete
(pulg)	(mm)	D (mm)
$<1/4''$	<6.35	3
$1/4'' \leq t < 1/2''$	$6.35 \leq t < 12.70$	5
$1/2'' \leq t < 3/4''$	$12.70 \leq t < 19.05$	6
$>3/4''$	>19.05	8

Fuente: (Rúales Fonseca, 2014, p. 404)

Tabla 44. *Tamaño máximo de las soldaduras de filete*

$t < 6 \text{ mm}$	$D = t$
$t \geq 6 \text{ mm}$	$D = t - 2$

Fuente: (Rúales Fonseca, 2014, p. 404)

4.5.8.1 Soldadura de filete de la placa metálica con el patín inferior de la viga para la unión con los contravientos horizontales (diagonales inferiores)

Elemento 1: Placa metálica (18x10x1cm), espesor t_w : $1.00 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$

Elemento 2: Patín inferior de la viga, espesor t_f : $3.00 \text{ cm} = 30 \text{ mm}$

El mayor espesor es $t_f = 30 \text{ mm}$ y de acuerdo a la Figura 128 y Figura 129:

$$D_{MIN} = 8 \text{ mm}$$

$$D_{Max} = tf - 2 = 30 - 2 = 28 \text{ mm} \quad \text{Ec. (285)}$$

- Mínima distancia de soldadura (L_{MIN}):

$$L_{MIN} = 4 \times D_{Max}$$

$$L_{MIN} = 4 \times 28$$

$$L_{MIN} = 112 \text{ mm}$$

- Máxima distancia de soldadura (L_{MAX}):

$$L_{MAX} = 7 \times D_{Max} \quad \text{Ec. (286)}$$

$$L_{MAX} = 7 \times 28 = 196 \text{ mm}$$

En la Tabla 45 se presenta la compatibilidad de electrodos partiendo del material que se utilizó en el diseño de los elementos estructurales a ser soldados, en este caso se usó acero A-588 para la viga en toda su sección y acero A-36 con el mismo $fy = 350 \text{ N/mm}^2$.

Tabla 45. *Compatibilidad de electrodos*

Metal Base	Electrodos	Metal Base (N/mm2)
Sidetur AE 25		
DIN SY 37		
ST 42	E60xx	$F_y \leq 290$
ASTM A-36 A-53 GRADO B	E70xx	
ASTM A-375 A-500 A-501 A-529 A-570 GRADOS D y E		
Sidetur AE 35		
DIN ST 52	E70xx	$F_y \leq 380$
ASTM A-241 A-442 A-441 A-588		
ASTM A-572 GRADO 65	E80xx	$F_y \leq 415$
ASTM A-514	E100xx	

Fuente: (Rúales Fonseca, 2014, p. 223)

Por las propiedades de los elementos antes mencionados y con la Tabla 45 se elegí por su compatibilidad el electrodo E70xx para realizar la soldadura.

- Capacidad resistente de la unión soldada:

En función de la relación de resistencia y esfuerzo que proporciona el electrodo E70xx, se escogen los valores mostrados en la Tabla 46 para su posterior diseño.

Tabla 46. *Esfuerzos en el metal de aporte en soldadura de filete*

Electrodos	Resistencia limite a tracción del metal de aporte F_{exx} (N/mm ²)	Esfuerzo cortante de diseño de la soldadura ϕF_w (N/mm ²)
Oxx	422.00	189.90
E70xx	492.00	221.40
E80xx	563.00	253.35
E90xx	633.00	284.85
E100xx	703.00	316.35

Fuente: (Rúales Fonseca, 2014, p. 222)

Resistencia limite a tracción:

$$F_{e_{E70xx}} = 492 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño de soldadura:

$$\phi F_{w_{E70xx}} = 221.40 \text{ N/mm}^2$$

- Metal base

En la soldadura de filete se determina la resistencia nominal multiplicándolo por diferentes factores de resistencia dependiendo del material, estos datos se representan en la Tabla 47 para elegir los que se utilizan en el actual diseño de la soldadura.

Tabla 47. *Esfuerzos en el metal base en soldadura de filete*

Soldadura de "FILETE"	Material	Factor de resistencia	Resistencia nominal	Nivel de resistencia requerido
Cortante en el área efectiva	Base electrodo de soldadura	0.75	0.60 F_{exx}	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el compatible
Tensión, compresión al eje de la soldadura	Base	0.9	F_y	

Figura 102. Fuente: (Rúales Fonseca, 2014, p. 406)

La resistencia nominal en el área efectiva para el cortante es el siguiente:

$$F_v = 0.60 \times F_{e_{70xx}} = 0.60 \times 492 = 295.20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Ec. (287)}$$

Esfuerzo cortante de diseño (ϕF_v):

$$\phi F_v = 0.75 \times F_v = 0.75 \times 295.20 = 221.40 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Ec. (288)}$$

Resistencia de tensión y compresión al eje de la soldadura (ϕR_{TC}):

$$\phi R_{TC} = 0.90 \times f_y = 0.90 \times 350 = 350 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Ec. (289)}$$

– Resistencia de diseño

$$R_{min} = F_v \times t_{w_{PLACA}} \times L_{MIN} \quad \text{Ec. (290)}$$

$$\phi R_{min} = \phi F_v \times t_{w_{PLACA}} \times L_{MIN} \quad \text{Ec. (291)}$$

$$R_{max} = F_v \times t_{w_{PLACA}} \times L_{MAX} \quad \text{Ec. (292)}$$

$$\phi R_{max} = \phi F_v \times t_{w_{PLACA}} \times L_{MAX} \quad \text{Ec. (293)}$$

Donde:

R_{min} : Capacidad de carga del cordón de soldadura mínima (N)

ϕR_{min} : Resistencia mínima de diseño (N)

R_{max} : Capacidad de carga del cordón de soldadura máxima (N)

ϕR_{max} : Resistencia máxima de diseño (N)

$$R_{min} = 295.2 \times 13 \times 112 = 429811.2 \text{ N}$$

$$\phi R_{min} = 221.4 \times 13 \times 112 = 322358.4 \text{ N}$$

$$R_{max} = 295.2 \times 13 \times 196 = 752169.6 \text{ N}$$

$$\phi R_{max} = 221.4 \times 13 \times 112 = 429811.2 \text{ N}$$

La fuerza actuante en la placa metálica que se unirá al patín inferior de la viga es 50184 N y

la resistencia mínima de diseño de la soldadura es 322358.4 siendo mayor a la requerida, se

elige la menor longitud de soldadura distribuyéndola uniformemente en los tres extremos de la placa que tienen contacto con el patín inferior de la viga, siendo las medidas de los cordones:

$$L_s = \frac{L_{MIN}}{3} = \frac{112}{3} = 37.3 \text{ mm} \quad \text{Ec. (294)}$$

La longitud del cordón de soldadura adoptada es $L_s = 40 \text{ mm}$

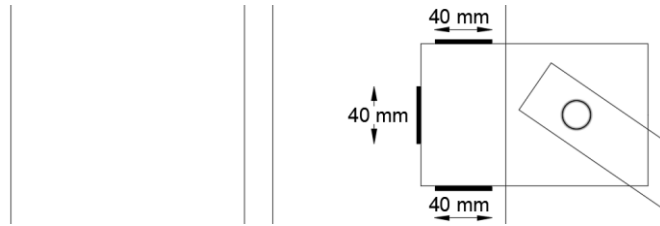


Figura 103. Longitud del cordón de soldadura entre el patín inferior de la viga y la placa. Realizado por: Autor

4.5.8.2 Soldadura de filete entre el patín inferior y superior con el alma de la viga

Elemento 1: Patín inferior y superior de la viga, espesor t_f : $3.00 \text{ cm} = 30 \text{ mm}$

Elemento 2: Alma de la viga, espesor t_w : $2.00 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$

El mayor espesor es $t_f = 30 \text{ mm}$ y de acuerdo a la Figura 128 y Figura 129:

$$D_{MIN} = 8 \text{ mm}$$

$$D_{Max} = t_f - 2 = 30 - 2 = 28 \text{ mm} \quad \text{Ec. (295)}$$

- Mínima distancia de soldadura (L_{MIN}):

$$L_{MIN} = 4 \times D_{Max}$$

$$L_{MIN} = 4 \times 28$$

$$L_{MIN} = 112 \text{ mm}$$

- Máxima distancia de soldadura (L_{MAX}):

$$L_{MAX} = 7 \times D_{Max} \quad \text{Ec. (296)}$$

$$L_{MAX} = 7 \times 28 = 196 \text{ mm}$$

Se elegí aumentar la distancia de soldadura a $L_s = 150 \text{ mm}$.

En la Figura 130 se indica la compatibilidad de electrodos partiendo del material que se utilizó en el diseño de los componentes a ser soldados, en este caso se usó acero A-588 para todos los componentes que conforman la viga en toda su sección con $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$.

Por las características de los materiales antes descritos, se elegí por su compatibilidad el electrodo E70xx para realizar la soldadura.

– Capacidad resistente de la unión soldada:

En función de la relación de resistencia y esfuerzo que proporciona el electrodo E70xx, se escogen los valores mostrados en la Figura 131 para su posterior diseño.

Resistencia limite a tracción:

$$F_{eE70xx} = 492 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño de soldadura:

$$\phi F_{wE70xx} = 221.40 \text{ N/mm}^2$$

Según “Ruales Fonseca, 2014” la separacion entre los cordones de la soldadura (S_c) es el doble de la logitud adoptada.

$$S_c = 2 \times L_s = 2 \times 150 = 300 \text{ mm} \quad \text{Ec. (297)}$$

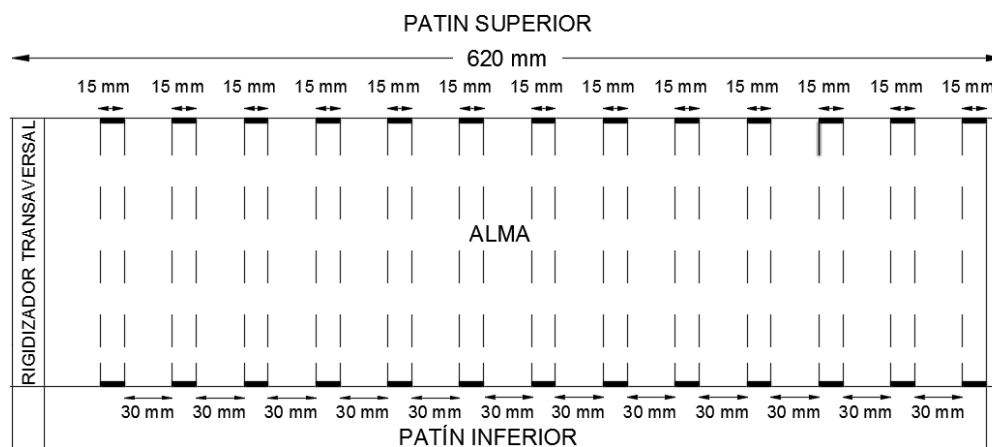


Figura 104. Cordón de soldadura entre el patín inferior y superior con el alma de la viga (Corte Longitudinal).

Realizado por: Autor

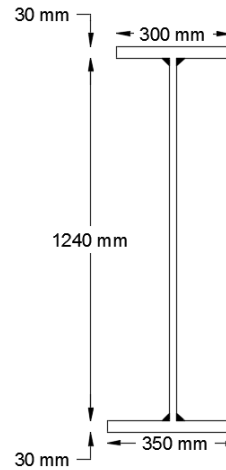


Figura 105. Cordón de soldadura en el patín inferior y superior con el alma de la viga (Sección transversal).

Realizado por: Autor

4.5.8.3 Soldadura de filete entre el patín inferior e inferior con el rigidizador transversal

Elemento 1: Patín inferior y superior de la viga, espesor tf : $3.00\text{ cm} = 30\text{ mm}$

Elemento 2: Rigidizador transversal, espesor tw : $1.50\text{ cm} = 15\text{ mm}$

El mayor espesor es $tf = 30\text{ mm}$ y de acuerdo a la Tabla 43 y Tabla 44:

$$D_{MIN} = 8\text{ mm}$$

$$D_{Max} = tf - 2 = 30 - 2 = 28\text{ mm} \quad \text{Ec. (298)}$$

- Mínima distancia de soldadura (L_{MIN}):

$$L_{MIN} = 4 \times D_{Max} = 4 \times 28 = 112\text{ mm}$$

- Máxima distancia de soldadura (L_{MAX}):

$$L_{MAX} = 7 \times D_{Max} \quad \text{Ec. (299)}$$

$$L_{MAX} = 7 \times 28 = 196\text{ mm}$$

Se elegí aumentar la distancia de soldadura a $L_s = 120\text{ mm}$.

En la Tabla 45 se indica la compatibilidad de electrodos partiendo del material que se utilizó en el diseño de la soldadura, en este caso se usó acero A-588 para el patín inferior y superior, el rigidizador transversal tiene el acero A-36 con $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$.

El electrodo E70xx es el escogido para realizar la soldadura.

– Capacidad resistente de la unión soldada:

En función del electrodo E70xx se escogen los valores de la Tabla 46 para su diseño.

Resistencia limite a tracción:

$$F_{eE70xx} = 492 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño de soldadura:

$$\phi F_{wE70xx} = 221.40 \text{ N/mm}^2$$

La soldadura se ubica en las dos caras del rigidizador transversal de apoyo e intermedio tanto en el patín superior e inferior.

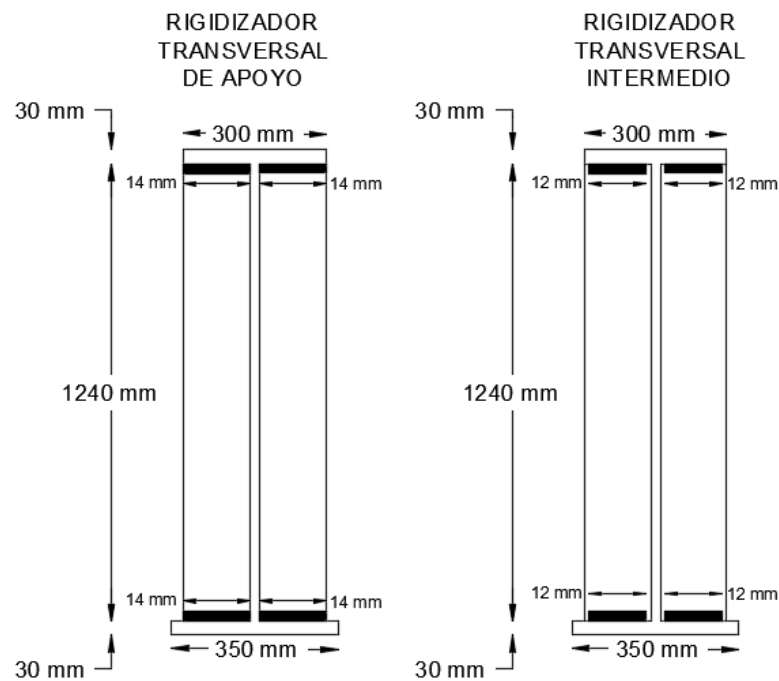


Figura 106. Cordón de soldadura del patín inferior e inferior con el rigidizador transversal de apoyo e intermedio (Sección transversal). Realizado por: Autor

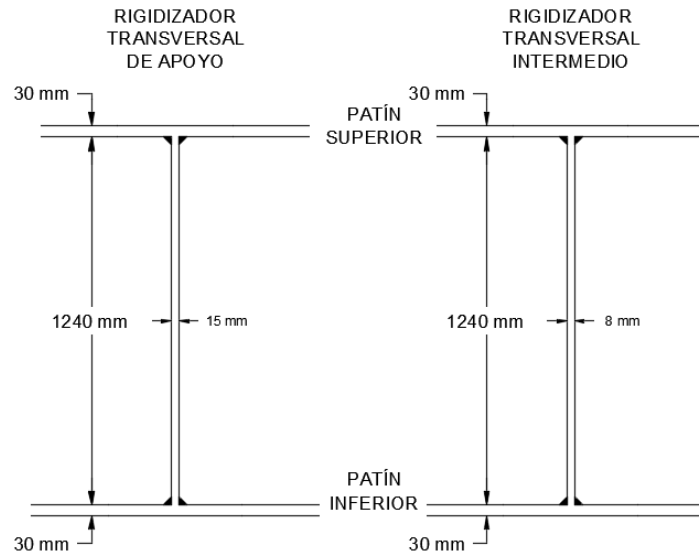


Figura 107. Cordón de soldadura del patín inferior e inferior con el rigidizador transversal de apoyo e intermedio (Corte Longitudinal). Realizado por: Autor

4.5.8.4 Soldadura de filete entre el alma de la viga y el rigidizador transversal de apoyo e intermedio

Elemento 1: Alma de la viga, espesor tw : $2.00\text{ cm} = 20\text{ mm}$

Elemento 2: Rigidizador trasversal, espesor tw : $1.50\text{ cm} = 15\text{ mm}$

El mayor espesor es $tw = 30\text{ mm}$ y de acuerdo a la Tabla 43 y Tabla 44:

$$D_{MIN} = 8\text{ mm}$$

$$D_{Max} = tw - 2 = 20 - 2 = 18\text{ mm} \quad \text{Ec. (300)}$$

- Mínima distancia de soldadura (L_{MIN}):

$$L_{MIN} = 4 \times D_{Max} = 4 \times 18 = 72\text{ mm}$$

- Máxima distancia de soldadura (L_{MAX}):

$$L_{MAX} = 7 \times D_{Max} \quad \text{Ec. (301)}$$

$$L_{MAX} = 7 \times 18 = 126\text{ mm}$$

Se elegí aumentar la distancia de soldadura a $L_s = 100 \text{ mm}$.

En la Tabla 45 se indica la compatibilidad de electrodos partiendo del material que se utilizó en el diseño de la soldadura, en este caso se usó acero A-588 para el alma de la viga y para el rigidizador transversal acero A-36 con $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$. El electrodo E70xx es el escogido para realizar la soldadura.

– Capacidad resistente de la unión soldada:

En función del electrodo E70xx se escogen los valores de la Tabla 46 para su diseño.

Resistencia limite a tracción:

$$F_{eE70xx} = 492 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño de soldadura:

$$\phi F_{wE70xx} = 221.40 \text{ N/mm}^2$$

La soldadura se ubica en las dos caras del alma de la viga.

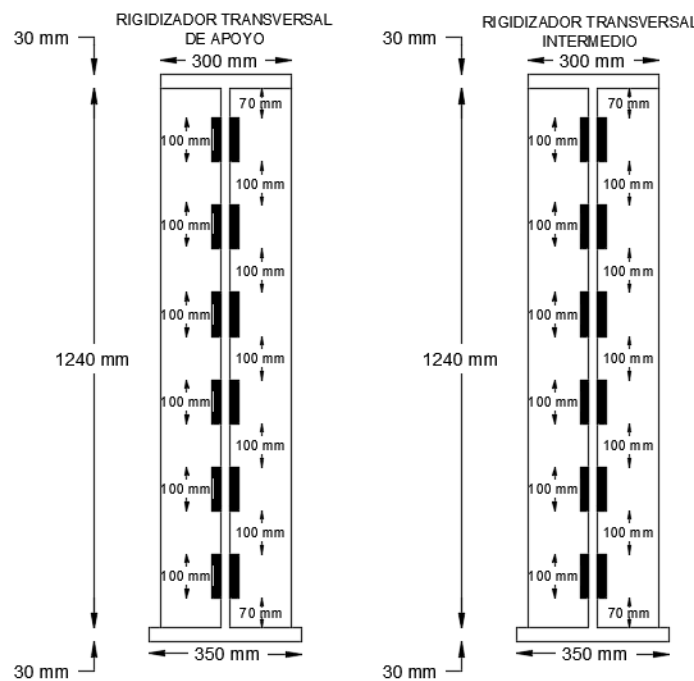


Figura 108. Cordón de soldadura entre el alma de la viga con el rigidizador transversal de apoyo e intermedio

(Sección transversal). Realizado por: Autor

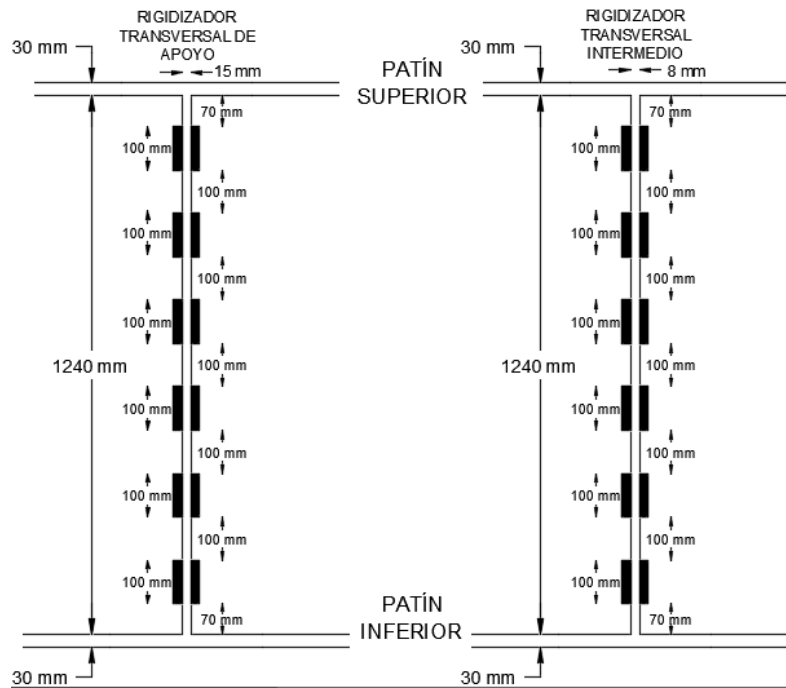


Figura 109. Cordón de soldadura entre el alma de la viga con el rigidizador transversal de apoyo e intermedio

(Sección transversal). Realizado por: Autor

4.5.8.5 Soldadura de filete entre el patín superior y el conector de corte

Elemento 1: Patín superior, espesor t_f : $3.00\text{ cm} = 30\text{ mm}$

Elemento 2: Perno de corte, espesor t_w : $1.905\text{ cm} = 190.5\text{ mm}$

El mayor espesor es $t_f = 30\text{ mm}$ y de acuerdo a la Tabla 43 y Tabla 44:

$$D_{MIN} = 8\text{ mm}$$

$$D_{MAX} = t_f - 2 = 30 - 2 = 28\text{ mm} \quad \text{Ec. (302)}$$

Mínima distancia de soldadura (L_{MIN}):

$$L_{MIN} = 4 \times D_{MIN} = 4 \times 8 = 32\text{ mm}$$

Máxima distancia de soldadura (L_{MAX}):

$$L_{MAX} = 7 \times D_{MIN} \quad \text{Ec. (303)}$$

$$L_{MAX} = 7 \times 8 = 56 \text{ mm}$$

La longitud de soldadura depende del perímetro (P) del perno de corte, siendo la única alternativa de unión con el patín superior, por eso se procede a determinar el mismo siendo esta medida la longitud del cordón. El diámetro del perno de corte es $D = 19.05 \text{ mm}$, siendo:

$$P = \pi \times D = \pi \times 19.05 = 59.85 \text{ mm}$$

La distancia de soldadura es $L_s = 59.85 \text{ mm}$.

En la Tabla 45 se indica la compatibilidad de electrodos partiendo del material que se utilizó en el diseño de la soldadura, en este caso se usó acero A-588 para el patín superior y para el perno de corte acero A-36 con $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$, siendo el electrodo E70xx escogido para realizar la soldadura.

– Capacidad resistente de la unión soldada:

En función del electrodo E70xx se escogen los valores de la Tabla 46 para su diseño.

Resistencia limite a tracción:

$$F_{eE70xx} = 492 \text{ N/mm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño de soldadura:

$$\phi F_{wE70xx} = 221.40 \text{ N/mm}^2$$

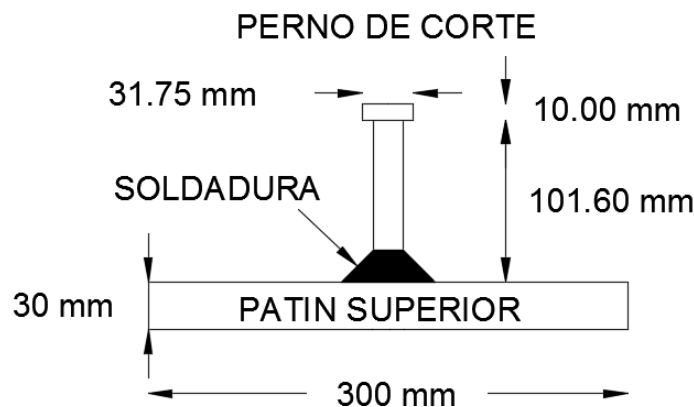


Figura 110. Cordón de soldadura entre el patín superior y el perno de corte Realizado por: Autor

4.5.9 Conexiones empernadas

Las conexiones empernadas se usan para conectar elementos de acero de forma rápida, transfiriendo fuerzas comparativamente bajas, por lo que generalmente se tiene que insertar un número apropiado de pernos por cada nudo (Ruales Fonseca, 2014, p. 209).

Existen diferentes tipos de pernos para conectar elementos de acero y son:

- Pernos ordinarios
- Pernos de alta resistencia.

Para el diseño de las conexiones empernadas que unen los diferentes componentes estructurales del puente se eligió realizar el cálculo con pernos de alta resistencia de tipo A-490, el esfuerzo de fluencia de este perno varía desde 80850 N/cm^2 a 91400 N/cm^2 por el diámetro que tenga el perno. El perno elegido tiene cabezas y tuercas hexagonales pesadas. En la Figura 141 se muestran las dimensiones de las partes del perno tomando en cuenta el diámetro.

Diámetro nominal del perno	Dimensionamiento de pernos estructurales de cabeza hexagonal pesada			Dimensionamiento de tuercas hexagonales pesadas	
	Ancho a través de cara plana F	Altura H1	Longitud roscada T	Ancho a través de cara plana W	Altura H2
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1,270	2,223	8,128	2,540	2,223	1,230
1,588	2,669	0,992	3,175	2,699	1,548
1,905	3,175	1,191	3,493	3,175	1,865
2,223	1,111	1,389	3,810	3,651	2,183
2,540	4,128	1,548	4,445	4,128	2,500
2,858	4,604	1,746	5,080	4,604	2,818
3,175	5,080	1,984	5,080	5,080	3,096
3,493	5,556	2,143	5,715	5,556	3,413
3,810	6,033	2,381	5,715	6,033	3,731

Figura 111. Dimensiones estándares de las cabezas y tuercas del perno A-490. Realizado por: Autor

Las conexiones con pernos producen esfuerzos de corte y aplastamiento, estos esfuerzos no deben exceder los esfuerzos admisibles.

De acuerdo a “Ruales Fonseca, 2014” los valores de los esfuerzos son los siguientes:

- Esfuerzo admisible al corte

$$\tau_{ADMISIBLE} = 15.64 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo admisible al aplastamiento

$$\sigma_{ADMISIBLE} = 19.65 \text{ N/mm}^2$$

4.5.9.1 Conexión de la placa metálica y las diagonales horizontales inferiores

- Esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (304)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}} \quad \text{Ec. (305)}$$

Donde:

F : Fuerza actuante en la conexión de los componentes a ser unidos = 25092 N

A_{PERNO} : Área del perno necesaria para resistir la sollicitación de la fuerza actuante (mm^2)

$$A_{PERNO} = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad \text{Ec. (306)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}} = \sqrt{\frac{2 \times 25092}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 31.96 \text{ mm}$$

- El diámetro adoptado de acuerdo a la Figura 141 es:

$$d_{ADOPTADO} \geq 34.93 \text{ mm}$$

- Longitud del perno

$$L_{PERNO} = L_{CONTRAVIENTO DIAGONAL HORIZONTAL} + L_{PLACA} + L_{ROSCA} \quad \text{Ec. (307)}$$

$$L_{PERNO} = 6 + 13 + 57.15 = 76.15 \text{ mm}$$

Las longitudes del perno y la tuerca adoptadas son las siguientes:

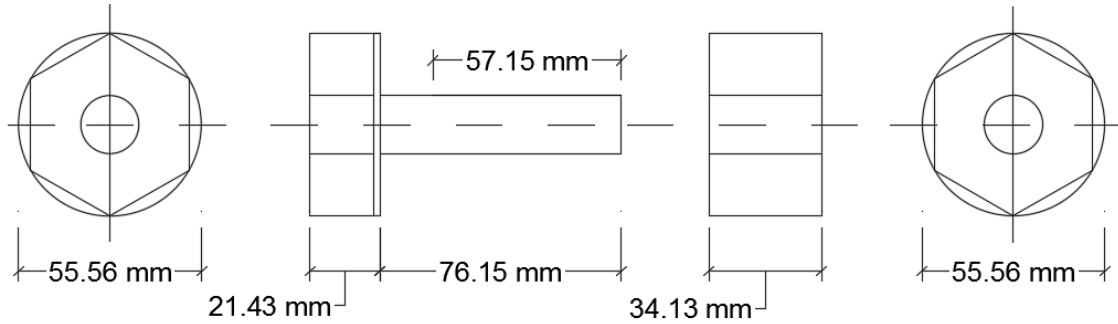


Figura 112. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión de la placa metálica y las diagonales horizontales inferiores. Realizado por: Autor

– Esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (308)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}} \quad \text{Ec. (309)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{d \times (L_{CONTRAVIENTO HORIZONTAL} + L_{PLACA})} \quad \text{Ec. (310)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{25092}{34.93 \times (6 + 13)} = 37.80 \text{ N/mm}^2$$

El esfuerzo admisible de aplastamiento es menor que el actuante colocándose dos pernos para controlar el esfuerzo actuante de aplastamiento, cumpliendo con la condición de la Ec. (308).

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{25092}{2 \times (34.93 \times (6 + 13))} = 18.90 \text{ N/mm}^2$$

$$19.65 \text{ N/mm}^2 \geq 18.90 \text{ N/mm}^2$$

4.5.9.2 Conexión del rigidizador transversal intermedio y el contraviento horizontal

– Esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (311)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}} \quad \text{Ec. (312)}$$

Donde:

F : Fuerza actuante en la conexión de los componentes a ser unidos = 25092 N

$$A_{PERNO} = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad \text{Ec. (313)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}} = \sqrt{\frac{2 \times 25092}{\pi \times 15.64}} \geq 31.96 \text{ mm}$$

- El diámetro adoptado de acuerdo a la Figura 141 es:

$$d_{ADOPTADO} \geq 34.93 \text{ mm}$$

- Longitud del perno

$$L_{PERNO} = L_{\text{rigidizador transversal intermedio}} + L_{\text{CONTRAVENTO HORIZONTAL}} + L_{\text{ROSCA}} \quad \text{Ec. (314)}$$

$$L_{PERNO} = 8 + 10 + 57.15 = 75.15 \text{ mm}$$

Las longitudes del perno y la tuerca adoptadas son las siguientes:

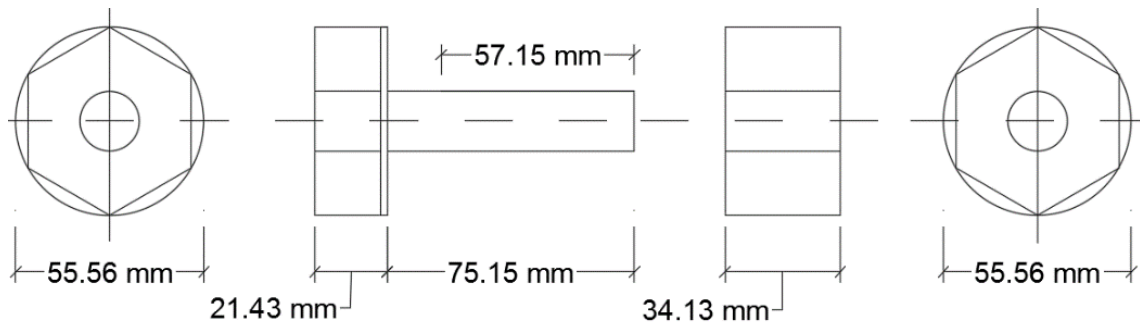


Figura 113. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión del rigidizador transversal intermedio y el contraviento horizontal. Realizado por: Autor

– Esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}} \quad \text{Ec. (315)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{d \times (L_{\text{rigidizador transversal intermedio}} + L_{\text{CONTRAVIENTO HORIZONTAL}})} \quad \text{Ec. (316)}$$

El esfuerzo admisible de aplastamiento es menor que el actuante colocándose dos pernos para controlar el esfuerzo actuante de aplastamiento, cumpliendo con la condición de la Ec. (308).

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{25092}{2 \times (34.93 \times (8 + 10))} = 19.45 \text{ N/mm}^2$$

$$19.65 \text{ N/mm}^2 \geq 19.45 \text{ N/mm}^2$$

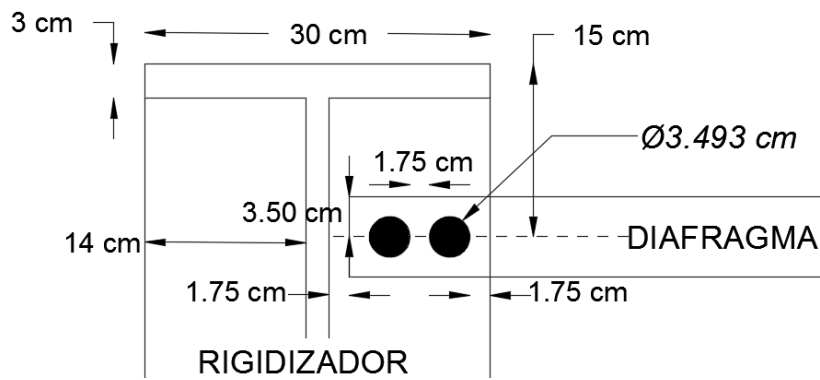


Figura 114. Vista conexión rigidizador transversal intermedio y contraviento horizontal. Realizado por: Autor

4.5.9.3 Conexión del rigidizador transversal de apoyo y el contraviento horizontal

– Esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (317)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times A_{PERNO}} \quad \text{Ec. (318)}$$

Donde:

F : Fuerza actuante en la conexión de los componentes a ser unidos = 25092 N

$$A_{PERNO} = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad \text{Ec. (319)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 \times F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}} = \sqrt{\frac{2 \times 25092}{\pi \times 15.64}} \geq 31.96 \text{ mm}$$

- El diámetro adoptado de acuerdo a la Figura 141 es: $d_{ADOPTADO} \geq 34.93 \text{ mm}$
- Longitud del perno

$$L_{PERNO} = L_{\text{rigidizador transversal de apoyo}} + L_{\text{CONTRAVIENTO HORIZONTAL}} + L_{\text{ROSCA}} \quad \text{Ec. (320)}$$

$$L_{PERNO} = 15 + 10 + 57.15 = 82.15 \text{ mm}$$

Las longitudes del perno y la tuerca adoptadas son las siguientes:

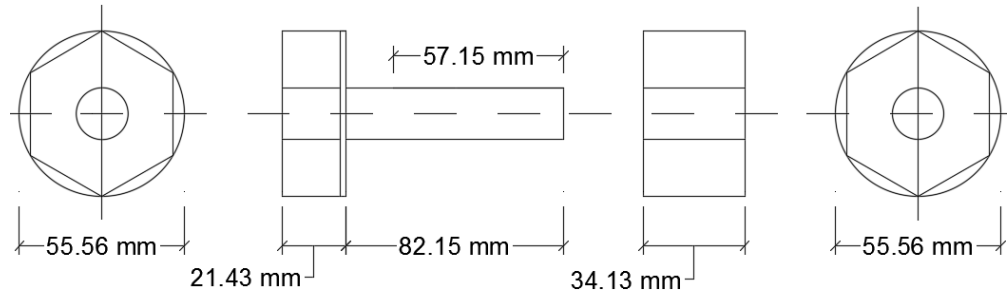


Figura 115. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión del rigidizador transversal de apoyo y el contraviento horizontal. Realizado por: Autor

- Esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (321)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{\text{APLASTAMIENTO}}} \quad \text{Ec. (322)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{d \times (L_{\text{rigidizador transversal de apoyo}} + L_{\text{CONTRAVIENTO HORIZONTAL}})} \quad \text{Ec. (323)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{25092}{34.93 \times (15 + 10)} = 28.73 \text{ N/mm}^2$$

El esfuerzo admisible de aplastamiento es menor que el actuante colocándose dos pernos para controlar el esfuerzo actuante de aplastamiento, cumpliendo con la condición de la Ec. (208).

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{25092}{2 \times (34.93 \times (15 + 10))} = 14.36 \text{ N/mm}^2$$

$$19.65 \text{ N/mm}^2 \geq 14.36 \text{ N/mm}^2$$

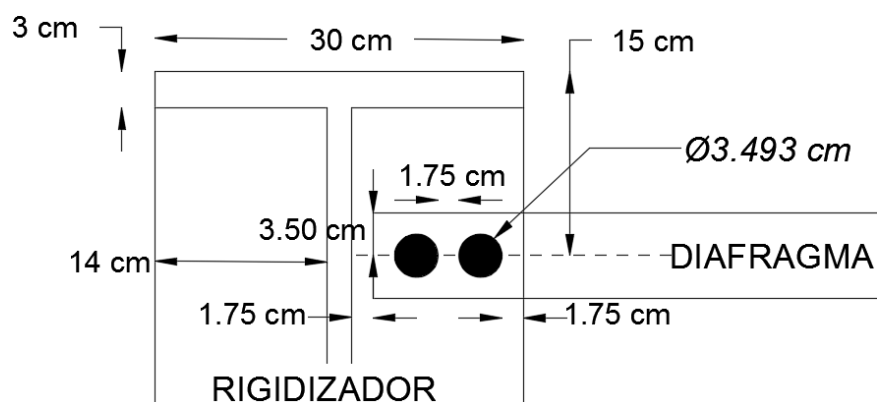


Figura 116. Vista conexión rigidizador transversal de apoyo y contraviento horizontal. Realizado por: Autor

4.5.9.4 Conexión de los rigidizadores transversales y las diagonales verticales

Al tener la misma fuerza actuante y perfiles de diseño en la conexión del rigidizador transversal y el contraviento horizontal, los pernos para la conexión de los rigidizadores transversales de apoyo y las diagonales verticales serán los mismos.

Las medidas del perno que servirá en la conexión del rigidizador transversal de apoyo y las diagonales verticales se presentan en la Figura 117 y en la Figura 118 para el rigidizador transversal intermedio.

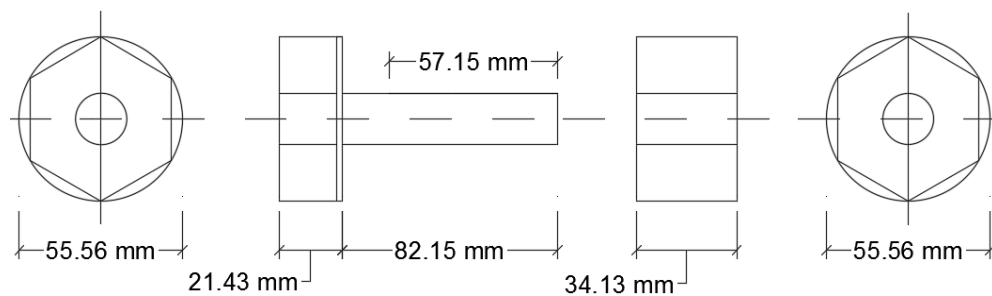


Figura 117. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión del rigidizador transversal de apoyo y las diagonales verticales. Realizado por: Autor

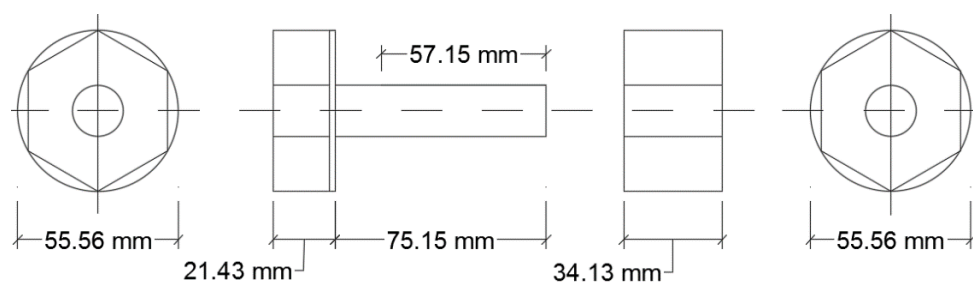


Figura 118. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión del rigidizador transversal intermedio y las diagonales verticales. Realizado por: Autor

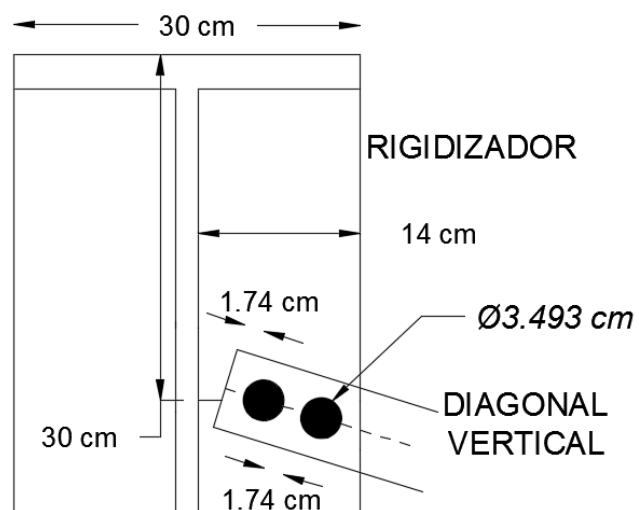


Figura 119. Vista conexión rigidizador transversal de apoyo e intermedio y diagonales verticales. Realizado por: Autor

4.5.9.5 Conexión entre diagonales verticales

El esfuerzo admisible de aplastamiento es menor que el actuante colocándose dos pernos para controlar el esfuerzo actuante de aplastamiento, cumpliendo con la condición de la Ec. (208).

- Conexión de las diagonales verticales en el rigidizador transversal de apoyo
 - Esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (324)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times (2 \times A_{PERNO})} \quad \text{Ec. (325)}$$

Donde:

F : Fuerza actuante en la conexión de los componentes a ser unidos = 25092 N

$$A_{PERNO} = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad \text{Ec. (326)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times 2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{25092}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 22.60 \text{ mm}$$

- El diámetro adoptado de acuerdo a la Figura 134 es:

$$d_{ADOPTADO} \geq 28.58 \text{ mm}$$

- Longitud del perno

$$L_{PERNO} = L_{\text{rigidizador transversal de apoyo}} + 2 \times L_{\text{CONTRAVENTO VERTICAL}} + L_{\text{ROSCA}} \quad \text{Ec. (327)}$$

$$L_{PERNO} = 15 + (2 \times 6) + 50.80 = 77.80 \text{ mm}$$

Las longitudes del perno y la tuerca adoptadas son las siguientes:

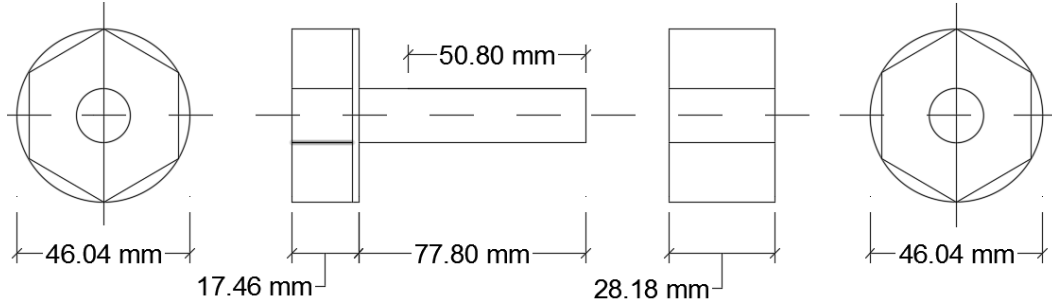


Figura 120. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión de las diagonales verticales con el rigidizador transversal de apoyo. Realizado por: Autor

– Esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (328)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}} \quad \text{Ec. (329)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times d \times (L_{\text{rigidizador transversal de apo}} + 2 \times L_{\text{CONTRAVIENTO VERTICAL}})} \quad \text{Ec. (330)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{25092}{2 \times (28.58 \times (15 + 12))} = 16.26 \text{ N/mm}^2$$

$$19.65 \text{ N/mm}^2 \geq 16.66 \text{ N/mm}^2$$

• Conexión de las diagonales verticales en el rigidizador transversal intermedio

– Esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (331)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times (2 \times A_{PERNO})} \quad \text{Ec. (332)}$$

Donde:

F : Fuerza actuante en la conexión de los componentes a ser unidos = 25092 N

$$A_{PERNO} = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad \text{Ec. (333)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times 2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{25092}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 22.60 \text{ mm}$$

- El diámetro adoptado de acuerdo a la Figura 134 es:

$$d_{ADOPTADO} \geq 34.93 \text{ mm}$$

- Longitud del perno

$$L_{PERNO} = L_{\text{rigidizador intermedio}} + 2 \times L_{\text{CONTRAVENTO VERTICAL}} + L_{\text{ROSCA}} \quad \text{Ec. (334)}$$

$$L_{PERNO} = 8 + (2 \times 6) + 57.15 = 77.15 \text{ mm}$$

Las longitudes del perno y la tuerca adoptadas son las siguientes:

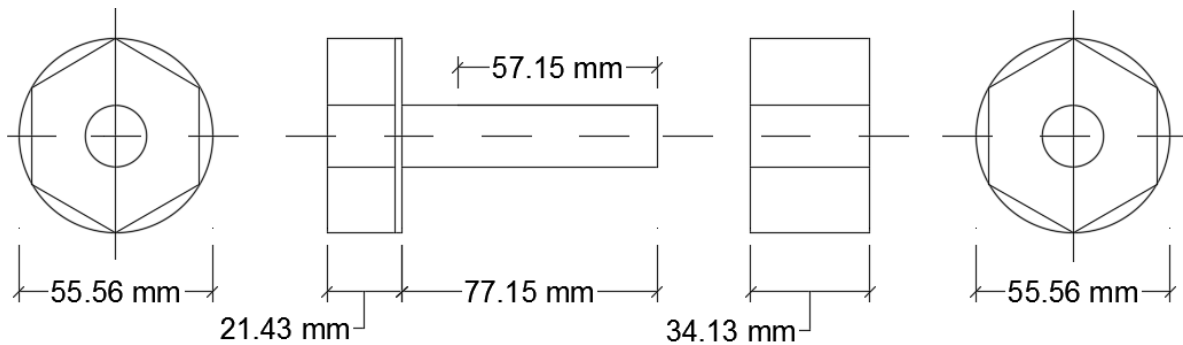


Figura 121. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión de las diagonales verticales en el rigidizador transversal intermedio. Realizado por: Autor

– Esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (335)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}} \quad \text{Ec. (336)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times d \times (L_{\text{rigidizador transversal de inter}} + 2 \times L_{\text{CONTRAVENTO VERTICAL}})} \quad \text{Ec. (337)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{25092}{2 \times (34.93 \times (8 + 12))} = 18.54 \text{ N/mm}^2$$

$$19.65 \text{ N/mm}^2 \geq 18.58 \text{ N/mm}^2$$

4.5.9.6 Conexión entre diagonales horizontales inferiores

– Esfuerzo cortante (τ)

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \tau_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (338)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times (2 \times A_{PERNO})} \quad \text{Ec. (339)}$$

Donde:

F : Fuerza actuante en la conexión de los componentes a ser unidos = 25092 N

$$A_{PERNO} = \frac{\pi \times d^2}{4} \quad \text{Ec. (340)}$$

$$\tau_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times 2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{F}{\pi \times \tau_{ADMISIBLE}}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{25092}{\pi \times 15.64}}$$

$$d \geq 22.60 \text{ mm}$$

- El diámetro adoptado por seguridad de acuerdo a la Figura 141 es:

$$d_{ADOPTADO} \geq 34.93 \text{ mm}$$

- Longitud del perno

$$L_{PERNO} = L_{PLACA} + 2 \times L_{CONTRAVIENTO INFERIOR} + L_{ROSCA} \quad \text{Ec. (341)}$$

$$L_{PERNO} = 13 + (2 \times 6) + 57.15 = 72.15 \text{ mm}$$

Las longitudes del perno y la tuerca adoptadas son las siguientes:

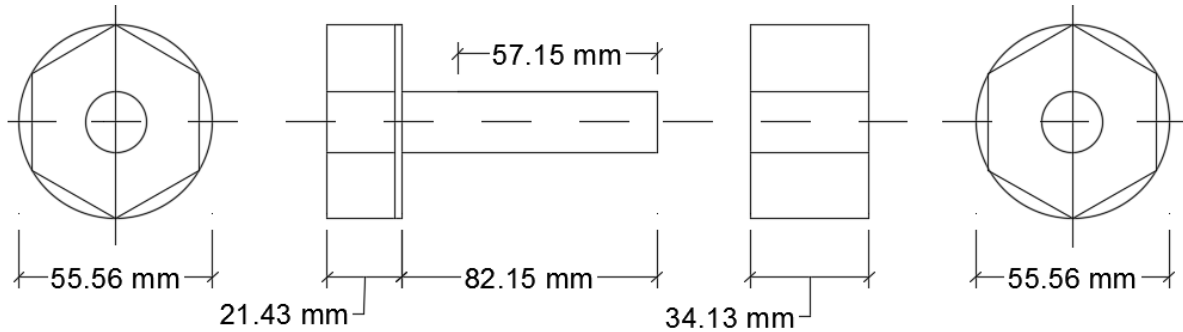


Figura 122. Dimensiones de la tuerca y perno para la conexión de las diagonales horizontales inferiores.

Realizado por: Autor

- Esfuerzo de aplastamiento (σ)

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ec. (342)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}} \quad \text{Ec. (343)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{F}{2 \times d \times (L_{PLACA} + 2 \times L_{CONTRAVIENTO INFERIOR})} \quad \text{Ec. (344)}$$

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \frac{25092}{2 \times (34.93 \times (13 + 12))} = 14.36 \text{ N/mm}^2$$

$$19.65 \text{ N/mm}^2 \geq 14.36 \text{ N/mm}^2$$

4.5.10 Placas de apoyo

En el diseño de las placas de apoyo que servirán para transmitir adecuadamente las cargas de la superestructura hacia la infraestructura, así permitir desplazamientos y rotaciones que permita el adecuado trabajo de la estructura del puente.

El tipo de apoyo elegido para el diseño es elastómero, conocidos como neopreno, son placas de caucho sintético recibiendo las cargas y por sus deformaciones permite los desplazamientos o giros de la superestructura. Elegido el material de las placas de apoyo se procede al diseño.

Se realiza el análisis en dos etapas, la primera incluye únicamente la carga muerta de la superestructura y la segunda etapa toma en cuenta la misma carga muerta más la carga viva para determinar el área requerida del neopreno.

4.5.10.1 Área requerida del neopreno

- Primera etapa (Carga muerta de la superestructura)

Peso de la viga: $(W_{VIGA}) = 3.47 \text{ N/mm}$

Peso del tablero: $(W_{TABLERO}) = 13.44 \text{ N/mm}$

Peso protección lateral: $(W_{PL}) = 3.52 \text{ N/mm}$

Peso superficie de rodadura: $(W_{SR}) = 2.04 \text{ N/mm}$

Peso vereda: $(W_{VEREDA}) = 3.04 \text{ N/mm}$

Peso total carga muerta: $(W_{CARGA MUERTA}) = 25.51 \text{ N/mm}$

La reacción en cada apoyo de la superestructura donde se ubicaran la placa de neopreno por la acción de la carga muerta es:

$$R1_{CM} = \frac{W_{CARGA MUERTA} * L_{PUENTE}}{2} \quad \text{Ec. (345)}$$

$$R1_{CM} = \frac{25.51 * 24000}{2} = 306120 \text{ N}$$

Se determina el área requerida del neopreno:

$$A_{CM} = \frac{R1_{CM}}{\sigma_{ADMISIBLE NEOPRENO}} \quad \text{Ec. (346)}$$

Donde:

$\sigma_{ADMISIBLE NEOPRENO}$: Esfuerzo admisible a compresión del neopreno bajo la acción de la carga muerta = 3.5 N/mm^2 (Torres C., 2013, p. 437).

$$A_{CM} = \frac{306120}{3.5} = 87462.86 \text{ mm}^2 = 874.63 \text{ cm}^2$$

- Segunda etapa (Carga muerta de la superestructura + Carga viva)

La reacción por acción de la carga muerta: $R1_{CM} = 306120 \text{ N}$

Del literal 4.4.5.1 la reacción por acción de la carga viva en el apoyo es:

$$R1_{CV} = 286480 \text{ N}$$

La reacción total por la carga muerta y viva es:

$$R1_{CM+CV} = R1_{CM} + R1_{CV} \quad \text{Ec. (347)}$$

$$R1_{CM+CV} = 306120 + 286480 = 592600 \text{ N}$$

Se determina el área requerida del neopreno:

$$A_{CM+CV} = \frac{R1_{CM+CV}}{\sigma_{ADMISIBLE NEOPRENO}} \quad \text{Ec. (348)}$$

Donde:

$\sigma_{ADMISIBLE NEOPRENO}$: Esfuerzo admisible a compresión del neopreno bajo la carga muerta y viva = 5.6 N/mm^2 (Torres C., 2013, p. 437).

$$A_{CM+CV} = \frac{592600}{5.6} = 105821.42 \text{ mm}^2 = 1058.21 \text{ cm}^2$$

El área de diseño mínima de la placa de neopreno es:

$$A = 875.00 \text{ cm}^2$$

4.5.10.2 Predimensionamiento de la placa de neopreno

La norma establece que la placa de neopreno debe estar perfectamente anclada a la infraestructura y que toda el área de la placa debe estar perfectamente en contacto con la superestructura. En términos prácticos es conveniente que el ancho de la placa no exceda el ancho de la viga (Torres C., 2013, p. 436).

$$A_{NEOPRENO} = w \times L \quad \text{Ec. (349)}$$

Donde:

w : Ancho de la placa rectangular medida en forma perpendicular en dirección a la traslación y dirección del tráfico.

L : Longitud de la placa rectangular medida en el sentido paralelo a la traslación y dirección del tráfico.

El ancho del ala inferior de la viga metálica mide 35 cm y se adopta un $w = 31 \text{ cm}$.

- Longitud de la placa de neopreno

$$L = \frac{A_{NEOPRENO}}{w} \quad \text{Ec. (350)}$$

$$L = \frac{875.00}{31} = 28.22 \text{ cm}$$

$$L_{ADOPTADO} = 35 \text{ cm}$$

$$Areal_{NEOPRENO} = 31 \times 35 = 1085 \text{ cm}^2 = 108500 \text{ mm}^2$$

- Espesor de la placa de neopreno (e)

El espesor mínimo de acuerdo al código AASHTO LRFD es:

$$e = \frac{L}{5} \quad \text{Ec. (351)}$$

$$e = \frac{35}{5} = 7 \text{ cm}$$

Entonces la placa de neopreno tiene las dimensiones de la Figura 153.

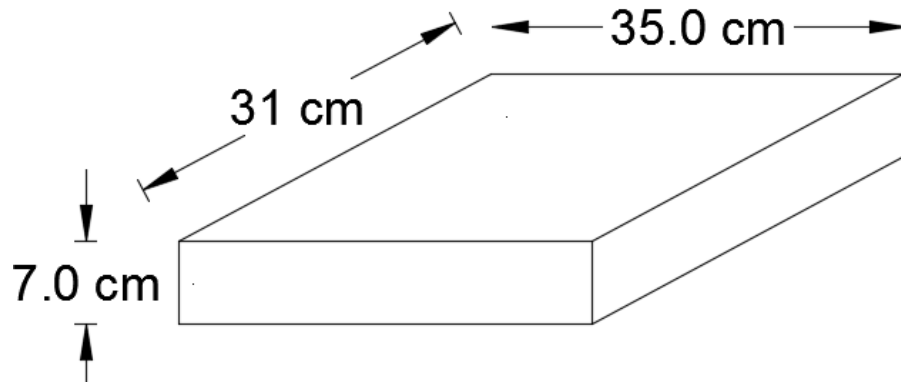


Figura 123. Dimensiones de la placa de neopreno. Realizado por: Autor

4.5.10.3 Comprobación del predimensionamiento de la placa de neopreno

- Deformación y dureza de la placa de neopreno

$$\sigma_{ADMISIBLE\ NEOPRENO} \geq \sigma_{TRABAJO\ NEOPRENO} \quad \text{Ec. (352)}$$

$$5.6 \text{ N/mm}^2 \geq \frac{R1_{CM+CV}}{Areal_{NEOPRENO}}$$

$$5.6 \text{ N/mm}^2 \geq \frac{592600}{108500}$$

$$5.6 \text{ N/mm}^2 \geq 5.46 \text{ N/mm}^2$$

- Deformación unitaria (ε)

La deformación inicial por compresión en un apoyo o cualquier placa individual de un apoyo laminar, bajo acción de la carga muerta y viva no debe exceder el 7% del espesor, medido como un porcentaje de la deformación unitaria (Torres C., 2013, p. 438).

Dependiendo directamente del factor de forma (Ff) que relaciona el área comprimida y el área lateral de la lámina.

$$\varepsilon = \frac{Areal_{NEOPRENO}}{Area\ lateral_{NEOPRENO}} \leq 7\% \quad \text{Ec. (353)}$$

$$Area\ lateral_{NEOPRENO} = 2 \times e \times (w + L) \quad Ec. (354)$$

$$Area\ lateral_{NEOPRENO} = 2 \times 7 \times (31 + 35) = 924\ cm^2 = 92400\ mm^2$$

$$Ff = \frac{108500}{92400} = 1.17$$

- Control de las deformaciones en la placa de neopreno

Las ecuaciones utilizadas para determinar las deformaciones que se producen en la placa de neopreno por los diferentes factores fueron tomadas de “Torres C., 2013”.

- Deformación por temperatura ($\Delta_{TEMPERATURA}$)

$$\Delta_{TEMPERATURA} = ^\circ C \times L_{PUENTE} \times T \quad Ec. (355)$$

Donde:

$^\circ C$: Coeficiente de dilatación lineal del hormigón por temperatura = 0.0000108

T : Cambio de temperatura del lugar donde se implantará el puente = 20 $^\circ C$

$$\Delta_{TEMPERATURA} = 0.0000108 \times 24 \times 20 = 0.00518\ m = 5.184\ mm$$

- Deformación admisible por temperatura ($\Delta adm_{TEMPERATURA}$)

$$\Delta_{TEMPERATURA} \leq \Delta adm_{TEMPERATURA} \quad Ec. (356)$$

$$\Delta adm_{TEMPERATURA} = 0.5 \times 70$$

$$\Delta adm_{TEMPERATURA} = 35\ mm$$

$$\Delta_{TEMPERATURA} \leq \Delta adm_{TEMPERATURA} \quad Ec. (357)$$

$$5.184\ mm \leq 35\ mm$$

- Deformación por fuerza de frenado ($\Delta_{FRENADO}$)

La carga viva que deforma la placa de neopreno es:

$$CV = Carga\ equivalente \times L_{PUENTE} \quad Ec. (358)$$

$$CV = 9.3 \times 24000$$

$$CV = 223200 \text{ N/viga}$$

La reacción por carga viva en la viga es:

$$\frac{R_{CV}}{viga} = \frac{CV}{2} = \frac{223200}{2} = 111600 \text{ N/viga} \quad \text{Ec. (359)}$$

Entonces:

$$Fr = 0.05 \times \frac{R_{CV}}{viga} \quad \text{Ec. (360)}$$

$$Fr = 0.05 \times 111600$$

$$Fr = 5580 \text{ N/viga}$$

La deformación por fuerza de frenado se calcula con la Ec. (331)

$$\Delta_{FRENADO} = \frac{(Fr/\# \text{ Apoyos}) * e}{GN \times Areal_{NEOPRENO}} \quad \text{Ec. (361)}$$

Donde:

GN : Módulo de ruptura del neopreno, depende de la temperatura media del ambiente y de la dureza SHORE del material = 15 (Torres C., 2013, p. 433)

$$Fr/\# \text{ Apoyos} = 5580/2$$

$$Fr/\# \text{ Apoyos} = 2790 \text{ N}$$

$$\Delta_{FRENADO} = \frac{(2790) * 70}{15 \times 108500}$$

$$\Delta_{FRENADO} = 0.12 \text{ mm}$$

– Deformación admisible del neopreno ($\Delta_{ADMISIBLE \text{ NEOPRENO}}$)

$$\Delta_{ADMISIBLE \text{ NEOPRENO}} = \frac{1.90 \times R1_{CM+CV} \times e}{5 \times Areal_{NEOPRENO} \times GN} \quad \text{Ec. (362)}$$

$$\Delta_{ADMISIBLE \text{ NEOPRENO}} = \frac{1.90 \times 592600 \times 70}{5 \times 108500 \times 15}$$

$$\Delta_{ADMISIBLE\ NEOPRENO} = 9.69\ mm$$

Entonces las deformaciones calculadas deben cumplir la siguiente ecuación:

$$\Delta_{ADMISIBLE\ NEOPRENO} \geq \Delta_{TEMPERATURA} + \Delta_{FRENADO} \quad \text{Ec. (363)}$$

$$9.69\ mm \geq 5.18\ mm + 0.12\ mm$$

$$9.69\ mm \geq 5.30\ mm$$

CAPÍTULO V. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.

La subestructura del puente está formada por estribos de concreto simple, teniendo en cuenta las siguientes especificaciones para el diseño estructural:

- Densidad del hormigón simple: $2200 \text{ Kg/cm}^3 = 2.2 \text{ Ton/m}^3$.
- Resistencia del hormigón: $f'c = 28 \text{ MPa} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Carga vehicular: $HL - 93$
- Roca donde se asentara la cimentación: Cuarcita.
- Capacidad de carga admisible de la roca: $6.24 \text{ Kg/cm}^2 = 62.4 \text{ Ton/m}^2$.
- Peso específico de la roca: $2700 \text{ Kg/cm}^3 = 2.7 \text{ Ton/m}^3$.
- Nivel de rasante de la vía: 970.00 msnm.
- Cota de Cimentación: 966.00 msnm (Ambos márgenes).
- Altura de los estribos: 4.00 m.

5.1 DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

5.1.1 Dimensiones preliminares

Para los estribos se escogió muros de hormigón simple. Debido a su altura de 4 metros es económico utilizar este tipo de estribo. Las dimensiones se calcularon en base a la Figura 124, tomando en cuenta la altura del estribo, sus dimensiones son:

- Altura del estribo: $H = 4.00 \text{ m}$
- Altura de la base de la fundación: $h = H/6 \text{ o } H/8 = 4.00/6 \text{ o } 4.00/8 = 0.67 \text{ o } 0.5$,
se adopta:

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

- Altura del parapeto:

$$h_{PA} = h_{\text{SUPERFICIE DE RODADURA}} + h_{\text{TABLERO}} + h_{\text{VIGAS}} + h_{\text{NEOPRENO}}$$

$$h_{PA} = 0.05 + 0.24 + 1.30 + 0.07$$

$$h_{PA} = 166.00 \text{ m}$$

- Base de la fundación: $B = H/2$ o $2H/3 = 4.00/2$ o $2 \times 4.00/3 = 2.00$ o 2.66, por seguridad se adopta:

$$B = 3.00 \text{ m}$$

- Longitud de punta: $L_P = H/6$ o $H/12 = 4.00/6$ o $4.00/8 = 0.67$ o 0.33, se adopta:

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

- Longitud del parapeto: $L_{PA} = H/12 = 4.00/12 = 0.33$, por seguridad se adopta:

$$L_{PA} = 0.40 \text{ m}$$

- Longitud del talón: $L_T = H/6$ o $H/12 = 4.00/6$ o $4.00/8 = 0.67$ o 0.33, se adopta:

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

- Longitud mínima de la cajuela adoptada: $N = 0.80$

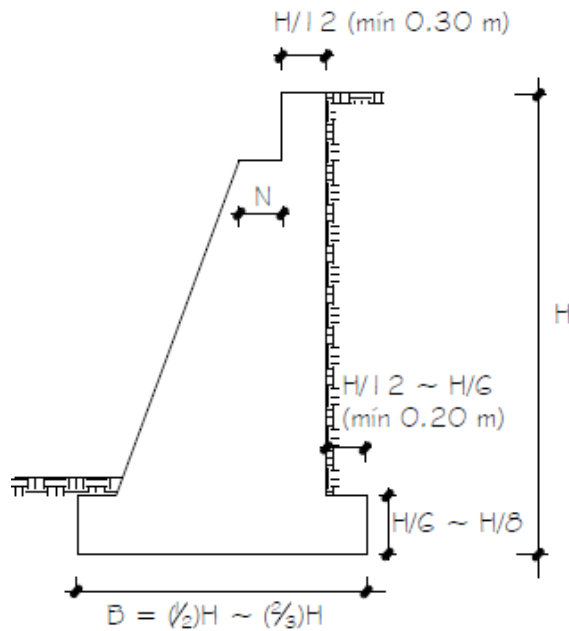


Figura 124. Predimensionamiento de estribos de gravedad (hormigón simple). Fuente: Rodríguez Serquén, 2016

$$7.00m \times 0.24m \times 2.4 \frac{Ton}{m^3} \times 24.00m = 96.77 Ton$$

Vigas:

$$0.0443m^2 \times 24.00m \times 3 \times 7.85 \frac{Ton}{m^3} = 25.04 Ton$$

Elementos secundarios:

$$4.48 Ton$$

Total:

$$P_{DC} = 149.56 Ton$$

- Cargas DW

Capa de rodadura:

$$0.05m \times 5.20m \times 24.00m \times 2.25 \frac{Ton}{m^3} = 14.04 Ton$$

La reacción debida a la carga muerta (DC) por metro lineal es:

Existen dos estribos, el ancho del puente mide 7 metros y la reacción producida es:

$$R_{CM(DC)} = \frac{149.56}{2 \times 7} = 10.68 Ton/m = 10680 Kg/m$$

La reacción debida a la carga muerta (DW) por metro lineal es:

Existen dos estribos, el ancho del puente mide 7 metros y la reacción producida es:

$$R_{CM(DW)} = \frac{10.68}{2 \times 7} = 0.76 Ton/m = 760 Kg/m$$

5.1.2.2 Reacciones por carga viva

Las reacciones se determinan ubicando de forma crítica el camión de diseño HL-93, para calcular la máxima reacción se ubica el eje más pesado sobre el apoyo D.

$$\sum MD = 0$$

$$-(15.40 \times P1) - (19.70 \times P2) - (24.00 \times P3) + (24.00 \times RI) = 0$$

$$(15.40 \times 3.70) + (19.70 \times 14.80) + (24.00 \times 14.80) = (24.00 \times RI)$$

$$RD = 28.67 \text{ Ton}$$

$$R_{CV} = \frac{RD}{\# \text{ vigas}} = \frac{28.67}{3}$$

$$R_{CV} = 9.56 \text{ Ton/m} = 9560 \text{ Kg/m}$$

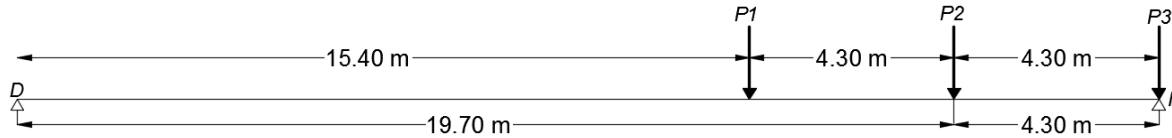


Figura 126. Ubicación crítica de la carga viva (camión de diseño HL-93). Realizado por: Autor

5.1.3 Caso 1: Estribo con puente

5.1.3.1 Coeficiente de empuje lateral activo (Ka)

ϕ : Ángulo de fricción interna = 30°

δ : Ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 35° . Fuente: Rodríguez Serquén, 2016

β : Ángulo del material del suelo con la horizontal = 0°

θ : Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90°

Según el criterio del código AASHTO en el artículo 3.11.5.3, entonces:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi + \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad \text{Ec. (364)}$$

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

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi)}{\cos \delta}} \right]^2 \quad \text{Ec. (365)}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 35) \times \sin(30)}{\cos 35}} \right]^2 = 3.041$$

Por lo tanto el coeficiente es:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma \times [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} \quad \text{Ec. (366)}$$

Para $\theta = 90^\circ$

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\Gamma \times \cos \delta} \quad \text{Ec. (367)}$$

$$K_a = \frac{\cos^2 30}{3.041 \times \cos 35} = 0.301$$

5.1.3.2 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Se debe agregar una porción de suelo equivalente por la acción de cargas vehiculares, con nuestra altura de 4 metros debemos interpolar los valores de la Tabla 3.11.6.4-1 del código AASHTO, obteniendo:

$$h' = 0.80 \text{ m}$$

5.1.3.3 Calculo de cargas (se considera franjas de un metro de longitud del estribo)

- Cargas verticales
 - Peso propio (DC)

Peso del estribo de hormigón simple, peso específico=2200 (Fuente: NEVI-12, 2013, p. 487).

Tabla 48. Volúmenes y momentos del estribo

ELEMENTO	VOLUMEN (m3)	DC (Kg/m)	XA (m)	XA*DC (Kg-m/m)
1	0.696	1531.2	1.03	1577.136
2	1.392	3062.4	1.7	5206.08
3	1.36	2992	2.3	6881.6
4	1.8	3960	1.5	5940
TOTAL	Σ :	11545.6	Σ :	19604.816

Realizado por: El autor

$$DC_{ESTRIBO} = 11545.60 \text{ Kg/m en } X_A = 1.70m$$

Losa de acercamiento

$$DC_{LOSA} = 0.20 \times 0.50 \times 2200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 220 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Carga muerta de la superestructura del puente

$$P_{DC} = 10680 \text{ Kg/m}$$

- Peso propio de la superficie de rodadura (DW)

$$R_{DW} = 760 \text{ Kg/m}$$

- Peso propio del terreno (EV)

Tabla 49. Volúmenes y momentos del terreno

ELEMENTO	VOLUMEN (m3)	DC (Kg/m)	XA (m)	XA*DC (Kg-m/m)
1	1.6	2720	2.75	7480
2	0.46	782	0.25	195.5
3	0.18	306	0.77	235.62
TOTAL	Σ:	3808	Σ:	7911.12

Realizado por: El autor

$$EV = 3808 \text{ Kg/m en } X_A = 2.08m$$

- Presión lateral del terreno (EH)

La altura del terreno que actúa sobre el estribo es 3.80 metros.

$$EH_{1Y} = EH_1 \times \text{sen} \delta \quad \text{Ec. (368)}$$

$$K_a \times H_1 \times \gamma_s = 0.301 \times 3.80m \times 1700 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 1944.46 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$EH_1 = 0.5 \times 3.80m \times 1944.46 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 3694.47 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$EH_{1Y} = 3694.47 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \times \text{sen}(35^\circ) = 2119.06 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Losa de acercamiento

$$EH_{2Y} = EH_2 \times \text{sen}\delta \quad \text{Ec. (369)}$$

$$K_a \times H_2 \times \gamma_s = 0.301 \times 0.20m \times 2200 \text{ Kg}/m^3 = 132.44 \text{ Kg}/m^2$$

$$EH_2 = 3.80m \times 132.44 \text{ Kg}/m^2 = 503.27 \text{ Kg}/m$$

$$EH_{2Y} = 503.27 \text{ Kg}/m \times \text{sen}(35^\circ) = 288.66 \text{ Kg}/m$$

– Carga viva de la superestructura del puente (LL)

$$P_{LL} = 9560 \text{ Kg}/m$$

– Sobrecarga por carga viva en el terreno (LS)

El terreno equivalente extendido en 0.50 metros del estribo:

$$LS_1 = 0.80m \times 0.50m \times 1700 \text{ Kg}/m^3 = 680 \text{ Kg}/m$$

Componente vertical de la sobrecarga por carga viva:

$$LS_{2Y} = LS_2 \times \text{sen}\delta \quad \text{Ec. (370)}$$

$$K_a \times h' \times \gamma_s = 0.301 \times 0.80m \times 1700 \text{ Kg}/m^3 = 409.36 \text{ Kg}/m^2$$

$$LS_2 = 3.80m \times 409.36 \text{ Kg}/m^2 = 1555.57 \text{ Kg}/m$$

$$LS_{2Y} = 1555.57 \text{ Kg}/m \times \text{sen}(35^\circ) = 892.24 \text{ Kg}/m$$

Tabla 50. Resumen cargas verticales actuantes

CARGA	TIPO	V (Kg/m)	XA (m)	Mv (Kg-m/m)
Estribo	DC	11545.60	1.70	19627.52
Losa	DC	220.00	2.75	605.00
P	DC	10680.00	1.70	18156.00
P	DW	760.00	1.70	1292.00
EV	EV	3808.00	2.08	7920.64
1Y	EH	2119.06	3.00	6357.18

2Y	EH	288.66	3.00	865.98
P	LL	9560.00	1.70	16252.00
1	LS	680.00	2.75	1870.00
2Y	LS	892.24	3.00	2676.72
TOTAL	Σ :	40553.56	Σ :	75623.04

Realizado por: Autor

- Cargas horizontales
 - Presión lateral del terreno (EH)

La altura del terreno que actúa sobre el estribo es 3.80 metros.

$$EH_{1X} = EH_1 \times \cos\delta \quad \text{Ec. (371)}$$

$$EH_{1X} = 3694.47 \text{ Kg/m} \times \cos(35^\circ) = 3026.33 \text{ Kg/m}$$

Losa de acercamiento

$$EH_{2X} = EH_2 \times \cos\delta \quad \text{Ec. (372)}$$

$$EH_{2X} = 503.27 \text{ Kg/m} \times \cos(35^\circ) = 412.25 \text{ Kg/m}$$

- Sobrecarga por carga viva en el terreno (LS)

Componente vertical de la sobrecarga por carga viva:

$$LS_{2X} = LS_2 \times \cos\delta \quad \text{Ec. (373)}$$

$$LS_{2X} = 1555.57 \text{ Kg/m} \times \cos(35^\circ) = 1274.25 \text{ Kg/m}$$

- Carga de viento (WS)

Para los puentes viga y losa comunes que tienen longitud de tramos individuales no mayores a 38m y una altura máxima de 9.15m sobre el nivel del terreno o agua, se puede utilizar la carga de viento (Rodríguez Serquén, 2016):

$$WS = 150 \text{ Kg/m}$$

- Fuerza de frenado (BR)

De acuerdo al criterio del código AASHTO en el artículo 3.6.4, la fuerza de frenado para un solo carril de carga es:

$$BR = \frac{0.25 \times (P1 + P2 + P3)}{2 \times 7} \quad \text{Ec. (364)}$$

$$BR = \frac{0.25 \times (3.70 + 14.80 + 14.80)}{2 \times 7} = 0.59 \text{ Ton/m} = 594.64 \text{ Kg/m}$$

- Cargas CR, SH, TU

De acuerdo a (Rodríguez Serquén, 2016) “La deformación del concreto por carga sostenida en el tiempo, acortamiento por presforzado, y temperatura uniforme” es:

$$CR, SH, TU = 900 \text{ Kg/m}$$

Tabla 51. Resumen cargas horizontales actuantes

CARGA	TIPO	V (Kg/m)	XA (m)	Mv (Kg-m/m)
1X	EH	3026.33	1.27	3843.44
2X	EH	412.25	1.90	783.28
2X	LS	1274.25	1.90	2421.08
WS	WS	150.00	3.17	475.50
BR	BR	594.64	5.80	3448.91
CR+SH+TU	CR+SH+TU	594.00	3.17	1882.98
TOTAL	Σ:	6051.47	Σ:	12855.18

Realizado por: Autor

5.1.3.4 Estados límites aplicables y combinaciones de cargas

Se aplica los Estados Límites de Resistencia I y III, con un valor $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$. Para el factor de carga γ , se puede tomar varios valores de acuerdo a los estados límites que se presentan en la Tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2 del código AASHTO. Para la comprobación al volteo y deslizamiento debido a las cargas horizontales ($EH, LS_x, WS, BR, CR + SH + TU$) actuantes sobre el estribo se emplean los máximos valores del factor γ . Para las cargas verticales

($DC, DW, EV, LL + IM, LS_y$) las cuales hacen más estable la estructura, los valores asumidos para el factor γ son los mínimos. Provocando condiciones críticas en el diseño llamados Ia y IIIa.

En la verificación de las presiones en la base y diseño estructural, el análisis se realiza en condiciones críticas para las cargas verticales y horizontales tomando los valores máximos para el factor γ . Estos casos se denominan Ib y IIIb.

Tabla 52. Factores de carga utilizados para el diseño de los estribos

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

Realizado por: Autor

TIPO	DC			DW	EV	EH		LL+IM			TOTAL
CARGA	Estribo	Losa	P	P	EV	1Y	2Y	P	1	2Y	Σ
V(Kg/cm)	11545.60	220.00	10680.00	760.00	3808.00	2119.06	288.66	9560.00	680.00	892.24	Vu
γ	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	28114.62
Resistencia Ia	10391.04	198.00	9612.00	494.00	3808.00	3178.59	432.99	0.00	0.00	0.00	
γ	1.25	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	1.75	1.75	1.75	57430.80
Resistencia Ib	14432.00	275.00	13350.00	1140.00	5140.80	3178.59	432.99	16730.00	1190.00	1561.42	
γ	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	28114.62
Resistencia IIIa	10391.04	198.00	9612.00	494.00	3808.00	3178.59	432.99	0.00	0.00	0.00	
γ	1.25	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	37949.38
Resistencia IIIb	14432.00	275.00	13350.00	1140.00	5140.80	3178.59	432.99	0.00	0.00	0.00	

Figura 127. Combinaciones de cargas verticales Vu (Caso I). Realizado por: Autor

TIPO	DC			DW	EV	EH		LL+IM	LS		TOTAL
CARGA	Estribo	Losa	P	P	EV	1Y	2Y	P	1	2Y	Σ
Mv(Kg-m/m)	19627.52	605.00	18156.00	1292.00	7920.64	6357.18	865.98	16252.00	1870.00	2676.72	Mhu
γ	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	54144.85
Resistencia Ia	17664.77	544.50	16340.40	839.80	7920.64	9535.77	1298.97	0.00	0.00	0.00	
γ	1.25	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	1.75	1.75	1.75	107849.01
Resistencia Ib	24534.40	756.25	22695.00	1938.00	10692.86	9535.77	1298.97	28441.00	3272.50	4684.26	
γ	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	54144.85
Resistencia IIIa	17664.77	544.50	16340.40	839.80	7920.64	9535.77	1298.97	0.00	0.00	0.00	
γ	1.25	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	71451.25
Resistencia IIIb	24534.40	756.25	22695.00	1938.00	10692.86	9535.77	1298.97	0.00	0.00	0.00	

Figura 128. Momentos estabilizadores por cargas verticales Mhu (Caso I). Realizado por: Autor

TIPO	EH		LS	WS	BR	CR+SH+TU	TOTAL
CARGA	1X	2X	2X	WS	BR	CR+SH+TU	Σ
H(Kg/cm)	3026.33	412.25	1274.25	150.00	594.64	594.00	Hu
γ	1.50	1.50	1.75	0.00	1.75	0.50	8725.43
Resistencia Ia	4539.50	618.38	2229.94	0.00	1040.62	297.00	
γ	1.50	1.50	1.75	0.00	1.75	0.50	8725.43
Resistencia Ib	4539.50	618.38	2229.94	0.00	1040.62	297.00	
γ	1.50	1.50	0.00	1.40	0.00	0.50	5664.87
Resistencia IIIa	4539.50	618.38	0.00	210.00	0.00	297.00	
γ	1.50	1.50	0.00	1.40	0.00	0.50	5664.87
Resistencia IIIb	4539.50	618.38	0.00	210.00	0.00	297.00	

Figura 129. Combinaciones de cargas horizontales Hu (Caso I). Realizado por: Autor

TIPO	EH		LS	WS	BR	CR+SH+TU	TOTAL
CARGA	1X	2X	2X	WS	BR	CR+SH+TU	Σ
Mh(Kg-m/m)	3843.44	783.28	2421.08	475.50	3448.91	1882.98	Mhu
γ	1.50	1.50	1.75	0.00	1.75	0.50	18154.04
Resistencia Ia	5765.16	1174.91	4236.88	0.00	6035.60	941.49	
γ	1.50	1.50	1.75	0.00	1.75	0.50	18154.04
Resistencia Ib	5765.16	1174.91	4236.88	0.00	6035.60	941.49	
γ	1.50	1.50	0.00	1.40	0.00	0.50	8547.26
Resistencia IIIa	5765.16	1174.91	0.00	665.70	0.00	941.49	
γ	1.50	1.50	0.00	1.40	0.00	0.50	8547.26
Resistencia IIIb	5765.16	1174.91	0.00	665.70	0.00	941.49	

Figura 130. Momentos de volteo por cargas horizontales Mhu (Caso I). Realizado por: Autor

Se cumple la desigualdad de la Ec. (368) para todos los estados límite.

- Deslizamiento en la base del estribo

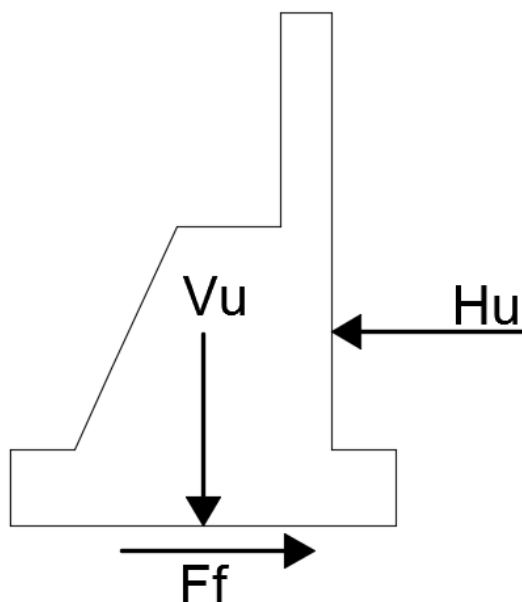


Figura 132. Cargas que provocan el deslizamiento en la base del estribo. Realizado por: Autor

Las ecuaciones utilizadas para el cálculo se tomaron de “Rodríguez Serquén, 2016”:

$$F_f = \mu \times (\phi_T \times V_u) \quad \text{Ec. (369)}$$

$$\mu = \tan(\delta) \quad \text{Ec. (370)}$$

Donde:

$$\phi_T = 1.00 \text{ (AASHTO, Sección 11.5.7)}$$

$$\delta = 35^\circ \text{ (AASHTO, Tabla 3.11.5.3-1)}$$

Tabla 54. Revisión del deslizamiento en la base del estribo, Caso I

ESTADO LIMITE	V_u (Kg/m)	RESISTENTE (Kg/m)	Actuante H_u (Kg-m/m)	CONDICION
Resistencia Ia	28114.62	19686.07	8725.43	CUMPLE
Resistencia Ib	57430.80	40213.48	8725.43	CUMPLE
Resistencia IIIa	28114.62	19686.07	5664.87	CUMPLE
Resistencia IIIb	37949.38	26572.44	5664.87	CUMPLE

Realizado por: Autor

- Presiones actuantes en la base del estribo

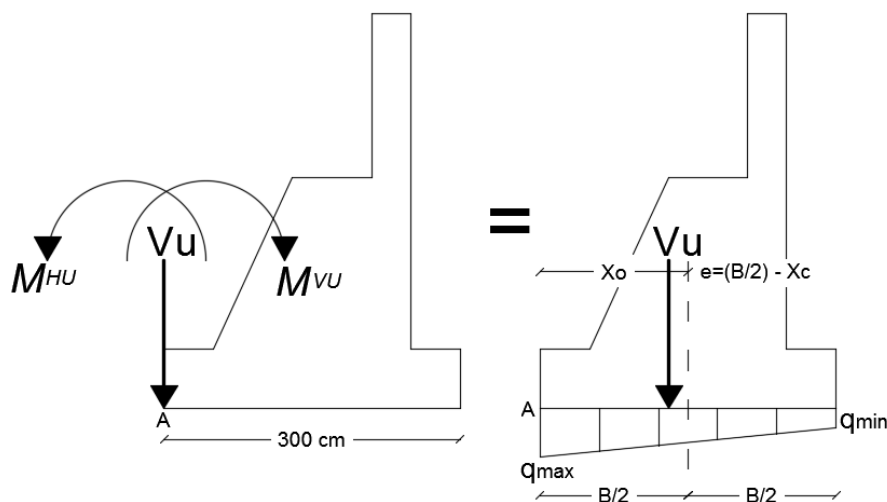


Figura 133. Presiones actuantes en la base del estribo. Realizado por: Autor

Las ecuaciones utilizadas para el cálculo se tomaron de “Rodríguez Serquén, 2016”:

$$q_{max} = \frac{V_u}{B} \times \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \text{Ec. (371)}$$

Para fundaciones en roca se establece cumplir la siguiente condición:

$$q_{max} < q_R \quad \text{Ec. (372)}$$

Donde:

q_R : Capacidad portante última de la roca 6.24 Kg/cm^2

Se cumple la condición de la Ec. 372 para cada estado límite analizado.

Tabla 55. Revisión de las presiones actuantes en la base del estribo, Caso I.

ESTADO LIMITE	V_u (Kg/m)	M_{vu} (Kg-m/m)	M_{hu} (Kg-m/m)	X_o (m)	$e_{calculado}$ (m)	q (Kg/cm ²)	q_R (Kg/cm ²)
Resistencia Ia	28114.62	54144.85	18154.04	1.28	0.22	0.94	6.24
Resistencia Ib	57430.80	107849.01	18154.04	1.56	-0.06	1.91	6.24
Resistencia IIIa	28114.62	54144.85	8547.26	1.62	-0.12	0.93	6.24
Resistencia IIIb	37949.38	71451.25	8547.26	1.66	-0.16	1.26	6.24

Realizado por: Autor

5.1.4 Caso 2: Estribo sin puente

El realiza el mismo análisis con sus ecuaciones respectivas, con la diferencia de no tomar en cuenta la carga viva y muerta que actúan en la superestructura del puente.

CARGA	Estribo	Losa	P	EV	1Y	2Y	1	2Y	Σ
V(Kg/cm)	11545.60	220.00	760.00	3808.00	2119.06	288.66	680.00	892.24	Vu
γ	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	18502.62
Resistencia Ia	10391.04	198.00	494.00	3808.00	3178.59	432.99	0.00	0.00	
γ	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	1.75	1.75	27350.80
Resistencia Ib	14432.00	275.00	1140.00	5140.80	3178.59	432.99	1190.00	1561.42	
γ	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	18502.62
Resistencia IIIa	10391.04	198.00	494.00	3808.00	3178.59	432.99	0.00	0.00	
γ	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	0.00	0.00	24599.38
Resistencia IIIb	14432.00	275.00	1140.00	5140.80	3178.59	432.99	0.00	0.00	

Figura 134. Combinaciones de cargas verticales Vu (Caso II). Realizado por: Autor

TIPO	DC		DW	EV	EH		LS		TOTAL
CARGA	Estribo	Losa	P	EV	1Y	2Y	1	2Y	Σ
Mh (Kg-m/m)	19627.52	605.00	1292.00	7920.64	6357.18	865.98	1870.00	2676.72	Mhu
γ	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	37804.45
Resistencia Ia	17664.77	544.50	839.80	7920.64	9535.77	1298.97	0.00	0.00	
γ	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	1.75	1.75	56713.01
Resistencia Ib	24534.40	756.25	1938.00	10692.86	9535.77	1298.97	3272.50	4684.26	
γ	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	37804.45
Resistencia IIIa	17664.77	544.50	839.80	7920.64	9535.77	1298.97	0.00	0.00	
γ	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	0.00	0.00	48756.25
Resistencia IIIb	24534.40	756.25	1938.00	10692.86	9535.77	1298.97	0.00	0.00	

Figura 135. Momentos estabilizadores por cargas verticales Mhu (Caso II). Realizado por: Autor

TIPO	EH		LS	TOTAL
CARGA	1X	2X	2X	Σ
H(Kg/cm)	3026.33	412.25	1274.25	Vu
γ	1.50	1.50	1.75	7387.81
Resistencia Ia	4539.50	618.38	2229.94	
γ	1.50	1.50	1.75	7387.81
Resistencia Ib	4539.50	618.38	2229.94	
γ	1.50	1.50	0.00	5157.87
Resistencia IIIa	4539.50	618.38	0.00	
γ	1.50	1.50	0.00	5157.87
Resistencia IIIb	4539.50	618.38	0.00	

Figura 136. Combinaciones de cargas horizontales Hu (Caso II). Realizado por: Autor

TIPO	EH		LS	TOTAL
CARGA	1X	2X	2X	Σ
Mh(Kg-m/m)	3843.44	783.28	2421.08	Mhu
γ	1.50	1.50	1.75	11176.95
Resistencia Ia	5765.16	1174.91	4236.88	
γ	1.50	1.50	1.75	11176.95
Resistencia Ib	5765.16	1174.91	4236.88	
γ	1.50	1.50	0.00	6940.07
Resistencia IIIa	5765.16	1174.91	0.00	
γ	1.50	1.50	0.00	6940.07
Resistencia IIIb	5765.16	1174.91	0.00	

Figura 137. Momentos de volteo por cargas horizontales Mhu (Caso II). Realizado por: Autor

5.1.4.1 Revisión de estabilidad y esfuerzos

- Volteo alrededor del punto “A”

Tabla 56. *Revisión del volteo alrededor del punto “A”, Caso II*

ESTADO LIMITE	Vu (Kg/m)	Mvu (Kg-m/m)	Mhu (Kg-m/m)	Xo (m)	e _{calculado} (m)	e _{max} (m)	CONDICION
Resistencia Ia	18502.62	37804.45	11176.95	1.44	0.06	1.35	CUMPLE
Resistencia Ib	27350.80	56713.01	11176.95	1.66	-0.16	1.35	CUMPLE
Resistencia IIIa	18502.62	37804.45	6940.07	1.67	-0.17	1.35	CUMPLE
Resistencia IIIb	24599.38	48756.25	6940.07	1.70	-0.20	1.35	CUMPLE

Realizado por: Autor

- Deslizamiento en la base del estribo

Tabla 57. *Revisión del deslizamiento en la base del estribo, Caso II*

ESTADO LIMITE	Vu (Kg/m)	RESISTENTE (Kg/m)	Actuante Hu (Kg-m/m)	CONDICION
Resistencia Ia	18502.62	12955.67	7387.81	CUMPLE
Resistencia Ib	27350.80	19151.24	7387.81	CUMPLE
Resistencia IIIa	18502.62	12955.67	5157.87	CUMPLE
Resistencia IIIb	24599.38	17224.67	5157.87	CUMPLE

Realizado por: Autor

- Presiones actuantes en la base del estribo

Tabla 58. *Revisión de las presiones actuantes en la base del estribo, Caso II*

ESTADO LIMITE	Vu (Kg/m)	Mvu (Kg-m/m)	Mhu (Kg-m/m)	Xo (m)	e _{calculado} (m)	q (Kg/cm ²)	q _R (Kg/cm ²)	CONDICION
Resistencia Ia	18502.62	37804.45	11176.95	1.44	0.06	0.62	6.24	CUMPLE
Resistencia Ib	27350.80	56713.01	11176.95	1.66	-0.16	0.91	6.24	CUMPLE
Resistencia IIIa	18502.62	37804.45	6940.07	1.67	-0.17	0.61	6.24	CUMPLE
Resistencia IIIb	24599.38	48756.25	6940.07	1.70	-0.20	0.82	6.24	CUMPLE

Realizado por: Autor

CONCLUSIONES

- La conformación del terreno y topografía de la zona del proyecto es muy accidentada, donde se tomó la mejor alternativa en el emplazamiento del puente mixto carrozable a diseñarse, tomando en cuenta el diseño geométrico de la vía que se acopla a cada lado de la estructura, formando parte de un camino vecinal con poco tránsito de camiones pesados pero conectando zonas agricultoras. Aumentando la movilidad del sector y asegurando el bienestar de los transeúntes debido a la mala condición del actual puente peatonal de madera
- El caudal máximo de diseño es de $74.51 \text{ m}^3/\text{s}$ provocando un nivel máximo de crecida de 960.44 msnm estimando un gálibo de seguridad suficiente (mayor a 6 metros). La socavación máxima estimada resultante es 2.64 metros.
- El nuevo puente tiene 24 metros de luz, desde el punto de vista hidráulico, no presenta problemas, y guarda relación con criterios de seguridad y de economía del proyecto. La línea hipotética de socavación general, está suficientemente alejada de los estribos y no presenta peligro alguno para la estructura.
- La Formación Hollín (KH) ubicada en el área de estudio, donde se identifican la presencia de rocas cuarcitas en los accesos donde se emplazara la cimentación del puente. La roca tiene una capacidad portante de 6.42 Kg/cm^2 . Recomendando una profundidad de cimentación a la cota 966.00 msnm.
- El puente tiene 24 metros de luz y 7 metros de sección transversal perpendicular al tráfico, la protección lateral es de hormigón armado igual que el tablero con veredas en cada lado, la vigas son de acero estructural con un peralte de 1.30 metros asentadas

sobre el neopreno y los estribos, cumpliendo con todos los parámetros de seguridad en el diseño estructural.

- Por el alcance especificado en el estudio de suelos la recomendación para la cimentación son estribos de hormigón ciclópeo, de acuerdo al valor emitido de la capacidad portante de la roca, cumple con todos los factores de seguridad.
- Se ha realizado el presupuesto referencial del proyecto, costando aproximadamente la construcción del puente mixto carrozable sobre el río Cumtza una cantidad de ciento cuarenta y dos mil quinientos cincuenta y siete con 25/100 dólares (142557.25).

RECOMENDACIONES

- Se recomienda recalcular la cimentación del puente antes de su construcción, realizando ensayos de suelos más completos, que permitan determinar valores más exactos en el diseño de los elementos que forman parte de la subestructura del puente.
- Se deben respetar las medidas y especificaciones técnicas de los elementos estructurales diseñados en este documento y descritos en los planos anexados en el mismo, para una correcta puesta en obra debido a la exactitud con cual se manejan los proyectos relacionados con el acero estructural y demás elementos en general.
- Se debe realizar un reajuste al presupuesto referencial del proyecto antes de su construcción, debido al cambio o variación en el precio de ciertos rubros que intervienen en la obra de forma directa o indirecta.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO, S. S. (2004). *AASHTO-LRFD*. Washington, DC.
- ASTM D5873-05, A. (s.f.). *Standard test method for determination of rock hardness by rebound hammer method*.
- Costruccion, N. E. (2014). *PELIGRO SÍSMICO-DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC - SE - DS)*. Quito.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *INGENIERÍA GEOLÓGICA*. Madrid: PEARSON EDUCACIÓN.
- INAMHI, I. N. (2015). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación*. Quito.
- INIGEMM, I. N. (2017). *Mapa Geológico del Ecuador*. Quito.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. New Jersey: Alfaomega.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2016). *Diseño de Estructuras de Acero*. Mexico D.F.: Alfaomega.
- MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS. (2013). *NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12 (Vols. N°2 – LIBRO B: NORMA PARA ESTUDIOS Y DISEÑO VIAL)*. Quito.
- NILSON, A. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogota: Quebecor World Bogota.
- Orozco, J. E. (1993). *Diseño de Puentes de Concreto*. Bucaramanga: Ediciones UIS.
- Perú, M. d. (2010). *Manual de diseño de Puentes*. Lima: Macro EIRL.
- RAMIREZ CORIA, P. E., & LEON AVILA, N. J. (2010). *Libro de analisis y diseño de puentes por el metodo LRDF*. COCHABAMBA.
- Rodríguez Serquén, A. (2016). *PUENTES Con AASHTO-LRFD 2014*. Chiclayo, Perú.

Ruales Fonseca, M. A. (2014). *DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE SECCIÓN COMPUESTA (TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO Y VIGAS DE ACERO) DEL PUENTE PIEDRA FINA II – PROVINCIA DE SUCUMBÍOS – SECTOR EL REVENTADOR*. QUITO.

Torres C., E. (2013). *Diseño de Puentes - Interpretación del código AASHTO*. Quito: Editorial Universitaria Abya-Yala.

Ven Te Chow, Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogota, Colombia: MCGRAW-HILL.

ANEXOS

**CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CUMTZA UBICADO
EN EL CANTON LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO**

Oferente: NINGUNO
Ubicación: MORONA SANTIAGO
Fecha: 09/04/2018

PRESUPUESTO						
Item	Codigo	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
001		TOPOGRAFIA				237.19
1,001	501009	Replanteo y nivelación	m2	206.25	1.15	237.19
2		EXCAVACIONES Y RELLENOS				3,971.58
2,001	504001	Excavación a máquina con retroexcavadora	m3	2.20	1.87	4.11
2,002	504029	Excavación mecánica en roca	m3	102.30	17.65	1,805.60
2,003	504002	Excavación manual material sin clasificar	m3	1.02	11.27	11.50
2,004	506002	Cargado de material con cargadora	m3	133.00	1.33	176.89
2,005	506001	Cargado de material manualmente	m3	1.36	4.51	6.13
2,006	506012	Transporte de materiales hasta 5 km	m3	134.36	2.23	299.62
2,007	506013	Sobreacarreo de materiales para desalojo, lugar determin	m3-km	671.80	0.28	188.10
2,008	504017	Abatimiento del nivel freático	hora	15.00	7.16	107.40
2,009	505028	Relleno con material de sitio compactacion con equipo liv	m3	78.75	3.18	250.43
2,010	505013	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	42.30	26.52	1,121.80
3		ACERO ESTRUCTURAL				95,603.33
3,001	513037	Acero estructural ASTM A-588	kg	24,203.75	3.37	81,566.64
3,002	513038	Acero estructural ASTM A-36	kg	3,022.51	3.54	10,699.69
3,003	540200	Suministro e instalacion de Perno y Tuerca A-490	u	470.00	7.10	3,337.00
4		LOSA DE HORMIGON				17,944.27
4,001	507017	Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2	m3	40.33	133.26	5,374.38
4,002	513003	Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	4,419.16	2.03	8,970.89
4,003	509001	Curado de superficie con aditivo químico	m2	168.00	0.61	102.48
4,004	512047	Encofrado de losa	m2	182.00	9.94	1,809.08
4,005	540036	Placa elastomérica de neopreno, dureza 60, grado SHOR	u	6.00	245.05	1,470.30
4,006	512044	Encofrado Recto	m2	16.45	13.20	217.14
5		CALZADA				1,769.04
5,001	529011	Carpeta Asfáltica (e=2")	m2	122.40	12.16	1,488.38
5,002	529010	Imprimación asfáltica manual	m2	122.40	1.74	212.98
5,003	531036	Pintura para señalización de tráfico con franjadora, ancho	ml	72.00	0.94	67.68
6		PROTECCIONES LATERALES				2,687.85
6,001	507017	Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2	m3	1.10	133.26	146.59
6,002	512046	Encofrado de madera	m2	21.12	8.76	185.01
6,003	517002	Suministro e instalacion de Tubo Galvanizado d=3" y e=4	ml	144.00	8.46	1,218.24
6,004	539096	Pintura de pasamanos (25x25) h=1.10 m	u	24.00	19.14	459.36
6,005	513003	Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	334.31	2.03	678.65
7		VEREDAS				2,108.66
7,001	507002	Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2	m3	9.12	123.04	1,122.12
7,002	513003	Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	301.25	2.03	611.54
7,003	513005	Malla electrosoldada R-84	m2	45.50	2.95	134.23
7,004	527024	Corte y sellado de juntas con emulsión asfáltica	ml	20.95	3.13	65.57
7,005	512046	Encofrado de madera	m2	20.00	8.76	175.20
8		SUBDRENES				625.64
8,001	533001	Geotextil NT 1600, suministro e instalación	m2	70.00	2.21	154.70
8,002	515001	Tubería PVC perforada para dren, d= 160 mm	ml	16.00	8.88	142.08
8,003	505007	Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m3	14.50	22.68	328.86
9		IMPACTOS AMBIENTALES				2,335.70
9,001	532080	Suministro Letrero Hombres Trabajando	u	2.00	26.40	52.80
9,002	532036	Letrero informativo en lona de 4.80 x 2.40 m	u	1.00	1,353.70	1,353.70

9,003	532003	Señalización con cinta	ml	1,000.00	0.22	220.00
9,004	532006	Cobertura de plástico (5 usos)	m2	1,000.00	0.28	280.00
9,005	532004	Parante con base de hormigón, 20 usos	u	20.00	5.86	117.20
9,006	532081	Malla de seguridad, suministro e instalación, 5 usos	ml	300.00	1.04	312.00
SUBTOTAL						127,283.26
IVA						15,273.99
TOTAL						142,557.25

Son: CIENTO CUARENTA Y DOS MIL QUINIENTOS CINCUENTA Y SIETE CON 25/100 DÓLARES

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 1,001
Código: 501009
Descrip.: Replanteo y nivelación
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.0588	0.02
101003	Equipo de topografía	Hora	1.0000	2.00	0.0588	0.12
Subtotal de Equipo:						0.14

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
253006	Tiras de eucalipto 2 x 2 x 300 cm	u	0.2000	0.49		0.10
2EA084	Clavos	kg	0.0500	1.91		0.10
Subtotal de Materiales:						0.20

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.0588	0.20
421006	Topógrafo 2: título y experiencia mayor a 5 años (Est		1.0000	3.82	0.0588	0.22
403012	Cadenero		1.0000	3.45	0.0588	0.20
Subtotal de Mano de Obra:						0.62

Costo Directo Total: 0.96

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.19

Precio Unitario Total	1.15
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 2,001
 Código: 504001
 Descripción: Excavación a máquina con retroexcavadora
 Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102004	Retroexcavadora	Hora	1.0000	25.00	0.0385	0.96
Subtotal de Equipo:						0.96

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		3.0000	3.41	0.0385	0.39
423011	Operador de retroexcavadora		1.0000	3.82	0.0385	0.15
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0154	0.06
Subtotal de Mano de Obra:						0.60

Costo Directo Total: 1.56

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.31

Precio Unitario Total	1.87
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 2,002
Código: 504029
Descrip.: Excavación mecánica en roca
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102018	Compresor	Hora	1.0000	18.00	0.1800	3.24
102050	Excavadora de Oruga	Hora	1.0000	40.00	0.1800	7.20
100001	Demoledor	Hora	1.0000	6.00	0.1800	1.08
Subtotal de Equipo:						11.52

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		3.0000	3.41	0.1800	1.84
424021	Operador de compresor		1.0000	3.64	0.1800	0.66
423002	Operador de excavadora		1.0000	3.82	0.1800	0.69
Subtotal de Mano de Obra:						3.19

Costo Directo Total: 14.71

COSTOS INDIRECTOS

20 % 2.94

Precio Unitario Total	17.65
-----------------------------	-------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 2,003
Código: 504002
Descrip.: Excavación manual material sin clasificar
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	2.2500	0.90
Subtotal de Equipo:						0.90

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	2.2500	7.67
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.2250	0.82
Subtotal de Mano de Obra:						8.49

Costo Directo Total: 9.39

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.88

Precio Unitario Total	11.27
-----------------------------	-------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 2,004
 Código: 506002
 Descripción: Cargado de material con cargadora
 Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102001	Cargadora	Hora	1.0000	30.00	0.0300	0.90
Subtotal de Equipo:						0.90

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.0300	0.10
423010	Operador de cargadora frontal (Payloader sobre rueda)		1.0000	3.82	0.0300	0.11
Subtotal de Mano de Obra:						0.21

Costo Directo Total: 1.11

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.22

Precio Unitario Total	1.33
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 2,005
Código: 506001
Descrip.: Cargado de material manualmente
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	5.0000	0.40	0.1800	0.36
Subtotal de Equipo:						0.36

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5.0000	3.41	0.1800	3.07
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0900	0.33
Subtotal de Mano de Obra:						3.40

Costo Directo Total: 3.76

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.75

Precio Unitario Total	4.51
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 2,006
Código: 506012
Descrip.: Transporte de materiales hasta 5 km
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102008	Volqueta 8 m3	Hora	1.0000	25.00	0.0620	1.55
Subtotal de Equipo:						1.55

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
427011	Chofer volquetas (Estr. Oc. C1)		1.0000	5.00	0.0620	0.31
Subtotal de Mano de Obra:						0.31

Costo Directo Total: 1.86

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.37

Precio Unitario Total	2.23
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 2,007
Código: 506013
Descrip.: Sobreacarreo de materiales para desalojo, lugar determinado por el Fiscalizador, Distancia > 5 Km
Unidad: m3-km

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102008	Volqueta 8 m3	Hora	1.0000	25.00	0.0074	0.19
Subtotal de Equipo:						0.19

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
427011	Chofer volquetas (Estr. Oc. C1)		1.0000	5.00	0.0074	0.04
Subtotal de Mano de Obra:						0.04

Costo Directo Total: 0.23

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.05

Precio Unitario Total	0.28
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 2,008
Código: 504017
Descrip.: Abatimiento del nivel freático
Unidad: hora

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102026	Bomba de succión	Hora	1.0000	1.83	1.0000	1.83
Subtotal de Equipo:						1.83

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
403002	Operador de equipo liviano		1.0000	3.45	1.2000	4.14
Subtotal de Mano de Obra:						4.14

Costo Directo Total: 5.97

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.19

Precio Unitario Total	7.16
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 2,009
Código: 505028
Descrip.: Relleno con material de sitio compactacion con equipo liviano
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	3.0000	0.40	0.2000	0.24
102013	Vibro apisonador (sapo)	Hora	1.0000	3.50	0.2000	0.70
Subtotal de Equipo:						0.94

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		3.0000	3.41	0.1000	1.02
403001	Albañil		1.0000	3.45	0.2000	0.69
Subtotal de Mano de Obra:						1.71

Costo Directo Total: 2.65

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.53

Precio Unitario Total	3.18
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 2,010
Código: 505013
Descrip.: Relleno compactado con material de mejoramiento
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.5000	0.20
102012	Plancha vibratoria	Hora	1.0000	4.50	0.5000	2.25
Subtotal de Equipo:						2.45

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EI004	Material de mejoramiento puesto e	m3	1.3200	12.00		15.84
2EA073	Agua	lt	4.0000	0.01		0.04
Subtotal de Materiales:						15.88

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	0.5000	3.41
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.1000	0.36
Subtotal de Mano de Obra:						3.77

Costo Directo Total: 22.10

COSTOS INDIRECTOS

20 % 4.42

Precio Unitario Total	26.52
-----------------------------	-------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 3,001
Código: 513037
Descrip.: Acero estructural ASTM A-588
Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
114001	Módulo andamio metálico h= 1.5	Hora	6.0000	0.09	0.0200	0.01
112001	Herramientas varias	Hora	2.0000	0.40	0.0200	0.02
104001	Camión Grua de 10 Ton.	Hora	1.0000	32.00	0.0200	0.64
110002	Equipo de suelda	Hora	1.0000	0.75	0.0200	0.02
Subtotal de Equipo:						0.69

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA092	Suelda	kg	0.2000	2.46		0.49
200479	Acero Estructural ASTM A-588	kg	1.0500	1.02		1.07
200480	Oxigeno	m3	0.0200	11.97		0.24
Subtotal de Materiales:						1.80

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	0.0200	0.14
404009	Maestro electrico/liniero/subestación		1.0000	3.82	0.0200	0.08
427013	Chofer plataformas (Estr. Oc. C1)		1.0000	5.00	0.0200	0.10
Subtotal de Mano de Obra:						0.32

Costo Directo Total: 2.81

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.56

Precio Unitario Total	3.37
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 3,002
Código: 513038
Descrip.: Acero estructural ASTM A-36
Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
114001	Módulo andamio metálico h= 1.5	Hora	6.0000	0.09	0.0200	0.01
112001	Herramientas varias	Hora	2.0000	0.40	0.0200	0.02
104001	Camión Grúa de 10 Ton.	Hora	1.0000	32.00	0.0200	0.64
110002	Equipo de suelda	Hora	1.0000	0.75	0.0200	0.02
Subtotal de Equipo:						0.69

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA092	Suelda	kg	0.2000	2.46		0.49
200480	Oxigeno	m3	0.0200	11.97		0.24
200481	Acero estructural ASTM-A36	Kg	1.0500	1.15		1.21
Subtotal de Materiales:						1.94

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	0.0200	0.14
404009	Maestro electrico/liniero/subestación		1.0000	3.82	0.0200	0.08
427013	Chofer plataformas (Estr. Oc. C1)		1.0000	5.00	0.0200	0.10
Subtotal de Mano de Obra:						0.32

Costo Directo Total: 2.95

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.59

Precio Unitario Total	3.54
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 3,003
 Código: 540200
 Descripción: Suministro e instalacion de Perno y Tuerca A-490
 Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.0100	0.00
Subtotal de Equipo:						0.00

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
200483	Perno Acero A-490	u	1.0000	3.80		3.80
200484	Arandela Plana	u	2.0000	0.20		0.40
200485	Tuerca Hexagonal	u	1.0000	1.65		1.65
Subtotal de Materiales:						5.85

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.0100	0.03
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0100	0.04
Subtotal de Mano de Obra:						0.07

Costo Directo Total: 5.92

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.18

Precio Unitario Total	7.10
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 4,001
 Código: 507017
 Descripción: Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2
 Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102010	Concretera un saco	Hora	1.0000	3.15	0.7500	2.36
112001	Herramientas varias	Hora	5.0000	0.40	0.7500	1.50
Subtotal de Equipo:						3.86

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
223002	Cemento Portland Tipo I puesto en	saco	8.2500	6.97		57.50
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0.7000	19.50		13.65
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1.0000	18.50		18.50
2EA073	Agua	lt	180.0000	0.01		1.80
Subtotal de Materiales:						91.45

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5.0000	3.41	0.7500	12.79
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.1000	0.36
403001	Albañil		1.0000	3.45	0.7500	2.59
Subtotal de Mano de Obra:						15.74

Costo Directo Total: 111.05

COSTOS INDIRECTOS

20 % 22.21

Precio Unitario Total	133.26
------------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 4,002
Código: 513003
Descrip.: Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2
Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2.0000	0.40	0.0700	0.06
Subtotal de Equipo:						0.06

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
202001	Acero en varillas	kg	1.0500	1.00		1.05
209001	Alambre de amarre No. 18 negro re	kg	0.0500	1.60		0.08
Subtotal de Materiales:						1.13

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.0700	0.24
403004	Fierrero		1.0000	3.45	0.0700	0.24
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0060	0.02
Subtotal de Mano de Obra:						0.50

Costo Directo Total: 1.69

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.34

Precio Unitario Total	2.03
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 4,003
 Código: 509001
 Descripción: Curado de superficie con aditivo químico
 Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102035	Bomba de aspersión	Hora	1.0000	1.50	0.0110	0.02
Subtotal de Equipo:						0.02

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
282013	Aditivo químico para curado del hormigón	gl	0.0333	13.53		0.45
Subtotal de Materiales:						0.45

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.0110	0.04
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0011	0.00
Subtotal de Mano de Obra:						0.04

Costo Directo Total: 0.51

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.10

Precio Unitario Total	0.61
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18
 InterPro -

Item: 4,004
 Código: 512047
 Descrip.: Encofrado de losa
 Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	3.0000	0.40	0.2000	0.24
Subtotal de Equipo:						0.24
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
253002	Pingos de eucalipto	m	3.5000	0.80		2.80
253004	Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x	u	0.8000	2.50		2.00
253005	Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.5000	1.08		0.54
2EA084	Clavos	kg	0.1500	1.91		0.29
Subtotal de Materiales:						5.63
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	0.2000	1.36
403001	Albañil		1.0000	3.45	0.2000	0.69
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.1000	0.36
Subtotal de Mano de Obra:						2.41
Costo Directo Total:						8.28
COSTOS INDIRECTOS						
20 %						1.66
Precio Unitario Total						9.94

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 4,005
 Código: 540036
 Descripción: Placa elastomérica de neopreno, dureza 60, grado SHORE
 Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	1.0000	0.40
Subtotal de Equipo:						0.40

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
281003	Placa elastomérica de neopreno, d	u	1.0000	200.00		200.00
Subtotal de Materiales:						200.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
403001	Albañil		1.0000	3.45	1.0000	3.45
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.1000	0.36
Subtotal de Mano de Obra:						3.81

Costo Directo Total: 204.21

COSTOS INDIRECTOS

20 % 40.84

Precio Unitario Total	245.05
------------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 4,006
Código: 512044
Descrip.: Encofrado Recto
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
117003	Equipo de carpintería	Hora	1.0000	0.24	0.0020	0.00
Subtotal de Equipo:						0.00

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA084	Clavos	kg	0.0500	1.91		0.10
253002	Pingos de eucalipto	m	3.0000	0.80		2.40
2EQ015	Vigas de eucalipto 14x16 cm	ml	1.5000	1.90		2.85
200133	Madera Contrachapada tipo BC 18	Plancha	0.2000	28.00		5.60
Subtotal de Materiales:						10.95

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		4.0000	3.41	0.0020	0.03
403005	Carpintero		2.0000	3.45	0.0020	0.01
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0020	0.01
Subtotal de Mano de Obra:						0.05

Costo Directo Total: 11.00

COSTOS INDIRECTOS

20 % 2.20

Precio Unitario Total	13.20
-----------------------------	-------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18
InterPro -

Item: 5,001
Código: 529011
Descrip.: Carpeta Asfáltica (e=2")
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102016	Rodillo pequeño	Hora	1.0000	17.17	0.1750	3.00
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.1750	0.07
Subtotal de Equipo:						3.07

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
215001	Asfalto	gal	2.1500	1.58		3.40
200007	Agregados para carpeta Asfáltica	m3	0.0600	10.50		0.63
Subtotal de Materiales:						4.03

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.1750	0.64
403001	Albañil		1.0000	3.45	0.1750	0.60
402015	Peón		3.0000	3.41	0.1750	1.79
Subtotal de Mano de Obra:						3.03

Costo Directo Total: 10.13

COSTOS INDIRECTOS

20 % 2.03

Precio Unitario Total	12.16
-----------------------------	-------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 5,002
Código: 529010
Descrip.: Imprimación asfáltica manual
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2.0000	0.40	0.0660	0.05
Subtotal de Equipo:						0.05

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
215001	Asfalto	gal	0.5000	1.58		0.79
228001	Diesel	gl	0.1500	1.04		0.16
Subtotal de Materiales:						0.95

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	0.0660	0.45
Subtotal de Mano de Obra:						0.45

Costo Directo Total: 1.45

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.29

Precio Unitario Total	1.74
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 5,003
Código: 531036
Descrip.: Pintura para señalización de tráfico con franjadora, ancho de franja de 12.5cm
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.0200	0.01
113003	Equipo de señalización vial- line	Hora	1.0000	25.00	0.0020	0.05
Subtotal de Equipo:						0.06

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
270001	Pintura de tráfico (acrílica)	galon	0.0140	24.98		0.35
270003	Microesferas de silice	kg	0.0430	4.50		0.19
270021	Disolvente para pintura de tráfico	galón	0.0020	12.50		0.03
Subtotal de Materiales:						0.57

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.0200	0.07
403003	Pintor		1.0000	3.45	0.0200	0.07
424013	Operador de tractor de ruedas (barredora, cegadora,		1.0000	3.64	0.0020	0.01
Subtotal de Mano de Obra:						0.15

Costo Directo Total: 0.78

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.16

Precio Unitario Total	0.94
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 6,001
Código: 507017
Descrip.: Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102010	Concretera un saco	Hora	1.0000	3.15	0.7500	2.36
112001	Herramientas varias	Hora	5.0000	0.40	0.7500	1.50
Subtotal de Equipo:						3.86

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
223002	Cemento Portland Tipo I puesto en	saco	8.2500	6.97		57.50
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0.7000	19.50		13.65
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1.0000	18.50		18.50
2EA073	Agua	lt	180.0000	0.01		1.80
Subtotal de Materiales:						91.45

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5.0000	3.41	0.7500	12.79
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.1000	0.36
403001	Albañil		1.0000	3.45	0.7500	2.59
Subtotal de Mano de Obra:						15.74

Costo Directo Total: 111.05

COSTOS INDIRECTOS

20 % 22.21

Precio Unitario Total 133.26

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 6,002
Código: 512046
Descrip.: Encofrado de madera
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	3.0000	0.40	0.1750	0.21
Subtotal de Equipo:						0.21

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
253002	Pingos de eucalipto	m	3.0000	0.80		2.40
253004	Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x	u	0.8000	2.50		2.00
253005	Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.5000	1.08		0.54
2EA084	Clavos	kg	0.1500	1.91		0.29
Subtotal de Materiales:						5.23

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
403001	Albañil		1.0000	3.45	0.1750	0.60
402015	Peón		2.0000	3.41	0.1750	1.19
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0200	0.07
Subtotal de Mano de Obra:						1.86

Costo Directo Total: 7.30

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.46

Precio Unitario Total	8.76
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 6,003
Código: 517002
Descrip.: Suministro e instalacion de Tubo Galvanizado d=3" y e=4mm para pasamanos
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.2000	0.08
Subtotal de Equipo:						0.08

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
200079	Tubo de acero galvanizado d=3" e=	ml	1.0000	5.60		5.60
Subtotal de Materiales:						5.60

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
403001	Albañil		1.0000	3.45	0.2000	0.69
402015	Peón		1.0000	3.41	0.2000	0.68
Subtotal de Mano de Obra:						1.37

Costo Directo Total: 7.05

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.41

Precio Unitario Total 8.46

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 6,004
Código: 539096
Descripción: Pintura de pasamanos (25x25) h=1.10 m
Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	1.0000	0.40
Subtotal de Equipo:						0.40

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
270010	Pintura de caucho	gl	0.1500	22.58		3.39
225008	Albalux	kg	1.0000	0.15		0.15
2EA032	Brocha de 4"	u	0.1000	4.00		0.40
2EA086	Lija	pliego	1.0000	0.62		0.62
2A0038	Pegamento (cola orgánica)	lt	0.0600	6.00		0.36
Subtotal de Materiales:						4.92

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	1.0000	6.82
403003	Pintor		1.0000	3.45	1.0000	3.45
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.1000	0.36
Subtotal de Mano de Obra:						10.63

Costo Directo Total: 15.95

COSTOS INDIRECTOS

20 % 3.19

Precio Unitario Total	19.14
-----------------------------	-------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 6,005
Código: 513003
Descrip.: Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2
Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2.0000	0.40	0.0700	0.06
Subtotal de Equipo:						0.06

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
202001	Acero en varillas	kg	1.0500	1.00		1.05
209001	Alambre de amarre No. 18 negro re	kg	0.0500	1.60		0.08
Subtotal de Materiales:						1.13

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.0700	0.24
403004	Fierrero		1.0000	3.45	0.0700	0.24
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0060	0.02
Subtotal de Mano de Obra:						0.50

Costo Directo Total: 1.69

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.34

Precio Unitario Total	2.03
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 7,001
 Código: 507002
 Descripción: Hormigón Simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102010	Concretera un saco	Hora	1.0000	3.15	0.7600	2.39
112001	Herramientas varias	Hora	5.0000	0.40	0.7600	1.52
Subtotal de Equipo:						3.91

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
223002	Cemento Portland Tipo I puesto en	saco	7.5000	6.97		52.28
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0.6000	19.50		11.70
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1.0000	18.50		18.50
2EA073	Agua	lt	180.0000	0.01		1.80
Subtotal de Materiales:						84.28

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5.0000	3.41	0.7600	12.96
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.3800	1.38
Subtotal de Mano de Obra:						14.34

Costo Directo Total: 102.53

COSTOS INDIRECTOS

20 % 20.51

Precio Unitario Total	123.04
------------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 7,002
 Código: 513003
 Descripción: Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2
 Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2.0000	0.40	0.0700	0.06
Subtotal de Equipo:						0.06

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
202001	Acero en varillas	kg	1.0500	1.00		1.05
209001	Alambre de amarre No. 18 negro re	kg	0.0500	1.60		0.08
Subtotal de Materiales:						1.13

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.0700	0.24
403004	Fierrero		1.0000	3.45	0.0700	0.24
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0060	0.02
Subtotal de Mano de Obra:						0.50

Costo Directo Total: 1.69

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.34

Precio Unitario Total	2.03
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 7,003
Código: 513005
Descrip.: Malla electrosoldada R-84
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2.0000	0.40	0.1000	0.08
Subtotal de Equipo:						0.08
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
257004	Malla electrosoldada R-84 (15 x 15	u	0.0700	23.31		1.63
Subtotal de Materiales:						1.63
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	0.1000	0.68
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0200	0.07
Subtotal de Mano de Obra:						0.75
Costo Directo Total:						2.46
COSTOS INDIRECTOS						
20 %						0.49
Precio Unitario Total						2.95

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 7,004
Código: 527024
Descrip.: Corte y sellado de juntas con emulsión asfáltica
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102011	Cortadora Disco de diamante	Hora	1.0000	8.00	0.1000	0.80
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.1500	0.06
Subtotal de Equipo:						0.86

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
215001	Asfalto	gal	0.0300	1.58		0.05
228001	Diesel	gl	0.0100	1.04		0.01
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0.0007	19.50		0.01
Subtotal de Materiales:						0.07

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		3.0000	3.41	0.1500	1.53
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0400	0.15
Subtotal de Mano de Obra:						1.68

Costo Directo Total: 2.61

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.52

Precio Unitario Total	3.13
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 7,005
 Código: 512046
 Descrip.: Encofrado de madera
 Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	3.0000	0.40	0.1750	0.21
Subtotal de Equipo:						0.21

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
253002	Pingos de eucalipto	m	3.0000	0.80		2.40
253004	Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x	u	0.8000	2.50		2.00
253005	Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.5000	1.08		0.54
2EA084	Clavos	kg	0.1500	1.91		0.29
Subtotal de Materiales:						5.23

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
403001	Albañil		1.0000	3.45	0.1750	0.60
402015	Peón		2.0000	3.41	0.1750	1.19
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0200	0.07
Subtotal de Mano de Obra:						1.86

Costo Directo Total: 7.30

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.46

Precio Unitario Total	8.76
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 8,001
Código: 533001
Descrip.: Geotextil NT 1600, suministro e instalación
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.0010	0.00
Subtotal de Equipo:						0.00

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA083	Varios	Global	0.0500	1.60		0.08
279006	Geotextil NT 1600	m2	1.2000	1.40		1.68
Subtotal de Materiales:						1.76

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	0.0100	0.07
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0020	0.01
Subtotal de Mano de Obra:						0.08

Costo Directo Total: 1.84

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.37

Precio Unitario Total	2.21
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 8,002
 Código: 515001
 Descripción: Tubería PVC perforada para dren, d= 160 mm
 Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.0350	0.01
Subtotal de Equipo:						0.01

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2A0033	Tubería PVC d = 160mm para dren	u	1.0000	7.12		7.12
Subtotal de Materiales:						7.12

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.0350	0.12
403008	Plomero		1.0000	3.45	0.0350	0.12
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0070	0.03
Subtotal de Mano de Obra:						0.27

Costo Directo Total: 7.40

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.48

Precio Unitario Total	8.88
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 8,003
Código: 505007
Descrip.: Material filtrante para drenes, suministro y colocación
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2.0000	0.40	0.0500	0.04
Subtotal de Equipo:						0.04

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1.0000	18.50		18.50
Subtotal de Materiales:						18.50

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	0.0500	0.34
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.0050	0.02
Subtotal de Mano de Obra:						0.36

Costo Directo Total: 18.90

COSTOS INDIRECTOS

20 % 3.78

Precio Unitario Total	22.68
-----------------------------	-------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18
 InterPro -

Item: 9,001
 Código: 532080
 Descripción: Suministro Letrero Hombres Trabajando
 Unidad: u

COSTOS DIRECTOS						
Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Equipo:						0.00
Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA299	Letrero Hombres Trabajando 0.75 x	u	1.0000	22.00		22.00
Subtotal de Materiales:						22.00
Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00
Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Subtotal de Mano de Obra:						0.00
Costo Directo Total:						22.00
COSTOS INDIRECTOS						
20 %						4.40
Precio Unitario Total						26.40

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 9,002
 Código: 532036
 Descrip.: Letrero informativo en lona de 4.80 x 2.40 m
 Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2.0000	0.40	8.0000	6.40
Subtotal de Equipo:						6.40

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
513013	Acero estructural en perfiles, sumin	kg	204.7600	3.19		653.18
2EA133	Lona de 3 x 6 m	u	0.9000	288.00		259.20
504002	Excavación manual material sin cla	m3	0.8600	9.39		8.08
507002	Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2	m3	0.8600	102.53		88.18
Subtotal de Materiales:						1,008.64

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	8.0000	27.28
403001	Albañil		1.0000	3.45	8.0000	27.60
403003	Pintor		1.0000	3.45	8.0000	27.60
404009	Maestro electrico/liniero/subestación		1.0000	3.82	8.0000	30.56
Subtotal de Mano de Obra:						113.04

Costo Directo Total: 1,128.08

COSTOS INDIRECTOS

20 % 225.62

Precio Unitario Total	1,353.70
-----------------------------	----------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: RUB. AUX. 009.002
Código: 504002
Descrip.: Excavación manual material sin clasificar
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	2.2500	0.90
Subtotal de Equipo:						0.90

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de Materiales:						0.00

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	2.2500	7.67
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.2250	0.82
Subtotal de Mano de Obra:						8.49

Costo Directo Total: 9.39

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.88

Precio Unitario Total	11.27
------------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: RUB. AUX. 009.002
 Código: 507002
 Descripción: Hormigón Simple f'c = 210 kg/cm2
 Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102010	Concretera un saco	Hora	1.0000	3.15	0.7600	2.39
112001	Herramientas varias	Hora	5.0000	0.40	0.7600	1.52
Subtotal de Equipo:						3.91

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
223002	Cemento Portland Tipo I puesto en	saco	7.5000	6.97		52.28
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0.6000	19.50		11.70
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1.0000	18.50		18.50
2EA073	Agua	lt	180.0000	0.01		1.80
Subtotal de Materiales:						84.28

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5.0000	3.41	0.7600	12.96
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.3800	1.38
Subtotal de Mano de Obra:						14.34

Costo Directo Total: 102.53

COSTOS INDIRECTOS

20 % 20.51

Precio Unitario Total	123.04
------------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: RUB. AUX. 009.002

Código: 513013

Descripción: Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo manual

Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	2.0000	0.40	0.1250	0.10
110002	Equipo de suelda	Hora	1.0000	0.75	0.1250	0.09
Subtotal de Equipo:						0.19

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
263007	Perfil laminado de acero	Kg	1.0500	1.35		1.42
2EA092	Suelda	kg	0.1000	2.46		0.25
Subtotal de Materiales:						1.67

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	0.1250	0.85
404009	Maestro electrico/liniero/subestación		1.0000	3.82	0.1250	0.48
Subtotal de Mano de Obra:						1.33

Costo Directo Total: 3.19

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.64

Precio Unitario Total	3.83
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 9,003
Código: 532003
Descrip.: Señalización con cinta
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.0200	0.01
Subtotal de Equipo:						0.01

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA091	Cinta plastica	m	1.0000	0.10		0.10
Subtotal de Materiales:						0.10

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.0200	0.07
Subtotal de Mano de Obra:						0.07

Costo Directo Total: 0.18

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.04

Precio Unitario Total	0.22
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 9,004
Código: 532006
Descrip.: Cobertura de plástico (5 usos)
Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.0200	0.01
Subtotal de Equipo:						0.01

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA085	Plastico grueso	m2	0.2000	0.40		0.08
Subtotal de Materiales:						0.08

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		2.0000	3.41	0.0200	0.14
Subtotal de Mano de Obra:						0.14

Costo Directo Total: 0.23

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.05

Precio Unitario Total	0.28
-----------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 9,005
 Código: 532004
 Descripción: Parante con base de hormigón, 20 usos
 Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.5000	0.20
Subtotal de Equipo:						0.20

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
202002	Varilla de 10 mm x 12 m	u	0.0013	8.22		0.01
253002	Pingos de eucalipto	m	0.0750	0.80		0.06
253003	Tabla de encofrado 24 x 3 cm x 30	u	0.0185	1.90		0.04
270022	Pintura esmalte	gl	0.0100	16.93		0.17
507001	Hormigón Simple f'c = 180 kg/cm2	m3	0.0060	98.11		0.59
2EA084	Clavos	kg	0.0075	1.91		0.01
Subtotal de Materiales:						0.88

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.5000	1.71
403001	Albañil		1.0000	3.45	0.5000	1.73
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.1000	0.36
Subtotal de Mano de Obra:						3.80

Costo Directo Total: 4.88

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.98

Precio Unitario Total	5.86
------------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: RUB. AUX. 009.005
Código: 507001
Descrip.: Hormigón Simple f'c = 180 kg/cm2
Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
102010	Concretera un saco	Hora	1.0000	3.15	0.7500	2.36
112001	Herramientas varias	Hora	5.0000	0.40	0.7500	1.50
Subtotal de Equipo:						3.86

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
223002	Cemento Portland Tipo I puesto en	saco	6.9000	6.97		48.09
2EI005	Arena puesta en obra	m3	0.6000	19.50		11.70
2EI006	Grava puesta en obra	m3	1.0000	18.50		18.50
2EA073	Agua	lt	180.0000	0.01		1.80
Subtotal de Materiales:						80.09

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		5.0000	3.41	0.7500	12.79
405006	Técnico obras civiles		1.0000	3.64	0.3750	1.37
Subtotal de Mano de Obra:						14.16

Costo Directo Total: 98.11

COSTOS INDIRECTOS

20 % 19.62

Precio Unitario Total	117.73
------------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

10-may-18 InterPro -

Item: 9,006
Código: 532081
Descrip.: Malla de seguridad, suministro e instalación, 5 usos
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
112001	Herramientas varias	Hora	1.0000	0.40	0.2000	0.08
Subtotal de Equipo:						0.08

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
2EA121	Malla plástica de seguridad K0001	m	0.2000	0.55		0.11
Subtotal de Materiales:						0.11

Transporte						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:						0.00

Mano de Obra						
Código	Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
402015	Peón		1.0000	3.41	0.2000	0.68
Subtotal de Mano de Obra:						0.68

Costo Directo Total: 0.87

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.17

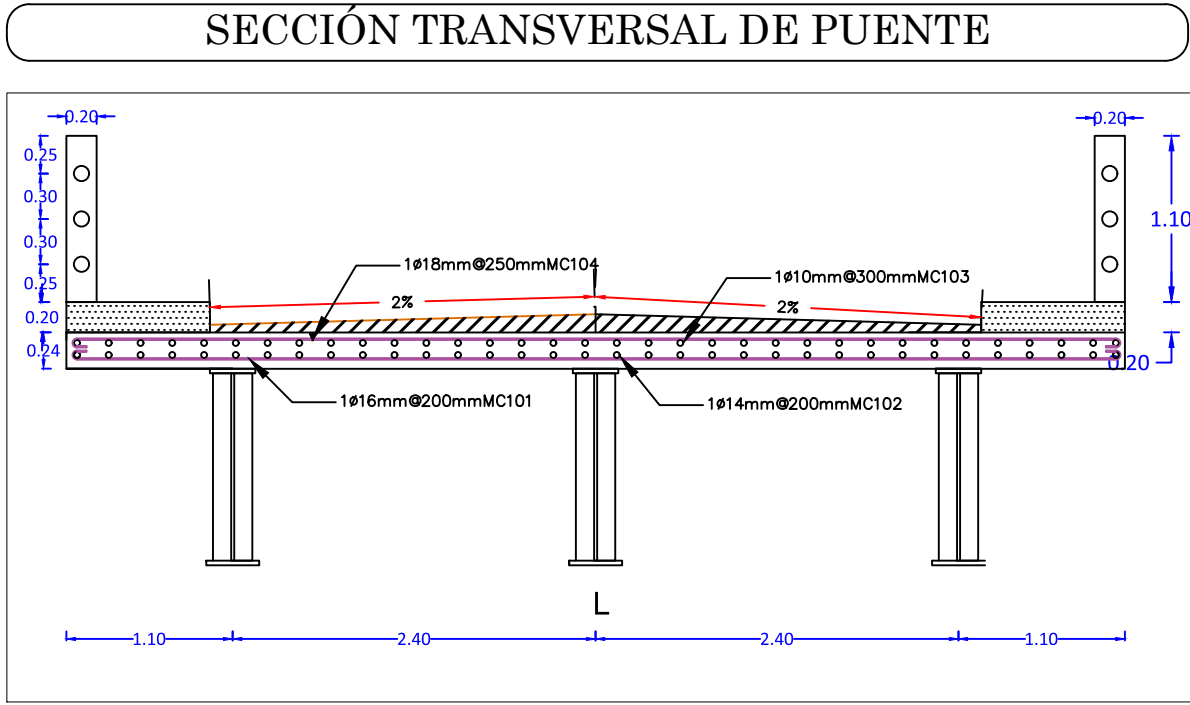
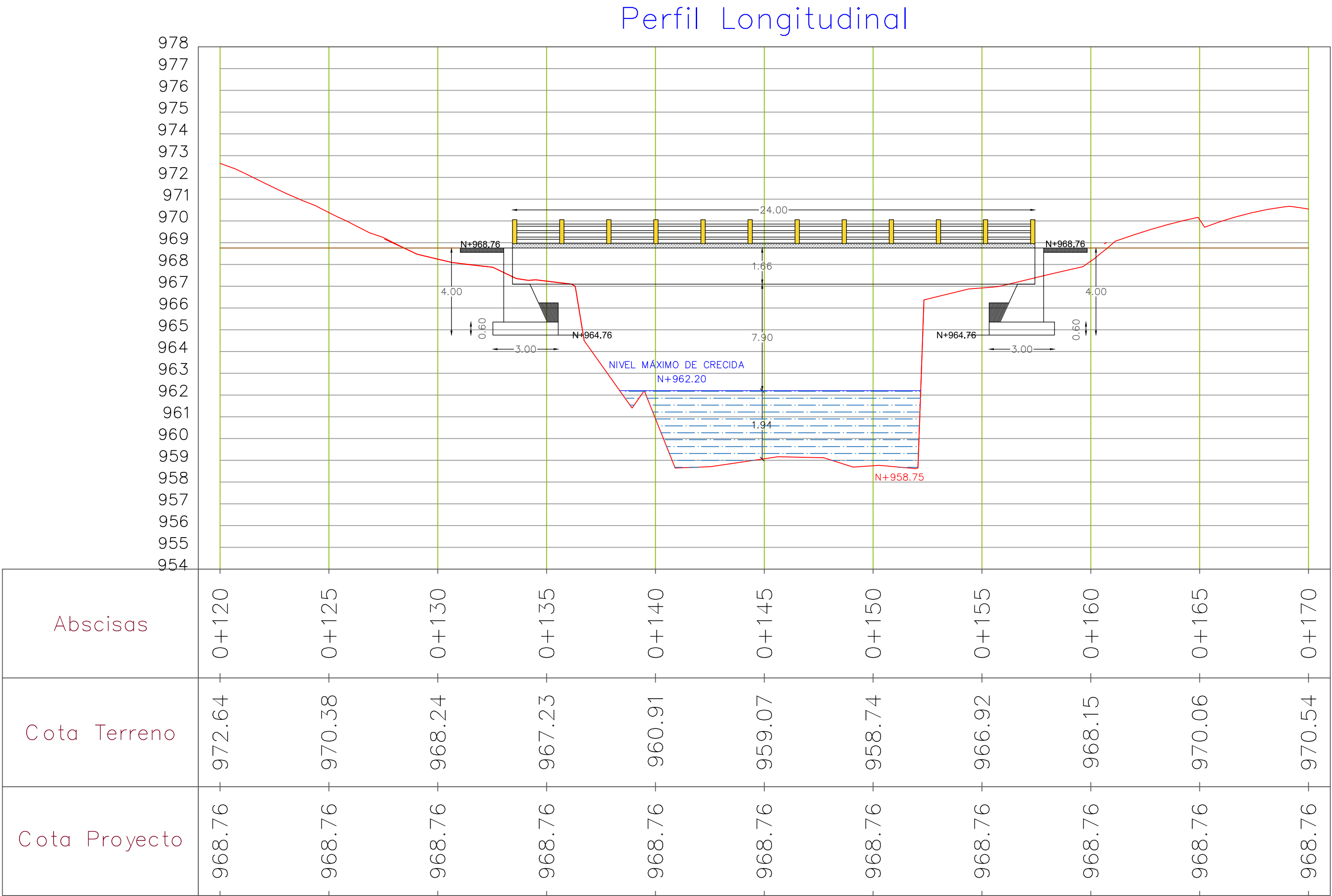
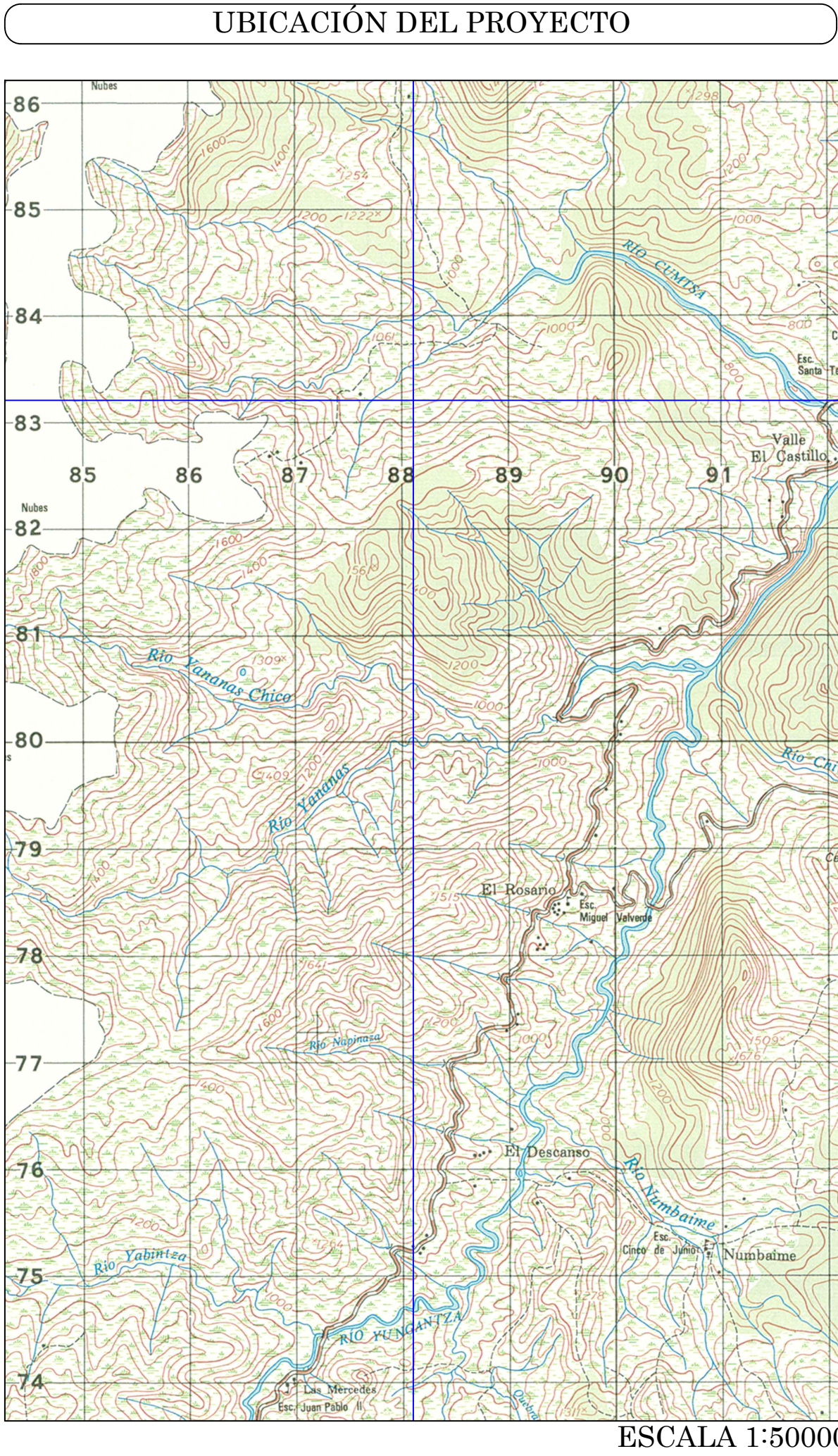
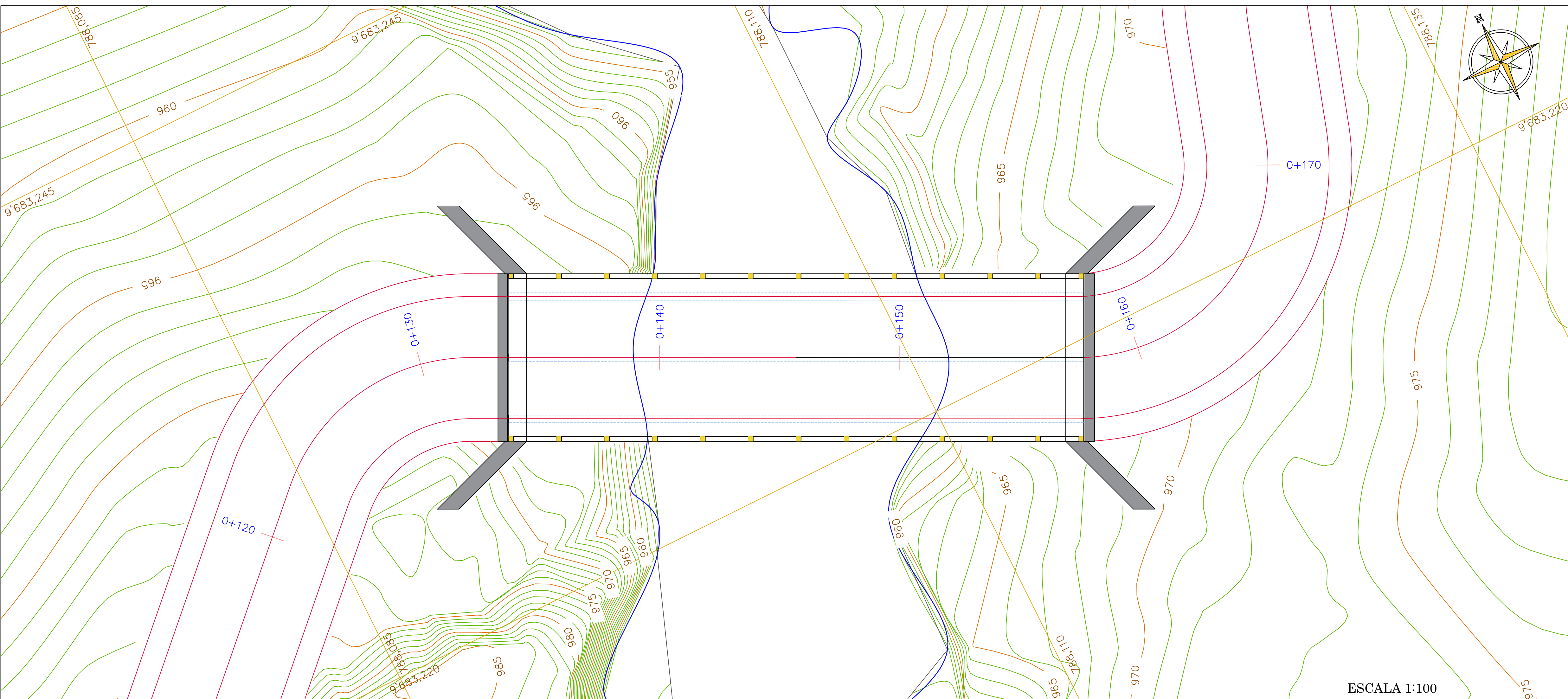
Precio Unitario Total	1.04
-----------------------------	------

This topographic map illustrates a construction site with a grid system. The vertical axis (easting) is labeled with values 788,035, 788,060, 788,085, 788,110, 788,135, 788,160, and 788,185. The horizontal axis (northing) is labeled with values 9'683,170, 9'683,195, 9'683,220, 9'683,245, and 9'683,270. The map features contour lines in green and orange, representing elevation changes. A blue line indicates a proposed boundary or path. A central structure, possibly a bridge or a building foundation, is shown with a blue hatched area and a black outline. A small blue arrow points to a specific location on the map, labeled with the coordinates 962.00 and 962.00. The scale is indicated as ESCALA 1:250.

[illegible]

Technical drawing of a bridge deck cross-section showing reinforcement details. The deck is 11.0m wide with a central 2.40m section and two 1.10m side sections. Reinforcement includes top bars (118mm and 110mm diameter), bottom bars (16mm and 14mm diameter), and stirrups (300mm and 200mm spacing). A 2% slope is indicated on the top surface.

CONTIENE: TOPOGRAFÍA DEL SECTOR Y EMPLAZAMIENTO



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- ACERO ESTRUCTURAL A - 588 VIGAS METALICAS
- ACERO ESTRUCTURAL A - 36 RIGIDIZADOR (APOYO) RIGIDIZADOR (INTERMEDIO) ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)
- CONECTORES DE CORTE NS 750/400
- PERNO A 490 (CABEZA HEXAGONAL)

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CUMTZA UBICADO EN EL CANTÓN LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

REVISIÓN:

DISEÑO: Cristian Marcelo Remache Pérez

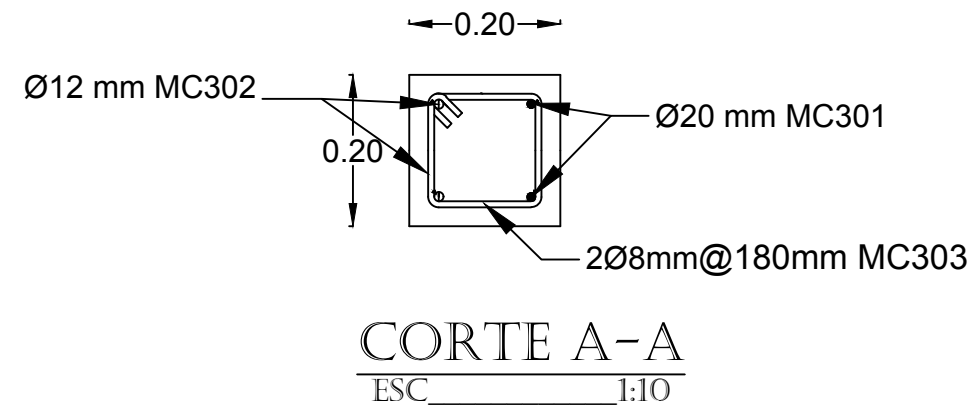
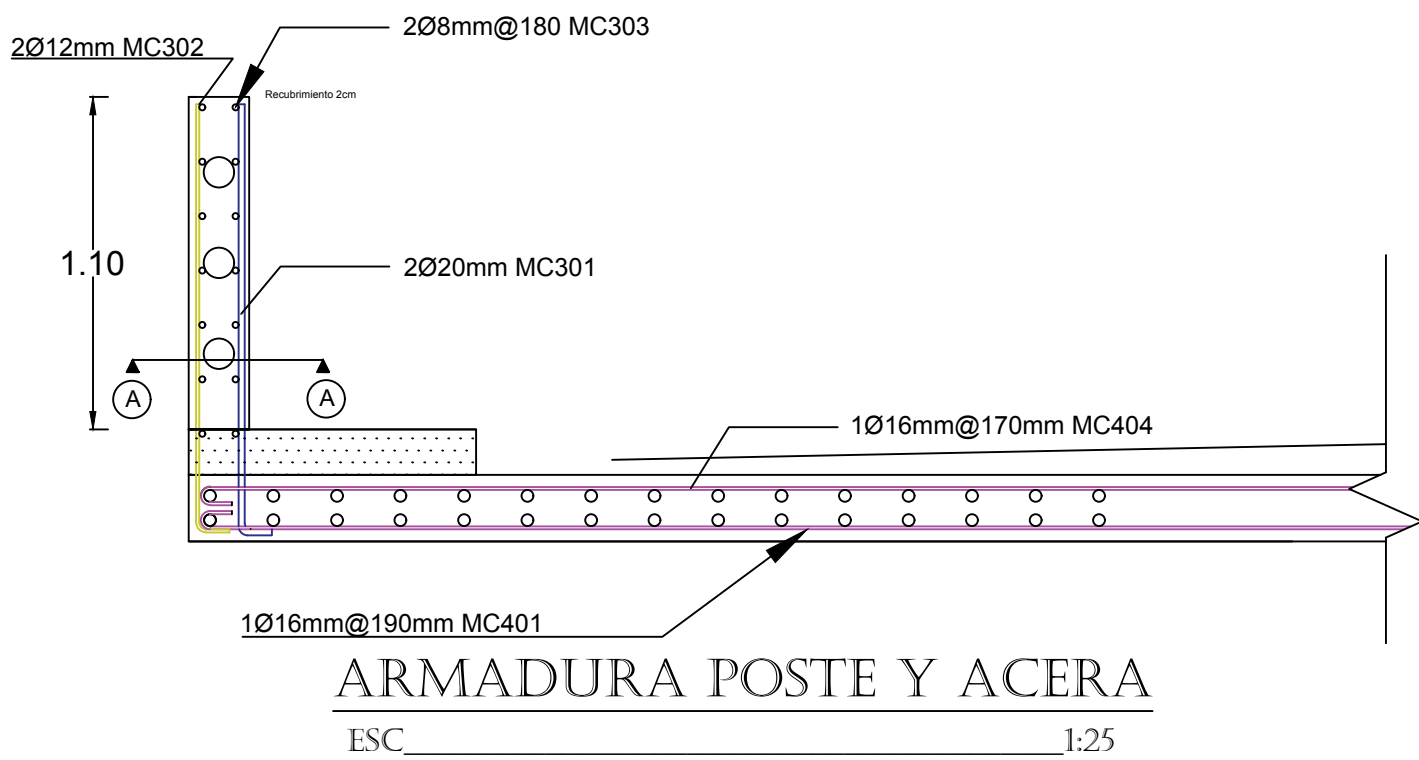
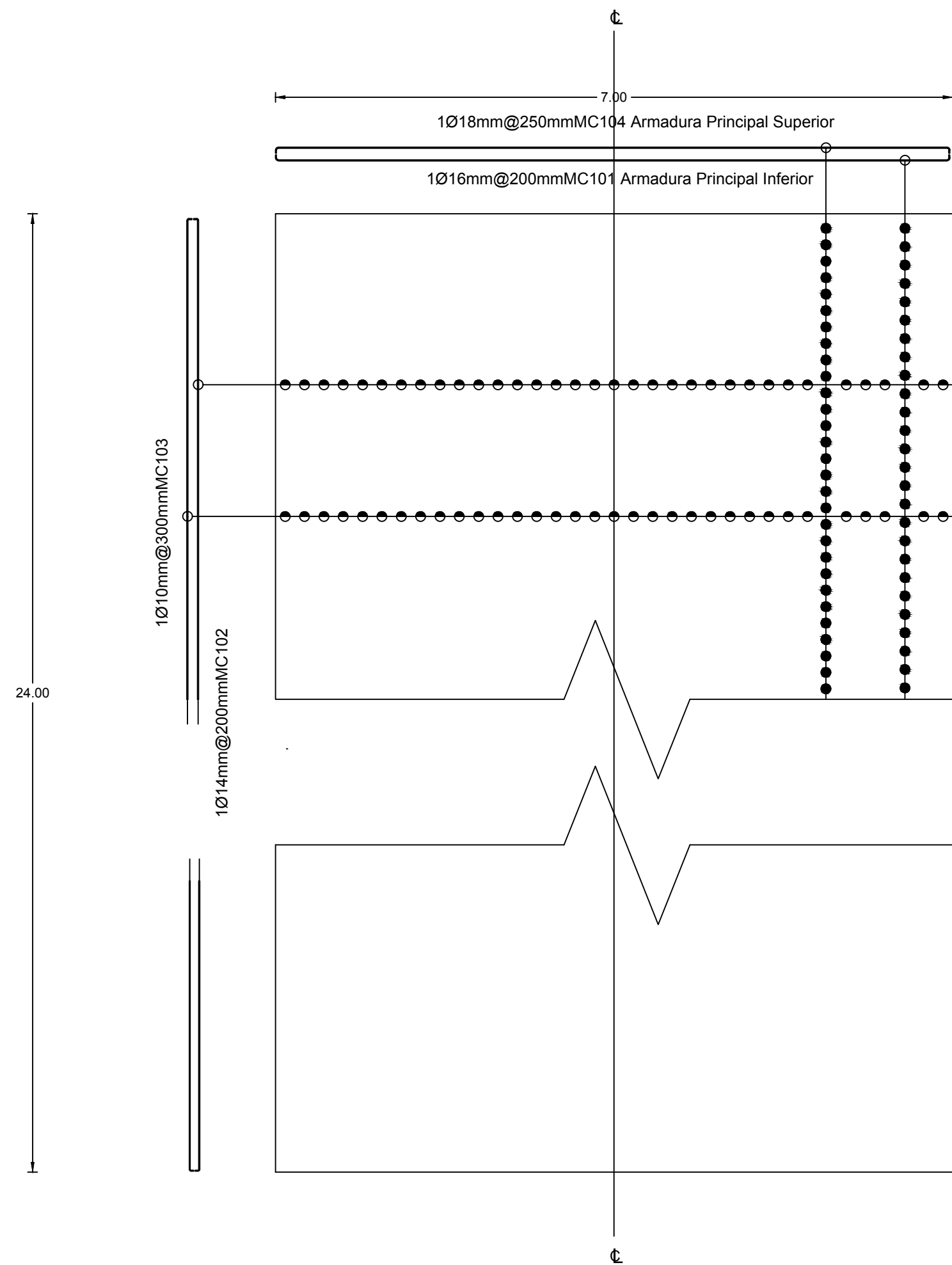
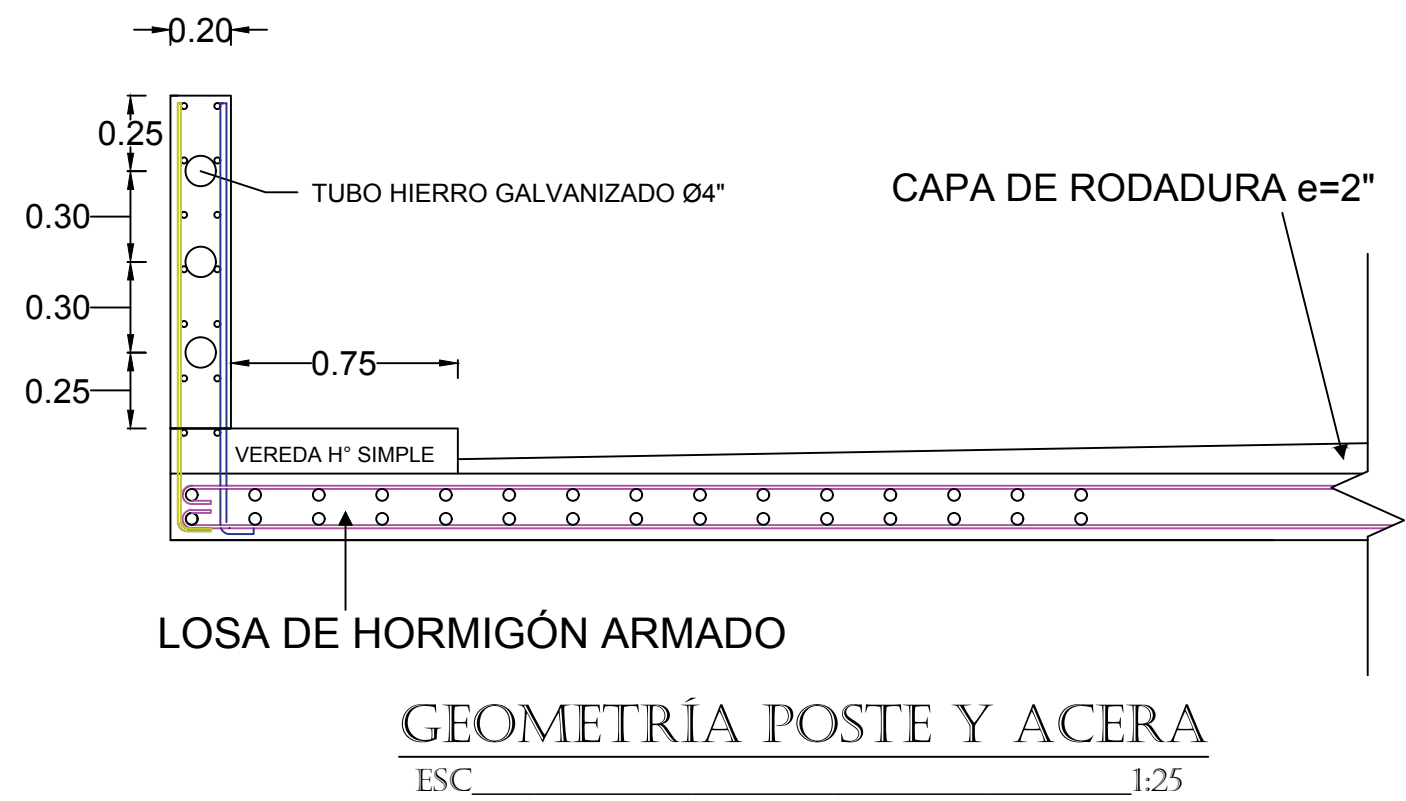
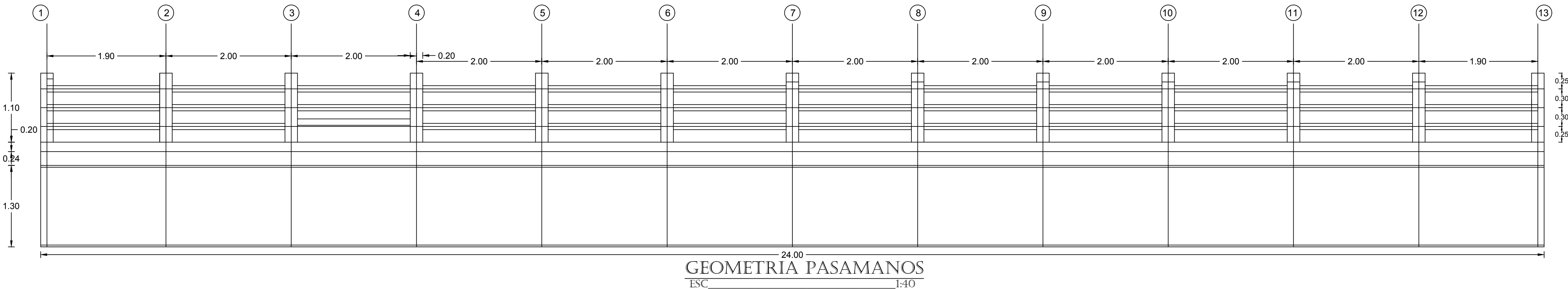
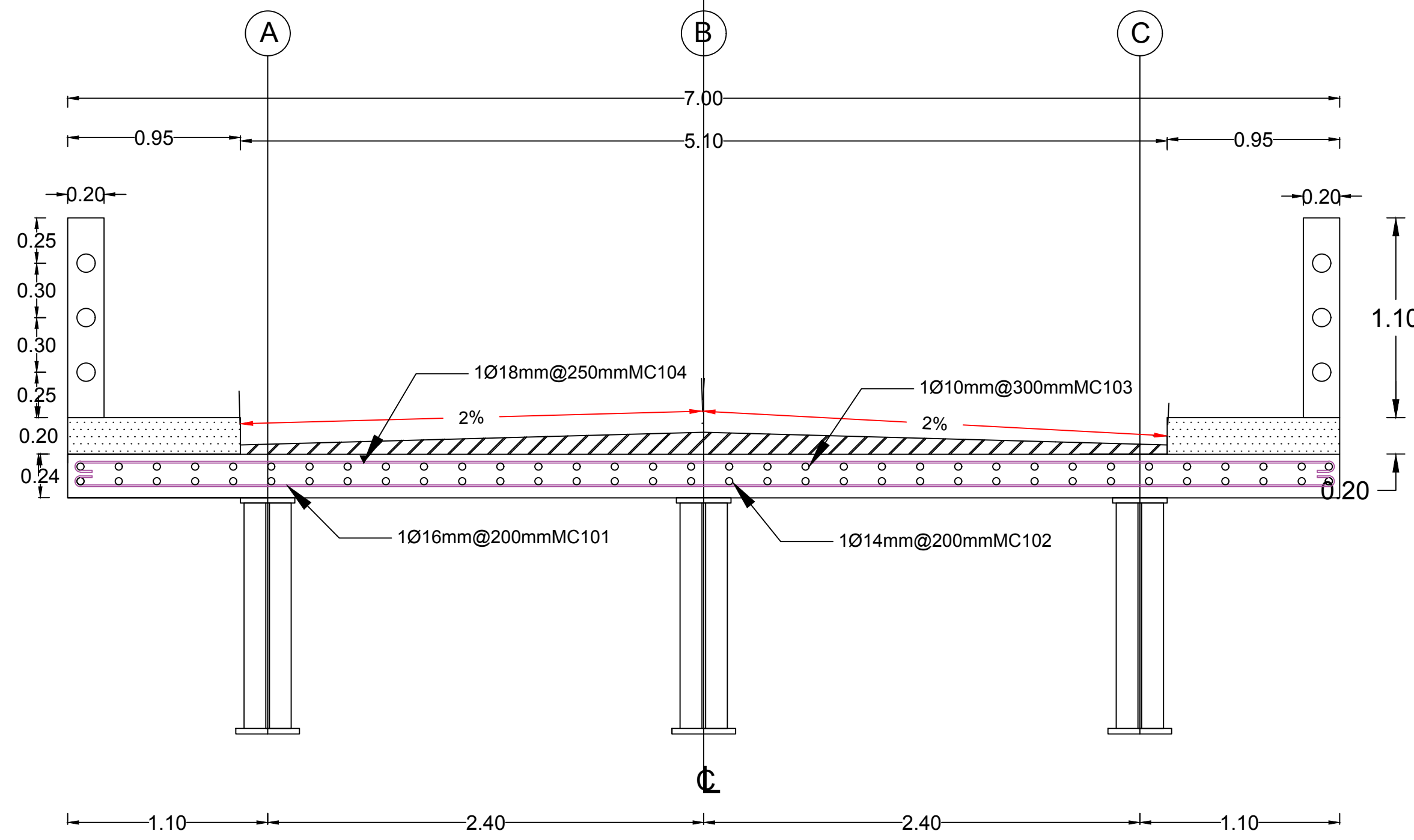
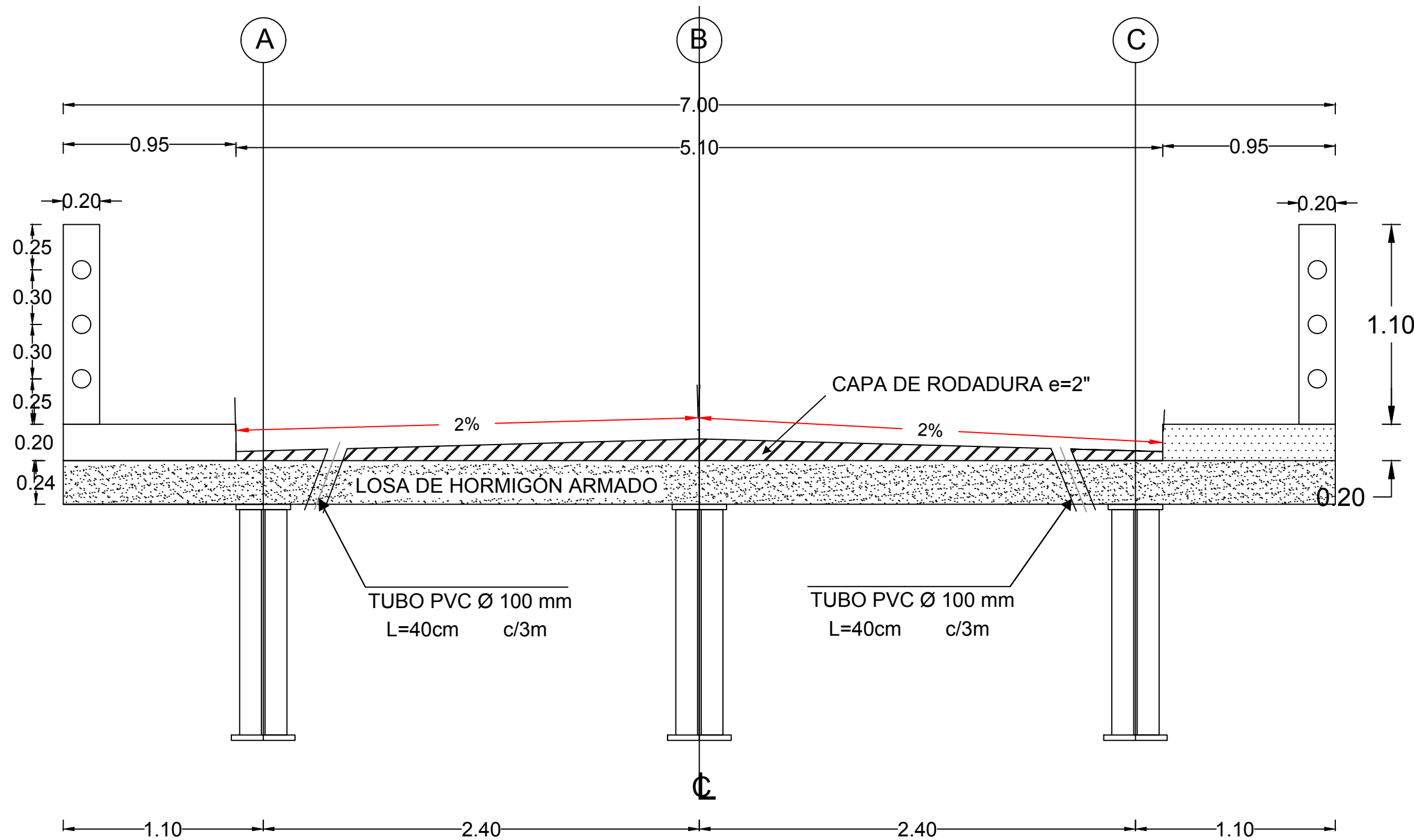
FECHA: Abril de 2018

Ing. Civ. Juan Solá Quintuña
Director de Tesis

Nº LAMINA: 2/6

CONTIENE: IMPLANTACIÓN DEL PUENTE - PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL

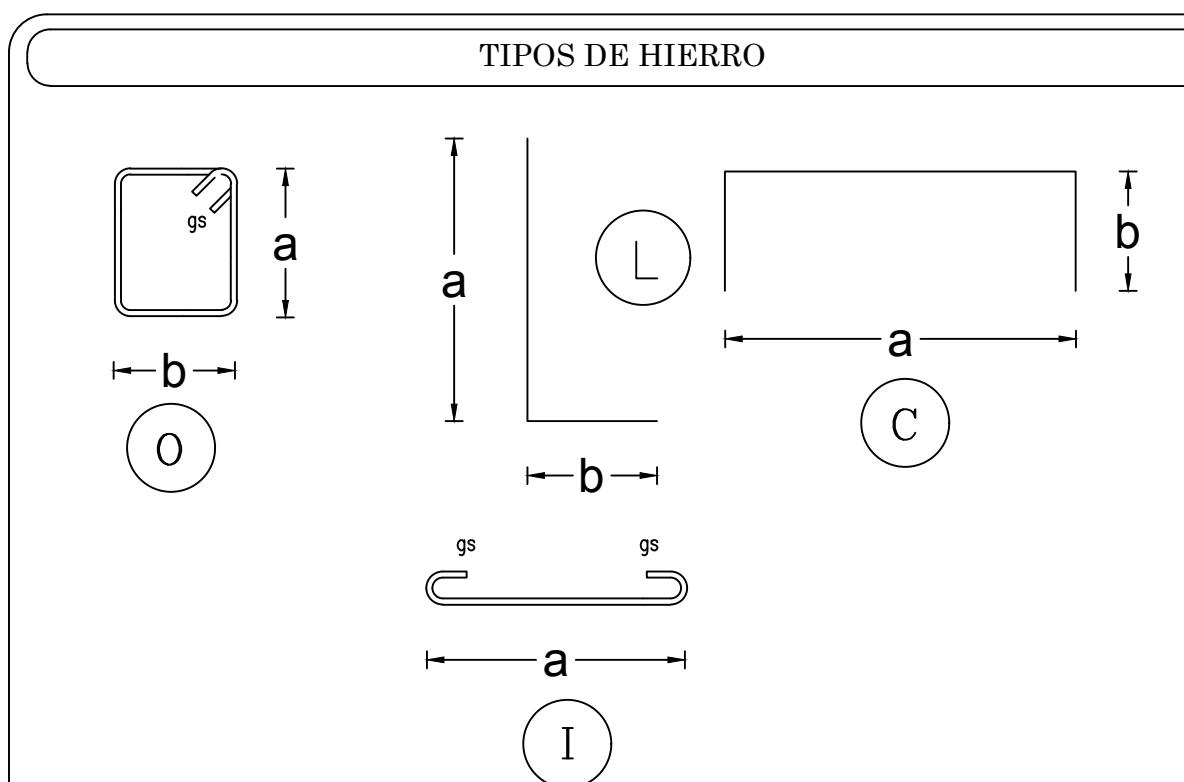
ESCALA 1:150



PLANILLA DE HIERROS										
MC	Ø	TIPO	CANT	DIMENSIONES				LONG. PARCIAL	LONG. TOTAL	
				a	b	c	d			gs
LOSA										
101	16	C	120	6.9	0.06	---	---	---	7.04	844.8
102	14	C	36	23.9	0.06	---	---	---	24.04	865.44
103	10	C	24	23.9	0.06	---	---	---	24.04	576.96
104	18	C	96	6.9	0.06	---	---	---	7.04	675.84

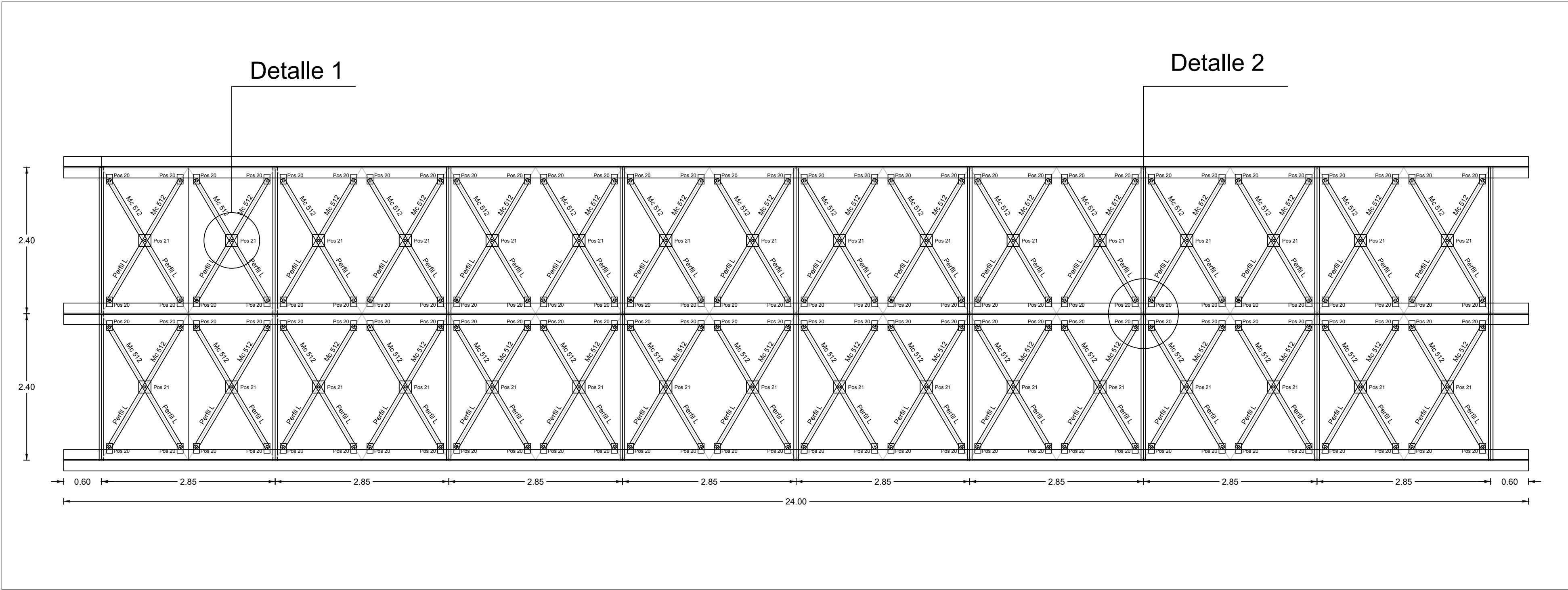
PLANILLA DE HIERROS										
MC	Ø	TIPO	CANT	DIMENSIONES				LONG. PARCIAL	LONG. TOTAL	
				a	b	c	d			gs
POSTES										
301	20	L	52	1.52	0.1	---	---	---	1.62	84.24
302	12	L	52	1.52	0.1	---	---	---	1.62	84.24
303	8	O	182	0.64	0.15	---	---	---	0.72	131.04

RESUMEN DE HIERROS			
D	LONG	PESO	IVAR
mm	m	Kg	(12 m)
8	131.04	51.76	11
10	576.96	355.98	48
12	84.24	74.81	7
14	865.44	1045.45	72
16	844.80	1333.09	70
18	675.84	1350.33	56
20	84.24	207.74	7
TOTAL	4419.16032		

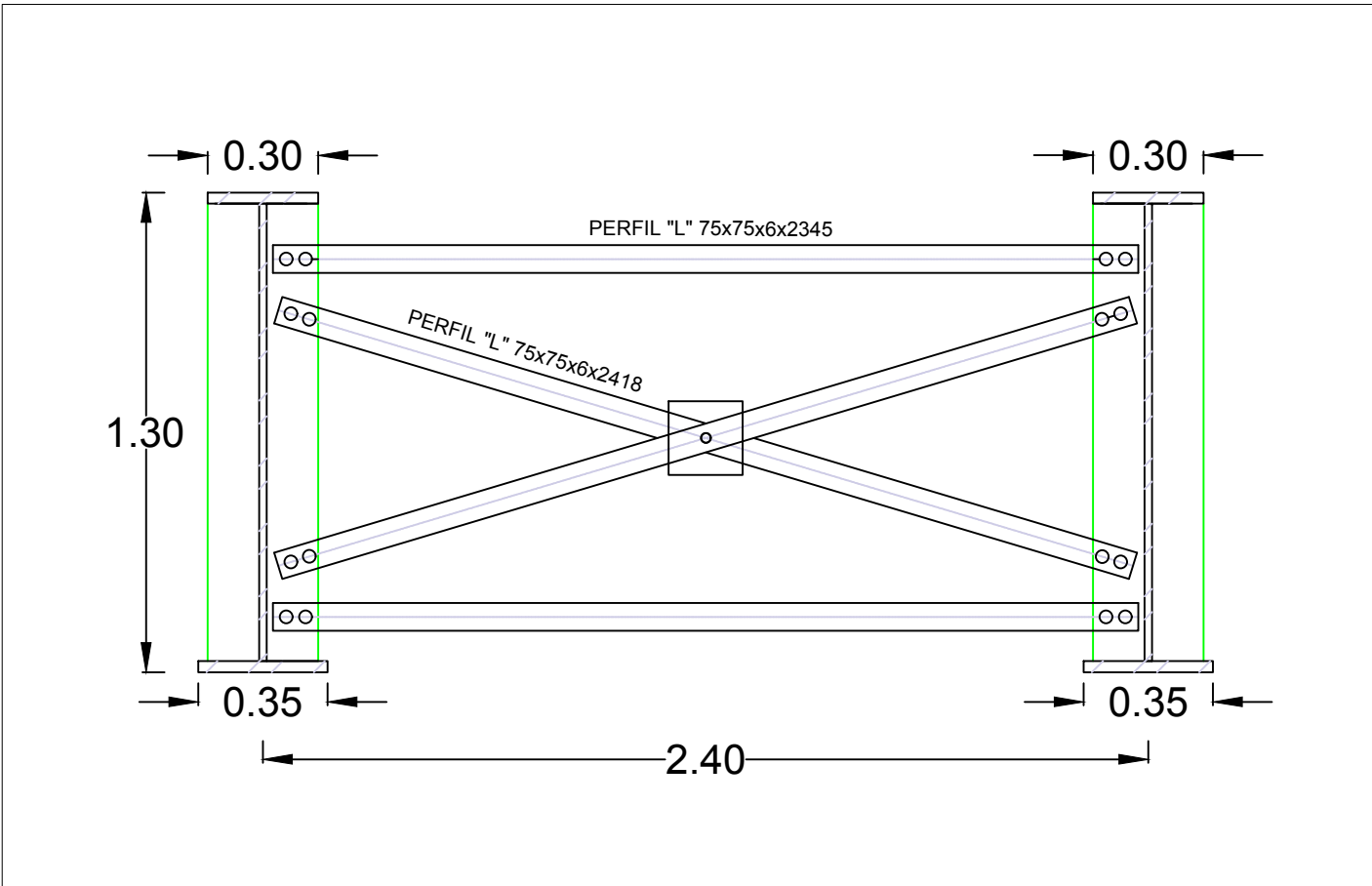


ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIÓN DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI. LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁ REGIR POR DICHO CÓDIGO:	
1. EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS $f_{cu} = 280 \text{ Kg/cm}^2$	
2. EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	
3. LOS ENCUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN	
4. EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE 62.4 Tn/m^2	
5. EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-93	
6. CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACION SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA	

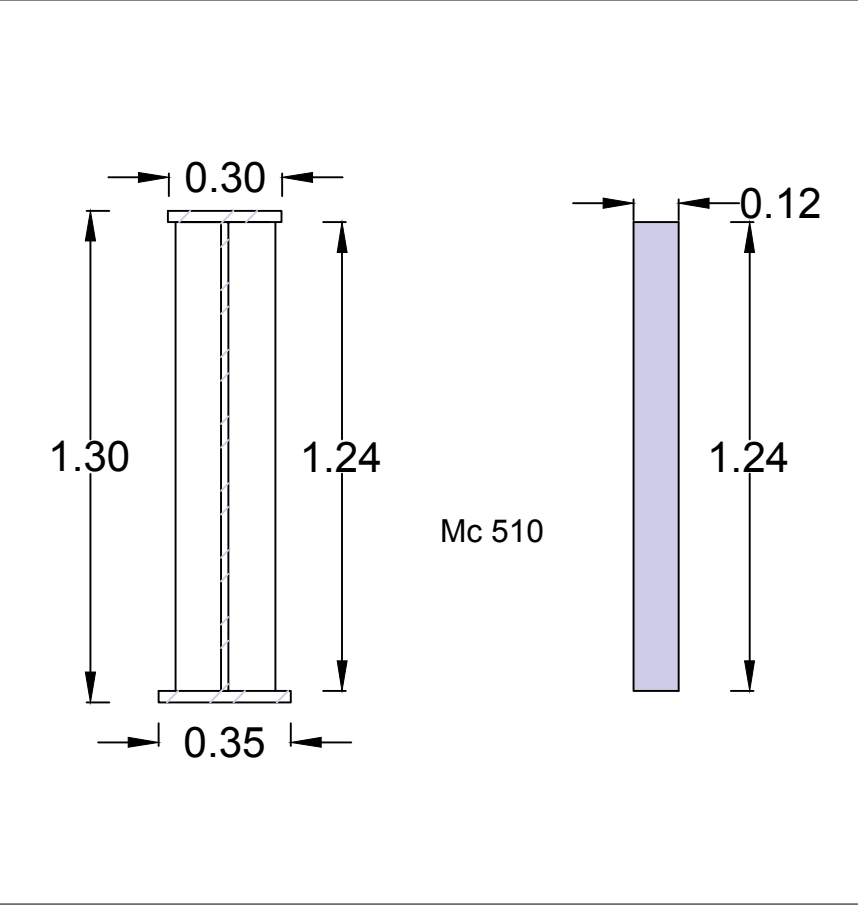
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA	
CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CUMITZA UBICADO EN EL CANTÓN LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO	
REVISIÓN:	DISEÑO: Cristian Marcelo Remache Pérez
Ing. Civ. Juan Solá Quintuña Director de Tesis	FECHA: Abril de 2018
CONTIENE:	Nº LAMINA: 3/6
TABLERO, POSTES, PASAMANOS, ACERAS, LOSA Y RESUMEN DE MATERIALES	



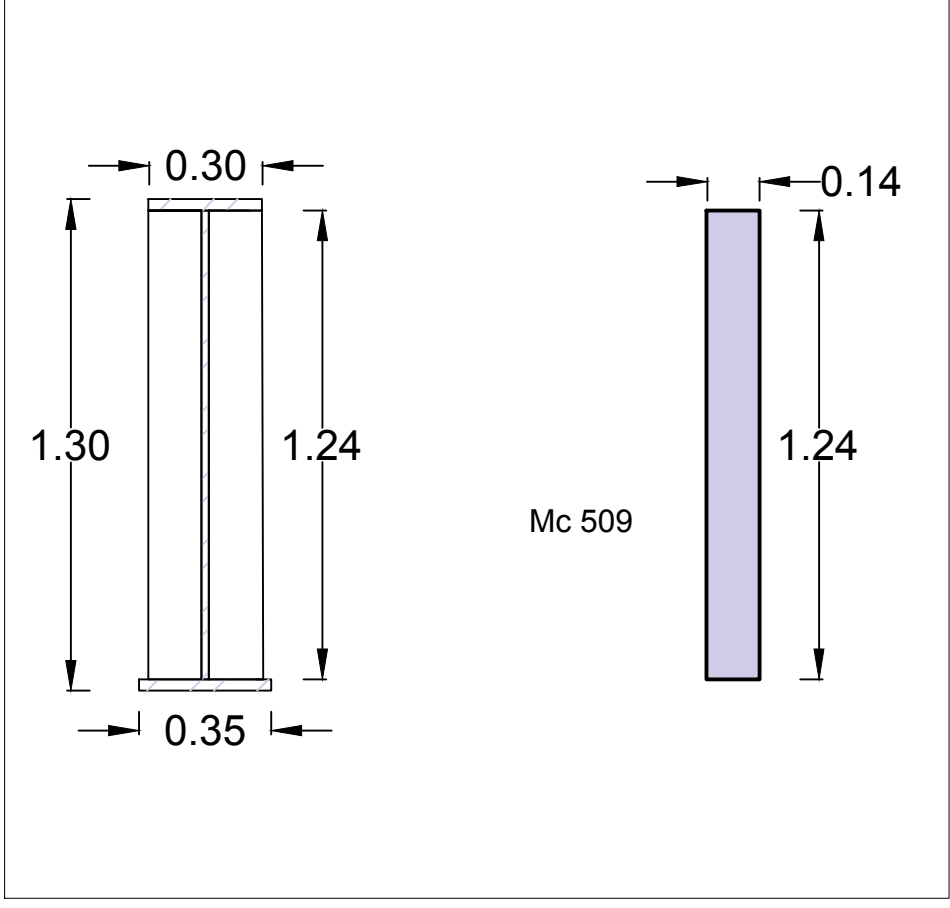
ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR
ESC 1:50



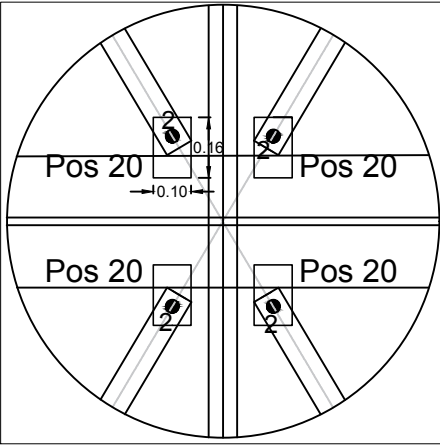
DETALLE DEL DIAFRAGMA
ESC 1:20



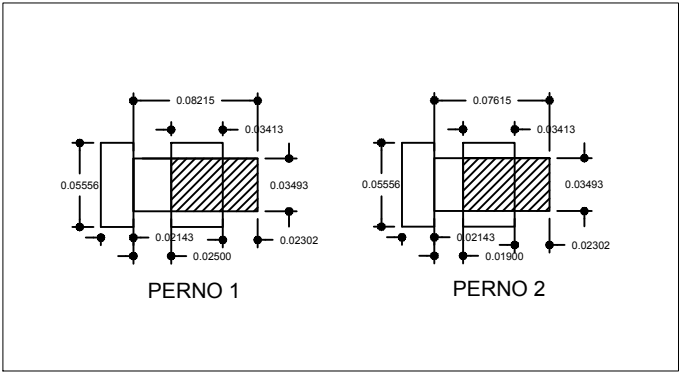
RIGIDIZADOR INTERMEDIO
ESC 1:20



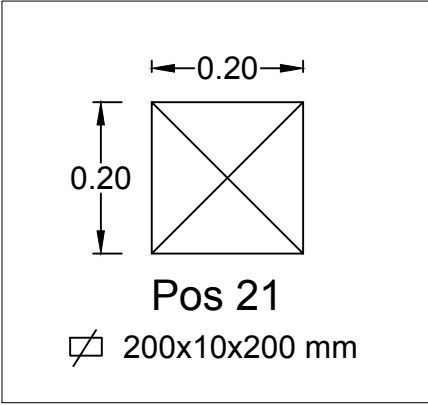
RIGIDIZADOR DE APOYO
ESC 1:20



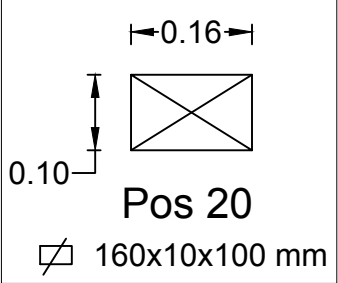
DETALLE 2
ESC 1:20



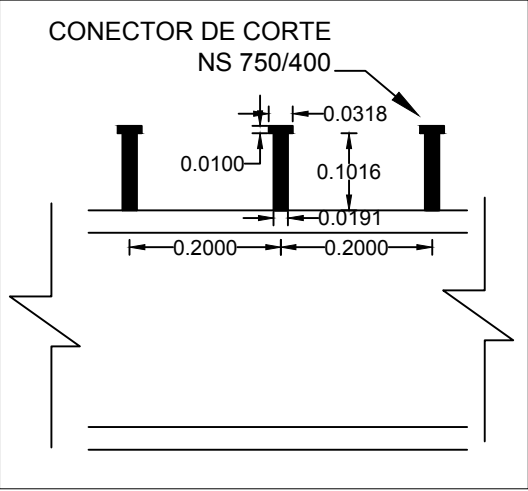
DETALLE PERNOS DE CONEXÓN
ESC 1:5



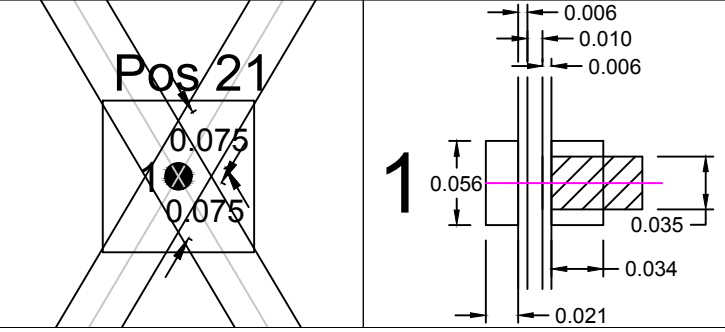
PLACA ACERO A-36
ESC 1:10



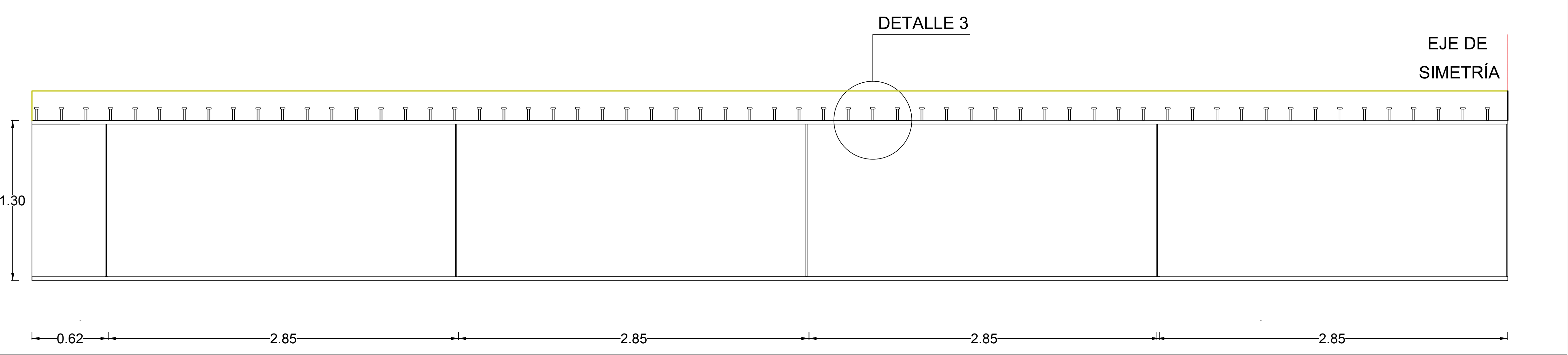
PLACA ACERO A-36
ESC 1:10



DETALLE 3
ESC 1:10



DETALLE 1
ESC 1:10



ARMADO DE CONECTORES DE CORTE
ESC 1:20

PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL										
VIGAS A-588										
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volumen Parcial	Volumen Total	Densidad de acero (Kg/m3)	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c					
500	RECTANGULAR	24	2.85	0.03	0.3	0.02565	0.6156	7850	4832.46	Patin Superior
501	RECTANGULAR	2	0.6	0.03	0.3	0.0054	0.0108	7850	84.78	Patin Superior
503	RECTANGULAR	24	2.85	1.24	0.02	0.07068	1.69632	7850	13316.11	Alma
504	RECTANGULAR	2	0.6	1.24	0.02	0.01488	0.02976	7850	233.62	Alma
506	RECTANGULAR	24	2.85	0.03	0.35	0.029925	0.7182	7850	5637.87	Patin Inferior
507	RECTANGULAR	2	0.6	0.03	0.35	0.0063	0.0126	7850	98.91	Patin Inferior
TOTAL									24203.75	

ACERO A36 (RIGIDIZADORES TRANSVERSALES)										
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volumen Parcial	Volumen Total	Densidad de acero	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c					
509	RECTANGULAR	16.00	1.240	0.140	0.015	0.003	0.042	7850.000	327.062	De Apoyo
510	RECTANGULAR	54.00	1.240	0.120	0.008	0.001	0.064	7850.000	504.611	Intermedio
TOTAL									831.673	

ACERO A-36 (PLACAS)										
MC	GEOMETRIA	No	DIMENSIONES			Volumen Parcial	Volumen Total	Peso (Kg/m3)	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c					
511	RECTANGULAR	128	0.16	0.1	0.01	0.00016	0.02048	7850	160.768	POS 21
516	RECTANGULAR	32	0.2	0.2	0.01	0.0004	0.0128	7850	100.480	POS 21

ACERO A-36 (PERFIL(DIAGONALES VERTICALES, INFERIORES Y HORIZONTALES))										
Mc	Tipo	No	DIMENSIONES			Volúmen Parcial (m3)	Volúmen Total (m3)	Densidad de acero (Kg/m3)	Peso (Kg)	Observaciones
			Sección transversal (a)	(b)						
512	L	78	0.00084	2.34		0.0019656	0.1533168	7850	1203.53688	Diagonales Inferiores

ACERO A-36 (CONECTORES DE CORTE)										
Mc	Número		Longitud (m)		Peso Unitario (Kg)		Peso total (Kg)			
513	360		10.16		0.2908		104.688			

ACERO A-490 (PERNOS)												
Mc	Tipo	No	DIMENSIONES					Volúmen parcial (m3)	Volúmen total	Densidad de acero	Peso (Kg)	Observaciones
			a	b	c	d	e					
514	1	32	0.05551	0.02143	0.08215	0.03493	0.03413	0.000180477	0.00578	7850	45.336	D=3.493 cm
515	2	132	0.05551	0.02143	0.07615	0.03493	0.03413	0.000174727	0.02306	7850	181.052	D=3.493 cm
TOTAL											226.388	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- ACERO ESTRUCTURAL A - 588
VIGAS METALICAS
- ACERO ESTRUCTURAL A - 36
RIGIDIZADOR (APOYO)
RIGIDIZADOR (INTERMEDIO)
ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)
- CONECTORES DE CORTE
NS 750/400
- PERNO
A 490 (CABEZA HEXAGONAL)

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUEBLO MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CUMITZA UBICADO EN EL CANTON LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO

REVISIÓN:

DISEÑO: Cristian Marcelo Remache Pérez

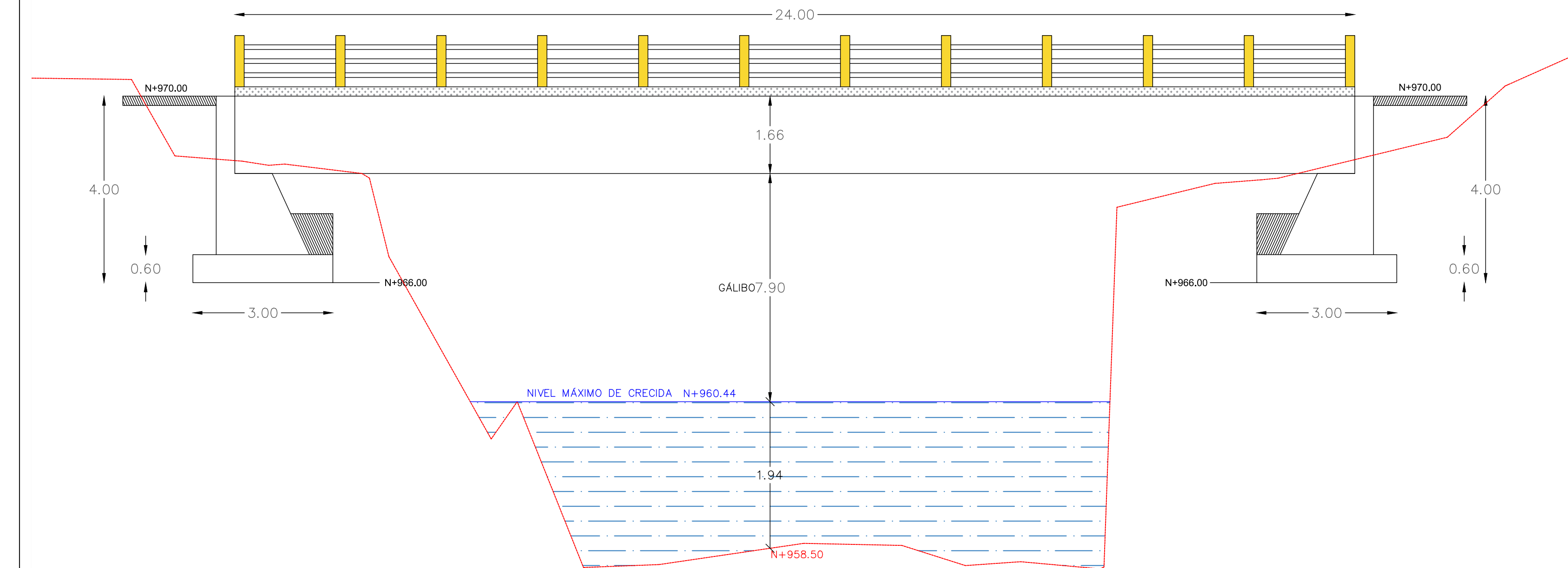
FECHA: Abril de 2018

Ing. Civ. Juan Solá Quintuña
Director de Tesis

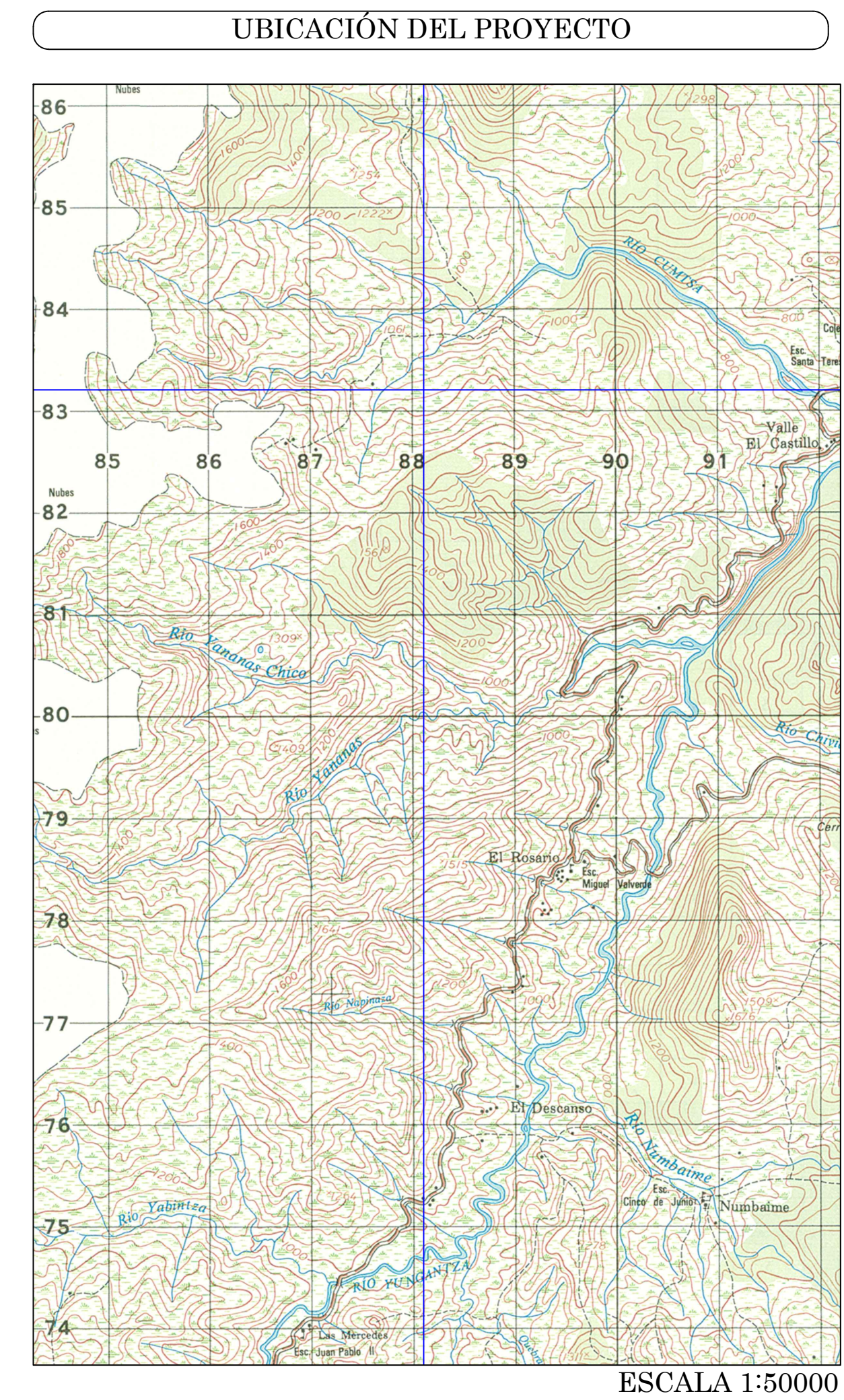
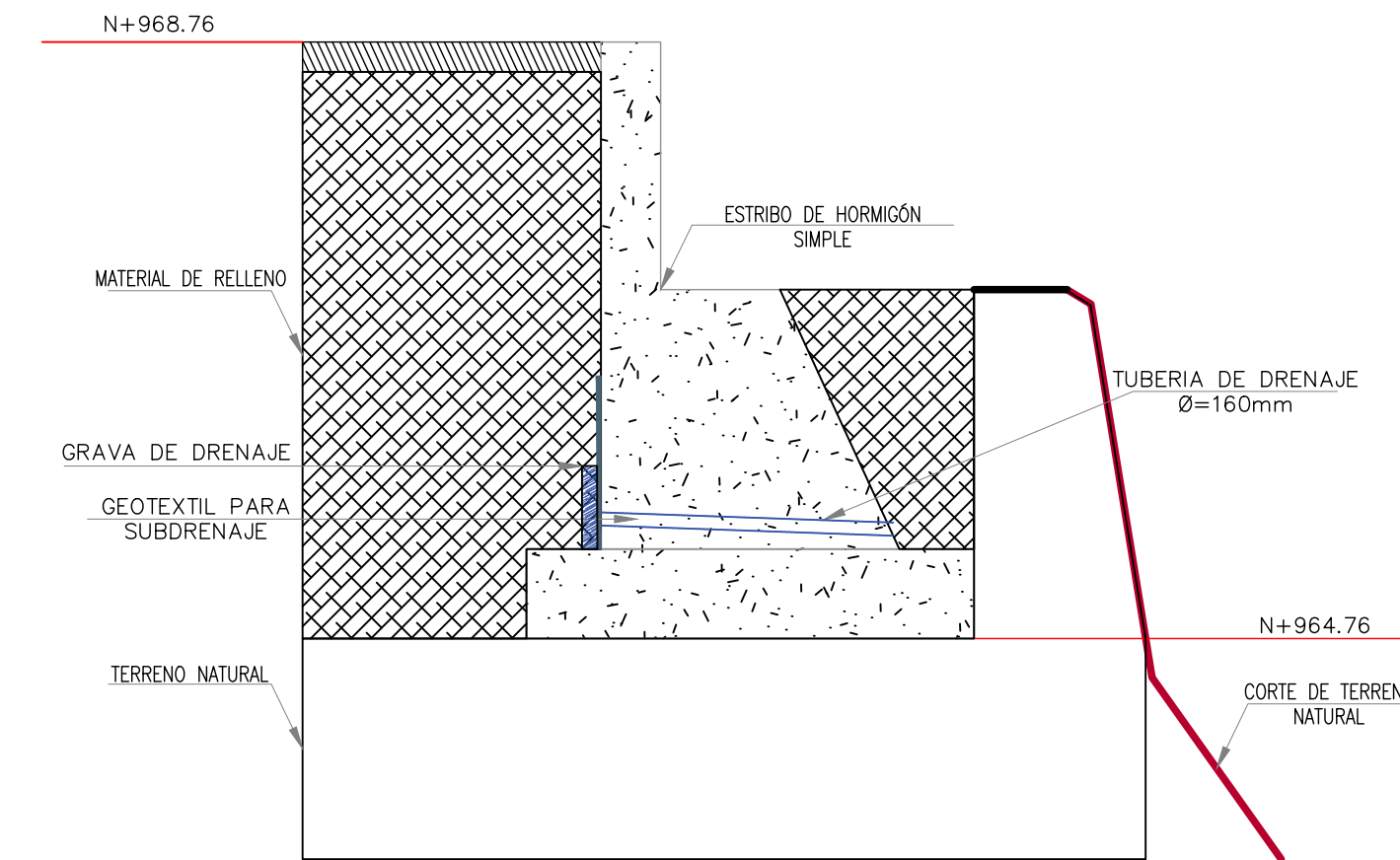
Nº LAMINA: 5/6

CONTIENE: VIGAS METÁLICAS, RIGIDIZADORES TRANSVERSALES, CONTRAVIENTOS Y DIAGONALES INFERIORES

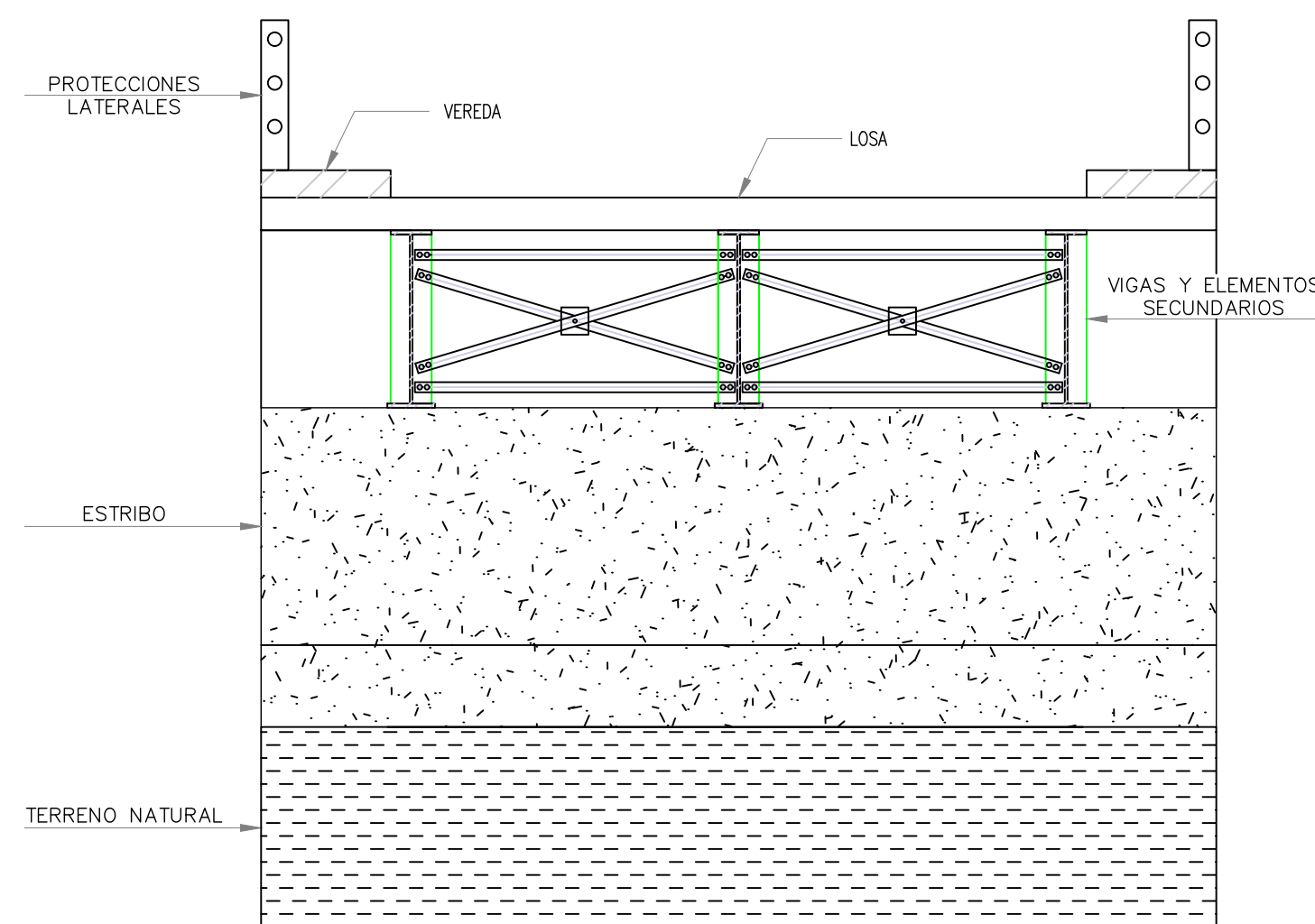
DETAILES



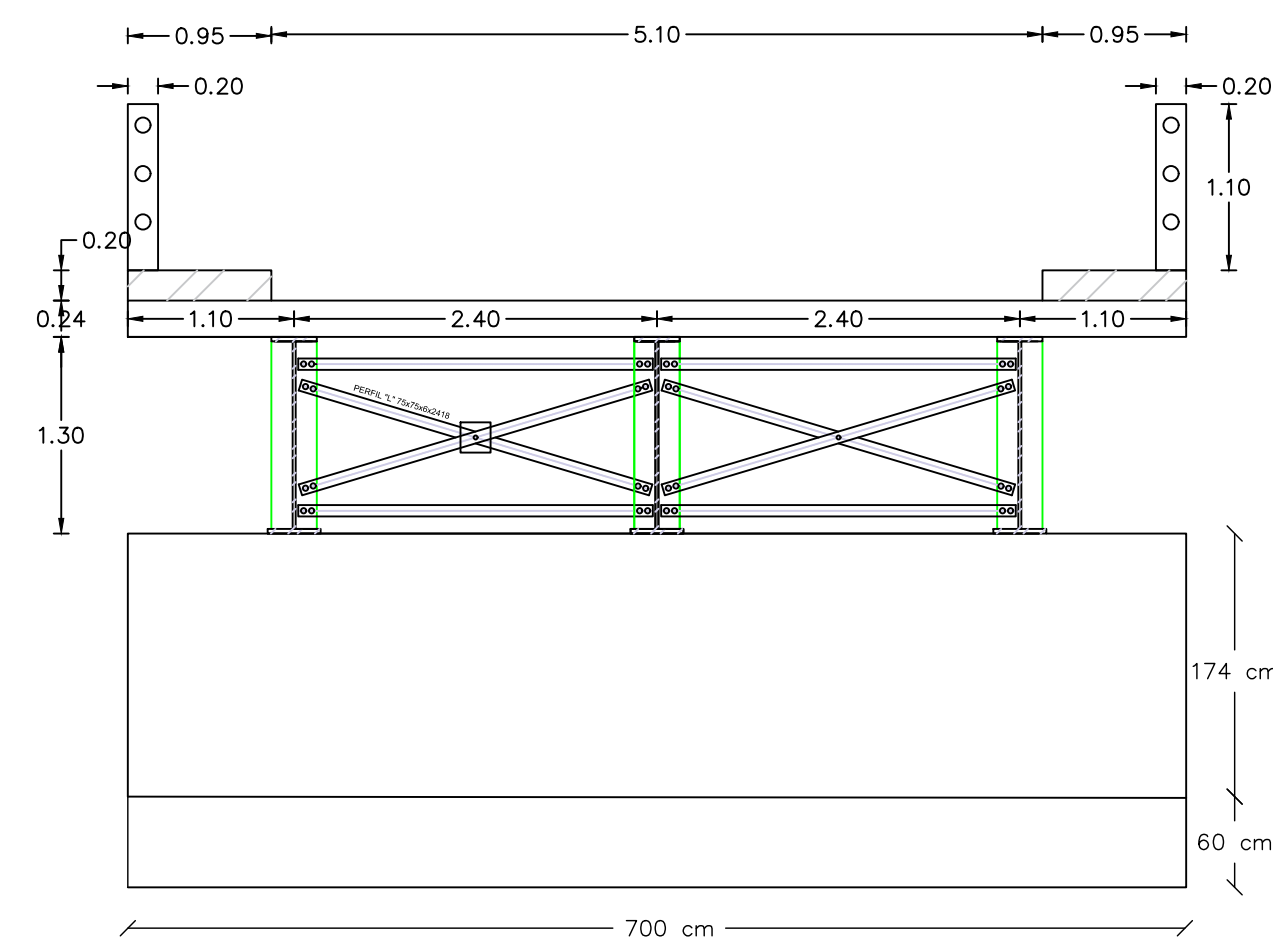
VISTA LATERAL-DETALLES



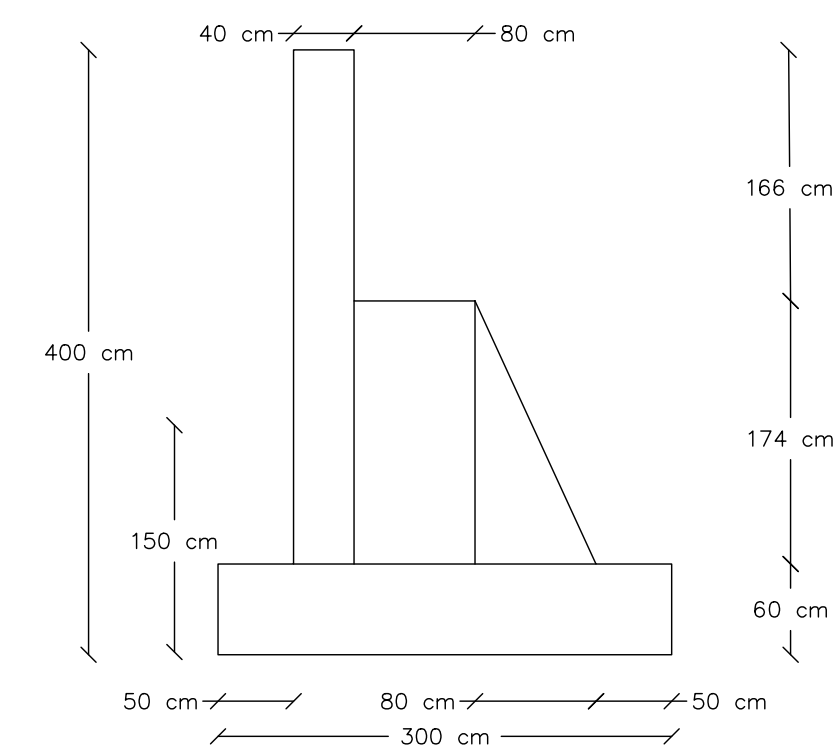
VISTA FRONTAL-DETALLES



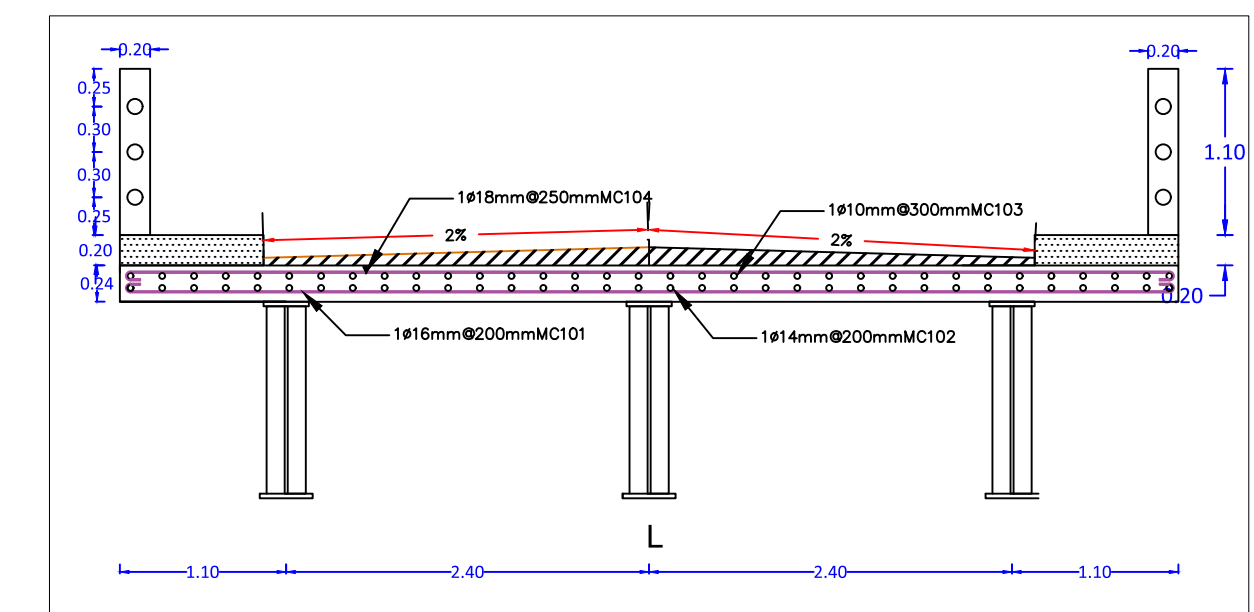
VISTA FRONTAL-UBICACION



VISTA LATERAL—MEDIDAS



SECCIÓN TRANSVERSAL DE PUENTE



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. ACERO ESTRUCTURAL A - 588 VIGAS METALICAS
2. ACERO ESTRUCTURAL A - 36
RIGIDIZADOR (APOYO)
RIGIDIZADOR (INTERMEDIO)
ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)
3. CONECTORES DE CORTE NS 750/400
4. PERNO A 490 (CABEZA HEXAGONAL)



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO
CUMTZA UBICADO EN EL CANTON LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO**

REVISIÓN:

DISEÑO: Cristian Marcelo Remache Pérez

FECHA: Abril de 2018

Ing. Civ. Juan Solá Quintuña
Director de Tesis

N° LAMINA: 6/6

CONTIENE: DETALLES VARIOS