



# **UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

*Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo*

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

## **CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

“CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RIO COLLAY UBICADO ENTRE EL BARRIO CHIMUL Y SANTA TERESA, ENTRE LOS CANTONES SEVILLA DE ORO Y EL PAN, PROVINCIA DEL AZUAY”

**TRABAJO DE TITULACIÓN O PROYECTO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**AUTOR: LUIS ISMAEL CALLE URGILES.**

**DIRECTOR: ING. JUAN SEBASTIÁN MALDONADO NOBOA.**

**CUENCA – ECUADOR**

**2020**

*Yo me gradué en  
los 50 años de La Cato!  
... y sostuve la Universidad*

## DECLARACIÓN

Yo Luis Ismael Calle Urgiles, 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 se ha consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.



---

Luis Ismael Calle Urgiles

C.I. 0106235187

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por LUIS ISMAEL CALLE URGILES, bajo mi supervisión.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Juan Sebastián Maldonado Noboa', is written above a horizontal line.

Ing. Juan Sebastián Maldonado Noboa

## **DEDICATORIA**

Dedico a Dios y a mis padres Luis y Leticia, este último trabajo universitario. Por haberme apoyado en todo momento, y gracias a ellos he alcanzado todas las metas que me he propuesto en mi vida.

A mi hermano Ronny que siempre hemos estado juntos en el estudio y en los buenos y malos momentos de mi vida.

## **AGRADECIMIENTOS.**

Agradezco a mi Dios por la salud y la fortaleza que ha sabido darme en los momentos malos para salir adelante y así lograr las metas de mi vida.

Agradezco a mis padres por el apoyo que me han sabido dar durante todo el estudio ya que por ellos logro alcanzar esta meta de mi vida.

A mis familiares y a mi hermano que siempre han estado conmigo dándome esas palabras de aliento para seguir adelante.

A mi director de tesis el Ing. Juan Maldonado por el apoyo y la confianza entregada para la elaboración de mi trabajo de titulación.

## RESUMEN

Este proyecto fue diseñado para satisfacer las necesidades de las personas en los Cantones de Sevilla de Oro y el Pan, que se encuentra ubicado sobre el Río Collay.

El objetivo de este proyecto fue diseñar un puente mixto carrozable, mediante una memoria de cálculo y con la ayuda del programa CSi Bridge, en el cual se analizó con la norma AASHTO LRFD 2017 Y ACI 318S-14. En este proyecto se realizó unos estudios preliminares que nos sirvieron para la ubicación y detalle del puente como son: Estudio topográfico, Estudio Hidrológico e hidráulico, estudio geológico, estudio de impacto ambiental y el estudio de tráfico.

Los estudios preliminares nos detallan los siguientes resultados: El puente tiene una longitud de 30 metros construido por hormigón armado, con un ancho de calzada de 6 metros, y un ancho de carril de 3 metros, más un ancho de una acera de 0.6 metros a cada lado, donde nos da un ancho total de 7.20 metros.

**PALABRAS CLAVES:** PUENTE MIXTO, CSI BRIDGE, AASHTO LRFD, ACI 318S-14

## **ABSTRACT**

This project was designed to meet the needs of people in the Cantons of Sevilla de Oro and El Pan, which is located on the Collay River.

The objective of this project was to create a floatable mixed bridge, using a calculation memory and with the help of the CSI Bridge program, in which we analyze with the AASHTO LRFD 2017 and ACI 318S-14 standards. In this project, preliminary studies were carried out that helped us to locate and detail the bridge, such as: topographic study, hydrological and hydraulic study, geological study, environmental impact study, and traffic study.

Preliminary studies detail the following results: The bridge has a length of 30 meters built by reinforced concrete, with a width of 6 meters, with a lane width of 3 meters, plus a width of a pavement of 0.6 meters to each side, where it gives us a total width of 7.20 meters.

**KEY WORDS:** MIXED BRIDGE, CSI BRIDGE, AASHTO LRFD, ACI 318S-14.

# ÍNDICE GENERAL

DECLARACIÓN.....	ii
CERTIFICACIÓN.....	iii
DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTOS.....	v
RESUMEN.....	vi
ABSTRACT.....	vii
ÍNDICE GENERAL.....	viii
LISTA DE FIGURAS.....	x
LISTA DE TABLAS.....	xiv
CAPÍTULO 1.....	1
<b>1. MARCO REFERENCIAL.....</b>	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	2
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
1.4. OBJETIVOS.....	3
1.5. METODOLOGIA.....	3
CAPÍTULO 2.....	5
<b>2. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>5</b>
2.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS.....	5
2.2. DEFINICIÓN DE PUENTE.....	5
2.3. CLASIFICACIÓN.....	5
2.4. PARTES DE UN PUENTE.....	6
2.5. GEOMETRIA.....	6
2.6. TRES TIPOS DE CARGAS PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL:.....	8
2.7. ANÁLISIS DE COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGAS.....	18
2.8. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.....	20
CAPÍTULO 3.....	21
<b>3. ESTUDIOS PRELIMINARES.....</b>	<b>21</b>
3.1. UBICACIÓN.....	21
3.2. POBLACIÓN.....	22
3.3. CARTOGRAFÍA DEL SECTOR.....	22
3.4. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	23
3.5. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y HIDRAÚLICO.....	24
3.6. ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO.....	46
3.7. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	51
3.8. ESTUDIO DE MOVILIDAD.....	53

3.9.	UBICACIÓN Y ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.....	57
CAPÍTULO 4 .....		57
<b>4.</b>	<b>DISEÑO ESTRUCTURAL Y MEMORIA DE CALCULO.....</b>	<b>57</b>
4.1.	PRE DIMENCIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCION TRANSVERSAL.....	57
4.2.	SECCIÓN TRANSVERSAL.....	61
4.3.	CARGAS DE DISEÑO.....	61
4.4.	MOMENTOS MÁXIMOS DE DISEÑO POR CARGA VIVA Y MUERTA.....	74
4.5.	COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES.....	75
4.6.	CÁLCULO DE MOMENTO ULTIMO CON LA COMBINACIÓN DE FACTORES EN ESTADO LIMITE. 79	
4.7.	MODELO COMPUTACIONAL EN EL PROGRAMA CSI BRIDGE.....	79
4.8.	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA. (Losas, vigas, diafragmas, rigidizadores, conectores y conexiones entre pernos y soldadura).....	89
4.9.	DISEÑO DE APOYOS .....	140
CAPÍTULO 5 .....		201
<b>5.</b>	<b>MÉTODO CONSTRUCTIVO .....</b>	<b>201</b>
5.1.	INTRODUCCIÓN .....	201
5.2.	OBRAS PRELIMINARES .....	201
5.3.	FASES CONSTRUCTIVAS .....	202
5.4.	CLAUSURA Y CIERRE DEL PROYECTO. ....	206
CAPÍTULO 6 .....		207
<b>6.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>207</b>
6.1.	CONCLUSIONES.....	207
6.2.	RECOMENDACIONES.....	208
BIBLIOGRAFÍA.....		209
ANEXOS .....		210
	ANEXO A: PRESUPUESTO.....	210
	ANEXO B: PUNTOS DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO. ....	257
	ANEXO C: TABLAS DE LABORATORIO DEL ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO. ....	261
	ANEXO D: CONTEO VEHICULAR.....	269
	ANEXO E: MATRICES DE IMPACTO AMBIENTAL. ....	274
	ANEXO F: PLANOS ESTRUCTURALES. ....	280

## LISTA DE FIGURAS.

Figura. 1 Dimensionamientos óptimos y mínimos de una acera. Fuente: (AASHTO, 2014) .....	7
Figura. 2. Gálibos mínimos. Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017) .....	7
Figura. 3 Peso específico de materiales. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017) .....	8
Figura. 4 Dimensionamiento de la superestructura. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017) .....	9
Figura. 5 Dimensionamiento de vigas según su longitud. Fuente: (ACI-318S-14) .....	9
Figura. 6 Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros tipo pantalla, empotrados en roca. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017) .....	10
Figura. 7. Factor de presencia múltiple. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017) .....	10
Figura. 8. Camión de diseño. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017) .....	11
Figura. 9. Camión de diseño HS-MTOP. Fuente: (Diseño de puentes y viaductos. Msc. Marcelo Romo Proaño) .....	11
Figura. 10. Factor de impacto. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017) .....	12
Figura. 11 Presiones básicas del viento. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017) .....	13
Figura. 12 Fracción de tráfico de camiones en un único carril. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017) .....	13
Figura. 13 Mapa de zonas sísmicas en Ecuador. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	14
Figura. 14 Caracterización de peligro sísmico. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	14
Figura. 15 Tipos de suelo para la generación del espectro. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	15
Figura. 16 Coeficiente de amplificación del suelo. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	16
Figura. 17 Coeficientes de amplificación de ordenadas del espectro. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	16
Figura. 18 Coeficientes del comportamiento no lineal de los suelos. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	16
Figura. 19 Espectro sísmico elástico que representa el sismo de diseño. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) .....	17
Figura. 20 Factores de combinaciones de carga. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017) .....	19
Figura. 21 Factores máximos y mínimos para tipos de carga. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017) .....	20
Figura. 22. Tipos de estribos. Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017) .....	20
Figura. 23. Cargas que actúan sobre el estribo. Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017) .....	21
Figura. 24 Ubicación del puente. (Fuente: Google Earth Pro) .....	21
Figura. 25. Estimación de crecimiento poblacional del Cantón. Fuente: (GAD DE SEVILLA DE ORO, 2012-2027) .....	22
Figura. 26. Gráfico de crecimiento poblacional. Fuente: (GAD DE SEVILLA DE ORO, 2012-2027) .....	22
Figura. 27 Cartografía de los cantones Sevilla de oro y el Pan. Fuente: (GAD DE SEVILLA DE ORO, 2012-2027) .....	23
Figura. 28 Delimitación de la cuenca hidrográfica. Fuente: (Autor) .....	25
Figura. 29 Curva hipsométrica. Fuente: (Autor) .....	27
Figura. 30. Mapa de pendientes. Fuente: (Autor) .....	27

Figura. 31 Pendiente media de la cuenca. Fuente: (Autor).....	28
Figura. 32 Mapa de suelo. Fuente: (Autor).....	29
Figura. 33 Intensidades con diferentes periodos de años. Fuente: (Autor).....	36
Figura. 34. Curvas de intensidad, duración, frecuencia para diferentes periodos. Fuente: (Autor).....	36
Figura. 35. Hietograma de precipitación. Fuente: (Autor).....	37
Figura. 36. Resultados de la modelación en el HEC-HMS. (Fuente, Autor). ....	39
Figura. 37. Secciones transversales del rio Collay. (Fuente, Autor).....	40
Figura. 38. Valores del coeficiente de Manning. Fuente: (Villón Béjar, 2007).....	40
Figura. 39. Ingreso de la sección transversal al programa HEC RAS. Fuente: (Autor).....	41
Figura. 40. Ingreso de caudales de 5 y 100 años. Fuente: (Autor).....	42
Figura. 41. Ingreso de datos de Manning. Fuente: (Autor).....	42
Figura. 42. Resultados de modelación en 5 y 100 años en la sección 125.25. Fuente: (Autor).....	42
Figura. 43. Resultados de modelación para un periodo de 100 años. Fuente: (Autor).....	43
Figura. 44. Resultados del rio Collay, con periodos de 5 y 100 años. Fuente: (Autor).....	43
Figura. 45. Perfil de socavación del rio Collay en la sección 125.25. Fuente: (Autor). ....	46
Figura. 46 Resistencia unitaria a compresión de las rocas. Fuente: (Gonzalez de Vallejo, 2002).....	49
Figura. 47 Matriz de impacto total. Fuente: (Autor).....	52
Figura. 48. Clasificación funcional de las vías en base al TPDA. Fuente: (NEVI-12, 2013).....	55
Figura. 49. Dimensiones de las vías según su desempeño. Fuente: (NEVI-12, 2013).....	55
Figura. 50 Cuadro demostrativo de cargas por eje, pesos y longitudes. Fuente: (Tabla nacional de pesos y dimensiones). ....	56
Figura. 51. Incógnitas de la viga metálica. Fuente: (Autor).....	58
Figura. 52. Dimensiones de las vigas. Fuente: (Autor). ....	60
Figura. 53. Sección transversal con las dimensiones. Fuente: (Autor).....	61
Figura. 54. Distribución de la carga muerta. Fuente: (Autor).....	64
Figura. 55. Distribución de carga muerta del asfalto. Fuente: (Autor).....	65
Figura. 56 Espaciamiento entre vigas. Fuente: (Autor). ....	66
Figura. 57. Líneas de influencia para la viga v1-v4. Fuente: (Autor).....	67
Figura. 58. Líneas de influencia para la viga v2-v3. Fuente: (Autor).....	67
Figura. 59. Camión de diseño. (AASHTO LRFD, 2017).....	68
Figura. 60. Distribución de carga del camión de diseño en la viga v1-v4. Fuente: (Autor). ....	69
Figura. 61. Distribución de carga del camión de diseño en la viga v2-v3. Fuente: (Autor). ....	69
Figura. 62. Distribución de carga del tándem de diseño en la viga v1-v4. Fuente: (Autor).....	70
Figura. 63. Distribución de carga del tándem de diseño en la viga v2-v3. Fuente: (Autor).....	70
Figura. 64. Distribución de cargas del carril de diseño en la viga v1-v4. Fuente: (Autor). ....	71
Figura. 65. Distribución de cargas del carril de diseño en la viga v2-v3. Fuente: (Autor). ....	71
Figura. 66. Distribución de cargas del camión MTOP en la viga v1-v4. Fuente: (Autor). ....	72

<b>Figura. 67. Distribución de cargas del camión MTOP en la viga v2-v3. Fuente: (Autor).</b> .....	72
<b>Figura. 68. Distribución de carga del peatón en la viga v1-v4. Fuente: (Autor).</b> .....	73
<b>Figura. 69. Distribución de carga del peatón en la viga v2-v3. Fuente: (Autor).</b> .....	73
<b>Figura. 70. Grafico del espectro. Fuente: (Autor).</b> .....	77
<b>Figura. 71 Ingreso de materiales y espesores. Fuente: (Autor)</b> .....	80
<b>Figura. 72 Ingreso de dimensiones del perfil de la viga. Fuente: (Autor)</b> .....	80
<b>Figura. 73 Propiedades de los materiales. Fuente: (Autor)</b> .....	81
<b>Figura. 74 Peso de la baranda. Fuente: (Autor)</b> .....	81
<b>Figura. 75 Peso de la vereda. Fuente: (Autor)</b> .....	82
<b>Figura. 76 Peso del asfalto. Fuente: (Autor)</b> .....	82
<b>Figura. 77 Peso del peaton. Fuente: (Autor)</b> .....	82
<b>Figura. 78 Carga de frenado. Fuente: (Autor)</b> .....	83
<b>Figura. 79 Factores para el ingreso de la fuerza sísmica. Fuente: (Autor)</b> .....	83
<b>Figura. 80 Tipo de camiones. Fuente: (Autor)</b> .....	84
<b>Figura. 81 Carril de diseño. Fuente: (Autor)</b> .....	84
<b>Figura. 82 Impacto por carga dinámica. Fuente: (Autor)</b> .....	84
<b>Figura. 83 Ejes del camión de diseño. Fuente: (Autor)</b> .....	85
<b>Figura. 84 Valores de los ejes y espaciamiento del camión de diseño con su respectivo carril de diseño y su factor de impacto. Fuente: (Autor)</b> .....	85
<b>Figura. 85 Ejes del tándem de diseño. Fuente: (Autor)</b> .....	85
<b>Figura. 86 Valores de los ejes y espaciamiento del camión de diseño con su respectivo carril de diseño y su factor de impacto. Fuente: (Autor)</b> .....	86
<b>Figura. 87 Ejes del (HL-93S). Fuente: (Autor)</b> .....	86
<b>Figura. 88 Valores de los ejes y espaciamiento del camión (HL-93S) con su respectivo carril de diseño y su factor de impacto. Fuente: (Autor)</b> .....	86
<b>Figura. 89 Definición de cargas vivas y muertas. Fuente: (Autor)</b> .....	87
<b>Figura. 90 Momento máximo de resistencia I. Fuente: (Autor)</b> .....	87
<b>Figura. 91 Momento máximo de Evento extremo I. Fuente: (Autor)</b> .....	88
<b>Figura. 92 Momento máximo en Servicio I. Fuente: (Autor)</b> .....	88
<b>Figura. 93 Diagrama de momento máximo paralelo al tráfico. Fuente: (Autor)</b> .....	89
<b>Figura. 94 Diagrama de momento mínimo paralelo al tráfico. Fuente: (Autor)</b> .....	89
<b>Figura. 95 Diagrama de momento máximo perpendicular al tráfico. Fuente: (Autor)</b> .....	90
<b>Figura. 96 Diagrama de momento mínimo perpendicular al tráfico. Fuente: (Autor)</b> .....	90
<b>Figura. 97 Diámetros y espaciamientos en la losa. Fuente: (Autor)</b> .....	92
<b>Figura. 98 Carga muerta en el volado. Fuente: (Autor)</b> .....	93
<b>Figura. 99 Carga viva con posición normal con máxima excentricidad. Fuente: (Autor)</b> .....	94
<b>Figura. 100 Carga viva con posición accidental con máxima excentricidad. Fuente: (Autor)</b> ....	94
<b>Figura. 101 Casos posibles para la ubicación del eje neutro. Fuente: (Rúales Fonseca, 2014)</b> .....	97
<b>Figura. 102 Fuerzas actuantes sobre la losa y la viga. Fuente: (Autor)</b> .....	97

<i>Figura. 103 Valor en el eje neutro. Fuente: (Autor)</i> .....	99
<i>Figura. 104 Cortante máximo en la viga. Fuente: (Autor)</i> .....	100
<i>Figura. 105 Deflexión de la viga. Fuente: (Autor)</i> .....	102
<i>Figura. 106 Deflexión por carga muerta del programa CSI bridge. Fuente: (Autor)</i> .....	103
<i>Figura. 107 Tabla de desplazamientos de carga muerta. Fuente: (Autor)</i> .....	104
<i>Figura. 108 Contra flecha del puente. Fuente: (Autor)</i> .....	104
<i>Figura. 109 Dimensiones del rigidizador transversal en el apoyo. Fuente: (Autor)</i> .....	105
<i>Figura. 110 Dimensiones del rigidizador transversal intermedio. Fuente: (Autor)</i> .....	107
<i>Figura. 111 Dimensiones del perfil tipo L. Fuente: (Autor)</i> .....	108
<i>Figura. 112 Diafragmas horizontales y verticales. Fuente: (Autor)</i> .....	111
<i>Figura. 113 Diafragmas inferiores horizontales. Fuente: (Autor)</i> .....	113
<i>Figura. 114 Dimensiones de los conectores. Fuente: (Rúales Fonseca, 2014)</i> .....	114
<i>Figura. 115 Carga actuante en el poste. Fuente: (Autor)</i> .....	119
<i>Figura. 116 Diámetros y espaciamientos en el poste. Fuente: (Autor)</i> .....	121
<i>Figura. 117 Configuración de la soldadura tipo filete. Fuente: (Segui, 2000)</i> .....	122
<i>Figura. 118 Compatibilidad de los electrodos. Fuente: (AASHTO/AWS D1.5M/D1.5, 2015)</i> .....	123
<i>Figura. 119 Esfuerzos y resistencia para la soldadura. Fuente: (AASHTO/AWS D1.5M/D1.5, 2015)</i> .....	123
<i>Figura. 120 Factor y resistencia para la soldadura tipo filete. Fuente: (AASHTO/AWS D1.5M/D1.5, 2015)</i> .....	123
<i>Figura. 121 Soldadura del patín inferior con una placa metálica. Fuente: (Autor)</i> .....	125
<i>Figura. 122 Soldadura del patín inferior y superior con el alma. Fuente: (Autor)</i> .....	127
<i>Figura. 123 Soldadura del patín inferior y superior con el rigidizador transversal. Fuente: (Autor)</i> .....	128
<i>Figura. 124 Soldadura entre el alma y el rigidizador transversal. Fuente: (Autor)</i> .....	129
<i>Figura. 125 Soldadura entre el patín superior y el perno de corte. Fuente: (Autor)</i> .....	130
<i>Figura. 126 Dimensiones estándares de pernos y tuercas. Fuente: NORMA ASTM A325-A490</i> .....	131
<i>Figura. 127 Tensiones admisibles en conectores. Fuente: <a href="https://es.scrib.com/presentacion/181048816/Pernos-o-Tornillos.">https://es.scrib.com/presentacion/181048816/Pernos-o-Tornillos.</a></i> .....	131
<i>Figura. 128 Conexiones entre las diagonales inferiores y la placa metálica. Fuente: (Autor)</i> .....	133
<i>Figura. 129 Conexiones entre rigidizadores y arriostramientos horizontales. Fuente: (Autor)</i> .....	134
<i>Figura. 130 Conexiones entre rigidizadores y diagonales verticales. Fuente: (Autor)</i> .....	135
<i>Figura. 131 Conexiones entre placa metálica y diagonales verticales. Fuente: (Autor)</i> .....	137
<i>Figura. 132 Conexiones entre placa metálica y diagonales horizontales. Fuente: (Autor)</i> .....	139
<i>Figura. 133 Reacción de carga muerta en el programa CSI Bridge. Fuente: (Autor)</i> .....	140
<i>Figura. 134 Reacción de carga viva en el programa CSI Bridge. Fuente: (Autor)</i> .....	140
<i>Figura. 135 Dimensiones en el neopreno. Fuente: (Autor)</i> .....	142
<i>Figura. 136. Dimensionamiento de un estribo con contrafuertes. (Rodríguez Serquén, 2017)</i> .....	145

<i>Figura. 137 Fuerzas aplicadas en el estribo. Fuente: (Autor)</i> .....	146
<i>Figura. 138 Reacción de cargas por los ejes. Fuente: (Autor)</i> .....	148
<i>Figura. 139 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos en la tabla 3.11.6.4-1. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)</i> .....	149
<i>Figura. 140 Viga de asiento. Fuente: (Autor)</i> .....	174
<i>Figura. 141 Cortante y momento de la viga de asiento. Fuente: (Autor)</i> .....	175
<i>Figura. 142 Dimensiones de la traba sísmica. Fuente: (Autor)</i> .....	178
<i>Figura. 143 Dimensionamiento del muro de ala. Fuente: (Braja M, 2016)</i> .....	179
<i>Figura. 144 Fuerzas aplicadas en el muro de ala. Fuente: (Autor)</i> .....	180
<i>Figura. 145 Angulo de fricción entre diferentes materiales. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)</i> .....	181
<i>Figura. 146 Tiempo de construcción por meses. Fuente: (Autor)</i> .....	206

## LISTA DE TABLAS.

<b>Tabla 1. Datos de la curva hipsométrica</b> .....	26
<b>Tabla 2. Distribución del uso del suelo</b> .....	30
<b>Tabla 3. Obtención del CN</b> .....	30
<b>Tabla 4. Datos de la cuenca del río Collay</b> .....	32
<b>Tabla 5. Datos pluviométricos de las estaciones Las Palmas y Sevilla de Oro</b> .....	32
<b>Tabla 6. Resultados de la estación de palmas</b> .....	33
<b>Tabla 7. Resultados de la estación de Sevilla de Oro</b> .....	34
<b>Tabla 8. Precipitaciones para un periodo de retorno determinado</b> .....	35
<b>Tabla 9. Hietograma de tormentas</b> .....	36
<b>Tabla 10. Datos hidrológicos</b> .....	38
<b>Tabla 11. Datos geométricos de la sección 125.25</b> .....	44
<b>Tabla 12. Cálculo de la altura de socavación en la sección 125.25</b> .....	45
<b>Tabla 13. Factores de capacidad de carga</b> .....	50
<b>Tabla 14. Tabla de ponderación de los impactos</b> .....	52
<b>Tabla 15. Tabulación del conteo vehicular</b> .....	54
<b>Tabla 16. TPDA por el método de Milton Torres</b> .....	54
<b>Tabla 17. TPDA por el método de la NEVI</b> .....	54
<b>Tabla 18. Promedio y porcentajes del conteo vehicular</b> .....	56
<b>Tabla 19. Datos del puente</b> .....	57
<b>Tabla 20. Cálculo de coeficientes izquierdos y derechos</b> .....	66
<b>Tabla 21. Momentos máximos en las vigas</b> .....	74
<b>Tabla 22. Momentos máximos de diseño carga viva y muerta</b> .....	74
<b>Tabla 23. Máximas relaciones ancho-espesor</b> .....	78

<i>Tabla 24. Momentos de cargas y combinaciones</i> .....	79
<i>Tabla 25. Ciclos por pasada del camión en la tabla 6.6.1.2.5-2)</i> .....	114
<i>Tabla 26. Fracción de tráfico de camiones en un carril en la tabla 3.6.1.4.2-1</i> .....	115
<i>Tabla 27. Fracción de camiones en el tráfico en la tabla C3.6.1.4.2-1</i> .....	115
<i>Tabla 28. Pesos y distancias al centro de gravedad del estribo.</i> .....	148
<i>Tabla 29. Pesos y distancias al centro de gravedad del terreno de relleno.</i> .....	149
<i>Tabla 30. Resumen de cargas verticales.</i> .....	150
<i>Tabla 31. Resumen de cargas horizontales.</i> .....	153
<i>Tabla 39. Comprobación de capacidad de carga CASO 1.</i> .....	154
<i>Tabla 32. Estados límites y combinaciones de cargas para el estribo.</i> .....	154
<i>Tabla 33. Estados límites y combinaciones con cargas verticales CASO 1.</i> .....	154
<i>Tabla 34. Estados límites y combinaciones con momentos verticales CASO 1.</i> .....	155
<i>Tabla 35. Estados límites y combinaciones con cargas horizontales CASO 1.</i> .....	155
<i>Tabla 36. Estados límites y combinaciones con momentos horizontales CASO 1.</i> .....	156
<i>Tabla 37. Comprobación de volcamiento CASO 1</i> .....	157
<i>Tabla 38. Comprobación de deslizamiento CASO 1.</i> .....	157
<i>Tabla 40. Estados límites y combinaciones de cargas verticales CASO 2.</i> .....	158
<i>Tabla 41. Estados límites y combinaciones con momentos verticales CASO 2.</i> .....	158
<i>Tabla 42. Estados límites y combinaciones de cargas horizontales CASO 2.</i> .....	158
<i>Tabla 43. Estados límites y combinaciones de momentos horizontales CASO 2.</i> .....	159
<i>Tabla 44. Comprobación de volcamiento CASO 2</i> .....	159
<i>Tabla 45. Comprobación de deslizamiento CASO 2.</i> .....	160
<i>Tabla 46. Comprobación de capacidad de carga CASO 2.</i> .....	160
<i>Tabla 47. Diseño de pantalla del estribo.</i> .....	161
<i>Tabla 48. Cargas en el talón.</i> .....	166
<i>Tabla 49. Carga muerta del muro de ala.</i> .....	180
<i>Tabla 50. Carga del terreno de relleno.</i> .....	181
<i>Tabla 51. Resumen de cargas verticales en el muro de ala.</i> .....	182
<i>Tabla 52. Estados límites y combinaciones de cargas para el muro de ala.</i> .....	182
<i>Tabla 53. Estados límites y combinaciones con cargas verticales.</i> .....	183
<i>Tabla 54. Estados límites y combinaciones con momentos verticales.</i> .....	183
<i>Tabla 55. Comprobación de volcamiento.</i> .....	184
<i>Tabla 56. Comprobación de deslizamiento.</i> .....	185
<i>Tabla 57. Comprobación de capacidad de carga.</i> .....	186
<i>Tabla 58. Cargas para el diseño de pantalla del muro de ala.</i> .....	189
<i>Tabla 59. Cargas para el diseño del talón en el muro de ala.</i> .....	193
<i>Tabla 60. Porcentaje de dinero según el mes de trabajo.</i> .....	206

# CAPÍTULO 1

## 1. MARCO REFERENCIAL

### 1.1. INTRODUCCIÓN

Un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico, como en este caso es un río. La construcción y el diseño de los puentes varía, ya que depende del tipo del terreno en el cual va a ser construido.

El presente trabajo investigativo se desarrollará como un proyecto del GAD MUNICIPAL DE SEVILLA DE ORO, que cuenta con la autorización respectiva del municipio. La construcción se hará una vez terminados los estudios. El objetivo de este proyecto es dar continuidad a la vía de tercer orden existente entre los barrios de Chimul y Santa Teresita que se encuentran entre los cantones Sevilla de Oro y el Pan, en la provincia del Azuay. La realización del diseño de un puente mixto carrozable sobre el Río Collay beneficiará alrededor de 1000 personas, ya que es una zona ganadera y agrícola.

Actualmente en la zona donde se va a ejecutar el proyecto, existe un puente de hormigón de 1.50 metros de ancho y 6 metros de largo, solo de uso peatonal. Por lo cual existe una necesidad evidente, para los moradores del sector ya que necesitan transitar con sus vehículos y así disminuir el tiempo entre estos barrios, actualmente el puente peatonal si permite la comunicación entre los barrios de Chimul y Santa Teresita, ya que se encuentra en buenas condiciones. Por tal motivo el GAD MUNICIPAL DE SEVILLA DE ORO, presidido por su alcalde el Sr. Ronaldo Calle, planteó el diseño de un puente mixto carrozable que tiene una longitud aproximada que va desde los 22 hasta los 30 metros. Según los resultados de los estudios preliminares se determinará la luz real del puente.

Los estudios para su diseño son:

**Levantamiento topográfico:** Para este estudio se ha realizado un levantamiento de unos 100 m aguas arriba y aguas abajo donde se va a implementar el proyecto, en los cuales se obtendrán todos los detalles del terreno (curvas de nivel, perfiles del río).

**Estudio Hidrológico e Hidráulico:** En este estudio se ha determinado la cota máxima del agua y la socavación que tendrá el terreno con su caudal máximo de agua a un periodo de retorno de 100 años. Donde se analizará la cuenca y las precipitaciones que tiene la zona a implementar el proyecto con la ayuda del software HEC-HMS, HEC-RAS.

**Estudio Geológico y geotécnico:** Se analizaron las características que ofrece el terreno para que pueda soportar los esfuerzos que trasmite el puente.

El estudio del Análisis Estructural se realizó mediante simulaciones con las respectivas cargas y combinaciones en los programas como: sap2000 y csi bridge.

## **1.2. JUSTIFICACIÓN**

El desarrollo de vías terrestres en el Ecuador en los últimos años ha tenido una importancia trascendente en la micro y macroeconomía donde los caminos vecinales, redes viales y autopistas están en constante crecimiento, para la funcionalidad de estas, es muy necesario los puentes pequeños, medianos y grandes.

Para satisfacer las necesidades de movilidad y mejorar la calidad de vida de los barrios Chimul y Santa Teresita del cantón Sevilla de Oro provincia Azuay, el GAD MUNICIPAL DE SEVILLA DE ORO, ha planteado el diseño del puente mixto carrozable, para poder resolver este problema y así continuar mejorando las condiciones de estos sectores.

Actualmente en la zona donde va a ser implementado el proyecto, existe una vía de tercer orden en ambos extremos y también se encuentra un puente de uso peatonal pequeño, en la cual no pueden circular los vehículos. Por tal motivo se necesita de un puente mixto carrozable, para que no solo la gente pueda circular con tranquilidad, si no también puedan transitar con sus vehículos para sacar sus productos ya que es una zona agrícola y ganadera.

Se justifica el diseño de un puente sobre el río Collay ya que su construcción es viable. En cuanto al diseño es posible porque el impulsor principal de este proyecto es el GAD MUNICIPAL DE SEVILLA DE ORO, a través de su alcalde, el Sr. Ronaldo Calle conjuntamente con el Sr. Ismael Calle, egresado de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca, con los asesores de la Unidad Académica de Industria, Construcción y del GAD MUNICIPAL DE SEVILLA DE ORO, se podrán desarrollar los estudios preliminares (el topográfico, hidráulico e hidrológico, geotécnico y geográfico), para finalmente realizar el diseño y cálculo estructural del puente.

## **1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

El puente peatonal no es suficiente para satisfacer las necesidades de movilización de la población, ya que, hay una vía de tercer orden existente entre los barrios. Por tal motivo es necesario que transiten vehículos, ya que entre estos dos barrios se unen dos cantones colindantes como son el Pan y Sevilla de Oro.

El GAD MUNICIPAL DE SEVILLA DE ORO, impulsado por su alcalde el Sr. Rolando Calle ha visto la necesidad de implementar un puente vehicular sobre el Río Collay, para fortalecer el crecimiento socioeconómico en la zona, como su comunicación y la movilidad.

Se necesita de manera urgente llegar a una solución al sistema de movilidad de las personas que viven en el sector, especialmente porque son personas que se dedican a la agricultura y ganadería, donde es fundamental tener una vía de acceso para poder transportar sus productos.

## 1.4. OBJETIVOS.

### 1.4.1. OBJETIVO GENERAL

- ✚ Elaborar el diseño de un puente mixto carrozable para satisfacer las necesidades de movilización, ubicado entre los barrios Chimul y Santa Teresa, entre los cantones Sevilla de Oro y el Pan, provincia del Azuay.

### 1.4.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ✚ Realizar una breve descripción de las normas y métodos de diseño de puentes, (NEVI y la AASHTO).
- ✚ Realizar el aforo vehicular durante cinco días, con 12 horas diarias, donde será evidenciado por los anexos.
- ✚ Realizar los estudios preliminares como son: topografía, geología, geotecnia, hidrología, hidráulica, ambiental y movilidad. Donde tablas, imágenes y cálculos de estos estudios se muestran en los anexos.
- ✚ Definir la ubicación y tipo de puente a ser implantado.
- ✚ Realizar un modelo computacional del puente (Sap2000 y Csi bridge).
- ✚ Elaborar el cálculo y diseño estructural para que sea seguro, resistente, confiable, práctico y eficiente.
- ✚ Elaborar los planos estructurales del puente mixto carrozable que serán guías para la construcción de este.
- ✚ Elaborar el presupuesto y especificaciones técnicas para la construcción del proyecto.

## 1.5. METODOLOGIA.

Para emplear la siguiente investigación del diseño de un puente mixto carrozable se ha realizado dos actividades de estudio: La de campo y la de gabinete.

### 1.5.1. Los Estudios de campo son:

- ✓ Ubicación del proyecto
- ✓ Estudio Topográfico
- ✓ Estudio de Movilidad

#### 1.5.1.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

Es el sitio donde va a ser implementado la superestructura, con la ayuda de fotografías, softwares y con un GPS tendríamos coordenadas exactas.

#### 1.5.1.2. ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Se realizó el levantamiento de 1 hectárea aproximadamente con la ayuda del GAD DE SEVILLA DE ORO.

### **1.5.1.3. ESTUDIO DE MOVILIDAD.**

En este estudio se obtendrá el Cálculo del tráfico promedio anual, donde se realizará un análisis del tráfico existente en las vías más cercanas al proyecto con un aforo vehicular durante cinco días con 12 horas diarias y una clasificación de las vías existentes en base a su funcionalidad y TPDA.

### **1.5.2. Los estudios de gabinete son:**

- ✓ Estudio Hidrológico e hidráulico.
- ✓ Estudio Geológico y Geotécnico
- ✓ Estudio ambiental
- ✓ Estudio estructural

#### **1.5.2.1. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS**

Con el programa de Arc-gis se procede a obtener una cuenca del río Collay, en el cual se analizó una estación pluviométrica más cercana para obtener datos similares. Con los anuarios del INAMHI obtendremos las precipitaciones máximas, para poder modelar en el HEC-RAS, HEC-HMS, donde encontraremos el caudal máximo y el espejo del agua.

#### **1.5.2.2. ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO.**

Este estudio nos ayuda a establecer las características y parámetros que tiene el suelo donde se analizará la estratigrafía, las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones donde se colocaran los estribos. Estos estudios se realizaron en el laboratorio de la Universidad Católica de Cuenca.

#### **1.5.2.3. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL**

En este estudio se analizará cuáles son las principales afectaciones al ser construido el puente y analizaremos cuales son los impactos positivos y negativos que más afectan al ambiente.

#### **1.5.2.4. ESTUDIO ESTRUCTURAL**

En este estudio se realizó una memoria de cálculo en el cual se analizará que camión es el que causa mayor afectación al puente y luego se analizar con los programas Sap2000 y Csi bridge. Para el diseño se analizará las cargas y combinaciones de cargas, como las características del material que se aplicará en la superestructura y subestructura. Donde se elaborará el presupuesto y las especificaciones técnicas del proyecto. Este estudio lo realizare con mi tutor el Ing. Juan Maldonado, profesor de la Universidad Católica de Cuenca.

## CAPÍTULO 2

### 2. MARCO TEÓRICO

#### 2.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS.

La historia de los puentes es también la historia de la ingeniería estructural. Posiblemente el primer puente de la historia fue un árbol que uso un hombre prehistórico para conectar las dos orillas de un río. Según fue avanzando el tiempo y el conocimiento de las personas se empezó a realizar nuevos diseños de puentes, como de piedra, madera, ladrillo y que dieron paso al acero y al hormigón.

#### 2.2. DEFINICIÓN DE PUENTE.

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía, permite sustentar un camino, una carretera o una vía.

#### 2.3. CLASIFICACIÓN

##### 2.3.1. POR EL MATERIAL.

Puentes de Piedra, Puentes de Hormigón, Puentes de Hormigón Armado, Madera y Mixtos (Madera y Acero, Acero y Hormigón Armado).

##### 2.3.2. POR EL NIVEL DE CRUCE O NIVEL DE CIRCULACIÓN.

Circulación Superior, Inferior, Intermedia.

##### 2.3.3. POR LA LONGITUD.

- ✓ Pequeños. - (menores a 25 metros).
- ✓ Medianos. - Hasta 100 metros y que uno de los vanos no supere los 42 metros.
- ✓ Grandes. - Mayores a 100 metros, vanos mayores a 42 metros.
- ✓ Puentes muy grandes. - Puentes de Diseños específicos no clasificados

##### 2.3.4. POR LAS CONDICIONES DE SERVICIO.

- ✓ Puentes de Aguas Altas. - Son aquellos puentes que permiten el paso del nivel máximo del agua por debajo de la superestructura conservando el gálibo respectivo.
- ✓ Puentes de Aguas Bajas. - Permite el paso del nivel máximo del agua por encima de su estructura, es una estructura inundable.
- ✓ Puentes Elevadizos.

##### 2.3.5. POR EL TIPO DE CARGA

Puentes de Carretera o automovilísticos, Puentes Ferroviarios, Puente Peatonal, Puentes Urbanos (Paso de automotores, Tranvía, Transeúntes), Mixtos (Simultáneamente soportan la acción de cargas de diferente naturaleza), Puentes de función especial (Tuberías, Cargas, Cables).

### **2.3.6. POR EL ESQUEMA ESTÁTICO DE LOS ELEMENTOS PORTANTES**

Puentes de Viga, Vigas Segmentales, Vigas Continúas o Vigas en Voladizo, Aporticados (Pórticos, Vigas Pórticos y Pórticos en voladizo), Arcos (Empotrados, Biarticulados, Triarticulados), Atirantados.

## **2.4. PARTES DE UN PUENTE**

### **2.4.1. LA INFRAESTRUCTURA:**

Son todos aquellos concebidos para transmitir las cargas exteriores al suelo como son: Estribos, pilas, muros de ala, sistemas de apoyo, sistemas de drenaje, trabas antisísmicas.

### **2.4.2. LA SUPERESTRUCTURA:**

Son todos aquellos concebidos para salvar el obstáculo y facilitar el cálculo. Entre los elementos principales son: Tableros, vigas o elementos principales, diafragmas, las juntas de dilatación, los sistemas de drenaje y las protecciones laterales.

## **2.5. GEOMETRIA**

### **2.5.1. ANALISIS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.**

“El ancho de la sección transversal de un puente no será menor que el ancho del camino de acceso al puente, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclovía, barreras y barandas, elementos de drenaje.” (Rodríguez Serquén, 2017, pág. 7).

### **2.5.2. VEREDAS Y BORDILLOS.**

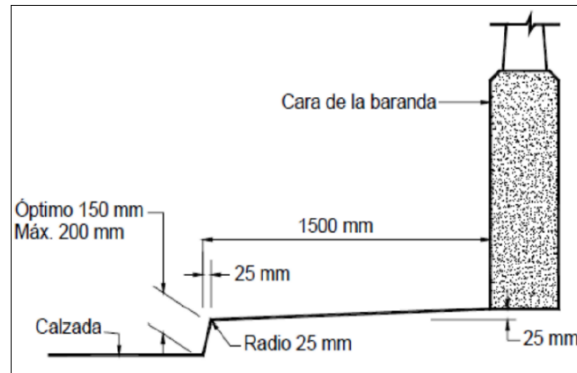
En clases de puente el ingeniero David Cajamarca nos explicaba que el ancho mínimo de la vereda es de 60 cm, como también el ancho máximo del bordillo es de 25 cm y la altura del bordillo esta entre 20 y 25 cm.

Son utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Para velocidades de hasta 70 km/h es posible colocar veredas directamente y para cambio mayores se debe agregar barreras para proteger el tránsito peatonal. El ancho mínimo en las veredas es 1.00m. en zonas urbanas las veredas peatonales deben tener como mínimo 1.50m de ancho. (Rodríguez Serquén, 2017)

### **2.5.3. BARANDAS.**

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras del puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclovías será no menor que 1.40 m. (Rodríguez Serquén, 2017)

Según la ASSHTO 2014, la altura mínima de barandas para peatones debe ser de 1060 mm y el espaciamiento optimo entre los componentes horizontales debe ser de 150 mm.



*Figura. 1 Dimensionamientos óptimos y mínimos de una acera. Fuente: (AASHTO, 2014)*

#### 2.5.4. DRENAJE.

“La pendiente de drenaje longitudinal debe ser la mayor posible, recomendándose un mínimo de 0.5%. La pendiente de drenaje transversal mínima es de 2% para las superficies de rodadura.” (Rodríguez Serquén, 2017, p. 11)

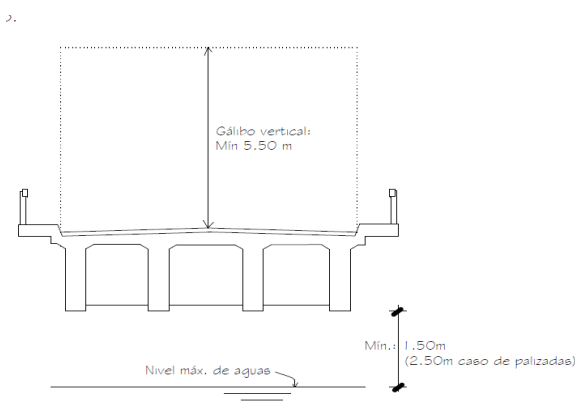
#### 2.5.5. BERMAS

Una berma es la posición contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias. Su ancho varía desde un mínimo de 0.60 m en carreteras rurales menores, siendo preferible 1.8 a 2.4 m, hasta al menos 3.0 m, y preferentemente 3.6 m, en carreteras mayores. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que anchos superiores a 3.0 m predisponen a su uso no autorizado como vía de tráfico. (Rodríguez Serquén, 2017)

#### 2.5.6. GÁLIBOS

“Los gálidos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesaria para el paso del tráfico vehicular. El gálibo vertical no será menor que 5.50 m.” (Rodríguez Serquén, 2017, p. 11)

En puentes sobre cursos de agua se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50m sobre el nivel máximo de las aguas. Para el caso de ríos que arrastren palizadas y troncos se considera una altura libre de 2.50m. (Rodríguez Serquén, 2017).



*Figura. 2. Gálidos mínimos. Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)*

### 2.5.7. JUNTAS DE DILATACIÓN

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en que se requieren. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones que se produzcan y ser impermeables. (Rodríguez Serquén, 2017)

### 2.5.8. ANCHO DE VIA

En clases de puentes el ingeniero David Cajamarca nos explicaba que el ancho de la vía está en función de las velocidades, en los cuales para un carril: el ancho mínimo es de 3.05 m para velocidades bajas, y el ancho optimo es de 3.65 m para velocidades normales.

## 2.6. TRES TIPOS DE CARGAS PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL:

### 2.6.1. CARGAS PERMANENTES

#### 2.6.1.1. CARGA MUERTA

La carga muerta es una carga permanente que tiene componentes estructurales y no estructurales como, por ejemplo: estructura del puente, veredas, superficie de rodadura, barandas, postes y tuberías. Para calcular el peso de cada componente se debe multiplicar el volumen por su peso específico correspondiente.

Material	Unit Weight (kcf)	
Aluminum Alloys	0.175	
Bituminous Wearing Surfaces	0.140	
Cast Iron	0.450	
Cinder Filling	0.060	
Compacted Sand, Silt, or Clay	0.120	
Concrete	Lightweight	0.110 to 0.135
	Normal Weight with $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Normal Weight with $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f'_c$
Loose Sand, Silt, or Gravel	0.100	
Soft Clay	0.100	
Rolled Gravel, Macadam, or Ballast	0.140	
Steel	0.490	
Stone Masonry	0.170	
Wood	Hard	0.060
	Soft	0.050
Water	Fresh	0.0624
	Salt	0.0640
Item	Weight per Unit Length (klf)	
Transit Rails, Ties, and Fastening per Track	0.200	

**Figura. 3** Peso específico de materiales. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

Para el dimensionamiento de la superestructura se considera las recomendaciones de la ASSTHO 2017, las cuales constan con normativas para su diseño.

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		When variable depth members are used, values may be adjusted to account for changes in relative stiffness of positive and negative moment sections	
Material	Type	Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2(S+10)}{30}$	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-beam Portion of Composite I-beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

**Figura. 4 Dimensionamiento de la superestructura. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)**

De igual manera se ha considerado las indicaciones que presenta el ACI-318-14, para las alturas mínimas según las condiciones de apoyo de los elementos principales del puente.

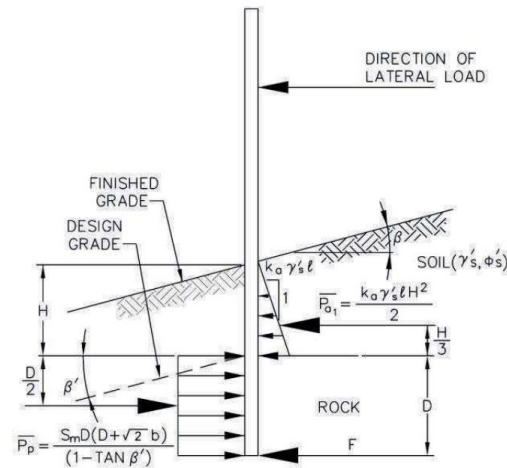
Condición de apoyo	$h$ mínimo <sup>(a)</sup>
Simplemente apoyadas	$\ell/20$
Un extremo continuo	$\ell/24$
Ambos extremos continuos	$\ell/28$
En voladizo	$\ell/10$

**Figura. 5 Dimensionamiento de vigas según su longitud. Fuente: (ACI-318S-14)**

Se ha evaluado estas dos normas ya que son las más importantes y las más utilizadas para el cálculo de alturas de vigas, dependiendo su condición de apoyo.

#### 2.6.1.2. EMPUJE DEL SUELO.

Como en general se ha determinado que el empuje del suelo es la carga que ejerce el suelo debido al peso del relleno actúa a una altura de  $H/3$  por encima de la base de la pared, donde también se considera los siguiente factores que intervienen para este cálculo como es: peso específico del relleno, altura del estribo, ángulo de fricción y la cohesión. (AASHTO LRFD, 2017)



**Figura. 6** Distribuciones simplificadas de empujes no mayorados para muros tipo pantalla, empotrados en roca. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

## 2.6.2. CARGAS TRANSITORIAS

### 2.6.2.1. CARGA VIVA

Según establece la norma AASHTO establece dos condiciones, la sobrecarga vehicular y la carga peatonal, que se detallada a continuación. (AASHTO LRFD, 2017).

#### **SOBRECARGA VEHICULAR (LL).**

##### **Número de carriles de diseño.**

Se ha determinado con la formula del AASHTO:

$$\text{Carril de diseño} = \frac{w}{3600} \quad \text{Ecu. ( 1)}$$

Donde w es el ancho libre de la calzada entre bordillos, barreras o ambos. Los anchos de carretera entre los 6000 y 7200 mm se deberán tener dos carriles de diseño. (AASHTO LRFD, 2017)

#### **Presencia de múltiples sobrecargas**

Número de carriles cargados por un factor de presencia múltiple que estén ocupados por la sobrecarga de diseño HL-93.

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, $m$
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

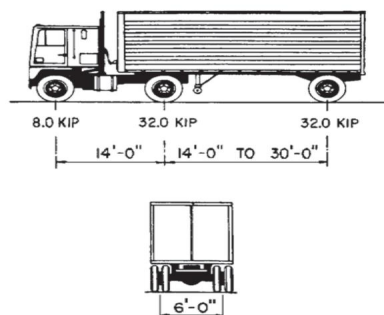
**Figura. 7.** Factor de presencia múltiple. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

### Sobrecarga vehicular de diseño.

La sobrecarga considerada deberá ser según la AASHTO la designada como HL-93 la cual es una combinación de: Camión de diseño o Tándem de diseño y una carga de carril de diseño, cada carril deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o el tándem en coincidencia con la carga de diseño y estas ocuparan un ancho de 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño. (AASHTO LRFD, 2017)

### Camión de diseño.

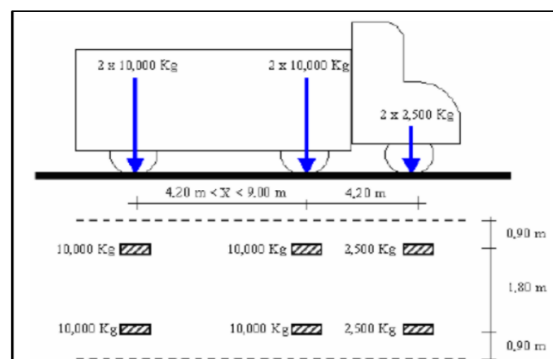
Los pesos y espaciamientos del camión de diseño se describe en la (figura 8) conta de un camión de tres ejes el primer eje con una carga de 35 KN separando una distancia de 4300 mm y los dos ejes posteriores con una carga de 145 KN, con una separación que fluctúa entre los 4300 mm a 900 mm. (AASHTO LRFD, 2017)



**Figura. 8. Camión de diseño. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)**

### Camión de diseño HS-MOP

El ministerio de obras públicas del Ecuador ha determinado como norma de diseño dentro del país, un camión de tres ejes que es un 35% mayor que el HS20-44 de AASHTO, con un peso total de 45 Ton. Cuyas cargas de rueda en los ejes posteriores son de 10 TON, y el eje delantero de 2.5 Ton. (LUNA, 2018)



**Figura. 9. Camión de diseño HS-MTOP. Fuente: (Diseño de puentes y viaductos. Msc. Marcelo Romo Proaño)**

### Tándem de diseño.

Consiste en un par de ejes de 11 KN, espaciados a 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm y se considera un incremento por el factor de carga de dinámica. (AASHTO LRFD, 2017)

### Carga de carril de diseño.

Consiste en una carga de 9.3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal transversalmente en un ancho de 3000 mm. Esta carga no está sometida a un incremento por carga de dinámica. (AASHTO LRFD, 2017)

### Carga dinámica (IM).

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, que no sean las fuerzas centrífugas o de frenado, se incrementa el porcentaje por carga dinámica según la tabla. (AASHTO LRFD, 2017)

$$I\% = \frac{1 + IM}{100} \quad \text{Ecu. ( 2)}$$

Este incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga de carril de diseño. (AASHTO LRFD, 2017)

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

**Figura. 10. Factor de impacto. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)**

### Sobrecarga peatonal (PL).

Se aplica una carga peatonal de  $3.6 \times 10^{-3}$  Mpa en todas las aceras más anchas de 600 mm y esta carga peatonal se deberá considerar al mismo tiempo que la sobrecarga vehicular de diseño. Las cargas se deberán colocar sobre una o las dos aceras para obtener los efectos desfavorables sobre la estructura del puente. (AASHTO LRFD, 2017)

#### 2.6.2.2. CARGA DE VIENTO

##### Presión del viento sobre estructuras (WS)

Se analiza los valores del viento ya sea de barlovento y sotavento, que actúan sobre las superestructuras.

Component		Drag Coefficient, $C_D$	
		Windward	Leeward
I-Girder and Box-Girder Bridge Superstructures		1.3	N/A
Trusses, Columns, and Arches	Sharp-Edged Member	2.0	1.0
	Round Member	1.0	0.5
Bridge Substructure		1.6	N/A
Sound Barriers		1.2	N/A

**Figura. 11 Presiones básicas del viento. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)**

#### **Presión de viento sobre los vehículos. (WL)**

Se debe representar como una fuerza interrumpible de 1.46 N/mm que actúa transversal y 1800 mm sobre la calzada. (AASHTO LRFD, 2017)

#### **Presión vertical de viento.**

Se deberá considerar como una carga vertical ascendente de  $9.6 \times 10^{-4}$  MPa. La combinación de la carga por el ancho del tablero, incluyendo parapetos y aceras, se aplica como una carga lineal. Esta carga se aplica en el cuarto punto de barlovento del ancho de la plataforma junto con las cargas horizontales. (AASHTO LRFD, 2017)

#### **2.6.2.3. FUERZA DE FRENADO**

Las consideraciones que tiene la AASHTO para la fuerza de frenado es:

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

Esta fuerza de frenado se debe colocar en todos los carriles los carriles de diseño que se consideran cargados. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales. (AASHTO LRFD, 2017)

#### **2.6.2.4. CARGA DE FATIGA**

La carga de fatiga se debe aplicar como un camión de diseño, que consta con una carga de 145.000 N, Y una separación constante de 9000 mm. Esta carga se aplica a todos los componentes del puente. (AASHTO LRFD, 2017).

Number of Lanes Available to Trucks	$p$
1	1.00
2	0.85
3 or more	0.80

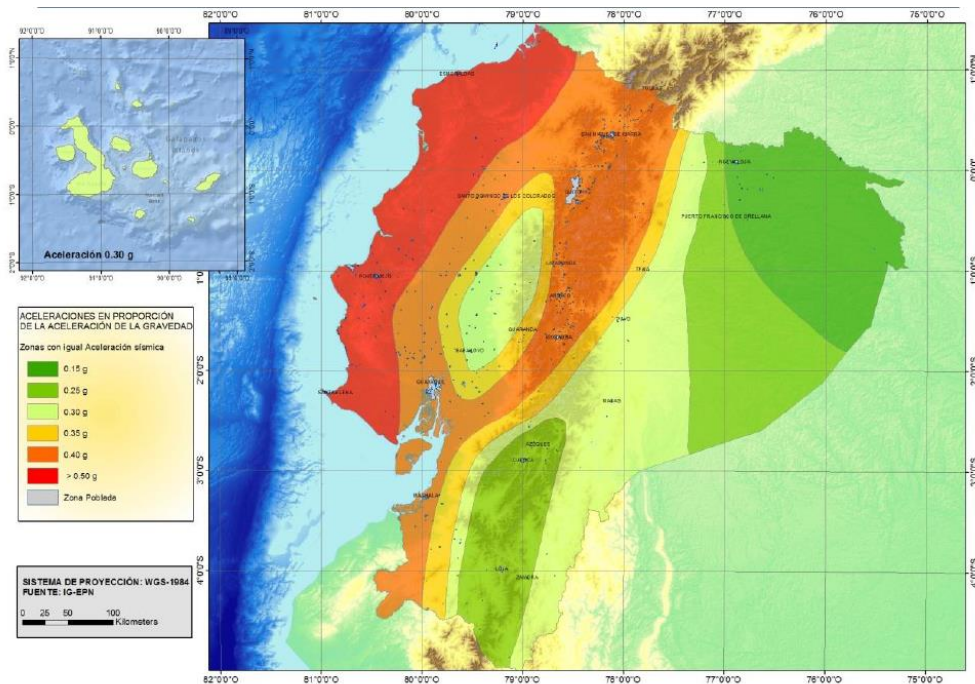
**Figura. 12 Fracción de tráfico de camiones en un único carril. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)**

### 2.6.3. CARGAS ESPECIALES

#### 2.6.3.1. FUERZAS SÍSMICAS (EQ)

Para la determinación de las fuerzas sísmicas en las estructuras nos regiremos a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Para analizar el espectro sísmico de diseño, analizaremos la zona donde va a estar ubicado el proyecto y con lo cual obtendremos el factor Z, donde este factor es la aceleración máxima en roca y esta expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.



**Figura. 13** Mapa de zonas sísmicas en Ecuador. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

El Ecuador consta con seis zonas sísmicas en los cuales determinan el peligro sísmico, en función de un factor Z en cada zona.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

**Figura. 14** Caracterización de peligro sísmico. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

La geología local nos permite determinar el espectro sísmico, mediante los cinco grupos diferentes (A, B, C, D Y E), que se analizan para los 30 metros superiores del estrato del suelo y para el perfil tipo F la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil del suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

**Figura. 15 Tipos de suelo para la generación del espectro. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)**

Los coeficientes de amplificación del suelo  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  son fundamentales para la determinación del espectro elástico de diseño.

Fa: Coeficientes de amplificación de suelo de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. (ACI-318S-14)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.6.4</a>					

**Figura. 16 Coeficiente de amplificación del suelo. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)**

Fd: Desplazamiento para diseños en roca: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseños en roca. (ACI-318S-14)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

**Figura. 17 Coeficientes de amplificación de ordenadas del espectro. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)**

Fs: Comportamiento no lineal de los suelos. Considera el comportamiento no lineal de los suelos la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica. (ACI-318S-14)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

**Figura. 18 Coeficientes del comportamiento no lineal de los suelos. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)**

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

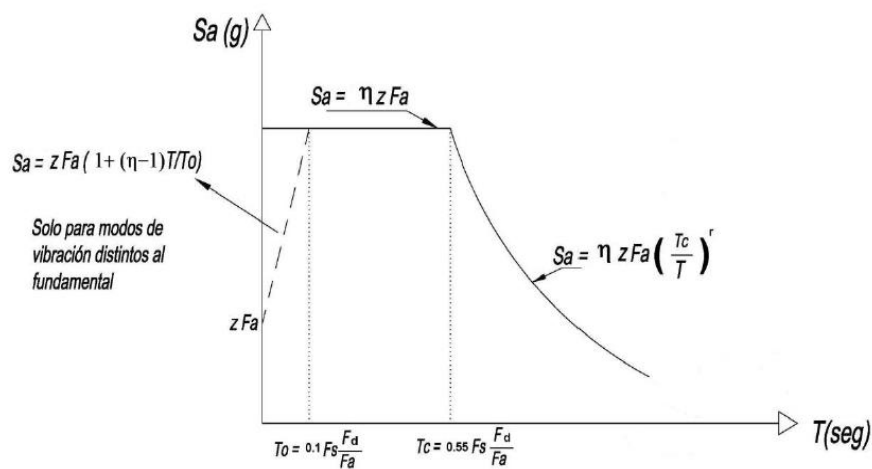
El gráfico del espectro es donde se relaciona la aceleración espectral y el periodo de retorno, el cual varía según la zona.

$\eta = 1.8$ : Provincia de la costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$ : Provincia de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$ : Provincia del Oriente.

Donde  $\eta$  es la razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s ). (NEC-SE-DS, 2015)



**Figura. 19** Espectro sísmico elástico que representa el sismo de diseño. Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Factores que intervienen y afectan al espectro de diseño.

$$T_c = 0.55 F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecu. ( 3)}$$

$$T_o = 0.1 F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecu. ( 4)}$$

Donde:

Fa: Coeficiente de amplificación del suelo.

Fd: Coeficiente de ampliación de las ordenadas del espectro elástico.

Fs: Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos.

To: Periodo límite de vibraciones en el espacio sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Tc: Periodo fundamental de vibraciones aproximado en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño.

El periodo fundamental de vibraciones de la estructura está considerado por los coeficientes de amplificación. (NEC-SE-DS, 2015)

## **2.7. ANÁLISIS DE COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGAS.**

### **2.7.1. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.**

Según la AASHTO las solicitaciones de cargas mayoradas se determina con la fórmula:

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i \quad \text{Ecu. ( 5)}$$

Donde:

$Q_i$  = Solicitaciones de las cargas aquí especificadas.

$\eta_i$  = Modificador de cargas.

$\gamma_i$  = Factores de cargas.

### **2.7.2. ESTADOS LIMITES**

#### **2.7.2.1. RESISTENCIA I:**

Se utiliza cuando es de uso vehicular normal del puente, pero sin considerar el viento.

#### **2.7.2.2. RESISTENCIA II:**

Se utiliza para vehículos de diseños especiales, pero sin considerar el viento.

#### **2.7.2.3. RESISTENCIA III:**

Estas combinaciones se utilizan cuando el puente está expuesto a velocidades mayores de 90 Km/h.

#### **2.7.2.4. RESISTENCIA IV:**

Esta se da cuando las relaciones son muy elevadas, por las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las sobrecargas.

#### **2.7.2.5. RESISTENCIA V:**

Se utiliza cuando es de uso vehicular normal del puente, pero con una velocidad del viento de 90 km/h.

#### **2.7.2.6. EVENTO EXTREMO I:**

Combinación de cargas que analizan eventos sísmicos.

#### **2.7.2.7. EVENTO EXTREMO II:**

Combinación de cargas que analizan cargas de hielo, colisiones de embarcaciones, vehículos y ciertos eventos hidráulicos debido a alguna sobrecarga de colisión.

### 2.7.2.8. SERVICIO I:

Combinaciones de carga de uso normal con un viento de 90 km/h, donde relacionan las deflexiones, revestimientos y fisuración de estructuras de hormigón armado.

### 2.7.2.9. SERVICIO II:

Es donde se trata de controlar la fluencia de las estructuras y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular.

### 2.7.2.10. SERVICIO III:

Es donde se relaciona exclusivamente la combinación de cargas con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, con la finalidad de controlar la fisuración.

### 2.7.2.11. SERVICIO IV:

Este servicio es igual al servicio III, que en vez de controlar la fisuración controla la figuración.

En la siguiente figura se expresa todos los factores para las combinaciones de cargas.

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

**Figura. 20 Factores de combinaciones de carga. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)**

En la siguiente figura se analizará los factores que se deben seleccionar de manera para producir la sollicitación total mayorada. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los negativos.

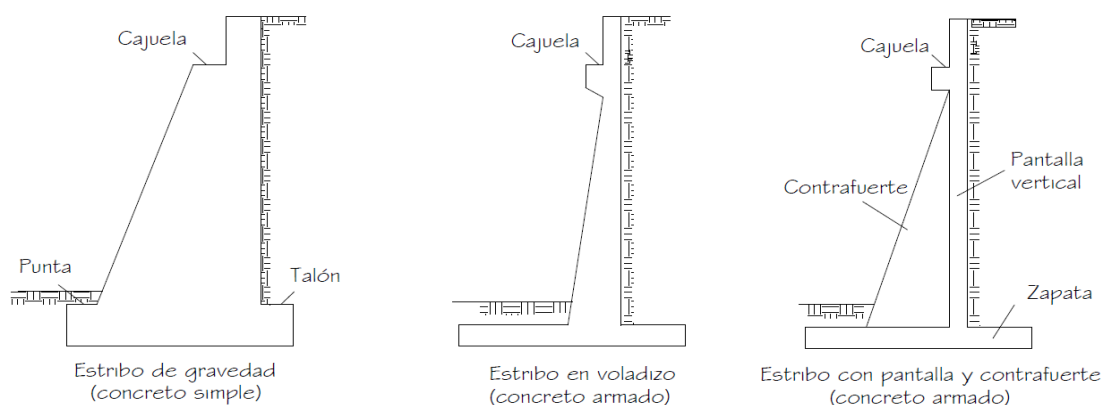
Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, $\alpha$ Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, $\lambda$ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
o Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
o All others		1.95	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

**Figura. 21 Factores máximos y mínimos para tipos de carga. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)**

## 2.8. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA DEL PUENTE

### 2.8.1. TIPOS DE ESTRIBOS

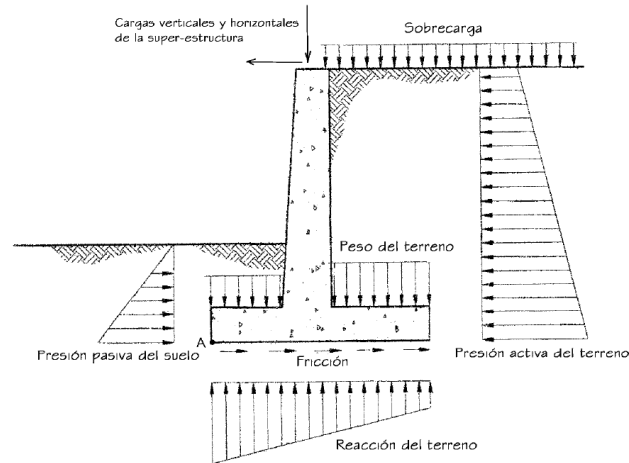
Estos tipos de estructuras sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la estructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra y a la reacción que ejerce el puente. Los muros como son muros de contención pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), etc. (Rodríguez Serquén, 2017)



**Figura. 22. Tipos de estribos. Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)**

### 2.8.2. CARGAS DE DISEÑO DEL MURO

Tipos de cargas que actúan sobre el estribo.



**Figura. 23. Cargas que actúan sobre el estribo. Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)**

## CAPÍTULO 3

### 3. ESTUDIOS PRELIMINARES

#### 3.1. UBICACIÓN

El puente estará ubicado entre los barrios Chimul y Santa Teresa, entre los cantones de Sevilla de Oro y en el Cantón el Pan, en la provincia del Azuay, lo cual se encuentra ubicada al sur del territorio de la república del Ecuador y su distancia al centro del cantón Sevilla de oro esta alrededor de 1.5Km. Se encuentra establecida a una altitud de 2347 msnm (metros sobre el nivel del mar), su clima es templado, manteniendo una temperatura promedio de 14 a 21 grados centígrados.

Tiene como coordenadas según el datum WGS84:

- ESTE 761367
- NORTE 9687695



**Figura. 24 Ubicación del puente. (Fuente: Google Earth Pro)**

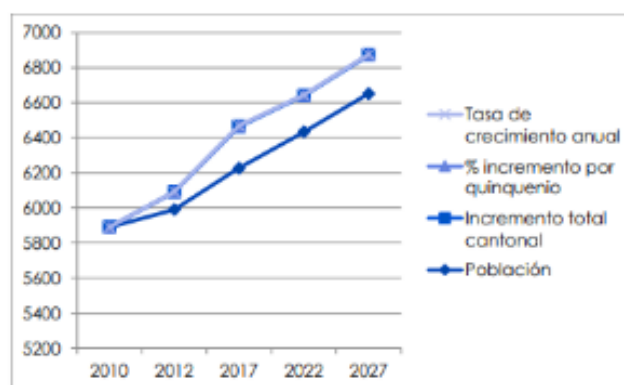
### 3.2. POBLACIÓN

El cantón Sevilla de Oro se encuentra situado en la cuenca media del río Paute, a 63 km desde la ciudad de Cuenca siguiendo la vía Cuenca-Guarumales, Este cantón cuenta con dos parroquias y lo cual genera una población de 5889 habitantes.

Según un estudio desarrollado en el municipio en el año 2010 sobre la población del cantón, basado en los datos de INEC censo poblacional y vivienda del 2010.

	POBLACIÓN	Incremento total cantonal	% incremento por quinquenio	Tasa de crecimiento anual
<b>2010</b>	5890			
<b>2012</b>	5990	100	1,70%	<b>0,85%</b>
<b>2017</b>	6227	237	3,96%	<b>0,78%</b>
<b>2022</b>	6434	207	3,32%	<b>0,66%</b>
<b>2027</b>	<b>6653</b>	<b>219</b>	<b>3,40%</b>	<b>0,67%</b>

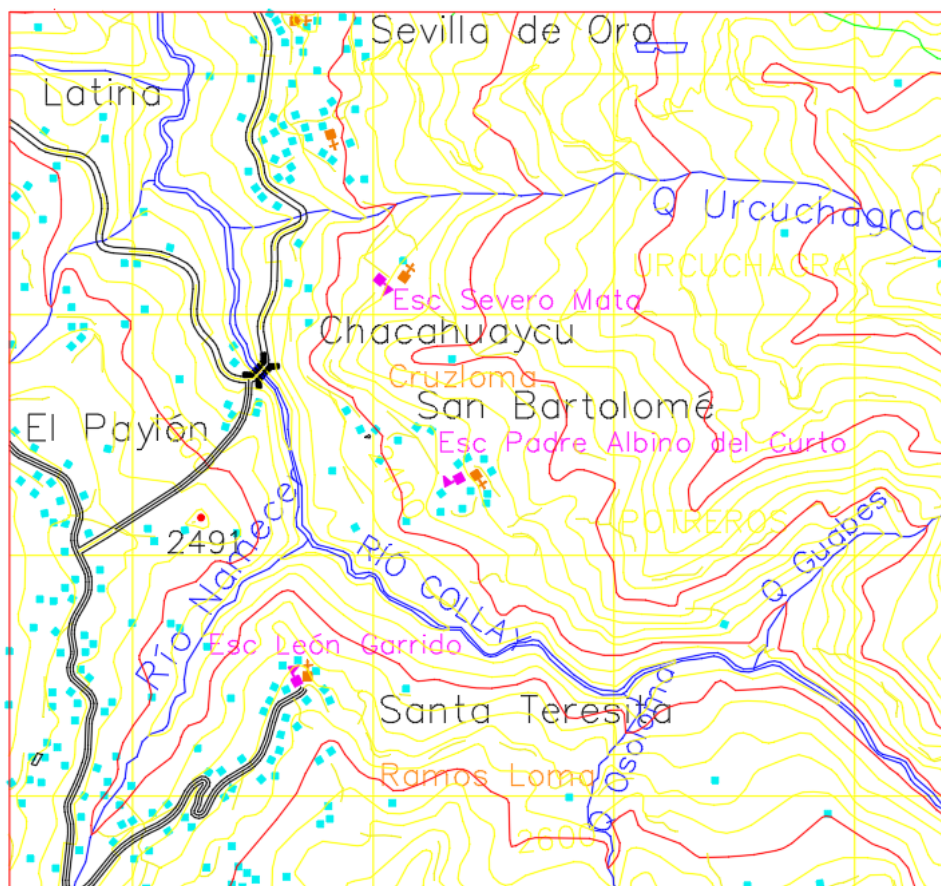
*Figura. 25. Estimación de crecimiento poblacional del Cantón. Fuente: (GAD DE SEVILLA DE ORO, 2012-2027)*



*Figura. 26. Gráfico de crecimiento poblacional. Fuente: (GAD DE SEVILLA DE ORO, 2012-2027)*

### 3.3. CARTOGRAFÍA DEL SECTOR

Esta información de la cartografía se obtuvo en el Gad del municipio de Sevilla de Oro en el área de planificación.



**Figura. 27 Cartografía de los cantones Sevilla de oro y el Pan. Fuente: (GAD DE SEVILLA DE ORO, 2012-2027)**

### 3.4. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

#### 3.4.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO.

El objetivo de realizar el levantamiento topográfico es para:

- Detallar las curvas de nivel y la superficie del terreno según los puntos levantados.
- Proveer información para los estudios de hidrología e hidráulica.
- Detallar y definir la ubicación exacta del puente.

En este estudio nos proporciona distancia, elevaciones y ángulos, en los cuales se analiza y se detalla cómo se encuentra los desniveles del terreno y es donde podremos analizar la mejor opción de implantar el puente.

#### 3.4.2. DETALLES DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

El levantamiento se ha realizado con la ayuda del municipio de Sevilla de Oro, que colaboro con el personal encargado de topografía, para el levantamiento topográfico. Para el levantamiento se utilizó la estación total del municipio.

Para el levantamiento las coordenadas a utilizarse fueron las reales, en las cuales las coordenadas se trasladaron de una vía existente.

Se realizó tres cambios de estaciones las cuales son:

- ✓ El primer cambio de estación era para trasladar las coordenadas.
- ✓ El segundo cambio de estación fue a unos 30 metros en la parte derecha del puente peatonal existente, en donde se podía levantar la mayoría de los puntos.
- ✓ El tercer cambio de estación fue al centro del puente peatonal, donde se levantó el río y el margen de crecida.

Una vez obtenido los puntos levantados se procedió a subir en el AutoCAD Civil 3d, donde se creó las curvas de nivel y la superficie del terreno.

### **3.5. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y HIDRÁULICO**

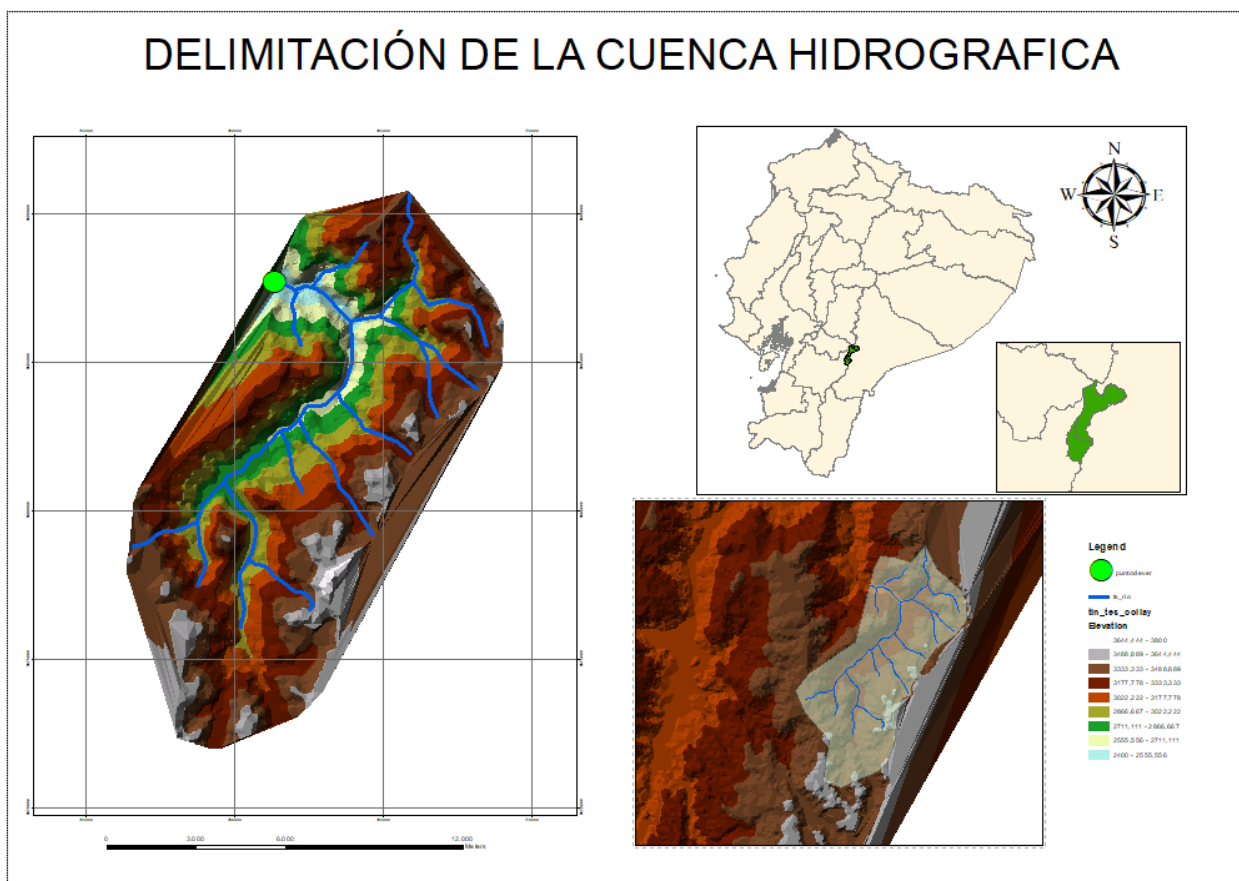
#### **3.5.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO.**

En este estudio se realizarán y se analizarán la cuenca hidrográfica del río Collay con los respectivos programas, ArcGIS, HEC-RAS. En los cuales determinaremos el nivel máximo del río, como la socavación que va a tener.

#### **3.5.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO.**

##### **3.5.2.1. Cuenca hidrográfica**

Para el análisis de esta cuenca, sabemos que el río Collay es el que vamos a analizar, donde este río es alimentado por otros varios afluentes de la zona que descargan a este por su topografía. Para la delimitación de esta cuenca se utilizó el software ArcMap 10.3.



**Figura. 28** Delimitación de la cuenca hidrográfica. Fuente: (Autor).

#### 3.5.2.2. Análisis de la cuenca del río Collay.

**Área de la cuenca:** Se cálculo mediante la ayuda del software ArcMap 10.3, donde se determina el área en una proyección horizontal plana. El área de nuestra cuenca es: **119.67 Km<sup>2</sup>**

**Perímetro de la cuenca:** Se cálculo mediante la ayuda del software ArcMap 10.3. El perímetro de nuestra cuenca es: **51.30 Km**

**Desnivel de la cuenca:** Este cálculo fue obtenido con la ayuda del software ArcMap 10.3. Es la diferencia entre el valor de la cota más alta y la más baja de la cuenca. En la cuenca la cota más alta es 3800 y la cota más baja es 2400. Por lo que el desnivel es **1400 m**.

**Longitud de la cuenca:** Para determinar esta longitud se coloca puntos en los extremos más alejados de la cuenca. Por lo que la longitud es **19.89 km**.

**Longitud del cauce:** Se cálculo al cauce principal con la ayuda de un comando de distancia en el software de ArcMap. La longitud es **16638 m**.

**Numero de curvas de nivel:** Para determinar las curvas de nivel, encontramos en la tabla de atributos de nuestro programa ArcMap. El número de curvas es: **64.77**

**Factor de forma de la cuenca:** Para el cálculo de este factor, existe una fórmula que está relacionada entre el área y la longitud de la cuenca (Lc).

$$F = \frac{A}{Lc^2} \quad \text{Ecu. ( 6)}$$

$$F = \frac{119.67 \text{ km}^2}{(19.89 \text{ km})^2}$$

$$F = 0.3$$

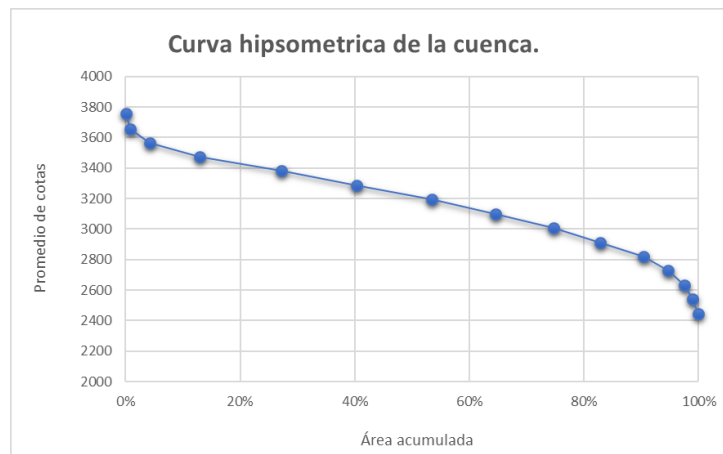
### 3.5.2.3. Curvas características de la cuenca del río Collay.

**Curva hipsométrica:** En esta curva se detalla la relación entre la elevación media y la superficie de la cuenca. Para la determinación de áreas como pendientes se calculó con la ayuda del ArcMap 10.3.

*Tabla 1. Datos de la curva hipsométrica.*

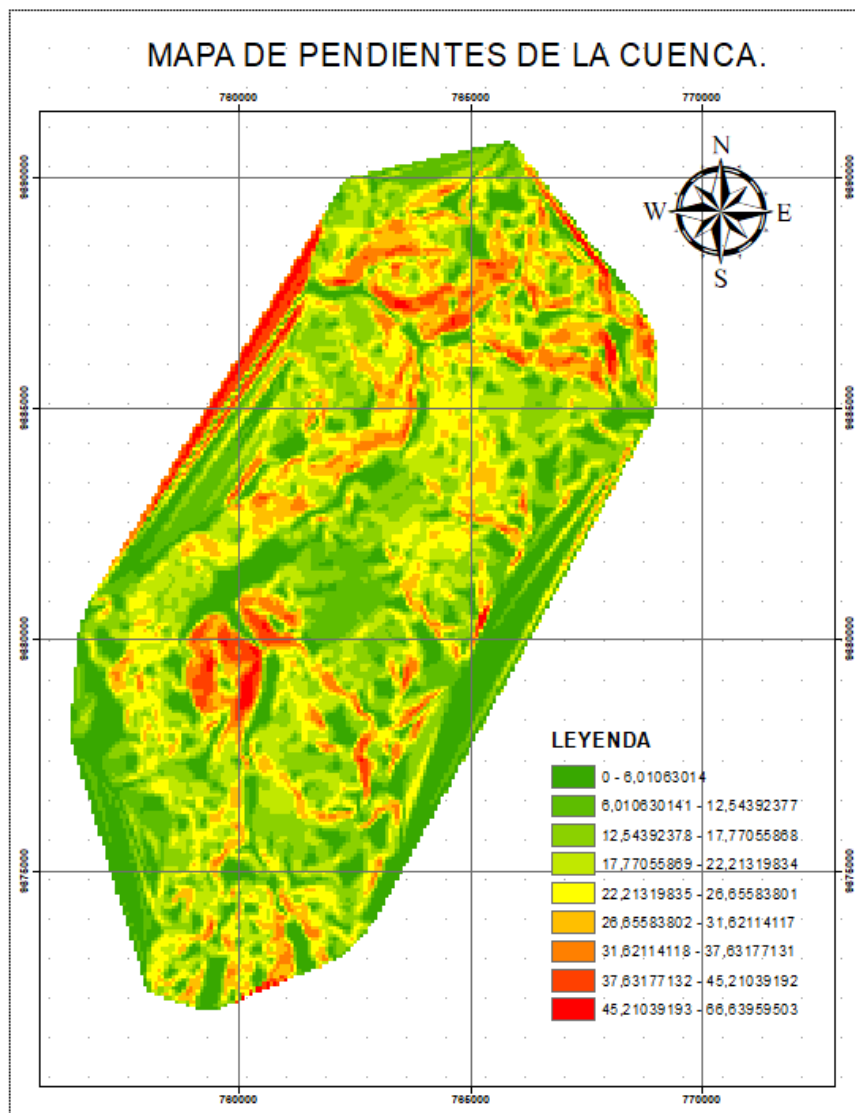
Nro.	COTAS			ÁREA (km <sup>2</sup> )		
	Min	Max	Promedio	área entre curvas (km <sup>2</sup> )	Acumulado	% acumulado
1	2400	2493,13	2446,565	1,19	118,67	100%
2	2493,34	2586,48	2539,91	1,85	117,48	99,0%
3	2586,62	2679,69	2633,155	3,24	115,64	97,4%
4	2680,1	2773,13	2726,615	5,14	112,40	94,7%
5	2773,19	2866,48	2819,835	9,01	107,26	90,4%
6	2866,66	2959,68	2913,17	9,59	98,24	82,8%
7	2959,95	3053,07	3006,51	12,10	88,65	74,7%
8	3053,09	3146,35	3099,72	13,06	76,55	64,5%
9	3146,39	3239,63	3193,01	15,58	63,48	53,5%
10	3239,72	3332,96	3286,34	15,69	47,91	40,4%
11	3332,98	3426,26	3379,62	16,91	32,22	27,2%
12	3426,27	3519,36	3472,815	10,25	15,31	12,9%
13	3519,65	3612,56	3566,105	4,19	5,06	4,3%
14	3613,27	3700	3656,635	0,75	0,87	0,7%
15	3710,64	3799,46	3755,05	0,12	0,12	0,1%

*Fuente: (Autor).*



**Figura. 29** Curva hipsométrica. Fuente: (Autor).

### Pendiente de la cuenca



**Figura. 30.** Mapa de pendientes. Fuente: (Autor)

Con el programa de ArcMap se realizo una tabla, en la cual determinamos la pendiente media de la cuenca en porcentaje es: **35.67%**.

Rowid	ID	COUNT	AREA	MIN	MAX	RANGE	MEAN	STD	SUM
1	1	20675	118100429,688736	0	173,025742	173,025742	35,673133	19,860907	737542,033233

**Figura. 31 Pendiente media de la cuenca. Fuente: (Autor).**

#### 3.5.2.4. Índices hidrológicos.

**Índice de compacidad (K):** Esta definida por Gravelious, es la que indica la relación entre el perímetro y la raíz cuadrada del área.

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{Ecu. ( 7)}$$

K: Coeficiente de compacidad.

P: Perímetro. 
$$K = 0.28 \frac{51.3 \text{ km}}{\sqrt{119.67 \text{ km}^2}}$$

A: Área

El coeficiente de capacidad de la cuenca es  **$K = 1.31$**

**Tiempo de concentración:** Es el tiempo que tarda una gota de agua en llegar a su cauce. Para determinar el tiempo de concentración utilizaremos el método de Kirpich, que utiliza la siguiente formula.

$$T_c = 0.0195 * \left( \frac{L^3}{D} \right)^{0.385} \quad \text{Ecu. ( 8)}$$

Tc: Tiempo de concentración en minutos.

L: Longitud máxima del cauce. 
$$T_c = 0.0195 * \left( \frac{16637.9^3}{1400} \right)^{0.385}$$

D: Desnivel de la cuenca.

El tiempo de concentración de la cuenca es:  **$T_c = 89.98 \text{ min.}$**

**Tiempo de retardo:**

$$T_r = \frac{2.587 * L^{0.8} * \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{1900 * H^{0.5}} \quad \text{Ecu. ( 9)}$$

Tr: Tiempo de retardo (horas).

L: Longitud del cauce (m)

CN: Numero de curvas.

H: Pendiente media de la cuenca.

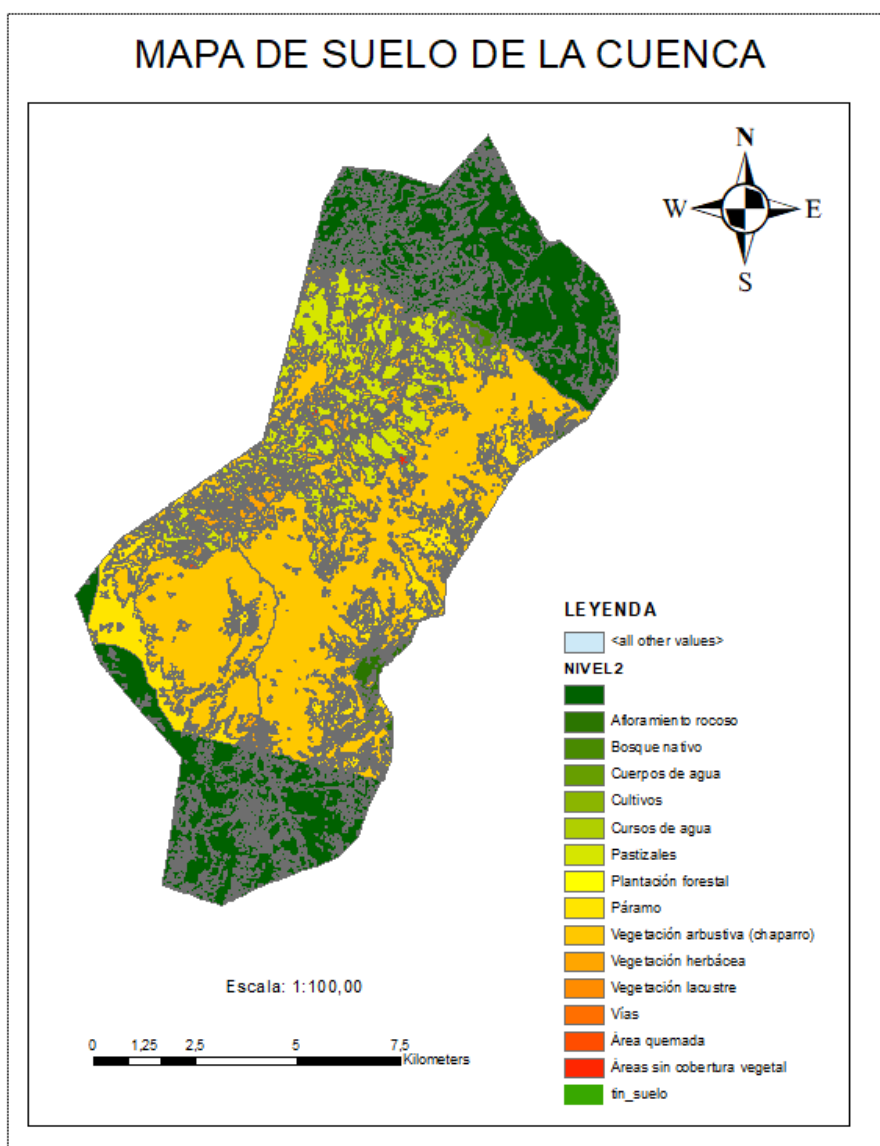
$$Tr = \frac{2.587 * 16637.9^{0.8} * \left(\frac{1000}{64.77} - 9\right)^{0.7}}{1900 * 35.67^{0.5}}$$

El tiempo de retardo en la cuenca que analizamos es:  **$Tr = 2$  horas.**

### 3.5.2.5. Uso del suelo en la cuenca.

En Sevilla de Oro y el Pan son dos cantones que se destacan en la agricultura, como en la ganadería. El lugar que se va implantar el proyecto que divide a estos dos cantones, por el río Collay, donde esta cuenca tiene la mayor parte de su uso de suelo en bosque nativo, y la vegetación arbustiva, esta se da debido a la extensa distancia que es de esta cuenca.

Para la realización de este mapa, se obtuvo la información del municipio de Sevilla de Oro, que nos facilitó el shp, de los diferentes usos del suelo.



**Figura. 32 Mapa de suelo. Fuente: (Autor).**

En la siguiente tabla demostraremos la distribución del uso del suelo con sus respectivas áreas, como el porcentaje que representa cada una de ellas.

**Tabla 2. Distribución del uso del suelo.**

Descripción	Área km <sup>2</sup>	Porcentaje %
Afloramiento rocoso	1,438	1,201
Área quemada.	0,124	0,104
Área sin cobertura vegetal	0,264	0,221
Bosque nativo	1,476	1,234
Cuerpos de agua	0,048	0,040
Cultivos	0,171	0,142
Cursos de agua	0,303	0,253
Paramo	36,585	30,570
Pastizales	19,950	16,670
Plantación forestal	0,020	0,016
Vegetación arbustiva	53,642	44,823
Vegetación herbácea	5,111	4,271
Vegetación lacustre	0,008	0,006
Vías	0,535	0,447
<b>TOTAL</b>	<b>119,67</b>	<b>100</b>

*Fuente: (Autor)*

#### **Obtención del número de curva (CN).**

Para la obtención de números de curvas se debe analizar las condiciones hidrológicas de infiltración del terreno. Para nuestro caso analizaremos de la tabla de condiciones de humedad II.

Para el análisis se debe saber que el número de curva se encuentra en un intervalo de 1 a 100, donde el valor de 100 indica que la lluvia que cae sobre la cuenca se escurre, y así va disminuyendo hasta que llega al valor de 1 donde toda la lluvia que cae se infiltra.

En la siguiente tabla analizaremos la obtención del CN con los datos de la cuenca del río Collay.

**Tabla 3. Obtención del CN.**

TIPO DE COBERTURA	AREA %	CONDICIÓN HIDROLOGICA	CN II	CN PARCIAL
Afloramiento rocoso	0,0120	buena	85	1,021
Área quemada.	0,0010	pobres	66	0,068

<b>Área sin cobertura vegetal</b>	0,0022	regular	66	0,146
<b>Bosque nativo</b>	0,0123	regular	60	0,740
<b>Cuerpos de agua</b>	0,0004	buena	1	0,000
<b>Cultivos</b>	0,0014	buena	70	0,100
<b>Cursos de agua</b>	0,0025	buena	6	0,015
<b>Paramo</b>	0,3057	buena	61	18,648
<b>Pastizales</b>	0,1667	regular	69	11,503
<b>Plantación forestal</b>	0,0002	regular	60	0,010
<b>Vegetación arbustiva</b>	0,4482	pobres	66	29,583
<b>Vegetación herbácea</b>	0,0427	regular	61	2,605
<b>Vegetación lacustre</b>	0,0001	regular	59	0,004
<b>Vías</b>	0,0045	regular	72	0,322
			<b>CN II</b>	<b>64,77</b>

*Fuente: (Autor)*

#### Estudio de la escorrentía.

El Soil Conservation Service, (1972) desarrollo un método para calcular las abstracciones de las precipitaciones de una tormenta. Donde el número de curva (CN) con la retención potencial máxima, se relaciona y nos da una ecuación en milímetros (Chow, 1994).

$$S = 25.4 * \left( \frac{1000}{CN} \right) - 10 \quad \text{Ecu. ( 10)}$$

Cálculo de la retención potencial máxima (S).

$$S = 25.4 * \left( \frac{1000}{64.77} - 10 \right)$$

$$S = 138.16$$

Cálculo de la abstracción inicial (Ia).

$$Ia = 0.2 * S \quad \text{Ecu. ( 11)}$$

$$Ia = 0.2 * 138.16$$

$$Ia = 27.63$$

#### 3.5.2.6. Análisis de la cuenca hidrográfica

Resultados del análisis de la cuenca.

*Tabla 4. Datos de la cuenca del río Collay.*

DATOS DE LA CUENCA DEL RIO COLLAY		
DESCRIPCION	UNIDADES	VALOR
Área	km <sup>2</sup>	119,67
Perímetro	km	51,3
Cota máxima.	m.s.n.m	3800
Cota mínima.	m.s.n.m	2400
Desnivel	m	1400
Longitud de la cuenca	km	19,89
Longitud del cauce principal	m	16638
Coeficiente de compacidad		1,31
Tiempo de concentración	min	89,98
Tiempo de retardo	horas	2
Factor de forma		0,3
Pendiente media		35,67%

*Fuente: (Autor)*

### 3.5.2.7. Análisis de datos hidrometereológicos

Para la obtención de información de las precipitaciones máximas en 24 horas, se analizó los anuarios meteorológicos del INAMHI, en la estación de Sevilla de Oro y Palmas.

#### Precipitaciones máximas en 24 horas

Muestran las máximas precipitaciones anuales en las dos estaciones desde el año 2000 hasta el 2013, que se registran dichos datos meteorológicos.

*Tabla 5. Datos pluviométricos de las estaciones Las Palmas y Sevilla de Oro.*

PRECIPITACIONES ANUALES MÁXIMAS EN 24 HORAS		
AÑOS	ESTACIONES PLUVIOMETRICAS	
	PALMAS (M045)	SEVILLA DE ORO (M431)
2000		23,9
2001	81	41,2
2002	54,8	33,9
2003		38
2004	72,3	
2005	35,6	
2006	43,7	31,3
2007		38,3
2008		33,4
2009	36,8	61,2

<b>2010</b>	43,1	46,5
<b>2011</b>		55,2
<b>2012</b>	59,4	
<b>2013</b>	39	31,4

*Fuente: (Autor)*

### Análisis de estaciones

En la siguiente tabla se ha determinado la media, desviación estándar, coeficiente de variación y los parámetros  $u$  y  $d$  que depende de las incógnitas anteriores, que nos ofrece la estación con los años que cuentan con valores.

### Fórmulas para la determinación de las incógnitas.

- ✓ Cálculo de la media aritmética.

$$\bar{x} = \frac{\sum Pm(24h)}{n} \quad \text{Ecu. ( 12)}$$

$\bar{x}$  = media aritmética

$Pm(24h)$  = precipitación máxima en 24 horas.

$n$  = número de muestras.

- ✓ Cálculo de la desviación estándar ( $S$ ).

$$S = \frac{\sum Pm(24h)^2}{\sum n} - \bar{x}^2 \quad \text{Ecu. ( 13)}$$

- ✓ Cálculo del coeficiente de variación ( $Cv$ ).

$$Cv = \frac{S}{\bar{x}} \quad \text{Ecu. ( 14)}$$

- ✓ Cálculo para hallar los parámetros  $d$  y  $u$ .

$$u = \bar{x} - (0.45 * S) \quad \text{Ecu. ( 15)}$$

$$d = \frac{1}{0.77 * S}$$

### Estación de palmas.

**Tabla 6. Resultados de la estación de palmas.**

<b>ESTACIÓN DE PALMAS (M045)</b>		
<b>n</b>	<b>AÑO</b>	<b>PRECIPITACIÓN MAXIMA EN 24 HORAS</b>
<b>1</b>	2005	35,6
<b>2</b>	2009	36,8

3	2013	39		
4	2010	43,1		
5	2006	43,7		
6	2002	54,8		
7	2012	59,4		
8	2004	72,3		
9	2001	81		
			<b>RESULTADOS</b>	
			<b>Media</b>	51,74
			<b>Desviación estándar</b>	15,39
			<b>Coefficiente de variación</b>	0,30
			<b>u</b>	44,818
			<b>d</b>	0,084

*Fuente: (Autor)*

### Estación de Sevilla de Oro.

*Tabla 7. Resultados de la estación de Sevilla de Oro.*

<b>ESTACIÓN DE SEVILLA DE ORO (M431)</b>				
<b>n</b>	<b>AÑO</b>	<b>PRECIPITACIÓN MAXIMA EN 24 HORAS</b>		
1	2000	23,9		
2	2006	31,3		
3	2013	31,4		
4	2008	33,4		
5	2002	33,9		
6	2003	38		
7	2007	38,3		
8	2001	41,2		
9	2010	46,5		
10	2011	55,2		
11	2009	61,2		
			<b>RESULTADOS</b>	
			<b>Media</b>	39,48
			<b>Desviación estándar</b>	10,52
			<b>Coefficiente de variación</b>	0,27
			<b>u</b>	34,747
			<b>d</b>	0,123

*Fuente: (Autor)*

### Periodo de retorno

$$T = \frac{1}{P} \quad \text{Ecu. ( 16)}$$

Es el tiempo de años que vuelve a ocurrir un evento, puede ser de igual manera o de mayor magnitud.

T = Periodo de retorno (años).

P = Probabilidad de excedencia del evento.

### 3.5.2.8. Intensidad máxima en 24 horas y precipitación de diseño

La intensidad son las precipitaciones para un periodo de retorno determinado.

En la siguiente tabla se ha analizado las precipitaciones de diseño de las dos estaciones, como la intensidad para una duración de precipitación de 24 horas.

A continuación presentamos la fórmula utilizada para la precipitación.

$$x = u - \frac{\ln(-\ln(F(x)))}{d} \quad \text{Ecu. ( 17)}$$

**Tabla 8. Precipitaciones para un periodo de retorno determinado.**

T (años)	F(X)=1-(1/T)	PALMAS	SEVILLA DE ORO	PRESIPITACIÓN DE DISEÑO	INTENCIDAD
5	0,8	62,595	46,899	54,747	2,281
10	0,9	71,489	52,979	62,234	2,593
25	0,96	82,726	60,660	71,693	2,987
50	0,98	91,063	66,359	78,711	3,280
100	0,99	99,338	72,016	85,677	3,570

*Fuente: (Autor)*

### 3.5.2.9. Curvas de intensidad y frecuencia (IDF).

Esta curva representa la intensidad, la magnitud de duración de la lluvia y la probabilidad de ocurrencia o frecuencia.

El instituto Nacional de Meteorología e Hidrografía (INAMHI), determino ecuaciones para las diferentes zonas de nuestro país.

Para intensidades menores de 60 min < 1440

La siguiente ecuación:

$$I_{TR} = 578.56 * Id_{TR} * t^{-0.8736} \quad \text{Ecu. ( 18)}$$

$I_{TR}$  = Intensidad diaria para un periodo de retorno en  $\left(\frac{mm}{h}\right)$

$Id_{TR}$  = Intensidad diaria para un periodo de retorno en  $\left(\frac{mm}{h}\right)$

$t$  = Tiempo de lluvia (mm).

TIEMPO (años)	INTENSIDADES																							
	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	36,91	20,14	14,13	10,99	9,05	7,71	6,74	6,00	5,41	4,94	4,54	4,21	3,93	3,68	3,46	3,27	3,11	2,95	2,82	2,69	2,58	2,48	2,39	2,30
10	41,95	22,90	16,07	12,50	10,28	8,77	7,66	6,82	6,15	5,61	5,16	4,79	4,46	4,18	3,94	3,72	3,53	3,36	3,20	3,06	2,94	2,82	2,71	2,61
25	48,33	26,38	18,51	14,40	11,85	10,10	8,83	7,86	7,09	6,47	5,95	5,51	5,14	4,82	4,54	4,29	4,07	3,87	3,69	3,53	3,38	3,25	3,12	3,01
50	53,06	28,96	20,32	15,81	13,01	11,09	9,69	8,63	7,78	7,10	6,53	6,05	5,64	5,29	4,98	4,71	4,47	4,25	4,05	3,87	3,71	3,56	3,43	3,30
100	57,76	31,52	22,12	17,20	14,16	12,07	10,55	9,39	8,47	7,73	7,11	6,59	6,14	5,76	5,42	5,12	4,86	4,62	4,41	4,22	4,04	3,88	3,73	3,60

Figura. 33 Intensidades con diferentes periodos de años. Fuente: (Autor)

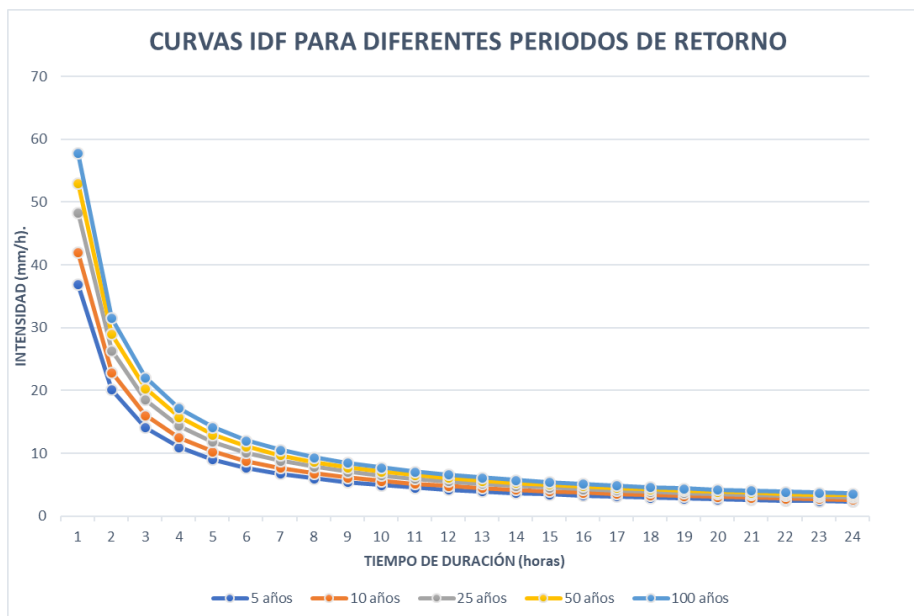


Figura. 34. Curvas de intensidad, duración, frecuencia para diferentes periodos. Fuente: (Autor)

### 3.5.2.10. Hietograma de tormenta

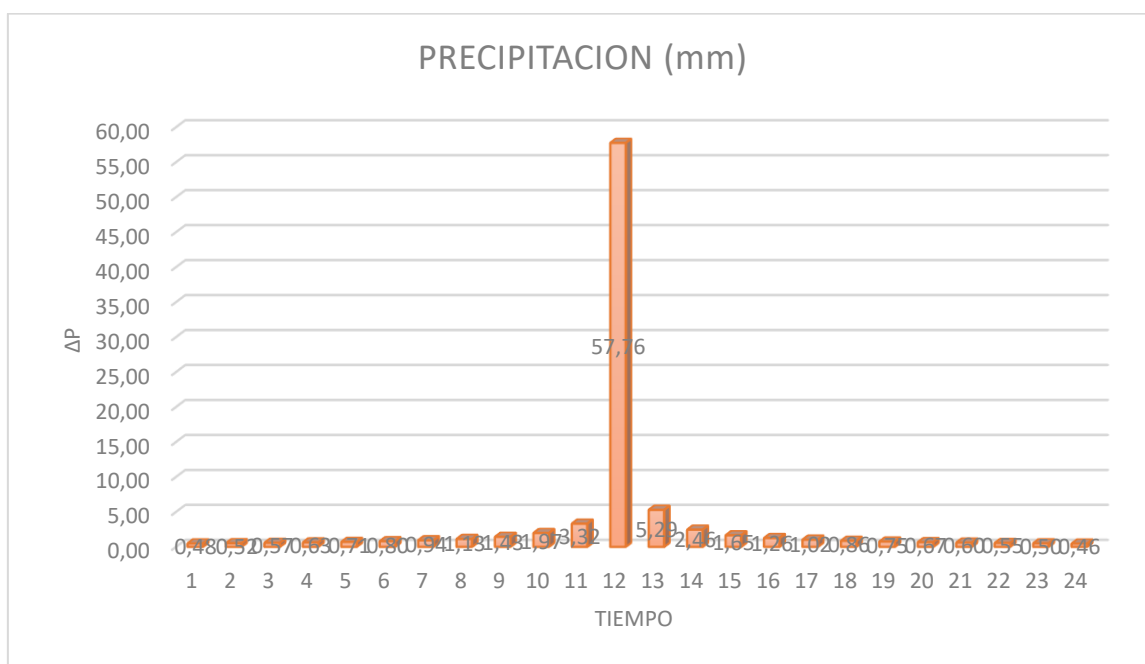
Para la realización del hietograma se diseñó con las curvas IDF con un periodo de retorno de 100 años. En el cual se determina y se analiza las precipitaciones en los diferentes intervalos de tiempo.

Tabla 9. Hietograma de tormentas.

HIETOGRAMA DE TORMENTAS			
T (Horas)	I (mm/h)	P (mm)	ΔP
1	57,76	57,76	57,76
2	31,52	63,05	5,29
3	22,12	66,36	3,32
4	17,20	68,82	2,46
5	14,16	70,79	1,97
6	12,07	72,44	1,65
7	10,55	73,86	1,43
8	9,39	75,12	1,26
9	8,47	76,25	1,13

10	7,73	77,27	1,02
11	7,11	78,21	0,94
12	6,59	79,07	0,86
13	6,14	79,87	0,80
14	5,76	80,63	0,75
15	5,42	81,33	0,71
16	5,12	82,00	0,67
17	4,86	82,63	0,63
18	4,62	83,23	0,60
19	4,41	83,80	0,57
20	4,22	84,34	0,55
21	4,04	84,87	0,52
22	3,88	85,37	0,50
23	3,73	85,85	0,48
24	3,60	86,31	0,46

*Fuente: (Autor)*



*Figura. 35. Hietograma de precipitación. Fuente: (Autor)*

### 3.5.2.11. Modelamiento hidrológico de la cuenca analizada en Software Hec - Hms.

El HEC – HMS es un sistema de modelado hidrológico, está desarrollado por el Cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos.

Este programa está desarrollado para modelaciones hidrológicas de una cuenca o varias subcuencas, para determinar caudales máximos y tiempos, a partir de lluvias extremas.

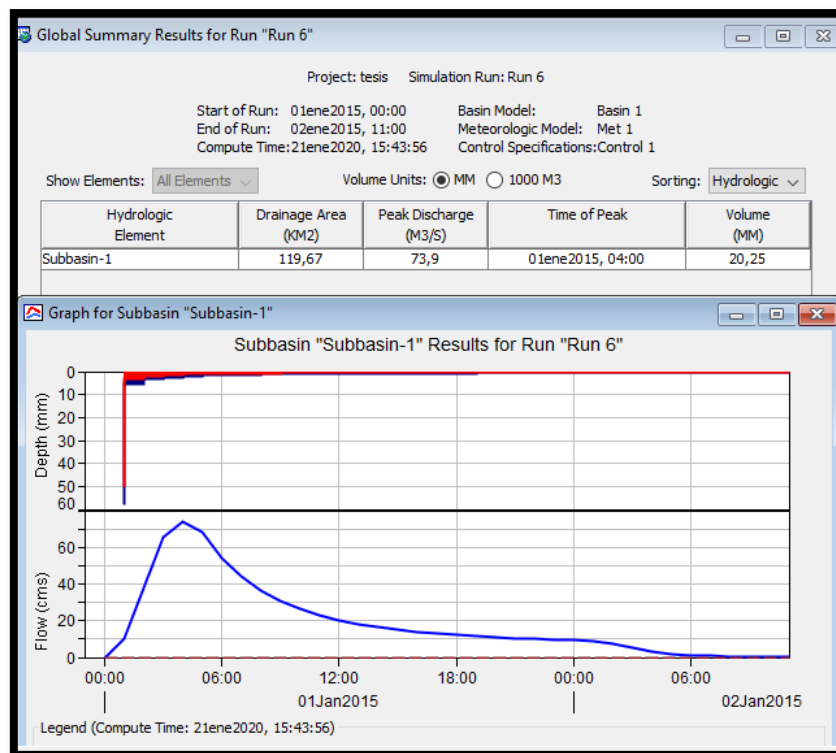
En la siguiente tabla están los datos principales para el análisis de la cuenca en el programa del Hec-Hms.

**Tabla 10. Datos hidrológicos.**

Datos hidrológicos para el análisis de la cuenca.		
Área	119,67	km2
Longitud del cauce	16638	m
Desnivel	1400	m
CN (número de curva)	64,77	
Tiempo de retardo	2	hrs

**Fuente: (Autor)**

Una vez ingresado los datos en el programa nos da los siguientes resultados.



Time-Series Results for Subbasin "Subbasin-1"

Project: tesis Simulation Run: Run 6  
Subbasin: Subbasin-1

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Basin 1  
End of Run: 02ene2015, 11:00 Meteorologic Model: Met 1  
Compute Time: 21ene2020, 15:43:56 Control Specifications: Control 1

Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
01ene2015	00:00				0,0	0,0	0,0
01ene2015	01:00	57,76	50,27	7,49	10,2	0,0	10,2
01ene2015	02:00	5,29	3,32	1,97	38,2	0,0	38,2
01ene2015	03:00	3,32	1,98	1,34	65,5	0,0	65,5
01ene2015	04:00	2,46	1,42	1,04	73,9	0,0	73,9
01ene2015	05:00	1,97	1,11	0,86	68,2	0,0	68,2
01ene2015	06:00	1,65	0,91	0,74	54,4	0,0	54,4
01ene2015	07:00	1,43	0,78	0,65	44,5	0,0	44,5
01ene2015	08:00	1,26	0,67	0,59	36,8	0,0	36,8
01ene2015	09:00	1,13	0,60	0,53	31,0	0,0	31,0
01ene2015	10:00	1,02	0,53	0,49	26,5	0,0	26,5
01ene2015	11:00	0,94	0,49	0,45	23,0	0,0	23,0
01ene2015	12:00	0,86	0,44	0,42	20,4	0,0	20,4
01ene2015	13:00	0,80	0,41	0,39	18,3	0,0	18,3
01ene2015	14:00	0,75	0,38	0,37	16,6	0,0	16,6
01ene2015	15:00	0,71	0,35	0,36	15,2	0,0	15,2
01ene2015	16:00	0,67	0,33	0,34	14,1	0,0	14,1
01ene2015	17:00	0,63	0,31	0,32	13,1	0,0	13,1
01ene2015	18:00	0,60	0,29	0,31	12,3	0,0	12,3
01ene2015	19:00	0,57	0,28	0,29	11,6	0,0	11,6
01ene2015	20:00	0,55	0,27	0,28	11,0	0,0	11,0
01ene2015	21:00	0,52	0,25	0,27	10,5	0,0	10,5
01ene2015	22:00	0,50	0,24	0,26	10,0	0,0	10,0
01ene2015	23:00	0,48	0,23	0,25	9,6	0,0	9,6
02ene2015	00:00	0,46	0,22	0,24	9,2	0,0	9,2
02ene2015	01:00	0,00	0,00	0,00	8,5	0,0	8,5
02ene2015	02:00	0,00	0,00	0,00	7,1	0,0	7,1
02ene2015	03:00	0,00	0,00	0,00	5,1	0,0	5,1
02ene2015	04:00	0,00	0,00	0,00	3,3	0,0	3,3
02ene2015	05:00	0,00	0,00	0,00	2,0	0,0	2,0
02ene2015	06:00	0,00	0,00	0,00	1,2	0,0	1,2
02ene2015	07:00	0,00	0,00	0,00	0,8	0,0	0,8
02ene2015	08:00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,0	0,5
02ene2015	09:00	0,00	0,00	0,00	0,3	0,0	0,3
02ene2015	10:00	0,00	0,00	0,00	0,2	0,0	0,2
02ene2015	11:00	0,00	0,00	0,00	0,1	0,0	0,1

DTE: 10008: Basin opening project "tesis" in directory "D:\tesis\puente sevilla\denuevo\tesis" at time 21ene2020, 15:42:01.

**Figura. 36. Resultados de la modelación en el HEC-HMS. (Fuente, Autor).**

Con los siguientes datos obtenidos por medio del Hec-Hms, se analizará un caudal máximo de **73,9 m<sup>3</sup>/s**, para un periodo de retorno de **100 años**.

### 3.5.3. ESTUDIO HIDRÁULICO

En este estudio se realizó 22 secciones transversales cada 10 metros, siguiendo el perfil del río que cuenta con una longitud levantada de 207 metros.

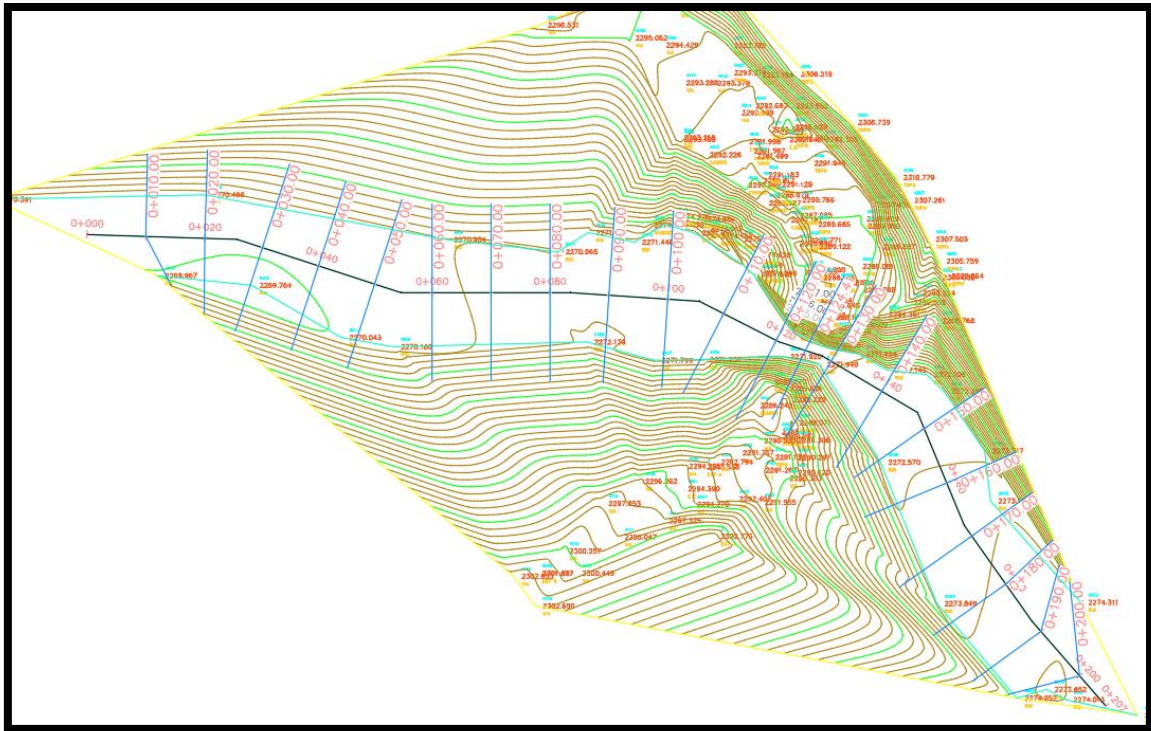


Figura. 37. Secciones transversales del rio Collay. (Fuente, Autor).

3.5.3.1. Coeficiente de rugosidad de Manning.

Este coeficiente de rugosidad es la resistencia del flujo que representa la superficie y las paradas del conducto.

Tabla 2.2 Valores de *n* dados por Horton para ser usados en las fórmulas de Ganguillet-Kutter y de Manning

Superficie	Condiciones de las paredes			
	Perfectas	Buenas	Medianas	Malas
Tubería hierro forjado negro comercial	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubería hierro forjado galvanizado comercial	0.013	0.014	0.015	0.017
Tubería de latón o vidrio	0.009	0.010	0.011	0.013
Tubería acero remachado en espiral	0.013	0.015*	0.017*	
Tubería de barro vitrificado	0.010	0.013*	0.015	0.017
Tubos comunes de barro para drenaje	0.011	0.012*	0.014*	0.017
Tabique vidriado	0.011	0.012	0.013	0.015
Tabique con mortero de cemento; albañales de tabique	0.012	0.013	0.015*	0.017
Superficies de cemento pulido	0.010	0.011	0.012	0.013
Superficies aplanadas con mortero de cemento	0.011	0.012	0.013*	0.015
Tuberías de concreto	0.012	0.013	0.015*	0.016
Tuberías de duela	0.010	0.011	0.012	0.013
Acueductos de tablón:				
Labrado	0.010	0.012*	0.013	0.014
Sin labrar	0.011	0.013*	0.014	0.015
Con astillas	0.012	0.015*	0.016	0.018
Canales revestidos con concreto	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Superficie de mampostería con cemento	0.017	0.020	0.025	0.030
Superficie de mampostería en seco	0.025	0.030	0.033	0.035
Acueducto semicirculares metálicos, lisos	0.011	0.012	0.013	0.015
Acueducto semicirculares metálicos corrugados	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canales y zanjas:				
En tierra, alineados y uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025*
En roca, lisos y uniformes	0.025	0.030	0.033*	0.035
En roca, con salientes y sinuosos	0.035	0.040	0.045	
Sinuosos y de escurrimiento lento	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Degradados en tierra	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados	0.025	0.030	0.035*	0.040
Plantilla de tierra, taludes ásperos	0.028	0.030*	0.033*	0.035
Corrientes naturales:				
(1) Limpios, bordos rectos, llenos, sin hendaduras ni charcos profundos.	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra.	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio	0.033	0.035	0.040	0.045
(4) Igual al (3), de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente.	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Igual al (3), algo de hierba y piedras.	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) Igual al (4), secciones pedregosas.	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Rios con tramos lentos, cauce enhierbado o con charcos profundos.	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Playas muy enyerbadas.	0.075	0.100	0.125	0.150

(\*) Valores de uso común en proyectos

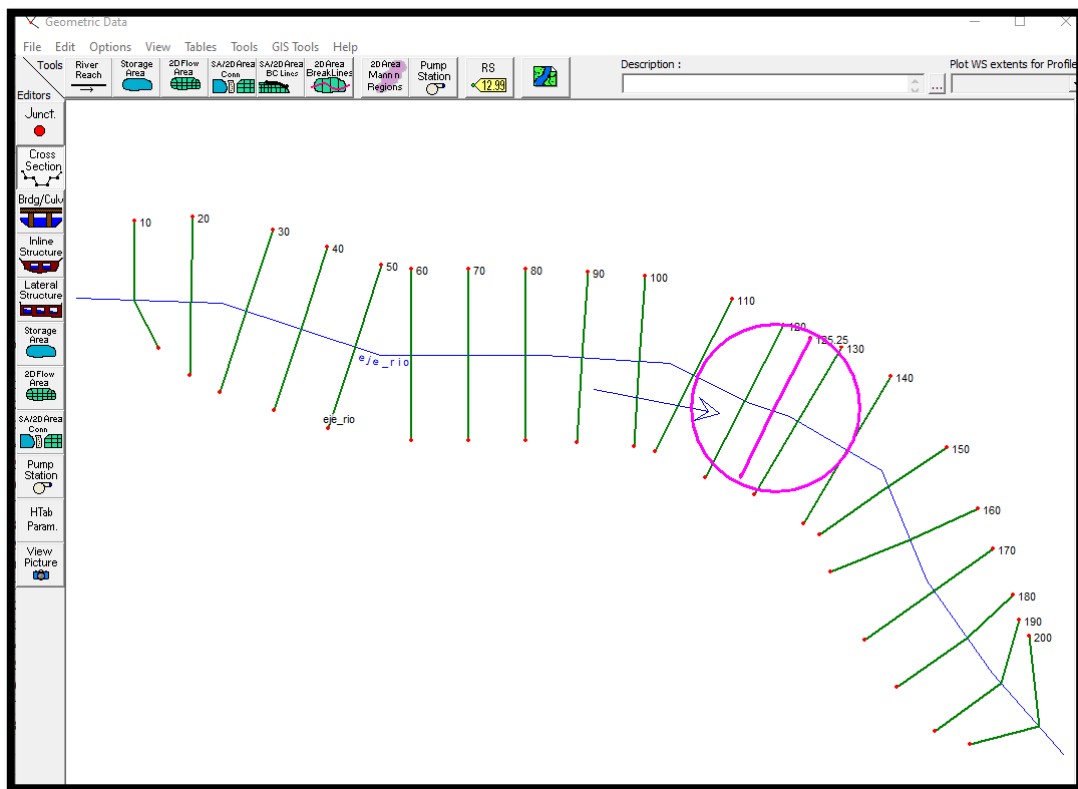
Figura. 38. Valores del coeficiente de Manning. Fuente: (Villón Béjar, 2007).

### 3.5.3.2. Modelación del HEC RAS.

Para la modelación de este programa se definirá los siguientes datos importantes para que se ejecute el programa.

- Coeficiente de rugosidad
  - ✓ Cauce principal = 0.035
  - ✓ Margen del rio = 0.04
- Pendiente.
  - ✓ Cauce principal = 0.018
- Caudales de diseño.
  - ✓ 5 años = 23 m<sup>3</sup>/s
  - ✓ 100 años = 73.9 m<sup>3</sup>/s

### Ingreso De datos en el HEC RAS.



**Figura. 39. Ingreso de la sección transversal al programa HEC RAS. Fuente: (Autor)**

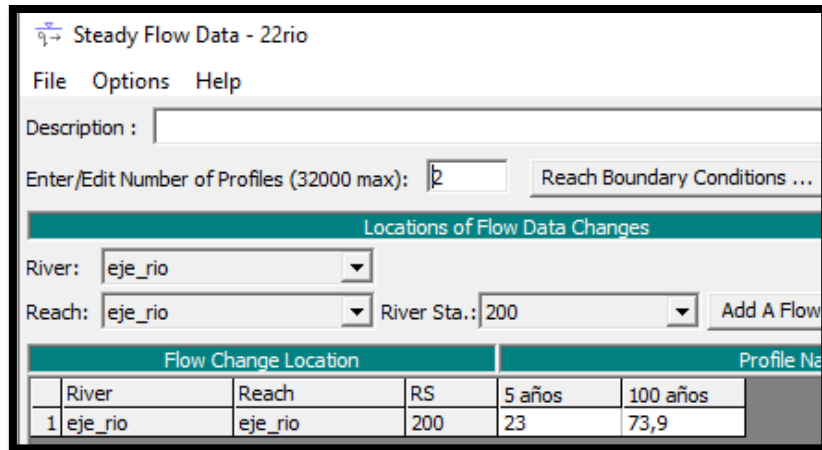


Figura. 40. Ingreso de caudales de 5 y 100 años. Fuente: (Autor)

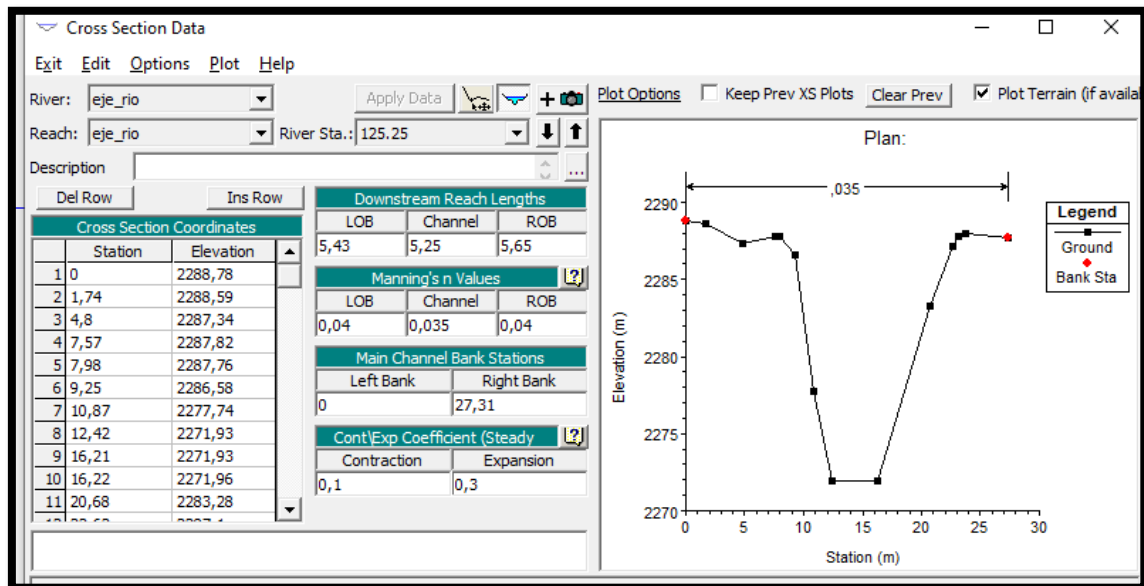


Figura. 41. Ingreso de datos de Manning. Fuente: (Autor)

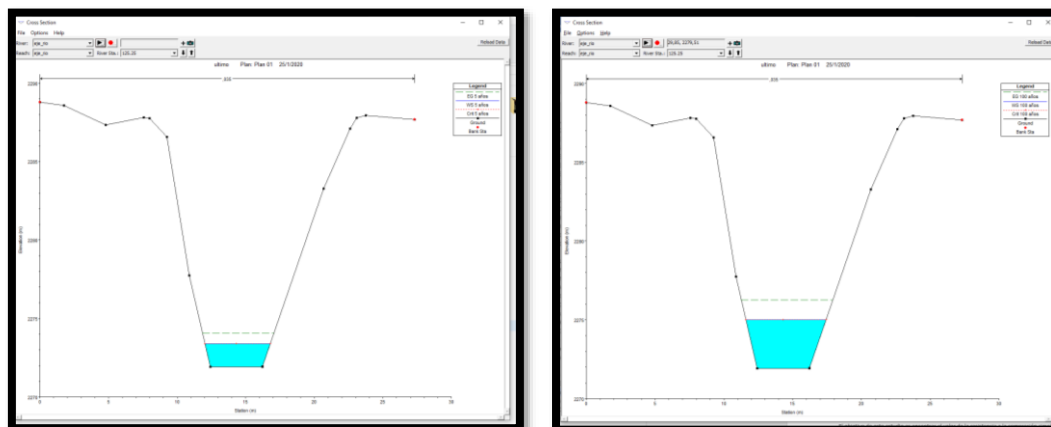
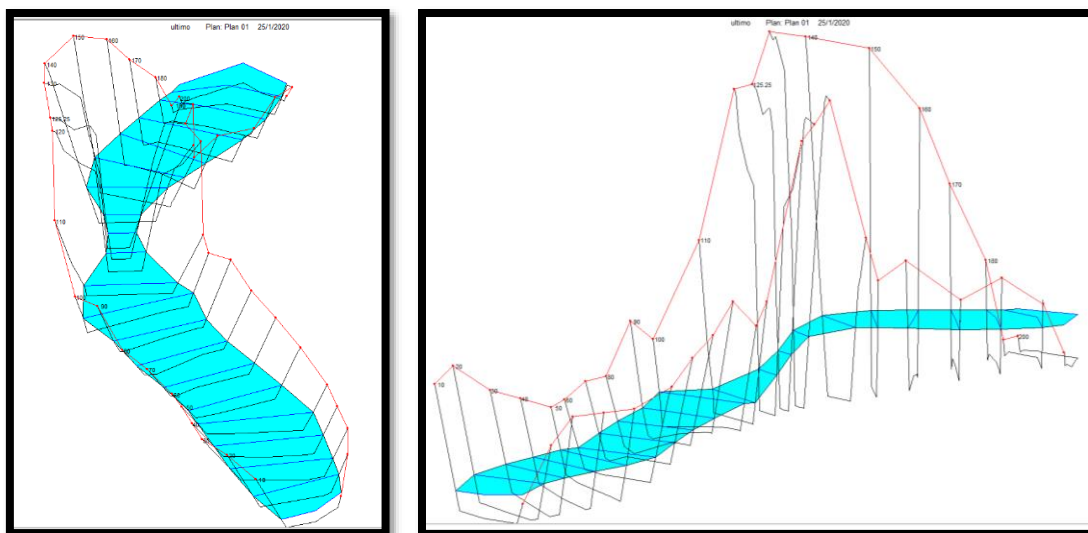


Figura. 42. Resultados de modelación en 5 y 100 años en la sección 125.25. Fuente: (Autor)



**Figura. 43. Resultados de modelación para un periodo de 100 años. Fuente: (Autor)**

Los resultados obtenidos en el Hec Ras, se analizaron para el periodo de 100 años.

Donde el caudal es de 73,0 m<sup>3</sup>/s, la cota máxima de calado es 2275 m.s.n.m, con una velocidad de 5.01 m/s. Estos datos son necesarios para el cálculo de la socavación.

Profile Output Table - Standard Table 1													
HEC-RAS Plan: Plan 01 Locations: User Defined													
River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /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 <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
eje_rio	eje_rio	125.25	5 años	23,00	2271,93	2273,41	2273,41	2274,08	0,018107	3,63	6,34	4,77	1,00
eje_rio	eje_rio	125.25	100 años	73,90	2271,93	2275,00	2275,00	2276,28	0,018976	5,01	14,75	5,82	1,00

**Figura. 44. Resultados del río Collay, con periodos de 5 y 100 años. Fuente: (Autor)**

### 3.5.3.3. Socavación

La socavación es importante para definir las cotas de cimentación de las pilas y estribos sin conocer la socavación el ingeniero está expuesto a proponer cotas de cimentación superficiales que hagan inestable a la estructura, por ausencia de piso de apoyo o proponer una cota más profunda innecesariamente aumentando su costo y mayor dificultad en la construcción. (Trujillo Orozco, 1993)

#### 3.5.3.3.1. Método de Lichtvan - Lebediev

El método consiste en determinar el equilibrio entre la velocidad real de la corriente y la velocidad requerida para erosionar del material del fondo. Permite determinar la socavación independientemente de que exista un puente. El método asume un caudal unitario que corresponde a cada franja elemental en que divide el cauce natural. (Guevara Álvarez, 2016)

#### 3.5.3.3.2. Cálculo del socavamiento.

Para este cálculo tenemos como datos que nos da el programa Hec Ras.

- ✓ Área total de la sección (At) = 14.75 m<sup>2</sup>
- ✓ Ancho efectivo del río (Be) = 5.82 m
- ✓ Tirante medio de la sección (Hm)

$$Hm = \frac{At}{Be} \quad \text{Ecu. ( 19)}$$

$$Hm = 2.53 \text{ m}$$

- ✓ Caudal de diseño (Qd).

$$Qd = A * \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n} \quad \text{Ecu. ( 20)}$$

S = Pendiente del río = 0.02

n = Coeficiente de rugosidad de Manning = 0.035

- ✓ Coeficiente de sección ( $\alpha$ ).

$$\alpha = \frac{Qd}{Be * Hm^{5/3}} \quad \text{Ecu. ( 21)}$$

Be = Ancho del cauce

- ✓ Profundidad de socavación (Hs)

$$Hs = \left( \frac{\alpha * Ho^{\frac{5}{3}}}{0.68 * \beta * Dm^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}} \quad \text{Ecu. ( 22)}$$

Dm = Diámetro medio de las partículas del material granular = 0.3 mm

Z = Variable en función del diámetro = 0.42

$\beta$  = Coeficiente de frecuencia = 1

En la siguiente tabla analizaremos el área, perímetro, radio hidráulico que tiene cada sección.

**Tabla 11. Datos geométricos de la sección 125.25.**

N <sup>ro</sup>	Abscisa	Cota del fondo (m.s.n.m)	Cota máxima (m.s.n.m)	Calado (m)	Rugosidad (n)	Ancho (n)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro (m)	Radio hidráulico (m)
1	0	2288,78	2275	0	0,04	0	0	0	0
2	1,74	2288,59	2275	0	0,04	1,74	0	0	0
3	4,8	2287,34	2275	0	0,04	3,06	0	0	0
4	7,57	2287,82	2275	0	0,04	2,77	0	0	0
5	7,98	2287,76	2275	0	0,04	0,41	0	0	0

6	9,25	2286,58	2275	0	0,04	1,27	0	0	0
7	10,87	2277,74	2275	0	0,04	1,62	0	0	0
8	11,6	2275	2275	0	0,035	0,73	0	0	0
9	12,42	2271,93	2275	3,07	0,035	0,82	1,26	7,06	0,178
10	14,4	2271,93	2275	3,07	0,035	1,98	6,07	10,1	0,601
11	16,21	2271,93	2275	3,07	0,035	1,81	5,55	9,76	0,569
12	16,22	2271,96	2275	3,04	0,035	0,01	0,03	6,18	0,005
13	17,42	2275	2275	0	0,035	1,2	1,82	7,51	0,242
14	20,68	2283,28	2275	0	0,04	3,26	0	0	0
15	22,62	2287,1	2275	0	0,04	1,94	0	0	0
16	23,11	2287,78	2275	0	0,04	0,49	0	0	0
17	23,76	2287,95	2275	0	0,04	0,65	0	0	0
18	27,31	2287,68	2275	0	0,04	3,55	0	0	0

*Fuente: (Autor)*

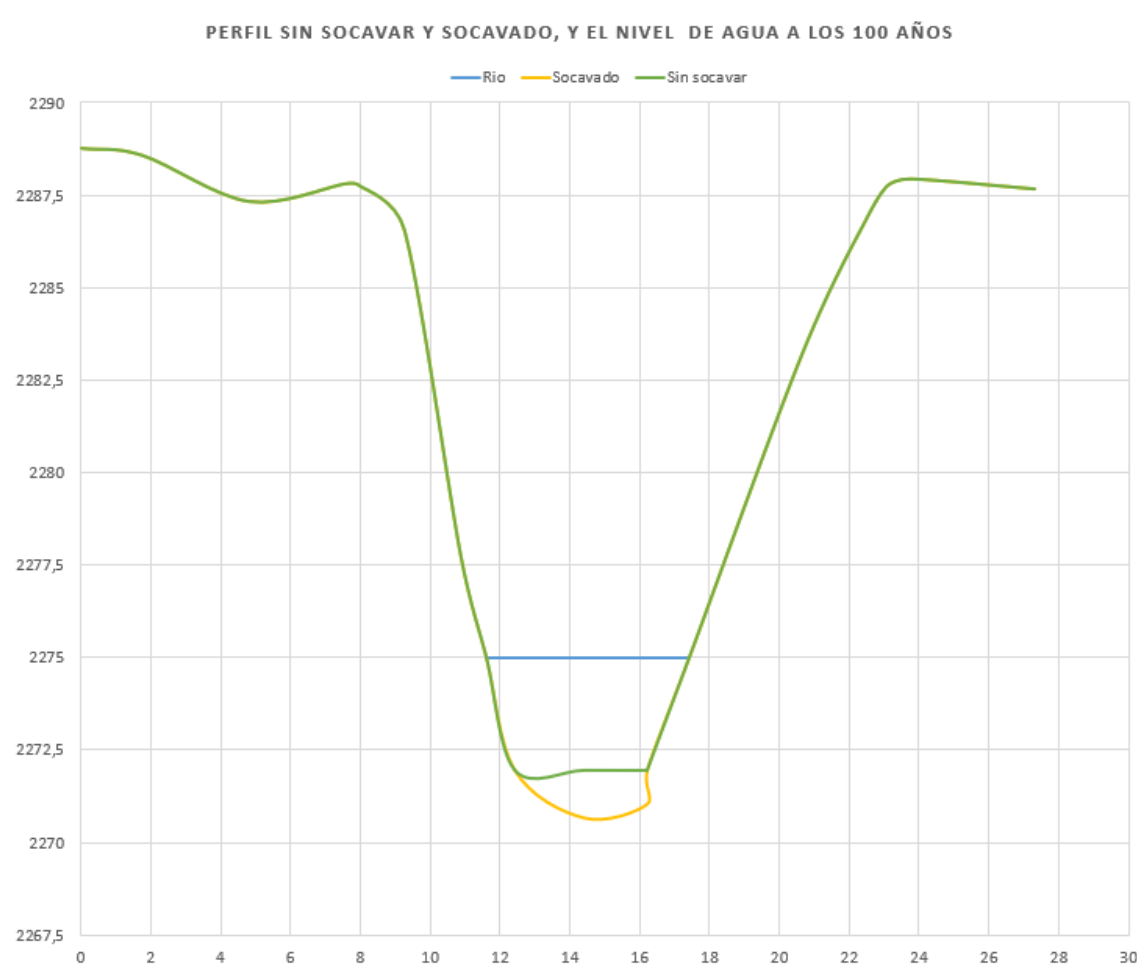
En la siguiente tabla se analizará la profundidad de socavación para cada franja y las cotas de perfil que nos da la socavación.

**Tabla 12. Cálculo de la altura de socavación en la sección 125.25.**

Nº	Abscisa	Cota del fondo (m.s.n.m)	Cota máxima (m.s.n.m)	Calado (m)	Rugd. (n)	Pend.	Q (m <sup>3</sup> /s)	a	Hs	Altura de socavado	Perfil de socavado
1	0	2288,78	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2288,78
2	1,74	2288,59	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2288,59
3	4,8	2287,34	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2287,34
4	7,57	2287,82	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2287,82
5	7,98	2287,76	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2287,76
6	9,25	2286,58	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2286,58
7	10,87	2277,74	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2277,74
8	11,6	2275	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2275,00
9	12,42	2271,93	2275	3,07	0,035	0,02	1,53	0,06	0,81	-2,26	2271,93
10	14,4	2271,93	2275	3,07	0,035	0,02	16,57	0,60	4,35	1,28	2270,65
11	16,21	2271,93	2275	3,07	0,035	0,02	14,60	0,53	3,98	0,91	2271,02
12	16,22	2271,96	2275	3,04	0,035	0,02	0,003	0,00	0,01	-3,03	2271,96
13	17,42	2275	2275	0	0,035	0,02	2,71	0,10	0,00	0	2275,00
14	20,68	2283,28	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2283,28
15	22,62	2287,1	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2287,10
16	23,11	2287,78	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2287,78
17	23,76	2287,95	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2287,95

18	27,31	2287,68	2275	0	0,04	0,02	0	0	0	0	2287,68
----	-------	---------	------	---	------	------	---	---	---	---	---------

*Fuente: (Autor)*



**Figura. 45. Perfil de socavación del río Collay en la sección 125.25. Fuente: (Autor).**

#### 3.5.4. ANALISIS DE INFORMACION DEL ESTUDIO.

- ✓ El caudal de diseño para un periodo de retorno de 100 años es 73.9 m<sup>3</sup>/s.
- ✓ En el siguiente perfil nos da como resultado una profundidad de socavación de 1.28 metros en la sección 125.25, debido a que en esa sección los márgenes del río son de roca.

### 3.6. ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

#### 3.6.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO.

El objetivo de este estudio es encontrar el valor de la resistencia a la compresión simple de la roca con las muestras obtenidas. Para este estudio realizaremos por dos métodos como son: el ensayo del esclerómetro y por el ábaco (libro de Ingeniería Geológica de Luis Gonzales de Vallejo). Para la determinación de este valor detallaremos los procesos de cálculo, que se realizaron en el laboratorio de la Universidad Católica de Cuenca.

#### 3.6.2. METODOS DE ESTUDIO DE LAS ROCAS.

Para la determinación de ambos estudios:

- ✓ Se obtuvo siete muestras de rocas de distintos lugares, en cada extremo del río donde van a ir los estribos del puente.
- ✓ El esclerómetro utilizado es el de la Universidad Católica de Cuenca, el cual tiene las siguientes características.
  1. Hecho en Japón.
  2. Fecha de fabricación; 2 de agosto del 2017.
  3. Modelo; R-7500
  4. Marca; KAMEKURA.
- ✓ Con el esclerómetro se determinó el número de golpes que nos dan las rocas, en los cuales se realizaron siete ensayos en la parte derecha del puente, donde cinco ensayos fueron con un ángulo de 0° y los dos ensayos a 90°. En la parte izquierda del puente se realizó seis ensayos con un ángulo de 0°.
- ✓ Cada ensayo se determinó como mínimo cuatro lecturas en las rocas.

### 3.6.2.1. Ensayo de esclerometría

En este ensayo se ha determinado la resistencia a compresión ( $F_c$ ), con la fórmula establecida por el fabricante y con la corrección de algunos factores.

En el anexo C (1 y 2), se muestran los valores corregidos de los números de golpes obtenidos por el esclerómetro, donde como resultado del promedio de golpes en la muestra 1 es de 35.55 con un ángulo de giro de cero grados y en la muestra 2 un promedio de 45.97 a los cero grados y 44.7 a los 90 grados.

A partir de estos datos se determina las incógnitas para el cálculo de rebote ( $R$ ), en función de la fórmula proporcionada por el fabricante.

$$R = R_o * (R_a/R_{a0}) + \Delta R + \Delta R_w. \quad \text{Ecu. ( 23)}$$

1.  $R_a = 81$ . Calibración original del esclerómetro.
2.  $R_{a0} = 80$ . Calibración antes del ensayo.
3.  $R_o$  = resultados obtenidos de las lecturas de cada ensayo sin valores distorsionales.
4.  $\Delta R_w$  = Condiciones de la superficie en el cual se realizó los ensayos. Este valor se determinará según los parámetros que nos da el fabricante.
  - ✓ En la parte izquierda del puente, los ensayos que se realizaron fueron sobre una superficie parcialmente húmeda, por lo cual daremos un valor de = 3.
  - ✓ En la parte derecha del puente, los ensayos que se realizaron fueron sobre una superficie seca, por lo cual daremos un valor de = 0.
5.  $\Delta R$  = Ángulo de dirección del instrumento.
  - Todos los ensayos fueron realizados perpendicular a la superficie, por lo cual tendrá un valor de 0.

Una vez encontrado la incógnita del rebote (R), determinaremos el  $F'c$  que es la resistencia a compresión calculada por el equipo.

Para lo cual necesitamos saber el número de días de nuestra muestra ensayada ( $\alpha n$ ). Según los parámetros del fabricante nos da que para 3000 días tendremos un factor de 0.63.

La fórmula para aplicar es:

$$f'c = 0.098 * (-184 + 13R) * \alpha n \quad \text{Ecu. ( 24)}$$

Con la ecuación 24 obtenemos los siguientes cálculos que se muestran en el anexo C (3 y 4), donde se ha determinado la resistencia a compresión por el esclerómetro, que como resultado muestra que el promedio de la muestra 1 es 203.25 kg/cm<sup>2</sup> y en la muestra 2 obtenemos un promedio de 265.04 kg/cm<sup>2</sup> a cero grados y 254.49 a noventa grados.

### 3.6.2.2. Determinación por el ábaco.

El propósito de este método es determinar la densidad de la roca. En el ábaco se determinará la resistencia uniaxial a compresión de la piedra, con el promedio de número de golpes obtenidos en las lecturas de cada ensayo.

Para este método se realizó el siguiente proceso.

1. Se obtuvo tres fragmentos pequeños de cada muestra en los cuales dos eran para ver la similitud entre ellos y el otro para determinar la humedad de la roca.
2. Se determinó el peso en el aire de ambos fragmentos en la balanza.
3. Se introdujo las mismas muestras en la parafina y se determinó el peso en el aire.
4. Se determinó el peso en el aire con la parafina introducidas en el agua.
5. Con la fórmula de la densidad, que es el peso sobre el volumen se determinó la densidad húmeda de la roca.
6. Con el otro fragmento de la muestra se colocó en el horno durante 24h y se determinó la humedad y por lo cual obtuvimos la densidad seca de la roca.

En el anexo C (5 y 6), se muestra los resultados obtenidos, de los ensayos realizados en el laboratorio de la Universidad Católica de Cuenca, para la determinación de la densidad húmeda y seca. Donde el promedio de la densidad seca de la muestra 1 es de 27.44 KN/m<sup>3</sup> y en la muestra 2 es 26.57 KN/m<sup>3</sup>.

Para el cálculo de la resistencia uniaxial a compresión determinaremos mediante el ábaco que se encuentra en el libro de ingeniería geológica, de Luis Gonzales de Vallejo. En el cual mediante la densidad y el promedio de número de golpes sin valores distorsionales, determinaremos la resistencia.

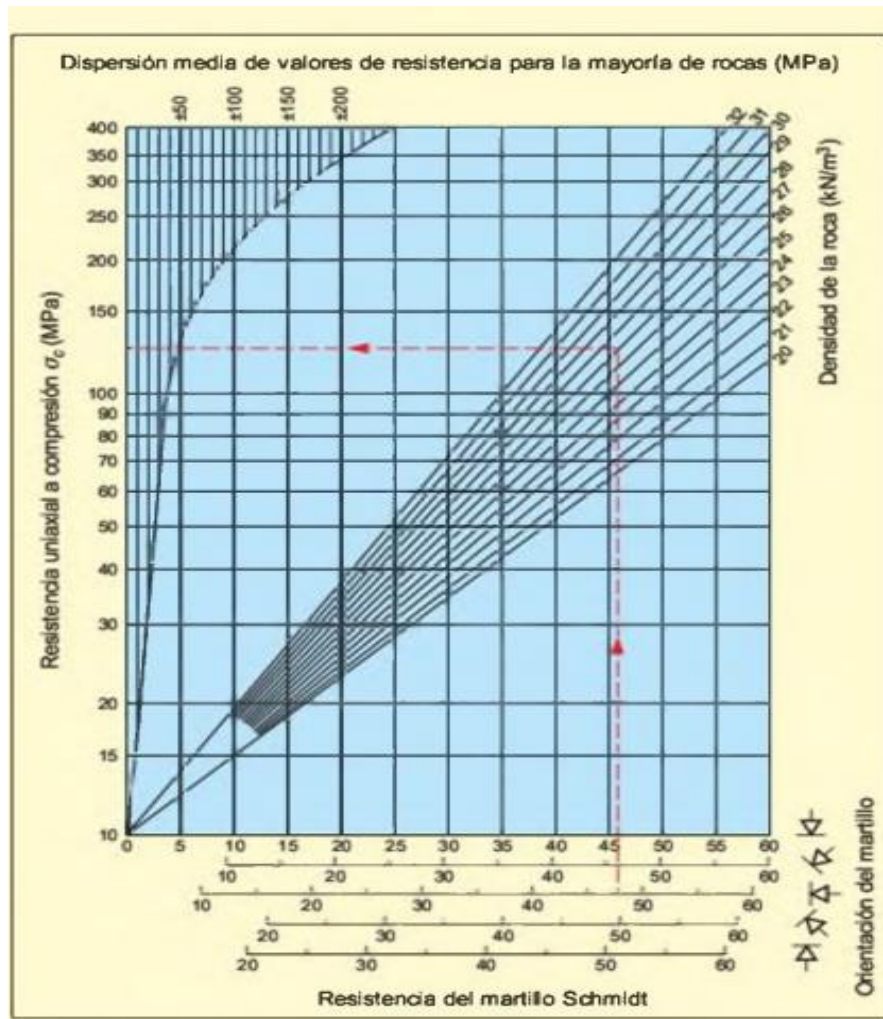


Figura. 46 Resistencia unitaria a compresión de las rocas. Fuente: (Gonzalez de Vallejo, 2002)

Los resultados de la resistencia a compresión por el ábaco se presentan en el anexo C (7 y 8), donde se obtuvo el promedio total de la muestra 1 que es de 603.45 kg/cm<sup>2</sup> a cero grados y en la muestra 2 obtenemos un promedio de 1221.30 kg/cm<sup>2</sup> a cero grados y 1223.24 kg/cm<sup>2</sup> a noventa grados.

### 3.6.3. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA.

Para el cálculo de la carga ultima se analizó la ecuación general de Terzagui por falla local, donde demuestra la siguiente formula.

$$q_u = \left(\frac{2}{3} * c' N'_c\right) + (q * N'_q) + \left(\frac{1}{2} * \gamma * B * N'_\gamma\right) \quad \text{Ecu. ( 25)}$$

Donde:

- Según el libro de ingeniera geología de Gonzales de Vallejo, y el ingeniero Luis Almache determinan que los valores típicos de las rocas de acuerdo con su peso específico que presentan los valores del ángulo de fricción y la cohesión son:
  - Cohesión en la roca es de cero.  $c'=0$

- El ángulo de fricción es:  $\phi = 40$
- Capacidad de carga del suelo que depende de la profundidad y de su peso específico.

$$q = \gamma * \text{profundidad de cimentacion.} \quad \text{Ecu. ( 26)}$$

- Peso específico del terreno es:  $\gamma = 2657 \text{ kg/m}^3$ .
- Profundidad de cimentación: 2 m

$$q = 2657 \text{ kg/m}^3 * 2 \text{ m} = 5314 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Ancho de cimentación:  $B = 1 \text{ m}$
- Factores de capacidad de carga:

**Tabla 13. Factores de capacidad de carga.**

Factores de capacidad de carga.	
<b>Nc</b>	75,31
<b>Nq</b>	64,2
<b>N<math>\gamma</math></b>	109,41

**Fuente:** <https://www.dropbox.com/sh/97209fdlbizjcn/AABeCup5-biunUA3px-rtktha?dl=0>

Entonces:

$$q_u = \left( \frac{2}{3} * 0 * 75.31 \right) + (5314 * 64.2) + \left( \frac{1}{2} * 2657 * 1 * 109.41 \right)$$

$$q_u = 48.65 \text{ kg/cm}^2$$

**Determinación de la capacidad de carga admisible.**

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s} \quad \text{Ecu. ( 27)}$$

Donde:

- Factor de seguridad:  $F_s = 3$

$$q_{adm} = \frac{48.65 \text{ kg/cm}^2}{3}$$

$$q_{adm} = 16.22 \text{ kg/cm}^2$$

#### 3.6.4. ANÁLISIS DE INFORMACIÓN DEL ESTUDIO.

Este estudio de las rocas se realizó mediante dos métodos (esclerómetro y el ábaco de Luis Gonzales Vallejo), en el cual los resultados se observan en las tablas.

El análisis de las rocas se realizó en la parte derecha e izquierda del puente proyectado.

- ✓ El método del esclerómetro fue un estudio de referencia de cómo se encuentra la roca, debido que este ensayo de esclerometría se utiliza solo para bloques prefabricados de hormigones.
- ✓ El método del ábaco de Gonzales Vallejo es uno de los más utilizados ya que utiliza la densidad de las rocas y el número de golpes que da el esclerómetro, para el cálculo de resistencia a compresión.
- ✓ Los resultados de la resistencia a compresión en la parte izquierda del puente, con un ángulo de giro de cero grados nos da como promedio de las lecturas de 601.43 kg/cm<sup>2</sup>.
- ✓ Los resultados de la resistencia a compresión en la parte derecha del puente, con dos ángulos de giro de cero y de noventa grados. Donde el promedio de cero grados nos da de 1121,30 kg/cm<sup>2</sup> y el promedio de noventa grados es de 1223,24 kg/cm<sup>2</sup>.
- ✓ La capacidad de carga admisible del suelo es de 16.22 kg/cm<sup>2</sup>, debido a que es un suelo rocoso.

### 3.7. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.

El propósito de este estudio es determinar cuál aspecto ambiental, genera mayor impacto en la construcción del proyecto. Por eso en la matriz de Canter analizaremos solo dos fases, la de construcción y de funcionamiento, y la fase de clausura no analizaremos debido al tiempo de retorno que tiene el puente.

La realización de este estudio se analizará con la matriz de Canter, la cual se obtuvo en clases de impacto ambiental con el Ing. Fernando Muños, donde se detalla los aspectos ambientales más importantes en la fase de construcción y de funcionamiento.

Para llegar a obtener la matriz de impacto ambiental total, deberemos realizar las matrices de importancia, intensidad, extensión, momento, persistencia, reversibilidad, recuperabilidad, sinergia, acumulación, efecto y periodicidad, las cuales conllevan a obtener la matriz general en relación del medio físico y socioeconómico. Estas matrices se encuentran en el anexo E.

#### 3.7.1. MATRIZ DE IMPACTO TOTAL

En esta matriz total es donde se encuentra el resultado del impacto ambiental, aplicando la siguiente fórmula.

$$I = + - 3(I + 2EX + MO + PE + RV + SI + AC + EF + PR + MC) \quad \text{Ecu. ( 28)}$$

Los signos nos indica que impacto son, el impacto positivo es el (+) y el impacto negativo es (-), en cada una de las celdas está realizando la fórmula y utiliza los valores de todas las matrices, pero del mismo aspecto ambiental referente al medio que analice.

PUENTE MIXTO CARROZABLE			FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO						
IMPACTO TOTAL $I = +(3I+2EX+MO+PE+RV+SI+AC+EF+PR+MC)$			DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACIÓN DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIARIAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL	
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	-19	0	0	0	0	0	0	0	-19	0	-32	-52	0	-84	-103	
			SUELO	0	-13	-29	0	0	-28	0	0	0	-70	0	0	0	0	0	-70
			AGUA	-17	0	-21	0	0	0	0	0	0	-38	0	0	0	0	0	-38
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	-43	-16	-31	0	-15	0	24	0	0	-81	0	0	-27	0	-27	-108
			FAUNA	-19	0	-25	0	0	0	0	0	0	-44	0	-22	-27	0	-49	-93
		MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	-37	0	-44	-19	-20	-32	27	0	24	-101	0	-24	-38	0	-62	-163
	TOTAL			-135	-29	-150	-19	-35	-60	51	0	24		0	-78	-144	0		
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA	0	0	0	-19	-19	0	0	-16	22	-32	0	0	0	43	43	11
			USO DEL SUELO	17	0	-21	0	0	-20	0	0	0	-24	0	0	0	0	0	-24
			CULTURALES	0	0	0	0	0	0	23	-16	0	7	0	-17	0	0	-17	-10
			HUMANO Y ESTÉTICO	-31	0	-29	0	0	0	20	0	0	-40	30	-33	-39	20	-22	-62
		ECONÓMICO	ECONOMÍA Y POBLACIÓN	0	0	0	-21	0	0	0	-22	0	-43	36	0	0	35	71	28
		TOTAL			-14	0	-50	-40	-19	-20	43	-54	22		66	-50	-39	98	

**Figura. 47 Matriz de impacto total. Fuente: (Autor)**

En la siguiente tabla se analizará los rangos de ponderación de la matriz de impacto total para determinar en qué estado se encuentra el impacto ambiental generado.

**Tabla 14. Tabla de ponderación de los impactos.**

Tabla de ponderación		Conclusión
0-50	In significativo	Son valores que se encuentran dentro de los límites y se pueden recuperar rápidamente por efecto de naturaleza
50-100	Moderado	Son valores bajos y se pueden recuperar por efecto de naturaleza o por la intervención de los humanos
100-200	Severo	Son valores que necesitan la intervención de los humanos para recuperarse.
mayores a 200	Critico	Son valores muy altos y por eso se debe tener un plan de manejo para recuperarlos o bajarlos de la intensidad que produce el impacto

**Fuente: (Autor)**

### 3.7.2. ANÁLISIS DE INFORMACIÓN DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.

En este estudio se determinó que, en los aspectos ambientales generados en la construcción y funcionalidad del proyecto, no generan mucho daño según la matriz de Canter. Esto también se da ya que el proyecto se encuentra lejano a la población.

Los valores que demuestra esta matriz nos indican que el medio físico es el que se encuentra con valores altos, que en la tabla de ponderación denotan que están en el rango de severos, los cuales necesitan ser intervenidos por los seres humanos para recuperarse.

El valor más crítico es el medio perceptual es el paisaje ya que va a ser destruido su forma original con excavaciones, limpieza y desbroce, empleo de maquinaria y con las emisiones de gases que van a generar en el proceso de su vida útil del puente.

Otros factores que son inevitables en el proceso de construcción y de funcionamiento del proyecto son: limpieza y desbroce de la fauna natural, excavaciones del suelo natural y las emisiones gaseosas generadas.

Los demás aspectos se encuentran en la tabla de ponderación dentro del rango de moderados e in significativas, los cuales nos quieren decir que con un tiempo cercano o lejano se van a ir recuperando solos, o por alguna ayuda mínima del ser humano.

En general la construcción del puente no genera mayor problema de daño al ambiente, ya que sus valores son bajos y están demostrados en la matriz total de impacto ambiental.

### **3.8. ESTUDIO DE MOVILIDAD**

Estos estudios son necesarios para la estimación del volumen de tráfico y la clasificación de la vía que se encuentra. El propósito de este estudio es conocer las cargas máximas que serán aplicadas en el puente de acuerdo con el tipo de vehículos que circulan por estas vías.

#### **3.8.1. CLASIFICACIÓN DE CARRETERAS CERCANAS.**

- ✓ La vía principal a este proyecto es la E64(Cuenca-Guarumales-Méndez), que es de primer orden.
- ✓ La vía que va desde Sevilla de Oro a Chimul es de segundo orden.
- ✓ La vía que va desde Chimul a Santa Teresa en la cual va a realizarse el proyecto es de tercer orden.

#### **3.8.2. VOLUMEN DE TRANSITO.**

##### **3.8.2.1. Estación de conteo de trafico**

Para realizar este conteo se determinó una estación que tenga una buena visibilidad a la vía que conduce al proyecto. Esta vía es la única que nos puede dar mayor referencia de volumen de tráfico, ya que es la vía principal que viene desde el cantón Sevilla de Oro y que conduce al barrio Chimul y al barrio de Santa Teresa.

El conteo se realizó durante cinco días los cuales es el lunes, miércoles, viernes, sábado y domingo. Estos son los días más relevantes que tienen mayor afluencia de tráfico, el conteo se realizó con 12 horas diarias desde las 6 de la mañana hasta las 6 de la tarde.

Para realizar el aforo vehicular se utilizó unas tablas de conteo que nos facilitó el Ing. Maldonado, en la asignatura de tránsito. Estas tablas de conteo se evidencian en el anexo D.

### 3.8.2.2. Tabulación obtenida del conteo.

El conteo obtenido según las tablas de aforo que se encuentran en los anexos, se realizó la respectiva tabulación y se detalla en la siguiente tabla.

**Tabla 15. Tabulación del conteo vehicular.**

Tipo de vehículos	Lunes	Miércoles	Viernes	Sábado	Domingo	TOTAL
Motos	23	24	28	19	42	136
Livianos	132	146	135	84	295	792
Camión de dos ejes pequeño. (2D)	4	3	4	3	8	22
Camión de dos ejes grande. (2DB)	2	2	6	1	1	12
<b>TOTAL</b>	<b>161</b>	<b>175</b>	<b>173</b>	<b>107</b>	<b>346</b>	<b>962</b>

*Fuente: (Autor)*

### 3.8.2.3. Cálculo del TPDA actual y futuro

Para este cálculo se determinó que la tasa de crecimiento vehicular es de 0.032, y un periodo de retorno de 100 años.

**Tabla 16. TPDA por el método de Milton Torres.**

Tipo de vehículos	Método de Milton Torres					
	To (12H)	TN	TD	TG	TPDA actual	TPDA futuro
Motos	42	5	2	2	52	1205
Livianos	295	38	15	15	363	8466
Camión de dos ejes pequeño. (2D)	8	1	0	0	10	230
Camión de dos ejes grande. (2DB)	1	0	0	0	1	29
<b>TOTAL</b>					<b>426</b>	<b>9930</b>

*Fuente: (Autor)*

**Tabla 17. TPDA por el método de la NEVI.**

Tipo de vehículos	Método de la NEVI.						
	To (12H)	Fh	Fd	Fs	Fm	TPDA actual	TPDA futuro
Motos	42	1,10	1,00	1,11	1,01	51	1200
Livianos	295	1,10	1,00	1,11	1,01	361	8432

<b>Camión de dos ejes pequeño. (2D)</b>	8	1,10	1,00	1,11	1,01	<b>10</b>	<b>229</b>
<b>Camión de dos ejes grande. (2DB)</b>	1	1,10	1,00	1,11	1,01	<b>1</b>	<b>29</b>
<b>TOTAL</b>						<b>424</b>	<b>9890</b>

*Fuente: (Autor)*

### 3.8.2.4. Clasificación por su capacidad.

CLASIFICACION FUNCIONAL DE LAS VIAS EN BASE AL TPDA			
Descripción	Clasificación funcional	Tráfico Promedio Diario anual al año horizonte	
		Límite inferior	Límite superior
AUTOPISTA	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
AUTOVIA o CARRETERA MULTICARRIL	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
CARRETERA DE DOS CARRILES	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

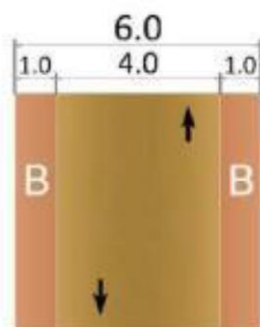
*Figura. 48. Clasificación funcional de las vías en base al TPDA. Fuente: (NEVI-12, 2013)*

Según la clasificación que indica la NEVI y el TPDA que nosotros obtuvimos de nuestros aforos determinamos, que la clasificación funcional de nuestra vía es de tipo C3.

### 3.8.2.5. Clasificación según su desempeño.

Esta clasificación es de acuerdo con lo establecido en el plan estratégico de movilidad, donde clasifica y dimensiona las vías según su TPDA.

#### Camino Agrícola / Forestal



**Velocidad de Proyecto: 40 km/h**  
**Pendiente máxima: 16%**

*Figura. 49. Dimensiones de las vías según su desempeño. Fuente: (NEVI-12, 2013)*

### 3.8.2.6. Análisis de información del conteo

En este análisis se obtendrá promedios de los vehículos que son de mayor frecuencia que transitan, como el día más crítico.

**Tabla 18. Promedio y porcentajes del conteo vehicular.**

Tipo de vehículos	Lunes	Miércoles	Viernes	Sábado	Domingo	PROMEDIO TOTAL
<b>Motos</b>	14,29%	13,71%	16,18%	17,76%	12,14%	<b>15%</b>
<b>Livianos</b>	81,99%	83,43%	78,03%	78,50%	85,26%	<b>81%</b>
<b>Camión de dos ejes pequeño. (2D)</b>	2,48%	1,71%	2,31%	2,80%	2,31%	<b>2%</b>
<b>Camión de dos ejes grande. (2DB)</b>	1,24%	1,14%	3,47%	0,93%	0,29%	<b>1%</b>

*Fuente: (Autor)*

- ✓ Según los aforos el vehículo que mayor transita por esta vía, es el liviano ya que consta con un 82% en relación con los demás vehículos.
- ✓ El día más crítico es el domingo que cuenta con un total de 345 vehículos, esto se da debido al mercado y a la feria de ganado que existe en la ciudad de Paute, donde transcurren la mayoría de estos pobladores.
- ✓ EL TPDA actual según los dos métodos se encuentra entre 426 y 424 (vehículos al día).
- ✓ El TPDA futuro según los dos métodos, con un periodo de retorno de 100 años es de 9890 y 9930 (vehículos al día).
- ✓ El dimensionamiento más acorde, según su volumen de tráfico es el camino agrícola, que lleva una velocidad de proyecto de 40 km/h.
- ✓ El vehículo de mayor carga que transita por estas vías es el camión grande de 2 ejes (2DB). En el cual en la siguiente tabla se detalla su descripción.

CUADRO DEMOSTRATIVO DE TIPO DE VEHÍCULOS MOTORIZADOS REMOLQUES Y SEMIREMOLQUES							
TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESO MÁXIMO PERMITIDO (Ton.)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)			
				Largo	Ancho	Alto	
2D		 I I	7	5,00	2,60	3,00	
2DA		 I I	10	7,50	2,60	3,50	
2DB		 I I	18	12,20	2,60	4,10	
3A		 I I I	27	12,20	2,60	4,10	

**Figura. 50 Cuadro demostrativo de cargas por eje, pesos y longitudes. Fuente: (Tabla nacional de pesos y dimensiones).**

### 3.9. UBICACIÓN Y ELECCION DEL TIPO DE PUENTE

Para la implantación del puente se consideró varios aspectos para el diseño como: el galibo, socavacion, acceso al sitio y el TPDA de la zona.

- El puente sera diseñado para dos carriles, el cual el ancho optimo del carril es de 3,65 m, sin embargo los estudios realizados del trafico nos da que es un camino agricola y por lo cual el ancho del carril va hacer de 3 m, debido a su bajo volumen de trafico.
- Para el diseño de veredas y barandas se realizara de acuerdo con la AASHTO.

En la siguiente tabla se muestran los valores y medidas del predimensionamiento del puente.

**Tabla 19. Datos del puente.**

<b>Datos del puente sobre el Rio collay</b>		
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>Unidad</b>	<b>Dimensión</b>
<b>LUZ DEL PUENTE</b>	m	30
<b>ANCHO TOTAL</b>	m	7,2
<b>ANCHO DE CALZADA</b>	m	6
<b>ANCHO DEL CARRIL</b>	m	3
<b>NÚMERO DE VIGAS</b>	#	4
<b>RESISTENCIA DEL HORMIGÓN</b>	kg/cm2	280
<b>FLUENCIA DE ACERO</b>	kg/cm2	4200

*Fuente: (Autor)*

## CAPÍTULO 4

### 4. DISEÑO ESTRUCTURAL Y MEMORIA DE CALCULO.

#### 4.1. PRE DIMENCIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCION TRANSVERSAL.

##### 4.1.1. SEPARACIÓN DE VIGAS

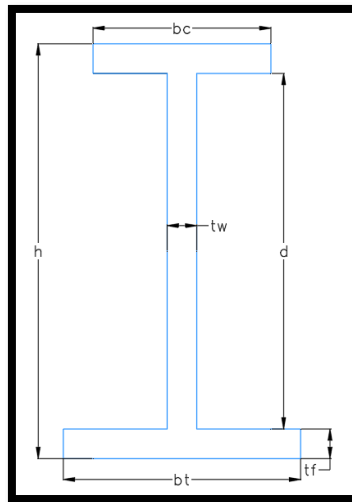
$$S = \frac{\text{Ancho total}}{\# \text{ de vigas}} \quad \text{Ecu. ( 29)}$$

$$S = \frac{7.2 \text{ m}}{4}$$

$$S = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de voladizo} = 0.9 \text{ m}$$

#### 4.1.2. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS



*Figura. 51. Incógnitas de la viga metálica. Fuente: (Autor).*

Donde:

h = altura total de la viga

d = longitud del alma

bc = longitud del patín superior

bt = longitud del patín inferior

tf = espesor de los patines

tw = espesor del alma

Para el diseño de la viga tipo I, se analizará con el acero (A-709), cuyas características son.

- Esfuerzo mínimo de fluencia:  $f_y = 345 \text{ Mpa}$
- Esfuerzo mínimo de ruptura:  $f_u = 450 \text{ Mpa}$
- Esfuerzo admisible por flexión:  $f_b = 0.6 * f_y = 207 \text{ Mpa}$

Para las siguientes ecuaciones se determinará con la AASHTO, para el dimensionamiento.

#### 4.1.3. LONGITUD DEL ALMA

Para el dimensionamiento de la longitud del alma según la AASHTO, tenemos la siguiente consideración.

$$d \geq \frac{L}{25} \quad \text{Ecu. ( 30)}$$

L = Luz del puente = 30 m

$$d \geq \frac{30}{25} = 1.2 \text{ m}$$

$$d \text{ adoptado} = 1.5 \text{ m}$$

#### 4.1.4. ESPESOR DEL ALMA

Sin rigidizadores longitudinales

$$tw \geq \frac{d * \sqrt{fb}}{6100} \geq \frac{d}{150} \quad \text{Ecu. ( 31)}$$

$$tw \geq \frac{140 * \sqrt{2070}}{6100} \geq \frac{140}{150}$$

$$tw \geq 1.04 \geq 0.93$$

Con rigidizadores longitudinales

$$tw \geq \frac{d * \sqrt{fb}}{12200} \geq \frac{d}{300} \quad \text{Ecu. ( 32)}$$

$$tw \geq \frac{140 * \sqrt{2070}}{12200} \geq \frac{140}{300}$$

$$tw \geq 0.52 \geq 0.47$$

$$tw \text{ adoptado} = 2.3 \text{ cm}$$

#### 4.1.5. ESPESORES DE PATINES SUPERIORES O INFERIORES

$$tf \geq 30 \text{ mm} \quad \text{Ecu. ( 33)}$$

$$tf \text{ adoptado} = 30 \text{ mm}$$

#### 4.1.6. LONGITUD DEL PATÍN SUPERIOR

$$\frac{bc}{2 * tf} \leq 12 \quad \text{Ecu. ( 34)}$$

$$\frac{350}{2 * 30} \leq 12$$

$$5,83 \leq 12 \text{ si cumple}$$

Comprobación

$$tf \geq 1.10 * tw \quad \text{Ecu. ( 35)}$$

$$tf \geq 1.10 * 22$$

$$35 \text{ mm} \geq 24.2 \text{ mm} \text{ si cumple}$$

$$\text{entonces } bc \text{ adoptado} = 35 \text{ cm}$$

#### 4.1.7. LONGITUD DEL PATÍN INFERIOR

$$bt \geq bc \quad \text{Ecu. ( 36)}$$

$$bt \geq \frac{d}{6}$$

$$bt \geq \frac{140}{6}$$

$$bt = 23.3 \text{ cm}$$

$$bt \text{ adoptado} = 40 \text{ cm}$$

$$0.1 \leq \frac{bc}{bt} \leq 1$$

Ecu. ( 37)

$$0.1 \leq \frac{350}{400} \leq 1$$

$$0.1 \leq 0.875 \leq 1 \text{ si cumple}$$

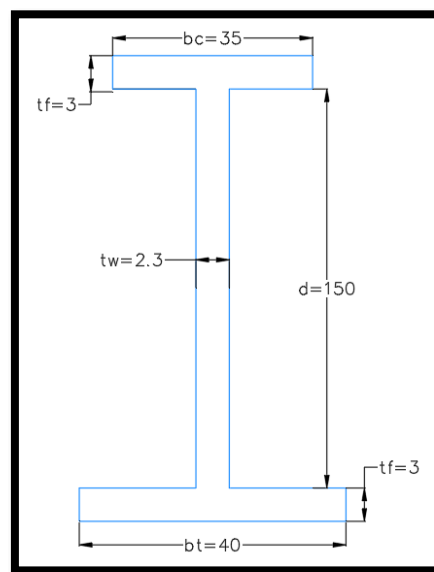


Figura. 52. Dimensiones de las vigas. Fuente: (Autor).

#### 4.1.8. ESPESOR DE LA LOSA

Según la norma AASHTO 2017, en la Tabla 2.5.2.6.3-1)

Para tramos continuos:

$$e = \frac{1.2(S + 10)}{30}$$

Ecu. ( 38)

Donde,

t = Profundidad

S = separación entre vigas de centro a centro (mm)

Datos:

$$S = 1.8 \text{ m} = 1800 \text{ mm}$$

Cálculo:

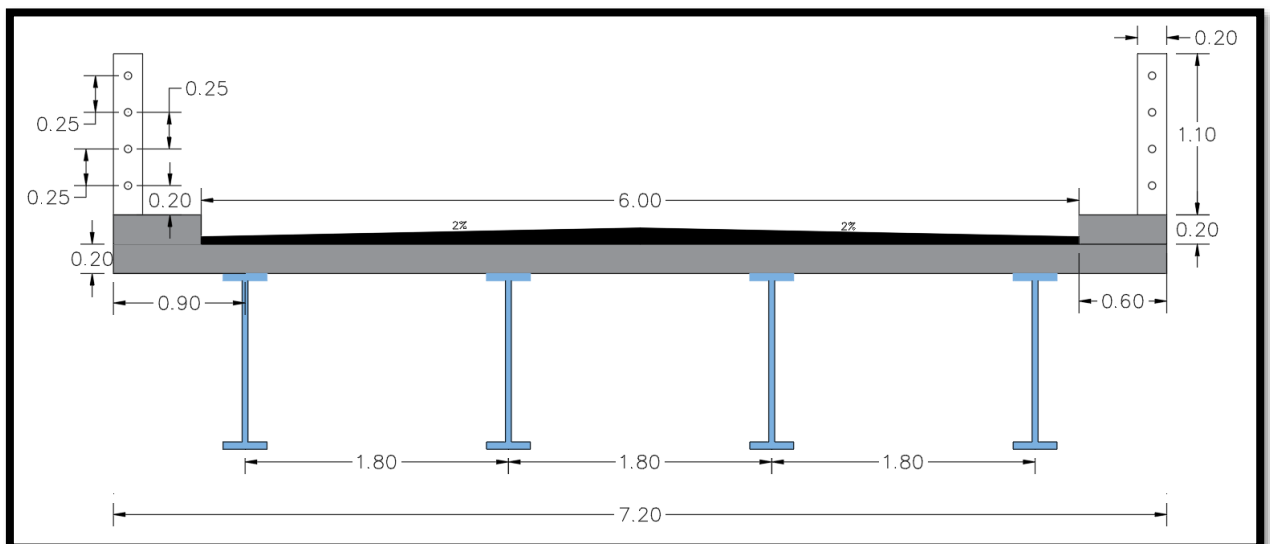
$$e = \frac{1.2 \left( \frac{1.8}{0.3048} + 10 \right)}{30}$$

$$e = 193.85 \text{ mm} \approx 20 \text{ cm}$$

#### 4.1.9. VEREDAS Y BARANDAS

- Ancho total de vereda = **0.6 m**
- Ancho libre de vereda = **0.40 m**
- Altura de vereda = **0.2 m**
- Dimensión de la baranda = **0.20 cm**
- altura de baranda = **1.10 m**

#### 4.2. SECCIÓN TRANSVERSAL



*Figura. 53. Sección transversal con las dimensiones. Fuente: (Autor).*

#### 4.3. CARGAS DE DISEÑO.

##### 4.3.1. CARGAS MUERTA

##### 4.3.1.1. Losa de hormigón

$$W_{losa} = e * 1m * \gamma_c$$

**Ecu. ( 39)**

Donde,

- ✓  $W_{losa}$  = Peso propio de la losa  $\left( \frac{kg}{m} \right)$
- ✓  $e$  = Profundidad de la losa (m)
- ✓  $\gamma_c$  = Peso específico del hormigón  $\left( \frac{kg}{m^3} \right)$

Datos:

- ✓  $e = 0.20 \text{ m}$
- ✓  $\gamma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Cálculo del peso propio de la losa:

$$W_{\text{losa}} = 0.20 * 1 * 2400$$

$$W_{\text{losa}} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

#### 4.3.1.2. Veredas y barandas

➤ **Peso de vereda:**

$$W_{\text{vereda}} = e_{\text{vereda}} * b_{\text{vereda}} * \gamma_c \quad \text{Ecu. ( 40)}$$

Donde,

- ✓  $W_{\text{vereda}} = \text{peso propio de la vereda} \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right)$
- ✓  $e_{\text{vereda}} = \text{altura de la vereda (m)}$
- ✓  $b_{\text{vereda}} = \text{ancho total de vereda (m)}$
- ✓  $\gamma_c = \text{Peso específico del hormigón armado} \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$

Datos:

- ✓  $e_{\text{vereda}} = 0.2 \text{ m}$
- ✓  $b_{\text{vereda}} = 0.6 \text{ m}$
- ✓  $\gamma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Cálculo del peso propio de la vereda:

$$W_{\text{vereda}} = 0.2 * 0.6 * 2400$$

$$W_{\text{vereda}} = 288 \frac{\text{kg}}{\text{m (de vereda)}}$$

➤ **Peso de baranda:**

$$W_{\text{baranda}} = b * a * h * \gamma_c \quad \text{Ecu. ( 41)}$$

Donde:

- ✓  $W_{\text{baranda}} = \text{peso propio de la baranda} \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right)$
- ✓  $b = \text{ancho de la baranda (m)}$
- ✓  $a = \text{largo de la baranda (m)}$
- ✓  $h = \text{altura de la baranda (m)}$

Datos:

- ✓  $b = 0.20 \text{ m}$
- ✓  $a = 0.20 \text{ m}$
- ✓  $h = 1.10 \text{ m}$

Cálculo del peso de la baranda:

$$W_{\text{baranda}} = 0.20 * 0.20 * 1.10 * 2400$$

$$W_{\text{baranda}} = 105.6 \frac{\text{kg}}{\text{m (de vereda)}}$$

#### 4.3.1.3. Carga total en la vereda

$$W_{T\text{vereda}} = W_{\text{vereda}} + W_{\text{baranda}} \quad \text{Ecu. ( 42)}$$

$$W_{T\text{vereda}} = 288 + 105.6$$

$$W_{T\text{vereda}} = 393.6 \frac{\text{kg}}{\text{m (de vereda)}}$$

Al contar con dos veredas de la misma dimensión la carga es igual a  $787.2 \frac{\text{kg}}{\text{m (de vereda)}}$  pero para calcular el momento, ésta carga debe ser distribuida en toda la sección transversal del puente.

$$W_{T\text{vereda}} = \frac{393.6}{7.2}$$

$$W_{T\text{vereda}} = 54.67 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

#### 4.3.1.4. Peso de la viga.

$$W(\text{viga}) = \text{Área} * \text{peso específico} \quad \text{Ecu. ( 43)}$$

Peso específico = 7850 kg/m<sup>3</sup>

$$\text{Area}(\text{viga}) = (bc * tf) + (d * tw) + (bt * tf) \quad \text{Ecu. ( 44)}$$

$$\text{Area}(\text{viga}) = (0.35 * 0.03) + (1.50 * 0.023) + (0.4 * 0.03)$$

$$\text{Area}(\text{viga}) = 0.057 \text{ m}^2$$

$$W(\text{viga}) = 0.057 * 7850$$

$$W(\text{viga}) = 447.45 \text{ kg/m}$$

#### 4.3.1.5. Momentos que genera la carga muerta.

##### ➤ Peso total de la carga muerta (WDC)

Para la distribución de la carga muerta (DC), se le debe multiplicar por la longitud de aporte de una viga longitudinal.

- ✓ Longitud de aporte = 1.8 m

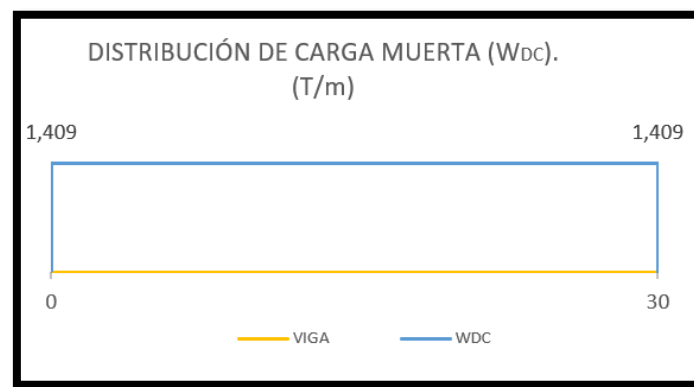
1.  $W_{losa} = 480 \frac{kg}{m} * 1.80 m = 864 \frac{kg}{m (de viga)}$
2.  $W_{Tvereda} = 54.67 \frac{kg}{m} * 1.80 m = 98.406 \frac{kg}{m (de viga)}$
3.  $W_{viga} = 447.45 \frac{kg}{m (de viga)}$

Entonces  $W_{DC}$  es igual a:

$$W_{DC} = W_{losa} + W_{Tvereda} + W_{viga} \quad \text{Ecu. ( 45)}$$

$$W_{DC} = 864 + 98.406 + 447.45$$

$$W_{DC} = 1409.85 \frac{kg}{m} \approx 1.409 \frac{Ton}{m}$$



**Figura. 54. Distribución de la carga muerta. Fuente: (Autor).**

**El momento máximo es: 159.278 T.m**

- **Peso de la superficie de rodamiento (WDW).**

$$W_{asf} = e * 1m * \gamma_{asf} \quad \text{Ecu. ( 46)}$$

Donde,

- ✓  $W_{asf}$  = Peso propio de la capa asfáltica
- ✓  $e$  = espesor de la capa asfáltica considerando el bombeo
- ✓  $\gamma_{asf}$  = Peso específico del asfalto

Datos:

- ✓  $e = 0.08 m$
- ✓  $\gamma_{asf} = 2250 \frac{kg}{m^3}$

Cálculo del peso propio de la superficie de rodamiento:

$$W_{asf} = 0.08 * 1 * 2250$$

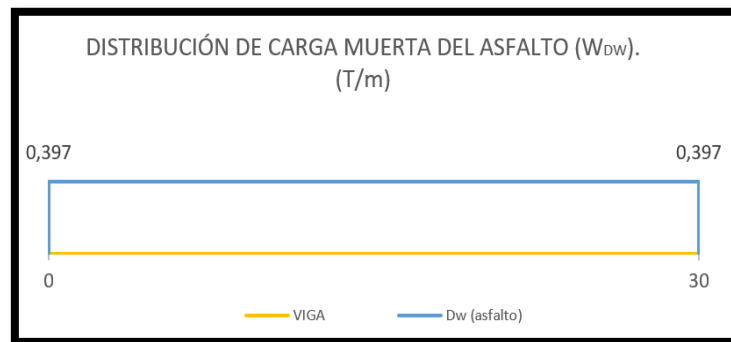
$$W_{asf} = 180 \frac{kg}{m}$$

Para la distribución de la carga muerta (DC), se le debe multiplicar por la longitud de aporte de una viga longitudinal.

Longitud de aporte = 1.8 m

$$W_{asf} = 180 \frac{kg}{m} * 1.80m = 324 \frac{kg}{m \text{ (de viga)}}$$

$$\circ W_{Dw} = 324 \frac{kg}{m} \approx 0.324 \frac{Ton}{m}$$



*Figura. 55. Distribución de carga muerta del asfalto. Fuente: (Autor).*

El momento máximo es: 45.428 T.m

#### 4.3.2. CARGA VIVA.

##### COMPARACIÓN DE FUERZAS Y MOMENTOS PRODUCIDAS POR LA CARGA DE DISEÑO HL-93 (AASHTO) Y LAS CARGAS CORRESPONDIENTES AL CAMIÓN-MTOP (NEVI)

###### 4.3.2.1. Carga de diseño HL-93

La sobrecarga vehicular designada como HL-93 consiste en elegir la mayor carga producida por estas combinaciones.

- ✓ Camión de diseño – carga del carril de diseño.
- ✓ Tándem de diseño – carga del carril de diseño.

###### ➤ Líneas de influencia

Para el cálculo de las fuerzas producidas por las diferentes cargas vivas o transitorias, utilizaremos el método de los coeficientes de disposición de carga, en donde este método da un valor a cada viga analizada.

- ✓ Métodos de coeficientes de disposición de cargas o líneas de presión.

$$Y_1 = \frac{1}{n} \pm \frac{\partial_i \partial_1}{2 \sum \partial_i^2} \quad \text{Ecu. ( 47)}$$

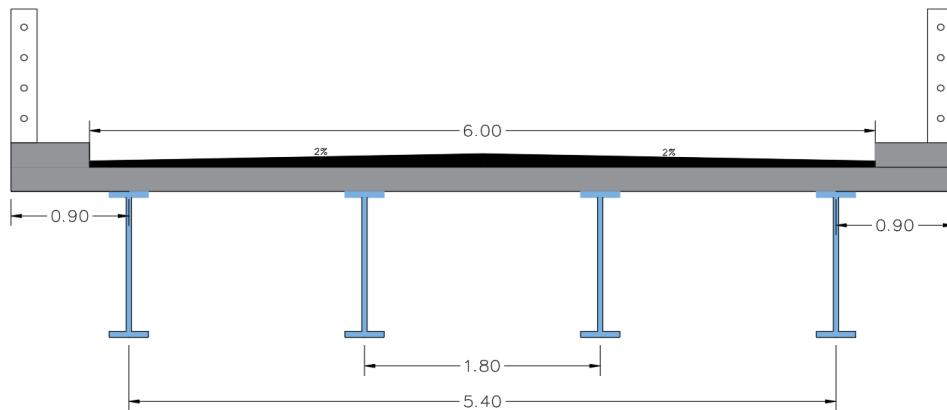
**Tabla 20. Cálculo de coeficientes izquierdos y derechos.**

Fórmulas para el cálculo de coeficientes.	
$Y_{IZQ} = \frac{1}{n} + \frac{\partial_i \partial_1}{2 \sum \partial_i^2}$	$Y_{DER} = \frac{1}{n} - \frac{\partial_i \partial_1}{2 \sum \partial_i^2}$

Donde;

- $Y_{IZQ}$  = Coeficiente de disposición de carga correspondiente al eje de la viga 1.
- $Y_{DER}$  = Coeficiente de disposición de carga correspondiente al eje de la viga 8.
- $n$  = número de vigas.
- $\partial_1$  = distancia entre ejes de viga 1 a viga 8. (m)
- $\partial_i$  = distancias entre ejes de vigas desde afuera hacia adentro. (m)

Fuente: (Autor)



**Figura. 56 Espaciamento entre vigas. Fuente: (Autor).**

✓ **Determinación de coeficientes  $Y_{IZQ}$  y  $Y_{DER}$  para las vigas internas y externas:**

**VIGA 1 Y VIGA 4**

❖  $\partial_1 = \partial_4$

$$Y_{IZQ} = \frac{1}{4} + \frac{5.4 * 5.4}{2 (5.4^2 + 1.8^2)} = 0.7$$

$$Y_{DER} = \frac{1}{4} - \frac{5.4 * 5.4}{2 (5.4^2 + 1.8^2)} = -0.2$$

**VIGA 2 Y VIGA 3**

❖  $\partial_2 = \partial_3$

$$Y_{IZQ} = \frac{1}{4} + \frac{1.8 * 5.4}{2 (5.4^2 + 1.8^2)} = 0.4$$

$$Y_{DER} = \frac{1}{4} - \frac{1.8 * 5.4}{2 (5.4^2 + 1.8^2)} = 0.1$$

- Diagramas de coeficientes de disposición de carga para todas las vigas.
  - Para el cálculo de coeficiente (C) es la suma de todos los coeficientes en cada punto de carga.
- Para el cálculo de la línea de influencia en A1 de las vigas externas, se considera una carga peatonal y dos camiones.

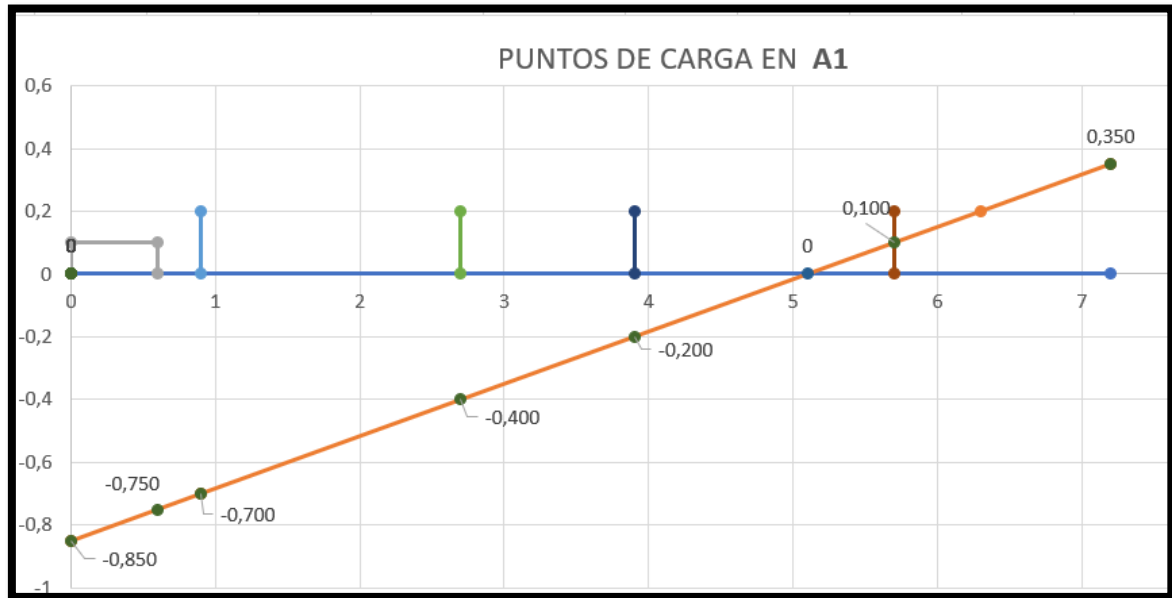


Figura. 57. Líneas de influencia para la viga v1-v4. Fuente: (Autor).

(C) Factores de cargas vehiculares para vigas externas =  $0.7 + 0.4 + 0.2 - 0.1 = 1.2$

(C) Factores de cargas de peatones para vigas externas =  $\frac{0.85+0.75}{2} = 0.8$

- Para el cálculo de la línea de influencia en A2 de las vigas internas, se considera dos cargas peatonales y dos camiones.

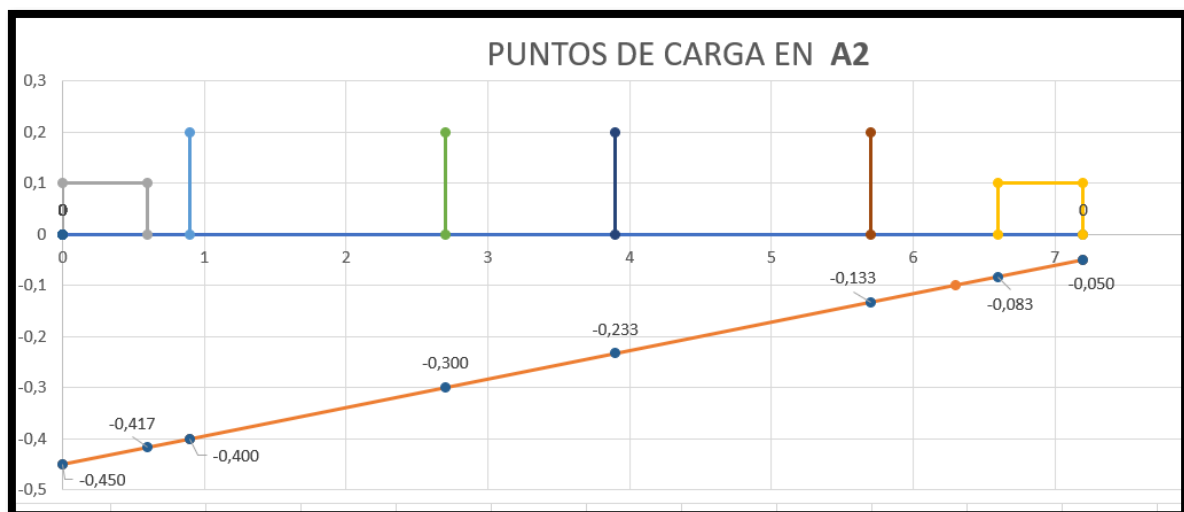


Figura. 58. Líneas de influencia para la viga v2-v3. Fuente: (Autor).

(C) Factores de cargas vehiculares de vigas internas =  $0.4 + 0.3 + 0.233 + 0.133 = 1.067$

(C) Factores de cargas de peatones para vigas internas =  $\frac{0.45+0.417}{2} + \frac{0.083+0.05}{2} = 0.5$

#### 4.3.2.2. Distribución de cargas del camión (HL-93), MTOP, CARRIL DE DISEÑO Y PEATÓN, con el teorema de Barré.

##### ➤ Camión de diseño.

Para este caso la sobrecarga vehicular se determinó con el camión HS20-44 el cual presenta las siguientes características:

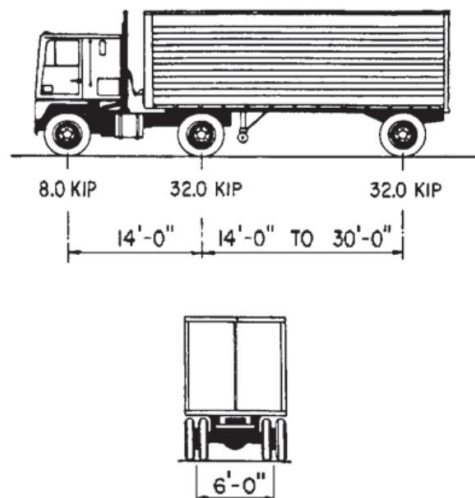


Figura. 59. Camión de diseño. (AASHTO LRFD, 2017)

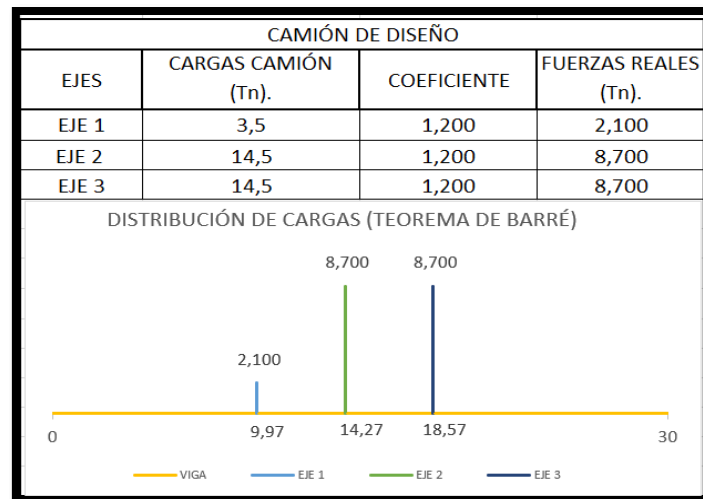
##### ➤ Determinación de fuerzas y momentos reales en cada una de las vigas:

- Para determinar las fuerzas reales en cada viga se multiplica el coeficiente de disposición de cargas  $C$  por la mitad de la carga de cada eje del camión.

$$F = C * \frac{\text{carga de eje}}{2} \quad \text{Ecu. ( 48)}$$

- Una vez determinada las fuerzas reales ubicamos dichas fuerzas en la viga para determinar el máximo momento, para determinar la posición de las fuerzas utilizamos el Teorema de Barré, que dice: **"La posición del tren de cargas que produce el máximo momento es aquella en la cual la carga más pesada y la resultante de todas las cargas aplicadas equidistan del centro de la luz."** Cabe señalar que en caso de que la carga más pesada se repita en varias posiciones del tramo, se tomará la carga más cercana a la resultante.

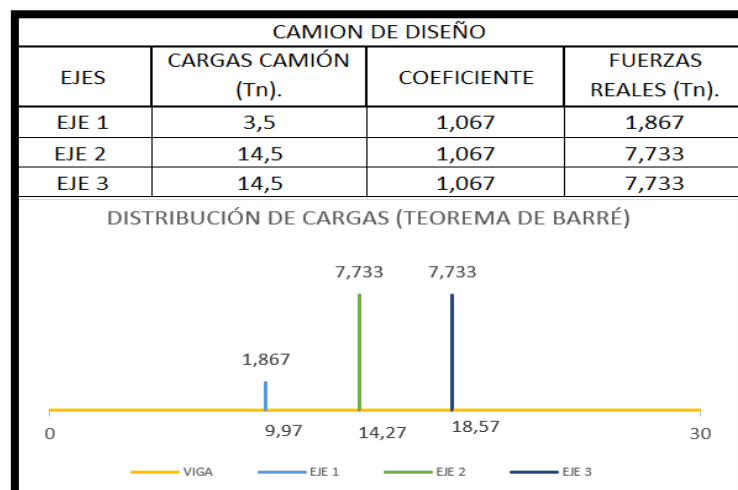
##### ❖ Viga v1-v4



**Figura. 60. Distribución de carga del camión de diseño en la viga v1-v4. Fuente: (Autor).**

**El momento máximo es: 124.131 T.m**

❖ **Viga v2-v3**



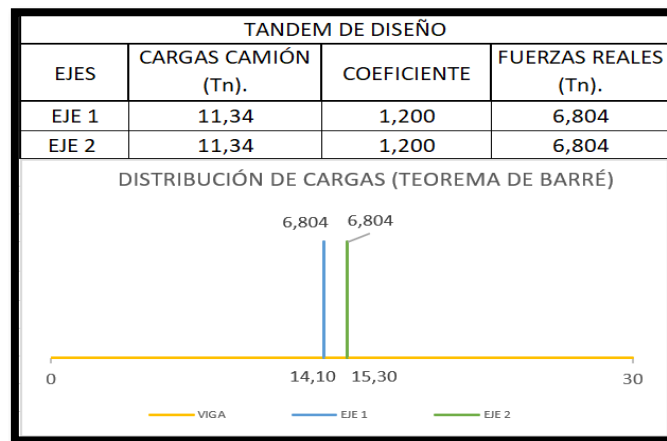
**Figura. 61. Distribución de carga del camión de diseño en la viga v2-v3. Fuente: (Autor).**

**El momento máximo es: 109.734 T.m**

➤ **Tándem de diseño**

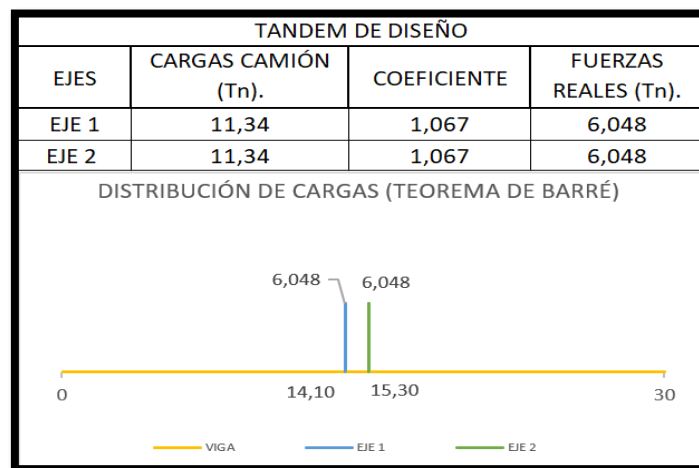
El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm como se muestra a continuación:

Para determinar las fuerzas y momentos máximos utilizamos el mismo procedimiento que en el caso anterior.

❖ **Viga v1-v4**

*Figura. 62. Distribución de carga del tándem de diseño en la viga v1-v4. Fuente: (Autor).*

**El momento máximo es: 98.783 T.m**

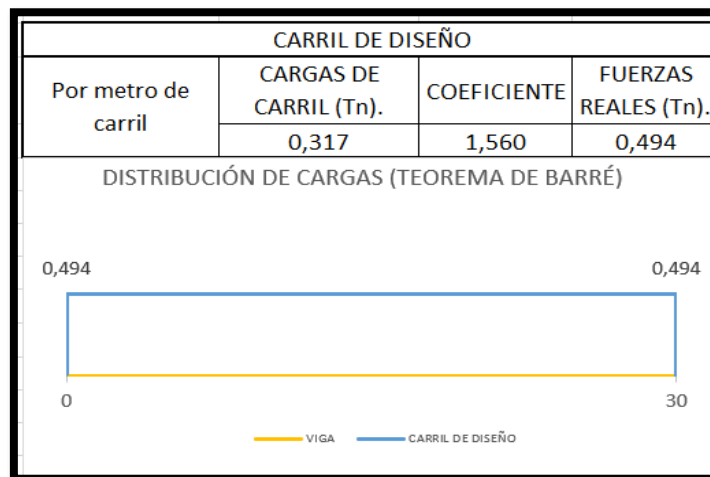
❖ **Viga v2-v3**

*Figura. 63. Distribución de carga del tándem de diseño en la viga v2-v3. Fuente: (Autor).*

**El momento máximo es: 87.891 T.m**

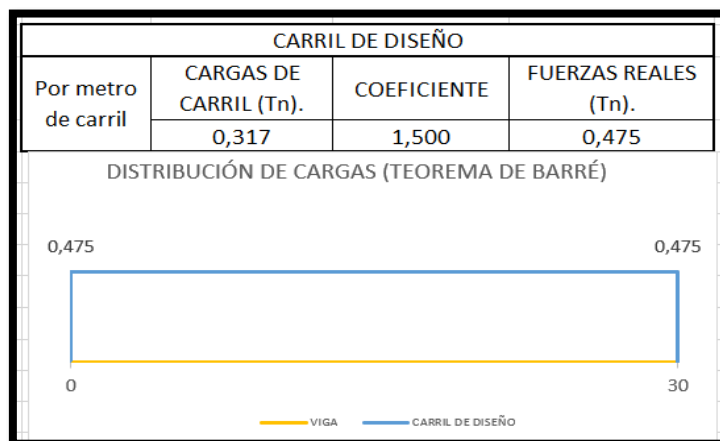
➤ **Carga del carril de diseño**

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm, es decir que la carga de carril de diseño en sentido transversal será de 3.1 N/mm o 310 kg/m.

❖ **Viga v1-v4**

*Figura. 64. Distribución de cargas del carril de diseño en la viga v1-v4. Fuente: (Autor).*

**El momento máximo es: 56.340 T.m**

❖ **Viga v2-v3**

*Figura. 65. Distribución de cargas del carril de diseño en la viga v2-v3. Fuente: (Autor).*

**El momento máximo es: 54.203 T.m**

Para determinar las fuerzas y momentos máximos utilizamos el mismo procedimiento que en el caso anterior.

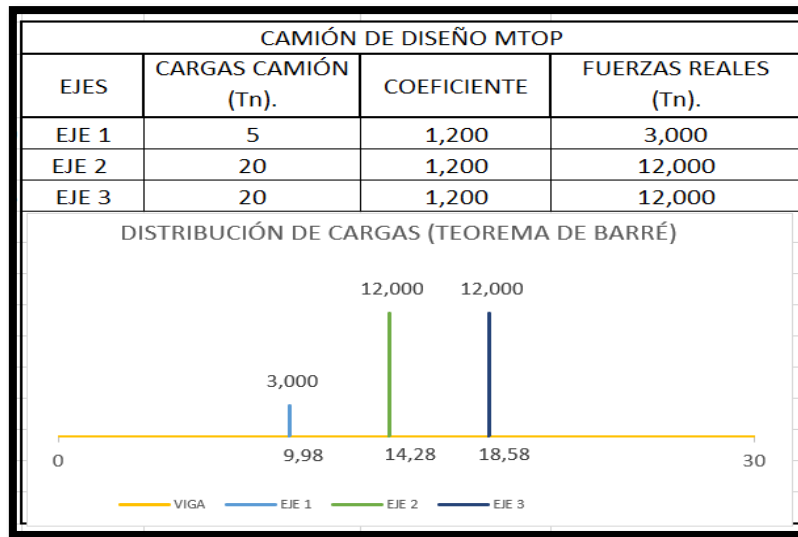
➤ **Cargas del camión-MTOP**

Según la NEVI-12 Volumen 2B, detalla que la carga que predomina para momento y cortante es la de la carga HS20-44, por lo que el factor de mayoración es de 1.375 dando como resultado las siguientes cargas:

- **EJE 1** =  $3.5 \text{ T} * 1.375 = 4.8125 \text{ T} \approx 5 \text{ T}$

- $EJE\ 2 = 14.5\ T * 1.375 = 19.937 \approx 20\ T$
- $EJE\ 3 = 14.5\ T * 1.375 = 19.937 \approx 20\ T$

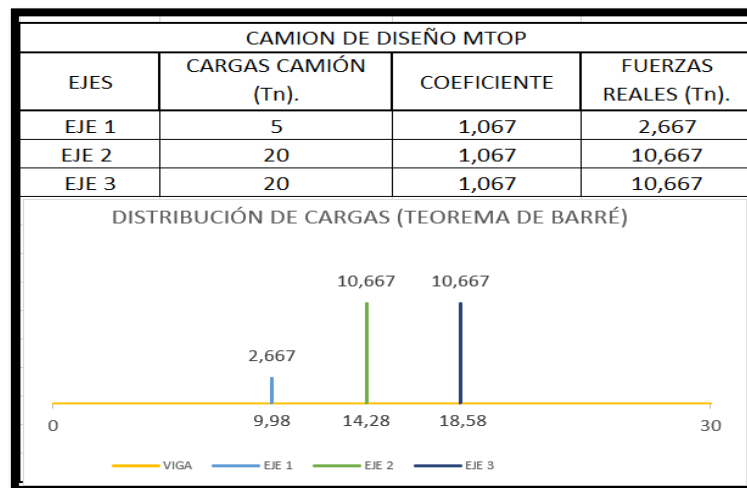
❖ **Viga v1-v4**



*Figura. 66. Distribución de cargas del camión MTOP en la viga v1-v4. Fuente: (Autor).*

El momento máximo es: 171.469 T.m

❖ **Viga v2-v3**



*Figura. 67. Distribución de cargas del camión MTOP en la viga v2-v3. Fuente: (Autor).*

El momento máximo es: 152.507 T.m

➤ **Carga peatonal.**

Para la aplicación de la carga peatonal se analizó las consideraciones de la AASHTO y se procedió a ubicar en el ancho de la vereda.

- ✓ La carga peatonal es de 360 kg/m<sup>2</sup>.

$$WPL = b_{vereda} * 360 \text{ kg/m}^2$$

Ecu. ( 49)

Donde,

- ✓  $WPL$  = peso propio del peatón ( $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$ )
- ✓  $b_{vereda}$  = ancho total de vereda (m)

$$WPL = 0.6 * 360$$

$$WPL = 216 \text{ kg/m}$$

#### ❖ Viga v1-v4

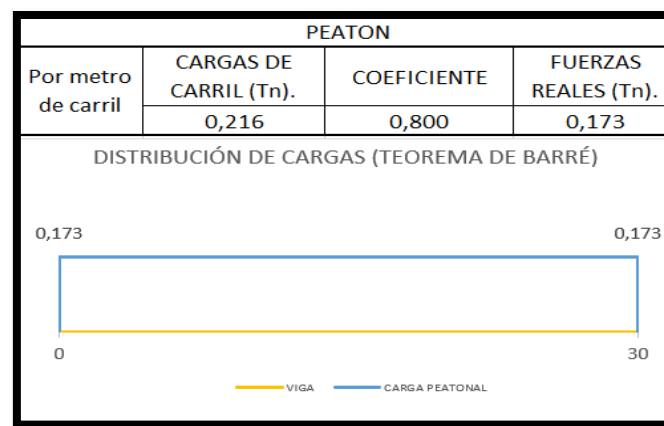


Figura. 68. Distribución de carga del peatón en la viga v1-v4. Fuente: (Autor).

El momento máximo es: 20.228 T.m

#### ❖ Viga v2-v3

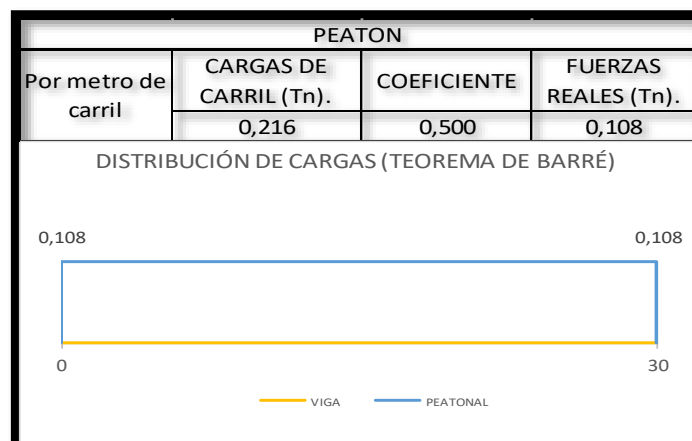


Figura. 69. Distribución de carga del peatón en la viga v2-v3. Fuente: (Autor).

El momento máximo es: 12.916 T.m

#### 4.3.3. MOMENTOS MÁXIMOS CON LAS COMBINACIONES DE CARGAS EN LAS VIGAS.

*Tabla 21. Momentos máximos en las vigas.*

MOMENTOS MAXIMOS EN LAS VIGAS (T.m)					
VIGAS	CAMIÓN DE DISEÑO	TANDEM DE DISEÑO	CARRIL DE DISEÑO	PEATON	MTOP
VIGA 1 Y 4	124,131	98,783	56,34	20,228	171,469
VIGA 2 Y 3	109,734	87,891	54,203	12,916	152,507

*Fuente: (Autor).*

##### 4.3.3.1. Momento de diseño de HL-93.

Para el cálculo del momento ultimo vehicular de diseño se realizará las dos combinaciones que nos da la AASHTO.

- Combinación 1: *Camión de diseño + Carga del carril de diseño.* Ecu. ( 50)

$$M_u = 124.131 + 56.34 = 180.471 \text{ T.m}$$

- Combinación 2: *Tándem de diseño + Carga del carril de diseño.* Ecu. ( 51)

$$M_u = 98.783 + 56.34 = 155.123 \text{ T.m}$$

##### 4.3.3.2. Momento de diseño de MTOP

*El momento maximo del camion MTOP = 171.469 T.m*

##### 4.3.3.3. Momento máximo ultimo vehicular de diseño.

Una vez determinado el momento último de diseño con la sobrecarga vehicular HL-93 y con el CAMIÓN-MTOP, seleccionamos el mayor de los dos, obteniendo como resultado que el máximo momento para la viga se produce con la sobrecarga vehicular HL-93, cuyo valor es: El momento último de diseño corresponde a la combinación 1 y es igual a: **180.471 T.m**

#### 4.4. MOMENTOS MÁXIMOS DE DISEÑO POR CARGA VIVA Y MUERTA.

*Tabla 22. Momentos máximos de diseño carga viva y muerta.*

MOMENTOS MAXIMOS DE DISEÑO (T.m)	
MDC	159,278
MDW	37,215
MLL	180,471
MPL	20,228

*Fuente: (Autor).*

#### 4.5. COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES

##### 4.5.1. INCREMENTO POR IMPACTO

Es el incremento a la carga del mayor momento vehicular, en este caso es ejercida por el camión HL-93

$$Impacto = 33\%$$

$$M_{LL} = 180.471 \text{ T.m}$$

$$M_{LL'} = M_{LL} * I \quad \text{Ecu. ( 52)}$$

$$M_{LL'} = 180.471 * 1.33$$

$$M_{LL'} = 240.026 \text{ T.m}$$

##### 4.5.2. FUERZA DE FRENADO (BR).

Esta fuerza se aplicó de acuerdo con las consideraciones de la AASHTO, que analizan el camión de diseño, tándem de diseño y la carga de carril.

Se toma la mayor carga que salga de las ecuaciones dadas y se multiplica por el factor de presencia múltiple.

Donde el carril de diseño según la norma AASHTO 2014 considera como 950 Kg/m.

- 25% del camión de diseño

$$BR = 0.25(3500 + 14500 + 14500) = 8125 \text{ kg} \quad \text{Ecu. ( 53)}$$

- 25% del tándem de diseño

$$BR = 0.25(11000 + 11000) = 5500 \text{ kg} \quad \text{Ecu. ( 54)}$$

- 5% del camión de diseño más la carga del carril.

$$BR = 0.05(3500 + 14500 + 14500 + (30 * 950)) = 3050 \text{ kg} \quad \text{Ecu. ( 55)}$$

- 5% del tándem de diseño más la carga del carril.

$$BR = 0.05(11000 + 11000 + (30 * 950)) = 2525 \text{ kg} \quad \text{Ecu. ( 56)}$$

La mayor fuerza de frenado es el 25% del camión de diseño. = 8125 kg

Para el cálculo de la fuerza de frenado total se multiplica por el número de carriles y el factor de presencia múltiple.

Donde,

- ✓ Número de carriles = 2
- ✓ Factor de presencia múltiple = 1

$$BR_T = 8125 * 2 * 1 = 16250kg$$

#### 4.5.3. FUERZA SISMICA.

Para el cálculo de la fuerza se debe analizar el espectro sísmico que genera la zona, en que va a estar ubicado el proyecto. Para definir la curva del espectro se consideró los parámetros de la NEC.

Donde:

- ✓  $Z = 0.25$ , para Sevilla de Oro según la NEC, y el peligro sísmico es alta ya que se encuentra en una zona sísmica de tipo II.
- ✓ La calidad del suelo se caracteriza en un suelo tipo B.

Con estos datos se calcula los coeficientes de amplificación  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  según las tablas de la NEC.

- ✓  $F_a = 1$
- ✓  $F_d = 1$
- ✓  $F_s = 0.75$

Donde:

$F_a$ : Coeficientes de amplificación del suelo.

$F_d$ : Coeficientes de amplificación de las ordenadas del espectro elástico.

$F_s$ : Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos.

En las siguientes ecuaciones permiten encontrar dos puntos de la curva del espectro sísmico, que son los límites de vibración del espectro.

$T_o$ : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

$T_c$ : Periodo fundamental de vibración aproximado en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

$$T_c = 0.55F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecu. ( 57)}$$

$$T_c = 0.55 * 0.75 * \frac{1}{1} = 0.413$$

$$T_o = 0.1F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecu. ( 58)}$$

$$T_o = 0.1 * 0.75 * \frac{1}{1} = 0.075$$

Para encontrar el espectro de respuesta elástico de aceleración tenemos la siguiente ecuación que varía del periodo y de las siguientes constantes.

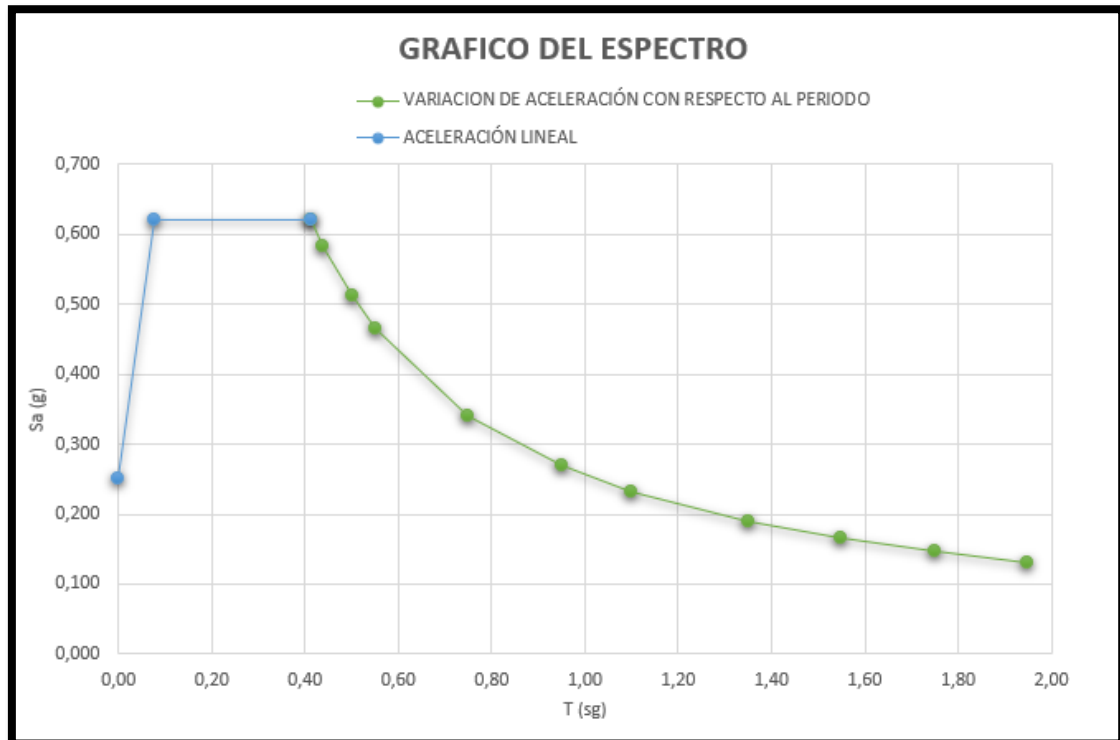
$\eta = 2.48$ , este valor se adopta para la Provincia de la Sierra.

$r = 1$ , este valor se adopta para tipos de suelos A, B y C.

$$S_a = \eta * z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{Ecu. ( 59)}$$

$$S_a = 2.48 * 0.25 * 1 * \left(\frac{0.413}{T}\right)^1$$

Con varios periodos tenemos el siguiente grafico del espectro.



*Figura. 70. Grafico del espectro. Fuente: (Autor).*

#### 4.5.4. ANÁLISIS DE LA SECCIÓN SI ES COMPACTA.

Para el análisis de esta sección tenemos las relaciones ancho-grueso, para evitar el pandeo local.

Donde hay cuatro tipos de secciones.

- ✓ Tipo 1: Para secciones de diseño plástico.
- ✓ Tipo 2: Para secciones compactas.
- ✓ Tipo 3: Para secciones no compactas
- ✓ Tipo 4: Para secciones esbeltas.

Para el análisis del alma y de los patines tenemos las siguientes fórmulas de máximas relaciones ancho-espesor.

**Tabla 23. Máximas relaciones ancho-espesor.**

	TIPO 1 - (Diseño plástico y Sísmico con Q= 3 o 4)	TIPO 2 - Compactas (Diseño plástico y Sísmico con Q≤2)	TIPO 3 - No Compactas
Patines de Secciones I, T o H, en flexión.	$0,32 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$0,38 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$0,58 \sqrt{\varepsilon/F_y}$
Almas en Flexión.	$2,45 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$3,71 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$5,60 \sqrt{\varepsilon/F_y}$

**Fuente: (ANSI/AISC 314-10)**

Calculo.

$$\sqrt{\varepsilon/F_y} = \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 24.08 \quad \text{Ecu. ( 60)}$$

**4.5.4.1. Patines**

- TIPO 1  $0,32 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 7.70$
- TIPO 2  $0,38 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 9.15$
- TIPO 3  $0,58 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 13.97$

DONDE

$$\frac{b}{2 t_f} = \frac{400}{2 * 30} = 6.67 \quad \text{Ecu. ( 61)}$$

**6.67 < 9.15 SECCION DE TIPO 2 (COMPACTA)****4.5.4.2. Almas**

- TIPO 1  $2.45 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 58.99$
- TIPO 2  $3.71 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 89.33$
- TIPO 3  $5.60 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 134.85$

DONDE

$$\frac{d}{t_w} = \frac{1500}{23} = 65.21 \quad \text{Ecu. ( 62)}$$

**65.21 < 89.33 SECCION DE TIPO 2 (COMPACTA)**

#### 4.6. CÁLCULO DE MOMENTO ULTIMO CON LA COMBINACIÓN DE FACTORES EN ESTADO LIMITE.

*Tabla 24. Momentos de cargas y combinaciones.*

CARGA	M (+) T.m	γ		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga
DC	159,278	1,25	1	0
DW	37,215	1,5	1	0
LL	240,026	1,75	1	0,75
PL	20,228	1,75	1	0,75
BR	7.472	1,75	1	0,75

*Fuente: (Autor).*

##### 4.6.1. Resistencia I:

$$\mathbf{Mu} = 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + PL+BR) \quad \text{Ecu. ( 63)}$$

$$\mathbf{Mu} = 1.25(159.278) + 1.50(37.215) + 1.75(240.026 + 20.228+7.472)$$

$$\mathbf{Mu} = 723.44 \text{ T.m}$$

##### 4.6.2. Servicio I:

$$\mathbf{Mu} = 1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + PL+BR) \quad \text{Ecu. ( 64)}$$

$$\mathbf{Mu} = 1.0(159.278) + 1.0(37.215) + 1.0(240.026 + 20.228+7.472)$$

$$\mathbf{Mu} = 464.219 \text{ T.m}$$

##### 4.6.3. Fatiga:

$$\mathbf{Mu} = 0.75(LL + PL+BR) \quad \text{Ecu. ( 65)}$$

$$\mathbf{Mu} = 0.75(240.026 + 20.228+7.472)$$

$$\mathbf{Mu} = 200.795 \text{ T.m}$$

- ✓ Se analizó las combinaciones de cargas y el momento último de diseño se encuentra en un estado límite de la resistencia I donde su valor es: **Mu = 723.44 T.m**

#### 4.7. MODELO COMPUTACIONAL EN EL PROGRAMA CSI BRIDGE.

El modelamiento computacional se realizó con el programa CSI Bridge, para el diseño y análisis de las vigas metálicas. En las cuales se utilizaron las normas de la AASTHO y la NEC de peligro sísmico 2015.

#### 4.7.1. INGRESO DE DATOS Y DIMENSIONES.

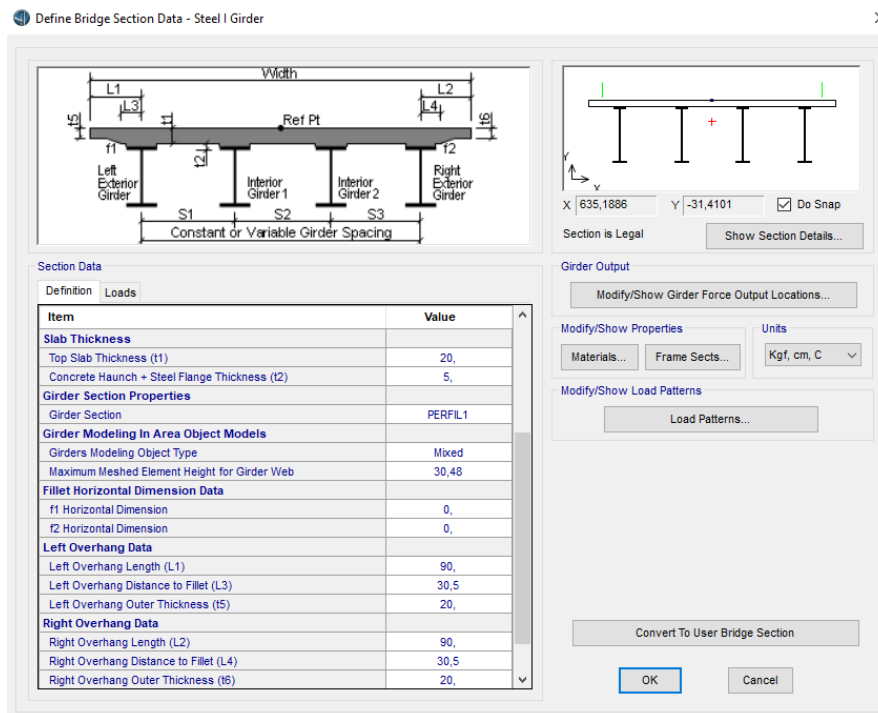


Figura. 71 Ingreso de materiales y espesores. Fuente: (Autor)

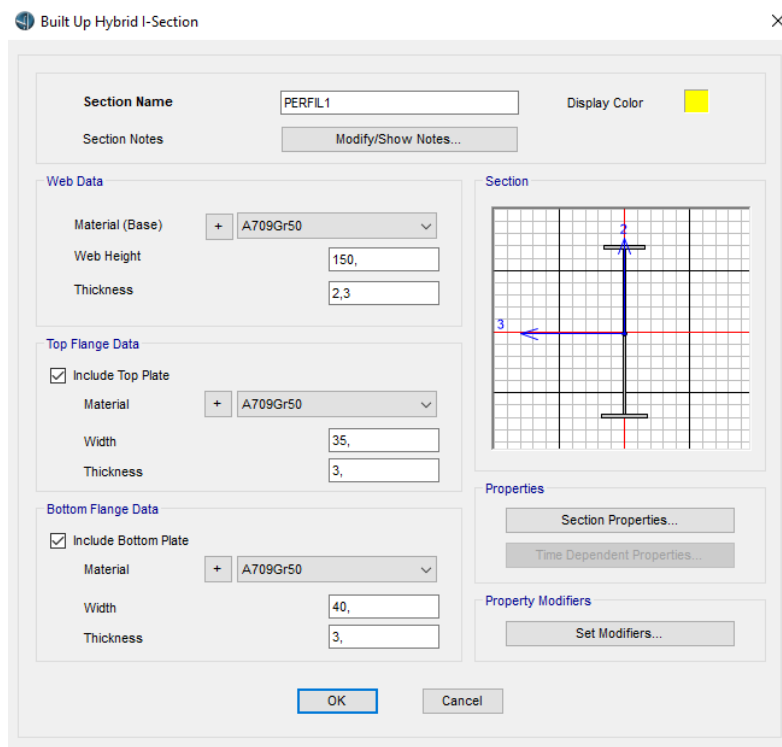
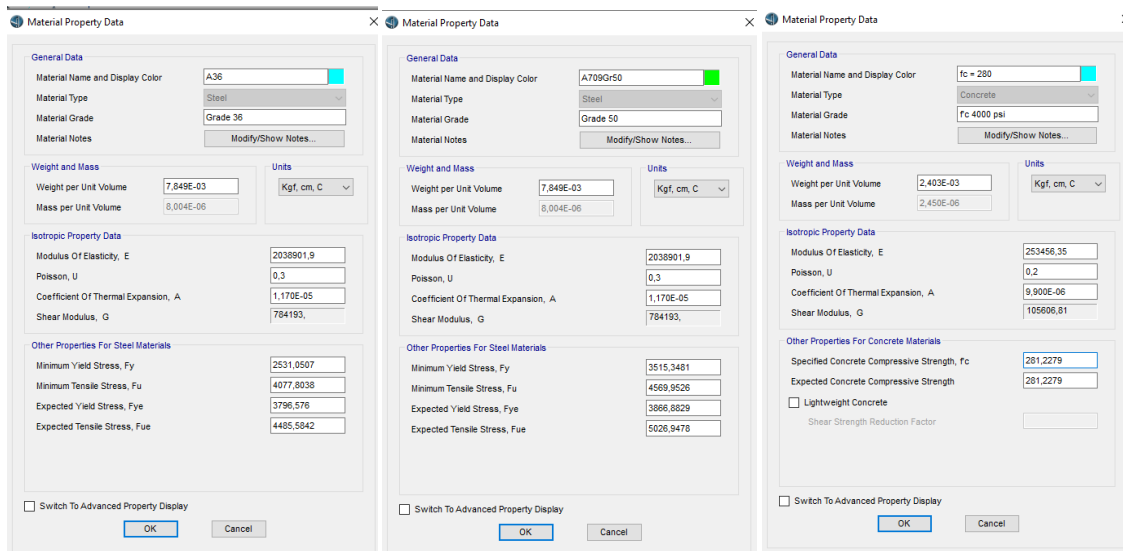


Figura. 72 Ingreso de dimensiones del perfil de la viga. Fuente: (Autor)

Propiedades de materiales para el hormigón armado ( $f_c=280$  kg/cm<sup>2</sup>) y el acero estructural (A-709 para las vigas y el A-36 para los diafragmas).

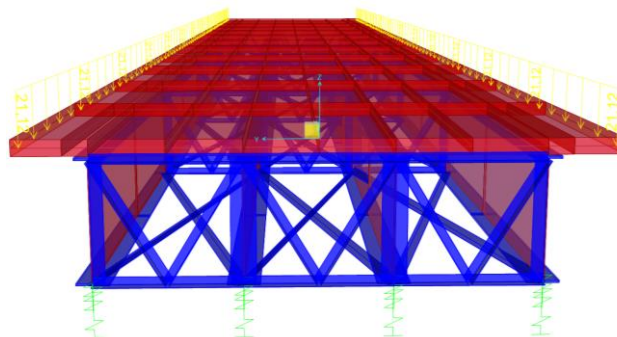


**Figura. 73 Propiedades de los materiales. Fuente: (Autor)**

#### 4.7.2. INGRESO DE PESOS EN EL PROGRAMA.

##### 4.7.2.1. Peso de la baranda

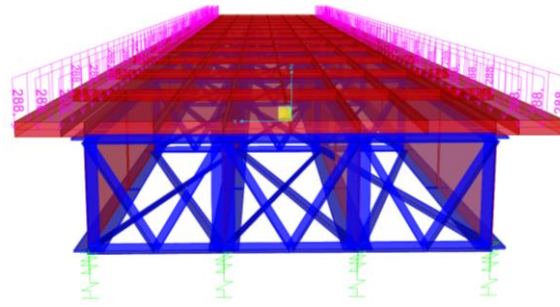
Las barandas fueron diseñadas conforme a la AASHTO, con una altura de 1.10 m. El poste de hormigón consta con una sección de 20\*20 cm y tubos de 4" de diámetro. Donde se calculó el peso y se expresa una carga lineal de 21.12 kg



**Figura. 74 Peso de la baranda. Fuente: (Autor)**

##### 4.7.2.2. Peso de la vereda

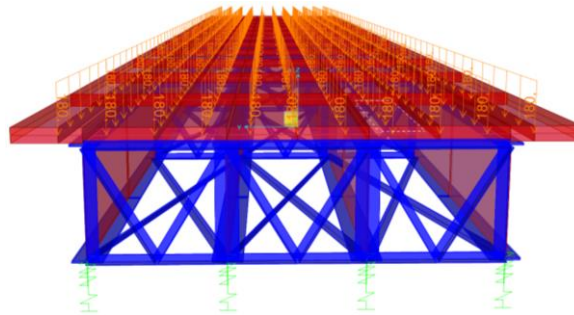
Las veredas tienen un ancho de 0.6 m y una altura de 0.2 m. La carga se expresa en una carga en área de 288 kg/m



**Figura. 75 Peso de la vereda. Fuente: (Autor)**

#### 4.7.2.3. Peso del asfalto

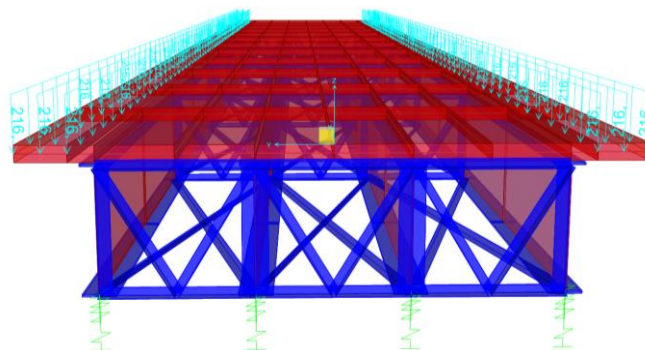
El ingreso de esta carga se realizó en los dos carriles que tienen una distancia de 6 m, y una altura de 5 cm al costado de las veredas con una pendiente del 2% hacia el centro del puente. La carga se expresa en una carga en área de 180 kg/m



**Figura. 76 Peso del asfalto. Fuente: (Autor)**

#### 4.7.2.4. Peso del peatón.

Según la AASHTO esta carga de 360 kg/m<sup>2</sup> se debe ingresar si el ancho de la vereda es mayor o igual a 60 cm. Entonces esta carga se expresa en una carga en área de 216 kg/m.

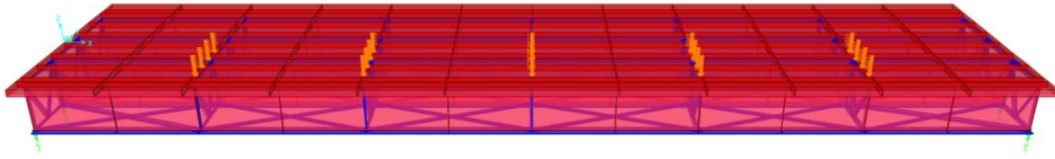


**Figura. 77 Peso del peaton. Fuente: (Autor)**

#### 4.7.2.5. Carga de frenado.

Según la AASHTO dice que si el puente va a tener tráfico en el futuro se debe colocar la carga en ambas direcciones, caso contrario en una sola dirección. Por esta manera la carga se ingresa en una distancia

de 1.8 m sobre la superficie de la calzada. Esta carga de 9027 kg/m se aplicó a una distancia de 5 m a lo largo del puente.



**Figura. 78 Carga de frenado. Fuente: (Autor)**

#### 4.7.2.6. Ingreso de las fuerzas sísmicas.

Una vez calculado los datos del espectro en la memoria de cálculo se ingresa al programa todos los factores.

La imagen muestra la interfaz de usuario de un programa de definición de función sísmica. El título de la ventana es "Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015 Function Definition".

**Function Name:** espectro

**Function Damping Ratio:** 0.02

**Parameters:**

- Zone Coefficient, Z: 0.25
- $\eta$  Coefficient: 2.48
- Site Factor,  $F_a$ : 1.
- Site Factor,  $F_d$ : 1.
- Soil Type: B
- Inelastic Behavior Factor of Subsurface,  $F_s$ : 0.75
- Importance Factor, I: 1.3
- Response Modification Factor, R: 2.

**Define Function:**

Period	Acceleration
0.	0.403
0.1	0.403
0.2	0.403
0.3	0.403
0.4	0.403
0.5	0.3325
0.6	0.2771
0.7	0.2375
0.8	0.2078
0.9	0.1847
1.	0.1662
1.2	0.1385
1.5	0.1108
1.7	0.0978

**Function Graph:** Muestra un gráfico de la función de respuesta espectral, con la aceleración en el eje vertical y el período en el eje horizontal. La curva muestra una disminución de la aceleración con el aumento del período.

Botones: Add, Modify, Delete, Convert to User Defined, Display Graph, OK, Cancel.

**Figura. 79 Factores para el ingreso de la fuerza sísmica. Fuente: (Autor)**

#### 4.7.3. INGRESO DE LA SOBRECARGA VEHICULAR

Según la memoria de cálculo se analizó el camión de diseño HL-93 y el camión del MTOP, en el cual el HL-93 produce mayor momento con el camión de diseño.

En el programa se cargó

- La sobrecarga vehicular del camión de diseño HL-93, incluido un camión de 6 ejes (HL-93S).

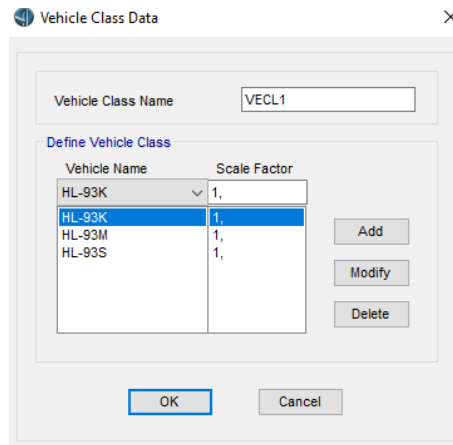


Figura. 80 Tipo de camiones. Fuente: (Autor)

- El carril de diseño con un valor de 950 kg/m de según las recomendaciones de la AASHTO.

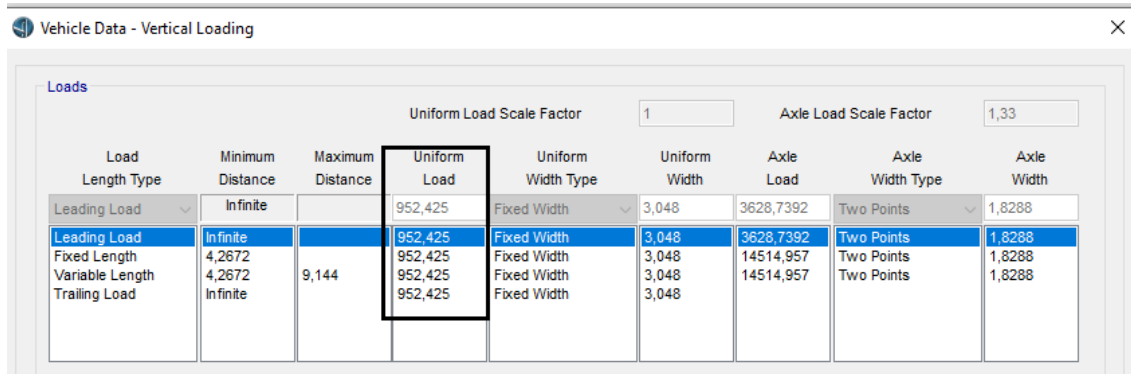


Figura. 81 Carril de diseño. Fuente: (Autor)

- El impacto por carga dinámica con un porcentaje del 33%.

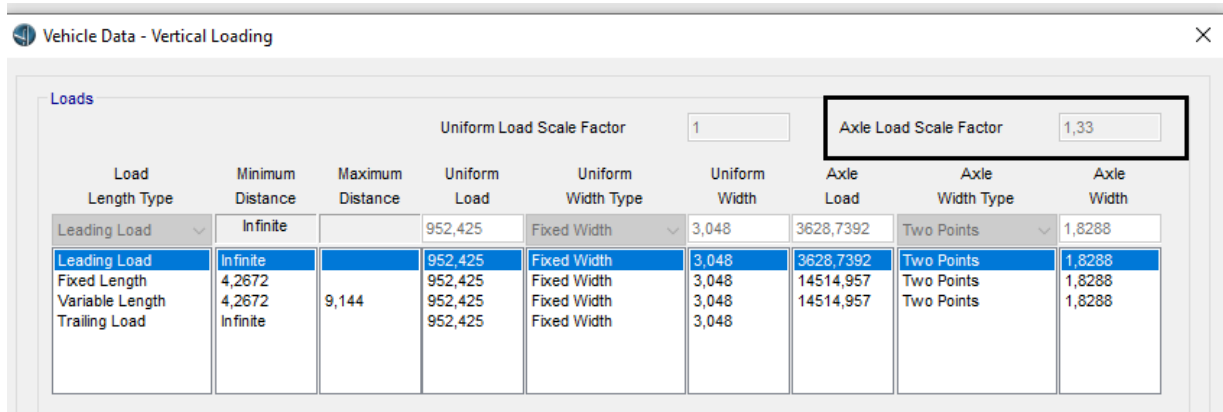
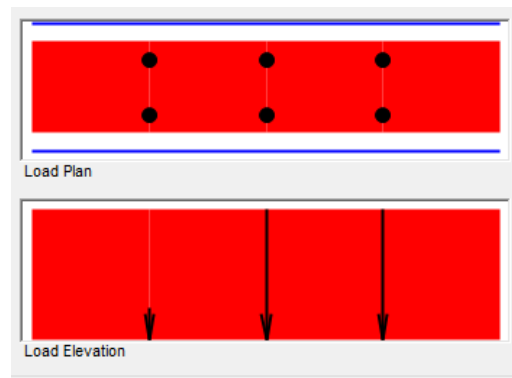


Figura. 82 Impacto por carga dinámica. Fuente: (Autor)

#### 4.7.3.1. Camión de diseño

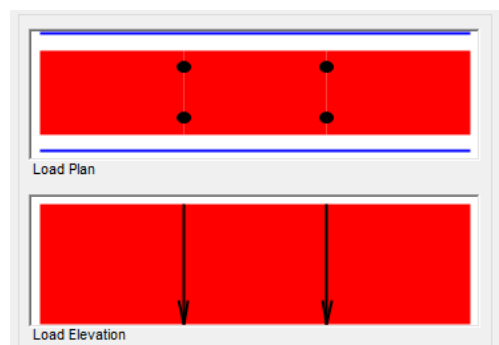


**Figura. 83 Ejes del camión de diseño. Fuente: (Autor)**

Loads		Uniform Load Scale Factor				Axle Load Scale Factor			
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width	
Trailing Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048				
Leading Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048	3,6287	Two Points	1,8288	
Fixed Length	4,2672		0,9524	Fixed Width	3,048	14,515	Two Points	1,8288	
Variable Length	4,2672	9,144	0,9524	Fixed Width	3,048	14,515	Two Points	1,8288	
Trailing Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048				

**Figura. 84 Valores de los ejes y espaciamento del camión de diseño con su respectivo carril de diseño y su factor de impacto. Fuente: (Autor)**

#### 4.7.3.2. Tándem de diseño



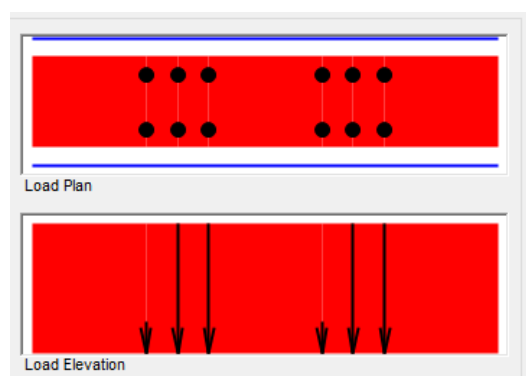
**Figura. 85 Ejes del tándem de diseño. Fuente: (Autor)**

Loads									
			Uniform Load Scale Factor		1	Axle Load Scale Factor			1,33
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width	
Trailing Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048				
Leading Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048	11,3398	Two Points	1,8288	
Fixed Length	1,2192		0,9524	Fixed Width	3,048	11,3398	Two Points	1,8288	
Trailing Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048				

**Figura. 86** Valores de los ejes y espaciamiento del camión de diseño con su respectivo carril de diseño y su factor de impacto. Fuente: (Autor)

#### 4.7.3.3. Camión (HL-93S)

Ingreso de dos camiones con una distancia máxima de 15 m. Este programa nos oferta un camión de 6 ejes.



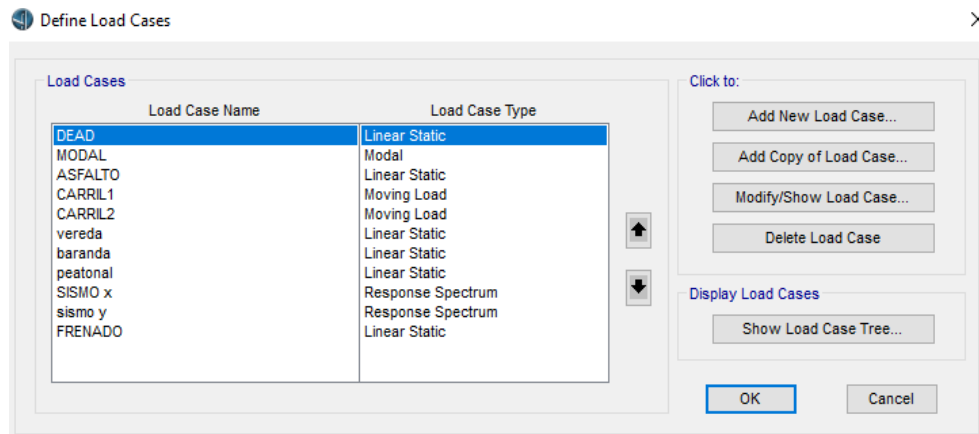
**Figura. 87** Ejes del (HL-93S). Fuente: (Autor)

Loads									
			Uniform Load Scale Factor		1	Axle Load Scale Factor			1,33
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width	
Trailing Load	Infinite		0,8572	Fixed Width	3,048				
Leading Load	Infinite		0,8572	Fixed Width	3,048	3,2659	Two Points	1,8288	
Fixed Length	4,2672		0,8572	Fixed Width	3,048	13,0635	Two Points	1,8288	
Fixed Length	4,2672		0,8572	Fixed Width	3,048	13,0635	Two Points	1,8288	
Variable Length	15,24	0. (Infinite)	0,8572	Fixed Width	3,048	3,2659	Two Points	1,8288	
Fixed Length	4,2672		0,8572	Fixed Width	3,048	13,0635	Two Points	1,8288	
Fixed Length	4,2672		0,8572	Fixed Width	3,048	13,0635	Two Points	1,8288	
Trailing Load	Infinite		0,8572	Fixed Width	3,048				

**Figura. 88** Valores de los ejes y espaciamiento del camión (HL-93S) con su respectivo carril de diseño y su factor de impacto. Fuente: (Autor)

#### 4.7.4. CARGAS DEFINIDAS PARA EL PROGRAMA CSI BRIDGE.

En esta pestaña se cargan las cargas vivas y las muertas para las combinaciones de cargas según sus estados límites.



**Figura. 89** Definición de cargas vivas y muertas. Fuente: (Autor)

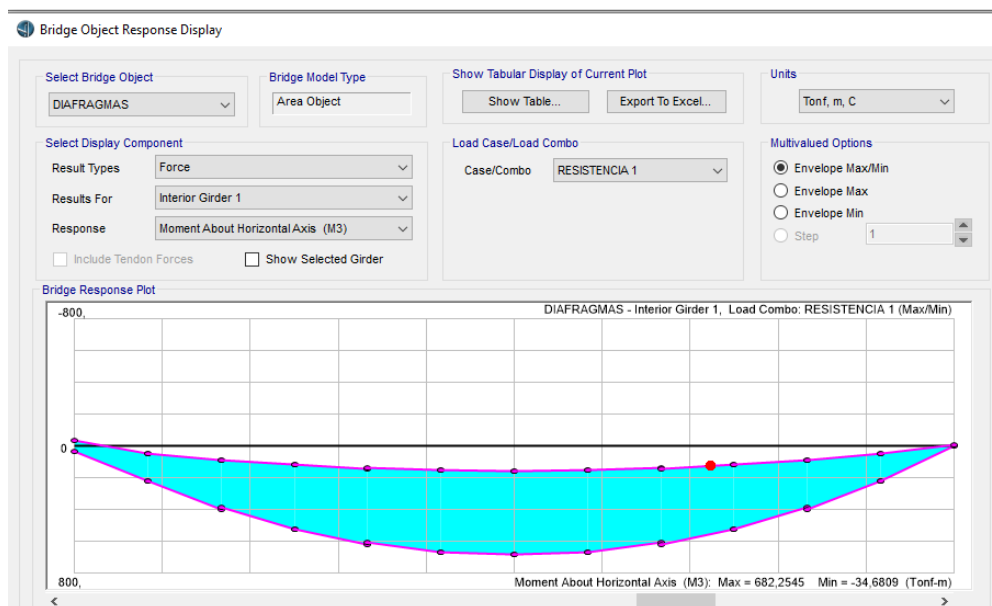
#### 4.7.5. COMBINACIONES DE CARGAS DADAS POR EL PROGRAMA.

En este proceso de combinaciones se analizará tres combinaciones como es la: Resistencia I, Evento extremo I y Servicio I.

- ✓ RESISTENCIA I: En esta combinación se analiza las cargas con las máximas solicitaciones, con una circulación vehicular normal.
- ✓ EVENTO EXTREMO I: En esta combinación se evalúa los efectos que producen los sismos, como los desplazamientos y deformaciones.
- ✓ SERVICIO I: En esta combinación de cargas se analiza las deflexiones a condiciones de uso normal.

##### 4.7.5.1. Momentos máximos analizados por el programa CSI Bridge.

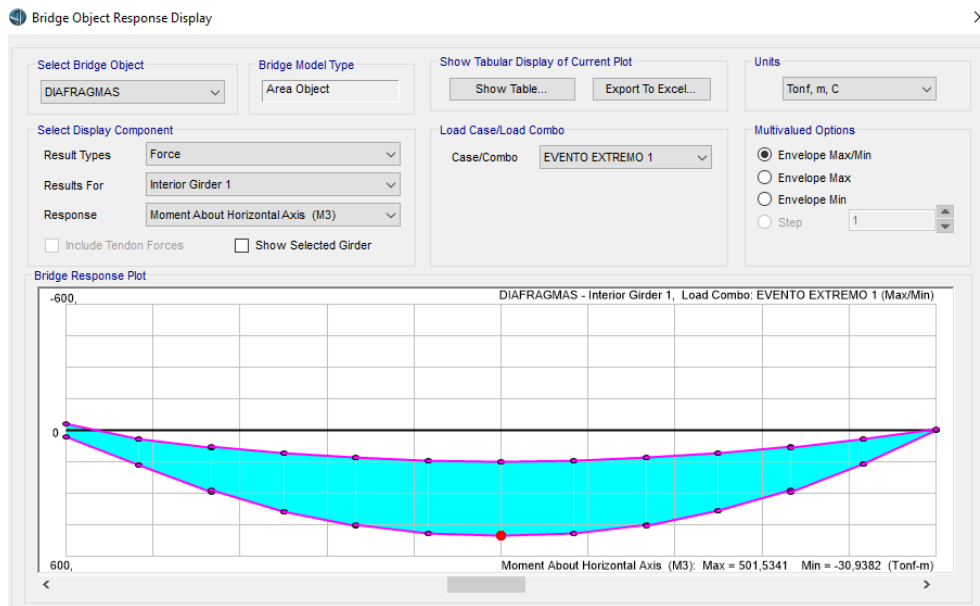
###### ➤ Momento máximo de RESISTENCIA I:



**Figura. 90** Momento máximo de resistencia I. Fuente: (Autor)

Momento máximo: 682.2545 Ton.m

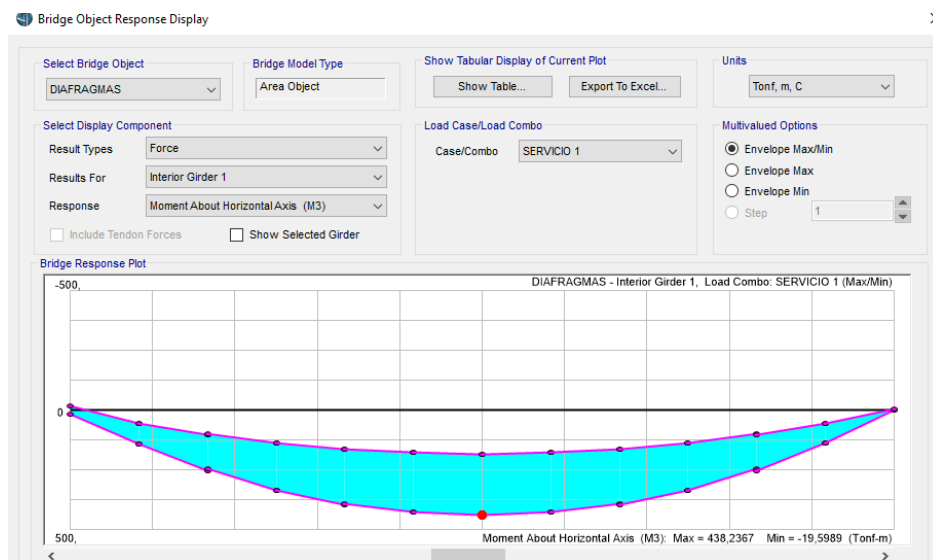
➤ **Momento máximo en el EVENTO EXTREMO I:**



*Figura. 91 Momento máximo de Evento extremo I. Fuente: (Autor)*

Momento máximo: 501.5341 Ton.m

➤ **Momento máximo en el SERVICIO I:**



*Figura. 92 Momento máximo en Servicio I. Fuente: (Autor)*

Momento máximo: 438.2367 Ton.m

El mayor momento máximo que oferta el programa con las combinaciones de cargas ejercidas, es el de la RESISTENCIA I que analiza las máximas solicitaciones con uso normal, donde el momento solicitante es de **682.2545 Ton.m**.

#### 4.8. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA. (Losas, vigas, diafragmas, rigidizadores, conectores y conexiones entre pernos y soldadura).

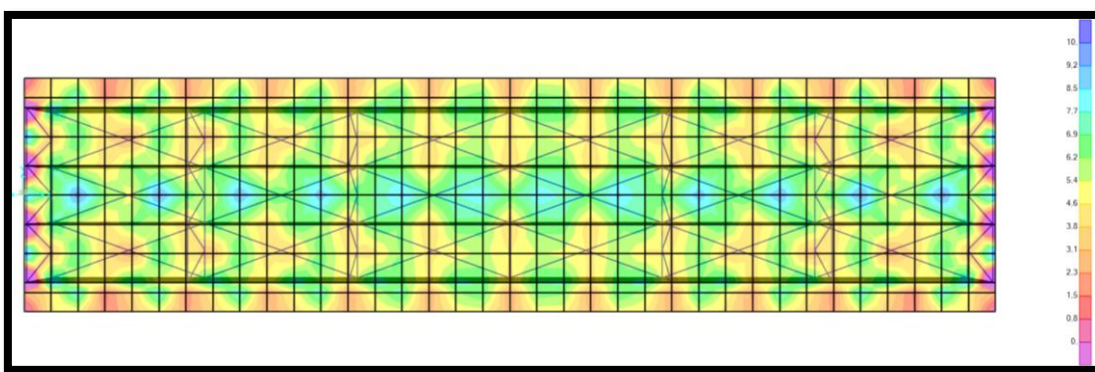
##### 4.8.1. DISEÑO DE LA LOSA.

Para el cálculo de los momentos y cortantes de la losa, se obtuvieron mediante el programa CSI bridge.

A continuación, se analizará los diagramas de momentos que produce la losa con las siguientes figuras.

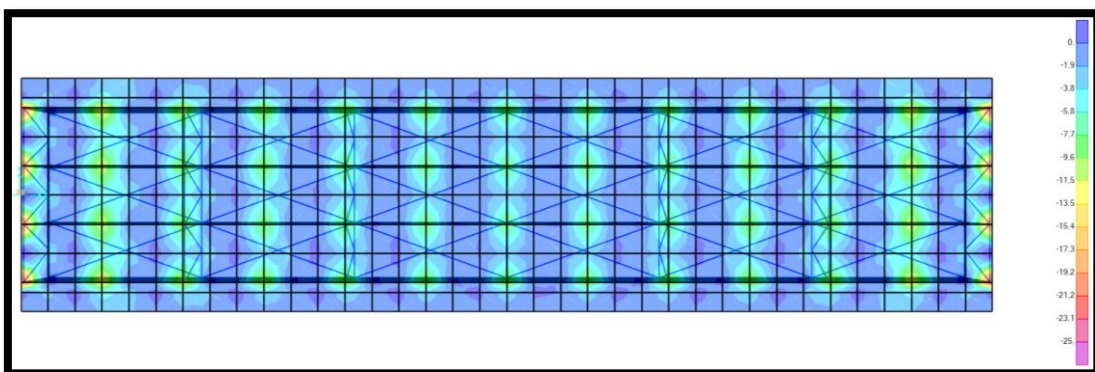
##### 4.8.1.1. Diagramas de momentos paralelos al tráfico.

- ✓ Momento máximo de 9777.65 kg.cm



*Figura. 93 Diagrama de momento máximo paralelo al tráfico. Fuente: (Autor)*

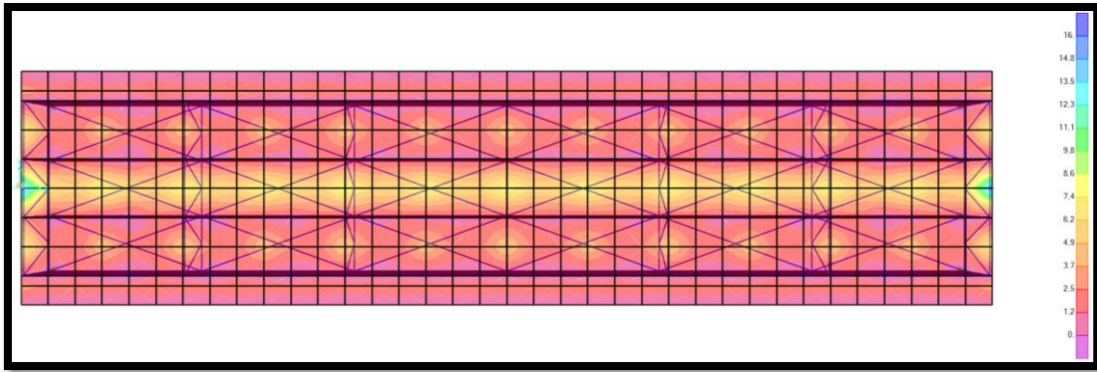
- ✓ Momento mínimo de 24230.667 kg.cm



*Figura. 94 Diagrama de momento mínimo paralelo al tráfico. Fuente: (Autor)*

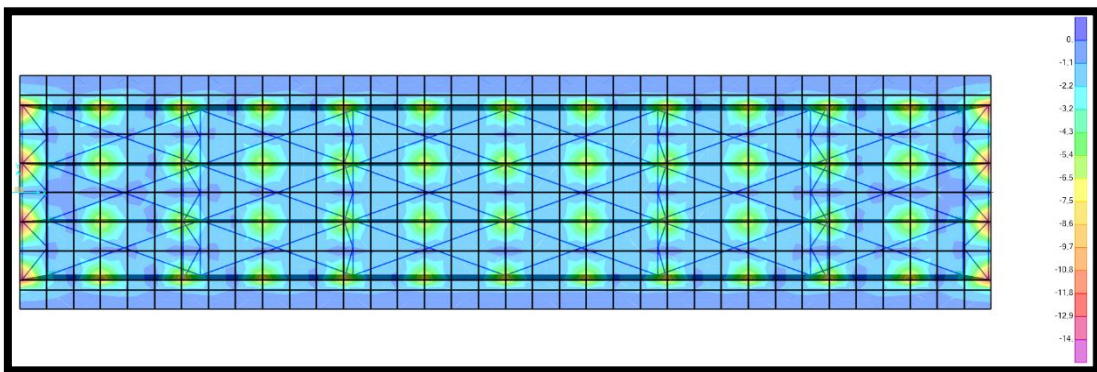
##### 4.8.1.2. Diagramas de momentos perpendiculares al tráfico.

- ✓ Momento máximo de 15081.168 kg.cm



**Figura. 95 Diagrama de momento máximo perpendicular al tráfico. Fuente: (Autor)**

✓ Momento mínimo de 13770.517 kg.cm



**Figura. 96 Diagrama de momento mínimo perpendicular al tráfico. Fuente: (Autor)**

#### 4.8.1.3. Análisis por momentos.

Para el diseño de la armadura longitudinal y transversal se analizó los mayores momentos máximos y mínimos para el cálculo.

Se calculo la cuantía de aceros para la losa en la sección transversal con un metro de base y una altura de 20 cm, con un recubrimiento de 2.5 cm y un  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ .

Para verificar el momento analizaremos con la cuantía mínima, si cumple el momento solicitado.

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} \quad \text{Ecu. ( 66)}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.00333$$

Donde calculamos el momento nominal:

$$Mn = \rho * fy * b * d^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{\rho * fy}{f'c}\right) \quad \text{Ecu. ( 67)}$$

$$Mn = 0.00333 * 4200 * 100 * 17.5^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.00333 * 4200}{280}\right)$$

$$Mn = 415698.41 \text{ kg. cm}$$

$$Mu_{resistente} = 0.9 * 415698.41$$

$$\mathbf{Mu_{resistente} = 374128.57 \text{ kg. cm}}$$

El momento ultimo resistente cumple con la cuantía mínima para los momentos máximos y mínimos.

$$15081.168 \text{ kg. cm} < 374128.57 \text{ kg. cm} \quad \mathbf{CUMPLE AL MOMENTO MÁXIMO}$$

$$24230.667 \text{ kg. cm} < 374128.57 \text{ kg. cm} \quad \mathbf{CUMPLE AL MOMENTO MÍNIMO}$$

Entonces el área del acero es:

$$As = \rho_{min} * b * d \quad \mathbf{Ecu. ( 68)}$$

$$As = 0.00333 * 100 * 17.5$$

$$As = 5.828 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{1 \text{ } \emptyset \text{ } 12 \text{ mm } c/d \text{ } 17 \text{ cm}}$$

#### 4.8.1.4. Análisis por cortante.

A continuación, se revisará a cortante la losa, aplicando la resistencia última del ACI 318-14. Para el siguiente calculo tenemos las siguientes formulas.

El programa nos da un cortante de  $Vu = 420.643 \text{ kg}$

$$\emptyset Vn \geq Vu \quad \mathbf{Ecu. ( 69)}$$

Donde:

$$\emptyset = 0.75$$

$$Vn \geq Vc + Vs \quad \mathbf{Ecu. ( 70)}$$

$Vc$ : resistencia nominal por cortante del concreto.

$$Vc = 0.53 * \lambda \sqrt{f'c} * b * d \quad \mathbf{Ecu. ( 71)}$$

$Vs$ : resistencia nominal por cortante del acero de refuerzo.

$$Vs = \frac{Av * fy * d}{s} \quad \mathbf{Ecu. ( 72)}$$

Se analiza solo la cortante que produce el concreto.

$$Vc = 0.53 * 0.85 \sqrt{280} * 100 * 17.5$$

$$Vc = 13192.04 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c$$

Entonces:

$$\phi V_n = 0.75 * 13192.04 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 9894.03 \text{ kg}$$

Se compara las cortantes que oferta el programa CSI bridge con la cortante que resiste el concreto.

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecu. ( 73)}$$

$$9894.03 \text{ kg} \geq 420.643 \text{ kg} \quad \text{SI CUMPLE}$$

También se realizará la colocación del acero para resistir cambios de temperatura y retracciones de fraguado. Según el ACI 318-14, el área mínima de colocación es  $0.0020A_g$ .

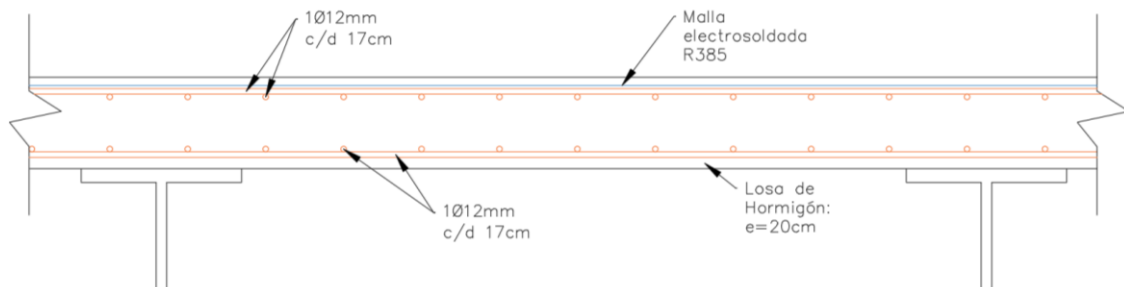
$$A_{s_{min}} = 0.0020 * b * d \quad \text{Ecu. ( 74)}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0020 * 100 * 17.5$$

$$A_{s_{min}} = 3.5 \text{ cm}^2$$

**Se colocara las varillas longitudinales y transversales con 1  $\phi$  7 mm  $c/d$  10 cm**

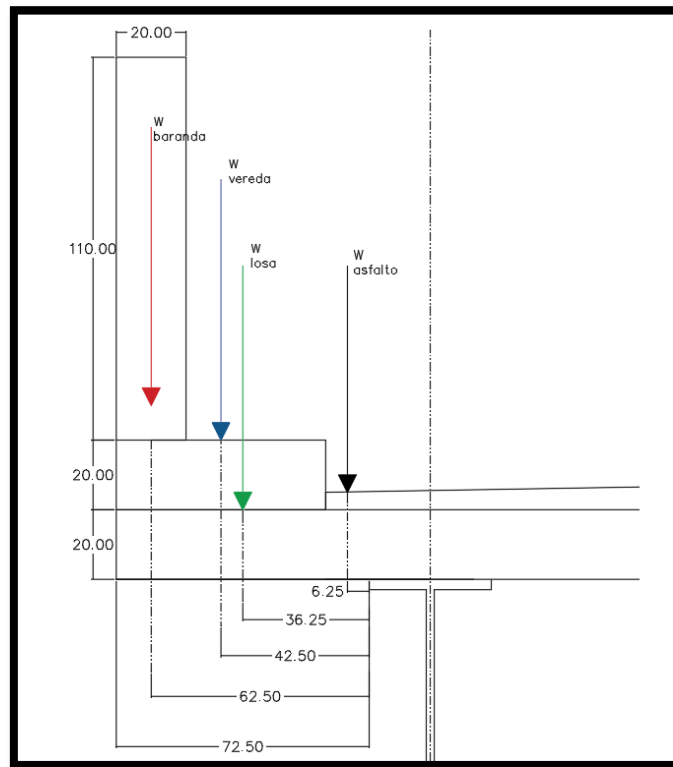
**$\approx$  una malla electrosoldada R385**



**Figura. 97 Diámetros y espaciamientos en la losa. Fuente: (Autor)**

## 4.8.2. DISEÑO DEL VOLADO

### 4.8.2.1. Carga muerta:



**Figura. 98 Carga muerta en el volado. Fuente: (Autor)**

- ✓  $W_{LOSA} = 0.2 * 0.725 * 2400 = 348 \text{ kg/m}$
- ✓  $W_{VEREDA} = 0.2 * 0.6 * 2400 = 288 \text{ kg/m}$
- ✓  $W_{BARANDA} = 0.2 * 1.1 * 2400 = 528 \text{ kg/m}$
- ✓  $W_{RODADURA} = 0.05 * 0.125 * 2250 = 14.06 \text{ kg/m}$
- **Momento de la carga muerta:**

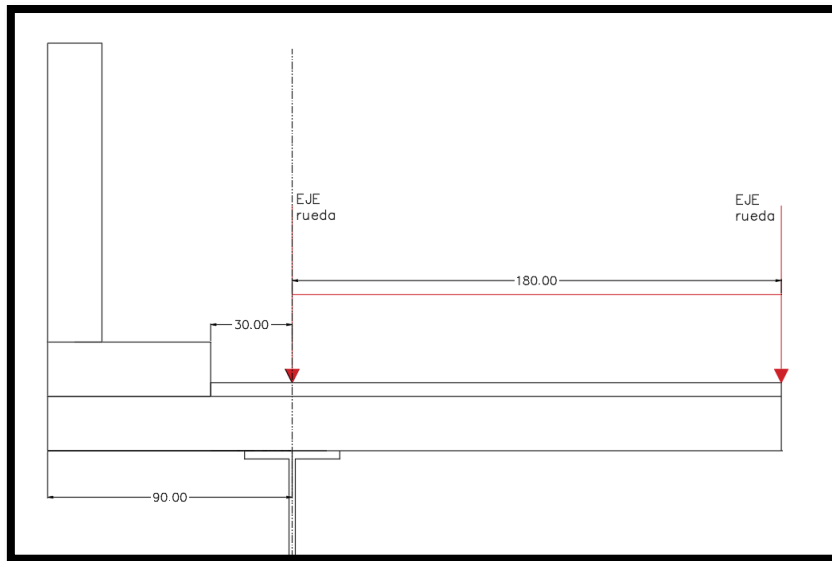
$$M_{DC} = (14.06 * 0.0625) + (348 * 0.363) + (288 * 0.425) + (528 * 0.625)$$

$$M_{DC} = 0.579 \text{ T.m}$$

### 4.8.2.2. Carga viva

Para el cálculo del momento se analizará dos casos como son: la posición normal y posición accidental con máxima excentricidad.

- **Posición normal con máxima excentricidad.**



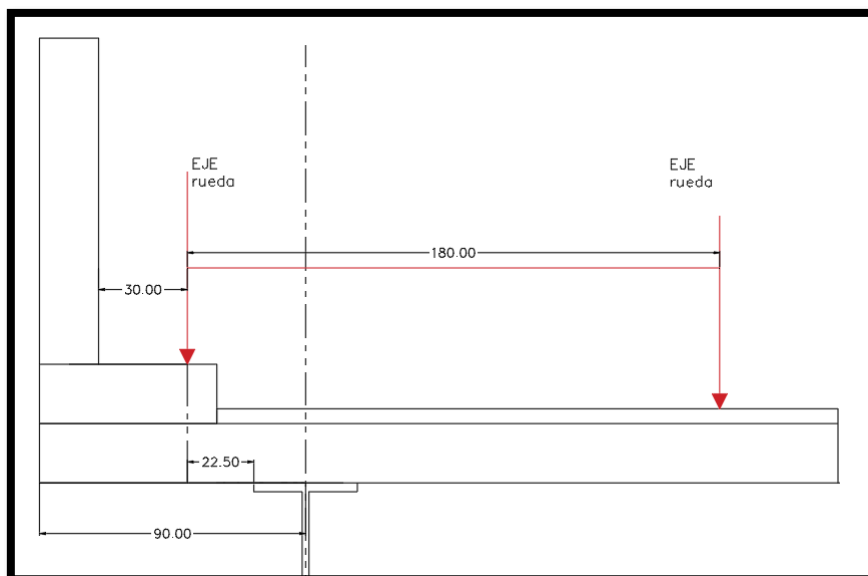
**Figura. 99** Carga viva con posición normal con máxima excentricidad. Fuente: (Autor)

No se realizará debido a que el eje de la llanta se encuentra en el eje de la viga y no hay una distancia que afecte al volado.

➤ **Posición accidental con máxima excentricidad.**

$$M_u = M_{DC} + 1.67 * M_{LL} \quad \text{Ecu. ( 75)}$$

Según la AASTHO, la ubicación del eje de la rueda debe estar ubicado a una distancia de 300 mm del borde extremo.



**Figura. 100** Carga viva con posición accidental con máxima excentricidad. Fuente: (Autor)

La distancia por analizar es:  $X_a = 225 \text{ mm}$

- El ancho de la franja equivalente:

$$Ev = 1140 + 0.833Xa \quad \text{Ecu. ( 76)}$$

$$Ev = 1140 + 0.833(225)$$

$$Ev = 1.327 \text{ m}$$

- Cálculo del momento.

$$M_{LL} = \frac{P_{RUEDA}}{Ev} * Xa \quad \text{Ecu. ( 77)}$$

$$M_{LL} = \frac{72500 \text{ N}}{1.327 \text{ m}} * 0.225 \text{ m}$$

$$M_{LL} = 1.23 \text{ T.m}$$

Incremento por carga de viento del 33%.

$$M_{LL+I} = 1.23 * I \quad \text{Ecu. ( 78)}$$

$$M_{LL+I} = 1.23 * 1.33$$

$$M_{LL+I} = 1.64 \text{ T.m}$$

- Momento último de diseño.

$$Mu = 1.3[(Bo * M_{DC}) + (B_{LL+I} * M_{LL+I})] \quad \text{Ecu. ( 79)}$$

Donde:

$$Bo = 1$$

$$B_{LL+I} = 1$$

Entonces:

$$Mu = 1.3[(1 * 0.579) + (1 * 1.64)]$$

$$Mu = 2.885 \text{ T.m}$$

En la siguiente formula despejamos  $w$  para el cálculo de la cuantía.

$$\frac{Mu}{\phi * fc * b * d^2} = w - 0.59w^2 \quad \text{Ecu. ( 80)}$$

$$\frac{288500}{0.9 * 280 * 100 * 16.7^2} = w - 0.59w^2$$

$$0.041 = w - 0.59w^2$$

$$w = 0.04204$$

Donde la cuantía del acero es:

$$\rho = w * f^c / f_y \quad \text{Ecu. ( 81)}$$

$$\rho = 0.04204 * 280 / 4200$$

$$\rho = 0.002803$$

➤ **Comprobación de la cuantía.**

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 0.00333$$

Entonces:

$$\rho_{min} > \rho \quad \text{Ecu. ( 82)}$$

Se utiliza la cuantía mínima

$$A_s = \rho_{min} * b * d \quad \text{Ecu. ( 83)}$$

$$A_s = 0.00333 * 100 * 16.7$$

$$A_s = 5.561 \text{ cm}^2$$

$$5 \emptyset 12 \text{ mm} = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ si cumple}$$

$$e = \frac{100 \text{ cm}}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$1 \emptyset 12 \text{ mm } ^c/d \text{ 200 mm}$$

En el volado se colocará el mismo espaciamiento que en la losa para evitar dificultades de colocación de las varillas. Por lo tanto, al reducir el espaciamiento se aumentará la capacidad de resistencia de carga al volado.

**Entonces se colocará:**

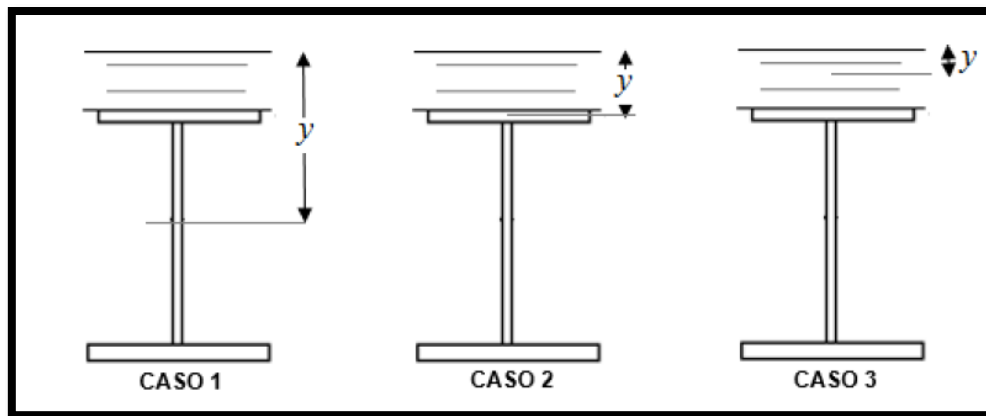
$$1 \emptyset 12 \text{ mm } ^c/d \text{ 17 cm}$$

### 4.8.3. DISEÑO DE VIGAS

#### 4.8.3.1. Análisis de las vigas por flexión.

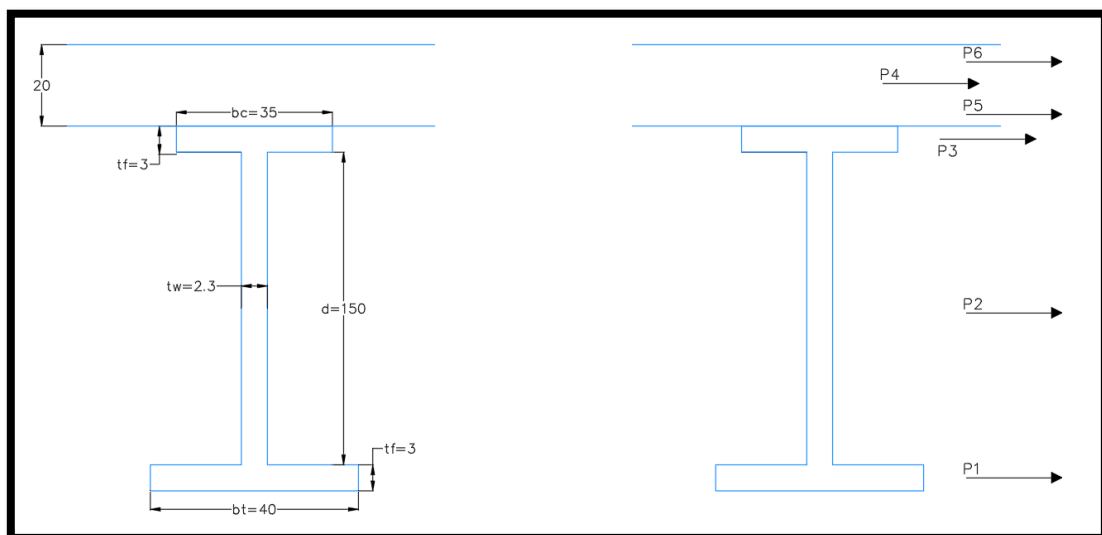
➤ **Cálculo de capacidad del momento plástico**

Para encontrar el momento resistente de la viga debemos analizar las cargas que actúan y el eje neutro con los tres casos posibles.



**Figura. 101** Casos posibles para la ubicación del eje neutro. Fuente: (Rúales Fonseca, 2014)

A continuación, se analizará las fuerzas que actúan sobre la losa y la viga.



**Figura. 102** Fuerzas actuantes sobre la losa y la viga. Fuente: (Autor)

- ✓ Patín inferior

$$P1 = F_y * bt * tf \quad \text{Ecu. ( 84)}$$

$$P1 = 3515 * 40 * 3$$

$$P1 = 421.8 \text{ Tn}$$

- ✓ Alma

$$P2 = F_y * d * tw \quad \text{Ecu. ( 85)}$$

$$P2 = 3515 * 150 * 2.3$$

$$P2 = 1212.68 \text{ Tn}$$

- ✓ Patín superior

$$P3 = F_Y * bc * tf \quad \text{Ecu. ( 86)}$$

$$P3 = 3515 * 35 * 3$$

$$P3 = 369.08 \text{ Tn}$$

✓ Losa del tablero

$$P4 = 0.85 * f'c * dv * tf \quad \text{Ecu. ( 87)}$$

$$P4 = 0.85 * 280 * 180 * 20$$

$$P4 = 856.8 \text{ Tn}$$

✓ Armadura del tablero

○ Armadura inferior

$$P5 = F_Y * \left( \pi * \frac{d^2}{4} \right) \quad \text{Ecu. ( 88)}$$

$$P5 = 3515 * \left( \pi * \frac{1.2^2}{4} \right)$$

$$P5 = 3.98 \text{ Tn}$$

○ Armadura superior

$$P6 = F_Y * \left( \pi * \frac{d^2}{4} \right) \quad \text{Ecu. ( 89)}$$

$$P6 = 3515 * \left( \pi * \frac{1.2^2}{4} \right)$$

$$P6 = 3.98 \text{ Tn}$$

Donde:

Caso 1: eje neutro en el alma

$$P1 + P2 \geq P3 + P4 + P5 + P6 \quad \text{Ecu. ( 90)}$$

$$421.8 + 1212.68 \geq 369.08 + 856.8 + 3.98 + 3.98$$

$$1634.48 \geq 1233.84$$

Caso 2: eje neutro en el patín superior

$$P1 + P2 + P3 \geq P4 + P5 + P6 \quad \text{Ecu. ( 91)}$$

$$421.8 + 1212.68 + 369.08 \geq 856.8 + 3.98 + 3.98$$

$$2003.56 \geq 864.76$$

Caso 3: Eje neutro en el tablero

$$P1 + P2 + P3 \geq P4 \left( \frac{d_{sup}}{t} \right) + P5 + P6 \quad \text{Ecu. ( 92)}$$

$$421.8 + 1212.68 + 369.08 \geq 856.8 \left( \frac{16.9}{20} \right) + 3.98 + 3.98$$

$$2003.56 \geq 731.96$$

Una vez analizado los tres casos, se determina que las tres condiciones cumplen. Donde en el caso I, es la mínima diferencia de valores entonces el eje neutro se encuentra en el alma de la viga.

Cálculo de la resultante

$$R = \sum F_i \quad \text{Ecu. ( 93)}$$

$$R = 421.8 + 1212.68 + 369.08 + 856.8 + 3.98 + 3.98$$

$$R = 2868.32 \text{ Tn}$$

Cálculo del momento

$$\sum M = 0 \quad \text{Ecu. ( 94)}$$

$$(10 * 2 * 3.98) + (10 * 856.8) + (21.5 * 369.08) + (98 * 1212.68) + (174.5 * 421.8) = 2868.32 * Y$$

$$Y = 72.88 \text{ cm}$$

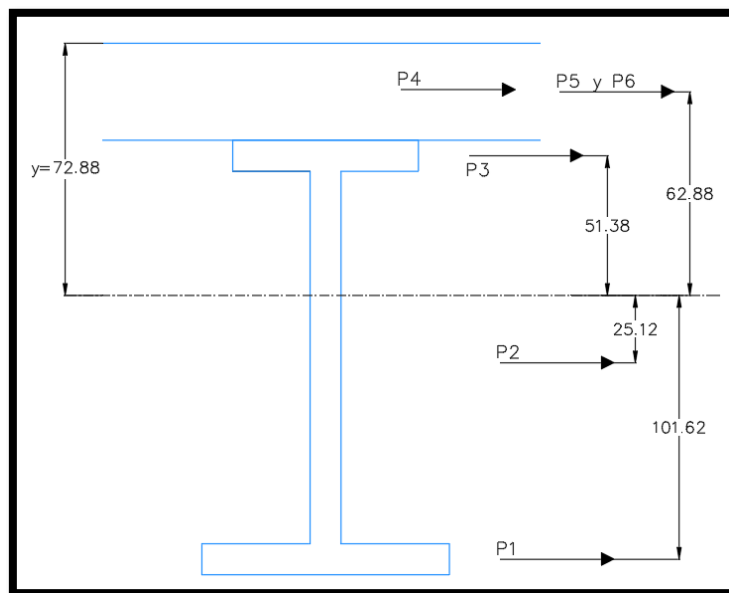


Figura. 103 Valor en el eje neutro. Fuente: (Autor)

➤ **Capacidad del momento resistente**

$$M_{RESISTENTE} = (62.88 * 2(3.98)) + (62.88 * 856.8) + (51.38 * 369.08) + (25.12 * 1212.68) + (101.62 * 421.8)$$

$$M_{RESISTENTE} = 1466.65 \text{ Tn.m}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = \phi * Mn_{RESISTENTE} \quad \text{Ecu. ( 95)}$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 0.85 * 1466.65$$

$$Mu_{RESISTENTE} = 1246.65 \text{ Tn.m}$$

Donde:

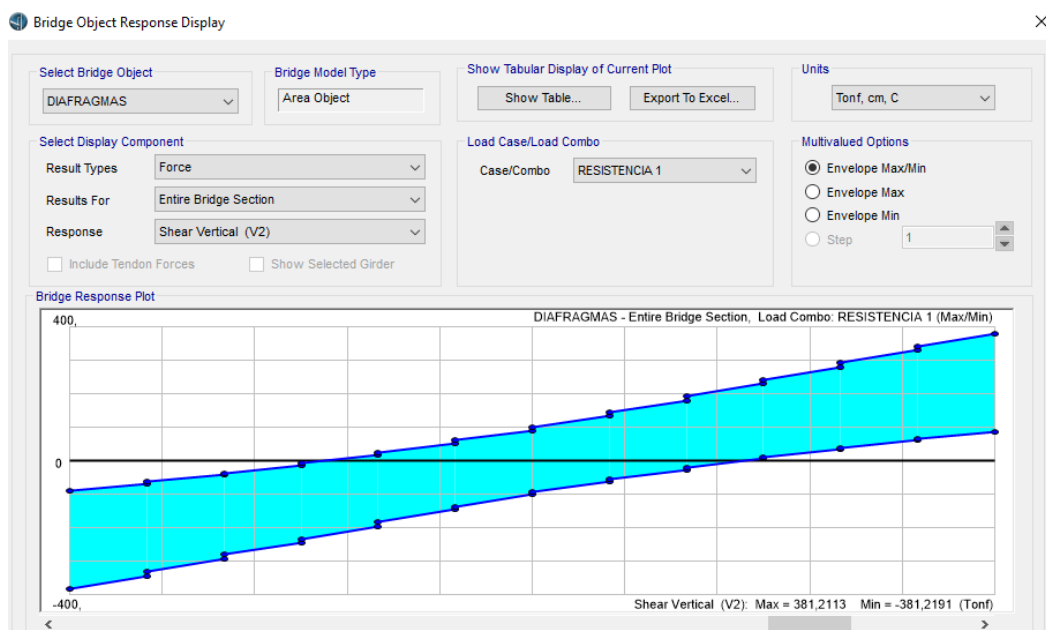
$$Mu_{solicitante} \text{ por la memoria de calculo} = 723.44 \text{ Tn.m}$$

$$Mu_{solicitante} \text{ por el programa CSI bridge} = 682.255 \text{ Tn.m}$$

$$Mu_{solicitante} \leq Mu_{RESISTENTE}$$

**SI CUMPLE**

#### 4.8.3.2. Análisis por corte ultimo



**Figura. 104 Cortante máximo en la viga. Fuente: (Autor)**

$$Vu_{solicitante} = 381.22 \text{ Tn}$$

Para verificar que la estructura cumple a cortante debe cumplir la siguiente ecuación.

$$Vu_{solicitante} \leq Vu_{RESISTENTE} \quad \text{Ecu. ( 96)}$$

Donde:

$\phi$  = Factor de resistencia a corte.

$Vn$  = Resistencia nominal

$$Vu_{RESISTENTE} = \phi * Vn \quad \text{Ecu. ( 97)}$$

Donde:

$f_u$  = Esfuerzo de ruptura del acero.

$A$  = Seccion transversal del alma.

$C$  = Radio de giro.

$$Vn = 0.58 * f_u * A(w) * C \quad \text{Ecu. ( 98)}$$

Cálculo del radio de giro

$$C = \frac{1,12}{d/t_w} * \sqrt{\frac{5 * \varepsilon}{f_u}} \quad \text{Ecu. ( 99)}$$

$$C = \frac{1,12}{1500/23} * \sqrt{\frac{5 * 200000}{450}}$$

$$C = 0.81$$

La altura mínima del alma de la viga que soporta a cortante.

$$\frac{Vu_{RESISTENTE}}{\phi} = Vn \quad \text{Ecu. ( 100)}$$

$$Vu_{solicitante} = Vu_{RESISTENTE}$$

$$\frac{Vu_{RESISTENTE}}{\phi} = 0.58 * f_u * A(w) * C \quad \text{Ecu. ( 101)}$$

$$\frac{Vu_{solicitante}}{\phi * 0.58 * f_u * C} = A(w)$$

$$A(w) = \frac{Vu_{solicitante}}{\phi * 0.58 * f_u * C}$$

$$A(w) = \frac{3812200}{0.9 * 0.58 * 450 * 0.81}$$

$$A(w) = 20035.84 \text{ mm}^2$$

Donde:

$$A(w) = t_w * d \quad \text{Ecu. ( 102)}$$

$$d = \frac{20035.84}{23}$$

$$d = 871.12 \text{ mm}$$

$$d_{\text{adoptado}} = 1500 \text{ mm}$$

Entonces:

$$Vn = 0.58 * fu * A(tw * d_{\text{adoptado}}) * C \quad \text{Ecu. ( 103)}$$

$$Vn = 0.58 * 450 * (23 * 1500) * 0.81$$

$$Vn = 7293645 \text{ N} \approx 729.37 \text{ Tn}$$

Donde:

$$Vu_{\text{RESISTENTE}} = \phi * Vn \quad \text{Ecu. ( 104)}$$

$$Vu_{\text{RESISTENTE}} = 0.9 * 729.37$$

$$Vu_{\text{RESISTENTE}} = 656.43 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$Vu_{\text{SOLICITANTE}} < Vu_{\text{RESISTENTE}}$$

$$381.22 \text{ Tn} < 656.43 \text{ Tn} \text{ Si cumple la seccion a cortante.}$$

#### 4.8.4. ANÁLISIS DE DEFLEXIONES

Para este cálculo se analizó la deformación en la carga de servicio 1, la cual es para condiciones normales del puente.

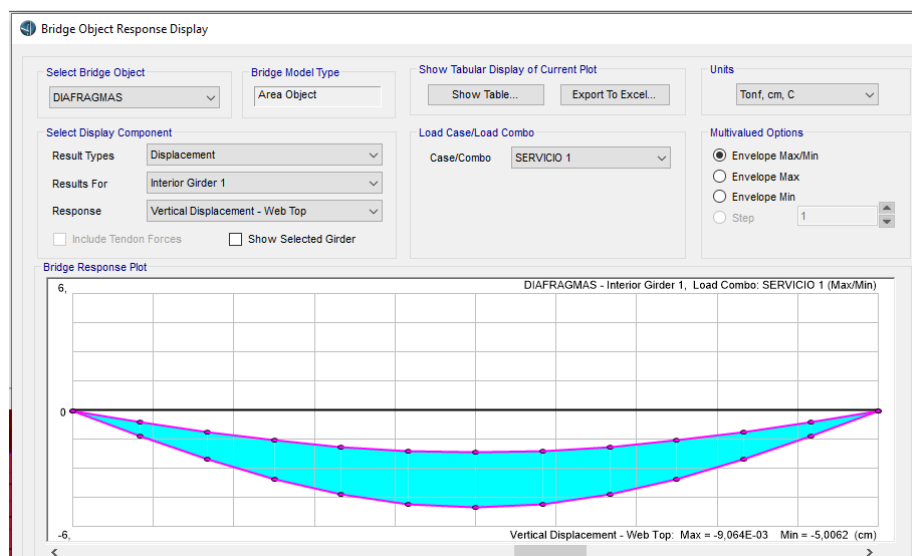


Figura. 105 Deflexión de la viga. Fuente: (Autor)

Para controlar las deformaciones máximas esta la norma AASHTO en el 2.5.6.2. en la cual nos da la siguiente restricción.

#### 4.8.4.1. Cálculo de la deflexión máxima en el centro de la luz.

*Deformación en el puente es = 5 cm*

$$\delta_{max} = L/375 \quad \text{Ecu. ( 105)}$$

$$\delta_{max} = \frac{3000}{375}$$

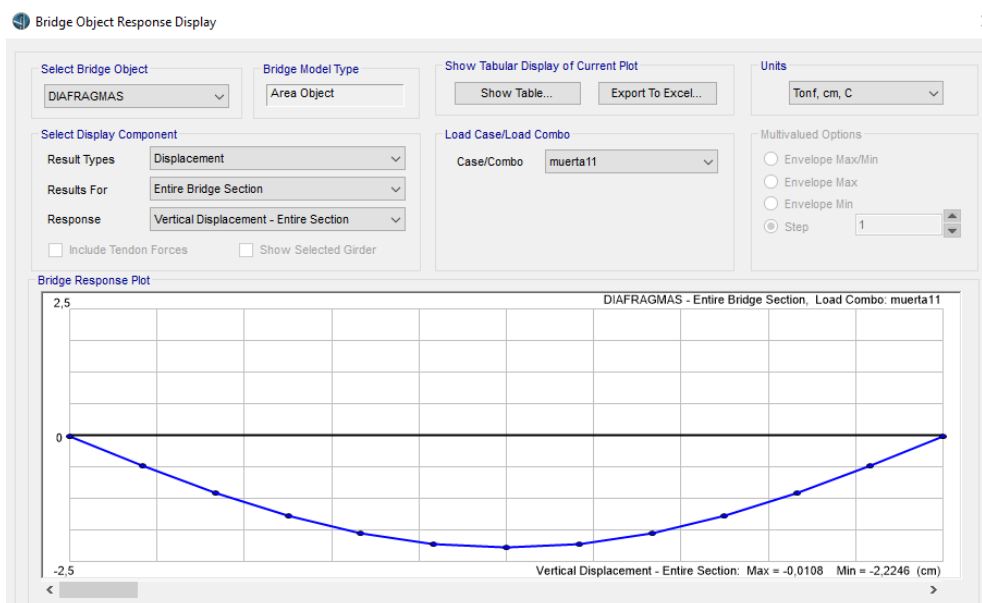
$$\delta_{max} = 8 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} > \delta \quad \text{Ecu. ( 106)}$$

**8 cm > 5 cm SI CUMPLE LA DEFLEXIÓN.**

#### 4.8.4.2. Contra flecha del puente

Para este cálculo se analiza la deflexión de la carga muerta y se determina una flecha parabólica.



**Figura. 106 Deflexión por carga muerta del programa CSI bridge. Fuente: (Autor)**

La deflexión máxima de la carga muerta es: 2.23 cm.

Bridge Response Data

Edit

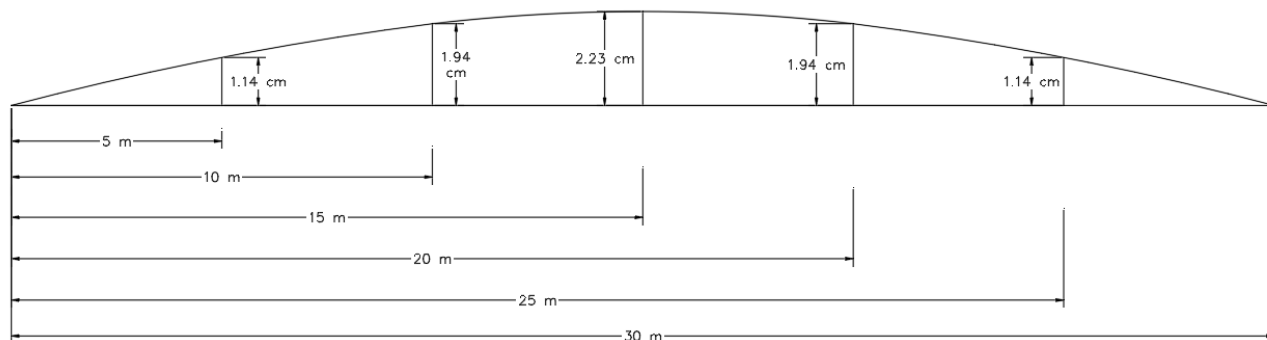
Tabular Data for: DIAFRAGMAS - Entire Bridge  
Section: Load Combo: muerta11

	Layout Line Distance	Sect Vert
	cm	cm
1	0,	-0,010772
2	250,	-0,594976
3	500,	-1,135033
4	750,	-1,591409
5	1000,	-1,936651
6	1250,	-2,15162
7	1500,	-2,224624
8	1750,	-2,152099
9	2000,	-1,937592
10	2250,	-1,592821
11	2500,	-1,136685
12	2750,	-0,596454
13	3000,	-0,010758

Units  
Tonf, cm, C

Done

**Figura. 107** Tabla de desplazamientos de carga muerta. Fuente: (Autor)



**Figura. 108** Contra flecha del puente. Fuente: (Autor)

#### 4.8.5. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

##### 4.8.5.1. Rigidizadores transversales.

Para el diseño de los rigidizadores se utilizará el acero A-36, donde tenemos las siguientes propiedades.

- Esfuerzo límite de fluencia:  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo límite de ruptura:  $F_u = 4080\text{-}5620 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo admisible de flexión:  $F_b = 1518 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E = 200 \text{ GPa}$

##### ➤ Rigidizadores transversales de apoyo

✓ **Ancho del rigidizador (b1)**

De acuerdo con la AASHTO LRFD 2017 el 6.10.11.2.2, establece el ancho:

$$b1 = \frac{bc - tw}{2} \quad \text{Ecu. ( 107)}$$

Donde

$$b1 = \frac{350 - 23}{2}$$

$$b1 = 163.5 \text{ mm}$$

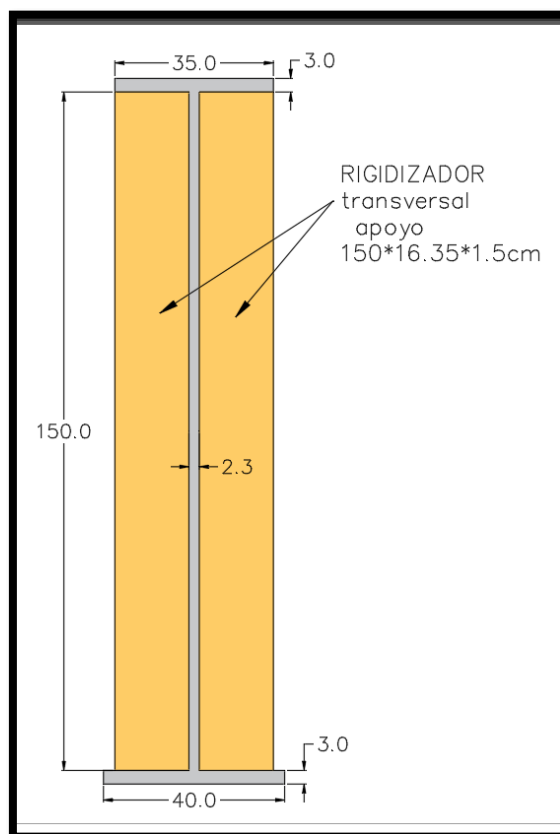
✓ **Espesor del rigidizador de apoyo (t1)**

$$t1 \geq (b1 * fy^{0.5})/578 \quad \text{Ecu. ( 108)}$$

$$t1 \geq (16.4 * 2530^{0.5})/578$$

$$t1 \geq 1.427 \text{ cm}$$

$$t1 \text{ adoptado} = 15 \text{ mm}$$



**Figura. 109 Dimensiones del rigidizador transversal en el apoyo. Fuente: (Autor)**

➤ **Rigidizadores transversales intermedios**

✓ **Ancho del rigidizador (b2)**

De acuerdo con la AASHTO LRFD 2017 el 6.10.11.1.2, establece el ancho:

$$b_2 = \frac{bt}{4} \quad \text{Ecu. ( 109)}$$

$$b_2 = \frac{400}{4}$$

$$b_2 = 100 \text{ mm}$$

$$b_2 = 50 + \frac{d}{30} \quad \text{Ecu. ( 110)}$$

$$b_2 = 50 + \frac{1500}{30}$$

$$b_2 = 100 \text{ mm}$$

$$\mathbf{b_2 \text{ adoptado} = 100 \text{ mm}}$$

✓ **Espesor del rigidizador (t<sub>2</sub>)**

$$t_2 = \frac{b_2}{16} \quad \text{Ecu. ( 111)}$$

$$t_2 = \frac{100}{16}$$

$$t_2 = 6.25 \text{ mm}$$

$$\mathbf{t_2 \text{ adoptado} = 10 \text{ mm}}$$

✓ **Condición**

$$16 * t_2 \geq b_2 \geq 0.25 * b_c \quad \text{Ecu. ( 112)}$$

$$16 * 10 \geq 100 \geq 0.25 * 350$$

$$\mathbf{160 \geq 100 \geq 87.5 \text{ SI CUMPLE}}$$

➤ **Espaciamiento entre rigidizadores intermedios**

s= espaciamento entre rigidizadores transversales

D = profundidad total del alma = 1400 mm

El espaciamento adoptado entre rigidizadores intermedios debe ser menor a las siguientes condiciones.

$$s \leq d * \left( \frac{260}{d/tw} \right)^2 \quad \text{Ecu. ( 113)}$$

o

$$s \leq 3 * d \quad \text{Ecu. ( 114)}$$

Donde:

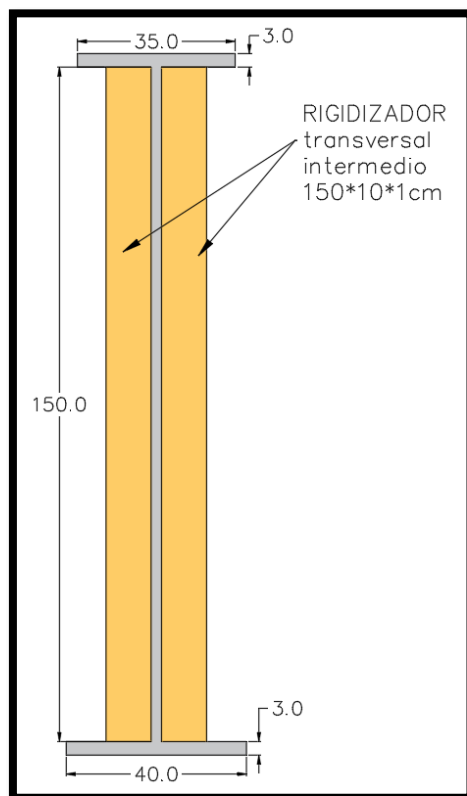
$$s \leq 1500 * \left( \frac{260}{1500/23} \right)^2$$

$$s = 23840.27 \text{ mm}$$

o

$$s \leq 3 * 1500$$

$$s = 4500 \text{ mm}$$



**Figura. 110 Dimensiones del rigidizador transversal intermedio. Fuente: (Autor)**

Se adopta el valor menor de espaciamiento que es de 4500 mm.

El primer rigidizador se debe colocar a una distancia del apoyo de  $D/2$ .

#### 4.8.5.2. Rigidizadores longitudinales

No se requieren rigidizadores si las dos condiciones cumplen.

$$tw \geq d_{CL} * \frac{(0.6 * fy)^{0.5}}{6085} \quad \text{Ecu. ( 115)}$$

$$tw \geq 150 * \frac{(0.6 * 2530)^{0.5}}{6085}$$

$$2.3 \geq 0.96 \text{ SI CUMPLE}$$

o

$$tw \geq \frac{d_{CL}}{170} \quad \text{Ecu. ( 116)}$$

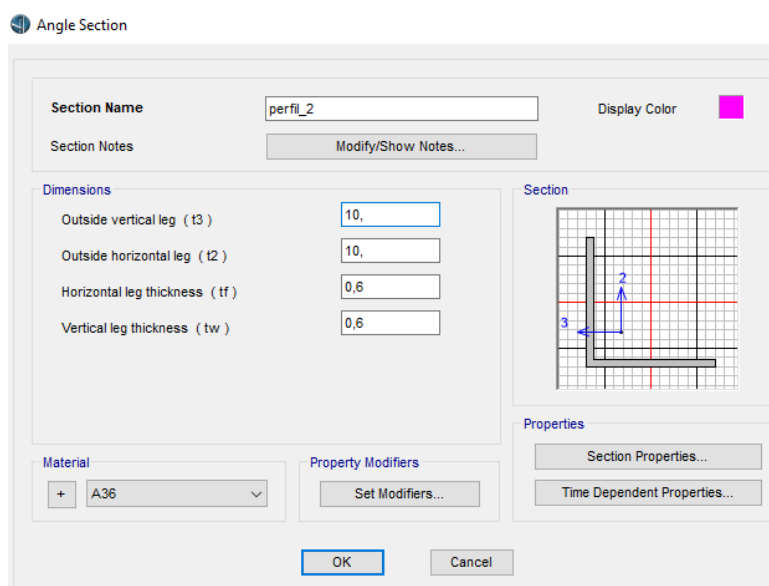
$$tw \geq \frac{150}{170}$$

$$2.3 \geq 0.88 \quad \text{SI CUMPLE}$$

**NO NECESITA RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.**

#### 4.8.6. DIAFRAGMAS

Para el diseño de estos diafragmas se utilizó el acero A-36 con perfiles tipo L de 10\*10\*0.6 cm.



**Figura. 111 Dimensiones del perfil tipo L. Fuente: (Autor)**

- Las propiedades del perfil.

$$\text{Area} = 11.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia} = 114.39 \text{ cm}^4$$

$$\text{Radio} = 3.14 \text{ cm}$$

##### 4.8.6.1. Diafragmas horizontales.

- **Relación de esbeltez**

Para la siguiente condición se encuentra en la norma AASTHO 2017 en el acuerdo 6.9.3

$$\frac{kl}{r} \leq 140 \quad \text{Ecu. ( 117)}$$

Donde:

**K**= Factor de longitud efectiva, según la AASHTO 2017 EN EL ACUERDO 4.6.2.5 el valor de K=0.75

**L**= Longitud no arriostrada. (m)

$r$ = Radio de giro. (m)

- longitud no arriostrada horizontal.

$$l = S - \left( 2 * \left( \frac{tw}{2} \right) \right) - (2 * br) \quad \text{Ecu. ( 118)}$$

Donde:

$S$ = 1.8 m. (Separación entre las vigas).

$T_w$ = 2.3 cm. (espesor del alma).

$br$ = 5 cm. (Distancia entre la cara lateral del alma al punto de unión entre los arriostramientos).

$$l = 180 - \left( 2 * \left( \frac{2.3}{2} \right) \right) - (2 * 5)$$

$$l = 167.7 \text{ cm}$$

Remplazamos en la fórmula de la esbeltez.

$$\frac{0.75 * 167.7}{3.14} \leq 140$$

$$40.06 \leq 140 \text{ SI CUMPLE}$$

- Cálculo de esfuerzo admisible para los elementos horizontales.

$$G_{adm} = \frac{E}{\left( \frac{kl}{r} \right)^2} \quad \text{Ecu. ( 119)}$$

$$G_{adm} = \frac{2000000}{(40.06)^2}$$

$$G_{adm} = 1246.25 \text{ kg/cm}^2$$

- Carga del viento distribuida en la parte lateral de la viga.

Según la AASHTO 2017, la carga de viento para una velocidad de 160 km/h es: **0.0123 kg/cm<sup>2</sup>**

$$P_{VIENTO} = \text{Área}_{expuesta} * C_{viento} \quad \text{Ecu. ( 120)}$$

Donde:

$$\text{Área}_{expuesta} = (H_{viga} + H_{losa}) * L \quad \text{Ecu. ( 121)}$$

$$\text{Área}_{expuesta} = (156 + 20) * 3000$$

$$\text{Área}_{expuesta} = 528000 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$P_{VIENTO} = 528000 \text{ cm}^2 * 0.0123 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{VIENTO} = 6494.4 \text{ kg}$$

➤ **Cálculo del esfuerzo real**

Donde:

$$Reacción = \frac{P_{VIENTO}}{2} \quad \text{Ecu. ( 122)}$$

$$Reacción = \frac{6494.4}{2}$$

$$Reacción = 3247.2 \text{ kg}$$

Entonces:

$$G_{real} = \frac{P_{VIENTO}}{A} \quad \text{Ecu. ( 123)}$$

$$G_{real} = \frac{3247.2}{11.64}$$

$$G_{real} = 278.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{adm} > G_{real} \text{ SI CUMPLE}$$

**4.8.6.2. Diafragma vertical. (Diagonales).**

➤ **Longitud de pandeo**

$$L = \sqrt{S^2 + H \text{ viga}^2} \quad \text{Ecu. ( 124)}$$

$$L = \sqrt{180^2 + 156^2}$$

$$L = 238.19 \text{ cm}$$

➤ **Relación de esbeltez**

$$\frac{0.75 * 238.19}{3.14} \leq 140$$

$$56.89 \leq 140 \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Carga sobre la diagonal**

$$T = \frac{R * l}{S} \quad \text{Ecu. ( 125)}$$

Donde:

R= Reacción de la carga del viento.

L= Longitud de pandeo.

S= espaciamiento entre los elementos horizontales.

$$T = \frac{3247.2 * 238.19}{180}$$

$$T = 4296.94 \text{ kg}$$

- **Cálculo del esfuerzo real.**

$$G_{real} = \frac{T}{A(\text{perfil})} \quad \text{Ecu. ( 126)}$$

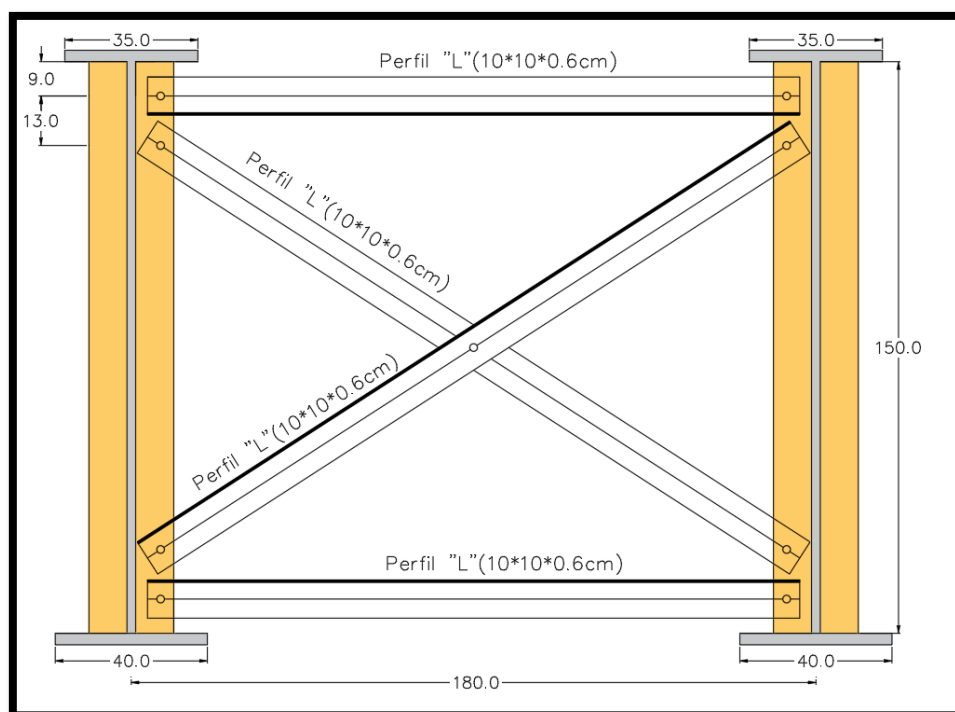
$$G_{real} = \frac{4296.95}{11.64 \text{ cm}^2}$$

$$G_{real} = 369.15 \text{ kg/cm}^2$$

- **Cálculo del esfuerzo admisible.**

$$G_{adm} = 1246.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{adm} > G_{real} \text{ SI CUMPLE}$$



**Figura. 112 Diafragmas horizontales y verticales. Fuente: (Autor)**

#### 4.8.6.3. Diafragma horizontal. (Diagonales inferiores).

- **Longitud no arriostrada horizontal.**

$$L = \sqrt{(S)^2 + (L1)^2} - (2 * b) \quad \text{Ecu. ( 127)}$$

Donde:

S= 1.8 m (Distancia entre las vigas).

b= 0.433 m. (Distancia entre el punto de unión del rigidizador y el alma de la viga).

L1= 4.5 m. (Distancia entre diafragmas verticales).

$$L = \sqrt{1.8^2 + 2.25^2} - (2 * 0.433)$$

$$L = 2.015 \text{ m}$$

➤ **Relación de esbeltez**

$$\frac{0.75 * 201.5}{3.14} \leq 140$$

$$48.13 \leq 140 \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Carga sobre la diagonal**

$$T = \frac{R}{\sin \alpha} \quad \text{Ecu. ( 128)}$$

Donde:

R= Reacción de la carga del viento.

$\alpha = 63.29^\circ$ . Angulo entre la viga y la diagonal.

$$T = \frac{3247.2}{\sin (63.29)}$$

$$T = 3635.08 \text{ kg}$$

➤ **Cálculo del esfuerzo real.**

$$G_{real} = \frac{T}{A(perfil)} \quad \text{Ecu. ( 129)}$$

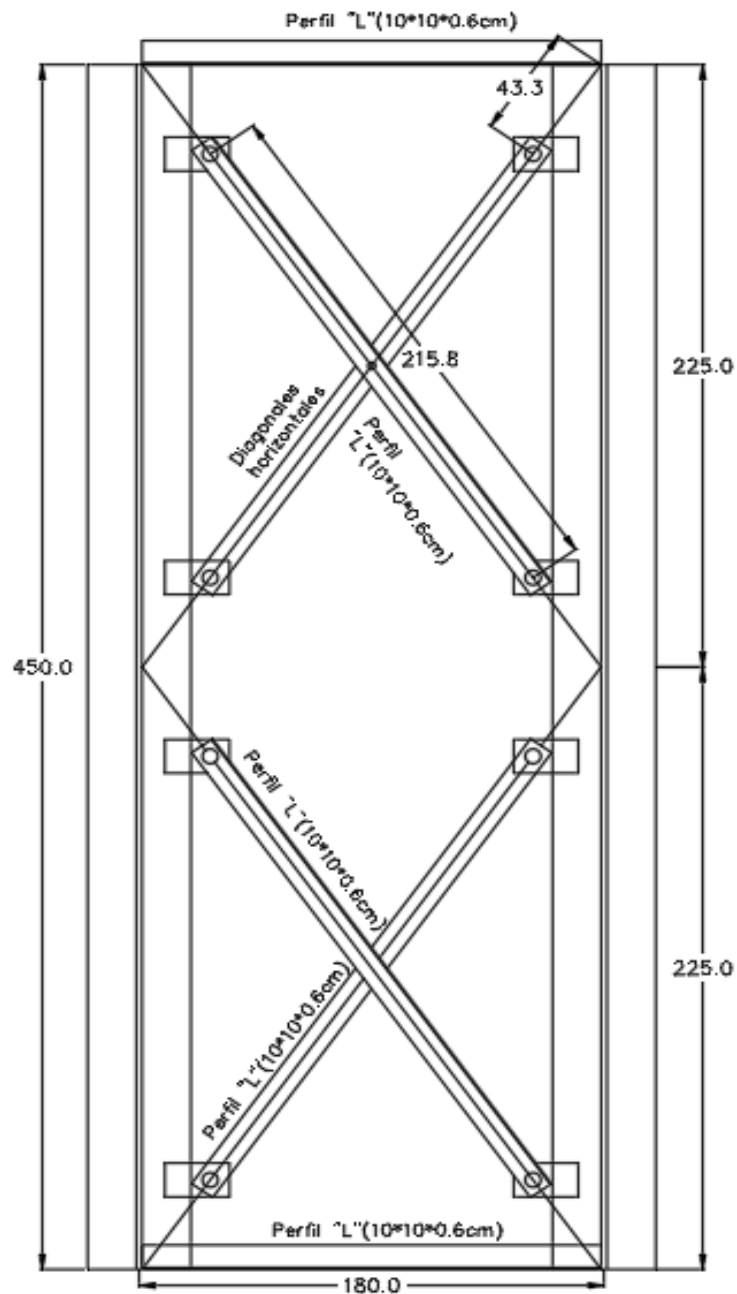
$$G_{real} = \frac{3635.08}{11.64 \text{ cm}^2}$$

$$G_{real} = 312.29 \text{ kg/cm}^2$$

➤ **Cálculo del esfuerzo admisible.**

$$G_{adm} = 1246.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_{adm} > G_{real} \text{ SI CUMPLE}$$



**Figura. 113** Diafragmas inferiores horizontales. Fuente: (Autor)

#### 4.8.7. DISEÑO DE CONECTORES PARA LA VIGA Y LA LOSA.

Estos conectores permiten la unión de la viga metálica y la losa de hormigón, en donde se diseña para la fuerza cortante que se presenta la unión de estas.

Se diseñan los conectores con las siguientes propiedades.

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

$$F'_c = 28 \text{ MPa}$$

#### 4.8.7.1. Resistencia a la fatiga

De acuerdo con la AASHTO 2017 el 6.10.10.2, establece la resistencia a corte por la fatiga de un conector de corte:

$$Zr = a * D_{perno}^2 \quad \text{Ecu. ( 130)}$$

a= Coeficiente que depende del número de ciclos de carga.

$D_{perno}$ = Diámetro del perno. (mm)

TIPOS DE CONECTORES		NS	NS	NS	NS	NS
		500/250	625/250	625/300	625/400	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. 114 Dimensiones de los conectores. Fuente: (Rúales Fonseca, 2014)**

Donde:

$$a = 238 - 29.50 * \log(N) \quad \text{Ecu. ( 131)}$$

N= Numero de ciclos.

$$N = 365 * 75 * n * ADTT_{SL} \quad \text{Ecu. ( 132)}$$

Donde:

n= Numero de ciclos por pasada del camión.

**Tabla 25. Ciclos por pasada del camión en la tabla 6.6.1.2.5-2)**

Elementos longitudinales	
Vigas de un solo tramo	1
Vigas continuas	1,5
1) Cerca de un apoyo inferior	1
2) Otras ubicaciones	5
Vigas en voladizo	5
Celosías	1
ELEMENTOS TRANSVERSALES	separación
	> 20 pies
	< 20 pies
	1
	2

**Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)**

$ADTT_{SL}$  = Tráfico medio diario de camiones en un único carril.

#### 4.8.7.2. Frecuencia.

Esta frecuencia se aplica a todos los componentes del puente. La siguiente fórmula se toma cuando no hay información del  $ADTT_{SL}$ .

$$ADTT_{SL} = p * ADTT \quad \text{Ecu. ( 133)}$$

Donde:

ADTT: número de camiones por día en un carril.

p= coeficiente de tráfico de camiones. Para este coeficiente tenemos la siguiente tabla.

**Tabla 26. Fracción de tráfico de camiones en un carril en la tabla 3.6.1.4.2-1**

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1
2	0,85
3 o más	0,8

*Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)*

Según, (Average Daily Traffic), el tráfico medio diario es físicamente limitado a 20000 vehículos por carril y por día. Donde el ADTT, se debe considerar un valor límite para su cálculo.

**Tabla 27. Fracción de camiones en el tráfico en la tabla C3.6.1.4.2-1**

Tipo de carreteras	Fracciones de camión en el tráfico
Rural interestatal	0,2
Urbana interestatal	0,15
Otras rurales	0,15
Otras urbanas	0,1

*Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)*

Según esta tabla el valor a considerar es: 0.15 para otras rurales.

$$ADTT = 0.15 * ADTT$$

$$ADTT = 0.15 * 20000$$

$$ADTT = 3000$$

Donde el tráfico medio diario de camiones en un único carril:

$$ADTT_{SL} = 0.85 * 3000$$

$$ADTT_{SL} = 2550$$

Donde el número de ciclos.:

$$N = 365 * 75 * 1 * 2550$$

$$N = 69.80 * 10^6$$

Donde el coeficiente que depende del número de ciclos de carga.

$$a = 238 - 29.50 * \log(69.80 * 10^6)$$

$$a = 6.606$$

Donde la resistencia a la fatiga es:

**Entonces se elige el conector NS 625/400, y su diámetro es de 15,88 mm.**

$$Zr = 6.606 * 15.88^2$$

$$Zr = 1665.86 N$$

#### 4.8.7.3. Resistencia al corte

Según la (AASHTO 2017 el acuerdo 6.10.10.4.1),  $Qr$  es la resistencia de corte mayorada y se analiza en estado límite de resistencia.

$$Qr = \phi_{SC} * Qn \quad \text{Ecu. ( 134)}$$

Donde:

$\phi_{SC}$  = Factor de resistencia para los conectores.

$Qn$  = resistencia nominal al corte de un conector individual.

según la (AASHTO 2017 en el acuerdo 6.10.10.4.3), la resistencia nominal a corte de un conector tipo perno embebido en un hormigón se analiza con la siguiente formula es.

$$Qn = 0.5 * A_{SC} * \sqrt{f'c * Ec} \leq A_{SC} * Fu \quad \text{Ecu. ( 135)}$$

➤  $A_{SC}$  = Área de la sección transversal del perno (mm).

$$A_{SC} = \frac{\pi * C^2}{4} \quad \text{Ecu. ( 136)}$$

$$A_{SC} = \frac{\pi * 15.88^2}{4}$$

$$A_{SC} = 197.93 \text{ mm}^2$$

➤  $Ec$  = Módulo de elasticidad (MPa).

$$E_c = 0.043 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f_c} \quad \text{Ecu. ( 137)}$$

$F_c = 28 \text{ MPa}$

$\gamma_c = 2400 \text{ N/m}^3$

$$E_c = 0.043 * 2400^{1.5} * \sqrt{28}$$

$$E_c = 26752.50 \text{ MPa}$$

➤  $F_u$  = Resistencia de ruptura

Según la (AASHTO 2017 6.4.4), el valor de  $F_u$  debe ser de 415 MPa.

Donde la resistencia nominal al corte individual es:

$$Q_n = 0.5 * 197.93 * \sqrt{28 * 26752.5} \leq 197.93 * 415$$

$$Q_n = 85653.05 \leq 82153.4$$

Entonces

$$Q_n = 85653.05 \text{ N}$$

Donde la resistencia al corte es:

$$Q_r = 0.85 * 85653.05$$

$$Q_r = 75805.09 \text{ N}$$

#### 4.8.7.4. Fuerza de corte nominal

Según la AASHTO 2017 en el acuerdo 6.10.10.4.2, para tramos simple y compuestos su condición final son no compuestos para flexión negativa. La fuerza total de corte nominal  $P$ , esta entre el punto máximo de sobrecarga de diseño positiva más el momento de impacto y cada uno de los momentos nulos adyacentes.

$$P = P_p \quad \text{Ecu. ( 138)}$$

Donde:

$P_p$  = Fuerza de corte longitudinal total. (N)

$$P_p = 0.85 * f_c * b_s * t_s \quad \text{Ecu. ( 139)}$$

Donde:

$b_s$  = ancho del tablero del hormigón. (mm).

$t_s$  = espesor del tablero del hormigón. (mm)

$$P_p = 0.85 * 28 * 7200 * 200$$

$$P_p = 34.272 * 10^6 \text{ N}$$

#### 4.8.7.5. Número de conectores

Según la (AASHTO 2017 el acuerdo 6.10.10.4.1), el estado límite de resistencia al número de conectores de corte sobre la franja analizada es:

$$n = \frac{P}{Qr} \quad \text{Ecu. ( 140)}$$

$$n = \frac{34.272 * 10^6 N}{75805.09 N}$$

$$n = 452.11 \approx 453$$

#### 4.8.7.6. Numero de conectores por viga

$$n_{conectore} = \frac{n}{N_{VIGA}} \quad \text{Ecu. ( 141)}$$

$$n_{conectore} = \frac{453}{4}$$

$$n_{conectore} = 114$$

Espaciamiento longitudinal entre conectores de corte

$$S_{CL} = \frac{L - (2 * S1)}{n} \quad \text{Ecu. ( 142)}$$

Donde:

S1= distancia del extremo de la viga al primer conector. (100 mm)

$$S_{CL} = \frac{30000 - (2 * 100)}{114 - 1}$$

$$S_{CL} = 263.72 \text{ mm} \approx 264 \text{ mm}$$

Entonces:

$$n = \frac{30000 - (2 * 100)}{264} + 1$$

$$n = 113$$

***se colocara 113 conectores de corte y separados longitudinalmete cada 264 mm***

Para el espaciamento entre conectores de centro a centro la (AASHTO 2017 en el acuerdo 6.10.10.1.2), nos da la siguiente condición.

- No debe exceder las 48 pulgadas, si la profundidad de la losa es mayor o igual a 24 pulgadas.
- No debe exceder las 24 pulgadas, si la profundidad de la losa es menor a 24 pulgadas.

***SI CUMPLE YA QUE 264 MM = 10.39 PLG Y ES MENOR A 24 PLG***

#### 4.8.7.7. Recubrimiento de hormigón en los conectores.

Según la (AASHTO 2017 en el acuerdo 6.10.10.1.4), los conectores de tipo perno debe ingresar en el tablero como mínimo 2 pulgadas.

$$L_{perno} > 50 \text{ mm} \quad \text{Ecu. ( 143)}$$

Donde:

$$L_{perno}: 4 \text{ plg} = 101.6 \text{ mm}$$

$$101.6 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

#### 4.8.8. Diseño de las barandas.

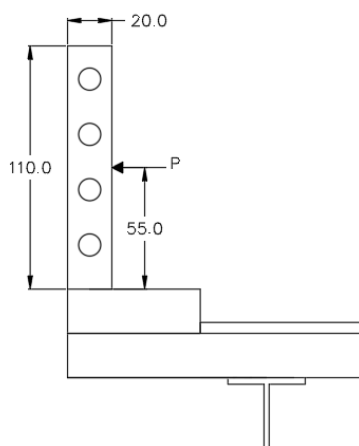
Resistencia a la compresión;  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Para el diseño del acero, nos referimos a la ACI318S, 2014;20.2.2.4, en la tabla 20.2.2.4a, para el acero corrugado no presforzado, pág. 349.

Límite de fluencia;  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

El recubrimiento será de; 2 cm

##### 4.8.8.1. Diseño de postes



**Figura. 115** Carga actuante en el poste. Fuente: (Autor)

$$P = 890 + 0.73 * L \quad \text{Ecu. ( 144)}$$

Donde:

L= 2000 mm. Separación entre postes.

$$P = 890 + 0.73 * 2000$$

$$P = 2350 \text{ N} \approx 235 \text{ kg}$$

➤ Momento de diseño.

$$M = P * D \quad \text{Ecu. ( 145)}$$

Donde:

D = 0.55 m. Distancia desde la losa al centro de gravedad del poste.

$$M = 235 * 0.55$$

$$M_{diseño} = 129.25 \text{ kg.m}$$

#### ➤ Momento resistente

Para la sollicitación de este momento se analizará con la cuantía mínima para verificar el cumplimiento.

Donde:

$$\rho_{min} = 0.0033$$

Entonces:

$$Mn = \rho * fy * b * d^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{\rho * fy}{fc}\right) \quad \text{Ecu. ( 146)}$$

$$Mn = 0.0033 * 4200 * 20 * 18^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.0033 * 4200}{210}\right)$$

$$Mn = 863.15 \text{ kg.m}$$

$$M_{resistente} = \phi Mn \quad \text{Ecu. ( 147)}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 863.15$$

$$M_{resistente} = 776.84 \text{ kg.m}$$

$$M_{resistente} > M_{diseño} \quad \text{SI CUMPLE}$$

Entonces el acero que se necesita es:

$$As = \rho_{min} * b * d \quad \text{Ecu. ( 148)}$$

$$As = 0.0033 * 20 * 18$$

$$As = 1.189 \text{ cm}^2$$

4 Ø 8 mm a los costados del poste con 2 cm de recubrimiento.

#### ➤ Análisis por cortante.

Resistencia del hormigón a cortante.

$$Vc = 0.53 * 0.58 \sqrt{210} * 20 * 18$$

$$Vc = 1603.67 \text{ kg}$$

Se comprueba los valores de cortante.

$$V_c > P$$

$$1603.67 > 235 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Acero mínimo a cortante.

$$V_c = \frac{(2 * Av_{min}) * fy * d}{s} \quad \text{Ecu. ( 149)}$$

Donde:

S = 15 cm. Asumiendo.

$Av_{min} = 1\emptyset5 \text{ mm asumiendo} = 0.196 \text{ cm}^2$

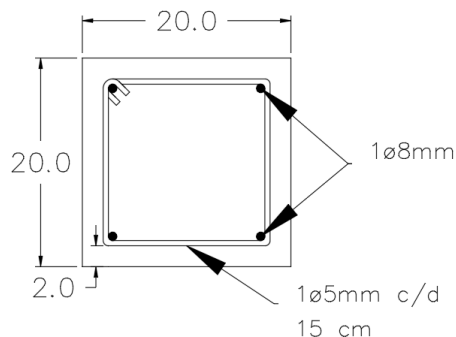
$$V_s = \frac{(2 * 0.196) * 4200 * 18}{15}$$

$$V_s = 1975.68 \text{ kg}$$

Entonces:

$$\phi V_n > V_u$$

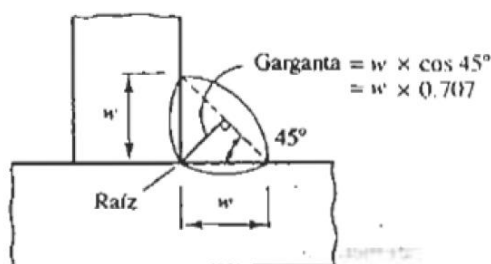
$$2684 > 235 \quad \text{SI CUMPLE A CORTANTE}$$



**Figura. 116** Diámetros y espaciamientos en el poste. Fuente: (Autor)

#### 4.8.9. Diseño de conexiones por soldadura

En el artículo 2.3 de la AASHTO AWS D1.5M/D1.5(código de soldadura estructural-Acero), hay tres tipos de soldaduras que se hacen en las uniones de las estructuras como son: soldadura en ranura, soldadura tipo filete y soldadura de tapón. La soldadura más usada para estas estructuras es la de tipo filete.



**Figura. 117 Configuración de la soldadura tipo filete. Fuente: (Segui, 2000)**

Se utilizará un diámetro de soldadura de 8 mm ya que el espesor de la plancha más gruesa es 32 mm.

Soldadura de tipo filete para la estructura:

**4.8.9.1. Soldadura del patín inferior de la viga con una placa metálica donde se colocará un diafragma horizontal para los contravientos en las diagonales inferiores.**

Placa metálica para soldar de: (25\*14\*1) cm

Patín inferior para soldar de: (40\*3) cm

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$D_{max} = t - 2 \quad \text{Ecu. ( 150)}$$

$$D_{max} = 30 - 2 = 28 \text{ mm}$$

Longitud mínima de soldadura

$$L_{min} = 4 * D_{max} \quad \text{Ecu. ( 151)}$$

$$L_{min} = 4 * 28 = 112 \text{ mm}$$

Longitud máxima de soldadura

$$L_{max} = 7 * D_{max} \quad \text{Ecu. ( 152)}$$

$$L_{max} = 7 * 28 = 196 \text{ mm}$$

**En la siguiente figura mostraremos la compatibilidad de electrodos**

Compatibilidad de Electroodos		
Metal Base	Electrodos	Metal Base (N/mm2)
Sidetur AE 25	E60xx E70xx	$F_y \leq 290$
DIN ST 37		
ST 42		
ASTM A-36 A-53 GRADO B		
ASTM A-375 A-500 A-501 A-529 A-570 GRADOS D y E		
Sidetur AE 35	E70xx	$F_y \leq 380$
DIN ST 52		
ASTM A-241 A-442 A-441 A-588		
ASTM A-572 GRADO 65	E80xx	$F_y \leq 415$
ASTM A-514	E100xx	$F_y \leq 703$

**Figura. 118** Compatibilidad de los electrodos. Fuente: (AASHTO/AWS D1.5M/D1.5, 2015)

Según el acero utilizado en nuestra estructura su utilizara el electrodo E70xx.

Capacidad resistente de la conexión soldada.

Electrodos	Resistencia Límite a Tracción del metal de aporte $F_{exx}$ (N/mm2)	Esfuerzo Cortante de diseño de la soldadura $\phi F_w$ (N/mm2)
E60xx	422,00	189,90
E70xx	492,00	221,40
E80xx	563,00	253,35
E90xx	633,00	284,85
E100xx	703,00	316,35

**Figura. 119** Esfuerzos y resistencia para la soldadura. Fuente: (AASHTO/AWS D1.5M/D1.5, 2015)

En esta tabla analizaremos la resistencia y el esfuerzo que va a tener el electrodo E70xx.

- Resistencia límite de tracción:  $F_{exx} = 492 \text{ N/mm}^2$ .
- Esfuerzo cortante:  $\phi F_w = 221.40 \text{ N/mm}^2$ .

**Análisis de la resistencia nominal para el cortante en un área efectiva.**

Soldadura "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	0,90	$F_y$	

**Figura. 120** Factor y resistencia para la soldadura tipo filete. Fuente: (AASHTO/AWS D1.5M/D1.5, 2015)

- Resistencia a cortante del área soldada efectiva

$$Fv = 0.6 * F_{exx} \quad \text{Ecu. ( 153)}$$

$$Fv = 0.6 * 492$$

$$Fv = 295.2 \text{ N/mm}^2$$

- Diseño a esfuerzo cortante

$$\phi Fv = 0.75 * Fv \quad \text{Ecu. ( 154)}$$

$$\phi Fv = 0.75 * 295.2$$

$$\phi Fv = 221.4 \text{ N/mm}^2$$

- Resistencia a compresión y de tensión al eje de la soldadura.

$$\phi R_{T.C} = 0.75 * Fy \quad \text{Ecu. ( 155)}$$

$$\phi R_{T.C} = 0.75 * 345$$

$$\phi R_{T.C} = 258.75 \text{ N/mm}^2$$

#### Diseño a resistencia

- Capacidad de carga en el cordón de soldadura mínima.

$$R_{min} = Fv * tw_{placa} * L_{min} \quad \text{Ecu. ( 156)}$$

$$R_{min} = 295.2 * 10 * 112$$

$$R_{min} = 330.62 \text{ KN}$$

- Diseño mínimo a la resistencia

$$\phi R_{min} = \phi Fv * tw_{placa} * L_{min} \quad \text{Ecu. ( 157)}$$

$$\phi R_{min} = 221.4 * 10 * 112$$

$$\phi R_{min} = 247.97 \text{ KN}$$

- Capacidad de carga en el cordón de soldadura máxima.

$$R_{max} = Fv * tw_{placa} * L_{max} \quad \text{Ecu. ( 158)}$$

$$R_{min} = 295.2 * 10 * 196$$

$$R_{min} = 578.59 \text{ KN}$$

- Diseño máximo a la resistencia

$$\phi R_{max} = \phi Fv * tw_{placa} * L_{max} \quad \text{Ecu. ( 159)}$$

$$\phi R_{max} = 221.4 * 10 * 196$$

$$\phi R_{max} = 433.94 \text{ KN}$$

- La presión del viento para el diafragma horizontal es:

$$P_{viento} = 98.86 \text{ KN}$$

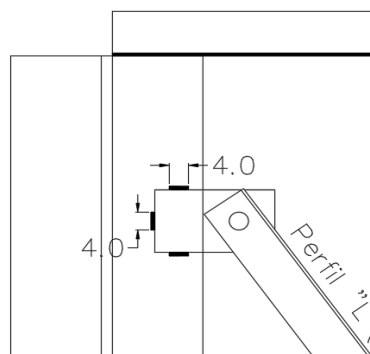
Entonces:

**Con la longitud mínima de 112 mm. (247.97 KN > 98.86 KN) SI CUMPLE**

Se distribuye la soldadura en la placa en tres aristas.

$$\frac{112}{3} = 37.33 \text{ mm}$$

**se adopta el cordon de 4 cm de soldado.**



**Figura. 121 Soldadura del patín inferior con una placa metálica. Fuente: (Autor)**

#### 4.8.9.2. Soldadura del patín superior e inferior con el alma.

Espesor del patín superior e inferior ( $t_f=3 \text{ cm}$ )

Espesor del alma ( $t_w=2.3 \text{ cm}$ ).

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$D_{max} = t - 2 \quad \text{Ecu. ( 160)}$$

$$D_{max} = 30 - 2 = 28 \text{ mm}$$

- Longitud mínima de soldadura

$$L_{min} = 4 * D_{max} \quad \text{Ecu. ( 161)}$$

$$L_{min} = 4 * 28 = 112 \text{ mm}$$

- Longitud máxima de soldadura

$$L_{max} = 7 * D_{max} \quad \text{Ecu. ( 162)}$$

$$L_{max} = 7 * 28 = 196 \text{ mm}$$

*se adopta una Ls(Longitud de soldadura) de:*  $\frac{196 + 112}{2} = 154 \approx 150 \text{ mm}$

- Diseño de la garganta efectiva.

$$garganta = \text{COS}(45) * D \quad \text{Ecu. ( 163)}$$

$$garganta = 0.707 * 8$$

$$garganta = 5.66 \text{ mm}$$

*se adopta una garganta de 13 mm*

El acero utilizado para el diseño de patines y el alma es el A709, por lo que se utiliza el electrodo E70xx.

#### **Capacidad de resistencia a la conexión soldada**

Según los datos del electrodo a utilizar se obtendrá las siguientes resistencias y esfuerzos.

- Resistencia mínima a la tracción.

$$Fe = 492 \text{ N/mm}^2$$

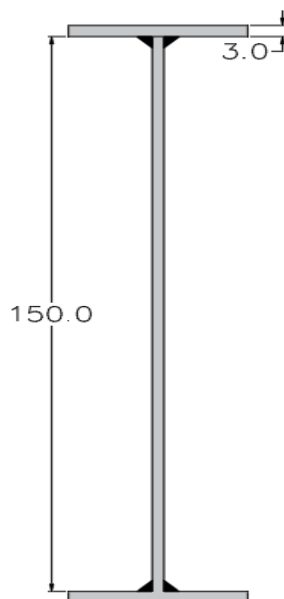
- Diseño del esfuerzo cortante a la soldada

$$\phi F_w = 221.4 \text{ N/mm}^2$$

Espaciamiento entre cordones de soldadura es el doble de la longitud adoptada.

$$Sc = 2 * 150$$

$$Sc = 300 \text{ mm}$$



**Figura. 122 Soldadura del patín inferior y superior con el alma. Fuente: (Autor)**

#### 4.8.9.3. Soldadura del patín superior e inferior con el rigidizador transversal.

Espesor del patín superior e inferior ( $t_w=3$  cm)

Espesor del rigidizador transversal ( $t_w=1$  cm)

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$D_{max} = t - 2 \quad \text{Ecu. ( 164)}$$

$$D_{max} = 30 - 2 = 28 \text{ mm}$$

Longitud mínima de soldadura

$$L_{min} = 4 * D_{max} \quad \text{Ecu. ( 165)}$$

$$L_{min} = 4 * 28 = 112 \text{ mm}$$

Longitud máxima de soldadura

$$L_{max} = 7 * D_{max} \quad \text{Ecu. ( 166)}$$

$$L_{max} = 7 * 28 = 196 \text{ mm}$$

El acero utilizado en los patines es el A-709 y en los rigidizadores es el A-36 por lo que se utilizara el electrodo E70xx.

**se adopta una longitud de soldadura de: 80 mm**

**Capacidad de resistencia a la conexión soldada**

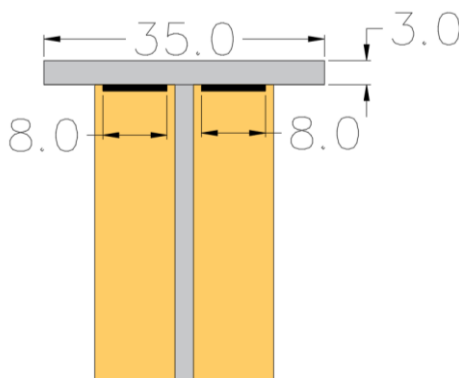
Según los datos del electrodo a utilizar se obtendrá las siguientes resistencias y esfuerzos.

- Resistencia mínima a la tracción.

$$F_e = 492 \text{ N/mm}^2$$

- Diseño del esfuerzo cortante a la soldada

$$\phi F_w = 221.4 \text{ N/mm}^2$$



**Figura. 123 Soldadura del patín inferior y superior con el rigidizador transversal. Fuente: (Autor)**

#### 4.8.9.4. Soldadura entre el alma y el rigidizador transversal.

Espesor del alma ( $t_w = 2.3 \text{ cm}$ )

Espesor del rigidizador transversal ( $t_w = 1 \text{ cm}$ ).

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$t = 23 \text{ mm}$$

$$D_{max} = t - 2 \quad \text{Ecu. ( 167)}$$

$$D_{max} = 23 - 2 = 21 \text{ mm}$$

Longitud mínima de soldadura

$$L_{min} = 4 * D_{max} \quad \text{Ecu. ( 168)}$$

$$L_{min} = 4 * 21 = 84 \text{ mm}$$

Longitud máxima de soldadura

$$L_{max} = 7 * D_{max} \quad \text{Ecu. ( 169)}$$

$$L_{max} = 7 * 21 = 147 \text{ mm}$$

El acero utilizado en el alma es el A-709 y en los rigidizadores es el A-36 por lo que se utilizara el electrodo E70xx.

*se adopta una soldadura de: 100 mm*

### Capacidad de resistencia a la conexión soldada

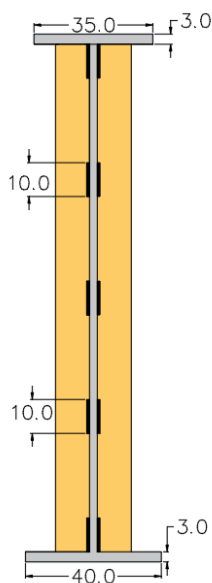
Según los datos del electrodo a utilizar se obtendrá las siguientes resistencias y esfuerzos.

- Resistencia mínima a la tracción.

$$F_e = 492 \text{ N/mm}^2$$

- Diseño del esfuerzo cortante a la soldada

$$\phi F_w = 221.4 \text{ N/mm}^2$$



**Figura. 124 Soldadura entre el alma y el rigidizador transversal. Fuente: (Autor)**

#### 4.8.9.5. Soldadura entre el perno de corte y el patín superior de la viga.

Espesor de conector de corte ( $t_w=1.5875 \text{ cm}$ )

Espesor del patín superior ( $t_w=3 \text{ cm}$ ).

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$D_{max} = t - 2 \quad \text{Ecu. ( 170)}$$

$$D_{max} = 30 - 2 = 28 \text{ mm}$$

Longitud mínima de soldadura

$$L_{min} = 4 * D_{max} \quad \text{Ecu. ( 171)}$$

$$L_{min} = 4 * 8 = 32 \text{ mm}$$

Longitud máxima de soldadura

$$L_{max} = 7 * D_{max} \quad \text{Ecu. ( 172)}$$

$$L_{max} = 7 * 8 = 56 \text{ mm}$$

Cálculo del perímetro:

$$perimetro = \pi * D_{perno} \quad \text{Ecu. ( 173)}$$

$$perimetro = \pi * 15.88$$

$$perimetro = 49.89 \text{ mm}$$

El acero utilizado en el patín superior es A-709 y para el perno o conector de corte el A-36, por lo que se utilizara el electrodo E70xx.

**se adopta una soldadura de: 56 mm**

#### Capacidad de resistencia a la conexión soldada

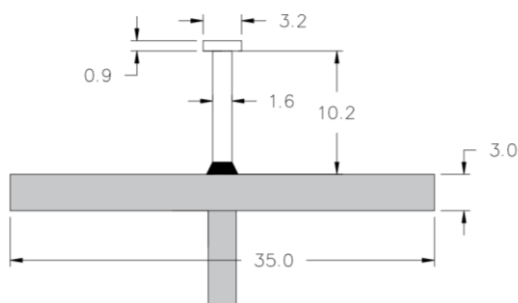
Según los datos del electrodo a utilizar se obtendrá las siguientes resistencias y esfuerzos.

- Resistencia mínima a la tracción.

$$F_e = 492 \text{ N/mm}^2$$

- Diseño del esfuerzo cortante a la soldada

$$\phi F_w = 221.4 \text{ N/mm}^2$$



**Figura. 125 Soldadura entre el patín superior y el perno de corte. Fuente: (Autor)**

#### 4.8.10. Diseño de conexiones de las estructuras mediante pernos.

Para el diseño de estas conexiones se realizará con el acero de alta resistencia el A-490.

En la siguiente tabla observamos las siguientes dimensiones dependiendo del diámetro del perno.

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. 126 Dimensiones estándares de pernos y tuercas. Fuente: NORMA ASTM A325-A490**

Las propiedades principales del A-490 son las siguientes.

TENSIONES ADMISIBLES EN CONECTORES (Kg/cm <sup>2</sup> )			
Tipo de conector	Tracción (F <sub>t</sub> )	Corte (F <sub>v</sub> )	
		Conexión por fricción	Conexión por aplastamiento
Remaches A502 grado 1 remachados en caliente	1.400		1.050
Remaches A502 grado 2 remachados en caliente	1.900		1.400
Pernos A307	1.400		700
Pernos A325 (Rosca incluida en los planos de corte)	2.800	1.050	1.050
Pernos A325 (Rosca excluida de los planos de corte)	2.800	1.050	1.550
Pernos A490 (Rosca incluida en los planos de corte)	3.800	1.400	1.580
Pernos A490 (Rosca excluida de los planos de corte)	3.800	1.400	2.250
Partes roscadas de acero	0,6 F <sub>y</sub>		0,3 F <sub>y</sub>

**Figura. 127 Tensiones admisibles en conectores. Fuente: <https://es.scrib.com/presentacion/181048816/Pernos-o-Tornillos.>**

#### 4.8.10.1. Placa metálica y diagonales inferiores horizontales.

Este perno está sometido a esfuerzos de corte y aplastamiento por lo que sus esfuerzos deben ser menos que estos:

- ✓ Esfuerzo admisible al corte:  $\tau_{adm} = 1400 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Esfuerzo admisible al aplastamiento:  $\sigma_{adm} = 1580 \text{ kg/cm}^2$

Donde:

F1 = 9586.17 kg. Fuerza que actúa sobre las diagonales interiores.

Cálculo del esfuerzo cortante ( $\tau$ )

$$\tau_{adm} \geq \tau_{act} \quad \text{Ecu. ( 174)}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{F1}{A_{perno}} \quad \text{Ecu. ( 175)}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{F1}{3.1415 * \frac{d^2}{4}}$$

Despajamos d:

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * 3635.09 \text{ kg}}{3.1415 * 1400 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 1.818 \text{ cm}$$

**adoptamos un  $d_{perno} = 1.905 \text{ cm}$**

Longitud del perno

$$H_{perno} = h_{diag.inferior} + h_{placa\ metalica} + h_{rosca} \quad \text{Ecu. ( 176)}$$

$$H_{perno} = 0.6 \text{ cm} + 1 \text{ cm} + 3.493 \text{ cm}$$

$$H_{perno} = 5.093 \text{ cm}$$

Cálculo de esfuerzo a aplastamiento ( $\sigma$ )

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{act} \quad \text{Ecu. ( 177)}$$

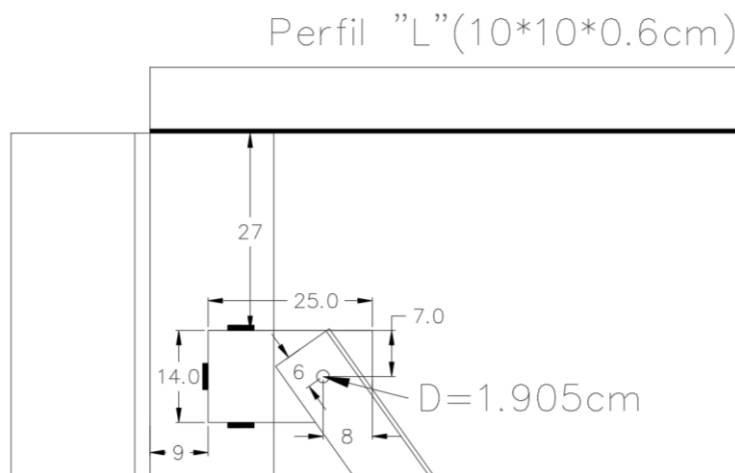
$$\sigma_{adm} \geq \frac{F1}{A_{aplastamiento}} \quad \text{Ecu. ( 178)}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F1}{D * L_{PLACA+DIAG.INFERIOR}}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{3635.09}{1.905 * (1 + 0.6)}$$

$$\sigma_{act} = 1192.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$1580 \geq 1192.61 \text{ SI CUMPLE}$$



**Figura. 128** Conexiones entre las diagonales inferiores y la placa metálica. Fuente: (Autor)

#### 4.8.10.2. Rigidizadores transversales y arriostramiento horizontal

Para el cálculo de este perno de igual manera se utilizará las mismas propiedades del A-490.

Donde  $F2 = 3247.2$  kg. Reacción del viento

Cálculo del esfuerzo cortante ( $\tau$ )

$$\tau_{adm} \geq \tau_{act}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{F2}{A_{perno}} \quad \text{Ecu. ( 179)}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{F2}{3.1415 * \frac{d^2}{4}}$$

Despajamos d:

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * 3247.2}{3.1415 * 1400 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 1.72 \text{ cm}$$

$$\text{adoptamos un } d_{perno} = 1.905 \text{ cm}$$

Longitud del perno

$$H_{perno} = h_{diafragma} + h_{rigidizador} + h_{rosca} \quad \text{Ecu. ( 180)}$$

$$H_{perno} = 0.6 + 1.5 + 3.493$$

$$H_{perno} = 5.593 \text{ cm}$$

Cálculo de esfuerzo a aplastamiento ( $\sigma$ )

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{act}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F2}{A_{aplastamiento}} \quad \text{Ecu. ( 181)}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F2}{D * L_{RIGID+DIAG.INFERIOR}}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{3247.2}{1.905 * (1.5 + 0.6)}$$

$$\sigma_{act} = 811.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$1580 \geq 811.7 \text{ SI CUMPLE}$$

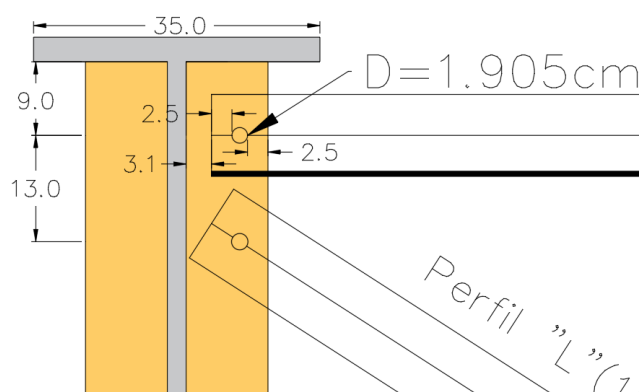


Figura. 129 Conexiones entre rigidizadores y arriostramientos horizontales. Fuente: (Autor)

#### 4.8.10.3. Rigidizadores transversales y diagonales verticales

Para el cálculo de este perno de igual manera se utilizará las mismas propiedades del A-490.

Donde  $F3 = 4296.94 \text{ kg}$ . Fuerza que actúan sobre las diagonales verticales.

Cálculo del esfuerzo cortante ( $\tau$ )

$$\tau_{adm} \geq \tau_{act}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{F3}{A_{perno}} \quad \text{Ecu. ( 182)}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{F3}{3.1415 * \frac{d^2}{4}}$$

Despajamos d:

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * 4296.94}{3.1415 * 1400 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 1.98 \text{ cm}$$

$$\text{adoptamos un } d_{perno} = 2.223 \text{ cm}$$

Longitud del perno

$$H_{perno} = h_{diafragma} + h_{rigidizador} + h_{rosca} \quad \text{Ecu. ( 183)}$$

$$H_{perno} = 0.6 + 1.5 + 3.81$$

$$H_{perno} = 5.91 \text{ cm}$$

Cálculo de esfuerzo a aplastamiento ( $\sigma$ )

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{act}$$

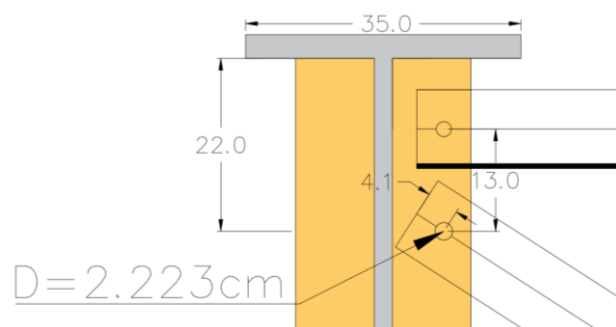
$$\sigma_{adm} \geq \frac{F3}{A_{aplastamiento}} \quad \text{Ecu. ( 184)}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F3}{D * L_{PLACA+DIAG.INFERIOR}}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{4296.94}{2.223 * (1.5 + 0.6)}$$

$$\sigma_{act} = 920.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$1580 \geq 920.45 \text{ SI CUMPLE}$$



**Figura. 130 Conexiones entre rigidizadores y diagonales verticales. Fuente: (Autor)**

#### 4.8.10.4. Entre los diagonales verticales

Para el cálculo de este perno de igual manera se utilizará las mismas propiedades del A-490.

Cálculo del esfuerzo cortante ( $\tau$ )

Donde  $F4 = 4296.94 \text{ kg}$

$$\tau_{adm} \geq \tau_{act}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{2 * F4}{A_{perno}} \quad \text{Ecu. ( 185)}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{2 * F4}{3.1415 * \frac{d^2}{4}}$$

Despajamos d:

$$d \geq \sqrt{\frac{8 * 4296.94}{3.1415 * 1400 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 2.8 \text{ cm}$$

**adoptamos un  $d_{perno} = 2.858 \text{ cm}$**

Longitud del perno

$$H_{perno} = 2 * h_{diafragmas} + h_{placa\ metalica} + h_{rosca} \quad \text{Ecu. ( 186)}$$

$$H_{perno} = (2 * 0.6) + 1 + 5.08$$

$$H_{perno} = 7.23 \text{ cm}$$

Cálculo de esfuerzo a aplastamiento ( $\sigma$ )

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{act}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F}{A_{aplastamiento}} \quad \text{Ecu. ( 187)}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F4}{D * L_{PLACA+DIAG.INFERIOR}}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{4296.94}{2.858 * (1.2 + 1)}$$

$$\sigma_{act} = 683.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$1580 \geq 683.4 \text{ SI CUMPLE}$$

#### 4.8.10.5.Placa metálica y diagonales verticales.

Dimensiones de la placa metálica. 28\*21\*1 cm

Para el diseño de estos pernos tenemos la misma fuerza: F4 = 4296.94 kg

$$\tau_{adm} \geq \tau_{act}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{2 * F4}{4 * A_{perno}} \quad \text{Ecu. ( 188)}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{2 * F4}{4 * 3.1415 * \frac{d^2}{4}}$$

Despajamos d:

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * 4296.94}{3.1415 * 1400 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 1.4 \text{ cm}$$

**adoptamos un  $d_{perno} = 1.588cm$**

Longitud del perno

$$H_{perno} = h_{diafragmas} + h_{placa\ metalica} + h_{rosca} \quad \text{Ecu. ( 189)}$$

$$H_{perno} = 0.6 + 1 + 3.175$$

$$H_{perno} = 4.78 \text{ cm}$$

Cálculo de esfuerzo a aplastamiento ( $\sigma$ )

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{act}$$

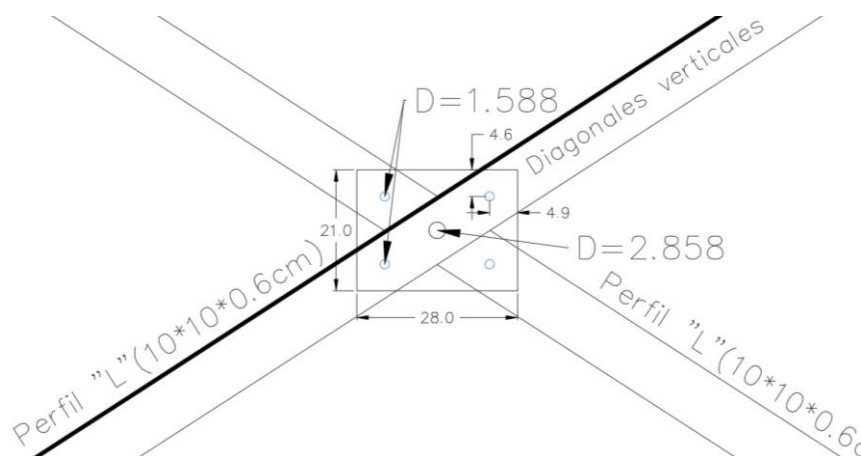
$$\sigma_{adm} \geq \frac{F}{4 * A_{aplastamiento}} \quad \text{Ecu. ( 190)}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F4}{4 * D * L_{PLACA+DIAG.INFERIOR}}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{4296.94}{4 * 1.588 * (0.6 + 1)}$$

$$\sigma_{act} = 422.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$1580 \geq 422.79 \text{ SI CUMPLE}$$



**Figura. 131 Conexiones entre placa metálica y diagonales verticales. Fuente: (Autor)**

#### 4.8.10.6. Entre las diagonales horizontales

Para el cálculo de este perno de igual manera se utilizará las mismas propiedades del A-490.

Donde  $F5 = 3635.09 \text{ kg}$

Cálculo del esfuerzo cortante ( $\tau$ )

$$\tau_{adm} \geq \tau_{act}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{2 * F5}{A_{perno}} \quad \text{Ecu. ( 191)}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{2 * F5}{3.1415 * \frac{d^2}{4}}$$

Despajamos d:

$$d \geq \sqrt{\frac{8 * 3635.09}{3.1415 * 1400 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 2.57 \text{ cm}$$

**adoptamos un  $d_{perno} = 2.858 \text{ cm}$**

Longitud del perno

$$H_{perno} = 2 * h_{diagonal} + h_{placa \text{ metalica}} + h_{rosca} \quad \text{Ecu. ( 192)}$$

$$H_{perno} = 1.2 + 1 + 5.08$$

$$H_{perno} = 7.23 \text{ cm}$$

Cálculo de esfuerzo a aplastamiento ( $\sigma$ )

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{act}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F5}{A_{aplastamiento}} \quad \text{Ecu. ( 193)}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F5}{D * L_{PLACA+DIAG.INFERIOR}}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{3635.09}{2.858 * (1.2 + 1)}$$

$$\sigma_{act} = 578.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$1580 \geq 578.14 \text{ SI CUMPLE}$$

#### 4.8.10.7. Placa metálica y diagonales horizontales.

Dimensiones de la placa metálica. 23\*20\*1 cm

Para el diseño de estos pernos tenemos la misma fuerza: F5 = 3914.99 kg

$$\tau_{adm} \geq \tau_{act}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{2 * F4}{4 * A_{perno}} \quad \text{Ecu. ( 194)}$$

$$\tau_{adm} \geq \frac{2 * F4}{4 * 3.1415 * \frac{d^2}{4}}$$

Despajamos d:

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * 3635.09}{3.1415 * 1400 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 1.29 \text{ cm}$$

**adoptamos un  $d_{perno} = 1.588 \text{ cm}$**

Longitud del perno

$$H_{perno} = h_{diafragmas} + h_{placa\ metalica} + h_{rosca} \quad \text{Ecu. ( 195)}$$

$$H_{perno} = 0.6 + 1 + 3.175$$

$$H_{perno} = 4.775 \text{ cm}$$

Cálculo de esfuerzo a aplastamiento ( $\sigma$ )

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{act}$$

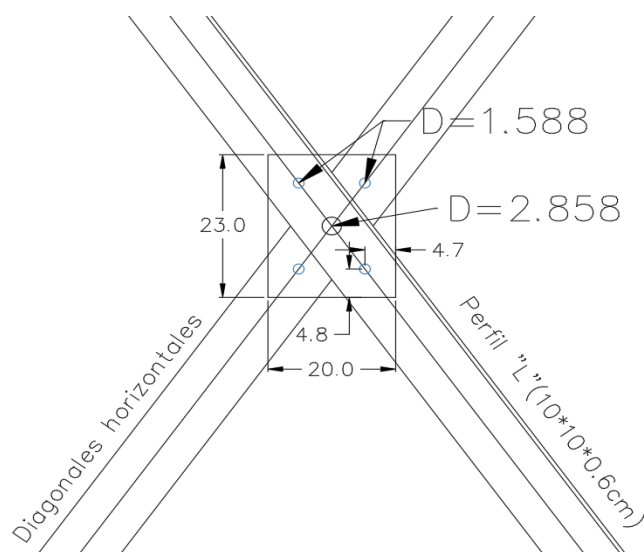
$$\sigma_{adm} \geq \frac{F5}{4 * A_{aplastamiento}} \quad \text{Ecu. ( 196)}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F5}{4 * D * L_{PLACA+DIAG.INFERIOR}}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{3635.09}{4 * 1.588 * (0.6 + 1)}$$

$$\sigma_{act} = 357.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$1580 \geq 357.67 \text{ SI CUMPLE}$$



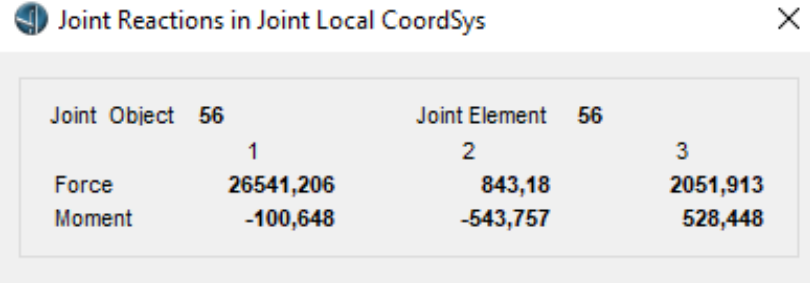
**Figura. 132** Conexiones entre placa metálica y diagonales horizontales. Fuente: (Autor)

## 4.9. DISEÑO DE APOYOS

### 4.9.1. CALCULO Y DISEÑO DEL NEOPRENO

Estos apoyos cumplen el trabajo de permitir el desplazamiento normal y absorber parcialmente la energía que produce el puente. Provocada por el peso, por el paso de los vehículos y algunos esfuerzos provocados por el viento, eventos sísmicos o colisiones.

- La mayor reacción por carga muerta en la viga según el CSI bridge.

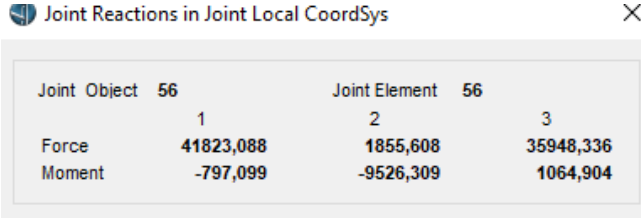


Joint Object	56	Joint Element			56
		1	2	3	
Force		26541,206	843,18	2051,913	
Moment		-100,648	-543,757	528,448	

**Figura. 133** Reacción de carga muerta en el programa CSI Bridge. Fuente: (Autor)

$$R_{CM} = 26541.206 \text{ kg}$$

- La mayor reacción por carga del camión en la viga según el CSI bridge.



Joint Object	56	Joint Element			56
		1	2	3	
Force		41823,088	1855,608	35948,336	
Moment		-797,099	-9526,309	1064,904	

**Figura. 134** Reacción de carga viva en el programa CSI Bridge. Fuente: (Autor)

$$R_{CV} = 41823.088 \text{ kg}$$

- Área necesaria de neopreno

$\sigma_{Admisible} = 56 \text{ kg/cm}^2$ : Esfuerzo admisible del neopreno bajo la acción de la carga muerta y viva. (Torres Cunalata, 2013, pág. 437)

$$A_N = \frac{R_{CM} + R_{CV}}{\sigma_{Admisible}} \quad \text{Ecu. ( 197)}$$

$$A_N = \frac{26541.206 + 41823.088}{56 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_N = 1220.79 \text{ cm}^2$$

#### 4.9.1.1. Dimensiones de la placa de neopreno.

El ancho de la placa no debe exceder el ancho de la viga (Torres Cunalata, 2013, pág. 436)

$$A_N = w * L \quad \text{Ecu. ( 198)}$$

Donde:

**w**: Ancho de la placa rectangular.

**w**: Longitud de la placa rectangular.

SI bt= 40 cm y adoptamos un w= 33 cm.

Entonces:

$$L = \frac{A_N}{w}$$

$$L = \frac{1220.79 \text{ cm}^2}{33 \text{ cm}} = 36.99$$

$$L_{\text{adoptado}} = 37 \text{ cm}$$

$$An_{\text{real}} = 33 * 37$$

$$An_{\text{real}} = 1221 \text{ cm}^2$$

#### 4.9.1.2. Espesor del neopreno.

Según la AASTHO LRFD 2017 en el acuerdo 14.7.6.3.6 el espesor mínimo de la placa es:

Donde L y w están en pulgadas.

$$e = \frac{L}{3} \text{ ó } \frac{w}{3} \quad \text{Ecu. ( 199)}$$

Donde:

$$e = \frac{L}{3}$$

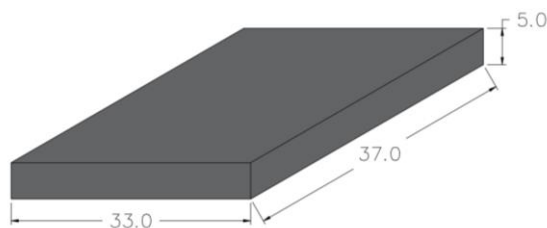
$$e = \frac{37}{3 * 2.54} = 4.85 \text{ cm}$$

o

$$e = \frac{w}{3}$$

$$e = \frac{33}{3 * 2.54} = 4.33 \text{ cm}$$

$$e_{\text{adoptado}} = 5 \text{ cm}$$



**Figura. 135 Dimensiones en el neopreno. Fuente: (Autor)**

Verificación del prediseño de la placa del neopreno.

$$\sigma_{Adm. Neopreno} \geq \sigma_{real. Neopreno}$$

Donde:

$$\sigma_{real. Neopreno} = \frac{R_{CM} + R_{CV}}{A_N} \quad \text{Ecu. ( 200)}$$

$$\sigma_{real. Neopreno} = \frac{26541.206 + 41823.088}{1221}$$

$$\sigma_{real. Neopreno} = 55.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Adm. Neopreno} \geq \sigma_{real. Neopreno}$$

$$56 \geq 55.99$$

#### 4.9.1.3. Deformación unitaria de la placa del neopreno.

La deformación unitaria en el apoyo bajo la carga muerta y viva no debe exceder el 7% del espesor, medido como un porcentaje de la deformación. (Torres Cunalata, 2013, pág. 438).

$$\varepsilon = \frac{An_{real}}{An_{lateral}} \quad \text{Ecu. ( 201)}$$

$$An_{lateral} = 2e(w + L) \quad \text{Ecu. ( 202)}$$

$$An_{lateral} = 2 * 5(33 + 37)$$

$$An_{lateral} = 700 \text{ cm}^2$$

factor de forma

$$FF = \frac{An_{real}}{An_{lateral}}$$

$$FF = \frac{1221}{700}$$

$$FF = 1.74$$

Deformación por temperatura:

$$\Delta_{Temperatura} = \text{°C} * L_{Puenete} * T \quad \text{Ecu. ( 203)}$$

Donde:

°C=coeficiente de dilatación de temperatura de hormigón. = 0.00001117

$$L_{Puenete} = 30 \text{ m}$$

T= variación de temperatura. = 14°C

$$\Delta_{Temperatura} = 0.00001117 * 14 * 30$$

$$\Delta_{Temperatura} = 4.69 \text{ mm}$$

#### 4.9.1.4. Deslizamiento por temperatura:

$$\delta_{Adm.} = \frac{e}{2} \quad \text{Ecu. ( 204)}$$

$$\delta_{Adm.} = \frac{5 \text{ cm}}{2}$$

$$\delta_{Adm.} = 25 \text{ mm}$$

$$4.69 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

#### 4.9.1.5. Deformación de fuerza de frenado:

$$\Delta_{Frenado} = \frac{Fr * e}{GN * A_{N(Real)}} \quad \text{Ecu. ( 205)}$$

Donde:

GN: módulo de elasticidad del neopreno con una dureza de 70<sup>0</sup> = 15 N/mm<sup>2</sup>

Cálculo de la deformación del neopreno por la carga viva.

$$C_V = C_{EQ} * L \quad \text{Ecu. ( 206)}$$

Según la AASTHO LRFD 2017 en el acuerdo 3.6.1.2.4 la carga de carril es de 9.3 N/mm

$$C_V = 9.3 \text{ N/mm} * 30000 \text{ mm}$$

$$C_V = 27.9 \text{ Tn.}$$

Reacción de la viga por carga viva.

$$R_V = \frac{C_V}{2} \quad \text{Ecu. ( 207)}$$

$$R_V = \frac{27.9}{2}$$

$$R_V = 13.95 \text{ Tn}$$

➤ **Fuerza de frenado**

$$Fr = 0.05 * R_V \quad \text{Ecu. ( 208)}$$

$$Fr = 0.05 * 13.95$$

$$Fr = 0.698 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$\Delta_{Frenado} = \frac{Fr * e}{GN * A_{N(Real)}} \quad \text{Ecu. ( 209)}$$

$$\Delta_{Frenado} = \frac{6980 \text{ N} * 50 \text{ mm}}{15 \frac{\text{N}}{\text{mm}} * 122100 \text{ mm}^2}$$

$$\Delta_{Frenado} = 0.19 \text{ mm}$$

#### 4.9.1.6. Deformación admisible del neopreno

$$\Delta_{adm.NEP} = \frac{1.9 * (R_M + R_V) * e}{5 * A_{N(Real)} * GN} \quad \text{Ecu. ( 210)}$$

$$\Delta_{adm.NEP} = \frac{1.9 * (683642.9 \text{ N}) * 50 \text{ mm}}{5 * 122100 \text{ mm}^2 * 15 \text{ N/mm}^2}$$

$$\Delta_{adm.NEP} = 7.09 \text{ mm}$$

comprobación

$$\Delta_{adm.NEP} > \Delta_{Frenado} + \Delta_{Temperatura} \quad \text{Ecu. ( 211)}$$

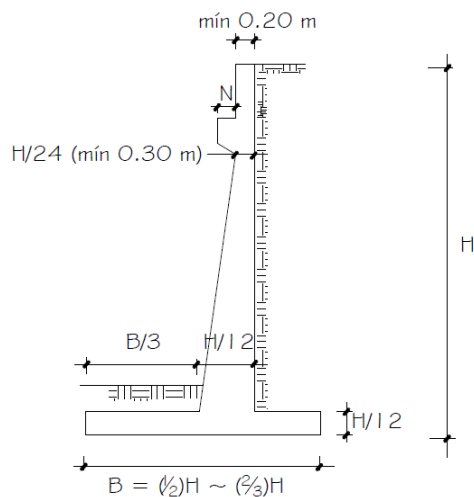
$$7.09 \text{ mm} > 0.19 \text{ mm} + 4.69 \text{ mm}$$

$$7.09 \text{ mm} > 4.88 \text{ mm} \quad \text{SI CUMPLE}$$

## 4.9.2. CÁLCULO Y DISEÑO DE ESTRIBOS

### 4.9.2.1. Diseño de los estribos

Para el diseño de esta estructura, se tomó en cuenta las consideraciones establecidas en el libro de "DISEÑO DE PUENTES DE RODRIGUEZ, 2017", donde este libro hace referencia que soporta las cargas que proviene del puente y cumple con la contención de la tierra de acceso a la vía.



**Figura. 136. Dimensionamiento de un estribo con contrafuertes. (Rodríguez Serquén, 2017)**

Para el diseño de este estribo

- Se evalúa la estabilidad del estribo como son: volcamiento, asentamiento y deslizamiento.
- Se evalúa el diseño de la armadura principal y de confinamiento.

**Datos para el diseño:**

- Esfuerzo admisible del suelo: 16.22 kg/cm<sup>2</sup>.
- Esfuerzo de compresión del hormigón: 280 kg/cm<sup>2</sup>.
- Esfuerzo límite de fluencia del acero: 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- Sobrecarga vehicular: Camión de diseño.
- Datos del estribo:
  - ✓ Cota de cimentación: 2286.622 m.s.n.m.
  - ✓ Cota de rasante: 2292.622 m.s.n.m.
  - ✓ Altura del estribo: 6 m

#### 4.9.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO

Para el dimensionamiento del estribo se diseña a partir de la altura del estribo.

Donde:

- ❖ Altura del estribo:  $H = 6 \text{ m}$
- ❖ Ancho de cimentación:  $B = \frac{1}{2}H \text{ o } \frac{2}{3}H$

$$B = \frac{1}{2} * 6 = 3 \text{ m} \quad B = \frac{2}{3} * 6 = 4 \text{ m}$$

$$B_{\text{adoptado}} = 4.5 \text{ m}$$

- ❖ Altura de cimentación:  $D = H/12$

$$D = \frac{6}{12} = 0.5 \text{ m}$$

$$D_{\text{adoptado}} = 0.95 \text{ m}$$

- ❖ Longitud de la punta:  $L_{\text{punta}} = 0.1 * H$

$$L_{\text{punta}} = 0.1 * 6 = 0.6 \text{ m}$$

$$L_{\text{punta}_{\text{adoptado}}} = 0.85 \text{ m}$$

- ❖ Ancho del parapeto, mínimo = 0.2 m:  $b(\text{parapeto}) = 0.3 \text{ m}$

- ❖  $N_{\text{adoptado}} = 0.5 \text{ m}$

- ❖ Longitud del talón:  $L(\text{talón}) = B - N - L_{\text{punta}} - b(\text{parapeto})$

$$L(\text{talón}) = 4.5 - 0.5 - 0.85 - 0.3 = 2.85 \text{ m}$$

- ❖ Altura del parapete:  $h(\text{parapete}) = h(\text{viga}) + h(\text{losa}) + h(\text{neopreno}) + h(\text{asfalto})$

$$: h(\text{parapete}) = 1.56 + 0.2 + 0.05 + 0.05 = 1.86 \text{ m}$$

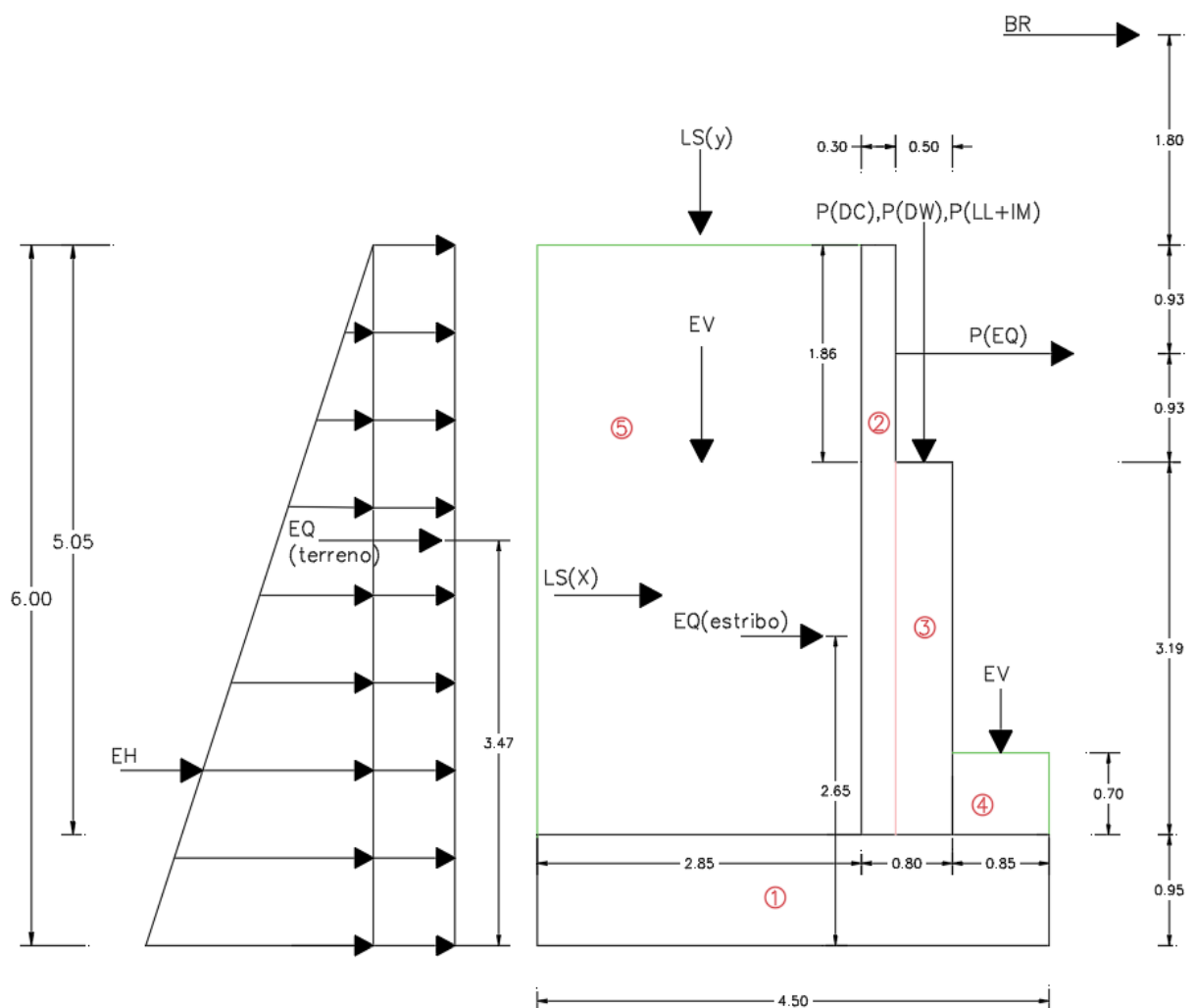


Figura. 137 Fuerzas aplicadas en el estribo. Fuente: (Autor)

#### 4.9.2.3. Determinaciones de cargas aplicadas en el estribo.

##### ➤ Reacciones de carga muerta.

##### ✓ DC (carga muerta):

Longitud del puente:  $L = 30 \text{ m}$

Ancho del puente:  $b = 7.2 \text{ m}$

##### ➤ Tablero:

$$W_{\text{tablero}} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 7.2\text{m} * 30\text{m} = 103.68 \text{ Tn} \quad \text{Ecu. ( 212)}$$

##### ➤ Vereda:

$$W_{\text{vereda}} = 2 * 288 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 30\text{m} = 17.28 \text{ Tn} \quad \text{Ecu. ( 213)}$$

##### ➤ Barandas:

$$W_{\text{baranda}} = 105.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 30\text{m} = 3.168 \text{ Tn} \quad \text{Ecu. ( 214)}$$

##### ➤ Viga:

$$W_{\text{viga}} = 4 * 4478.45 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 30\text{m} = 53.694 \text{ Tn} \quad \text{Ecu. ( 215)}$$

##### ➤ Diafragmas, rigidizadores, placas y conectores

$$W_{\text{diaf+rig+pla+cont}} = 3.51 \text{ Tn}$$

##### ➤ **Peso total (DC)**

$$W_{DC} = 181.33 \text{ Tn}$$

##### ✓ **Reacción por carga muerta:**

Para el cálculo de la reacción dividimos para dos apoyos y el ancho del puente.

$$R_{DC} = \frac{181.33}{2 * 7.2} = 12.59 \text{ Tn} \quad \text{Ecu. ( 216)}$$

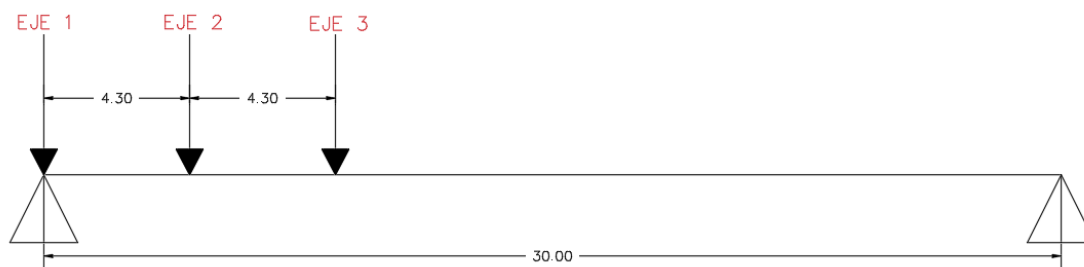
##### ➤ **DW (carga de la capa de rodadura):**

$$W_{\text{asfalto}} = 180 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 7.2\text{m} * 30\text{m} = 38.88 \text{ Tn} \quad \text{Ecu. ( 217)}$$

##### ✓ **Reacción por carga del asfalto:**

$$R_{DW} = \frac{38.88}{2 * 7.2} = 2.7 \text{ Tn} \quad \text{Ecu. ( 218)}$$

##### ➤ CV (carga viva):



**Figura. 138 Reacción de cargas por los ejes. Fuente: (Autor)**

$$\sum MB = 0$$

$$R_A = \frac{(4.2 * 21.4) + (17.4 * 25.7) + (17.4 * 30)}{30} = 35.302 \text{ Tn} \quad \text{Ecu. ( 219)}$$

✓ **Reacción por carga viva:**

$$R_{CV} = \frac{35.302}{4} = 8.83 \text{ Tn}$$

#### 4.9.2.4. CASO 1: ESTRIBO CON PUENTE

A todas las cargas se considera un metro de longitud del estribo.

##### 4.9.2.4.1. Cargas verticales.

➤ **Cargas DC del estribo.**

**Estribo**

**Tabla 28. Pesos y distancias al centro de gravedad del estribo.**

Elementos	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (DC) (T/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*DC (T.m/m)	Ya*DC (T.m/m)
1	4,28	10,26	2,25	0,475	23,09	4,87
2	1,52	3,64	3	3,475	10,91	12,64
3	1,60	3,83	3,4	2,545	13,02	9,74
<b>SUMA</b>		<b>17,72</b>			<b>47,01</b>	<b>27,25</b>

**Fuente: (Autor).**

$$DC_{estribo} = 17.72 \text{ Tn/m}$$

$$X_A = \frac{47.01}{17.72} = 2.65 \text{ m} \quad \text{Ecu. ( 220)}$$

$$Y_A = \frac{27.25}{17.72} = 1.54 \text{ m} \quad \text{Ecu. ( 221)}$$

➤ **Cargas EV**

Peso del terreno

**Tabla 29. Pesos y distancias al centro de gravedad del terreno de relleno.**

Elemento	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (DC) (T/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*DC (T.m/m)	Ya*DC (T.m/m)
4	0,60	1,07	4,08	1,30	4,36	1,39
5	14,39	25,91	1,43	3,48	36,92	90,03
<b>SUMA</b>		<b>26,98</b>			<b>41,28</b>	<b>91,42</b>

*Fuente: (Autor).*

$$EV = 26.98 \text{ Tn/m}$$

$$X_A = \frac{41.28}{26.98} = 1.53 \text{ m} \quad \text{Ecu. ( 222)}$$

$$Y_A = \frac{91.42}{26.98} = 3.39 \text{ m} \quad \text{Ecu. ( 223)}$$

**Reacción de la superestructura (DC)**

$$R_{DC} = 12.59 \text{ Tn}$$

$$X_A = 3.4 \text{ m}$$

➤ Cargas DW

$$R_{DW} = 2.7 \text{ Tn}$$

$$X_A = 3.4 \text{ m}$$

➤ Cargas LL+IM

Carga viva más impacto del 33%

$$R_{CV} = 8.83 * 1.33 = 11.74 \text{ Tn/m} \quad \text{Ecu. ( 224)}$$

$$X_A = 3.4 \text{ m}$$

➤ Cargas LS

Es una sobrecarga viva que se aplica en el terreno de relleno, si es que actúan cargas vehiculares sobre la superficie de relleno.

Abutment Height (ft)	$h_{eq}$ (ft)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥20.0	2.0

**Figura. 139** Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos en la tabla

**3.11.6.4-1. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)**

Esta tabla está en función de la altura del estribo, donde:  $h' = 0.6$  m

El peso específico del relleno es de  $1.8$  Tn/m<sup>3</sup>

$$LS_y = \frac{6}{2} * 0.6 * 1.8 = 3.24 \text{ Tn/m} \quad \text{Ecu. ( 225)}$$

$$X_A = 1.425 \text{ m}$$

➤ RESUMEN DE CARGAS VERTICALES.

**Tabla 30. Resumen de cargas verticales.**

Definición	Tipo	V(T/m)	Xa (m)	Mv (T.m/m)
<b>Estribo</b>	DC	17,72	2,65	47,01
<b>Reacción DC</b>	DC	12,59	3,40	42,81
<b>Reacción DW</b>	DW	2,70	3,40	9,18
<b>Empuje vertical</b>	EV	26,98	1,53	41,28
<b>C. Viva + impacto</b>	LL+IM	11,74	3,40	39,91
<b>S.C Viva del terreno</b>	LS	3,24	1,43	4,62
<b>SUMA</b>		<b>74,97</b>		<b>184,81</b>

*Fuente: (Autor).*

#### 4.9.2.4.2. CARGAS HORIZONTALES

A todas las cargas se considera un metro de longitud del estribo.

#### Cálculo del coeficiente de empuje activo. (Ka)

Angulo de fricción interna:  $\phi'f = 40^\circ$

Angulo de fricción interna entre el muro y el suelo:  $\delta = 0^\circ$

Angulo del material del suelo con la horizontal:  $\beta = 0^\circ$

Angulo de inclinación del muro lado del terreno:  $\theta = 90^\circ$

Según la (AASHTO 2017. En el acuerdo 3.11.5.3, Ka se puede analizar con la siguiente formula:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'f)}{\Gamma[\sin^2(\theta)\sin(\theta + \beta)]} \quad \text{Ecu. ( 226)}$$

Donde:

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'f + \delta)\sin(\phi'f + \beta)}{\sin(\theta + \delta)\sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad \text{Ecu. ( 227)}$$

Remplazando las fórmulas:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'f}{2}\right) \quad \text{Ecu. ( 228)}$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{40}{2} \right) = 0.217$$

➤ Cargas LS

$$p'' = K_a * h' * \gamma t \quad \text{Ecu. ( 229)}$$

$$p'' = 0.217 * 0.6 * 1.8 = 0.235 \text{ Tn/m}^2$$

Entonces:

$$LS_x = H * p'' \quad \text{Ecu. ( 230)}$$

$$LS_x = 6 * 0.235 = 1.409 \text{ Tn/m}$$

$$Y_A = 3 \text{ m}$$

➤ Cargas EH

Presión lateral del terreno.

$$P_H = K_a * H * \gamma t \quad \text{Ecu. ( 231)}$$

$$P_H = 0.217 * 6 * 1.8 = 2.348 \text{ Tn/m}^2$$

Donde:

$$EH = 0.5 * H * P_H \quad \text{Ecu. ( 232)}$$

$$EH = 0.5 * 6 * 2.35 = 7.05 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$Y_A = 2 \text{ m}$$

➤ Cargas EQ

Esta carga es ejercida por la acción sísmica del terreno y se analizara por el método de Monobe-Okabe.

$$E_{AE} = 0.5 * K_{AE} * \gamma t * (1 - Kv) * H^2 \quad \text{Ecu. ( 233)}$$

Según (AASHTO LRFD.11.1.1.1-1), el coeficiente de la presión activa del terreno se determina con la siguiente formula.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta * \cos^2 \beta * \cos(\delta + \beta + \theta) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - 1)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(1 + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecu. ( 234)}$$

Donde:

Angulo de fricción interna:  $\phi' = 40^\circ$

Angulo de fricción entre el muro y el suelo:  $\delta = 0^\circ$

Angulo de inclinación del muro con la vertical:  $\beta = 0^\circ$

Coefficiente sísmico de aceleración horizontal:  $A = 0.25$  (NEC 2015).

Coefficiente de aceleración horizontal:  $K_h = 0.5A = 0.125$

Coefficiente de aceleración vertical:  $K_v = 0$

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) \quad \text{Ecu. ( 235)}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{0.125}{1 - 0}\right) = 7.13$$

Reemplazamos:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(40 - 7.13)}{\cos 7.13 * \cos^2 0 * \cos(7.13) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40)\sin(40 - 7.13 - 1)}{\cos(7.13)\cos(1)}}\right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.29$$

Reemplazamos:

$$E_{AE} = 0.5 * (0.29 - 0.217) * (6^2) * 1.8 = 2.20 \text{ Tn/m}$$

$$Y_A = 3 \text{ m}$$

➤ Cargas EQ

Carga sísmica ejercida por la superestructura.

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} * A * S \quad \text{Ecu. ( 236)}$$

Donde:

$$A = 0.25$$

$$S = 1$$

$$P_{EQ} = (12.59 + 2.7) * 0.25 * 1$$

$$P_{EQ} = 3.82 \text{ Tn/m}$$

$$Y_A = 5.07 \text{ m}$$

➤ Fuerza inercia del estribo

$$W = 17.72 + 26.98 = 44.702 \text{ Tn}$$

$$EQ_{estribo} = K_h * W \quad \text{Ecu. ( 237)}$$

$$EQ_{estribo} = 0.125 * 44.702 = 5.59 \text{ Tn}$$

$$Y_A = 2.66 \text{ m}$$

➤ **Carga BR**

Carga de frenado.

$$BR = Ka * H * h' * \gamma t \quad \text{Ecu. ( 238)}$$

$$BR = 0.217 * 6 * 0.6 * 1.8 = 1.41 \text{ Tn.}$$

## RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES

*Tabla 31. Resumen de cargas horizontales.*

Definición	Tipo	V(T/m)	Ya (m)	Mv (T.m/m)
Sobrecarga viva	LS	1,41	3,00	4,23
Presión lateral del terreno	EH	7,05	2,00	14,09
Presión del terreno	EQ	2,19	3,00	6,58
Carga sísmica	EQ	3,82	5,07	19,38
Carga de estribo	EQ	5,59	2,65	14,83
Carga de frenado	BR	1,41	7,80	10,99
<b>SUMA</b>		<b>21,47</b>		<b>70,11</b>

*Fuente: (Autor).*

### 4.9.2.4.3. COMPROBACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA.

Es la capacidad de carga que ofrece el terreno.

➤ **Estado límite de resistencia**

Según (AASHTO LRFD. 10.5.5.1), menciona que el factor de resistencia es  $\theta b = 0.6$

Según (AASHTO LRFD. 10.6.3.1), determina la siguiente ecuación mayorada.

$$q_R = \theta b * q_N \quad \text{Ecu. ( 239)}$$

Donde:

$$q_N = FS * q_{adm} \quad \text{Ecu. ( 240)}$$

$$q_R = 0.6 * (3 * 12.22) = 22.19 \text{ kg/cm}^2$$

➤ **Estado límite de evento extremo**

Según (AASHTO LRFD. 10.5.5.1), menciona que el factor es  $\theta b = 1$

$$q_R = \theta b * q_N \quad \text{Ecu. ( 241)}$$

$$q_R = 1 * (3 * 12.22) = 36.66 \text{ kg/cm}^2$$

A continuación, se detallará las siguientes formulas.

- ✓ El valor de **e** se extrae de la tabla de volcamiento.
- ✓ **B**: ancho de la cimentación= 4.5 m

$$q = \frac{Vu}{B - 2e} \quad \text{Ecu. ( 242)}$$

**Tabla 32. Comprobación de capacidad de carga CASO 1.**

Análisis	Vu (Tn/m)	e (m)	q (kg/cm <sup>2</sup> )	q R (kg/cm <sup>2</sup> )	Condición
Resistencia I1	61,69	0,82	2,15	29,19	SI CUMPLE
Resistencia I2	104,58	0,22	2,58	29,19	SI CUMPLE
Ev. Extremo I1	57,64	1,19	2,73	48,65	SI CUMPLE
Ev. Extremo I2	85,85	0,68	2,74	48,65	SI CUMPLE

*Fuente: (Autor).*

#### 4.9.2.4.4. Estados límites y combinaciones de cargas.

Para las combinaciones de resistencia y evento extremo se analizará con cortante y momento con las cargas verticales y horizontales.

**Tabla 33. Estados límites y combinaciones de cargas para el estribo.**

ESTADO LIMITE	γ DC	γ DW	γ EV	γ LL+IM	γ Lsy	γ LSx	γ EH	γ EQ	γ BR	DETERMINACIÓN
Resistencia I1	0,9	0,65	1	0	1,75	1,75	1,5	0	1,75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia I2	1,25	1,5	1,35	1,75	1,75	1,75	1,5	0	1,75	Presiones y resistencia
Ev. Extremo I1	0,9	0,65	1	0	0,5	0,5	1,5	1	0,5	Deslizamiento y vuelco
Ev. Extremo I2	1,25	1,5	1,35	0,5	0,5	0,5	1,5	1	0,5	Presiones y resistencia

*Fuente: (Autor).*

#### Cargas verticales Vu

**Tabla 34. Estados límites y combinaciones con cargas verticales CASO 1.**

DEFINICIÓN	Estribo	Reacción DC	Reacción DW	Empuje vertical	C. Viva + impacto	S. C viva del terreno	SUMATORIA
TIPO		DC	Dw	Ev	P LL+IM	LSy	Vu (Tn)
V (Tn)	17,72	12,59	2,70	26,98	11,74	3,24	74,97

<b>Resistencia</b>	15,95	11,33	1,76	26,98	0,00	5,67	61,69
<b>I1</b>							
<b>Resistencia</b>	22,16	15,74	4,05	36,42	20,54	5,67	104,58
<b>I2</b>							
<b>Ev. Extremo</b>	15,95	11,33	1,76	26,98	0,00	1,62	57,64
<b>I1</b>							
<b>Ev. Extremo</b>	22,16	15,74	4,05	36,42	5,87	1,62	85,85
<b>I2</b>							

*Fuente: (Autor).*

Momentos estabilizadores por cargas verticales.

*Tabla 35. Estados límites y combinaciones con momentos verticales CASO 1.*

DEFINICIÓN	Estribo	Reacción DC	Reacción DW	Empuje vertical	C. Viva + impacto	S. C viva del terreno	SUMATORIA
TIPO		DC	Dw	Ev	P LL+IM	LSy	Mu (Tn.m)
<b>M (Tn.m)</b>	<b>47,01</b>	<b>42,81</b>	<b>9,18</b>	<b>41,28</b>	<b>39,91</b>	<b>4,62</b>	<b>184,81</b>
<b>Resistencia</b>	42,31	38,53	5,97	41,28	0,00	8,08	136,17
<b>I1</b>							
<b>Resistencia</b>	58,76	53,52	13,77	55,73	69,84	8,08	259,70
<b>I2</b>							
<b>Ev. Extremo</b>	42,31	38,53	5,97	41,28	0,00	2,31	130,40
<b>I1</b>							
<b>Ev. Extremo</b>	58,76	53,52	13,77	55,73	19,95	2,31	204,04
<b>I2</b>							

*Fuente: (Autor).*

Cargas horizontales Vu

*Tabla 36. Estados límites y combinaciones con cargas horizontales CASO 1.*

DEFINICIÓN	S. C. viva	P. L del terreno	P. del terreno	C. sísmica	C. del estribo	C. del frenado	SUMATORIA
TIPO	LS	EH	EQ	EQ	EQ	BR	Hu (Tn)
<b>V (Tn)</b>	<b>1,41</b>	<b>7,05</b>	<b>2,19</b>	<b>3,82</b>	<b>5,59</b>	<b>1,41</b>	<b>21,47</b>
<b>Resistencia I1</b>	2,47	10,57	0,00	0,00	0,00	2,47	15,50
<b>Resistencia I2</b>	2,47	10,57	0,00	0,00	0,00	2,47	15,50
<b>Ev. Extremo I1</b>	0,70	10,57	2,19	3,82	5,59	0,70	23,58
<b>Ev. Extremo I2</b>	0,70	10,57	2,19	3,82	5,59	0,70	23,58

*Fuente: (Autor).*

### Momentos estabilizadores por cargas horizontales.

**Tabla 37. Estados límites y combinaciones con momentos horizontales CASO 1.**

DEFINICIÓN	S. C. viva	P. L del terreno	P. del terreno	C. sísmica	C. del estribo	C. del frenado	SUMATORIA
TIPO	LS	EH	EQ	EQ	EQ	BR	Hu (Tn.m)
<b>M (Tn*m)</b>	<b>4,23</b>	<b>14,09</b>	<b>6,58</b>	<b>19,38</b>	<b>14,83</b>	<b>10,99</b>	<b>70,11</b>
<b>Resistencia I1</b>	7,40	21,14	0,00	0,00	0,00	19,23	47,77
<b>Resistencia I2</b>	7,40	21,14	0,00	0,00	0,00	19,23	47,77
<b>Ev. Extremo I1</b>	2,11	21,14	6,58	19,38	14,83	5,50	69,55
<b>Ev. Extremo I2</b>	2,11	21,14	6,58	19,38	14,83	5,50	69,55

*Fuente: (Autor).*

### Análisis de estabilidad y esfuerzos

Una vez definido la sección del estribo y los estados límites, se deberá analizar las siguientes consideraciones para el diseño del estribo.

#### 4.9.2.4.5. COMPROBACIÓN DE VOLCAMIENTO

##### ➤ Estado límite de resistencia

Según (AASHTO LRFD. 11.6.3.3), menciona que en suelo rocoso es ( $e \leq 3/8B$ )

$$e_{MAX} = \frac{3}{8} * B \quad \text{Ecu. ( 243)}$$

$$e_{MAX} = \frac{3}{8} * 4.5 = 1.69 \text{ m}$$

##### ➤ Estado límite de evento extremo

Según (AASHTO LRFD. 11.6.3.3), menciona que el peso específico va desde cero hasta uno y cuando es cero es ( $e < 1/3 * B$ ), mientras que en uno es ( $e < 2/5 * B$ ).

En este caso se analizará con el peso específico de 0.5 donde se interpola y el resultado es la siguiente formula.

$$e_{MAX} = \frac{11}{30} * B \quad \text{Ecu. ( 244)}$$

$$e_{MAX} = \frac{11}{30} * 4.5 = 1.65 \text{ m}$$

A continuación, se detallará las siguientes formulas.

$$Xo = \frac{Mvu - Mhu}{Vu} \quad \text{Ecu. ( 245)}$$

$$e = \frac{B}{2} - Xo \quad \text{Ecu. ( 246)}$$

**Tabla 38. Comprobación de volcamiento CASO 1**

Análisis	Vu (Tn/m)	Mvu (T.m/m)	Mhu (T.m/m)	Xo (m)	e (m)	e max (m)	Condición
Resistencia I1	61,69	136,17	47,77	1,43	0,82	1,69	SI CUMPLE
Resistencia I2	104,58	259,70	47,77	2,03	0,22	1,69	SI CUMPLE
Ev. Extremo I1	57,64	130,40	69,55	1,06	1,19	1,65	SI CUMPLE
Ev. Extremo I2	85,85	204,04	69,55	1,57	0,68	1,65	SI CUMPLE

*Fuente: (Autor).*

#### 4.9.2.4.6. COMPROBACIÓN DE DESLIZAMIENTO.

Se analiza con las siguientes formulas:

$$\mu = \tan \phi' f \quad \text{Ecu. ( 247)}$$

$$\mu = \tan 40 = 0.839$$

Formula de resistencia al deslizamiento.

$$Ff = \mu(\theta * Vu) \quad \text{Ecu. ( 248)}$$

Donde:

$\theta = 0.8$  en estado limite de resistencia.

$\theta = 1$  en estado limite de evento extremo.

**Tabla 39. Comprobación de deslizamiento CASO 1.**

Análisis	Vu (Tn/m)	Resistente Ff (T/m)	Actuante Hu (T/m)	Condición
Resistencia I1	61,69	41,41	15,50	SI CUMPLE
Resistencia I2	104,58	70,20	15,50	SI CUMPLE
Ev. Extremo I1	57,64	48,36	23,58	SI CUMPLE
Ev. Extremo I2	85,85	72,04	23,58	SI CUMPLE

*Fuente: (Autor).*

#### 4.9.2.5. CASO 2: ESTRIBO SIN PUENTE

##### 4.9.2.5.1. Estados límites y combinaciones de cargas.

Para las combinaciones de resistencia y evento extremo se analizará con cortante y momento con las cargas verticales y horizontales, de igual manera se analizará con los factores de combinación que se analizaron en el primer caso.

#### Cargas verticales Vu

*Tabla 40. Estados límites y combinaciones de cargas verticales CASO 2.*

DEFINICIÓN	Estribo	Empuje vertical	S. C viva del terreno	SUMATORIA
TIPO	DC	Ev	LSy	Vu (Tn)
V (Tn)	17,72	26,98	3,24	47,94
Resistencia I1	15,95	26,98	5,67	48,60
Resistencia I2	22,16	36,42	5,67	64,24
Ev. Extremo I1	15,95	26,98	1,62	44,55
Ev. Extremo I2	22,16	36,42	1,62	60,19

*Fuente: (Autor).*

#### Momentos estabilizadores por cargas verticales.

*Tabla 41. Estados límites y combinaciones con momentos verticales CASO 2.*

DEFINICIÓN	Estribo	Empuje vertical	S. C viva del terreno	SUMATORIA
TIPO	DC	Ev	LSy	Mvu (T.m)
Mv (Tn.m)	47,01	41,28	4,62	92,91
Resistencia I1	42,31	41,28	8,08	91,67
Resistencia I2	58,76	55,73	8,08	122,57
Ev. Extremo I1	42,31	41,28	2,31	85,90
Ev. Extremo I2	58,76	55,73	2,31	116,80

*Fuente: (Autor).*

#### Cargas horizontales Vu

*Tabla 42. Estados límites y combinaciones de cargas horizontales CASO 2.*

DEFINICIÓN	S. C. viva	P. L del terreno	P. del terreno	C. del estribo	SUMATORIA
TIPO	LS	EH	EQ	EQ	Hu (Tn)
V (Tn)	1,41	7,05	2,19	5,59	16,24
Resistencia I1	2,47	10,57	0,00	0,00	13,03

<b>Resistencia I2</b>	2,47	10,57	0,00	0,00	13,03
<b>Ev. Extremo I1</b>	0,70	10,57	2,19	5,59	19,05
<b>Ev. Extremo I2</b>	0,70	10,57	2,19	5,59	19,05

*Fuente: (Autor).*

**Momentos estabilizadores por cargas horizontales.**

*Tabla 43. Estados límites y combinaciones de momentos horizontales CASO 2.*

DEFINICIÓN	S. C. viva	P. L del terreno	P. del terreno	C. del estribo	SUMATORIA
TIPO	LS	EH	EQ	EQ	Hu (Tn)
<b>Mv (Tn.m)</b>	<b>4,23</b>	<b>14,09</b>	<b>6,58</b>	<b>14,83</b>	<b>39,74</b>
<b>Resistencia I1</b>	7,40	21,14	0,00	0,00	28,53
<b>Resistencia I2</b>	7,40	21,14	0,00	0,00	28,53
<b>Ev. Extremo I1</b>	2,11	21,14	6,58	14,83	44,67
<b>Ev. Extremo I2</b>	2,11	21,14	6,58	14,83	44,67

*Fuente: (Autor).*

#### 4.9.2.5.2. Análisis de estabilidad y esfuerzos

Una vez definido la sección del estribo y los estados límites, se deberá analizar las siguientes consideraciones para el diseño del estribo.

##### ➤ COMPROBACIÓN DE VOLCAMIENTO

A continuación, se detallará las siguientes formulas.

$$X_o = \frac{Mvu - Mhu}{Vu} \quad \text{Ecu. ( 249)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_o \quad \text{Ecu. ( 250)}$$

*Tabla 44. Comprobación de volcamiento CASO 2*

Análisis	Vu (Tn/m)	Mvu (T.m/m)	Mhu (T.m/m)	Xo (m)	e (m)	e max (m)	Condición
<b>Resistencia I1</b>	48,60	91,67	28,53	1,30	0,95	1,69	SI CUMPLE
<b>Resistencia I2</b>	64,24	122,57	28,53	1,46	0,79	1,69	SI CUMPLE
<b>Ev. Extremo I1</b>	44,55	85,90	44,67	0,93	1,32	1,65	SI CUMPLE
<b>Ev. Extremo I2</b>	60,19	116,80	44,67	1,20	1,05	1,65	SI CUMPLE

*Fuente: (Autor).*

➤ **COMPROBACIÓN DE DESLIZAMIENTO.**

Se analiza con las siguientes formulas:

$$\mu = \tan \phi' f \quad \text{Ecu. ( 251)}$$

$$\mu = \tan 40 = 0.839$$

Formula de resistencia al deslizamiento.

$$Ff = \mu(\theta * Vu) \quad \text{Ecu. ( 252)}$$

Donde:

$\theta = 0.8$  en estado limite de resistencia.

$\theta = 1$  en estado limite de evento extremo.

**Tabla 45. Comprobación de deslizamiento CASO 2.**

Análisis	Vu (Tn/m)	Resistente Ff(T/m)	actuante Hu (T/m)	Condición
<b>Resistencia I1</b>	48,60	32,62	13,03	SI CUMPLE
<b>Resistencia I2</b>	64,24	43,13	13,03	SI CUMPLE
<b>Ev. Extremo I1</b>	44,55	37,38	19,05	SI CUMPLE
<b>Ev. Extremo I2</b>	60,19	50,51	19,05	SI CUMPLE

**Fuente: (Autor).**

➤ **COMPROBACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA.**

A continuación, se detallará las siguientes formulas.

- ✓ El valor de **e** se extrae de la tabla de volcamiento.
- ✓ **B**: ancho de la cimentación= 4.5 m

$$q = \frac{Vu}{B - 2e} \quad \text{Ecu. ( 253)}$$

**Tabla 46. Comprobación de capacidad de carga CASO 2.**

Análisis	Vu (Tn/m)	e (m)	q (kg/cm2)	q R (kg/cm2)	Condición
<b>Resistencia I1</b>	48,60	0,95	1,87	29,19	SI CUMPLE
<b>Resistencia I2</b>	64,24	0,79	2,19	29,19	SI CUMPLE
<b>Ev. Extremo I1</b>	44,55	1,32	2,41	48,65	SI CUMPLE
<b>Ev. Extremo I2</b>	60,19	1,05	2,51	48,65	SI CUMPLE

**Fuente: (Autor).**

#### 4.9.2.6. CÁLCULO DE ACERO.

##### 4.9.2.6.1. Análisis de cuantías.

Se determina la cuantía mínima, balanceada y la máxima, para todos los cálculos necesarios, ya que se va a utilizar un acero de fluencia de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> y un hormigón de 280 kg/cm<sup>2</sup>.

##### Datos:

- ✓  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- ✓  $\beta = 0.85$  hasta  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- **Cuantía mínima:**

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} \quad \text{Ecu. ( 254)}$$

$$\rho_{min} = 0.00333$$

- **Cuantía balanceada:**

$$\rho_{bal} = 0.85 * \beta * \frac{f'_c}{F_y} * \frac{6000}{6000 + F_y} \quad \text{Ecu. ( 255)}$$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * \frac{280}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200}$$

$$\rho_{bal} = 0.028333$$

- **Cuantía máxima:**

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_{bal} \quad \text{Ecu. ( 256)}$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.028333$$

$$\rho_{max} = 0.014167$$

##### 4.9.2.6.2. DISEÑO DE PANTALLA.

*Tabla 47. Diseño de pantalla del estribo.*

Carga	Carga distribuida (T/m)	Carga (Tn)	Xp (m)	M (T.m)
LS	0,23	1,19	2,53	2,99
EH	1,98	4,99	1,68	8,40
EQ (terreno)	0,31	1,55	2,53	3,93
EQ (sísmica)		3,82	4,12	15,75
EQ (estribo)		4,17	2,46	10,27
BR		1,41	6,85	9,65

*Fuente: (Autor).*

➤ **Análisis del momento ultimo.**

✓ **Estado límite de resistencia I1**

$$Mu = (1.75 * M_{LS}) + (1.5 * M_{EH}) + (1.75 * M_{BR}) \quad \text{Ecu. ( 257)}$$

$$Mu = (1.75 * 2.99) + (1.5 * 8.4) + (1.75 * 9.65)$$

$$Mu = 34.73 \text{ Tn.m}$$

✓ **Estado límite de evento extremo**

$$Mu = (0.5 * M_{LS}) + (1.5 * M_{EH}) + (1 * M_{EQ}) + (0.5 * M_{BR}) \quad \text{Ecu. ( 258)}$$

$$Mu = (0.5 * 2.99) + (1.5 * 8.4) + (1 * (3.93 + 15.75 + 10.27)) + (0.5 * 9.65)$$

$$Mu = 48.88 \text{ Tn.m}$$

➤ **El momento de diseño es:**

$$Mu = 48.88 \text{ Tn.m}$$

➤ **Determinación de la cuantía.**

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c)^2 - \left(\frac{6.12 * f'c * Mu}{b * d^2}\right)}}{1.8 * Fy} \quad \text{Ecu. ( 259)}$$

**Datos:**

- ✓ Ancho de la pantalla: 80 cm
- ✓ b = 100 cm
- ✓ Recubrimiento: 10 cm
- ✓ d = 70 cm

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280)^2 - \left(\frac{6.12 * 280 * 48.88 * 10^5}{100 * 70^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.002703$$

$\rho_{min} > \rho$  ; *Se diseñara con la cuantia minima.*

➤ **Cálculo del acero:**

$$As = \rho_{min} * b * d \quad \text{Ecu. ( 260)}$$

$$As = 0.00333 * 100 * 70 = 23.33 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 22 \text{ mm} = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{23.33}{3.801} = 6.14$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{6.14} = 16.29 \text{ cm}$$

**Se coloca 1  $\emptyset$  22 mm <sup>c</sup>/<sub>d</sub> 16 cm**

Donde:

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{Ecu. ( 261)}$$

$$a = \frac{23.33 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 4.12 \text{ cm}$$

Condición:

$$a < 0.35 * d$$

$$4.12 < 24.5; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Cálculo del momento resistente**

$$M_n = \phi * A_s * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. ( 262)}$$

$$M_n = 0.9 * 23.33 * 4200 * \left(70 - \frac{4.12}{2}\right)$$

$$M_n = 59.29 \text{ Tn.m}$$

$$M_n > M_u; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Análisis de As máximo:**

Condición:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad \text{Ecu. ( 263)}$$

Donde:

de = 70 cm

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{4.12}{0.85} = 4.84 \quad \text{Ecu. ( 264)}$$

Entonces:

$$\frac{4.84}{70} \leq 0.42$$

$$0.069 \leq 0.42; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Análisis de As mínimo:**

La cantidad mínima de acero que debe resistir es  $1.2M_{cr}$ .

$$1.2M_{cr} = 1.2 * f_r * S \quad \text{Ecu. ( 265)}$$

Donde:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecu. ( 266)}$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ecu. ( 267)}$$

$$S = \frac{100 * 80^2}{6} = 106666.67 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$1.2M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 106666.67$$

$$1.2M_{cr} = 43.05 \text{ Tn.m}$$

$$\mathbf{Mu > 1.2M_{cr}; SI CUMPLE}$$

➤ **Cálculo del As de temperatura.**

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * b * h \quad \text{Ecu. ( 268)}$$

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * 100 * 80 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{temp}} = \frac{14.4}{2} = 7.2 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

$$\emptyset 12 \text{ mm} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{7.2}{1.131} = 6.37$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{6.37} = 15.71 \text{ cm}$$

$$\mathbf{Se coloca 1 \emptyset 12 \text{ mm } c/d 16 \text{ cm}}$$

➤ **Análisis de cortante ultima.**

✓ **Estado límite de resistencia I1**

$$Vu = (1.75 * V_{LS}) + (1.5 * V_{EH}) + (1.75 * V_{BR}) \quad \text{Ecu. ( 269)}$$

$$Vu = (1.75 * 1.19) + (1.5 * 4.99) + (1.75 * 1.41)$$

$$Vu = 12.03 \text{ Tn}$$

✓ **Estado límite de evento extremo**

$$Vu = (0.5 * V_{LS}) + (1.5 * V_{EH}) + (1 * V_{EQ}) + (0.5 * V_{BR})$$

$$Vu = (0.5 * 1.19) + (1.5 * 4.99) + (1 * (1.55 + 3.82 + 4.17)) + (0.5 * 1.41)$$

$$Vu = 18.33 \text{ Tn}$$

- **El cortante de diseño es:**

$$Vu = 18.33 \text{ Tn}$$

- **Análisis de cortante del hormigón:**

$$Vr = \phi Vn \quad \text{Ecu. ( 270)}$$

Se escoge el valor de Vn menor de las siguientes formulas

$$Vn = Vc + Vs + Vp \quad \text{Ecu. ( 271)}$$

$$Vn = 0.25 * f'c * b * dv + Vp$$

Donde:

$$\phi = 1$$

$$Vs = 0$$

$$Vp = 0$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * (b * dv). \quad \text{Ecu. ( 272)}$$

Datos:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$de = 70 \text{ cm}$$

$$dv = de - \frac{a}{2} = 70 - \frac{4.12}{2} = 67.94 \text{ cm} \quad \text{Ecu. ( 273)}$$

Entonces:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{280} * (100 * 67.94) = 60.25 \text{ Tn}$$

Condición:

$$Vc \leq 0.9 * de = (0.9 * 70) \quad \text{Ecu. ( 274)}$$

$$60.25 \leq 63; \text{ SI CUMPLE}$$

$$Vc \leq 0.72 * H = (0.72 * 80) \quad \text{Ecu. ( 275)}$$

$$60.25 \geq 57.6; \text{ SI CUMPLE}$$

- **Determinación de cortante:**

$$Vn = 60.25 + 0 + 0 = 65.25 \text{ Tn}$$

$$Vn = 0.25 * 280 * 100 * 67.94 = 475.58 \text{ Tn}$$

- **El cortante resistente es:**

$$Vr = 65.25 \text{ Tn}$$

$$Vr > Vu; \text{ SI CUMPLE}$$

#### 4.9.2.6.3. DISEÑOS DE CIMENTACIÓN.

##### ➤ Diseño del talón:

Para este diseño solo se analiza el estado límite de resistencia I1, porque los esfuerzos obtenidos del puente están en estado de servicio.

Análisis de cargas en el talón.

**Tabla 48. Cargas en el talón.**

Tipo	Carga (T/m)	distancia (m)	Momento (T.m)
DC	6,50	1,43	9,26
EV	25,91	1,43	36,92
LS	2,73	1,43	3,89

*Fuente: (Autor).*

##### ✓ Estado límite de resistencia I1

$$Mu = (1.25 * M_{DC}) + (1.35 * M_{EV}) + (1.75 * M_{LS}) \quad \text{Ecu. ( 276)}$$

$$Mu = (1.25 * 9.26) + (1.35 * 36.92) + (1.75 * 3.89) = 68.21 \text{ Tn. m}$$

##### ➤ El momento de diseño es:

$$Mu = 68.21 \text{ Tn. m}$$

##### ➤ Determinación de la cuantía.

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c)^2 - \left(\frac{6.12 * f'c * Mu}{b * d^2}\right)}}{1.8 * Fy} \quad \text{Ecu. ( 277)}$$

**Datos:**

- ✓ Ancho de cimentación: 95 cm
- ✓ b = 100 cm
- ✓ Recubrimiento: 10 cm
- ✓ d = 85 cm

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280)^2 - \left(\frac{6.12 * 280 * 68.21 * 10^5}{100 * 85^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.002555$$

$\rho_{min} > \rho$ ; Se diseñara con la cuantía mínima.

➤ **Cálculo del acero:**

$$A_s = \rho_{min} * b * d \quad \text{Ecu. ( 278)}$$

$$A_s = 0.00333 * 100 * 85 = 28.333 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 25 \text{ mm} = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{28.33}{4.909} = 5.77$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{5.77} = 17.33 \text{ cm}$$

**Se coloca 1  $\emptyset$  25 mm <sup>c</sup>/<sub>d</sub> 17 cm**

Donde:

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{Ecu. ( 279)}$$

$$a = \frac{28.33 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 5 \text{ cm}$$

Condición:

$$a < 0.35 * d \quad \text{Ecu. ( 280)}$$

$$5 < 29.75; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Cálculo del momento resistente**

$$M_n = \emptyset * A_s * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. ( 281)}$$

$$M_n = 0.9 * 28.33 * 4200 * \left(85 - \frac{5}{2}\right)$$

$$M_n = 88.36 \text{ Tn.m}$$

$$M_n > M_u; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Análisis de As máximo:**

Condición:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad \text{Ecu. ( 282)}$$

Donde:

de = 85 cm

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{5}{0.85} = 5.88 \quad \text{Ecu. ( 283)}$$

Entonces:

$$\frac{5.88}{85} \leq 0.069$$

$$0.069 \leq 0.42; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Análisis de As mínimo:**

La cantidad mínima de acero que debe resistir es  $1.2M_{cr}$ .

$$1.2M_{cr} = 1.2 * fr * S \quad \text{Ecu. ( 284)}$$

Donde:

$$fr = 2.01\sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. ( 285)}$$

$$fr = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ecu. ( 286)}$$

$$S = \frac{100 * 95^2}{6} = 150416.67 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$1.2M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 150416.67$$

$$1.2M_{cr} = 60.71 \text{ Tn.m}$$

$$Mu > 1.2M_{cr}; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Cálculo del As de temperatura.**

$$As_{temp} = 0.0018 * b * h \quad \text{Ecu. ( 287)}$$

$$As_{temp} = 0.0018 * 100 * 95 = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$As_{temp} = \frac{17.1}{2} = 8.55 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

$$\emptyset 14 \text{ mm} = 1.539 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{7.2}{1.539} = 5.55$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{5.55} = 18 \text{ cm}$$

**Se coloca 1  $\emptyset$  14 mm <sup>c</sup>/<sub>d</sub> 18 cm**

➤ **Análisis de cortante ultima.**

Para el análisis de la cortante en el talón se determinará con el estado límite de resistencia I1.

✓ **Estado límite de resistencia I1**

$$Vu = (1.25 * V_{DC}) + (1.35 * V_{EV}) + (1.75 * V_{LS}) \quad \text{Ecu. ( 288)}$$

$$Vu = (1.25 * 6.5) + (1.35 * 25.91) + (1.75 * 2.73)$$

$$Vu = 47.87 \text{ Tn}$$

➤ **El cortante de diseño es:**

$$Vu = 47.87 \text{ Tn}$$

➤ **Análisis de cortante del hormigón:**

$$Vr = \phi Vn \quad \text{Ecu. ( 289)}$$

Se escoge el valor de Vn menor de las siguientes formulas

$$Vn = Vc + Vs + Vp \quad \text{Ecu. ( 290)}$$

$$Vn = 0.25 * f'c * b * dv + Vp$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

$$Vs = 0$$

$$Vp = 0$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * (b * dv). \quad \text{Ecu. ( 291)}$$

Datos:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$de = 85 \text{ cm}$$

$$dv = de - \frac{a}{2} = 85 - \frac{5}{2} = 82.5 \text{ cm} \quad \text{Ecu. ( 292)}$$

Entonces:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{280} * (100 * 82.5) = 73.17 \text{ Tn}$$

Condición:

$$Vc \leq 0.9 * de = (0.9 * 85) \quad \text{Ecu. ( 293)}$$

$$73.17 \leq 76.5; \text{ SI CUMPLE}$$

$$Vc \leq 0.72 * H = (0.72 * 80) \quad \text{Ecu. ( 294)}$$

$$73.17 \geq 68.4; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Determinación de cortante:**

$$V_n = 73.17 + 0 + 0 = 73.17 \text{ Tn}$$

$$V_n = 0.25 * 280 * 100 * 82.5 = 577.5 \text{ Tn}$$

➤ **El cortante resistente es:**

$$V_r = 73.17 * 0.9 = 65.85 \text{ Tn}$$

$$V_r > V_u; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Diseño de la punta:**

Para este diseño solo se analiza el estado límite de evento extremo I1, donde se desprecia el peso de la punta y el peso del terreno que se encuentra encima de la punta.

Para el diseño se utiliza el **qu** que genera el suelo.

$$q_u = 486.51 \text{ Tn/m}^2$$

✓ **Estado límite de evento extremo I1**

$$M_u = q_u * \frac{L_{punta}^2}{2} * b \quad \text{Ecu. ( 295)}$$

Donde:

$$b = 1 \text{ m}$$

$$L_{punta} = 0.85 \text{ m}$$

$$M_u = 486.51 * \frac{0.85^2}{2} * 1 = 175.75 \text{ Tn.m}$$

➤ **El momento de diseño es:**

$$M_u = 175.75 \text{ Tn.m}$$

➤ **Determinación de la cuantía.**

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c)^2 - \left(\frac{6.12 * f'c * M_u}{b * d^2}\right)}}{1.8 * F_y} \quad \text{Ecu. ( 296)}$$

**Datos:**

- ✓ Ancho de cimentación: 95 cm
- ✓  $b = 100 \text{ cm}$
- ✓ Recubrimiento: 10 cm
- ✓  $d = 85 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280)^2 - \left(\frac{6.12 * 280 * 175.75 * 10^5}{100 * 85^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.00685$$

$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$  ; *Se diseñara con la cuantia calculada.*

➤ **Cálculo del acero:**

$$A_s = \rho * b * d \quad \text{Ecu. ( 297)}$$

$$A_s = 0.00685 * 100 * 85 = 58.22 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 28 \text{ mm} = 6.158 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{58.22}{6.158} = 9.46$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{9.46} = 10.56 \text{ cm}$$

**Se coloca 1  $\emptyset 28 \text{ mm}$  c/d 10.5 cm**

Donde:

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{Ecu. ( 298)}$$

$$a = \frac{58.22 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 10.27 \text{ cm}$$

Condición:

$$a < 0.35 * d \quad \text{Ecu. ( 299)}$$

$$10.27 < 29.75; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Cálculo del momento resistente**

$$M_n = \phi * A_s * F_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. ( 300)}$$

$$M_n = 0.9 * 58.22 * 4200 * \left(85 - \frac{10.27}{2}\right)$$

$$M_n = 175.75 \text{ Tn.m}$$

$$M_n \geq M_u ; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Análisis de As máximo:**

Condición:

$$\frac{c}{de} \leq 0.42 \quad \text{Ecu. ( 301)}$$

Donde:

$$de = 85 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{5}{0.85} = 5.88 \quad \text{Ecu. ( 302)}$$

Entonces:

$$\frac{5.88}{85} \leq 0.069$$

$$\mathbf{0.069 \leq 0.42; SI CUMPLE}$$

➤ **Análisis de As mínimo:**

La cantidad mínima de acero que debe resistir es  $1.2M_{cr}$ .

$$1.2M_{cr} = 1.2 * fr * S \quad \text{Ecu. ( 303)}$$

Donde:

$$fr = 2.01\sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. ( 304)}$$

$$fr = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ecu. ( 305)}$$

$$S = \frac{100 * 95^2}{6} = 150416.67 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$1.2M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 150416.67$$

$$1.2M_{cr} = 60.71 \text{ Tn.m}$$

$$\mathbf{Mu > 1.2M_{cr}; SI CUMPLE}$$

➤ **Cálculo del As de temperatura.**

Para el acero de temperatura en el talón será el mismo del talón.

➤ **Análisis de cortante ultima.**

Para el análisis de la cortante en el talón se determinará con el estado límite de resistencia I1.

Donde se debe cumplirse las siguientes condiciones:

$$dv > 0.9 * de \quad \text{Ecu. ( 306)}$$

$$de - \frac{a}{2} > 0.9 * de$$

$$85 - \frac{10.27}{2} > 0.9 * 85$$

$$79.86 \geq 76.5; \text{ SI CUMPLE}$$

$$dv \leq 0.72 * H = (0.72 * 95) \quad \text{Ecu. ( 307)}$$

$$79.86 \geq 68.4; \text{ SI CUMPLE}$$

Para el análisis de la cortante ultima se toma una distancia (**dv**) de la cara de la pantalla.

$$Vu = qu * (Lpunta - dv) \quad \text{Ecu. ( 308)}$$

$$Vu = 486.51 * (0.85 - 79.86)$$

$$Vu = 24.99 \text{ Tn}$$

- El cortante de diseño es:

$$Vu = 24.99 \text{ Tn}$$

- Análisis de cortante del hormigón:

$$Vr = \Phi Vn \quad \text{Ecu. ( 309)}$$

Se escoge el valor menor de **Vn** de las siguientes formulas

$$Vn = Vc + Vs + Vp \quad \text{Ecu. ( 310)}$$

$$Vn = 0.25 * f'c * b * dv + Vp$$

Donde:

$$\Phi = 0.9$$

$$Vs = 0$$

$$Vp = 0$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * (b * dv). \quad \text{Ecu. ( 311)}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{280} * (100 * 79.86) = 70.83 \text{ Tn}$$

- Determinación de cortante:

$$Vn = 70.83 + 0 + 0 = 70.83 \text{ Tn}$$

$$Vn = 0.25 * 280 * 100 * 79.86 = 559.04 \text{ Tn}$$

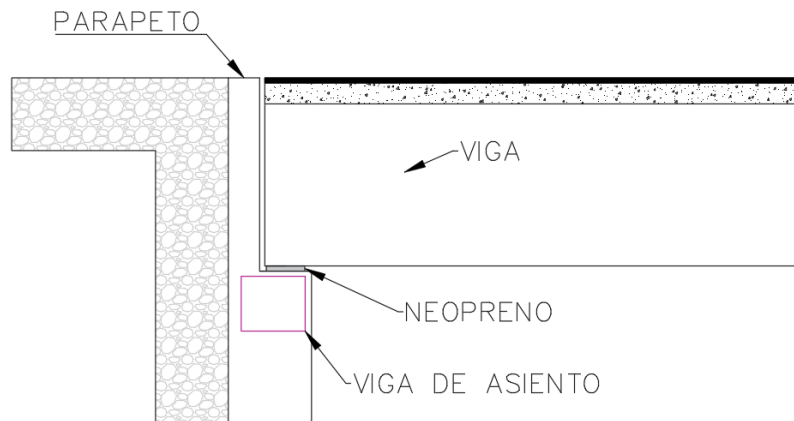
- El cortante resistente es:

$$Vr = 70.83 * 0.9 = 63.75 \text{ Tn}$$

$$Vr > Vu; \text{ SI CUMPLE}$$

#### 4.9.2.6.4. VIGA DE ASIENTO

Esta viga está diseñada para soportar las cargas muertas y vivas que ejerce el puente.



**Figura. 140 Viga de asiento. Fuente: (Autor)**

➤ **Cálculo de Carga muerta:**

$$CM = R_{cm} * B \quad \text{Ecu. ( 312)}$$

Datos:

- ✓ Reacción de la carga muerta:  $R_{cm} = 12.59 \text{ Tn}$
- ✓ Ancho del puente:  $B = 7.2 \text{ m}$

$$CM = 12.59 * 7.2 = 90.67 \text{ Tn}$$

➤ **Cálculo de Carga viva:**

$$C_v = \frac{R_{cv} * B}{\# \text{ vig}} \quad \text{Ecu. ( 313)}$$

Datos:

- ✓ Reacción de la carga viva:  $R_{cv} = 8.83 \text{ Tn}$
- ✓ Ancho del puente:  $B = 7.2 \text{ m}$

$$C_v = \frac{8.83 * 7.2}{4} = 15.89 \text{ Tn}$$

➤ **Cálculo de carga ultima. (Pu)**

$$P_u = (1.25 * CM) + (1.75 * CV) \quad \text{Ecu. ( 314)}$$

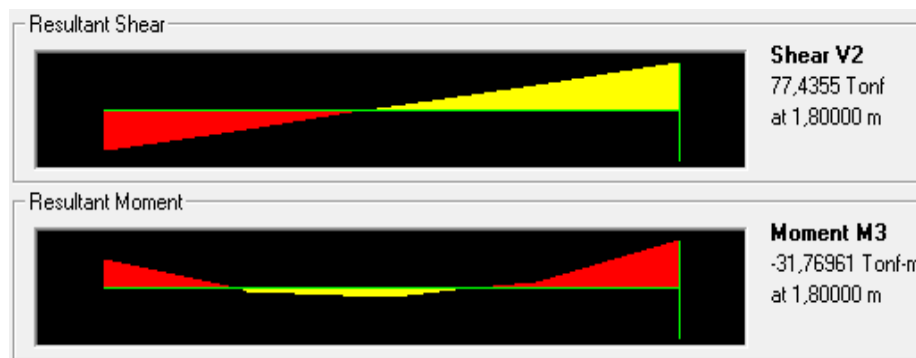
$$P_u = (1.25 * 90.67) + (1.75 * 15.89)$$

$$P_u = 141.13 \text{ Tn}$$

➤ **Reacción del estribo por metro lineal.**

$$W = \frac{P_u * \# \text{ vig}}{B} \quad \text{Ecu. ( 315)}$$

$$W = \frac{141.13 * 4}{7.2} = 78.41 \frac{Tn}{m.l}$$



**Figura. 141** Cortante y momento de la viga de asiento. Fuente: (Autor)

En el grafico obtenemos las cortantes y momentos máximos que ejercen las vigas en los cuatro apoyos.

$$Vu = 77.44 \text{ Tn}$$

$$Mu = 31.77 \text{ Tn.m}$$

- El momento de diseño es:

$$Mu = 31.77 \text{ Tn.m}$$

- Determinación de la cuantía.

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c)^2 - \left(\frac{6.12 * f'c * Mu}{b * d^2}\right)}}{1.8 * Fy} \quad \text{Ecu. ( 316)}$$

**Datos:**

- ✓ H = 0.6 m
- ✓ Ancho de pantalla: 80 cm
- ✓ b = 60 cm
- ✓ Recubrimiento: 5 cm
- ✓ d = 55 cm

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280)^2 - \left(\frac{6.12 * 280 * 31.77 * 10^5}{60 * 55^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.00483$$

$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$  ; Se diseñara con la cuantia calculada.

- Cálculo del acero:

$$As = \rho * b * d$$

Ecu. ( 317)

$$A_s = 0.00483 * 60 * 55 = 15.96 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 22 \text{ mm} = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{15.96}{3.801} = 4.2$$

$$Espaciamiento = \frac{60}{4.2} = 14.29 \text{ cm}$$

**Se coloca 1  $\emptyset 22 \text{ mm}$  c/d 14 cm**

- **El cortante de diseño es:**

$$V_u = 77.44 \text{ Tn}$$

- **Cálculo de estribos:**

$$V = \frac{V_u}{0.85 * b * h} \quad \text{Ecu. ( 318)}$$

$$V = \frac{77.44 * 1000}{0.85 * 60 * 60} = 25.31 \text{ kg/cm}^2$$

- **Análisis de cortante del hormigón:**

$$V_c = V_{adm} = 0.53 * \sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. ( 319)}$$

$$V_{adm} = 0.53 * \sqrt{280} = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

Donde se debe cumplirse la siguiente condición:

$$(V - V_c) \leq (8 * \sqrt{0.07 * f'c}) \quad \text{Ecu. ( 320)}$$

$$(25.31 - 8.87) \leq (8 * \sqrt{0.07 * 280})$$

$$16.44 \leq 35.42; \text{ SI CUMPLE}$$

- **Separación de estribos:**

$$S = \frac{A_v * F_y}{V * h} \quad \text{Ecu. ( 321)}$$

Donde:

$$A_v = 2 \Phi 16 \text{ mm} = 4.021 \text{ cm}^2$$

$$V = 25.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 60 \text{ cm}$$

$$S = \frac{4.021 * 4200}{25.31 * 0.6} = 11.12$$

$$S_{adoptado} = 11 \text{ cm}$$

**Se coloca 1  $\emptyset$  16 mm  $c/d$  11 cm**

#### 4.9.2.6.5. DISEÑO DEL PARAPETO:

La cuantía calculada del diseño de la pantalla es menor a la mínima por lo que el cálculo será con la cuantía mínima.

$$A_s = \rho_{min} * b * d \quad \text{Ecu. ( 322)}$$

Datos:

- ✓ recubrimiento = 10 cm
- ✓ ancho del parapeto = h = 30 cm
- ✓ b = 100 cm
- ✓ d = 20 cm
- ✓ cuantía mínima = 0.00333

$$A_s = 0.00333 * 100 * 20 = 6.67 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 12 \text{ mm} = 3 \setminus 1.131 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{6.67}{1.131} = 5.9$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{5.9} = 16.97 \text{ cm}$$

**Se coloca 1  $\emptyset$  12 mm  $c/d$  17 cm**

#### 4.9.2.6.6. DISEÑO DE TRABA SÍSMICA:

Se analiza la fuerza sísmica que ejerce sobre la traba.

$$EQ_{min} = A * R_{CM} \quad \text{Ecu. ( 323)}$$

Donde:

- ✓ Coeficiente de aceleración sísmica: A = 0.25
- ✓ Reacción por carga muerta: Rcm= 50.37 Tn/viga

$$EQ_{min} = 0.25 * 50.37 = 12.59 \text{ Tn/traba}$$

- **Fuerza sísmica modificada:**

$$EQM = \frac{EQ}{R} \quad \text{Ecu. ( 324)}$$

Donde:

- ✓ Coeficiente de modificación de respuesta sísmica: R = 0.8

$$EQM = \frac{12.59}{0.8} = 15.74 \text{ Tn}$$

- **Cálculo de anclaje en el armado:**

$$A_v = \frac{V}{f_s * \mu} \quad \text{Ecu. ( 325)}$$

Donde:

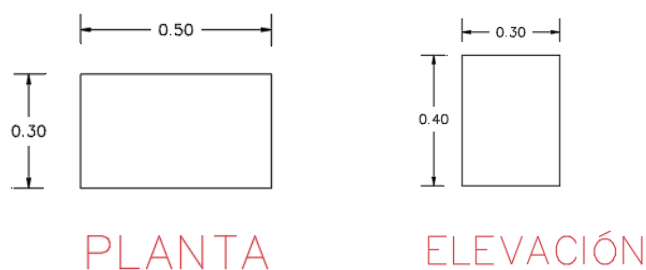
- ✓ Coeficiente de rozamiento entre hormigón:  $\mu = 1$
- ✓ Esfuerzo de trabajo:  $f_s = 0.4 * F_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$ .

$$A_v = \frac{15.74 * 1000 \text{ Kg}}{1680 * 1}$$

$$A_v = 9.37 \text{ cm}^2$$

**Se coloca 6 varillas de  $\varnothing 14 \text{ mm}$**

Geometría adoptada en la sección:



**Figura. 142 Dimensiones de la traba sísmica. Fuente: (Autor)**

➤ **Longitud de desarrollo:**

$$L_{db} = \frac{0.02 * A_b * F_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.06 * d_b * F_y \quad \text{Ecu. ( 326)}$$

Donde:

- ✓  $f'_c = 28 \text{ Mpa}$ .
- ✓  $F_y = 420 \text{ Mpa}$
- ✓  $D_b = 14 \text{ mm}$
- ✓  $A_b = 153.9 \text{ mm}^2$

$$\frac{0.02 * 153.9 * 420}{\sqrt{28}} \geq 0.06 * 14 * 420$$

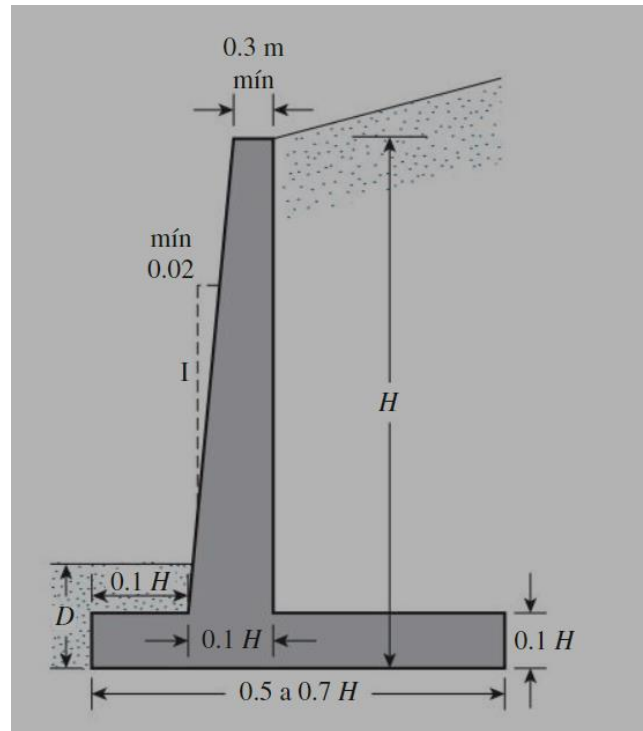
$$244.36 \geq 352.8$$

Entonces:

**La longitud de desarrollo es: 35.5 cm**

### 4.9.3. DISEÑO DE MURO DE ALA.

#### 4.9.3.1. Análisis de prediseño:



**Figura. 143 Dimensionamiento del muro de ala. Fuente: (Braja M, 2016)**

Donde:

❖ Altura del muro de ala:  $H = 6 \text{ m}$

❖ Ancho de cimentación:  $B = \frac{1}{2}H \text{ o } \frac{2}{3}H$

$$B = \frac{1}{2} * 6 = 3 \text{ m} \quad B = \frac{2}{3} * 6 = 4 \text{ m}$$

$$B_{adoptado} = 4.5 \text{ m}$$

❖ Altura de cimentación:  $D = 0.1 * H$

$$D = 0.1 * 6 = 0.6 \text{ m}$$

$$D_{adoptado} = 0.95 \text{ m}$$

❖ Longitud de la punta:  $L_{punta} = 0.1 * H$

$$L_{punta} = 0.1 * 6 = 0.6 \text{ m}$$

$$L_{punta_{adoptado}} = 0.85 \text{ m}$$

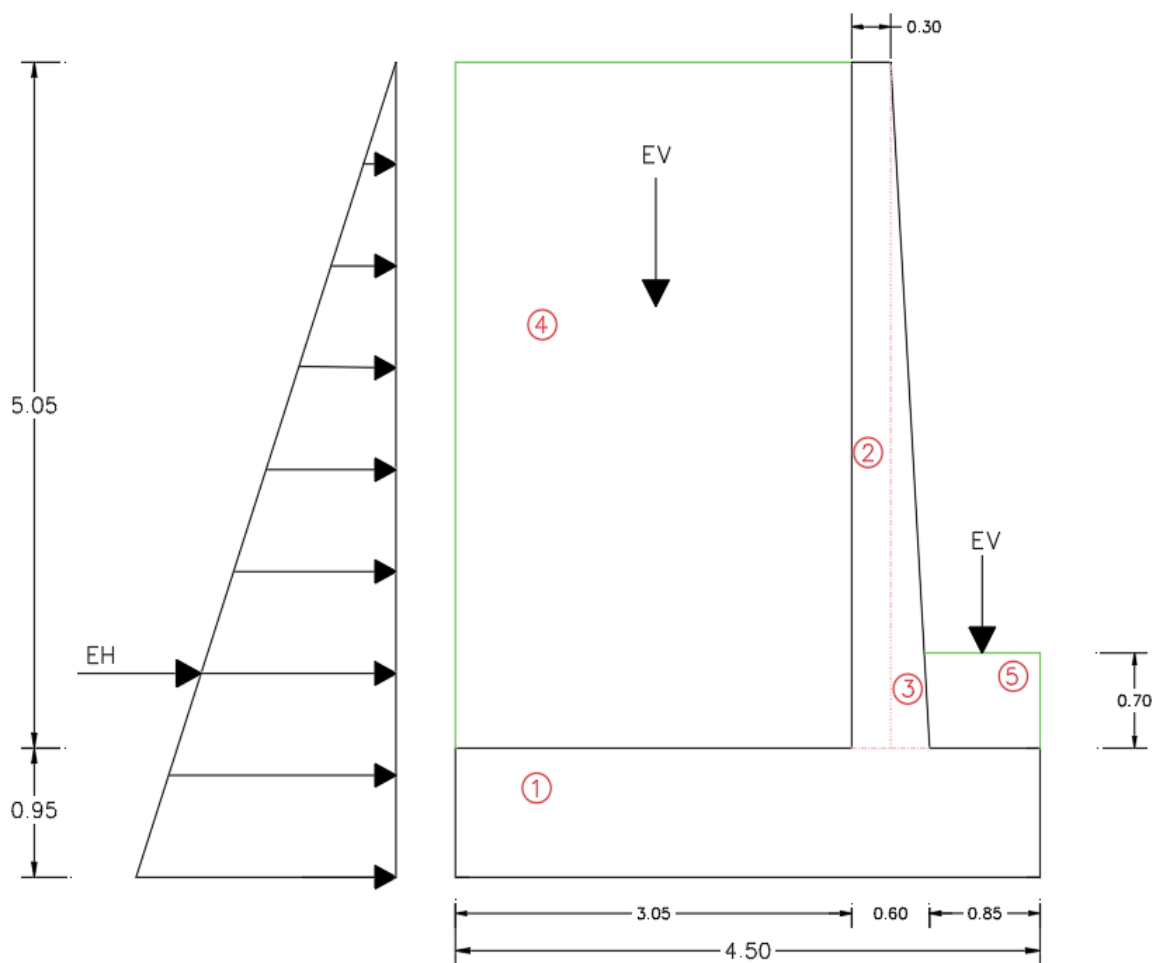
❖ Ancho del parapeto, mínimo = 0.3 m:  $b(\text{parapeto}) = 0.3 \text{ m}$

❖ Ancho de base de pantalla:  $B_{pantalla} = 0.1 * H$

$$B_{pantalla} = 0.1 * 6 = 0.6 \text{ m}$$

❖ Longitud del talón:  $L(\text{talón}) = B - L_{punta} - b_{pantalla}$

$$L(\text{talón}) = 4.5 - 0.85 - 0.6 = 3.05 \text{ m}$$



**Figura. 144 Fuerzas aplicadas en el muro de ala. Fuente: (Autor)**

➤ **Cargas verticales**

A todas las cargas se considera un metro de longitud del estribo.

**Cargas DC del muro de ALA.**

**Tabla 49. Carga muerta del muro de ala.**

Elemento	Área (m <sup>2</sup> )	DC (T/m)
1	4,28	10,26
2	1,52	3,64
3	0,76	1,82

**Fuente: (Autor).**

➤ **Cargas EV**

Peso del terreno

Tabla 50. Carga del terreno de relleno.

Elemento	Área (m <sup>2</sup> )	DC (T/m)
4	15,40	27,72
5	0,60	1,07

Fuente: (Autor).

## ➤ Cargas EH

Presión lateral que ejerce el terreno.

Interface Materials	Friction Angle, $\delta$ (degrees)	Coefficient of Friction, $\tan \delta$ (dim.)
Mass concrete on the following foundation materials:		
• Clean sound rock	35	0.70
• Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	29 to 31	0.55 to 0.60
• Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	24 to 29	0.45 to 0.55
• Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	19 to 24	0.34 to 0.45
• Fine sandy silt, nonplastic silt	17 to 19	0.31 to 0.34
• Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	22 to 26	0.40 to 0.49
• Medium stiff and stiff clay and silty clay	17 to 19	0.31 to 0.34
Masonry on foundation materials has same friction factors.		
Steel sheet piles against the following soils:		
• Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	22	0.40
• Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17	0.31
• Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	14	0.25
• Fine sandy silt, nonplastic silt	11	0.19
Formed or precast concrete or concrete sheet piling against the following soils:		
• Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	22 to 26	0.40 to 0.49
• Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17 to 22	0.31 to 0.40
• Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	17	0.31
• Fine sandy silt, nonplastic silt	14	0.25
Various structural materials:		
• Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:		
○ dressed soft rock on dressed soft rock	35	0.70
○ dressed hard rock on dressed soft rock	33	0.65
○ dressed hard rock on dressed hard rock	29	0.55
• Masonry on wood in direction of cross grain	26	0.49
• Steel on steel at sheet pile interlocks	17	0.31

Figura. 145 Angulo de fricción entre diferentes materiales. Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

$$EH_y = EH * \text{sen} \delta$$

Ecu. ( 327)

Donde:

 $\delta = 24$  según la tabla de fricción interna.

$$EH_{sen\delta} = Ka * H^2 * \gamma t * 0.5sen(24) \quad \text{Ecu. ( 328)}$$

$$EH_{sen\delta} = 0.2174 * 6^2 * 1.8 * 0.5sen(24) = 2.87 \text{ Tn/m}$$

➤ **RESUMEN DE CARGAS VERTICALES.**

*Tabla 51. Resumen de cargas verticales en el muro de ala.*

Definición	Tipo	V (T/m)	Xa (m)	Mv (T.m/m)
<b>Elemento 1</b>	DC	10,26	2,25	23,09
<b>Elemento 2</b>	DC	3,64	3,20	11,64
<b>Elemento 3</b>	DC	1,82	3,45	6,27
<b>Elemento 4</b>	EV	27,72	1,53	42,28
<b>Elemento 5</b>	EV	1,07	4,08	4,36
<b>SUMA</b>		<b>44,51</b>		<b>87,64</b>
<b>E. horizontal</b>	EH	2,87	4,50	12,89

*Fuente: (Autor).*

**4.9.3.2. Estados límites y combinaciones de cargas.**

Para las combinaciones de resistencia y evento extremo se analizará con cortante y momento con las cargas verticales.

*Tabla 52. Estados límites y combinaciones de cargas para el muro de ala.*

ESTADO LIMITE	γ	γ	γ	γ	γ	γ	γ	γ	γ	DETERMINACIÓN
	DC	DW	EV	LL+IM	Lsy	LSx	EH	EQ	BR	
<b>Resistencia I1</b>	0,9	0,65	1	0	1,75	1,75	1,5	0	1,75	Deslizamiento y vuelco
<b>Resistencia I2</b>	1,25	1,5	1,35	1,75	1,75	1,75	1,5	0	1,75	Presiones y resistencia
<b>Ev. Extremo I1</b>	0,9	0,65	1	0	0,5	0,5	1,5	1	0,5	Deslizamiento y vuelco
<b>Ev. Extremo I2</b>	1,25	1,5	1,35	0,5	0,5	0,5	1,5	1	0,5	Presiones y resistencia

*Fuente: (Autor).*

## Cargas verticales Vu

Tabla 53. Estados límites y combinaciones con cargas verticales.

DEFINICIÓN	Elemento 1	Elemento 2	Elemento 3	Elemento 4	Elemento 5	E. horizontal	SUMATORIA
<b>TIPO</b>		<b>DC</b>			<b>Ev</b>	<b>EH</b>	<b>Vu (Tn)</b>
<b>V (Tn)</b>	<b>10,26</b>	<b>3,64</b>	<b>1,82</b>	<b>27,72</b>	<b>1,07</b>	<b>2,87</b>	<b>47,38</b>
<b>Resistencia</b>	9,23	3,27	1,64	27,72	1,07	4,30	47,24
<b>I1</b>							
<b>Resistencia</b>	12,83	4,55	2,27	37,43	1,45	4,30	62,81
<b>I2</b>							
<b>Ev. Extremo</b>	9,23	3,27	1,64	27,72	1,07	4,30	47,24
<b>I1</b>							
<b>Ev. Extremo</b>	12,83	4,55	2,27	37,43	1,45	4,30	62,81
<b>I2</b>							

Fuente: (Autor).

Momentos estabilizadores por cargas verticales.

Tabla 54. Estados límites y combinaciones con momentos verticales.

DEFINICIÓN	Elemento 1	Elemento 2	Elemento 3	Elemento 4	Elemento 5	E. horizontal	SUMATORIA
<b>TIPO</b>		<b>DC</b>			<b>Ev</b>	<b>EH</b>	<b>Mu (Tn.m)</b>
<b>M (Tn)</b>	<b>23,09</b>	<b>11,64</b>	<b>6,27</b>	<b>42,28</b>	<b>4,36</b>	<b>12,89</b>	<b>100,53</b>
<b>Resistencia</b>	20,78	10,47	5,64	42,28	4,36	19,34	102,88
<b>I1</b>							
<b>Resistencia</b>	28,86	14,54	7,84	57,08	5,89	19,34	133,55
<b>I2</b>							
<b>Ev. Extremo</b>	20,78	10,47	5,64	42,28	4,36	19,34	102,88
<b>I1</b>							
<b>Ev. Extremo</b>	28,86	14,54	7,84	57,08	5,89	19,34	133,55
<b>I2</b>							

Fuente: (Autor).

## 4.9.3.3. Análisis de estabilidad y esfuerzos

Una vez definido la sección del estribo y los estados límites, se deberá analizar las siguientes consideraciones para el diseño del estribo.

## 4.9.3.3.1. COMPROBACIÓN DE VOLCAMIENTO

- ✓ Estado límite de resistencia

Según (AASHTO LRFD. 11.6.3.3), menciona que en suelo rocoso es ( $e \leq 3/8B$ )

$$e_{MAX} = \frac{3}{8} * B \quad \text{Ecu. ( 329)}$$

$$e_{MAX} = \frac{3}{8} * 4.5 = 1.69 \text{ m}$$

✓ **Estado límite de evento extremo**

Según (AASHTO LRFD. 11.6.3.3), menciona que el peso específico va desde cero hasta uno y cuando es cero es ( $e < 1/3 * B$ ), mientras que en uno es ( $e < 2/5 * B$ ).

En este caso se analizará con el peso específico de 0.5 donde se interpola y el resultado es la siguiente formula.

$$e_{MAX} = \frac{11}{30} * B \quad \text{Ecu. ( 330)}$$

$$e_{MAX} = \frac{11}{30} * 4.5 = 1.65 \text{ m}$$

A continuación, se detallará las siguientes formulas.

$$X_o = \frac{Mvu - Mhu}{Vu} \quad \text{Ecu. ( 331)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_o \quad \text{Ecu. ( 332)}$$

**Tabla 55. Comprobación de volcamiento.**

Análisis	Vu (Tn/m)	Mvu (T.m/m)	Mhu (T.m/m)	Xo (m)	e (m)	Emax (m)	Condición
Resistencia I1	47,24	102,88	47,77	1,17	1,08	1,69	SI CUMPLE
Resistencia I2	62,81	133,55	47,77	1,37	0,88	1,69	SI CUMPLE
Ev. Extremo I1	47,24	102,88	69,55	0,71	1,54	1,65	SI CUMPLE
Ev. Extremo I2	62,81	133,55	69,55	1,02	1,23	1,65	SI CUMPLE

*Fuente: (Autor).*

**4.9.3.3.2. COMPROBACIÓN DE DESLIZAMIENTO.**

Se analiza con las siguientes formulas:

$$\mu = \tan \phi' f \quad \text{Ecu. ( 333)}$$

$$\mu = \tan 40 = 0.839$$

Formula de resistencia al deslizamiento.

$$Ff = \mu(\theta * Vu) \quad \text{Ecu. ( 334)}$$

Donde:

$\theta = 0.8$  en estado límite de resistencia.

$\theta = 1$  en estado límite de evento extremo.

**Tabla 56. Comprobación de deslizamiento.**

Análisis	Vu (Tn/m)	Resistente Ff (Tn/m)	Actuante Hu (Tn/m)	Condición
Resistencia I1	47,24	31,71	15,50	SI CUMPLE
Resistencia I2	62,81	42,17	15,50	SI CUMPLE
Ev. Extremo I1	47,24	39,64	23,58	SI CUMPLE
Ev. Extremo I2	62,81	52,71	23,58	SI CUMPLE

*Fuente: (Autor).*

#### 4.9.3.3. COMPROBACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA.

Es la capacidad de carga que ofrece el terreno.

##### ✓ Estado límite de resistencia

Según (AASHTO LRFD. 10.5.5.1), menciona que el factor de resistencia es  $\theta b = 0.6$

Según (AASHTO LRFD. 10.6.3.1), determina la siguiente ecuación mayorada.

$$q_R = \theta b * q_N \quad \text{Ecu. ( 335)}$$

Donde:

$$q_N = FS * q_{adm} \quad \text{Ecu. ( 336)}$$

$$q_R = 0.6 * (3 * 12.22) = 22.19 \text{ kg/cm}^2$$

##### ✓ Estado límite de evento extremo

Según (AASHTO LRFD. 10.5.5.1), menciona que el factor es  $\theta b = 1$

$$q_R = \theta b * q_N \quad \text{Ecu. ( 337)}$$

$$q_R = 1 * (3 * 12.22) = 36.66 \text{ kg/cm}^2$$

A continuación, se detallará las siguientes formulas.

- ✓ El valor de  $e$  se extrae de la tabla de volcamiento.
- ✓ **B:** ancho de la cimentación= 4.5 m

$$q = \frac{Vu}{B - 2e} \quad \text{Ecu. ( 338)}$$

Tabla 57. Comprobación de capacidad de carga.

Análisis	Vu (Tn/m)	e (m)	Q (kg/cm2)	q R (kg/cm2)	Condición
Resistencia I1	47,24	1,08	2,02	29,19	SI CUMPLE
Resistencia I2	62,81	0,88	2,30	29,19	SI CUMPLE
Ev. Extremo I1	47,24	1,54	3,35	48,65	SI CUMPLE
Ev. Extremo I2	62,81	1,23	3,08	48,65	SI CUMPLE

Fuente: (Autor).

### ➤ Cargas EQ

Se analiza todas las cargas sísmicas que están sometidas al muro de ala.

$$P_{EQ} = W * A * S \quad \text{Ecu. ( 339)}$$

Donde:

- ✓ A = 0.25
- ✓ S = 1
- ✓ Sumatoria de cargas del muro como las cargas del empuje vertical. W = 44.51 Tn /m

$$P_{EQ} = (44.51) * 0.25 * 1$$

$$P_{EQ} = 11.13 \text{ Tn}$$

De3terminacion de altura promedio del muro.

$$\sum V = 44.51 \text{ Tn/m}$$

$$\sum M = 87.64 \text{ Tn.m/m}$$

$$h_i = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{87.64}{44.51} = 1.97 \text{ m} \quad \text{Ecu. ( 340)}$$

$$M_{EQ} = 11.13 * 1.97 = 21.91 \text{ Tn.m}$$

### ➤ Cargas EQ

Esta carga es ejercida por la acción sísmica del terreno y se analizara por el método de Monobe-Okabe.

$$\theta = \arctan \left( \frac{Kh}{1 - Kv} \right) \quad \text{Ecu. ( 341)}$$

$$\theta = \arctan \left( \frac{0.125}{1 - 0} \right) = 7.13$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'f}{2} \right) \quad \text{Ecu. ( 342)}$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{40}{2} \right) = 0.217$$

Donde la presión lateral del terreno.

$$P_H = K_a * H * \gamma t \quad \text{Ecu. ( 343)}$$

$$P_H = 0.217 * 6 * 1.8 = 2.348 \text{ Tn/m}^2$$

Donde:

$$EH = 0.5 * H * P_H \quad \text{Ecu. ( 344)}$$

$$EH = 0.5 * 6 * 2.35 = 7.05 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

$$Y_A = 2 \text{ m}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(40 - 7.13)}{\cos 7.13 * \cos^2 0 * \cos(7.13) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40)\sin(40 - 7.13 - 1)}{\cos(7.13)\cos(1)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.29$$

Remplazamos:

$$E_{AE} = 0.5 * (0.29 - 0.217) * (6^2) * 1.8 = 2.20 \text{ Tn/m} \quad \text{Ecu. ( 345)}$$

$$Y_A = 3 \text{ m}$$

#### 4.9.3.3.4. Análisis de estabilidad y presiones del muro.

Para la determinación de las siguientes condiciones se analizará las fuerzas y momentos, en horizontal y vertical.

➤ Fuerzas verticales.

$$F_v = \sum EV + DC = 44.51 \text{ Tn} \quad \text{Ecu. ( 346)}$$

$$M_v = \sum M_{DC} = 87,64 \text{ Tn.m} \quad \text{Ecu. ( 347)}$$

➤ Fuerzas horizontales.

$$F_h = EQ_{TERRENO} + EQ_{ESTRIBO} = 4.99 + 2.2 = 7.19 \text{ Tn} \quad \text{Ecu. ( 348)}$$

$$M_h = M_{EQ} = 21.91 \text{ Tn.m} \quad \text{Ecu. ( 349)}$$

#### 4.9.3.3.5. Análisis de factores de seguridad:

❖ Deslizamiento:

$$FSD = \frac{Fv * 0.6}{Fh} \quad \text{Ecu. ( 350)}$$

$$FSD = \frac{44.51 * 0.6}{7.19} = 3.72$$

**3.72 > 1.5 ; SI CUMPLE**

❖ **Volcamiento:**

$$FSD = \frac{\sum Mv}{Mh} \quad \text{Ecu. ( 351)}$$

$$FSD = \frac{87.64}{21.91} = 4$$

**4 > 1.5 ; SI CUMPLE**

❖ **Presiones:**

$$x = \frac{Mv - Mh}{Fv} \quad \text{Ecu. ( 352)}$$

$$x = \frac{87.64 - 21.91}{44.51} = 1.48 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x \quad \text{Ecu. ( 353)}$$

$$e = \frac{4.5}{2} - 1.48 = 0.77 \text{ m}$$

Entonces la condición para la capacidad de carga:

$$q = \frac{Fv}{B * h} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B}\right) \quad \text{Ecu. ( 354)}$$

$$q = \frac{44.51}{4.5 * 0.95} * \left(1 + \frac{6 * 0.77}{4.5}\right) = 21.15 < 162.17 \frac{Tn}{m^2}; \text{ SI CUMPLE}$$

$$q = \frac{Fv}{B * h} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right)$$

$$q = \frac{44.51}{4.5 * 0.95} * \left(1 - \frac{6 * 0.77}{4.5}\right) = -0.32 < 162.17 \frac{Tn}{m^2}; \text{ SI CUMPLE}$$

#### 4.9.3.4. CÁLCULO DE ACERO.

##### 4.9.3.4.1. Análisis de cuantías.

Se determina la cuantía mínima, balanceada y la máxima, para todos los cálculos necesarios, ya que se va a utilizar un acero de fluencia de 4200 Kg/cm<sup>2</sup> y un hormigón de 280 kg/cm<sup>2</sup>.

**Datos:**

- ✓  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

✓  $\beta = 0.85$  hasta  $f'c=280$  kg/cm<sup>2</sup>

✓ **Cuantía mínima:**

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} \quad \text{Ecu. ( 355)}$$

$$\rho_{min} = 0.00333$$

✓ **Cuantía balanceada:**

$$\rho_{bal} = 0.85 * \beta * \frac{f'c}{F_y} * \frac{6000}{6000 + F_y} \quad \text{Ecu. ( 356)}$$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * \frac{280}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200}$$

$$\rho_{bal} = 0.028333$$

✓ **Cuantía máxima:**

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_{bal} \quad \text{Ecu. ( 357)}$$

$$\rho_{max} = 0.5 * 0.028333$$

$$\rho_{max} = 0.014167$$

#### 4.9.3.4.2. Diseño de pantalla.

Análisis de cargas en la pantalla.

*Tabla 58. Cargas para el diseño de pantalla del muro de ala.*

Carga	Carga distribuida (T/m)	Carga (Tn)	Yp (m)	M (T.m)
EH	1,98	4,99	1,68	8,40
EQ (terreno)	0,31	1,55	2,53	3,93
EQ (estribo)		4,15	2,53	10,47

*Fuente: (Autor).*

**Análisis del momento ultimo.**

✓ **Estado límite de resistencia I1**

$$Mu = (1.5 * M_{EH}) \quad \text{Ecu. ( 358)}$$

$$Mu = (1.5 * 8.4)$$

$$Mu = 12.60 \text{ Tn.m}$$

✓ **Estado límite de evento extremo**

$$Mu = (1.5 * M_{EH}) + (1 * M_{EQ}) \quad \text{Ecu. ( 359)}$$

$$Mu = (1.5 * 8.4) + (1 * (3.93 + 10.47))$$

$$Mu = 27 \text{ Tn.m}$$

➤ El momento de diseño es:

$$Mu = 27 \text{ Tn.m}$$

➤ Determinación de la cuantía.

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c)^2 - \left(\frac{6.12 * f'c * Mu}{b * d^2}\right)}}{1.8 * Fy} \quad \text{Ecu. ( 360)}$$

Datos:

- ✓ Ancho de la pantalla: 60 cm
- ✓  $b = 100$  cm
- ✓ Recubrimiento: 7.5 cm
- ✓  $d = 52.5$  cm

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280)^2 - \left(\frac{6.12 * 280 * 27 * 10^5}{100 * 70^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.002654$$

$\rho_{min} > \rho$  ; Se diseñara con la cuantia minima.

➤ Cálculo del acero:

$$As = \rho_{min} * b * d \quad \text{Ecu. ( 361)}$$

$$As = 0.00333 * 100 * 52.5 = 17.5 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 18 \text{ mm} = 2.545 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{17.5}{2.545} = 6.88$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{6.88} = 14.5 \text{ cm}$$

Se coloca 1  $\emptyset 18 \text{ mm}$  c/d 14.5 cm

Donde:

$$a = \frac{As * Fy}{0.85 * f'c * b} \quad \text{Ecu. ( 362)}$$

$$a = \frac{17.5 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 3.09 \text{ cm}$$

Condición:

$$a < 0.35 * d \quad \text{Ecu. ( 363)}$$

**3.09 < 18.38; SI CUMPLE**

➤ **Cálculo del momento resistente**

$$Mn = \phi * As * Fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. ( 364)}$$

$$Mn = 0.9 * 17.5 * 4200 * \left(52.5 - \frac{3.09}{2}\right)$$

$$Mn = 33.71 \text{ Tn.m}$$

**$Mn > Mu$ ; SI CUMPLE**

➤ **Análisis de As máximo:**

En esta condición se analiza la AASHTO 2017, en el acuerdo 5.7.3.3.1:

$$\frac{c}{de} \leq 0.42 \quad \text{Ecu. ( 365)}$$

Donde:

de = 70 cm

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{3.09}{0.85} = 3.63 \quad \text{Ecu. ( 366)}$$

Entonces:

$$\frac{3.63}{52.5} \leq 0.42$$

**0.069 ≤ 0.42; SI CUMPLE**

➤ **Análisis de As mínimo:**

La cantidad mínima de acero que debe resistir es  $1.2M_{cr}$ .

$$1.2M_{cr} = 1.2 * fr * S \quad \text{Ecu. ( 367)}$$

Donde:

$$fr = 2.01\sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. ( 368)}$$

$$fr = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ecu. ( 369)}$$

$$S = \frac{100 * 60^2}{6} = 60000 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$1.2M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 60000$$

$$1.2M_{cr} = 24.22 \text{ Tn.m}$$

$$M_u > 1.2M_{cr}; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Cálculo del As de temperatura.**

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * b * h \quad \text{Ecu. ( 370)}$$

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{temp}} = \frac{10.8}{2} = 5.4 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

$$\emptyset 12 \text{ mm} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{5.4}{1.131} = 4.78$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{4.78} = 20.94 \text{ cm}$$

**Se coloca 1  $\emptyset$  12 mm  $c/d$  21 cm**

➤ **Análisis de cortante ultima.**

✓ **Estado límite de resistencia I1**

$$V_u = (1.5 * V_{EH}) \quad \text{Ecu. ( 371)}$$

$$V_u = (1.5 * 4.99)$$

$$V_u = 7.49 \text{ Tn}$$

✓ **Estado límite de evento extremo**

$$V_u = (1.5 * V_{EH}) + (1 * V_{EQ}) \quad \text{Ecu. ( 372)}$$

$$V_u = (1.5 * 4.99) + (1 * (1.55 + 4.15))$$

$$V_u = 13.19 \text{ Tn}$$

➤ **El cortante de diseño es:**

$$V_u = 13.19 \text{ Tn}$$

➤ **Análisis de cortante del hormigón:**

$$V_r = \emptyset V_n \quad \text{Ecu. ( 373)}$$

Se escoge el valor de  $V_n$  menor de las siguientes formulas

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{Ecu. ( 374)}$$

$$V_n = 0.25 * f'c * b * dv + V_p \quad \text{Ecu. ( 375)}$$

Donde:

$$\Phi = 1$$

$$V_s = 0$$

$$V_p = 0$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * (b * dv). \quad \text{Ecu. ( 376)}$$

Datos:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$de = 70 \text{ cm}$$

$$dv = de - \frac{a}{2} = 70 - \frac{4.12}{2} = 67.94 \text{ cm} \quad \text{Ecu. ( 377)}$$

Entonces:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * (100 * 67.94) = 60.25 \text{ Tn}$$

Si cumple ya que con el cortante del hormigón cumple.

$$V_c > V_u; \text{ SI CUMPLE}$$

#### 4.9.3.4.3. DISEÑOS DE CIMENTACIÓN.

##### ➤ Diseño del talón:

Para este diseño solo se analiza el estado límite de resistencia I1, porque los esfuerzos obtenidos del puente están en estado de servicio.

Análisis de cargas en el talón.

**Tabla 59. Cargas para el diseño del talón en el muro de ala.**

Tipo	Carga (T/m)	Distancia (m)	Momento (T.m)
DC	6,95	1,53	10,60
EV	27,72	1,53	42,28

*Fuente: (Autor).*

##### ✓ Estado límite de resistencia I1

$$M_u = (1.25 * M_{DC}) + (1.35 * M_{EV}) \quad \text{Ecu. ( 378)}$$

$$M_u = (1.25 * 10.6) + (1.35 * 42.28) = 70.33 \text{ Tn.m}$$

##### ➤ El momento de diseño es:

$$M_u = 70.33 \text{ Tn.m}$$

➤ **Determinación de la cuantía.**

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c)^2 - \left(\frac{6.12 * f'c * Mu}{b * d^2}\right)}}{1.8 * Fy} \quad \text{Ecu. ( 379)}$$

**Datos:**

- ✓ Ancho de cimentación: 95 cm
- ✓  $b = 100$  cm
- ✓ Recubrimiento: 10 cm
- ✓  $d = 85$  cm

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280)^2 - \left(\frac{6.12 * 280 * 70.33 * 10^5}{100 * 85^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.002637$$

$\rho_{min} > \rho$  ; *Se diseñara con la cuantia minima.*

➤ **Cálculo del acero:**

$$As = \rho_{min} * b * d \quad \text{Ecu. ( 380)}$$

$$As = 0.00333 * 100 * 85 = 28.333 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 25 \text{ mm} = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{28.33}{4.909} = 5.77$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{5.77} = 17.33 \text{ cm}$$

*Se coloca 1  $\emptyset 25$  mm  $c/d$  17 cm*

Donde:

$$a = \frac{As * Fy}{0.85 * f'c * b} \quad \text{Ecu. ( 381)}$$

$$a = \frac{28.33 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 5 \text{ cm}$$

Condición:

$$a < 0.35 * d \quad \text{Ecu. ( 382)}$$

**5 < 29.75; SI CUMPLE**

➤ **Cálculo del momento resistente**

$$Mn = \emptyset * As * Fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecu. ( 383)}$$

$$Mn = 0.9 * 28.33 * 4200 * \left(85 - \frac{5}{2}\right)$$

$$Mn = 88.36 \text{ Tn.m}$$

$$Mn > Mu ; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Análisis de As máximo:**

En esta condición se analiza la AASHTO 2017, en el acuerdo 5.7.3.3.1:

$$\frac{c}{de} \leq 0.42 \quad \text{Ecu. ( 384)}$$

Donde:

de = 85 cm

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{5}{0.85} = 5.88 \quad \text{Ecu. ( 385)}$$

Entonces:

$$\frac{5.88}{85} \leq 0.069$$

$$0.069 \leq 0.42; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Análisis de As mínimo:**

La cantidad mínima de acero que debe resistir es  $1.2M_{cr}$ .

$$1.2M_{cr} = 1.2 * fr * S \quad \text{Ecu. ( 386)}$$

Donde:

$$fr = 2.01\sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. ( 387)}$$

$$fr = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ecu. ( 388)}$$

$$S = \frac{100 * 95^2}{6} = 150416.67 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$1.2M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 150416.67$$

$$1.2M_{cr} = 60.71 \text{ Tn.m}$$

$$Mu > 1.2M_{cr}; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Cálculo del As de temperatura.**

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * b * h \quad \text{Ecu. ( 389)}$$

$$A_{S_{temp}} = 0.0018 * 100 * 95 = 15.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{temp}} = \frac{15.3}{2} = 7.65 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

$$\emptyset 12 \text{ mm} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{7.65}{1.131} = 6.76$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{6.76} = 14.8 \text{ cm}$$

**Se coloca 1  $\emptyset$  12 mm  $c/d$  15 cm**

➤ **Análisis de cortante ultima.**

Para el análisis de la cortante en el talón se determinará con el estado límite de resistencia I1.

✓ **Estado límite de resistencia I1**

$$V_u = (1.25 * V_{DC}) + (1.35 * V_{EV}) \quad \text{Ecu. ( 390)}$$

$$V_u = (1.25 * 6.95) + (1.35 * 27.72)$$

$$V_u = 46.12 \text{ Tn}$$

➤ **El cortante de diseño es:**

$$V_u = 46.12 \text{ Tn}$$

➤ **Análisis de cortante del hormigón:**

$$V_r = \emptyset V_n \quad \text{Ecu. ( 391)}$$

Se escoge el valor de  $V_n$  menor de las siguientes formulas

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{Ecu. ( 392)}$$

$$V_n = 0.25 * f'c * b * dv + V_p \quad \text{Ecu. ( 393)}$$

Donde:

$$\Phi = 0.9$$

$$V_s = 0$$

$$V_p = 0$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * (b * dv). \quad \text{Ecu. ( 394)}$$

Datos:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$de = 85 \text{ cm}$$

$$dv = de - \frac{a}{2} = 85 - \frac{5}{2} = 82.5 \text{ cm} \quad \text{Ecu. ( 395)}$$

Entonces:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{280} * (100 * 82.5) = 73.17 \text{ Tn}$$

Condición:

$$Vc \leq 0.9 * de = (0.9 * 85) \quad \text{Ecu. ( 396)}$$

$$73.17 \leq 76.5; \text{ SI CUMPLE}$$

$$Vc \leq 0.72 * H = (0.72 * 80) \quad \text{Ecu. ( 397)}$$

$$73.17 \geq 68.4; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Determinación de cortante:**

$$Vn = 73.17 + 0 + 0 = 73.17 \text{ Tn}$$

$$Vn = 0.25 * 280 * 100 * 82.5 = 577.5 \text{ Tn}$$

➤ **El cortante resistente es:**

$$Vr = 73.17 * 0.9 = 65.85 \text{ Tn}$$

$$Vr > Vu; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Diseño de la punta:**

Para este diseño solo se analiza el estado límite de evento extremo I1, donde se desprecia el peso de la punta y el peso del terreno que se encuentra encima de la punta.

Para el diseño se utiliza el **qu** que genera el suelo.

$$qu = 33.47 \text{ Tn/m}^2$$

✓ **Estado límite de evento extremo I1**

$$Mu = qu * \frac{Lpunta^2}{2} * b \quad \text{Ecu. ( 398)}$$

Donde:

$$b = 1 \text{ m}$$

$$L \text{ punta} = 0.85 \text{ m}$$

$$Mu = 33.47 * \frac{0.85^2}{2} * 1 = 12.09 \text{ Tn.m}$$

➤ **El momento de diseño es:**

$$Mu = 12.09 \text{ Tn.m}$$

➤ **Determinación de la cuantía.**

$$\rho = \frac{(1.53 * f'c) - \sqrt{(1.53 * f'c)^2 - \left(\frac{6.12 * f'c * Mu}{b * d^2}\right)}}{1.8 * Fy} \quad \text{Ecu. ( 399)}$$

**Datos:**

- ✓ Ancho de cimentación: 95 cm
- ✓  $b = 100$  cm
- ✓ Recubrimiento: 10 cm
- ✓  $d = 85$  cm

$$\rho = \frac{(1.53 * 280) - \sqrt{(1.53 * 280)^2 - \left(\frac{6.12 * 280 * 12.09 * 10^5}{100 * 85^2}\right)}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.00044$$

$\rho_{min} > \rho$ ; *Se diseñara con la cuantia minima.*

➤ **Cálculo del acero:**

$$As = \rho * b * d \quad \text{Ecu. ( 400)}$$

$$As = 0.0033 * 100 * 85 = 28.33 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 25 \text{ mm} = 4.909 \text{ cm}^2$$

$$\#var = \frac{28.33}{4.909} = 5.77$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{5.77} = 17.33 \text{ cm}$$

**Se coloca 1  $\emptyset 25 \text{ mm}$   $c/d$  17 cm**

Donde:

$$a = \frac{As * Fy}{0.85 * f'c * b} \quad \text{Ecu. ( 401)}$$

$$a = \frac{28.33 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 5 \text{ cm}$$

Condición:

$$a < 0.35 * d \quad \text{Ecu. ( 402)}$$

$$5 < 29.75; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Cálculo del momento resistente**

$$Mn = \phi * As * Fy * (d - \frac{a}{2}) \quad \text{Ecu. ( 403)}$$

$$Mn = 0.9 * 28.33 * 4200 * \left(85 - \frac{5}{2}\right)$$

$$Mn = 88.36 \text{ Tn. m}$$

$$Mn \geq Mu ; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Análisis de As máximo:**

En esta condición se analiza la AASHTO 2017, en el acuerdo 5.7.3.3.1.

$$\frac{c}{de} \leq 0.42 \quad \text{Ecu. ( 404)}$$

Donde:

de = 85 cm

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{5}{0.85} = 5.88$$

Entonces:

$$\frac{5.88}{85} \leq 0.069$$

$$0.069 \leq 0.42; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Análisis de As mínimo:**

La cantidad mínima de acero que debe resistir es  $1.2M_{cr}$ .

$$1.2M_{cr} = 1.2 * fr * S \quad \text{Ecu. ( 405)}$$

Donde:

$$fr = 2.01\sqrt{f'c} \quad \text{Ecu. ( 406)}$$

$$fr = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ecu. ( 407)}$$

$$S = \frac{100 * 95^2}{6} = 150416.67 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$1.2M_{cr} = 1.2 * 33.63 * 150416.67$$

$$1.2M_{cr} = 60.71 \text{ Tn. m}$$

$$Mn > 1.2M_{cr}; \text{ SI CUMPLE}$$

➤ **Cálculo del As de temperatura.**

Para el acero de temperatura en el talón será el mismo del talón.

➤ **Análisis de cortante ultima.**

Para el análisis de la cortante en el talón se determinará con el estado límite de resistencia I1.

Donde se debe cumplirse las siguientes condiciones:

$$dv > 0.9 * de \quad \text{Ecu. ( 408)}$$

$$de - \frac{a}{2} > 0.9 * de$$

$$85 - \frac{5}{2} > 0.9 * 85$$

$$82.5 \geq 76.5; \text{ SI CUMPLE}$$

$$dv \leq 0.72 * H = (0.72 * 95) \quad \text{Ecu. ( 409)}$$

$$82.5 \geq 68.4; \text{ SI CUMPLE}$$

Para el análisis de la cortante ultima se toma una distancia (**dv**) de la cara de la pantalla.

$$Vu = qu * (Lpunta - dv) \quad \text{Ecu. ( 410)}$$

$$Vu = 12.09 * (0.85 - 0.825)$$

$$Vu = 0.84 Tn$$

➤ **El cortante de diseño es:**

$$Vu = 0.84 Tn$$

➤ **Análisis de cortante del hormigón:**

$$Vr = \phi Vn \quad \text{Ecu. ( 411)}$$

Se escoge el valor menor de **Vn** de las siguientes formulas

$$Vn = Vc + Vs + Vp \quad \text{Ecu. ( 412)}$$

$$Vn = 0.25 * f'c * b * dv + Vp \quad \text{Ecu. ( 413)}$$

Donde:

$$\Phi = 0.9$$

$$Vs = 0$$

$$V_p = 0$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * (b * dv). \quad \text{Ecu. ( 414)}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * (100 * 82.5) = 73.17 \text{ Tn}$$

➤ **Determinación de cortante:**

$$V_n = 73.17 + 0 + 0 = 73.17 \text{ Tn}$$

$$V_n = 0.25 * 280 * 100 * 82.5 = 577.5 \text{ Tn}$$

➤ **El cortante resistente es:**

$$V_r = 73.17 * 0.9 = 65.85 \text{ Tn}$$

$$V_r > V_u; \text{ SI CUMPLE}$$

## CAPÍTULO 5

### 5. MÉTODO CONSTRUCTIVO

#### 5.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se detallará las obras preliminares como también la fase constructiva. Donde se va a ir definiendo paso a paso el avanzarse de la obra.

Este capítulo tiene como objetivo realizar una descripción clara de cómo se va a ejecutar la obra con la maquinaria pesada y la mano de obra que cuenta.

Se indicará el avance de la obra mediante una tabla con el porcentaje y precio, que define a cada rubro, también se analizará un gráfico con el 100% y 80% de eficacia para la construcción de la obra.

#### 5.2. OBRAS PRELIMINARES

En esta fase se analiza los primeros detalles y requerimientos que necesita nuestra construcción en donde se detallara a continuación:

- Replanteo y nivelación de puntos principales para la construcción.
- Colocación de letreros y restricción al lugar con cinta para personas no autorizadas.
- Realización de una caseta de madera de 12 m<sup>2</sup>, que sirva como bodega.
- Encausamiento de aguas, para que no afecten al lugar cimentación.
- Compra de materiales:
- Herramientas varias, concretera, cartilla y accesorios necesarios para la construcción.
- Materiales para encofrado. (pingos, tablas, tiras, clavos).
- Varillas de acero de los diámetros requeridos para el estribo, para que el personal siga doblando y cortando a las medidas especificadas en el plano.

- Material de mejoramiento, grava, arena y cemento
- Alquiler de maquinaria pesada dispuesta, según las obras constructivas a realizarse.

### 5.3. FASES CONSTRUCTIVAS

En esta fase se detallará las obras a realizarse.

#### 5.3.1. MOVIMIENTO DE TIERRAS.

##### **En la parte izquierda en el Cantón Sevilla:**

Con la retro excavadora se excavará la profundidad determinada, hasta llegar a la cota de cimentación.

El material excavado será llevado a un lugar destinado por el fiscalizador.

##### **En la parte derecha en el Cantón Pan:**

Debido a la topografía la retroexcavadora no puede pasar al otro extremo, por lo que se deberá remolcarla y llevarla por la vía de Santa Teresa del Cantón el Pan hasta que sea factible llevarle, donde deberá avanzar por unos 20 minutos la retroexcavadora hasta llegar al otro extremo. En donde excavara hasta llegar a la cota de cimentación.

El material se acumulará a un costado de la vía debido a su pendiente que no permite el ingreso de una volqueta.

#### 5.3.2. MEJORAMIENTO DE SUELO.

Lo siguiente se realizará en los estribos y los muros de ala.

Con la cuadrilla ejercida se realizará la compactación del suelo principal mediante equipo liviano de compactación.

Una vez compactado se realizará un replantillo de piedra de 10 cm de espesor.

Sobre el replantillo de piedra se colocará una base de 10 cm de hormigón con una resistencia de  $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 5.3.3. CONSTRUCCIÓN.

Construcción de estribos y muros de ala

La construcción se realiza mediante la cuadrilla especificada en los rubros.

Colocación y amarre de las varillas según lo especificado en el plano.

Encofrado de los muros respetando los recubrimientos establecidos.

Colocación del hormigón con una resistencia de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ .

Diseño de vigas

Para la construcción se realizará con la cuadrilla especificada en los rubros

##### **Perfiles I**

Los perfiles serán construidos en obra

Se colocará las placas de neopreno en las distancias especificadas.

La colocación de las vigas se realizará mediante un camión grúa.

Los rigidizadores y los contravientos serán soldados y unidos con los pernos cuando la viga está asentada sobre los estribos.

**Construcción de la losa del tablero.**

Colocación del encofrado de madera respetando los recubrimientos especificados.

Colocación y amarre de las varillas según lo especificado en el plano.

Colocación del hormigón con una resistencia de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ .

**Construcción de veredas**

Colocación de encofrado.

Colocación del hormigón con una resistencia de  $f'c = 20 \text{ kg/cm}^2$ .

**Construcción de protecciones laterales.**

Colocación y amarre de las varillas según lo especificado en el plano.

Colocación de encofrado.

Colocación de tubos galvanizados.

**Construcción de calzada.**

Colocación de la carpeta asfáltica con un espesor de 5 cm y una pendiente del 2% al centro del puente.

Compactación con un rodillo pequeño.

**Señalización.**

Pintar la calzada en el centro y a los costados.

Pintar las protecciones laterales.

**A continuación, se presenta el tiempo de construcción en función de los rubros.**

DESCRIPCIÓN	P. total	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4
Replanteo y nivelación.	\$806,78	\$806,78 100%			
Excavación a maquina con retroexcavadora.	\$3.428,64	\$3.428,64 100%			
Excavación manual de material sin clasificar	\$122,15	\$122,15 100%			
Cargado de material con minicargadora	\$2.436,83	\$2.436,83 100%			
Cargado de material manualmente	\$63,52	\$63,52 100%			
Transporte de material hasta 5 km.	\$2.147,85	\$2.147,85 100%			
Sobrecarreo de materiales para desalojo, lugar determinado por el fiscalizador, distancia > 5Km	\$205,96	\$205,96 100%			
Compactación con equipo liviano.	\$396,74	\$396,74 100%			
Relleno compactado con material de mejoramiento.	\$5.295,64	\$1.588,69 30%	\$3.706,95 70%		
Relleno compactado con material de mejoramiento de sitio.	\$7.455,02		\$7.455,02 100%		
Replanteo de hormigón simple f'c = 180 kg/cm2	\$1.398,00		\$1.398,00 100%		
Acero de refuerzo, Fy = 4200 kg/cm2, cortado y figurado.	\$40.329,55	\$12.098,86 30%	\$16.131,82 40%	\$12.098,86 30%	
Encofrado de muros.	\$5.770,24		\$2.885,12 50%	\$2.885,12 50%	
Hormigón en muros f'c = 280 kg/cm2	\$24.810,33		\$12.405,17 50%	\$12.405,17 50%	
Suministro e instalaciones de tuberías de PVC 4" desague.	\$338,43		\$169,22 50%	\$169,22 50%	
Placa de Neopreno 33 X 37 x 5 cm	\$1.874,02			\$1.874,02 100%	
Acero estructural ASTM A-709	\$178.531,69		\$124.972,18 70%	\$53.559,51 30%	
Acero estructural ASTM A-36	\$9.766,64		\$2.441,66 25%	\$7.324,98 75%	
Acero estructural ASTM A-490	\$623,11			\$623,11 100%	
Acero de refuerzo, Fy = 4200 kg/cm2, cortado y figurado.	\$10.298,05		\$2.574,51 25%	\$7.723,54 75%	
Encofrado de losa.	\$2.954,53			\$2.954,53 100%	
Hormigón simple para losa. f'c = 280 kg/cm2	\$5.777,00			\$5.777,00 100%	

Suministro e instalaciones de tuberías de PVC 4" desague.	\$76,22			\$76,22	
				100%	
Curado de superficie con aditivo químico	\$131,08			\$131,08	
				100%	
Encofrado de madera.	\$276,28				\$276,28
					100%
Malla electrosoldada R-84.	\$107,50				\$107,50
					100%
Hormigón simple f'c = 210 kg/cm2	\$888,15				\$888,15
					100%
Corte y sellado de juntas con emulsión asfáltica.	\$60,66				\$60,66
					100%
Acero de refuerzo, Fy = 4200 kg/cm2, cortado y figurado.	\$227,39				\$227,39
					100%
Encofrado de madera.	\$308,13				\$308,13
					100%
Tubo de acero galvanizado 3".	\$1.612,80				\$1.612,80
					100%
Hormigón simple f'c = 210 kg/cm2	\$173,68				\$173,68
					100%
Pintura para pasamanos. (25 x 25), h= 0,9 m	\$514,99				\$514,99
					100%
Carpeta Asfáltica (e = 5 cm)	\$2.203,79				\$2.203,79
					100%
Pintura para señalización de trafico, manual, franja de hasta 15 cm	\$136,61				\$136,61
					100%
Pintura para pasamanos. (25 x 25), h= 0,9 m	\$365,76				\$365,76
					100%
Geotextil NT 1600.	\$129,17				\$129,17
					100%
Tubería PVC, para dren, d = 160 mm.	\$248,88				\$248,88
					100%
Material filtrante para drenes, suministro y colocación.	\$758,06				\$758,06
					100%
Suministro de letrero hombres trabajando.	\$70,80	\$70,80			
		100%			
Excavación manual de material sin clasificar	\$148,06				\$148,06
					100%
Señalización con cinta.	\$8,00	\$6,40	\$1,60		
		80%	20%		
Cobertura de plástico (5 usos).	\$98,67	\$39,47	\$59,20		
		40%	60%		
Parante con base de hormigón, 20 usos.	\$105,75	\$105,75			
		100%			
Malla de seguridad, suministro e instalación, 5 usos.	\$48,17	\$33,72	\$14,45		
		70%	30%		

**TOTAL****\$313.529,33**

Tabla 60. Porcentaje de dinero según el mes de trabajo.

CANTIDAD AL MES	MESES DE TRABAJO			
	1	2	3	4
Subtotal.	\$23.552,16	\$174.214,90	\$107.602,35	\$8.159,93
Total.	\$23.552,16	\$197.767,05	\$305.369,40	\$313.529,33

Fuente: (Autor).

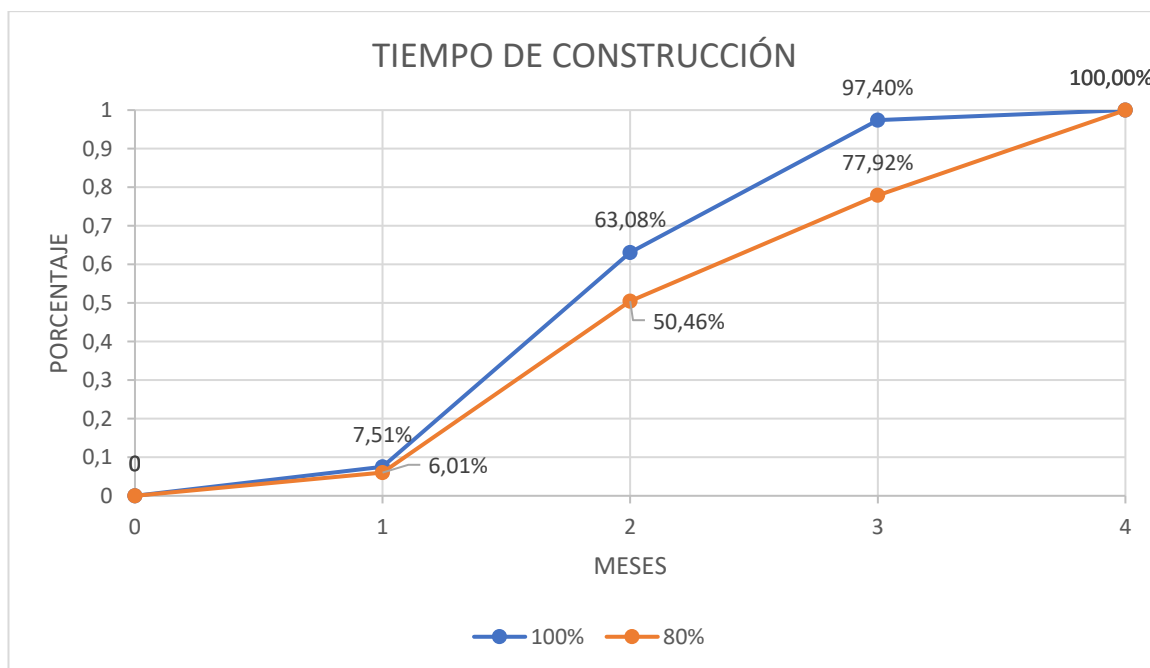


Figura. 146 Tiempo de construcción por meses. Fuente: (Autor)

#### 5.4. CLAUSURA Y CIERRE DEL PROYECTO.

##### 5.4.1. MITIGACIÓN DE IMPACTOS.

- Desalojo del material sobrante.
- Tendido de material del sitio acumulado.
- Recoger la basura de todas las obras
- Entrega de la obra.

## CAPÍTULO 6

### 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1. CONCLUSIONES

El diseño de la sección transversal se ha determinado con respecto al volumen del TPDA futuro y la clasificación de la vía actual que lleva al lugar de implementación del proyecto. Como también a los requerimientos dichos por el alcalde del GAD MUNICIPAL DE SEVILLA DE ORO.

La altura de la viga especificada es la ideal ya que soporta el esfuerzo de las cargas y la deflexión se encuentra dentro de los parámetros límites que especifica la AASHTO, por lo tanto, este diseño se hace económico y resistente.

Se diseñó un puente mixto carrozable de vigas metálicas y hormigón armado con una luz de 30 metros, con dos carriles en los cuales tienen una dimensión de 3 metros cada uno, el ancho de la vereda de 0.6 metros y una altura de barandas para circulación peatonal de 1.10 metros. La capa de rodadura consta de pavimento flexible de 5 cm y con una pendiente del 2% al centro.

Los estudios preliminares realizados fueron fundamentales para encontrar las incógnitas que surgían para el cálculo y diseño del puente.

El aforo vehicular realizado determinó que el flujo vehicular es bajo. El camión diseñado fue el camión HL-93 y la circulación peatonal es baja debido al acceso que existe en este momento, ya que el puente peatonal existente no brinda la suficiente seguridad.

El estudio topográfico y con visitas al lugar de implantación se determinó que es una zona de gran desnivel en ambos lados. Lo importa es que cuenta ya con un terraplén en donde va a ir un estribo.

El caudal máximo de diseño es de 73.9 m<sup>3</sup>/s con un periodo de retorno de 100 años. El galibo tiene una dimensión de 15.81 m.

La capacidad admisible portante del suelo es de 16.22 kg/cm<sup>2</sup> debido que es un suelo rocoso. La cota de cimentación del estribo se determinó en la cota 2286.622.

La resistencia del hormigón con un  $f'c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>, se consideró para la losa de tablero, estribo y muro de ala. Con un  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>, para las veredas y para los postes. Para una capa de base dentro de los estribos se utilizó un hormigón de  $f'c = 180$  kg/cm<sup>2</sup>.

Para la combinación y factores de cargas se analizó mediante la AASTHO LRFD, con el servicio I que analiza las cargas en estado normal, y el Evento extremo I que analiza las fuerzas sísmicas.

La deformación máxima analizada en el estado de servicio I es de 5 cm, lo cual se encuentra dentro de los parámetros de la norma AASHTO que es 8 cm. La deflexión que realiza el peso muerto es de 2.23 cm, en lo cual lo podemos eliminar con la contra flecha.

El modelamiento en el programa CSI Bridge es de mucha importancia para el diseño de puentes ya que hay como ir controlando la deflexión, momentos, cortantes, cambiar las dimensiones, y establecer el comportamiento del puente al hacer correr el programa con los diferentes camiones que ofrece el programa.

Por lo que se determinó realizar un puente metálico es por las ventajas que ofrece como son; es baja la carga muerta, reduce costos de materiales para la construcción, mayor facilidad constructiva en el sitio mediante una grúa y la facilidad de unir los elementos mediante soldadura y pernos.

## 6.2. RECOMENDACIONES

Para el estudio hidráulico e hidrológico se debe realizar un buen levantamiento topográfico, como también un buen levantamiento del río, donde especifique las cotas del cauce actual y la altura que llega el río cuando crece, estas cotas nos ayudan mucho a ver el comportamiento en el programa HEC RAS y ver si se está haciendo un buen modelamiento.

Para un estudio de un suelo rocoso siempre analizar de diferentes formas posibles, como en este estudio se ha determinado mediante el ensayo de la esclerometría y el ábaco de Gonzales Vallejo, que determina la resistencia a compresión de la roca. Donde lo ideal es del ábaco ya que es determinada por la densidad de la roca y el número de golpes que ejerce el esclerómetro.

Cuando se realice un estudio de tráfico para determinar el TPDA se debe analizar los días de mayor afluencia como por ejemplo días festivos ferias y fin de semanas.

Para obtener la ubicación y la elección del puente siempre tener en cuenta todos los estudios preliminares anteriores, para que el puente a realizarse sea el más factible, resistente y económico.

Para el diseño de la altura de la viga, espesor de la losa y cargas vivas y muertas actuantes, siempre considerar las especificaciones del ACI-318 y de la AASHTO LRFD 2017 que son las más actuales para el diseño.

Se recomienda utilizar el programa CSI bridge ya que es muy práctico cargar en el programa las dimensiones, tipo de perfiles, cargas muertas y vivas, como también los diferentes tipos de camiones.

Para el diseño del hormigón, si se realiza en el lugar de implementación tomar todas las debidas precauciones, para que alcance su resistencia.

Para cualquier cambio en la construcción, primero deberá ser consultado con el diseñador.

Con el acero de refuerzo debe tener en cuenta las medidas, traslapes y dobles según indica el plano.

Para el relleno se recomienda utilizar el material del mismo lugar debido a sus buenas características que ofrecen.

El presupuesto ejecutado para esta obra es referencial por lo que puede variar, entonces se recomienda realizar un reajuste o un nuevo recalcular para pagar los rubros.

Contratar personal con experiencia y certificación en la actividad a desarrollar. Y conseguir un buen equipo de soldadura ya que este diseño depende mucho de la suelda que realicen.

Se recomienda tener en cuenta las especificaciones técnicas que se expresan en los planos para un mejor detallado de información, para una futura construcción.

## BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2014). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Segunda ed.). USA: American: AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS.
- AASHTO LRFD. (2017). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (8th Edition). Washington, DC: AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS.
- AASHTO/AWS D1.5M/D1.5. (2015). Código de Soldadura Estructural – Acero.
- AASHTO-LRFD 2014 (7th Edition), S. M. (2014). PUENTES.
- ACI-318S-14. (n.d.). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI-318S-14). American Concrete Institute.
- Braja M, D. (2016). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones séptima edición. Mexico.
- Chow, V. T. (1994). Hidrología Aplicada. Bogota: McGraw-Hill Latinoamericana, S.A.
- GAD DE SEVILLA DE ORO. (2012-2027). Plan de Desarrollo y ordenamiento Territorial. Sevilla de oro.
- Gonzalez de Vallejo, L. I. (2002). INGENIERÍA GEOLÓGICA. Madrid: PEARSON EDUCACIÓN, S.A.
- Guevara Álvarez, M. E. (2016). Socavacion en Puentes (Primera ed.). Colombia-Cauca: Lemoine Editores y Editorial Universidad del Cauca.
- LUNA, S. (2018). DISEÑO DE UN PUENTE EN ARCO DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE EL RIO BURGAY UBICADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA DE LA PARROQUIA BORRERO, CANTON AZOGUES, PROVINCIA DEL CAÑAR. CUENCA: Universidad Católica de Cuenca.
- NEC-SE-DS. (2015). CARGA SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE. QUITO: NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC.
- NEVI-12. (2013). VOLUMEN No 3 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES. QUITO: NORMA ECUATORIANA VIAL.
- Rodríguez Serquén, M. I. (2017). PUENTES Con AASHTO-LRFD 2014 (7th Edition). Peru.
- Rúales Fonseca, M. A. (2014). DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE SECCIÓN COMPUESTA (TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL) DEL PUENTE PIEDRA FINA II - PROVINCIA DE SUCUMBIOS SECTOR EL REVENTADOR. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Segui, W. (2000). Diseño de estructuras de acero con LRFD. Mexico: S.A.: EDICIONES PARANINFO.
- Torres Cunalata, M. E. (2013). Diseño de puentes. Interpretación del código AASHTO. Quito: Abya-Yala/UPS.
- Trujillo Orozco, J. E. (1993). Diseño de Puentes. Bucaramanga: Ediciones UIS.
- Villón Béjar, M. (2007). HIDRÁULICA DE CANALES. Lima Peru: Editorial Villón.

## ANEXOS

### ANEXO A: PRESUPUESTO.

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitarios	P. Total
1		<b>ESTUDIOS PRELIMINARES</b>				<b>\$806,78</b>
1,001	501009	Replanteo y nivelación.	m2	350	2,31	\$806,78
2		<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS.</b>				<b>\$14.097,33</b>
2,001	504001	Excavación a maquina con retroexcavadora.	m3	615	5,58	\$3.428,64
2,002	504002	Excavación manual de material sin clasificar	m3	10,56	11,57	\$122,15
2,003	506003	Cargado de material con minicargadora	m3	799,5	3,05	\$2.436,83
2,004	506001	Cargado de material manualmente	m3	13,728	4,63	\$63,52
2,005	506012	Transporte de material hasta 5 km.	m3	813,228	2,64	\$2.147,85
2,006	506013	Sobrecarreo de materiales para desalojo, lugar determinado por el fiscalizador, distancia > 5Km	m3-km	813,228	0,25	\$205,96
2,007	505028	Compactación con equipo liviano.	m3	118,8	3,34	\$396,74
2,008	505013	Relleno compactado con material de mejoramiento.	m3	198,66	26,66	\$5.295,64
3		<b>MEJORAMIENTO DEL SUELO.</b>				<b>\$7.455,02</b>
3,001	505017	Relleno compactado con material de mejoramiento de sitio.	kg	588	12,68	\$7.455,02
4		<b>INFRAESTRUCTURA</b>				<b>\$72.646,56</b>
4,001	540052	Replanteo de hormigón simple f'c = 180 kg/cm2	m3	11,88	117,68	\$1.398,00
4,002	513004	Acero de refuerzo, Fy = 4200 kg/cm2, cortado y figurado.	kg	18553,58	2,17	\$40.329,55
4,003	512042	Encofrado de muros.	m2	170	33,94	\$5.770,24
4,004	540199	Hormigón en muros f'c = 280 kg/cm2	m3	185,53	133,73	\$24.810,33
4,005	515003	Suministro e instalaciones de tuberías de PVC 4" desague.	ml	39,96	8,47	\$338,43
5		<b>SUPERESTRUCTURA</b>				<b>\$210.032,34</b>
5,001	548001	Placa de Neopreno 33 X 37 x 5 cm	u	8	234,25	\$1.874,02
5,002	513037	Acero estructural ASTM A-709	kg	53694	3,32	\$178.531,69
5,003	513038	Acero estructural ASTM A-36	kg	3308,683	2,95	\$9.766,64
5,004	51309	Acero estructural ASTM A-490	kg	198,5531	3,14	\$623,11
5,005	513004	Acero de refuerzo, Fy = 4200 kg/cm2, cortado y figurado.	kg	4746,52	2,17	\$10.298,05
5,006	512027	Encofrado de losa.	m2	230,88	12,80	\$2.954,53
5,007	540199	Hormigón simple para losa. f'c = 280 kg/cm2	m3	43,2	133,73	\$5.777,00
5,008	515003	Suministro e instalaciones de tuberías de PVC 4" desague.	ml	9	8,47	\$76,22
5,009	509001	Curado de superficie con aditivo químico	m2	216	0,61	\$131,08
6		<b>VEREDAS</b>				<b>\$1.332,60</b>
6,001	512046	Encofrado de madera.	m2	24,48	11,29	\$276,28
6,002	513005	Malla electrosoldada R-84.	m2	36	2,99	\$107,50
6,003	507002	Hormigón simple f'c = 210 kg/cm2	m3	7,2	123,35	\$888,15
6,004	527004	Corte y sellado de juntas con emulsión asfáltica.	ml	19	3,19	\$60,66

7		<b>PROTECCIONES LATERALES.</b>				<b>\$2.837,00</b>
7,001	513004	Acero de refuerzo, Fy = 4200 kg/cm2, cortado y figurado.	kg	104,61	2,17	\$227,39
7,002	512046	Encofrado de madera.	m2	28,16	10,94	\$308,13
7,003	517002	Tubo de acero galvanizado 3".	ml	240	6,72	\$1.612,80
7,004	507002	Hormigón simple f'c = 210 kg/cm2	m3	1,408	123,35	\$173,68
7,005	539096	Pintura para pasamanos. (25 x 25), h= 0,9 m	ml	28,16	18,29	\$514,99
8		<b>CALZADA.</b>				<b>\$2.706,17</b>
8,001	529011	Carpeta Asfáltica (e = 5 cm)	m2	180	12,24	\$2.203,79
8,002	531002	Pintura para señalización de trafico, manual, franja de hasta 15 cm	ml	90	1,52	\$136,61
8,003	539096	Pintura para pasamanos. (25 x 25), h= 0,9 m	ml	20	18,29	\$365,76
9		<b>DRENAJE</b>				<b>\$1.136,12</b>
9,001	533008	Geotextil NT 1600.	m2	57,6	2,24	\$129,17
9,002	515001	Tubería PVC, para dren, d = 160 mm.	ml	28	8,89	\$248,88
9,003	505007	Material filtrante para drenes, suministro y colocación.	m3	25,08	30,23	\$758,06
10		<b>MITIGACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES.</b>				<b>\$479,44</b>
10,001	532080	Suministro de letrero hombres trabajando.	u	1	70,80	\$70,80
10,002	504002	Excavación manual de material sin clasificar	m3	12,8	11,57	\$148,06
10,003	532003	Señalización con cinta.	ml	37,4	0,21	\$8,00
10,004	532006	Cobertura de plástico (5 usos).	m2	360	0,27	\$98,67
10,005	532004	Parante con base de hormigón, 20 usos.	u	18	5,88	\$105,75
10,006	532081	Malla de seguridad, suministro e instalación, 5 usos.	ml	45	1,07	\$48,17
<b>SUBTOTAL</b>						<b>\$313.529,33</b>
<b>IVA</b>					<b>12%</b>	<b>\$37.623,52</b>
<b>TOTAL</b>						<b>\$351.152,85</b>

Son: TRESCIENTOS CINCUENTA Y MIL CIENTO CINCUENTA Y DOS CON 85/100 DÓLARES

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Hoja 1 de 45

**RUBRO:** Replanteo y nivelación.

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,33	0,33	0,05	0,02
Equipo de topografía	1	2	2	0,5	1,00
<b>SUBTOTAL M</b>					1,02
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,05	0,18
Topografo 2: titulo de experiencia mayor a 5 años (Estr. Oc. C1).	1	3,93	3,93	0,08	0,31
Cadenero	1	3,55	3,55	0,06	0,21
<b>SUBTOTAL N</b>					0,70
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tiras de eucalipto 2x2x300 cm	u	0,2	0,53	0,11	
Clavos	kg	0,05	1,91	0,10	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,20
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1,92
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,38
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2,31
<b>VALOR OFERTADO</b>					2,31

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Hoja 2 de 45

**RUBRO:** Excavación a maquina con retroexcavadora.

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Retroexcavadora	1	25	25	0,15	3,75
<b>SUBTOTAL M</b>					3,75
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,038	0,27
Operador de retroexcavadora	1	3,82	3,82	0,15	0,57
Tecnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,015	0,06
<b>SUBTOTAL N</b>					0,90
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					4,65
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,93
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					5,58
<b>VALOR OFERTADO</b>					5,58

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 3 de 45**

**RUBRO:** Excavación manual de material sin clasificar

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	2,25	0,90
<b>SUBTOTAL M</b>					0,90
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	2,25	7,90
Tecnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,225	0,84
<b>SUBTOTAL N</b>					8,74
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					9,64
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1,93
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					11,57
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>11,57</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 4 de 45**

**RUBRO:** Cargado de material con minicargadora

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Minicargadora	1	20	20	0,1	2,00
<b>SUBTOTAL M</b>					2,00
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,045	0,16
Operador de miniexcavadora / minicargadora con sus aditamentos.	1	3,82	3,82	0,1	0,38
<b>SUBTOTAL N</b>					0,54
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2,54
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,51
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					3,05
<b>VALOR OFERTADO</b>					3,05

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Hoja 5 de 45

**RUBRO:** Cargado de material manualmente

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	5	0,4	2	0,18	0,36
<b>SUBTOTAL M</b>					0,36
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3,51	17,55	0,18	3,16
Tecnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,09	0,34
<b>SUBTOTAL N</b>					3,50
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					3,86
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,77
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					4,63
<b>VALOR OFERTADO</b>					4,63

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 6 de 45**

**RUBRO:** Transporte de material hasta 5 km.

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Volqueta de 8 m3	1	25	25	0,073	1,83
<b>SUBTOTAL M</b>					1,83
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Chofer de volqueta (Estr. Oc. C1)	1	5,15	5,15	0,073	0,38
<b>SUBTOTAL N</b>					0,38
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2,20
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,44
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2,64
<b>VALOR OFERTADO</b>					2,64

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Hoja 7 de 45

**RUBRO:** Sobrecarreo de materiales para desalojo, lugar determinado por el fiscalizador, distancia > 5Km

**UNIDAD:** m3-km

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Volqueta de 8 m3	1	25	25	0,007	0,18
<b>SUBTOTAL M</b>					0,18
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Chofer de volqueta (Estr. Oc. C1)	1	5,15	5,15	0,007	0,04
<b>SUBTOTAL N</b>					0,04
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0,21
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,04
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					0,25
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>0,25</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 8 de 45**

**RUBRO:** Compactación con equipo liviano.

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Vibro apisonador. (sapo)	1	3,5	3,5	0,2	0,70
Herramientas varias	3	0,4	1,2	0,2	0,24
<b>SUBTOTAL M</b>					0,94
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3	3,51	10,53	0,1	1,05
Albañil	1	3,45	3,45	0,2	0,69
<b>SUBTOTAL N</b>					1,74
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Agua	lt	10	0,01	0,10	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,10
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2,78
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,56
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					3,34
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>3,34</b>

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Hoja 9 de 45

**RUBRO:** Relleno compactado con material de mejoramiento.

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Plancha vibratoria	1	4,5	4,5	0,5	2,25
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,5	0,20
<b>SUBTOTAL M</b>					2,45
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,5	3,51
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,1	0,37
<b>SUBTOTAL N</b>					3,88
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
material de mejoramiento puesto en obra.	m3	1,32	12	15,84	
Agua	lt	4	0,01	0,04	
<b>SUBTOTAL O</b>					15,88
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					22,21
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					4,44
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					26,66
<b>VALOR OFERTADO</b>					26,66

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 10 de 45**

**RUBRO:** Relleno compactado con material de mejoramiento de sitio.

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Plancha vibratoria	1	4,5	4,5	0,8	3,60
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,7	0,28
<b>SUBTOTAL M</b>					3,88
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1	3,45	3,45	0,25	0,86
Peón	2	3,51	7,02	0,8	5,62
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,05	0,19
<b>SUBTOTAL N</b>					6,67
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Agua	lt	2	0,01	0,02	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,02
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					10,57
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					2,11
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					12,68
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>12,68</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 11 de 45**

**RUBRO:** Replanteo de hormigón simple f'c = 180 kg/cm<sup>2</sup>

**UNIDAD:** m<sup>3</sup>

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
concretera un saco	1	3,15	3,15	0,75	2,36
Herramientas varias	5	0,4	2	0,7	1,40
<b>SUBTOTAL M</b>					3,76
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3,51	17,55	0,7	12,29
Albañil	1	3,45	3,45	0,55	1,90
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,007	0,03
<b>SUBTOTAL N</b>					14,21
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento tipo portland Tipo I puesto en obra	saco	6,9	6,97	48,09	
Grena puestas en obra	m <sup>3</sup>	0,6	19,5	11,70	
Graba puesta en obra	m <sup>3</sup>	1	18,5	18,50	
Agua	lt	180	0,01	1,80	
<b>SUBTOTAL O</b>					80,09
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					98,06
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					19,61
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					117,68
<b>VALOR OFERTADO</b>					117,68

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 12 de 45**

**RUBRO:** Acero de refuerzo, Fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>, cortado y figurado.

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2	0,4	0,8	0,1	0,08
<b>SUBTOTAL M</b>					0,08
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,1	0,35
Fierrero	1	3,55	3,55	0,06	0,21
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,01	0,04
<b>SUBTOTAL N</b>					0,60
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	1,05	1	1,05	
Alambre de amarre No. 18 negro recocido.	kg	0,05	1,6	0,08	
<b>SUBTOTAL O</b>					1,13
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1,81
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,36
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2,17
<b>VALOR OFERTADO</b>					2,17

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Hoja 13 de 45

**RUBRO:** Encofrado de muros.

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Accesorios para encofrado.	2	0,36	0,72	0,15	0,11
Equipo de carpintería	1	0,24	0,24	0,15	0,04
Modulo de andamio metálico h = 1,5 m	1	0,09	0,09	0,15	0,01
Modulo de encofrado 1,2 m x 0.4 m	1	0,38	0,38	0,15	0,06
Modulo de encofrado 1,2 m x 0.6 m	1	0,56	0,56	0,15	0,08
<b>SUBTOTAL M</b>					0,30
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3,51	14,04	0,15	2,11
Carpintero	2	3,45	6,9	0,15	1,04
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,15	0,56
<b>SUBTOTAL N</b>					3,70
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	10	0,8	8,00	
Vigas de eucalipto 14 x 16 cm	ml	1,5	1,9	2,85	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	1	1,08	1,08	
Madera contrachapada tipo BC 18 mm(1,22*2,44 m)	Plancha	0,3	38	11,40	
Clavos	kg	0,5	1,91	0,96	
<b>SUBTOTAL O</b>					24,29
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					28,29
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					5,66
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					33,94
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>33,94</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 14 de 45**

**RUBRO:** Hormigón en muros f'c = 280 kg/cm<sup>2</sup>

**UNIDAD:** m<sup>3</sup>

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
concretera un saco	1	3,15	3,15	0,75	2,36
Herramientas varias	5	0,4	2	0,75	1,50
<b>SUBTOTAL M</b>					3,86
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3,51	17,55	0,75	13,16
Albañil	1	3,45	3,45	0,75	2,59
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,1	0,37
<b>SUBTOTAL N</b>					16,12
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento tipo portland Tipo I puesto en obra	saco	8,25	6,97	57,50	
Grena puestas en obra	m <sup>3</sup>	0,7	19,5	13,65	
Graba puesta en obra	m <sup>3</sup>	1	18,5	18,50	
Agua	lt	180	0,01	1,80	
<b>SUBTOTAL O</b>					91,45
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					111,44
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					22,29
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					133,73
<b>VALOR OFERTADO</b>					133,73

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 15 de 45**

**RUBRO:** Suministro e instalaciones de tuberías de PVC 4" desague.

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,4	0,16
<b>SUBTOTAL M</b>					0,16
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,4	1,40
Albañil	1	3,45	3,45	0,2	0,69
<b>SUBTOTAL N</b>					2,09
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Desague de PVC de 4" X 3 m.	u	0,3	12,05	3,62	
Accesorios de de PVC de 4"	u	0,34	2,77	0,94	
Polilimpia	gl	0,005	19,15	0,10	
Polipega	gl	0,005	30,24	0,15	
<b>SUBTOTAL O</b>					4,80
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					7,06
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1,41
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					8,47
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>8,47</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Hoja 16 de 45

**RUBRO:** Placa de Neopreno 33 X 37 x 5 cm

**UNIDAD:** u

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,7	0,28
<b>SUBTOTAL M</b>					0,28
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,7	2,46
Albañil	1	3,45	3,45	0,5	1,73
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,2	0,75
<b>SUBTOTAL N</b>					4,93
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Placa de Neopreno 33 X 37 x 5 cm	u	1	190	190,00	
<b>SUBTOTAL O</b>					190,00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					195,21
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					39,04
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					234,25
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>234,25</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Hoja 17 de 45

**RUBRO:** Acero estructural ASTM A-709

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Módulo andamio metálico h= 1,5 m	3	0,09	0,27	0,017	0,00
Equipo de suelda.	1	0,75	0,75	0,017	0,01
Camión Grua de 10 Ton.	1	32	32	0,017	0,54
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,017	0,01
<b>SUBTOTAL M</b>					0,57
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,017	0,12
Chofer de plataforma. (Estr. Oc. C1)	1	5	5	0,017	0,09
Maestro electrico/liniero/subestación.	1	3,82	3,82	0,017	0,06
<b>SUBTOTAL N</b>					0,27
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero estructural ASTM A-709	kg	1,06	1,25	1,33	
Suelda	kg	0,15	2,46	0,37	
Oxigeno	m3	0,02	11,97	0,24	
<b>SUBTOTAL O</b>					1,93
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2,77
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,55
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					3,32
<b>VALOR OFERTADO</b>					3,32

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 18 de 45**

**RUBRO:** Acero estructural ASTM A-36

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Módulo andamio metálico h= 1,5 m	6	0,09	0,54	0,015	0,01
Equipo de suelda.	1	0,75	0,75	0,015	0,01
Camión Grua de 10 Ton.	1	32	32	0,015	0,48
Herramientas varias	2	0,4	0,8	0,015	0,01
<b>SUBTOTAL M</b>					0,51
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,015	0,11
Chofer de plataforma. (Estr. Oc. C1)	1	5	5	0,015	0,08
Maestro electrico/liniero/subestación.	1	3,82	3,82	0,015	0,06
<b>SUBTOTAL N</b>					0,24
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero estructural ASTM A-36	kg	1,05	1,05	1,10	
Suelda	kg	0,15	2,46	0,37	
Oxigeno	m3	0,02	11,97	0,24	
<b>SUBTOTAL O</b>					1,71
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2,46
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,49
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2,95
<b>VALOR OFERTADO</b>					2,95

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 19 de 45**

**RUBRO:** Acero estructural ASTM A-490

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Módulo andamio metálico h= 1,5 m	6	0,09	0,54	0,0167	0,01
Equipo de suelda.	1	0,75	0,75	0,0167	0,01
Camión Grua de 10 Ton.	1	32	32	0,0167	0,53
Herramientas varias	2	0,4	0,8	0,0167	0,01
<b>SUBTOTAL M</b>					0,57
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,0167	0,12
Chofer de plataforma. (Estr. Oc. C1)	1	5	5	0,0167	0,08
Maestro electrico/liniero/subestación.	1	3,82	3,82	0,0167	0,06
<b>SUBTOTAL N</b>					0,26
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero estructural ASTM 490	kg	1,05	1	1,05	
Suelda	kg	0,2	2,46	0,49	
Oxigeno	m3	0,02	11,97	0,24	
<b>SUBTOTAL O</b>					1,78
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2,62
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,52
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					3,14
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>3,14</b>

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 20 de 45**

**RUBRO:** Acero de refuerzo, Fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>, cortado y figurado.

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2	0,4	0,8	0,1	0,08
<b>SUBTOTAL M</b>					0,08
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,1	0,35
Fierrero	1	3,51	3,51	0,06	0,21
Técnico de obras civiles	1	3,64	3,64	0,01	0,04
<b>SUBTOTAL N</b>					0,60
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	1,05	1	1,05	
Alambre de amarre No. 18 negro recocido.	kg	0,05	1,6	0,08	
<b>SUBTOTAL O</b>					1,13
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1,81
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,36
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2,17
<b>VALOR OFERTADO</b>					2,17

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 21 de 45**

**RUBRO:** Encofrado de losa.

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Accesorio para encofrados.	2	0,36	0,72	0,15	0,11
Herramientas varias	3	0,4	1,2	0,2	0,24
<b>SUBTOTAL M</b>					0,35
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,2	1,40
Albañil	1	3,45	3,45	0,2	0,69
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,1	0,37
<b>SUBTOTAL N</b>					2,47
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3,7	0,8	2,96	
Tabla ordinaria de monte 22x2,5x300 cm	u	1,51	2,5	3,78	
Tiras de eucalipto 4x5x300 cm	u	0,5	1,08	0,54	
Clavos	kg	0,3	1,91	0,57	
<b>SUBTOTAL O</b>					7,85
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					10,66
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					2,13
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					12,80
<b>VALOR OFERTADO</b>					12,80

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 22 de 45**

**RUBRO:** Hormigón simple para losa. f'c = 280 kg/cm<sup>2</sup>

**UNIDAD:** m<sup>3</sup>

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
concretera un saco	1	3,15	3,15	0,75	2,36
Herramientas varias	5	0,4	2	0,75	1,50
<b>SUBTOTAL M</b>					3,86
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3,51	17,55	0,75	13,16
Albañil	1	3,45	3,45	0,75	2,59
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,1	0,37
<b>SUBTOTAL N</b>					16,12
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento tipo portland Tipo I puesto en obra	saco	8,25	6,97	57,50	
Grena puestas en obra	m <sup>3</sup>	0,7	19,5	13,65	
Graba puesta en obra	m <sup>3</sup>	1	18,5	18,50	
Agua	lt	180	0,01	1,80	
<b>SUBTOTAL O</b>					91,45
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					111,44
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					22,29
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					133,73
<b>VALOR OFERTADO</b>					133,73

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 23 de 45**

**RUBRO:** Suministro e instalaciones de tuberías de PVC 4" desague.

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,4	0,16
<b>SUBTOTAL M</b>					0,16
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,4	1,40
Albañil	1	3,45	3,45	0,2	0,69
<b>SUBTOTAL N</b>					2,09
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Desague de PVC de 4" X 3 m.	u	0,3	12,05	3,62	
Accesorios de de PVC de 4"	u	0,34	2,77	0,94	
Polilimpia	gl	0,005	19,15	0,10	
Polipega	gl	0,005	30,24	0,15	
<b>SUBTOTAL O</b>					4,80
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					7,06
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1,41
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					8,47
<b>VALOR OFERTADO</b>					8,47

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 24 de 45**

**RUBRO:** Curado de superficie con aditivo químico

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Bomba de aspersión	1	1,5	1,5	0,011	0,02
<b>SUBTOTAL M</b>					0,02
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,011	0,04
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,0011	0,00
<b>SUBTOTAL N</b>					0,04
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Aditivo químico para curado de hormigón.	gl	0,033	13,53	0,45	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,45
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0,51
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,10
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					0,61
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>0,61</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Hoja 25 de 45

**RUBRO:** Encofrado de madera.

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3	0,4	1,2	0,175	0,21
<b>SUBTOTAL M</b>					0,21
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,175	1,23
Albañil	1	3,45	3,45	0,175	0,60
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,02	0,07
<b>SUBTOTAL N</b>					1,91
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3	0,8	2,40	
Tabla ordinaria de monte 22x2,5x300 cm	u	1,51	2,5	3,78	
Tiras de eucalipto 4x5x300 cm	u	0,5	1,08	0,54	
Clavos	kg	0,3	1,91	0,57	
<b>SUBTOTAL O</b>					7,29
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					9,41
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1,88
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					11,29
<b>VALOR OFERTADO</b>					11,29

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 26 de 45**

**RUBRO:** Malla electrosoldada R-84.

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2	0,4	0,8	0,1	0,08
<b>SUBTOTAL M</b>					0,08
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,1	0,70
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,02	0,07
<b>SUBTOTAL N</b>					0,78
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Malla electrosoldada R-84 (15 x 15 x 4 mm).	u	0,07	23,31	1,63	
<b>SUBTOTAL O</b>					1,63
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2,49
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,50
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2,99
<b>VALOR OFERTADO</b>					2,99

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 27 de 45**

**RUBRO:** Hormigón simple f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>

**UNIDAD:** m<sup>3</sup>

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
concretera un saco	1	3,15	3,15	0,76	2,39
Herramientas varias	5	0,4	2	0,7	1,40
<b>SUBTOTAL M</b>					3,79
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3,51	17,55	0,7	12,29
Albañil	1	3,45	3,45	0,7	2,42
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,007	0,03
<b>SUBTOTAL N</b>					14,73
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento tipo portland Tipo I puesto en obra	saco	7,5	6,97	52,28	
Arena puestas en obra	m <sup>3</sup>	0,6	19,5	11,70	
Graba puesta en obra	m <sup>3</sup>	1	18,5	18,50	
Agua	lt	180	0,01	1,80	
<b>SUBTOTAL O</b>					84,28
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					102,80
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					20,56
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					123,35
<b>VALOR OFERTADO</b>					123,35

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 28 de 45**

**RUBRO:** Corte y sellado de juntas con emulsión asfáltica.

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Cortadora disco de diamante.	1	8	8	0,1	0,80
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,15	0,06
<b>SUBTOTAL M</b>					0,86
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3	3,51	10,53	0,15	1,58
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,04	0,15
<b>SUBTOTAL N</b>					1,73
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Asfalto	gal	0,03	1,58	0,05	
Diesel	gl	0,01	1,04	0,01	
Arena puesta en obra.	m3	0,0007	19,5	0,01	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,07
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					2,66
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,53
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					3,19
<b>VALOR OFERTADO</b>					3,19

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 29 de 45**

**RUBRO:** Acero de refuerzo, Fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>, cortado y figurado.

**UNIDAD:** kg

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2	0,4	0,8	0,1	0,08
<b>SUBTOTAL M</b>					0,08
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,1	0,35
Fierrero	1	3,55	3,55	0,06	0,21
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,01	0,04
<b>SUBTOTAL N</b>					0,60
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	1,05	1	1,05	
Alambre de amarre No. 18 negro recocado.	kg	0,05	1,6	0,08	
<b>SUBTOTAL O</b>					1,13
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1,81
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,36
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2,17
<b>VALOR OFERTADO</b>					2,17

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 30 de 45**

**RUBRO:** Encofrado de madera.

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	3	0,4	1,2	0,175	0,21
<b>SUBTOTAL M</b>					0,21
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,175	1,23
Albañil	1	3,45	3,45	0,175	0,60
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,02	0,07
<b>SUBTOTAL N</b>					1,91
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3	0,8	2,40	
Tabla ordinaria de monte 22x2,5x300 cm	u	1,51	2,5	3,78	
Tiras de eucalipto 4x5x300 cm	u	0,5	1,08	0,54	
Clavos	kg	0,15	1,91	0,29	
<b>SUBTOTAL O</b>					7,00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					9,12
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1,82
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					10,94
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>10,94</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 31 de 45**

**RUBRO:** Tubo de acero galvanizado 3".

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
<b>SUBTOTAL M</b>					0,00
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
<b>SUBTOTAL N</b>					0,00
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tubo de acero galvanizado 3"	ml	1	5,6	5,60	
<b>SUBTOTAL O</b>					5,60
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					5,60
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1,12
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					6,72
<b>VALOR OFERTADO</b>					6,72

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 32 de 45**

**RUBRO:** Hormigón simple f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>

**UNIDAD:** m<sup>3</sup>

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
concretera un saco	1	3,15	3,15	0,76	2,39
Herramientas varias	5	0,4	2	0,7	1,40
<b>SUBTOTAL M</b>					3,79
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3,51	17,55	0,7	12,29
Albañil	1	3,45	3,45	0,7	2,42
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,007	0,03
<b>SUBTOTAL N</b>					14,73
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento tipo portland Tipo I puesto en obra	saco	7,5	6,97	52,28	
Grena puestas en obra	m <sup>3</sup>	0,6	19,5	11,70	
Graba puesta en obra	m <sup>3</sup>	1	18,5	18,50	
Agua	lt	180	0,01	1,80	
<b>SUBTOTAL O</b>					84,28
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					102,80
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					20,56
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					123,35
<b>VALOR OFERTADO</b>					123,35

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 33 de 45**

**RUBRO:** Pintura para pasamanos. (25 x 25), h= 0,9 m

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,91	0,36
<b>SUBTOTAL M</b>					0,36
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,91	6,39
Técnico de obras civiles.	1	3,74	3,74	0,091	0,34
Pintor	1	3,55	3,55	0,91	3,23
<b>SUBTOTAL N</b>					9,96
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pintura de caucho	gl	0,15	22,58	3,39	
Albalux	kg	1	0,15	0,15	
Lija	pliego	1	0,62	0,62	
Pegamento (cola orgánica).	lt	0,06	6	0,36	
Brocha de 4"	u	0,1	4	0,40	
<b>SUBTOTAL O</b>					4,92
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					15,24
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					3,05
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					18,29
<b>VALOR OFERTADO</b>					18,29

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 34 de 45**

**RUBRO:** Carpeta Asfáltica (e = 5 cm)

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,175	0,07
Rodillo pequeño	1	17,17	17,17	0,175	3,00
<b>SUBTOTAL M</b>					3,07
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	3	3,51	10,53	0,175	1,84
Albañil	1	3,45	3,45	0,175	0,60
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,175	0,65
<b>SUBTOTAL N</b>					3,10
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Asfalto	m2	2,15	1,58	3,40	
Agregados para carpeta asfáltica	m3	0,06	10,5	0,63	
<b>SUBTOTAL O</b>					4,03
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					10,20
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					2,04
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					12,24
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>12,24</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 35 de 45**

**RUBRO:** Pintura para señalización de tráfico, manual, franja de hasta 15 cm

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,1	0,04
<b>SUBTOTAL M</b>					0,04
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,1	0,35
Pintor	1	3,55	3,55	0,1	0,36
<b>SUBTOTAL N</b>					0,71
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pintura de tráfico (acrilica)	gl	0,014	24,98	0,35	
Microesfera de silice	kg	0,036	4,5	0,16	
Disolvente	gl	0,002	3,6	0,01	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,52
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1,26
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,25
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					1,52
<b>VALOR OFERTADO</b>					1,52

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 36 de 45**

**RUBRO:** Pintura para pasamanos. (25 x 25), h= 0,9 m

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,91	0,36
<b>SUBTOTAL M</b>					0,36
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,91	6,39
Técnico de obras civiles.	1	3,74	3,74	0,091	0,34
Pintor	1	3,55	3,55	0,91	3,23
<b>SUBTOTAL N</b>					9,96
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pintura de caucho	gl	0,15	22,58	3,39	
Albalux	kg	1	0,15	0,15	
Lija	pliego	1	0,62	0,62	
Pegamento (cola orgánica).	lt	0,06	6	0,36	
Brocha de 4"	u	0,1	4	0,40	
<b>SUBTOTAL O</b>					4,92
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					15,24
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					3,05
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					18,29
<b>VALOR OFERTADO</b>					18,29

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 37 de 45**

**RUBRO:** Geotextil NT 1600.

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,001	0,00
<b>SUBTOTAL M</b>					0,00
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,01	0,07
Albañil	1	3,45	3,45	0,01	0,03
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,001	0,00
<b>SUBTOTAL N</b>					0,11
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Geotextil NT 1600	m2	0,05	1,6	0,08	
Varios	Global	1,2	1,4	1,68	
<b>SUBTOTAL O</b>					1,76
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					1,87
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,37
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					2,24
<b>VALOR OFERTADO</b>					2,24

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 38 de 45**

**RUBRO:** Tubería PVC, para dren, d = 160 mm.

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,035	0,01
<b>SUBTOTAL M</b>					0,01
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,035	0,12
Plomero	1	3,55	3,55	0,035	0,12
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,007	0,03
<b>SUBTOTAL N</b>					0,27
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tubería PVC, d = 160 mm	u	1	7,12	7,12	
<b>SUBTOTAL O</b>					7,12
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					7,41
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1,48
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					8,89
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>8,89</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 39 de 45**

**RUBRO:** Material filtrante para drenes, suministro y colocación.

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	2	0,4	0,8	0,67	0,54
<b>SUBTOTAL M</b>					0,54
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,67	4,70
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,14	0,52
<b>SUBTOTAL N</b>					5,23
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Grava puesta en obra.	m3	1,05	18,5	19,43	
<b>SUBTOTAL O</b>					19,43
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					25,19
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					5,04
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					30,23
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>30,23</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 40 de 45**

**RUBRO:** Suministro de letrero hombres trabajando.

**UNIDAD:** u

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
<b>SUBTOTAL M</b>					0,00
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
<b>SUBTOTAL N</b>					0,00
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Letrero hombres trabajando 0,75 x 0,75 x 1,8 m	u	1	59	59,00	
<b>SUBTOTAL O</b>					59,00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					59,00
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					11,80
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					70,80
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>70,80</b>

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 41 de 45**

**RUBRO:** Excavación manual de material sin clasificar

**UNIDAD:** m3

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	2,25	0,90
<b>SUBTOTAL M</b>					0,90
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	2,25	7,90
Tecnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,225	0,84
<b>SUBTOTAL N</b>					8,74
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,00
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					9,64
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					1,93
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					11,57
<b>VALOR OFERTADO</b>					11,57

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 42 de 45**

**RUBRO:** Señalización con cinta.

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,02	0,01
<b>SUBTOTAL M</b>					0,01
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,02	0,07
<b>SUBTOTAL N</b>					0,07
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cinta plastica	m	1	0,1	0,10	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,10
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0,18
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,04
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					0,21
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>0,21</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 43 de 45**

**RUBRO:** Cobertura de plástico (5 usos).

**UNIDAD:** m2

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,02	0,01
<b>SUBTOTAL M</b>					0,01
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3,51	7,02	0,02	0,14
<b>SUBTOTAL N</b>					0,14
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Plastico grueso	m2	0,2	0,4	0,08	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,08
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0,23
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,05
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					0,27
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>0,27</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 44 de 45**

**RUBRO:** Parante con base de hormigón, 20 usos.

**UNIDAD:** u

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,5	0,20
<b>SUBTOTAL M</b>					0,20
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,5	1,76
Albañil	1	3,45	3,45	0,5	1,73
Técnico de obras civiles	1	3,74	3,74	0,1	0,37
<b>SUBTOTAL N</b>					3,85
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	0,075	0,8	0,06	
Tabla de encofrado 24 x 3 x 300 cm.	u	0,0185	1,9	0,04	
varilla de 10 mm x 12 m	u	0,00125	8,22	0,01	
Pintura esmalte	u	0,01	16,93	0,17	
Hormigón simple f'c = 180 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	0,006	92,16	0,55	
Clavos	kg	0,0075	1,91	0,01	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,84
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					4,90
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,98
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					5,88
<b>VALOR OFERTADO</b>					<b>5,88</b>

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

**NOMBRE DEL OFERENTE:** Sr. Ismael Calle.

**PROYECTO:** Diseño de puente - Cantón Sevilla de Oro, Provincia del Azuay

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**Hoja 45 de 45**

**RUBRO:** Malla de seguridad, suministro e instalación, 5 usos.

**UNIDAD:** ml

**DETALLE:**

<b>EQUIPOS</b>					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0,4	0,4	0,2	0,08
<b>SUBTOTAL M</b>					0,08
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad	Jornal/ HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,51	3,51	0,2	0,70
<b>SUBTOTAL N</b>					0,70
<b>MATERIALES</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Malla plastica de seguridad K001	m	0,2	0,55	0,11	
<b>SUBTOTAL O</b>					0,11
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
<b>SUBTOTAL P</b>					0
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					0,89
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %</b>					0,18
<b>OTROS INDIRECTOS: 0.00 %</b>					0,00
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					1,07
<b>VALOR OFERTADO</b>					1,07

**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.**

## ANEXO B: PUNTOS DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

---

**PUNTOS DE LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**


---

2 761356.7720 9687693.5630 2284.6530 "EST"  
 3 761342.2540 9687656.3940 2302.7760 "EST 3"  
 4 761339.9510 9687668.1520 2293.5380 "EST 4"  
 5 761311.9420 9687650.0940 2301.8770 "EST 5"  
 6 761355.8669 9687691.0748 2271.9200 "RIO"  
 7 761360.7489 9687688.6652 2271.9400 "RIO"  
 8 761360.2753 9687685.5571 2271.9400 "RIO"  
 4000 761311.9520 9687650.1010 2301.8870 "EST 5"  
 4001 761336.6520 9687664.4420 2294.3900 "EJE"  
 4002 761349.8690 9687667.6200 2291.2630 "P I"  
 4003 761366.9920 9687710.2490 2289.8990 "P I"  
 4004 761353.9090 9687723.6850 2292.8460 "EJE"  
 4005 761327.7590 9687740.9670 2295.0620 "VIA"  
 4006 761312.8930 9687743.1520 2296.5310 "VIA"  
 4007 761328.8960 9687747.5200 2295.2070 "VIA"  
 4008 761332.9940 9687739.7660 2294.4290 "VIA"  
 4009 761335.4760 9687746.0920 2294.5180 "VIA"  
 4010 761336.3760 9687733.3570 2293.2880 "VIA"  
 4011 761344.5450 9687739.6570 2293.7020 "VIA"  
 4012 761341.7300 9687733.3040 2293.3790 "VIA"  
 4013 761336.0890 9687723.7110 2293.1690 "VIA"  
 4014 761345.7830 9687728.2750 2292.4590 "VIA"  
 4015 761340.3250 9687721.1290 2292.2260 "CAMINO"  
 4016 761347.1050 9687723.3560 2291.9980 "CAMINO"  
 4017 761347.8860 9687721.7960 2291.5670 "CAMINO"  
 4018 761346.9440 9687716.0060 2290.4490 "CAMINO"  
 4019 761349.4650 9687716.7610 2289.8120 "CAMINO"  
 4020 761350.4130 9687712.9550 2288.6270 "CAMINO"  
 4021 761351.7420 9687714.2910 2288.6790 "CAMINO"  
 4022 761354.2080 9687710.0630 2287.1870 "CAMINO"  
 4023 761355.7160 9687710.8640 2287.0850 "CAMINO"  
 4024 761355.6930 9687706.0560 2285.6300 "CAMINO"  
 4025 761357.4220 9687706.5980 2285.7710 "CAMINO"  
 4026 761356.4660 9687701.1970 2284.7550 "CAMINO"  
 4027 761357.9560 9687701.5650 2284.8900 "CAMINO"  
 4028 761357.0230 9687697.6260 2284.6030 "CAMINO"  
 4029 761356.3650 9687694.6970 2284.7270 "PUENTE"  
 4030 761357.9990 9687693.8750 2284.8520 "PUENTE"  
 4031 761359.0820 9687696.4390 2286.3340 "TOPO"  
 4032 761360.4120 9687695.5710 2286.6480 "TOPO"  
 4033 761362.5080 9687699.4370 2288.1410 "TOPO"  
 4034 761359.6950 9687700.2990 2288.1660 "TOPO"  
 4035 761362.8700 9687699.3950 2288.5080 "TOPO"  
 4036 761361.1850 9687693.5320 2288.1040 "TOPO"

---

---

4037 761362.2500 9687691.1710 2288.0980 "TOPO"  
4038 761365.1240 9687692.3140 2288.6090 "TOPO"  
4039 761366.4570 9687698.1820 2288.8680 "TOPO"  
4040 761366.2840 9687702.1840 2289.0810 "TOPO"  
4041 761358.9870 9687705.5720 2289.1220 "TOPO"  
4042 761369.7870 9687705.5100 2289.8870 "TOPO"  
4043 761367.2690 9687709.0650 2289.9520 "TOPO"  
4044 761358.7870 9687709.3340 2289.6850 "TOPO"  
4045 761368.9100 9687712.6690 2290.4590 "TOPO"  
4046 761356.0880 9687713.4770 2290.7660 "TOPO"  
4047 761352.6220 9687716.0930 2291.1290 "TOPO"  
4048 761360.0670 9687723.7730 2292.3560 "TOPO"  
4049 761350.3230 9687717.7400 2291.1830 "TOPO"  
4050 761354.9920 9687723.9940 2292.7600 "TOPO"  
4051 761350.9200 9687725.4170 2292.3390 "TOPO"  
4052 761348.3670 9687720.9140 2291.4990 "TOPO"  
4053 761355.0220 9687729.4270 2293.9520 "TOPO"  
4054 761354.8670 9687725.8060 2295.6290 "TOPO"  
4055 761348.1490 9687729.4430 2292.6870 "TOPO"  
4056 761349.2410 9687734.6540 2293.1840 "TOPO"  
4057 761344.5110 9687735.0610 2293.3740 "TOPO"  
4058 761358.1160 9687719.7000 2291.9450 "TOPO"  
4059 761370.7580 9687694.0410 2294.3510 "TOPO"  
4060 761374.9320 9687696.0460 2296.0390 "TOPO"  
4061 761376.5760 9687697.6370 2298.2940 "TOPO"  
4062 761379.8870 9687700.3000 2300.0300 "TOPO"  
4063 761381.3920 9687700.5670 2302.8640 "TOPO"  
4064 761379.8560 9687692.9580 2288.7680 "TOPO"  
4065 761380.5080 9687703.0930 2305.7590 "TOPO"  
4066 761378.7130 9687706.7990 2307.5030 "TOPO"  
4067 761375.0760 9687713.4050 2307.2610 "TOPO"  
4068 761373.2290 9687717.2730 2310.7790 "TOPO"  
4069 761365.5290 9687726.6240 2306.7390 "TOPO"  
4070 761355.8540 9687734.8070 2306.2190 "TOPO"  
4071 761345.8000 9687748.1830 2306.6170 "TOPO"  
4072 761338.2430 9687754.4700 2304.9700 "TOPO"  
4073 761328.8870 9687706.3040 2271.4460 "RIO"  
4074 761334.0410 9687709.2770 2271.4390 "RIO"  
4075 761339.1150 9687707.8760 2271.5590 "RIO"  
4077 761347.4400 9687702.3660 2271.8690 "RIO"  
4078 761349.0620 9687700.8440 2271.8780 "RIO"  
4079 761349.7260 9687701.0170 2274.8460 "MARGEN"  
4080 761348.6820 9687704.1300 2274.6200 "MARGEN"  
4081 761346.2250 9687706.8080 2275.4420 "MARGEN"  
4082 761342.2910 9687707.3170 2274.1820 "MARGEN"  
4083 761340.5590 9687708.5480 2273.9130 "MARGEN"

---

---

4084 761339.2610 9687710.2130 2274.8860 "MARGEN"  
4085 761334.9050 9687710.5380 2274.2750 "MARGEN"  
4086 761330.9630 9687709.1880 2274.3580 "MARGEN"  
4089 761351.3380 9687682.6060 2285.2700 "CAMINO"  
4090 761354.0040 9687681.4700 2285.8360 "CAMINO"  
4091 761348.9540 9687678.5900 2286.2420 "CAMINO"  
4092 761354.5810 9687679.5820 2288.2200 "CAMINO"  
4093 761352.6080 9687674.1190 2288.0110 "CAMINO"  
4094 761355.6520 9687675.6760 2289.0710 "CAMINO"  
4095 761352.7760 9687673.3700 2289.2070 "CAMINO"  
4096 761355.3080 9687672.6850 2289.3060 "CAMINO"  
4097 761349.5860 9687672.6360 2290.5330 "VIA"  
4098 761355.4280 9687669.7700 2290.2970 "VIA"  
4099 761355.3770 9687667.2340 2290.6200 "VIA"  
4100 761351.4710 9687669.8140 2291.1340 "TOPO"  
4101 761353.9620 9687666.2400 2290.3030 "VIA"  
4102 761345.9610 9687670.5780 2291.7570 "VIA"  
4103 761349.7340 9687662.1640 2291.9550 "VIA"  
4104 761342.2920 9687669.0020 2292.7940 "VIA"  
4105 761345.3830 9687662.7400 2292.4070 "VIA"  
4106 761336.8350 9687668.2850 2294.2650 "VIA"  
4107 761338.2390 9687661.8260 2294.2700 "VIA"  
4108 761329.4420 9687665.7290 2296.2620 "VIA"  
4109 761333.4780 9687659.0260 2297.3250 "VIA"  
4110 761323.2140 9687661.9470 2297.8530 "VIA"  
4111 761325.9140 9687656.2630 2298.0470 "VIA"  
4112 761316.5510 9687653.9000 2300.2570 "VIA"  
4113 761318.7160 9687650.1290 2300.4490 "VIA"  
4114 761308.4320 9687649.6060 2302.6530 "VIA"  
4115 761312.0300 9687644.5680 2302.6900 "VIA"  
5000 761354.0549 9687686.8964 2271.9200 "RIO"  
5001 761356.7720 9687693.5630 2284.6530 "EST"  
5002 761335.9990 9687724.0270 2293.2180 "EST"  
6001 761402.0470 9687628.6770 2274.0130 "RIO"  
6002 761398.8480 9687630.4010 2273.8520 "RIO"  
6003 761393.7960 9687628.9140 2274.2570 "RIO"  
6004 761380.2220 9687644.9800 2273.8490 "RIO"  
6005 761370.6660 9687668.9460 2272.5700 "RIO"  
6006 761340.3890 9687686.3550 2271.9360 "RIO"  
6007 761332.2270 9687686.2670 2271.7990 "RIO"  
6009 761320.7960 9687689.3580 2272.1390 "RIO"  
6010 761287.9840 9687688.5560 2270.1860 "RIO"  
6011 761279.2180 9687690.1100 2270.0430 "RIO"  
6012 761264.0000 9687698.9810 2269.7640 "RIO"  
6013 761247.9830 9687700.6310 2269.9670 "RIO"  
6014 761220.1010 9687713.5630 2270.3910 "RIO"

---

---

6015 761255.9820 9687714.3330 2270.4660 "RIO"  
6016 761297.0010 9687706.7440 2270.9040 "RIO"  
6017 761315.9120 9687704.6710 2270.9650 "RIO"  
6018 761321.0660 9687707.9290 2271.4140 "RIO"  
6051 761414.1960 9687626.0470 2274.1790 "RIO"  
6052 761404.5710 9687645.1780 2274.3110 "RIO"  
6053 761389.3210 9687662.3990 2273.9280 "RIO"  
6054 761388.3240 9687670.8890 2272.7170 "RIO"  
6055 761381.4160 9687681.0240 2272.2990 "RIO"  
6056 761378.4620 9687683.8380 2272.1080 "RIO"  
6057 761371.8280 9687684.5970 2272.1430 "RIO"  
6058 761366.8610 9687687.3330 2271.9640 "RIO"

---

**ANEXO C: TABLAS DE LABORATORIO DEL ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO.**

1) MUESTRA 1: Número de golpes.

<b>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA</b>												
UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA DE INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN												
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL												
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN												
<b>PROYECTO:</b> Cálculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable sobre el Río Collay												
<b>MUESTRA:</b> Nro. 1 (Parte izquierda).												
<b>SOLICITADO POR:</b> Luis Ismael Calle Urgiles.												
<b>FECHA:</b> Enero del 2020												
<b>DETERMINACIÓN DE NÚMERO DE GOLPES CON EL ESCLERÓMETRO.</b>												
Ensayos	Angulo de giro	Número de golpes									Suma	Promedio
muestra 1	0°	24	22	29	22	17					114	22,8
muestra 2	0°	31	36	41	30	23	26	24	26	40	277	30,78
muestra 3	0°	37	21	17	25	37	30	36			203	29
muestra 4	0°	52	52	55							159	53
muestra 5	0°	35	19	26	25	30	37	34			206	29,43
muestra 6	0°	31	29	44	29	48					181	36,2
											<b>PROMEDIO TOTAL</b>	<b>33,53</b>
Ensayos	Angulo de giro	Número de golpes sin valores dispersos									Suma	Promedio
muestra 1	0°	24	22	29	22						97	24,25
muestra 2	0°	31	36	41	30		26		26	40	230	32,86
muestra 3	0°	37			25	37	30	36			165	33
muestra 4	0°	52	52	55							159	53
muestra 5	0°	35				30	37	34			136	34
muestra 6	0°	31	29	44	29	48					181	36,2
											<b>PROMEDIO TOTAL</b>	<b>35,55</b>
<b>Observaciones:</b> El promedio de numero de golpes para la parte izquierda es: <b>35.55</b>												
Ing. Luis Mario Almache. Jefe de laboratorio.				Ing. Marcos Gonzáles. Laboratorista				Ing. Juan Maldonado. Director de tesis.				

## 2) MUESTRA 2: Número de golpes.

## UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA DE INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN


 UNIVERSIDAD  
 CATÓLICA DE CUENCA  
 COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

**PROYECTO:** Cálculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable sobre el Río Collay

**MUESTRA:** Nro. 2 (Parte derecha).

**SOLICITADO POR:** Luis Ismael Calle Urgiles.

**FECHA:** Enero del 2020

**DETERMINACIÓN DE NÚMERO DE GOLPES CON EL ESCLERÓMETRO.**

ENSAYOS	Angulo de giro	Número de golpes						Suma	Promedio	
muestra 1	0°	46	36	48	29	26	50	235	39,17	
muestra 2	0°	44	37	43	45	52	48	269	44,83	
muestra 3	90°	53	51	41	53	51	51	300	50,00	
muestra 4	90°	35	36	32	33	38	39	40	253	36,14
muestra 5	0°	33	57	32	39	35	30	226	37,67	
muestra 6	0°	44	45	46	42	42	41	260	43,33	
muestra 7	0°	43	37	49	46	66		241	48,20	
ENSAYOS	Angulo de giro	Número de golpes sin valores dispersos						Suma	Promedio	
muestra 1	0°	46	36	48			50	180	45	
muestra 2	0°	44	0	43	45	52	48	232	46,4	
muestra 3	90°	53	51		53	51	51	259	51,8	
muestra 4	90°	35	36			38	39	40	188	37,6
muestra 5	0°		57		39	35		131	43,67	
muestra 6	0°	44	45	46	42	42		219	43,8	
muestra 7	0°	43		49	46	66		204	51	
<b>PROMEDIO TOTAL</b>										
							<b>Cero grados</b>	<b>45,97</b>		
							<b>Noventa grados</b>	<b>44,7</b>		

**Observaciones:** El promedio de numero de golpes para la parte izquierda a 90 grados es: **44,7** y a cero grados **45,97**

 -----  
 Ing. Luis Mario Almache.

Jefe de laboratorio.

 -----  
 Ing. Marcos Gonzáles.

Laboratorista

 -----  
 Ing. Juan Maldonado.

Director de tesis.

## 3) MUESTRA 1: Determinación de la resistencia a compresión por el esclerómetro.

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA DE INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN


**UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DE CUENCA**  
 COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO
**PROYECTO:** Cálculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable sobre el Río Collay**MUESTRA:** Nro. 1 (Parte izquierda).**SOLICITADO POR:** Luis Ismael Calle Urgiles.**FECHA:** Enero del 2020**DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN POR LOS FACTORES DEL ESCLERÓMETRO.**

PARTE IZQUIERDA DEL PUENTE									F'c	
ENSAYOS	Angulo de giro	Ro	Ra	Rao	$\Delta R$	$\Delta R_w$	R	$\alpha_n$	(N/mm <sup>2</sup> )	kg/cm <sup>2</sup>
muestra 1	0°	24,25	81	80	0	3	27,55	0,63	10,75	109,63
muestra 2	0°	32,86	81	80	0	3	36,27	0,63	17,75	180,93
muestra 3	0°	33	81	80	0	3	36,41	0,63	17,87	182,11
muestra 4	0°	53	81	80	0	3	56,66	0,63	34,12	347,79
muestra 5	0°	34	81	80	0	3	37,43	0,63	18,68	190,40
muestra 6	0°	36,2	81	80	0	3	39,65	0,63	20,47	208,62
<b>PROMEDIO TOTAL</b>		<b>35,55</b>	<b>81</b>	<b>80</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>39,00</b>	<b>0,63</b>	<b>19,94</b>	<b>203,25</b>

 -----  
 Ing. Luis Mario Almache.

Jefe de laboratorio.

 -----  
 Ing. Marcos Gonzáles.

Laboratorista

 -----  
 Ing. Juan Maldonado.

Director de tesis.

## 4) MUESTRA 2: Determinación de la resistencia a compresión por el esclerómetro.

## UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA DE INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

**PROYECTO:** Cálculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable sobre el Río Collay**MUESTRA:** Nro. 2 (Parte derecha).**SOLICITADO POR:** Luis Ismael Calle Urgiles.**FECHA:** Enero del 2020**DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN POR LOS FACTORES DEL ESCLERÓMETRO.**

PARTE DERECHA DEL PUENTE									F'c	
ENSAYOS	Angulo de giro	R <sub>o</sub>	R <sub>a</sub>	R <sub>ao</sub>	ΔR	ΔR <sub>w</sub>	R	α <sub>n</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	kg/cm <sup>2</sup>
muestra 1	0°	45,00	81	80	0	0	45,56	0,63	25,21	256,97
muestra 2	0°	46,40	81	80	0	0	46,98	0,63	26,35	268,57
muestra 3	90°	51,80	81	80	0	0	52,45	0,63	30,74	313,31
muestra 4	90°	37,60	81	80	0	0	38,07	0,63	19,20	195,67
muestra 5	0°	43,67	81	80	0	0	44,21	0,63	24,13	245,93
muestra 6	0°	43,80	81	80	0	0	44,35	0,63	24,23	247,03
muestra 7	0°	51,00	81	80	0	0	51,64	0,63	30,09	306,68
<b>Promedio. Cero grados</b>		<b>45,97</b>	<b>81</b>	<b>80</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>46,55</b>	<b>0,63</b>	<b>26,00</b>	<b>265,04</b>
<b>Promedio. Noventa grados</b>		<b>44,70</b>	<b>81</b>	<b>80</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>45,26</b>	<b>0,63</b>	<b>24,97</b>	<b>254,49</b>

Ing. Luis Mario Almache.

Jefe de laboratorio.

Ing. Marcos Gonzáles.

Laboratorista

Ing. Juan Maldonado.

Director de tesis.

## 5) MUESTRA 1: Determinación de la densidad seca.

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA DE INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

**PROYECTO:** Calculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable sobre el Rio Collay**MUESTRA:** Nro. 1 (Parte izquierda).**SOLICITADO POR:** Luis Ismael Calle Urgiles.**FECHA:** Enero del 2020**DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD SECA.**

MUESTRA	ENSAYO CON LA PARAFINA					HUMEDAD				Densidad Seca. (g/cm <sup>3</sup> )	
	P. en el aire. (g)	P. en el aire + parafina. (g)	P. de la parafina + agua. (g)	Vol. (cm <sup>3</sup> )	Densidad Húmeda. (g/cm <sup>3</sup> )	P. Recipiente. (g)	P. recipiente + material húmedo. (g)	P. recipiente + material seco. (g)	% Humedad		
A	A1	23,45	27,32	14,51	4,45	2,81	43,7	91,8	91,7	0,21	2,80
	A2	26,84	31,89	16,39	5,81	2,77					2,76
B	B1	35,47	38,29	22,41	3,25	2,81	52,9	89,9	89,7	0,54	2,79
	B2	34,4	40,19	20,4	6,66	2,62					2,61
C	C1	36,55	39,47	21,93	3,36	2,58	43,9	96,8	96,7	0,19	2,57
	C2	29,29	32,51	18,43	3,71	2,82					2,82
D	D1	31,97	35,12	19,42	3,62	2,65	65,6	120,8	120,6	0,36	2,64
	D2	29,39	32,85	18,97	3,98	2,97					2,96

**Observaciones:** La densidad promedio en la muestra 1 es **27.44 KN/m<sup>3</sup>**

Ing. Luis Mario Almache.

Jefe de laboratorio.

Ing. Marcos Gonzáles.

Laboratorista

Ing. Juan Maldonado.

Director de tesis.

## 6) MUESTRA 2: Determinación de la densidad seca.

## UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA DE INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN


 UNIVERSIDAD  
 CATÓLICA DE CUENCA  
 COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

**PROYECTO:** Calculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable sobre el Rio Collay

**MUESTRA:** Nro. 2 (Parte derecha).

**SOLICITADO POR:** Luis Ismael Calle Urgiles.

**FECHA:** Enero del 2020

**DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD SECA.**

MUESTRA	ENSAYO CON LA PARAFINA					HUMEDAD				Densidad Seca. (g/cm <sup>3</sup> )	
	P. en el aire. (g)	P. en el aire + parafina. (g)	P. de la parafina + agua. (g)	Vol. (cm <sup>3</sup> )	Densidad Húmeda. (g/cm <sup>3</sup> )	P. Recipiente. (g)	P. recipiente + material húmedo. (g)	P. recipiente + material seco. (g)	% Humedad		
A	A1	39,3	44,9	23,82	6,44	2,69	64,6	92,5	92,2	1,09	2,66
	A2	24,38	27,51	14,72	3,60	2,65					2,62
B	B1	36,05	38,01	22,11	2,26	2,64	65,3	115,2	115,1	0,20	2,64
	B2	19,87	22,93	11,99	3,52	2,68					2,67
C	C1	27,4	30,63	16,67	3,72	2,67	65,8	112,4	112,3	0,22	2,67
	C2	17,68	21,2	10,57	4,05	2,69					2,68

**Observaciones:** La densidad promedio en la muestra 1 es **26.57 KN/m<sup>3</sup>**

 -----  
 Ing. Luis Mario Almache.

Jefe de laboratorio.

 -----  
 Ing. Marcos Gonzáles.

Laboratorista

 -----  
 Ing. Juan Maldonado.

Director de tesis.

## 7) MUESTRA 1: Determinación de la resistencia a compresión por el Abaco.

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA DE INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN


**UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DE CUENCA**  
 COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO
**PROYECTO:** Cálculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable sobre el Río Collay**MUESTRA:** Nro. 1 (Parte izquierda).**SOLICITADO POR:** Luis Ismael Calle Urgiles.**FECHA:** Enero del 2020**DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN POR EL ÁBACO DE GONZALES DE VALLEJO.**

PARTE IZQUIERDA DEL PUENTE				F'c	
ENSAYOS	Ángulo de giro	Ro	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	kg/cm <sup>2</sup>
muestra 1	Cero grados	24,25	26,57	32	<b>326,20</b>
muestra 2	Cero grados	32,86	26,57	48	<b>489,30</b>
muestra 3	Cero grados	33,00	26,57	50	<b>509,68</b>
muestra 4	Cero grados	53,00	26,57	150	<b>1529,05</b>
muestra 5	Cero grados	34,00	26,57	54	<b>550,46</b>
muestra 6	Cero grados	36,20	26,57	60	<b>611,62</b>
<b>PROMEDIO TOTAL</b>		35,55	26,57	59	<b>601,43</b>

---

 Ing. Luis Mario Almache.

Jefe de laboratorio.

---

 Ing. Marcos Gonzáles.

Laboratorista

---

 Ing. Juan Maldonado.

Director de tesis.

## 8) MUESTRA 2: Determinación de la resistencia a compresión por el Abaco.

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA DE INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN


**UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DE CUENCA**  
 COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO
**PROYECTO:** Calculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable sobre el Rio Collay**MUESTRA:** Nro. 2 (Parte derecha).**SOLICITADO POR:** Luis Ismael Calle Urgiles.**FECHA:** Enero del 2020**DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN POR EL ÁBACO DE GONZALES DE VALLEJO.**

PARTE DERECHA DEL PUENTE				F'c	
ENSAYOS	Ángulo de giro	Ro	$\gamma_s$ (kN/m3)	(N/mm2)	kg/cm2
muestra 1	Cero grados	45,00	27,44	112	<b>1141,69</b>
muestra 2	Cero grados	46,40	27,44	116	<b>1182,47</b>
muestra 3	Noventa grados	51,80	27,44	180	<b>1834,86</b>
muestra 4	Noventa grados	37,60	27,44	77	<b>784,91</b>
muestra 5	Cero grados	43,67	27,44	96	<b>978,59</b>
muestra 6	Cero grados	43,80	27,44	97	<b>988,79</b>
muestra 7	Cero grados	51,00	27,44	156	<b>1590,21</b>
<b>Promedio. Cero grados</b>		45,97	27,44	110	<b>1121,30</b>
<b>Promedio. Noventa grados</b>		44,70	27,44	120	<b>1223,24</b>

-----  
Ing. Luis Mario Almache.

Jefe de laboratorio.

-----  
Ing. Marcos Gonzáles.

Laboratorista

-----  
Ing. Juan Maldonado.

Director de tesis.

ANEXO D: CONTEO VEHICULAR.

		NOMBRE DE PROYECTO AFOROS VEHICULARES										Diseño de un Puente mixto REVISION 0
Fecha (D.M.A): 02/12/19 (Lunes)		Estación de Aforo:										Esquema
Condición Climática:		Movimientos Aforados:										<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Aforador: <u>Ismael Calle Ugiles</u>		Hoja 1 de 2										
Coordinador:		Hora de Inicio: 6:00 Hora Final: 12:00										
PER	MOV	TAXIS	AUTOS	BUS	BUS	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	Motos
6:00 a 7:00		2	10	X	X	X	X	X	X	X	X	X
7:00 a 8:00		5	11	X	X	X	X	X	X	X	X	4
8:00 a 9:00		1	7	X	X	1	X	X	X	X	X	3
9:00 a 10:00		2	9	X	X	X	1	X	X	X	X	3
10:00 a 11:00		3	11	X	X	1	X	X	X	X	X	1
11:00 a 12:00		X	7	X	X	X	1	X	X	X	X	2

OBSERVACIONES

		NOMBRE DE PROYECTO AFOROS VEHICULARES										Diseño de un Puente mixto REVISION 0
Fecha (D.M.A): 02/12/19 (Lunes)		Estación de Aforo:										Esquema
Condición Climática:		Movimientos Aforados:										<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Aforador: <u>Ismael Calle Ugiles</u>		Hoja 2 de 2										
Coordinador:		Hora de Inicio: 12:00 Hora Final: 18:00										
PER	MOV	TAXIS	AUTOS	BUS	BUS	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	Motos
12:00 a 13:00		5	11	X	X	X	X	X	X	X	X	3
13:00 a 14:00		3	6	X	X	X	X	X	X	X	X	2
14:00 a 15:00		1	8	X	X	X	X	X	X	X	X	1
15:00 a 16:00		3	5	X	X	1	X	X	X	X	X	X
16:00 a 17:00		4	9	X	X	1	X	X	X	X	X	3
17:00 a 18:00		2	7	X	X	X	X	X	X	X	X	1

OBSERVACIONES

Fecha (D.M.A.):		Estación de Aforo:		NOMBRE DE PROYECTO							Diseño de un Puente mixto	
Condición Climática:		Movimientos Aforados:		AFOROS VEHICULARES							REVISION 0	
Aforador:		Movimientos Aforados:		Esquema							REVISION 0	
Coordinador:		Movimientos Aforados:		Esquema							REVISION 0	
Hora de Inicio:		Hora Final:		Esquema							REVISION 0	
PER	MOV	TAXIS	AUTOS	BUS	BUS	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Motos	
6:00						/					/	
a												
7:00			5	12	x	x	1	x	x	x	2	
7:00												
a												
8:00			5	9	x	x	x	x	x	x	4	
8:00											/	
a												
9:00			2	7	x	x	x	1	x	x	1	
9:00												
a												
10:00			4	8	x	x	1	x	x	x	3	
10:00											/	
a												
11:00			2	8	x	x	x	x	x	x	1	
11:00												
a												
12:00			1	9	x	x	x	1	x	x	x	

OBSERVACIONES

Fecha (D.M.A.):		Estación de Aforo:		NOMBRE DE PROYECTO							Diseño de un Puente mixto	
Condición Climática:		Movimientos Aforados:		AFOROS VEHICULARES							REVISION 0	
Aforador:		Movimientos Aforados:		Esquema							REVISION 0	
Coordinador:		Movimientos Aforados:		Esquema							REVISION 0	
Hora de Inicio:		Hora Final:		Esquema							REVISION 0	
PER	MOV	TAXIS	AUTOS	BUS	BUS	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Motos	
12:00												
a												
13:00			4	12	x	x	x	x	x	x	4	
13:00											/	
a												
14:00			3	8	x	x	1	x	x	x	1	
14:00												
a												
15:00			2	8	x	x	x	x	x	x	2	
15:00												
a												
16:00			5	10	x	x	x	x	x	x	4	
16:00											/	
a												
17:00			3	8	x	x	x	x	x	x	2	
17:00											/	
a												
18:00			4	7	x	x	x	x	x	x	1	

OBSERVACIONES

		NOMBRE DE PROYECTO AFOROS VEHICULARES										Diseño de un Puente moto
Fecha (D.M.A.): 06/12/19 (Viernes)		Estación de Aforo:										REVISION 0
Condición Climática:		Movimientos Aforados:										Esquema
Aforador: Ismael Calle Ugiles		Hoja 1 de 2										
Coordinador:		Hora de Inicio: 6:00										Hora Final: 12:00
PER	MOV	TAXIS	AUTOS	BUS	BUS	Truck 1	Truck 2	Truck 3	Truck 4	Truck 5	Truck 6	Motos
6:00 a 7:00												
7:00 a 8:00		2	11	X	X	X	X	X	X	X	X	1
8:00 a 9:00		5	10	X	X	X	X	X	X	X	X	4
9:00 a 10:00		2	8	X	X	X	1	X	X	X	X	2
10:00 a 11:00		2	7	X	X	X	2	X	X	X	X	4
11:00 a 12:00		2	9	X	X	X	X	X	X	X	X	2
		1	7	X	X	1	1	X	X	X	X	1

OBSERVACIONES

		NOMBRE DE PROYECTO AFOROS VEHICULARES										Diseño de un Puente moto
Fecha (D.M.A.): 06/12/19 (Viernes)		Estación de Aforo:										REVISION 0
Condición Climática:		Movimientos Aforados:										Esquema
Aforador: Ismael Calle Ugiles		Hoja 2 de 2										
Coordinador:		Hora de Inicio: 12:00										Hora Final: 18:00
PER	MOV	TAXIS	AUTOS	BUS	BUS	Truck 1	Truck 2	Truck 3	Truck 4	Truck 5	Truck 6	Motos
12:00 a 13:00												
13:00 a 14:00		4	12	X	X	1	X	X	X	X	X	4
14:00 a 15:00		3	5	X	X	1	X	X	X	X	X	2
15:00 a 16:00		2	8	X	X	1	X	X	X	X	X	1
16:00 a 17:00		3	9	X	X	X	2	X	X	X	X	2
17:00 a 18:00		2	7	X	X	X	1	X	X	X	X	4
		3	11	X	X	X	X	X	X	X	X	1

OBSERVACIONES

Fecha (D.M.A.):		NOMBRE DE PROYECTO		AFOROS VEHICULARES										REVISION 0		
07/12/19 (Sábado)		Estación de Aforo:		Esquema										REVISION 0		
Aforador: <u>Ismael Calle Ugiles</u>		Movimientos Aforados:		Esquema										REVISION 0		
Coordinador:		Hora de Inicio: <u>6:00</u>		Hoja <u>1</u> de <u>2</u>		Esquema										REVISION 0
Hora Final: <u>12:00</u>													REVISION 0			
PER	MOV	TAXIS	AUTOS	BUS	BUS	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	Motos			
6:00 a 7:00		x	4	x	x	x	x	x	x	x	x	x	2			
7:00 a 8:00		2	6	x	x	x	x	x	x	x	x	x	4			
8:00 a 9:00		1	4	x	x	1	x	x	x	x	x	x	1			
9:00 a 10:00		2	4	x	x	1	x	x	x	x	x	x	0			
10:00 a 11:00		2	6	x	x	1	x	x	x	x	x	x	2			
11:00 a 12:00		1	4	x	x	x	x	x	x	x	x	x	1			

OBSERVACIONES

Fecha (D.M.A.):		NOMBRE DE PROYECTO		AFOROS VEHICULARES										REVISION 0		
07/12/19 (Sábado)		Estación de Aforo:		Esquema										REVISION 0		
Aforador: <u>Ismael Calle Ugiles</u>		Movimientos Aforados:		Esquema										REVISION 0		
Coordinador:		Hora de Inicio: <u>11:00</u>		Hoja <u>2</u> de <u>2</u>		Esquema										REVISION 0
Hora Final: <u>18:00</u>													REVISION 0			
PER	MOV	TAXIS	AUTOS	BUS	BUS	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	TRUCK	Motos			
12:00 a 13:00		1	3	x	x	x	x	x	x	x	x	x	1			
13:00 a 14:00		3	5	x	x	x	x	x	x	x	x	x	2			
14:00 a 15:00		1	5	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
15:00 a 16:00		2	7	x	x	x	x	x	x	x	x	x	1			
16:00 a 17:00		1	9	x	x	x	x	x	x	x	x	x	3			
17:00 a 18:00		1	10	x	x	x	x	x	x	x	x	x	2			

OBSERVACIONES

		NOMBRE DE PROYECTO										Diseño de un puente mixto
		AFOROS VEHICULARES										REVISION 0
Fecha (D.M.A.): 08/12/19 (Domingo)		Estación de Aforo:										Esquema
Condición Climática:		Movimientos Aforados:										<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Aforador: Ismael Calle Ugiles		Hoja 7 de 2										
Coordinador:		Hora de Inicio: 6:00 Hora Final: 12:00										
PER	MOV	TAXIS	AUTOS	BUS	BUS	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Motos
6:00 a 7:00		////	////			/						////
		1	14	X	X	1	X	X	X	X	X	4
7:00 a 8:00		////	////			/						////
		7	11	X	X	2	X	X	X	X	X	5
8:00 a 9:00		////	////			/						////
		5	9	X	X	X	X	X	X	X	X	3
9:00 a 10:00		////	////			/						////
		5	8	X	X	2	X	X	X	X	X	1
10:00 a 11:00		////	////			/						////
		4	7	X	X	X	X	X	X	X	X	4
11:00 a 12:00		////	////			/						////
		4	6	X	X	X	X	X	X	X	X	2

OBSERVACIONES

		NOMBRE DE PROYECTO										Diseño de un puente mixto
		AFOROS VEHICULARES										REVISION 0
Fecha (D.M.A.): 08/12/19 (Domingo)		Estación de Aforo:										Esquema
Condición Climática:		Movimientos Aforados:										<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Aforador: Ismael Calle Ugiles		Hoja 2 de 2										
Coordinador:		Hora de Inicio: 12:00 Hora Final: 18:00										
PER	MOV	TAXIS	AUTOS	BUS	BUS	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Truck	Motos
12:00 a 13:00		////	////			/						////
		6	15	X	X	1	X	X	X	X	X	5
13:00 a 14:00		////	////			/						////
		2	9	X	X	X	X	X	X	X	X	2
14:00 a 15:00		////	////			/						////
		9	10	X	X	1	X	X	X	X	X	1
15:00 a 16:00		////	////			/						////
		8	12	X	X	X	X	X	X	X	X	7
16:00 a 17:00		////	////			/						////
		4	13	X	X	X	X	X	X	X	X	3
17:00 a 18:00		////	////			/						////
		3	14	X	X	1	X	X	X	X	X	5

OBSERVACIONES

## ANEXO E: MATRICES DE IMPACTO AMBIENTAL.

PUENTE MIXTO CARROZABLE			FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO						
Importancia: Evaluación con +1 y -1			DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACIÓN DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIADAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL	
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	-1								-1		-1	-1		-2	-3	
			SUELO		-1	-1			-1				-3					0	-3
			AGUA	-1		-1							-2					0	-2
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	-1	-1	-1		-1		1			-3			-1		-1	-4
			FAUNA	-1		-1							-2		-1	-1		-2	-4
		MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	-1		-1	-1	-1	-1	1		1	-3		-1	-1		-2	-5
	TOTAL			-5	-2	-5	-1	-2	-2	2	0	1		0	-3	-4	0		
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				-1	-1			-1	1	-2				1	1	-1
			USO DEL SUELO	1		-1			-1				-1					0	-1
			CULTURALES							1	-1		0		-1			-1	-1
			HUMANO Y ESTÉTICO	-1		-1				1			-1	1	-1	-1	1	0	-1
		ECONÓMICO	ECONOMÍA Y POBLACIÓN				-1				-1		-2	1			1	2	0
		TOTAL			0	0	-2	-2	-1	-1	2	-3	1		2	-2	-1	3	

PUENTE MIXTO CARROZABLE			FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO						
Intensidad Afección mínima: 1 Media: 2 Alta: 4 Muy Alta: 8 Destrucción Total: 12			DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACIÓN DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIADAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL	
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	2								2		2	4		6	8	
			SUELO		1	1			2				4					0	4
			AGUA	2		2							4					0	4
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	8	2	2		1		2			15			2		2	17
			FAUNA	2		4							6		2	2		4	10
		MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	4		4	2	1	4	2		2	19		2	4		6	25
	TOTAL			18	3	13	2	2	6	4	0	2		0	6	12	0		
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				2	1			1	2	6				8	8	14
			USO DEL SUELO	1		2			2				5					0	5
			CULTURALES							4	2		6		2			2	8
			HUMANO Y ESTÉTICO	4		4				2			10	4	4	2	2	12	22
		ECONÓMICO	ECONOMÍA Y POBLACIÓN				2				2		4	4			4	8	12
		TOTAL			5	0	6	4	1	2	6	5	2		8	6	2	14	

PUENTE MIXTO CARROZABLE			FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO					
Extensión: Puntual: 1 Parcial: 2 Extenso: 4 Total: 8			DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACIÓN DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIADAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	2							2		4	4		8	10	
			SUELO		1	2			2			5					0	5
			AGUA	1		2						3					0	3
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	1	1	2		1		2		7			2		2	9
			FAUNA	1		1						2		2	2		4	6
		MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	1		2	1	1	2	1		10		2	2		4	14
	<b>TOTAL</b>			<b>6</b>	<b>2</b>	<b>9</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>0</b>		
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				1	1			1	1	4			2	2	6
			USO DEL SUELO	2		1			2			5					0	5
			CULTURALES							1	1	2		1			1	3
			HUMANO Y ESTÉTICO	2		2				2		6	2	2	4	2	10	16
		ECONÓMICO	ECONOMÍA Y POBLACIÓN				2				2	4	4			4	8	12
	<b>TOTAL</b>			<b>4</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>8</b>		

PUENTE MIXTO CARROZABLE			FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO					
Momento: Inmediato (< a 1 año): 4 Mediano plazo (entre 1 y 5 años): 2 Largo plazo (> a 5 años): 1			DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACIÓN DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIADAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	2							2		2	4		6	8	
			SUELO		1	4			4			9					0	9
			AGUA	2		2						4					0	4
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	4	1	4		1		2		12			2		2	14
			FAUNA	2		2						4		2	2		4	8
		MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	4		4	2	2	2	2		18		2	2		4	22
	<b>TOTAL</b>			<b>14</b>	<b>2</b>	<b>16</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>6</b>	<b>10</b>	<b>0</b>		
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				2	1			4	1	8			1	1	9
			USO DEL SUELO	2		2			2			6					0	6
			CULTURALES							2	1	3		2			2	5
			HUMANO Y ESTÉTICO	4		4				2		10	2	4	4	2	12	22
		ECONÓMICO	ECONOMÍA Y POBLACIÓN				2				2	4	2			2	4	8
	<b>TOTAL</b>			<b>6</b>	<b>0</b>	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>7</b>	<b>1</b>	<b>4</b>	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>5</b>		

PUENTE MIXTO CARROZABLE			FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO					
Persistencia: Fugaz: 1 Temporal: 2 Permanente: 4			DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACIÓN DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIARIAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	1							1		2	2		4	5	
			SUELO		1	4			2			7					0	7
			AGUA	1		2						3					0	3
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	2	1	2		1		2		8			2		2	10
			FAUNA	2		2						4		1	2		3	7
		MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	4		4	2	2	2	2		18		2	2		4	22
	<b>TOTAL</b>			<b>10</b>	<b>2</b>	<b>14</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>5</b>	<b>8</b>	<b>0</b>		
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				2	1			1	2	6			1	1	7
			USO DEL SUELO	1		2			1			4					0	4
			CULTURALES							1	1	2		1			1	3
			HUMANO Y ESTÉTICO	2		2				1		5	2	2	2	2	8	13
		ECONÓMICO	ECONOMÍA Y POBLACIÓN				1				1	2	4			2	6	8
	<b>TOTAL</b>			<b>3</b>	<b>0</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>6</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>5</b>		

PUENTE MIXTO CARROZABLE			FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO					
Reversibilidad: Corto plazo: 1 Mediano Plazo: 2 Irreversible: 4			DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACIÓN DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIARIAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	1							1		4	4		8	9	
			SUELO		1	4			2			7					0	7
			AGUA	1		2						3					0	3
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	2	1	4		1		2		10			2		2	12
			FAUNA	1		1						2		2	2		4	6
		MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	4		4	1	1	2	2		16		2	2		4	20
	<b>TOTAL</b>			<b>9</b>	<b>2</b>	<b>15</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>0</b>		
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				2	1			1	2	6			1	1	7
			USO DEL SUELO	1		2			1			4					0	4
			CULTURALES							1	1	2		1			1	3
			HUMANO Y ESTÉTICO	2		2				2		6	1	2	4	1	8	14
		ECONÓMICO	ECONOMÍA Y POBLACIÓN				2				1	3	2			2	4	7
	<b>TOTAL</b>			<b>3</b>	<b>0</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>4</b>		

PUENTE MIXTO CARROZABLE		FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO						
Recuperabilidad: Inmediato: 1 Mediano Plazo: 2 Mitigable: 4 Irrecuperable: 8		DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACION DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIADAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL	
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	1							1		1	8		9	10	
			SUELO		1	2			2			5					0	5
			AGUA	1		1						2					0	2
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	2	1	4		2		1		10			2		2	12
			FAUNA	2		2						4		2	2		4	8
	MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	4		8	1	2	2	2	2	21		2	4		6	27	
	<b>TOTAL</b>		<b>10</b>	<b>2</b>	<b>17</b>	<b>1</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>5</b>	<b>16</b>	<b>0</b>			
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				1	1			1	1			2	2	6	
			USO DEL SUELO	2		2			1			5					0	5
			CULTURALES							1	1	2		1			1	3
HUMANO Y ESTÉTICO			2		1				1		4	2	2	8	1	13	17	
ECONÓMICO		ECONOMÍA Y POBLACIÓN				1				1	2	1		2	3	5		
<b>TOTAL</b>		<b>4</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>5</b>				

PUENTE MIXTO CARROZABLE		FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO						
Sinergia: Sin Sinergismo: 1 Sinérgico: 2 Muy Sinérgico: 4		DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACION DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIADAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL	
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	1							1		2	4		6	7	
			SUELO		1	1			1			3					0	3
			AGUA	1		1						2					0	2
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	1	1	1		1		1		5			2		2	7
			FAUNA	1		1						2		1	2		3	5
	MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	1		1	2	1	1	4		12		2	2		4	16	
	<b>TOTAL</b>		<b>5</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>0</b>			
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				1	1			1	1			1	1	5	
			USO DEL SUELO	1		1			1			3					0	3
			CULTURALES							1	1	2		1			1	3
HUMANO Y ESTÉTICO			1		1				1		3	1	1	1	1	4	7	
ECONÓMICO		ECONOMÍA Y POBLACIÓN				1				1	2	1		1	2	4		
<b>TOTAL</b>		<b>2</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>3</b>				

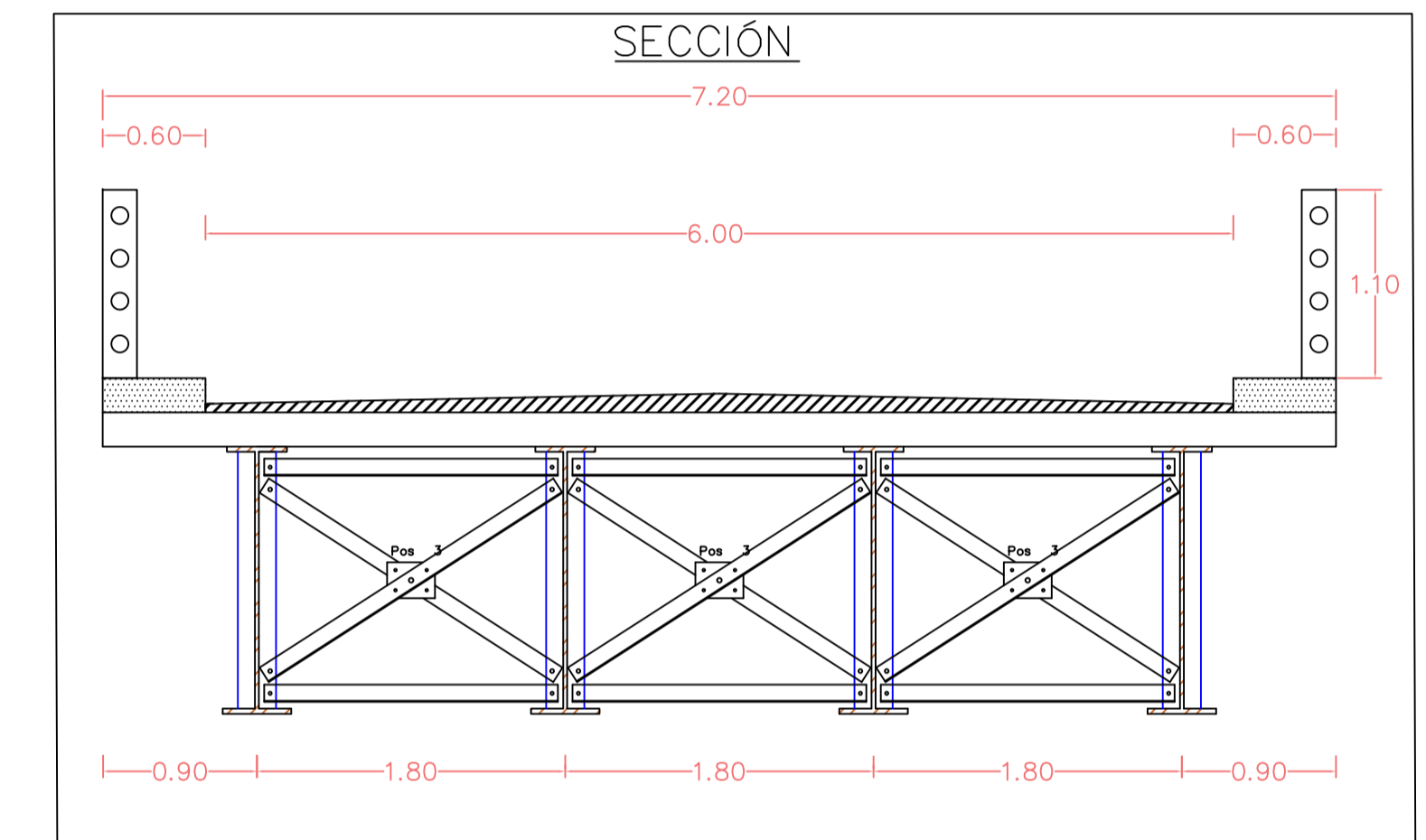
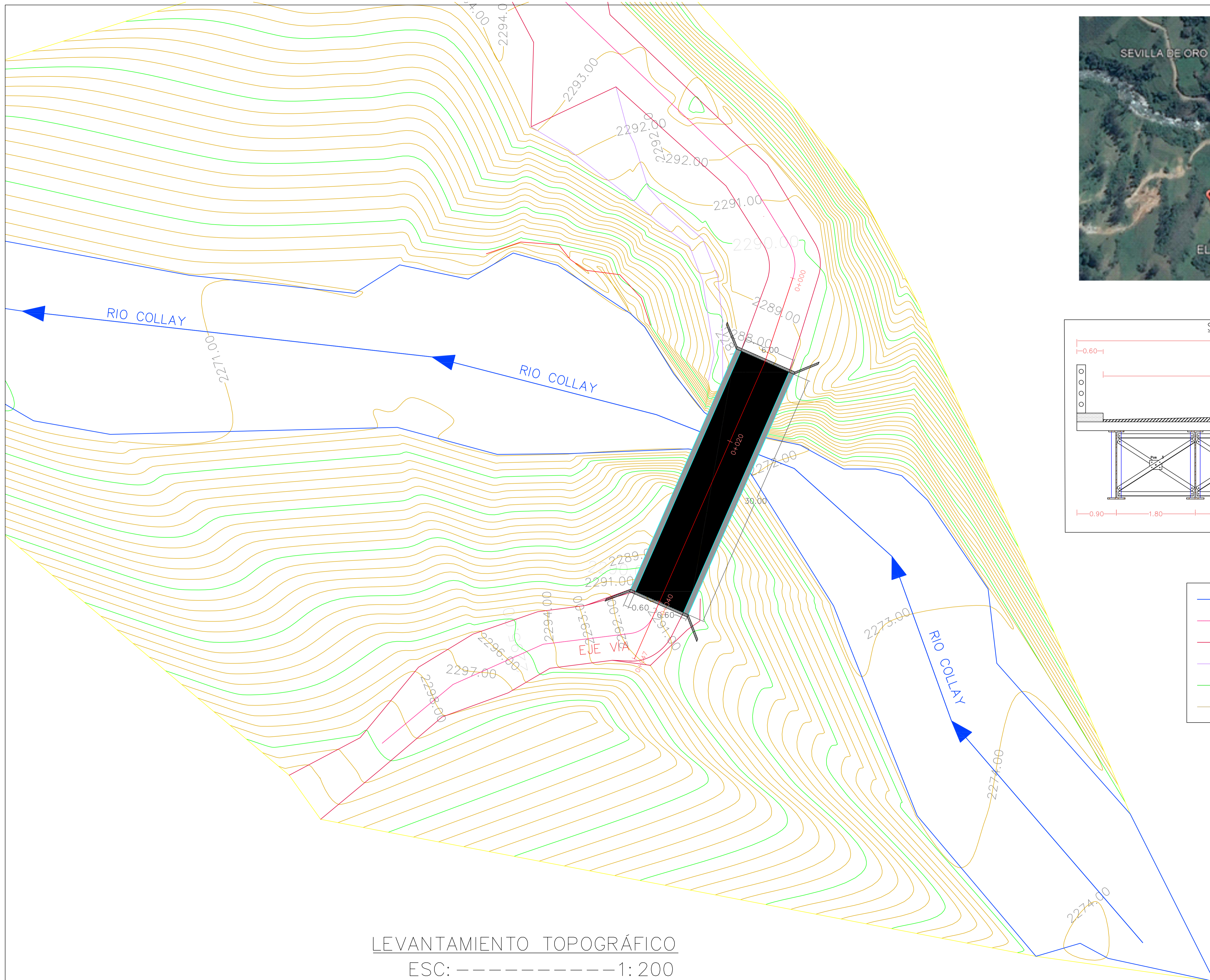
PUENTE MIXTO CARROZABLE			FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO						
Acumulación: Simple: 1 Acumulativo: 4			DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACION DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIADAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL	
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	1							1		1	4		5	6		
			SUELO		1	1			4			6					0	6	
			AGUA	1		1						2					0	2	
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	1	1	1		1		1		5			1		1	6	
			FAUNA	1		1						2		1	1		2	4	
		MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	1		1	1	1	1	1		7		1	4		5	12	
	TOTAL			5	2	5	1	2	5	2	0	1		0	3	10	0		
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				1	4			1	4	10				1	1	11
			USO DEL SUELO	1		1			1				3					0	3
			CULTURALES							1	1		2		1			1	3
			HUMANO Y ESTÉTICO	1		1				1			3	1	1	1	1	4	7
		ECONÓMICO	ECONOMÍA Y POBLACIÓN				1				1		2	1		1	2	4	
		TOTAL			2	0	2	2	4	1	2	3	4		2	2	1	3	

PUENTE MIXTO CARROZABLE			FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO						
Efecto: Indirecto (Secundario): 1 Directo: 4			DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACION DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIADAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL	
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	1							1		4	4		8	9		
			SUELO		1	4			2			7					0	7	
			AGUA	1		1						2					0	2	
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	4	1	4		1		4		14			4		4	18	
			FAUNA	1		1						2		1	4		5	7	
		MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	4		4	1	4	4	4		22		1	4		5	27	
	TOTAL			11	2	14	1	5	6	8	0	1		0	6	16	0		
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				1	4			1	1	7				4	4	11
			USO DEL SUELO	1		1			1				3					0	3
			CULTURALES							1	1		2		1			1	3
			HUMANO Y ESTÉTICO	2		1				1			4	4	4	4	1	13	17
		ECONÓMICO	ECONOMÍA Y POBLACIÓN				1				4		5	4		4	8	13	
		TOTAL			3	0	2	2	4	1	2	6	1		8	5	4	9	

PUENTE MIXTO CARROZABLE		FASE I: CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO										FASE II: FUNCIONAMIENTO DEL PROYECTO						
Periodicidad: Irregular: 1 Periódico: 2 Continuo: 4		DESBROSE Y LIMPIEZA	REPLANTEO Y NIVELACIÓN	EXCAVACIONES Y RELLENOS	EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	ACUMULACIÓN DE ESCOMBROS	CREACIÓN Y ORDENAMIENTO DE ÁREAS VERDES	EXPROPIACIÓN DE TERRENOS	COLOCACIÓN DE SEÑALIZACIÓN	TOTAL CONSTRUCCIÓN	PERSONAS BENEFICIADAS	RUIDO	EMISIONES DE GASES	GENERACIÓN DE TRABAJO	TOTAL OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	TOTAL GENERAL	
FACTORES DEL MEDIO QUE PUEDEN VERSE AFECTADOS POR LAS ACCIONES DEL PROYECTO	MEDIO FÍSICO	MEDIO AMBIENTE	AIRE	1							1		2	2		4	5	
			SUELO		1	2			1			4					0	4
			AGUA	1		1						2					0	2
		MEDIO BIÓTICO	FLORA	1	1	1		2		1		6			2		2	8
			FAUNA	1		1						2		2	2		4	6
		MEDIO PERCEPTUAL	PAISAJE	1		2	1	2	2	2	2	12		2	2		4	16
	<b>TOTAL</b>		<b>5</b>	<b>2</b>	<b>7</b>	<b>1</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>0</b>	<b>2</b>		<b>0</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>0</b>		
	MEDIO SOCIOECONÓMICO	MEDIO SOCIO CULTURAL	INFRAESTRUCTURA				1	1			1	2				4	4	9
			USO DEL SUELO	1		2			2			5					0	5
			CULTURALES							1	1	2		1			1	3
			HUMANO Y ESTÉTICO	1		1				1		3	1	1	1	1	4	7
		ECONÓMICO	ECONOMÍA Y POBLACIÓN				2				1	3	1			1	2	5
		<b>TOTAL</b>		<b>2</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>2</b>		<b>2</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	

**ANEXO F: PLANOS ESTRUCTURALES.**

- Levantamiento topográfico.
- Perfil del puente.
- Planos estructurales.



**SIMBOLOGÍA**

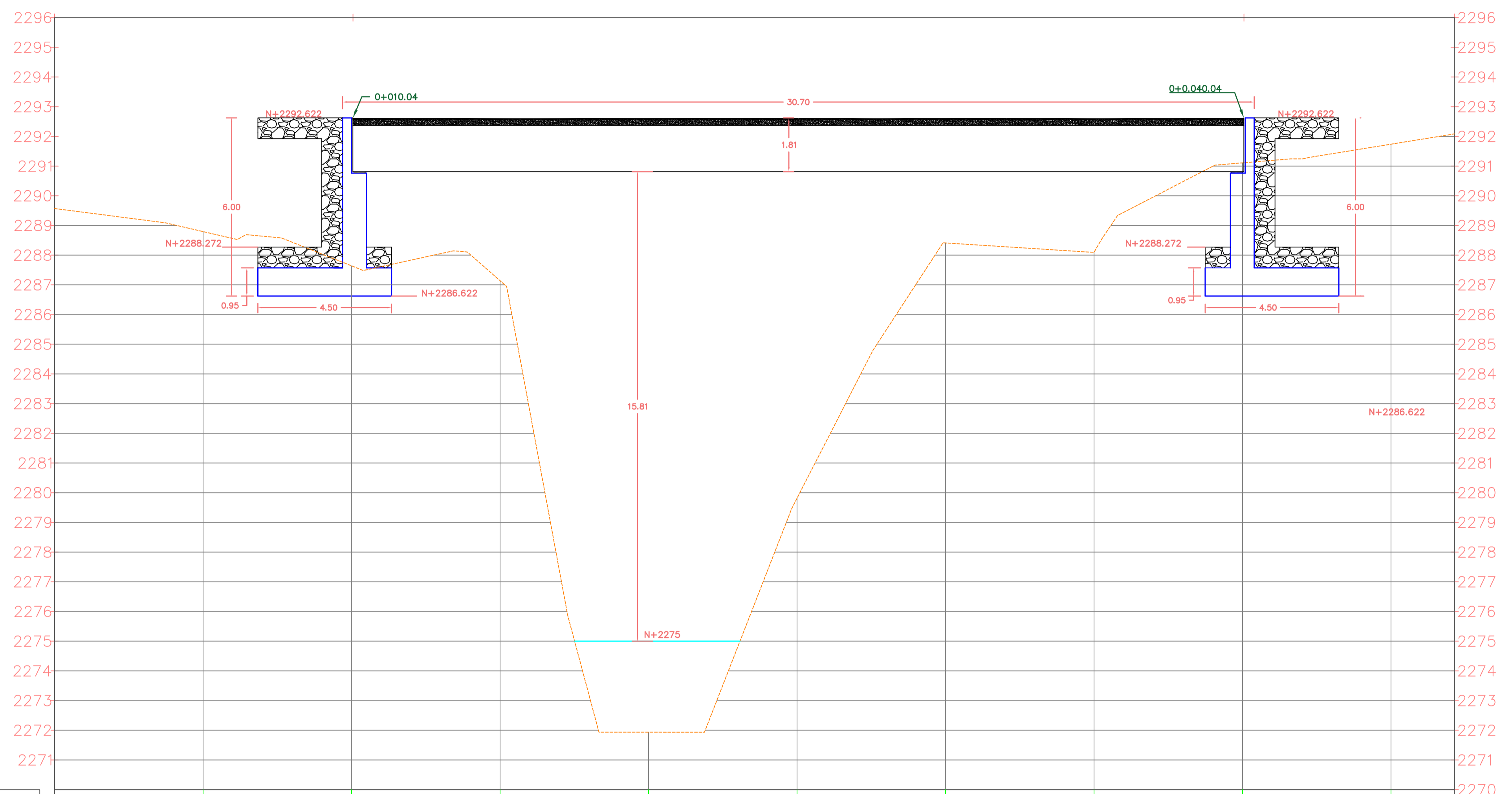
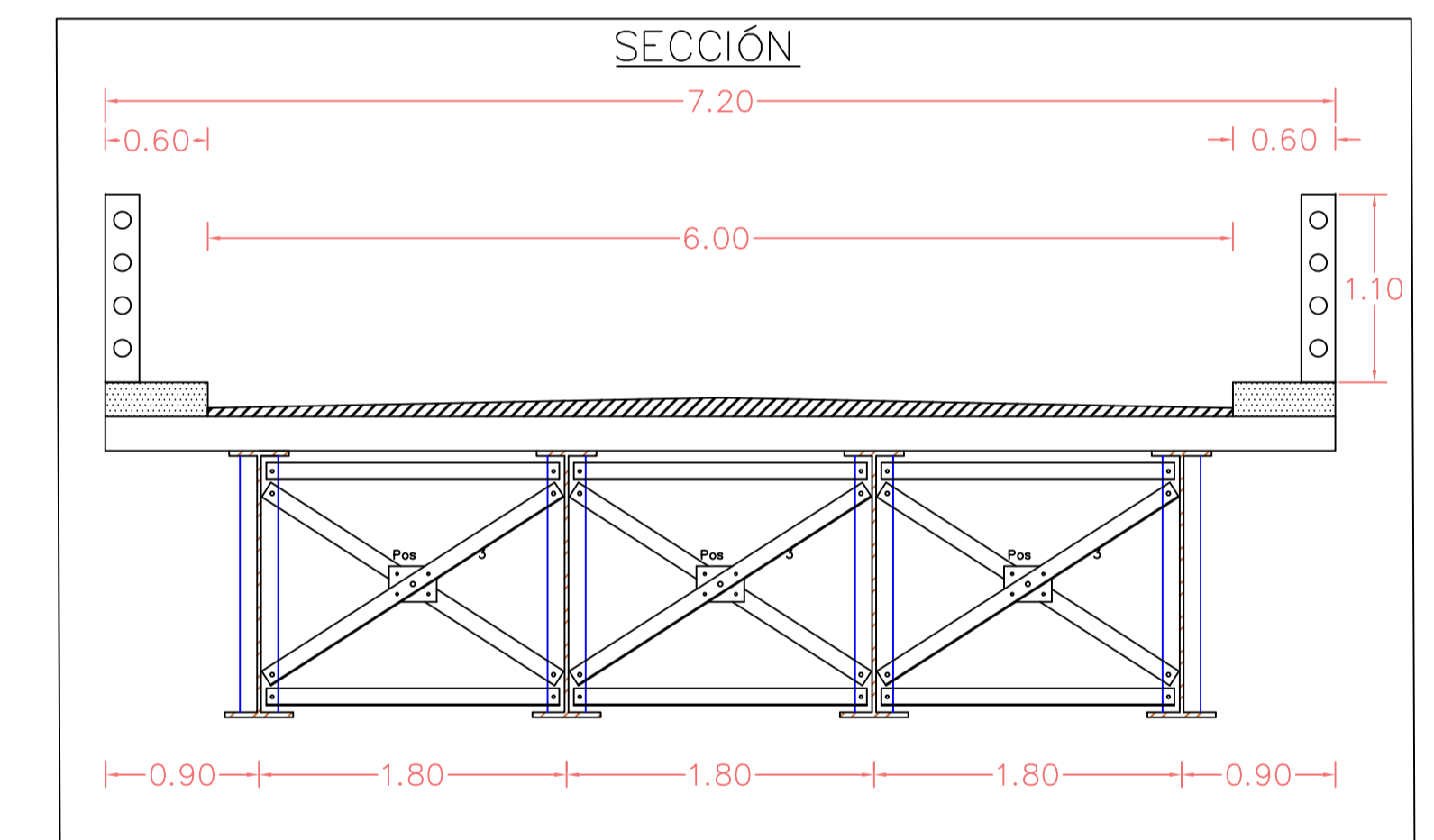
	SENTIDO DEL RIO
	EJE DE LA VÍA
	BORDES DE LA VÍA
	CAMINO
	CURVAS DE NIVEL CADA 5 METROS
	CURVAS DE NIVEL CADA METRO

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

- PARA EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO SE ANALIZÓ LAS ESPECIFICACIONES DEL ACI, LA AASHTO PARA PUENTE Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.
- EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO DE FUERZENA DE  $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
  - EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO DE COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE:  $F_c=280 \text{ kg/cm}^2$
  - LOS RECURRIMIENTOS ARMADOS EN EL ESTRIBO SON:
    - ✓ EN LA PANTALLA DE 10 CM.
    - ✓ EN EL TALÓN Y PUNTA 10 CM.
    - ✓ EN LA VIGA DE ASIENTO DE 5 CM.
  - LOS RECURRIMIENTOS ARMADOS EN EL MURO DE ALA SON:
    - ✓ EN LA PANTALLA DE 7.5 CM.
    - ✓ EN EL TALÓN Y PUNTA 10 CM.
  - EL ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO A NIVEL DE CIMENTACIÓN ES DE  $167.32 \text{ Tn/m}^2$
  - EL CAMIÓN DE DISEÑO ES EL W-93
  - CUALQUIER CAMBIO EN EL PLANO O EN EL CÁLCULO, SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA.

<b>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA</b>	
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RIO COLLAY UBICADO ENTRE EL BARRIO CHIMUL Y SANTA TERESA, ENTRE LOS CANTONES SEVILLA DE ORO Y EL PAN PROVINCIA DEL AZUAY.	
REVISIÓN:	DISEÑO: Luis Ismael Calle Urgiles
Ing. Juan Sebastián Maldonado Noboa Director de Tesis.	FECHA: Mayo del 2020
Nº LAMINA: 1/6	
CONTENIDO: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO  
ESC: -----1:200



ABSCISAS	TERRENO	PROYECTO
0+005.00	2288.79	2296.45
0+010.00	2287.64	2296.62
0+015.00	2287.14	2296.62
0+020.00	2271.93	2296.62
0+025.00	2279.82	2296.62
0+030.00	2288.41	2296.62
0+035.00	2288.10	2296.62
0+040.00	2291.11	2296.62
0+045.00	2291.74	2296.66

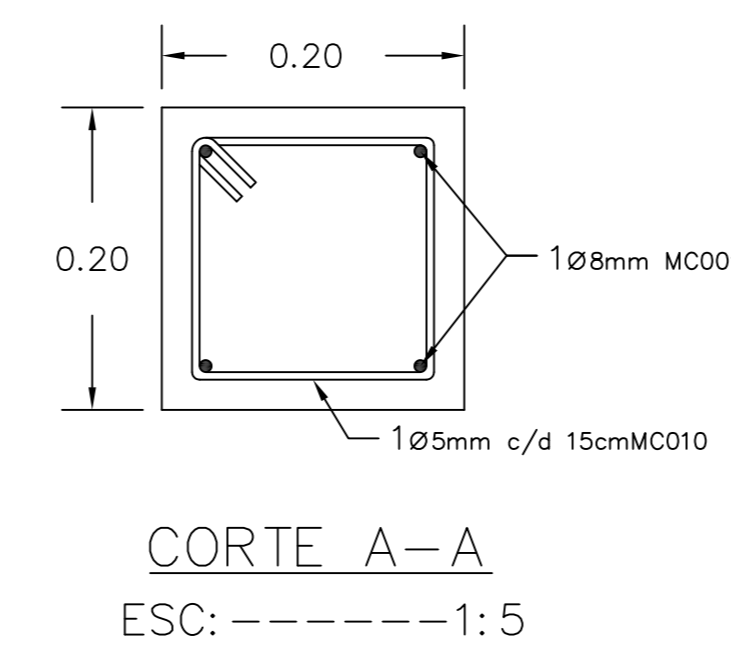
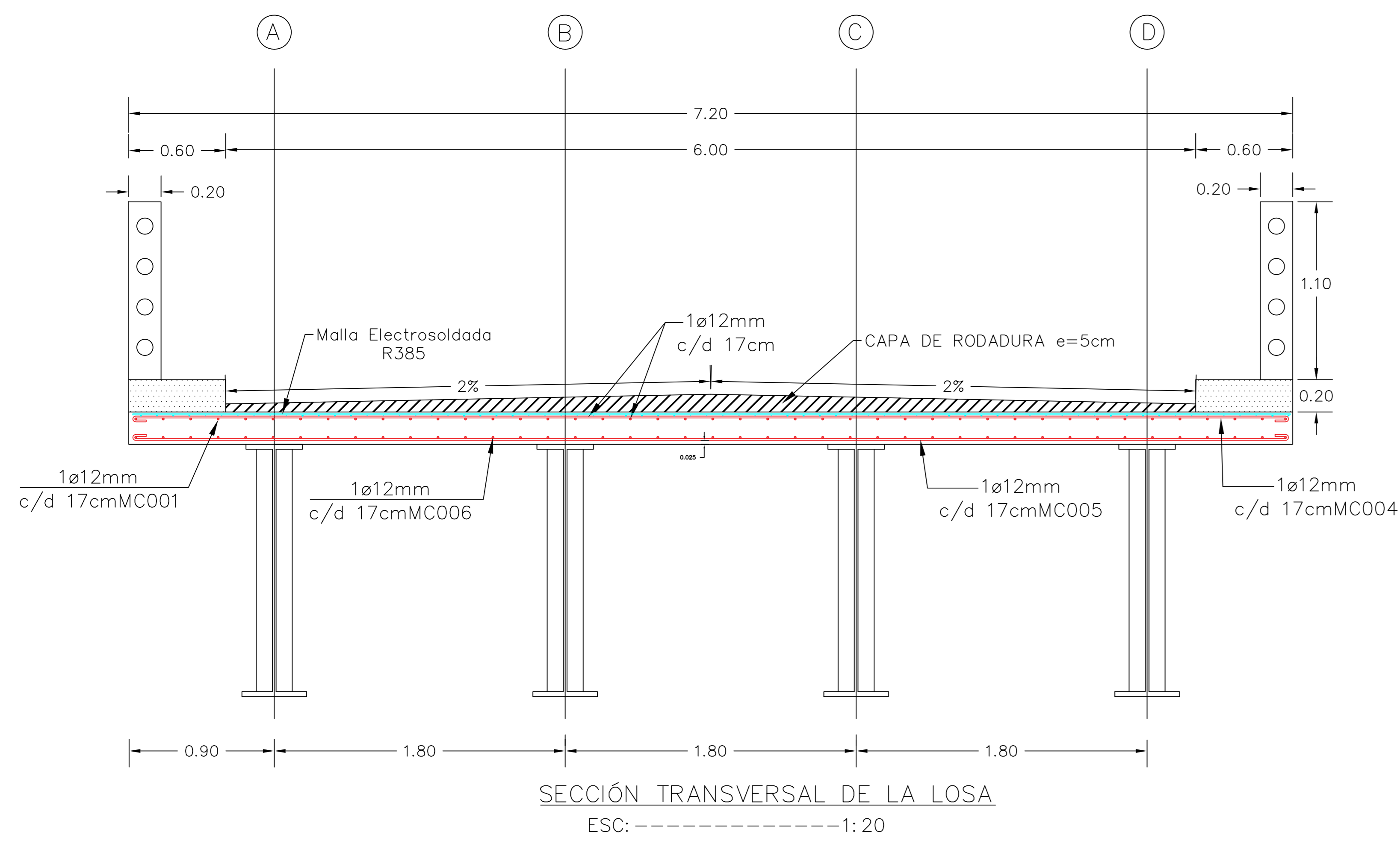
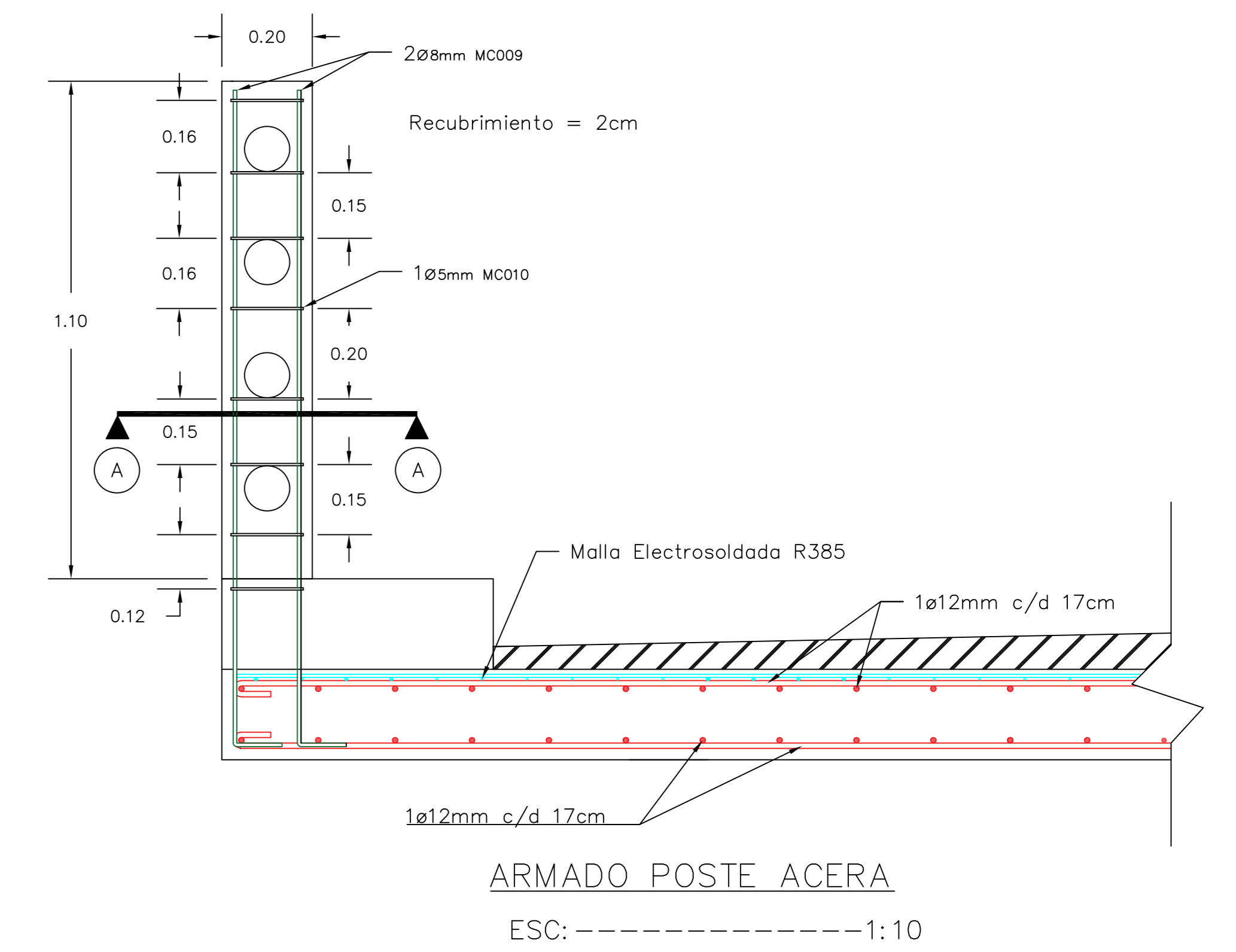
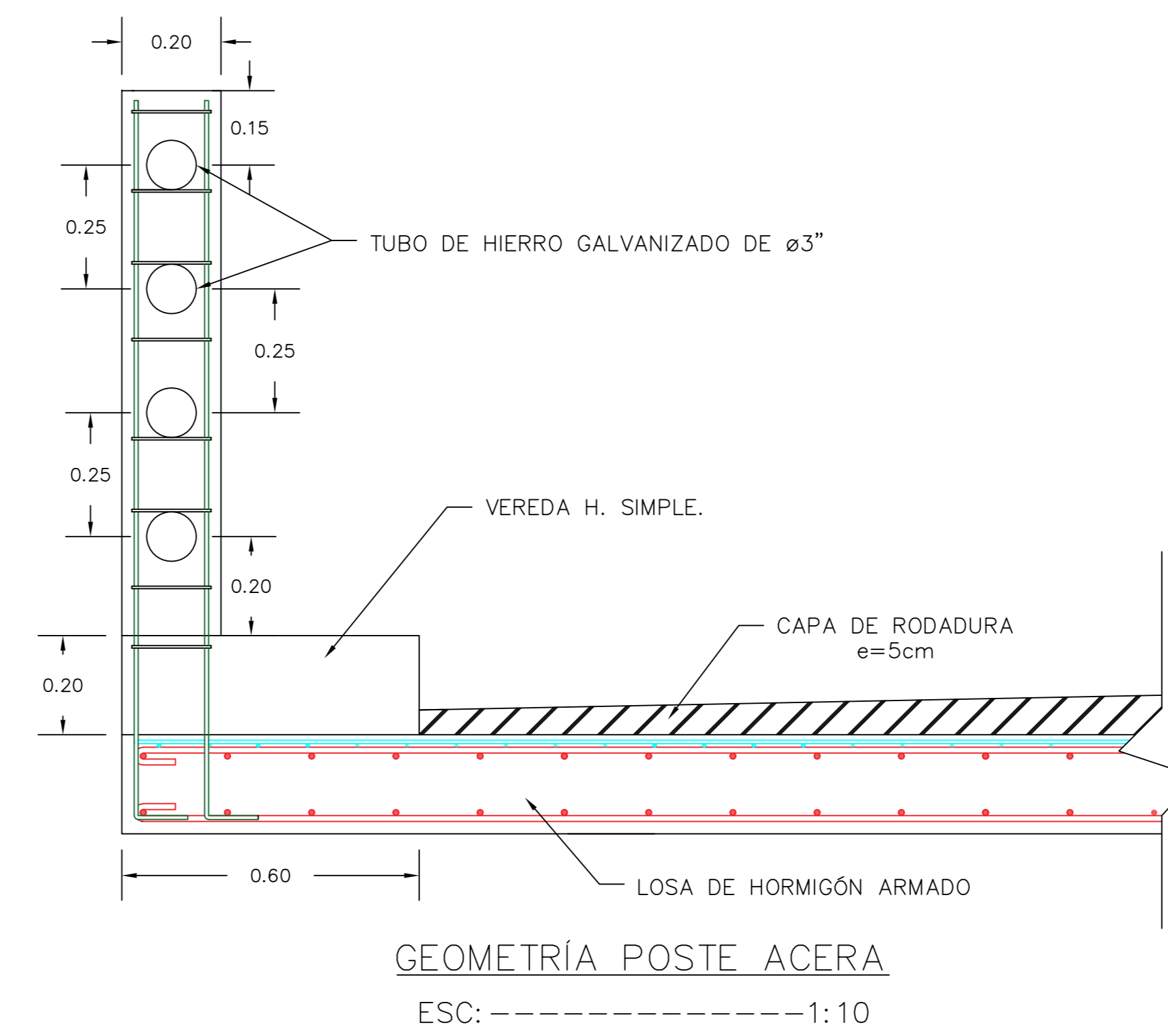
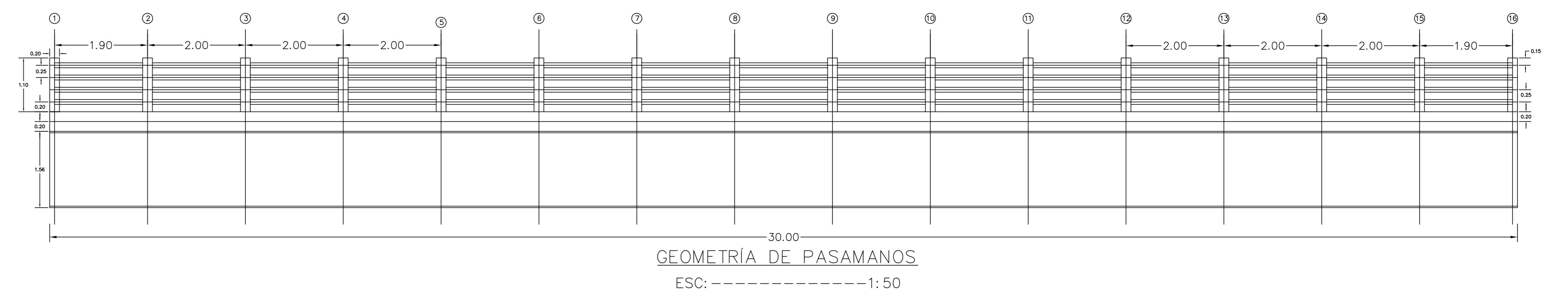
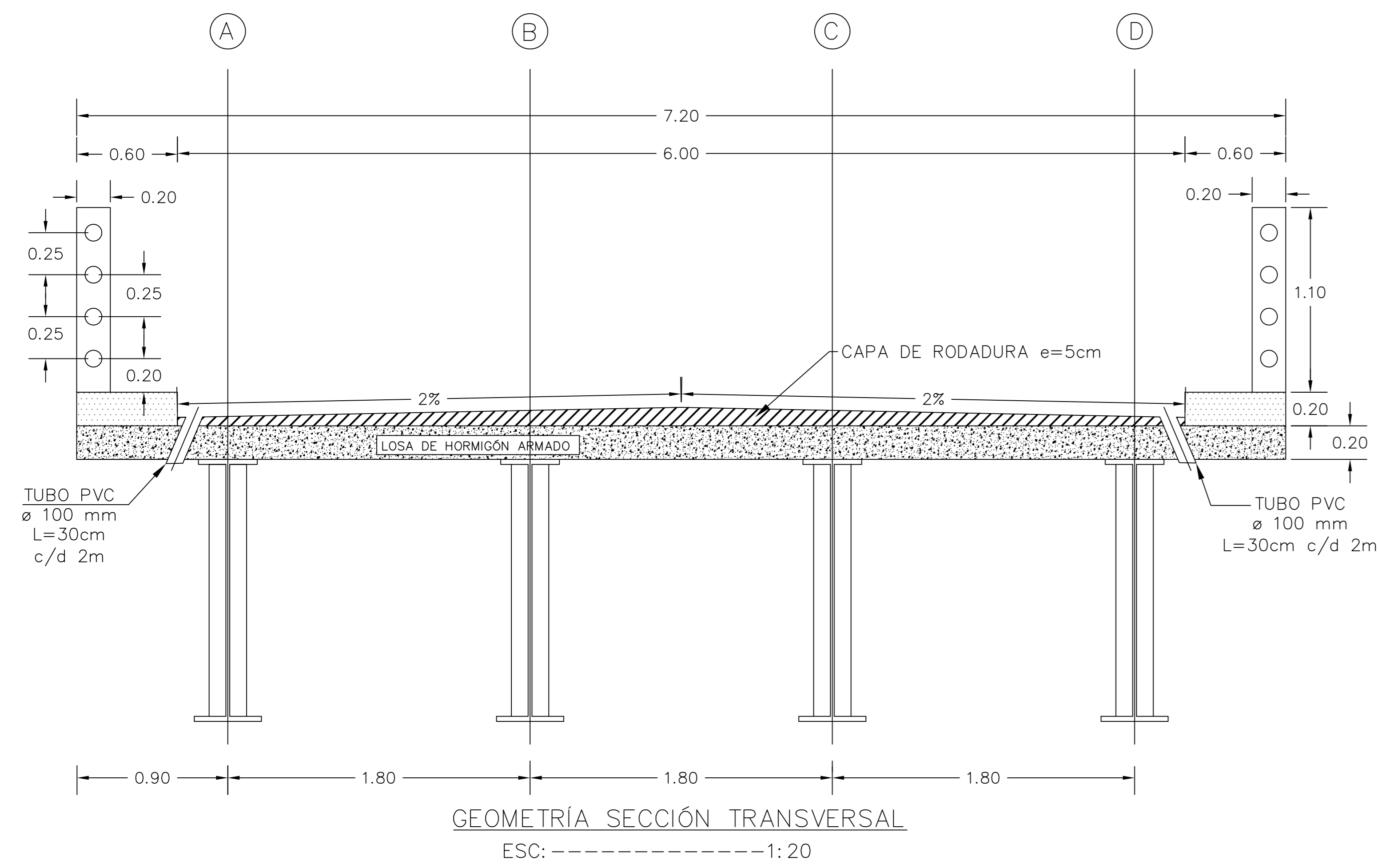
PERFIL DEL PUENTE  
 ESC: -----1:100

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- PARA EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO SE ANALIZÓ LAS ESPECIFICACIONES DEL ACI, LA AASHTO PARA PUENTE Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.
- EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO DE FLUENCIA DE:  $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
  - EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO DE COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE:  $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$
  - LOS RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS EN EL ESTRIBO SON:
    - ✓ EN LA PANTALLA DE 10 CM.
    - ✓ EN EL TALÓN Y PUNTA 10 CM.
    - ✓ EN LA VIGA DE ASIENTO DE 5 CM.
  - LOS RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS EN EL MURO DE ALA SON:
    - ✓ EN LA PANTALLA DE 7.5 CM.
    - ✓ EN EL TALÓN Y PUNTA 10 CM.
  - EL CAMIÓN DE DISEÑO ES EL HL-93.
  - EL ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO A NIVEL DE CIMENTACIÓN ES DE  $167.12 \text{ Tn/m}^2$
  - CUALQUIER CAMBIO EN EL PLANO O EN EL CÁLCULO, SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA.

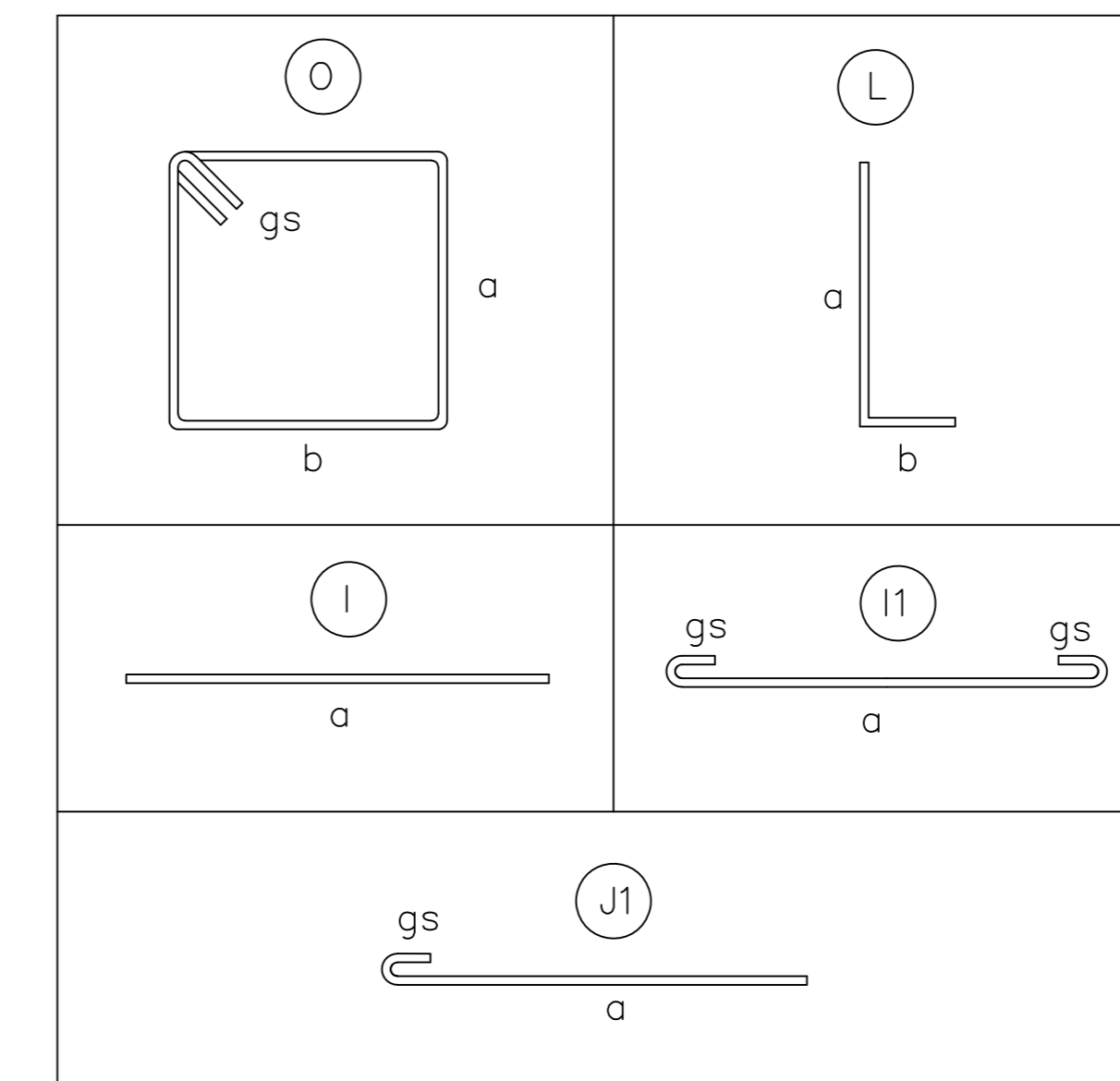
**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO COLLAY UBICADO ENTRE EL BARRIO CHIMUL Y SANTA TERESA, ENTRE LOS CANTONES SEVILLA DE ORO Y EL PAN PROVINCIA DEL AZUAY.

REVISIÓN:	DISEÑO: Luis Ismael Calle Urgiles
	FECHA: Mayo del 2020
Ing. Juan Sebastián Maldonado Neboa Director de Tesis.	Nº LAMINA: 2/6
CONTENIDO: PERFIL DEL PUENTE	



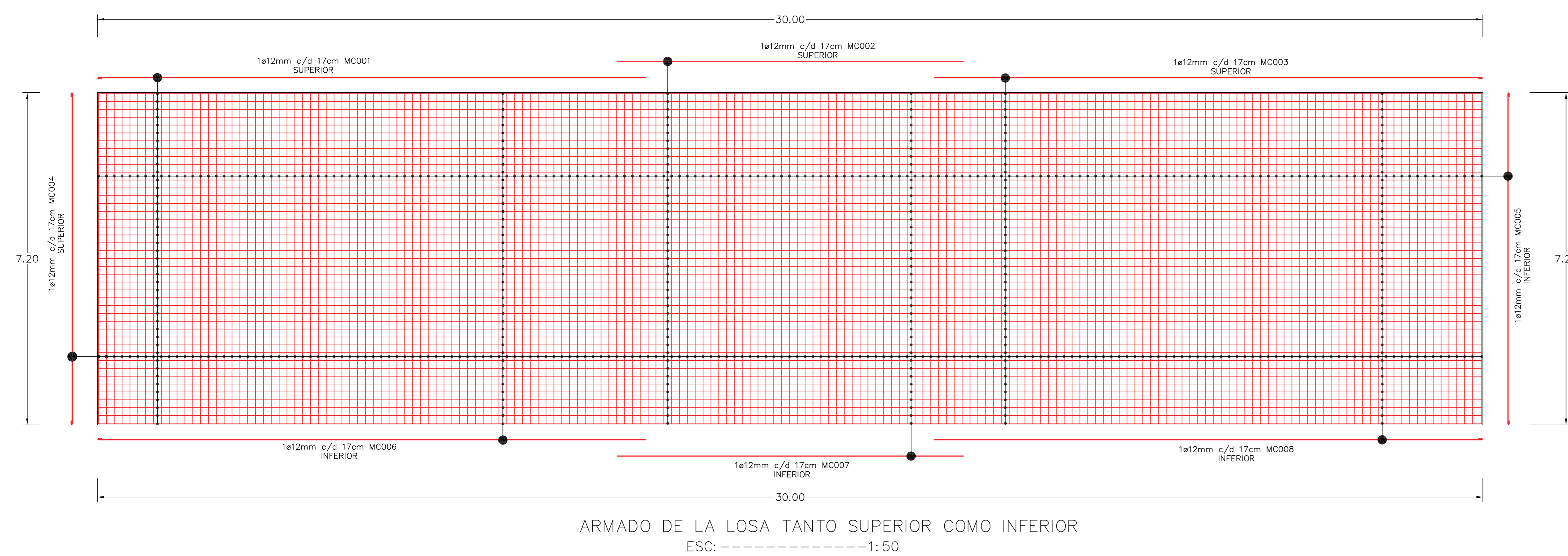
**TIPOS DE HIERROS**



PLANILLA DE HIERROS									
ARMADO DE LA LOSA									
MC	Φ (mm)	TIPO	CANT.	DIMENSIONES				LONG. PARCIAL	LONG. TOTAL
				a	b	c	gs		
001	12	J1	43	11,85			0,15	12	516
002	12	I	43	7,5				7,5	322,5
003	12	J1	43	11,85			0,15	12	516
004	12	I1	177	7,15			0,15	7,45	1318,65
005	12	I1	177	7,15			0,15	7,45	1318,65
006	12	J1	43	11,85			0,15	12	516
007	12	I	43	7,5				7,5	322,5
008	12	J1	43	11,85			0,15	12	516
ARMADO DEL POSTE									
009	8	L	128	1,44	0,1			1,54	197,12
010	5	O	256	0,15	0,15	0,04		0,68	174,08

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

- PARA EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO SE ANALIZÓ LAS ESPECIFICACIONES DEL ACI 318S-14, LA AASHTO PARA PUENTE Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.
- EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO DE FLUENCIA DE:  $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- PARA LA CIMENTACIÓN EL TERRENO DEBE SER LIMPIO, PURO Y ASPERO.
- EL HORMIGÓN ESTRUCTURAL DEBERÁ TENER UN ESFUERZO DE COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS PARA LAS SIGUIENTES ESTRUCTURAS.
  - LOSA DEL TABLERO, ZAPATAS, MUROS LATERALES Y PANTALLAS UN  $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$
  - BARANDAS Y VEREDAS UN  $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
  - REPLANTILLO DE:  $f_c=180 \text{ kg/cm}^2$
- LOS RECRUBRIMIENTOS MÍNIMOS EN EL ESTRIBO SON:
  - EN LA PANTALLA DE 10 CM.
  - EN EL TALÓN Y PUNTA 10 CM.
  - EN LA VIGA DE ASIENTO DE 5 CM.
- LOS RECRUBRIMIENTOS MÍNIMOS EN EL MURO DE ALA SON:
  - EN LA PANTALLA DE 7,5 CM.
  - EN EL TALÓN Y PUNTA 10 CM.
- EL CAMIÓN DE DISEÑO ES EL HI-93.
- EL ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO A NIVEL DE CIMENTACIÓN ES DE  $167.12 \text{ Tn/m}^2$ .
- PARA LOS TRASLAPES DE LA ARMADURA DEBE TENER UNA LONGITUD MÍNIMA DE 50 VECES EL DIAMETRO DE LA VAARILLA.
- LOS GANCHOS Y LONGITUDES DE DESARROLLO SE REALIZAN SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES DEL ACI 318S-14.
- EL CURADO DEL CONCRETO EN TODO LOS ELEMENTOS SE DEBE CONSIDERAR LA CONDICIÓN DE HUMEDAD LOS PRIMEROS SIETE DÍAS.
- EL PESO PROPIO DE LAS VEREDAS ES DE:  $288 \text{ Kg/m}$ .
- SOBRECARGA PEATONAL DE:  $360 \text{ kg/m}^2$ .
- CUALQUIER CAMBIO EN EL PLANO O EN EL CÁLCULO, SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA.



RESUMEN DE HIERROS			
D	LONG.	PESO	# VAR
mm	m	kg	12m
5	174,08	26,83	15
8	197,12	77,78	17
12	5346,3	4746,52	446
<b>TOTAL</b>		<b>4851,13</b>	

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

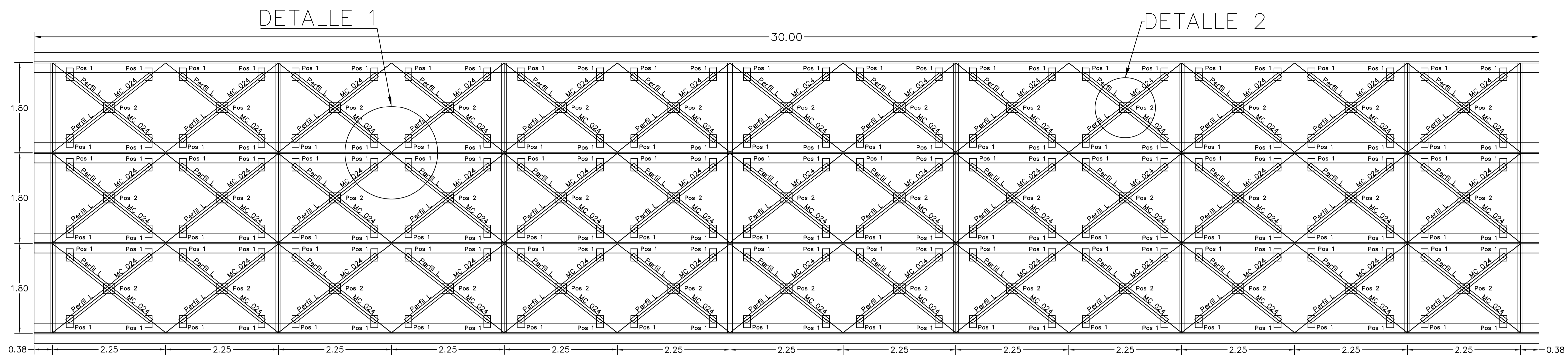
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO COLLAJÍ UBICADO ENTRE EL BARRIO CHIRAL Y SANTA TERESA, ENTRE LOS CANTONES SEVILLA DE ORO Y EL PAN PROVINCIA DEL LIBANO

REVISIÓN: \_\_\_\_\_ DISEÑO: Luis Ismael Cote Urgiles

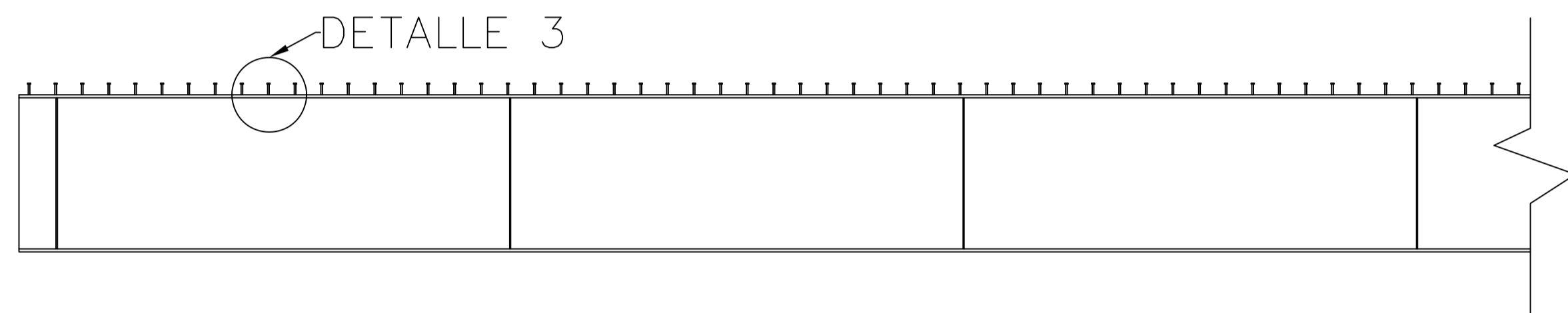
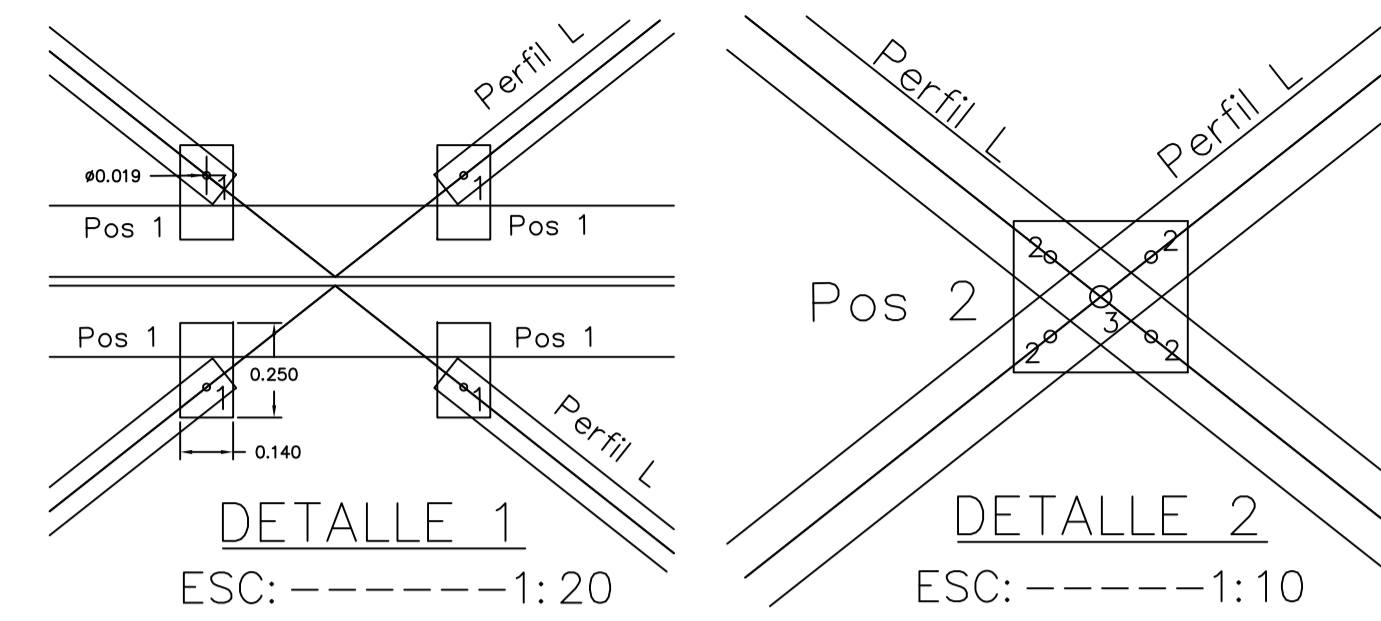
FECHA: Mayo del 2020

Nº LÁMINA: 3/6

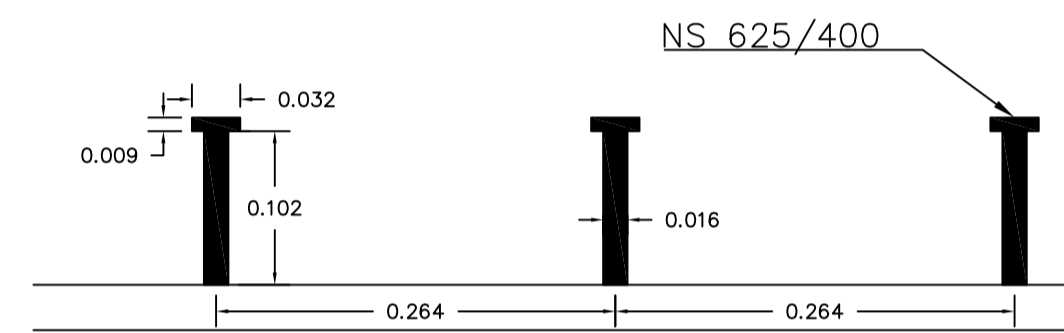
CONTENIDO: TABLEROS, POSTES, ACERAS, LOSA Y RESUMEN DE MATERIA.



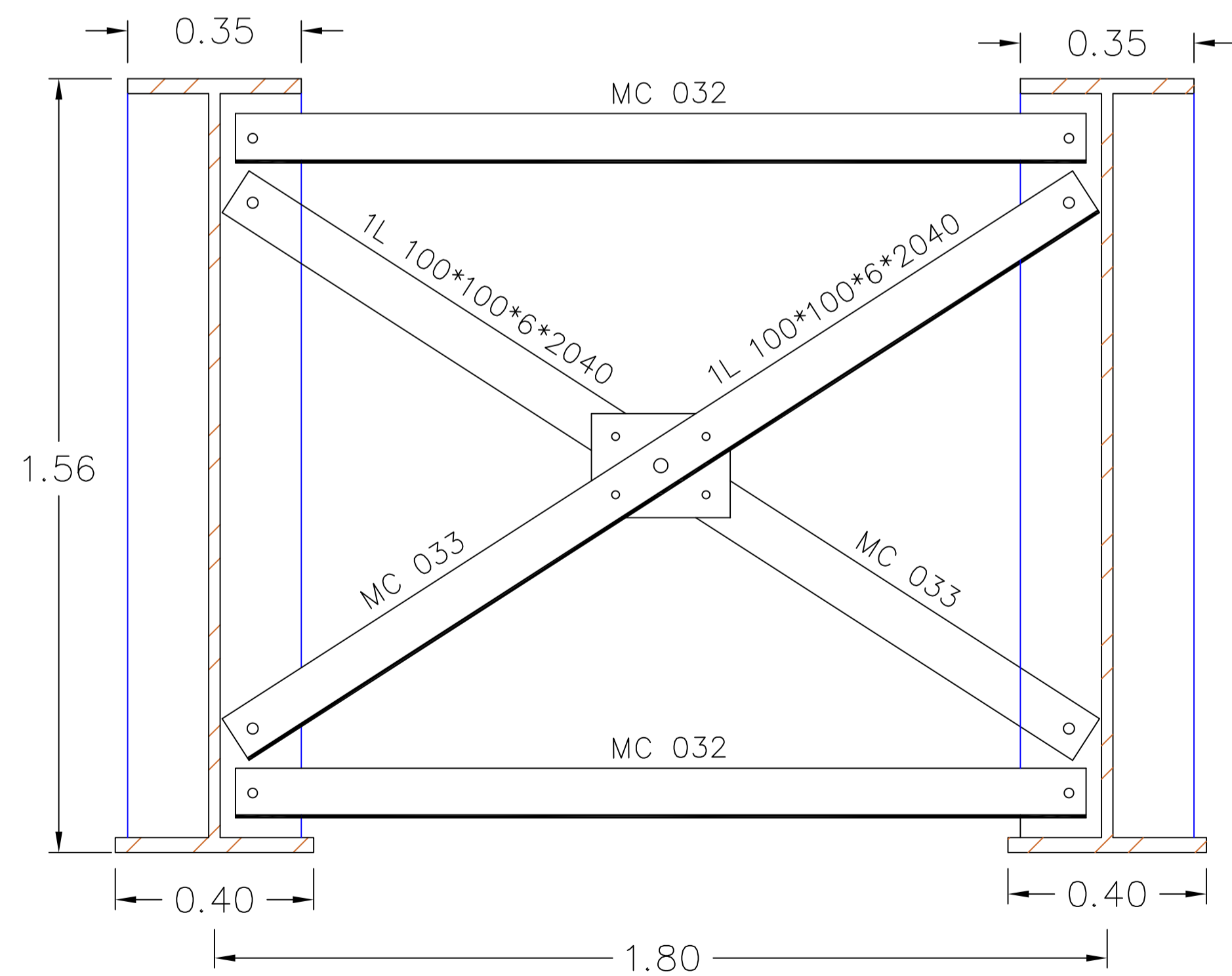
ARRIOZTRAMIENTO INFERIOR  
ESC: -----1: 50



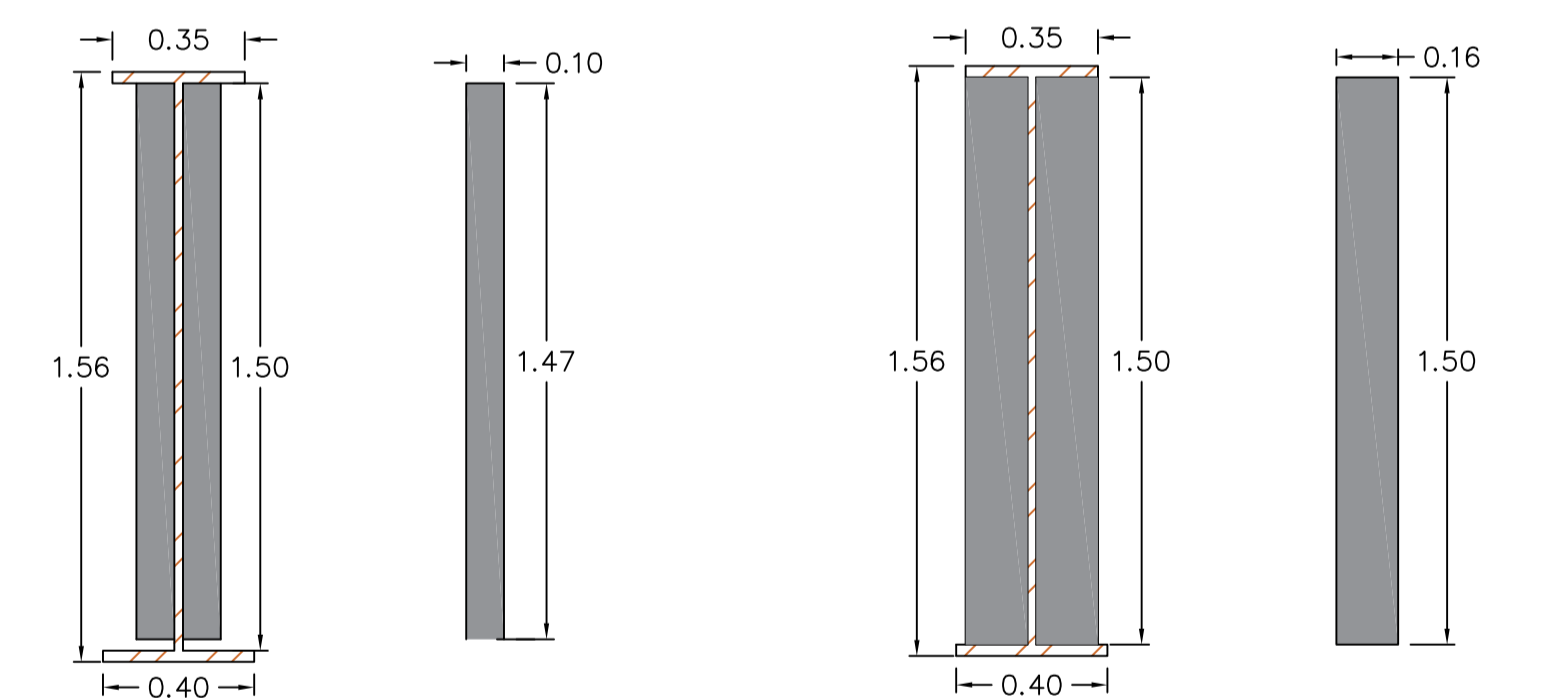
ARMADO DE CONECTORES  
ESC: -----1: 50



DETALLE 3  
ESC: -----1: 5

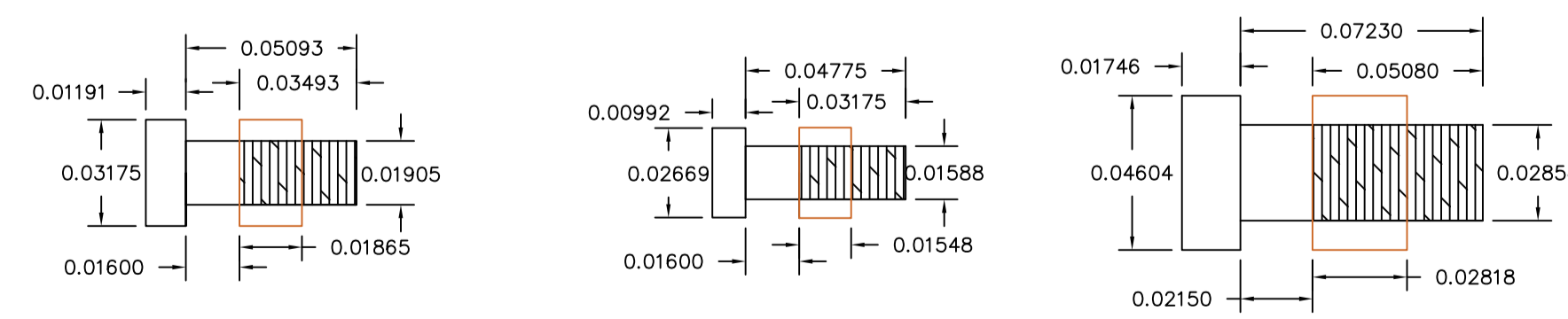


DETALLE DEL DIAFRAGMA  
ESC: -----1: 10



RIGIDIZADOR INTERMEDIO  
ESC: -----1: 20

RIGIDIZADOR DE APOYO  
ESC: -----1: 20



PERNO 1

PERNO 2

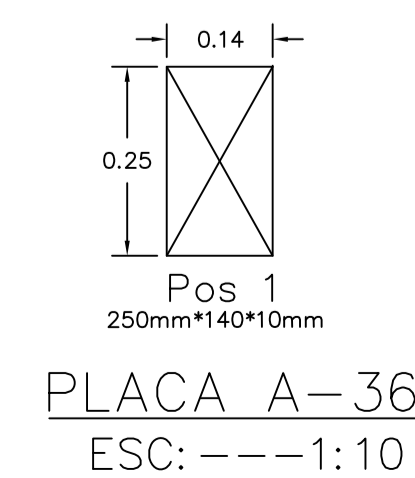
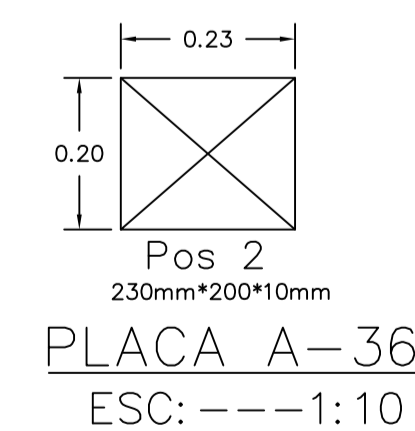
PERNO 3

DETALLE DE PERNOS DE CONEXIONES  
ESC: -----1: 2

PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL												
VIGAS A-709.												
MC	GEOMETRÍA	No	DIMENSIONES			VOL. PARCIAL	VOL. TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m3)	PESO (kg)	OBSERVACIONES		
			a	b	c							
11	RECTANGULAR	24	4,5	0,35	0,03	0,04725	1,134	7850	8901,9	Patin Superior		
12	RECTANGULAR	4	2,25	0,35	0,03	0,023625	0,0945	7850	741,825	Patin Superior		
13	RECTANGULAR	8	0,375	0,35	0,03	0,0039375	0,0315	7850	247,275	Patin Superior		
14	RECTANGULAR	24	4,5	1,5	0,023	0,15525	3,726	7850	29249,1	Alma		
15	RECTANGULAR	4	2,25	1,5	0,023	0,077625	0,3105	7850	2437,425	Alma		
16	RECTANGULAR	8	0,375	1,5	0,023	0,0129375	0,1035	7850	812,475	Alma		
17	RECTANGULAR	24	4,5	0,4	0,03	0,054	1,296	7850	10173,6	Patin Inferior		
18	RECTANGULAR	4	2,25	0,4	0,03	0,027	0,108	7850	847,8	Patin Inferior		
19	RECTANGULAR	8	0,375	0,4	0,03	0,0045	0,036	7850	282,6	Patin Inferior		
<b>TOTAL</b>									<b>53694,00</b>			
RIGIDIZADORES TRANSVERSALES A-36.												
20	RECTANGULAR	16	1,5	0,1635	0,015	0,0036788	0,05886	7850	462,051	De Apoyo		
21	RECTANGULAR	48	1,47	0,1	0,01	0,00147	0,07056	7850	553,896	Intermedio		
<b>TOTAL</b>									<b>1015,947</b>			
PLACAS A-36												
22	RECTANGULAR	156	0,25	0,14	0,01	0,00035	0,0546	7850	428,61	Pos 1		
23	RECTANGULAR	39	0,2	0,23	0,01	0,00046	0,01794	7850	140,829	Pos 2		
<b>TOTAL</b>									<b>569,439</b>			
PERFILES DE DIAGONALES INFERIORES. A-36												
MC	TIPO	No	DIMENSIONES		VOL. PARCIAL	VOL. TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m3)	PESO (kg)	OBSERVACIONES			
			Sección transversal a	b								
24	L	78	0,001164	2,12	0,0024677	0,192479	7850	1510,96	Diagonales Inferiores			
CONECTORES DE CORTE												
MC	NÚMERO	LONGITUD (m)	PESO UNITARIO (kg)	PESO TOTAL (kg)								
25	453	0,1016	0,2241	101,5173								
PERNOS A-490												
MC	TIPO	No	DIMENSIONES					VOL. PARCIAL	VOL. TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m3)	PESO (kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c	d	e					
26	1	156	0,03175	0,01191	0,0509	0,01905	0,01865	3,34E-05	5,21E-03	7850	40,8965	D = 1,905 cm
27	2	252	0,02669	0,00992	0,0478	0,01588	0,01548	2,06E-05	5,19E-03	7850	40,7552	D = 1,588 cm
28	3	63	0,04604	0,01746	0,0723	0,02858	0,02818	1,04E-04	6,57E-03	7850	51,5743	D = 2,858 cm
<b>TOTAL</b>									<b>133,2261</b>			

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- ACERO ESTRUCTURAL A-709
  - VIGAS METÁLICAS
- ACERO ESTRUCTURAL A-36
  - ARRIOZTRAMIENTO HORIZONTAL INFERIOR.
  - RIGIDIZADOR EN EL APOYO.
  - RIGIDIZADOR INTERMEDIO.
- CONECTORES DE CORTE.
  - NS 625/400
- PERNOS
  - PERNO DE CABEZA HEXAGONAL A-490



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

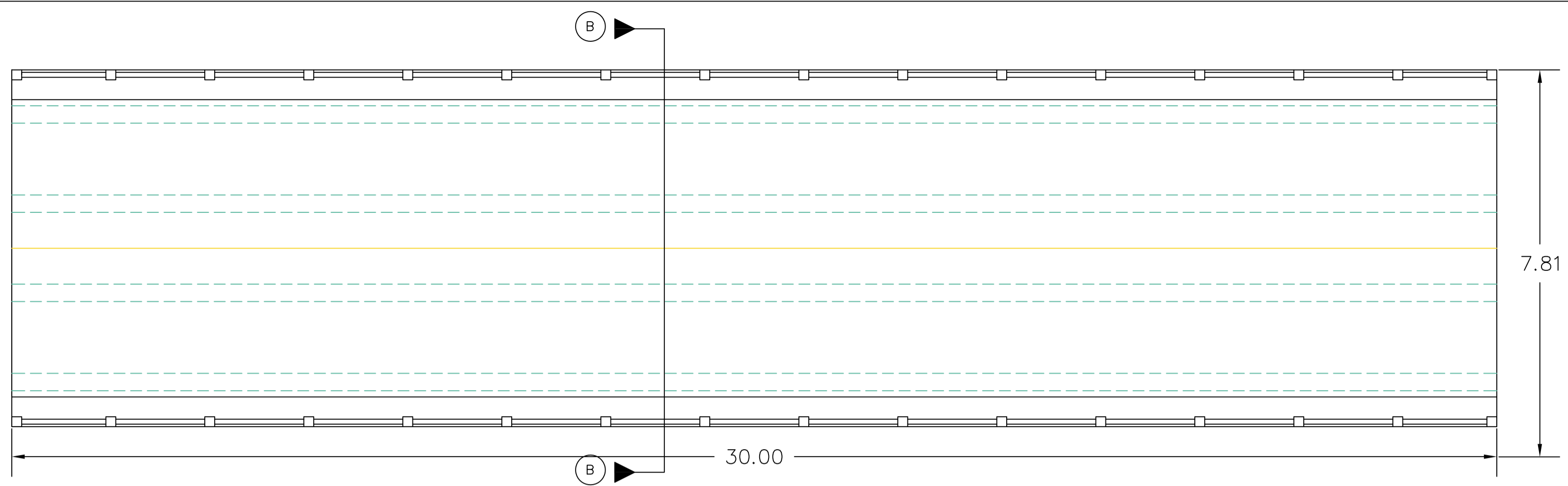
DISERNO ESTRUCTURAL DE UN PUNTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO COLLAY UBICADO ENTRE EL BARRIO CHIMUL Y SANTA TERESA, ENTRE LOS CANTONES SEVILLA DE ORO Y EL PAN PROVINCIA DEL AZUAY.

REVISIÓN: \_\_\_\_\_ DISERNO: Luis Ismael Calle Urgiles

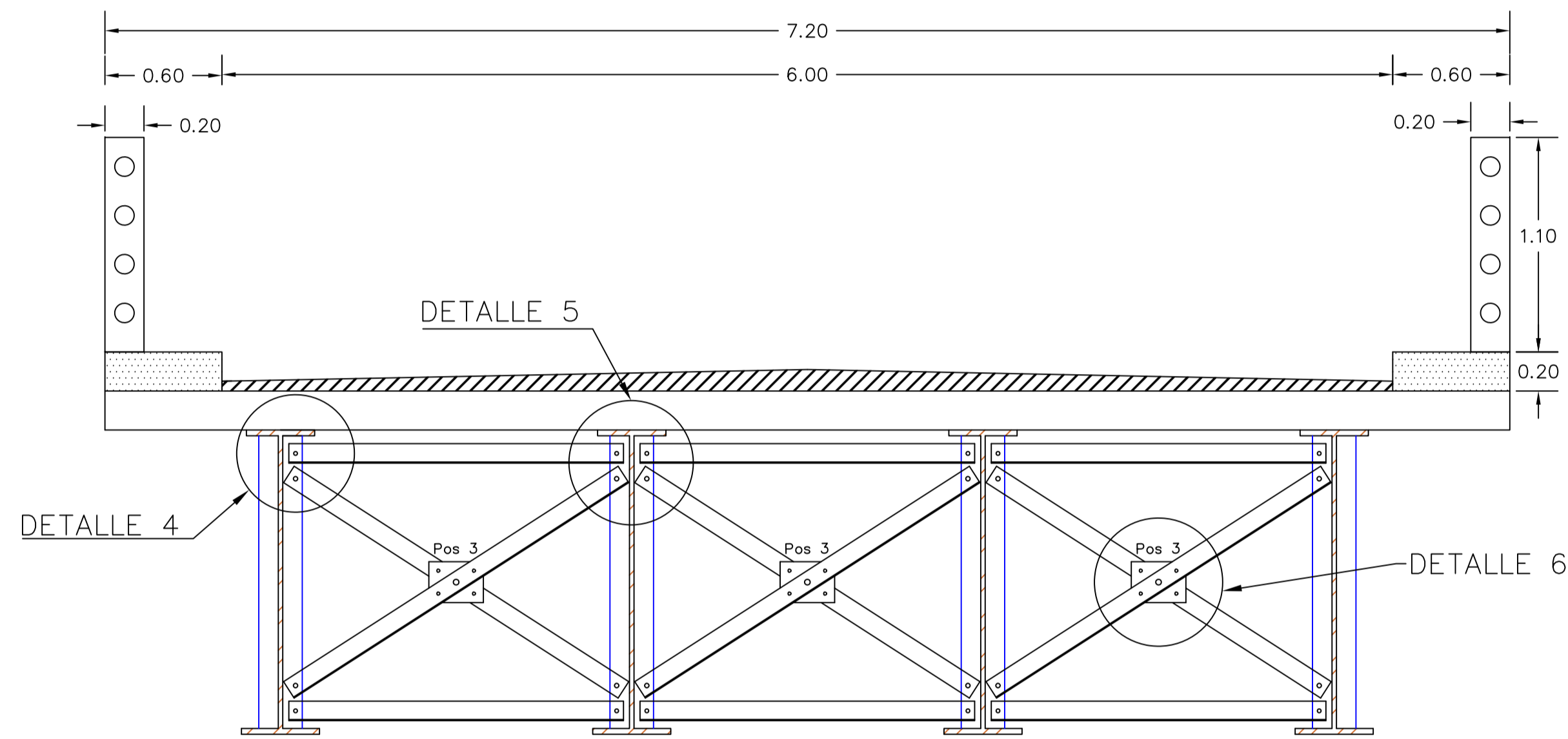
FECHA: Mayo del 2020

Ing. Juan Sebastián Maldonado Hobos Director de Teia. N° LAMINA: 4/6

CONTENIDO: VIGAS, RIGIDIZADORES TRANSVERSALES, CONTRANTO Y DIAGONALES INFERIORES.

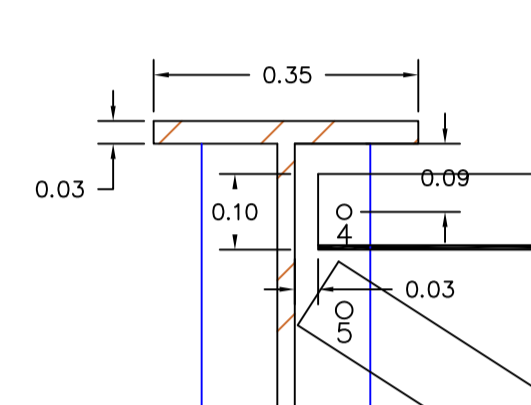


VISTA EN PLANTA  
ESC: -----1: 75

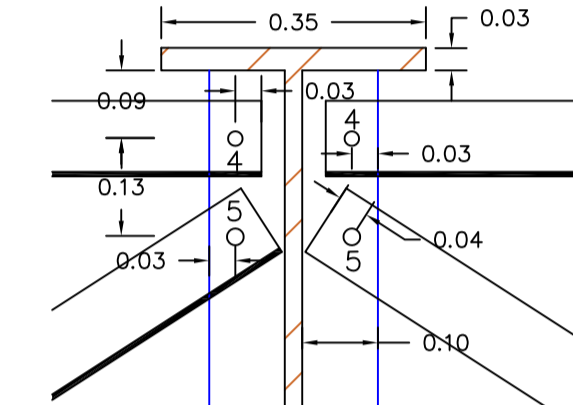


CORTE B-B

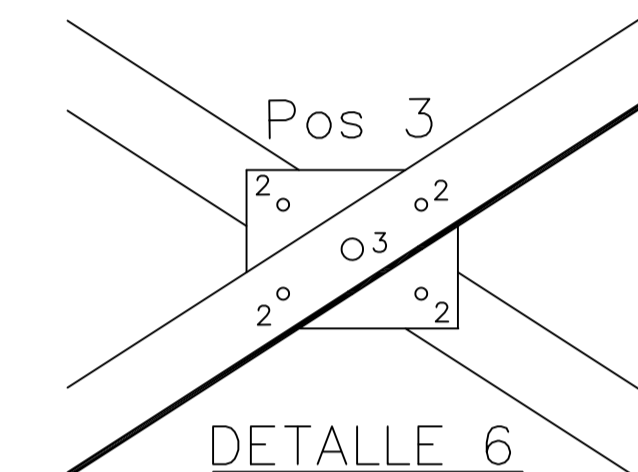
ESC: -----1: 20



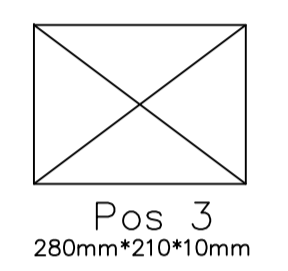
DETALLE 4  
ESC: -----1: 10



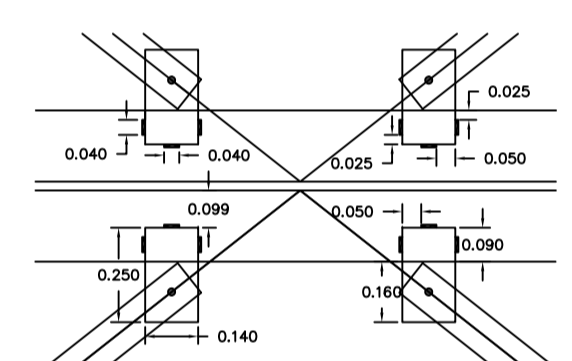
DETALLE 5  
ESC: -----1: 10



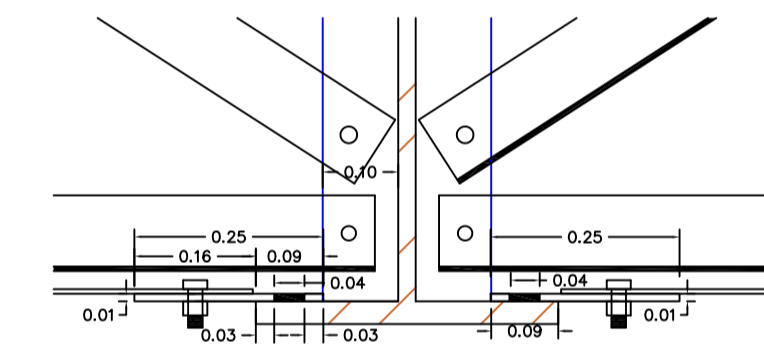
DETALLE 6  
ESC: -----1: 10



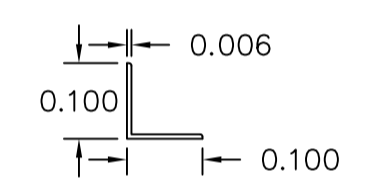
PLACA A-36  
ESC: ---1: 10



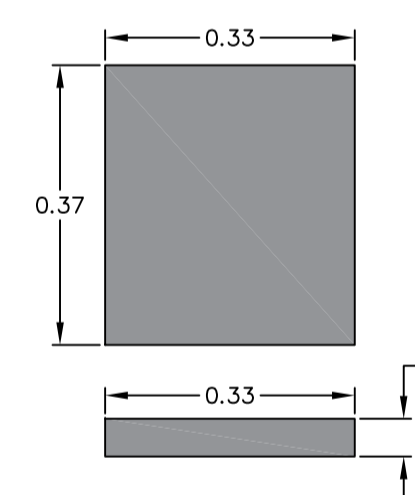
SUELDA FILETE PLACA  
PATÍN INFERIOR  
ESC: -----1: 20



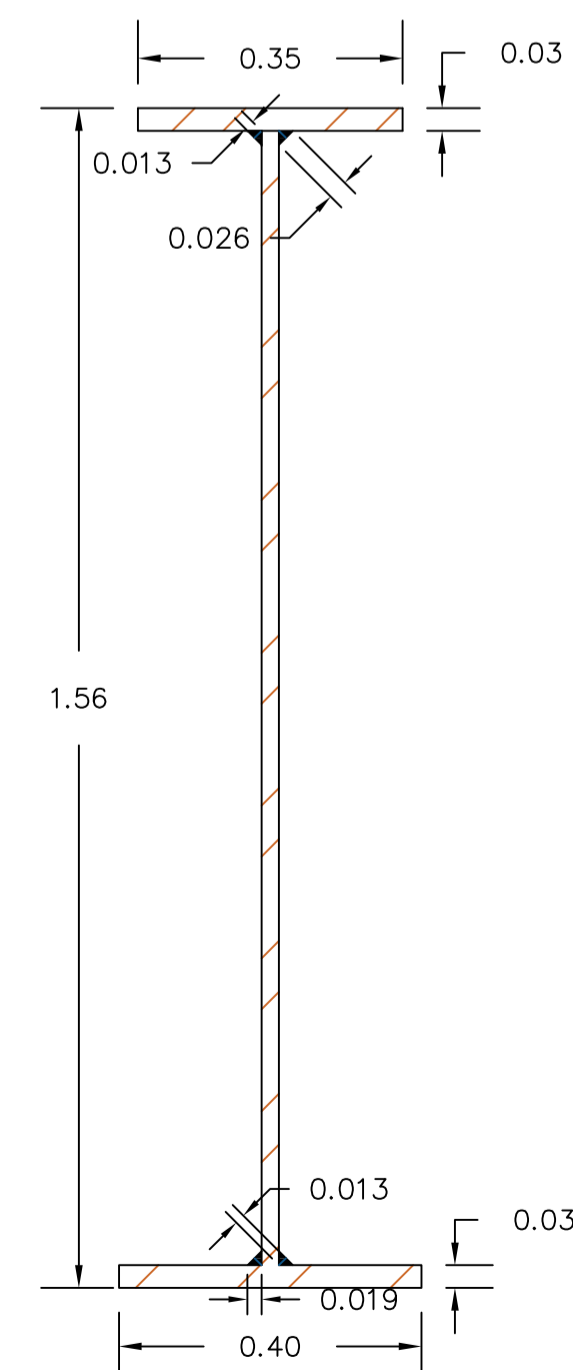
VISTA FRONTAL PLACA  
PATÍN INFERIOR  
ESC: -----1: 10



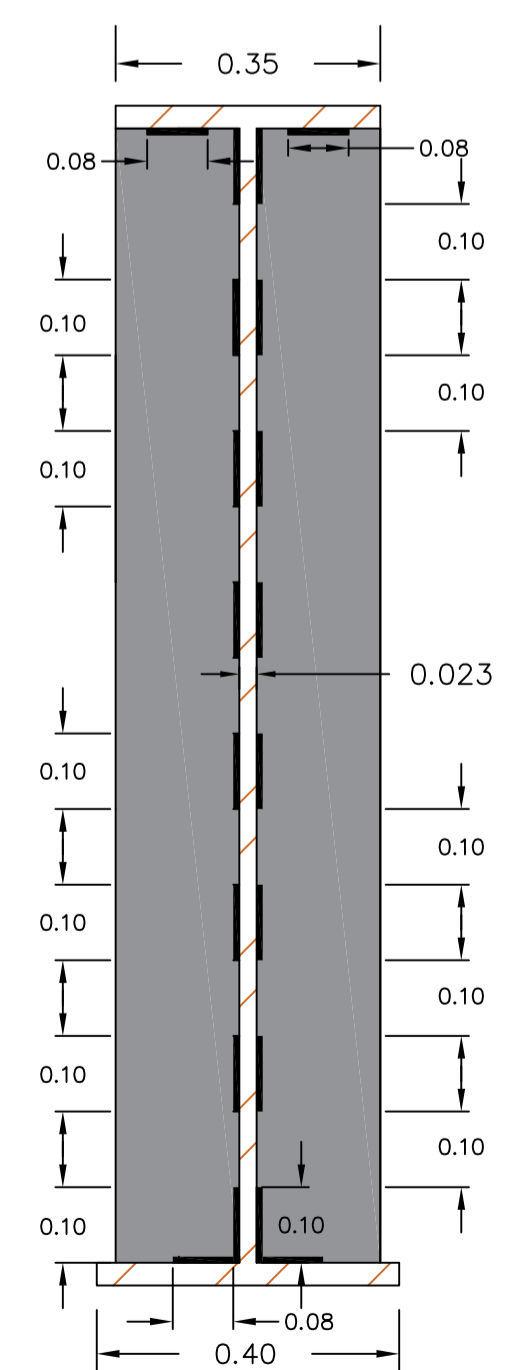
PERFIL L A-36  
ESC: ---1: 10



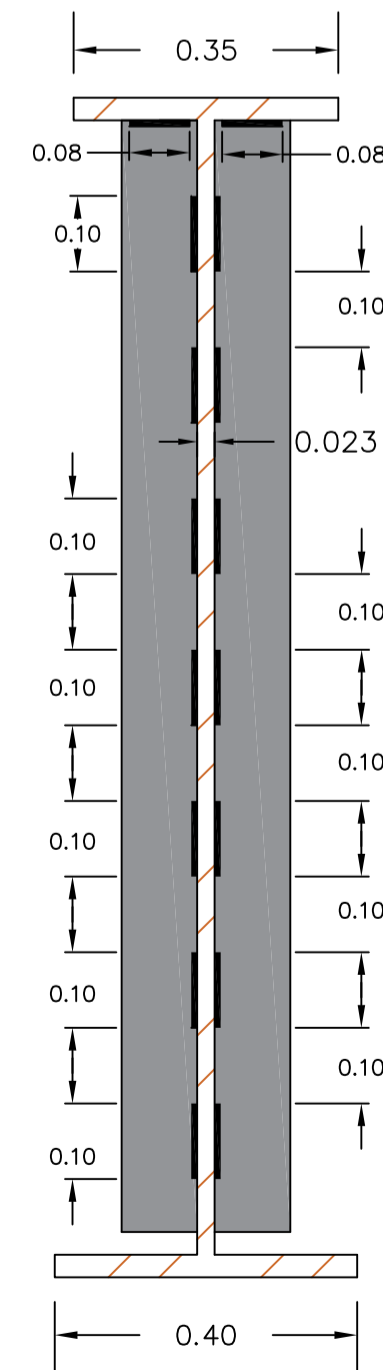
DETALLE DEL NEOPRENO  
ESC: -----1: 10



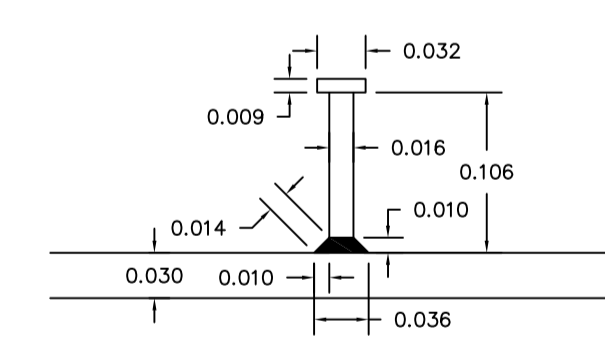
SOLDADURA FILETE  
ALMA Y PATÍN  
ESC: -----1: 10



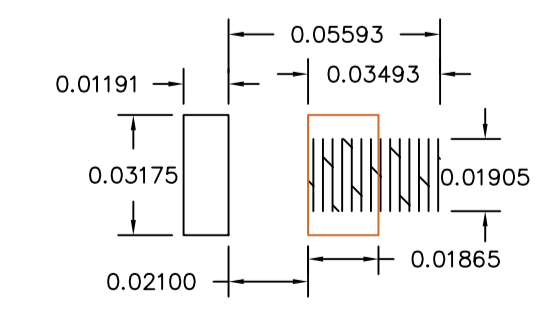
SOLDADURA FILETE  
RIGIDIZADOR APOYO Y ALMA  
ESC: -----1: 10



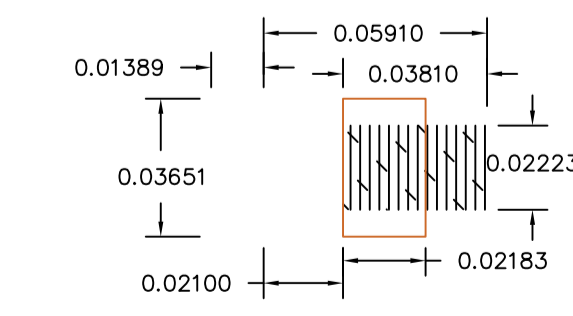
SOLDADURA FILETE  
RIGIDIZADOR INTERMEDIO Y ALMA  
ESC: -----1: 10



SUELDA FILETE ENTRE LOS CONECTORES  
ESC: -----1: 5



PERNO 4



PERNO 5

DETALLE DE PERNOS DE CONEXIONES  
ESC: -----1: 2

PERNOS A-490												
MC	TIPO	No	DIMENSIONES					VOL. PARCIAL	VOL. TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m3)	PESO (kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c	d	e					
29	4	96	0,03175	0,01191	0,05593	0,01905	0,01865	3,48E-05	3,34E-03	7850	26,2411	D = 1,905 cm
30	5	96	0,03651	0,01389	0,0591	0,02223	0,02183	5,19E-05	4,98E-03	7850	39,0827	D = 2,223 cm
TOTAL											65,3237	

PLACAS A-36										
MC	GEOMETRÍA	No	DIMENSIONES			VOL. PARCIAL	VOL. TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m3)	PESO (kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c					
31	RECTANGULAR	24	0,28	0,21	0,01	0,000588	0,014112	7850	110,7792	Pos 3

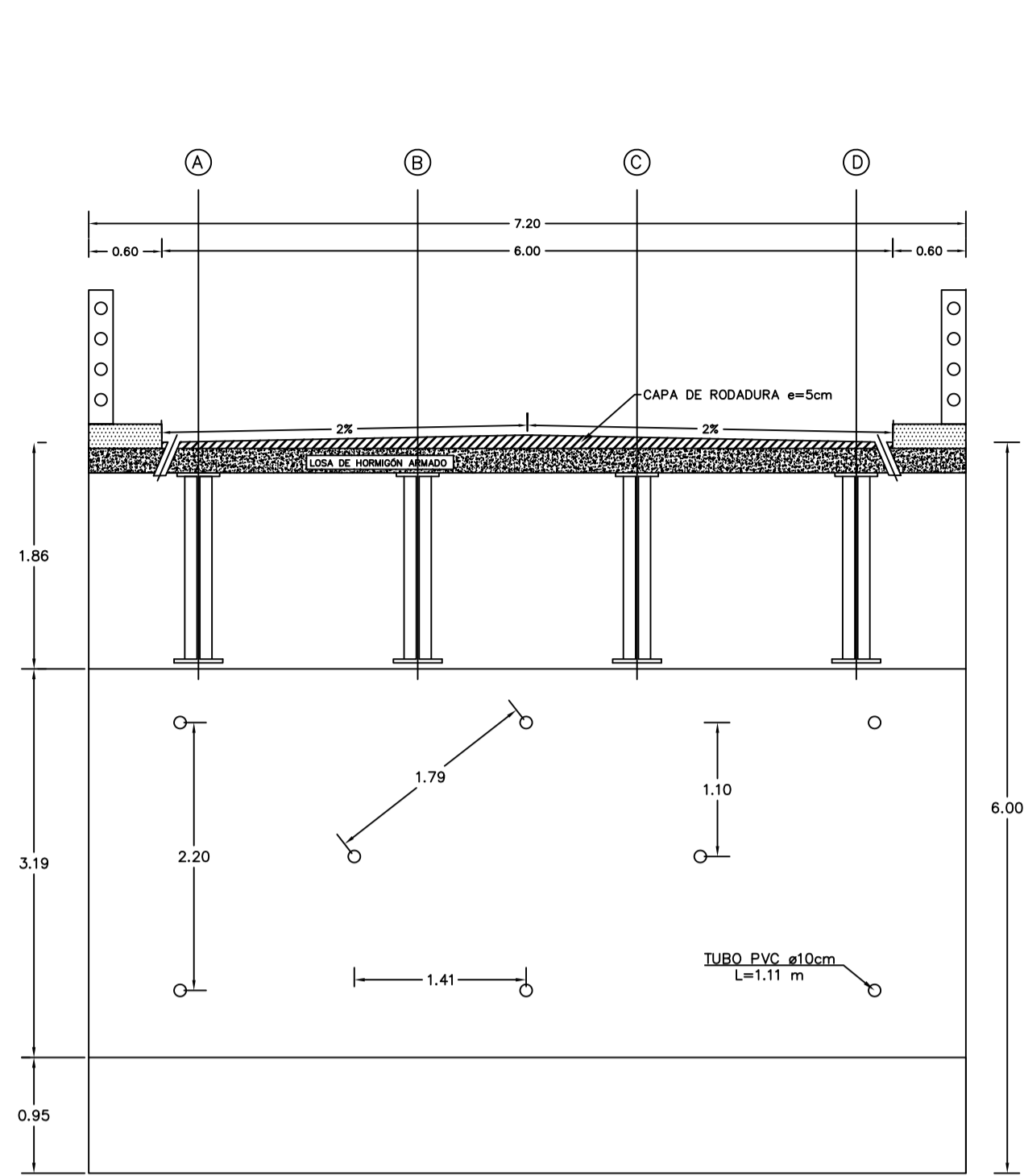
  

PERFILES VERTICALES Y HORIZONTALES A-36										
MC	TIPO	No	DIMENSIONES		VOL. PARCIAL	VOL. TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m3)	PESO (kg)	OBSERVACIONES	
			Sección transversal	b						
32	L	48	0,0011639	1,715	0,001996	2,323E-06	7850	0,01823749	Contraviento Horizontal	
33	L	48	0,00116401	2,04	0,002375	2,764E-06	7851	0,02170044	Contraviento Vertical	
TOTAL									0,0399	

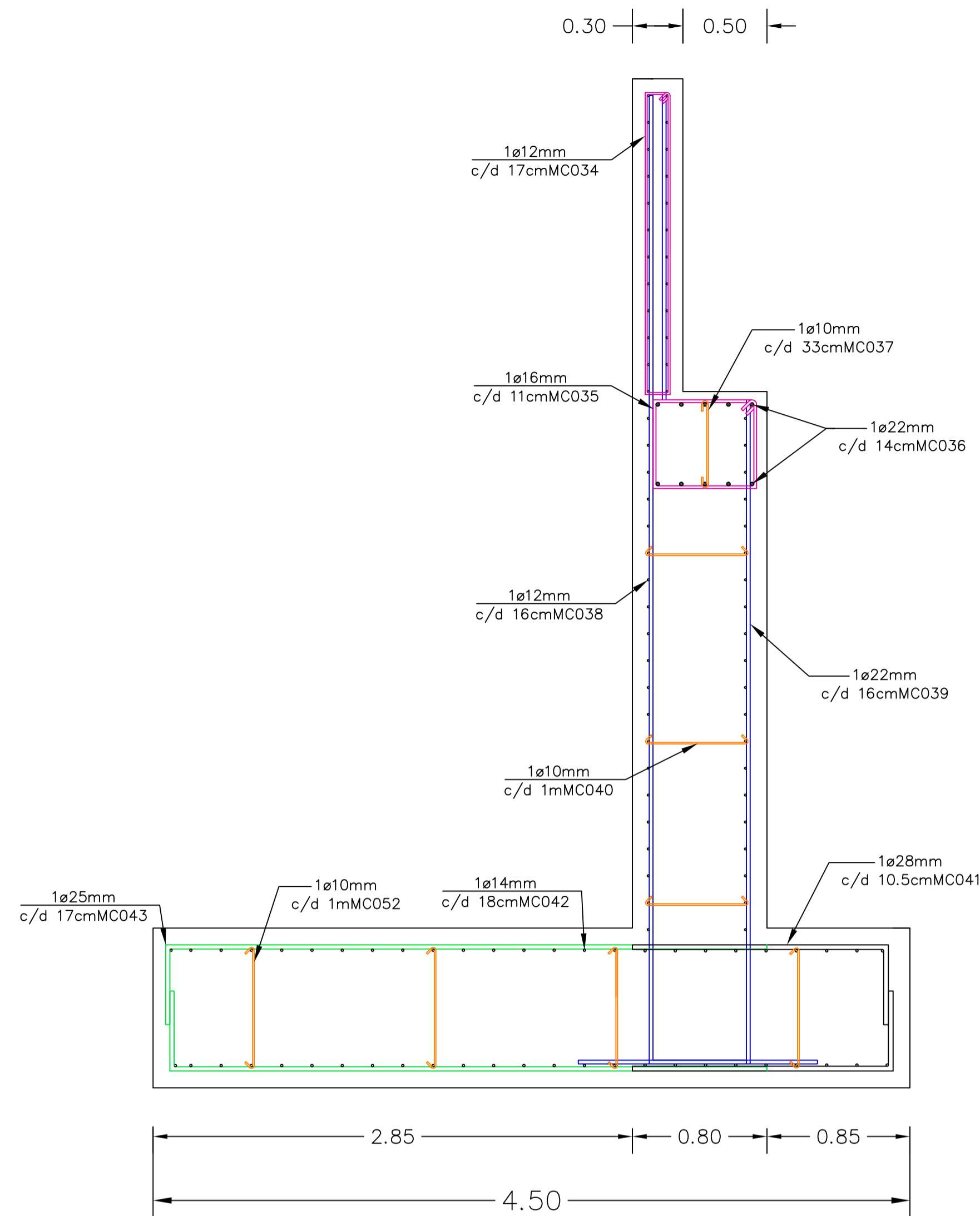
**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

- ACERO ESTRUCTURAL A-709
  - VIGAS METÁLICAS
- ACERO ESTRUCTURAL A-36
  - ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL INFERIOR.
  - RIGIDIZADOR EN EL APOYO.
  - RIGIDIZADOR INTERMEDIO.
- CONECTORES DE CORTE.
  - NS 625/400
- PERNOS
  - PERNO DE CABEZA HEXAGONAL A-490

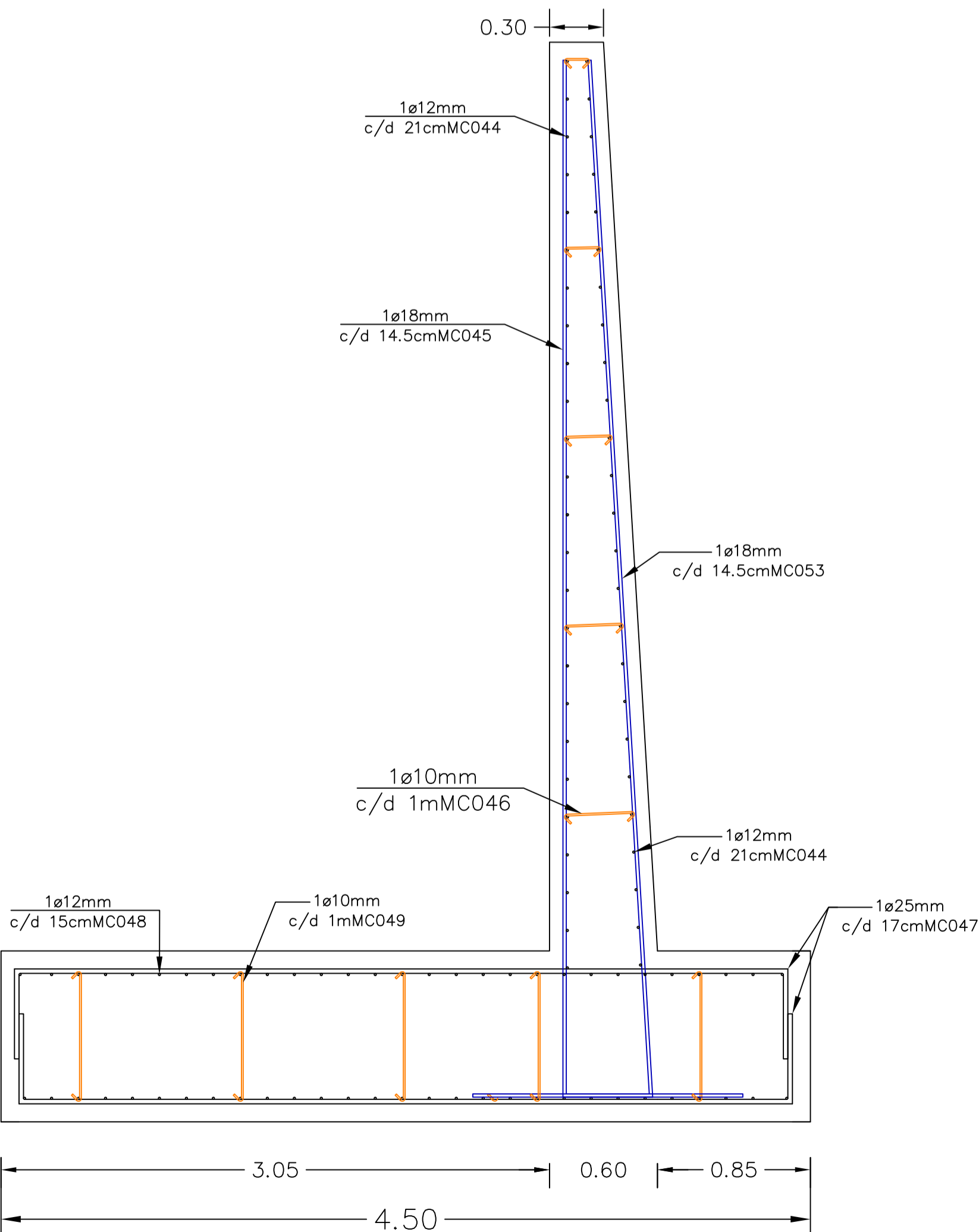
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA	
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO COLLAY UBICADO ENTRE EL BARRIO CHIMUL Y SANTA TERESA, ENTRE LOS CANTONES SEVILLA DE ORO Y EL PAN PROVINCIA DEL AZUAY.	
REVISIÓN:	DISEÑO: Luis Ismael Calle Urgiles
	FECHA: Mayo del 2020
Ing. Juan Sebastián Maldonado Hobos Director de Tesis.	Nº LAMINA: 5/6
CONTENIDO: CONTRAVIENTOS, DIAGONALES VERTICALES Y SOLDADURA.	



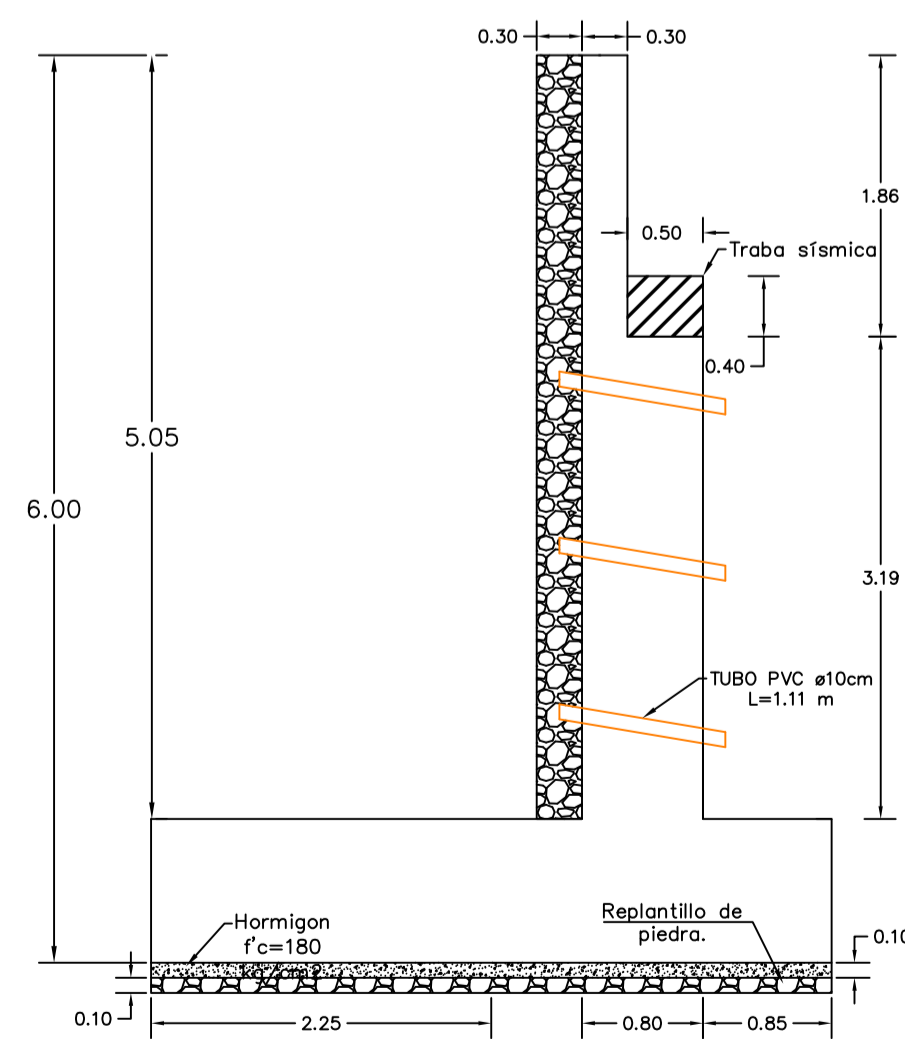
ESTRIBO VISTA FRONTAL  
ESC: -----1: 50



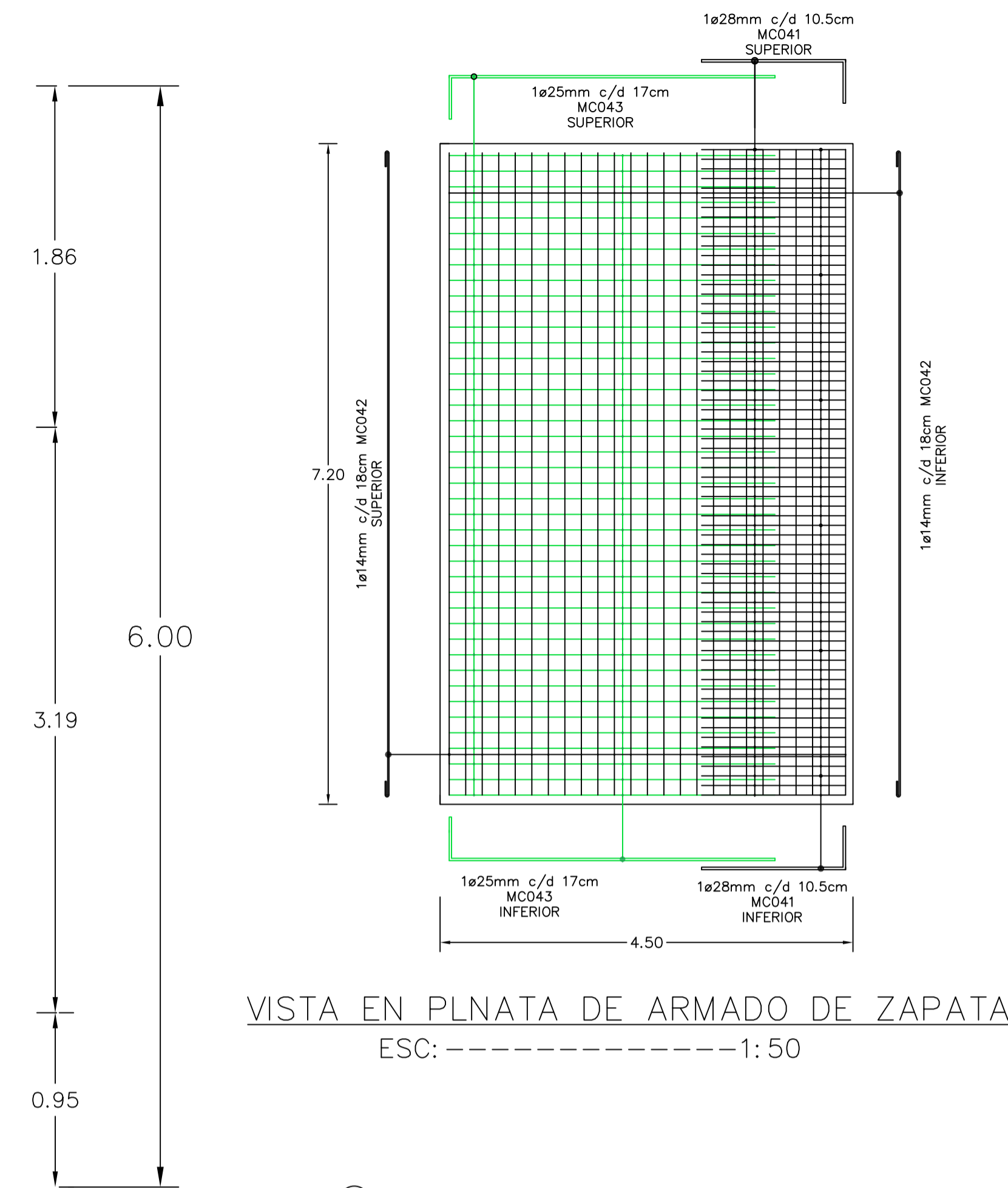
ARMADO DEL ESTRIBO  
ESC: -----1: 25



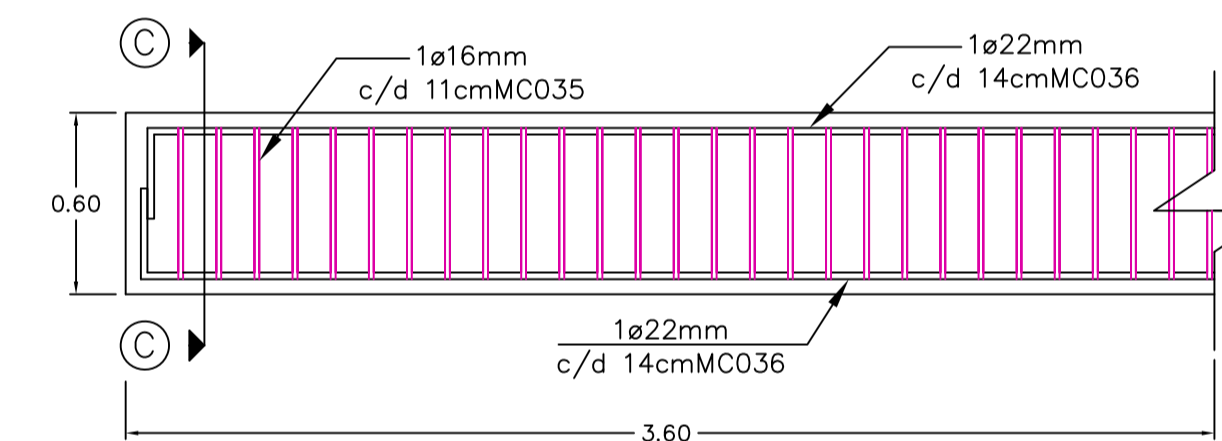
ARMADO DEL MURO DE ALA.  
ESC: -----1: 25



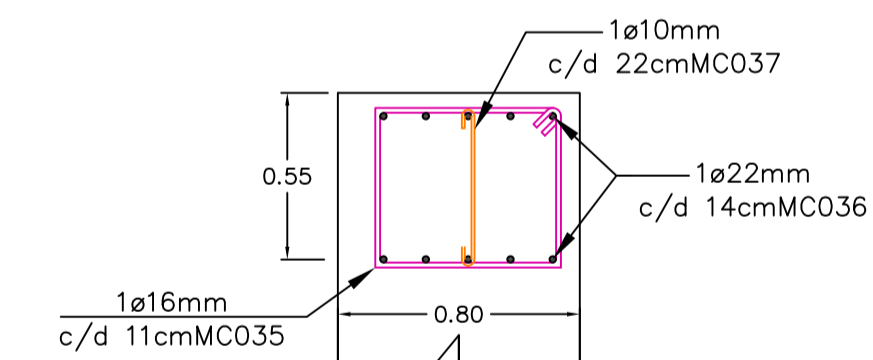
VISTA LATERAL DEL ESTRIBO  
ESC: -----1: 50



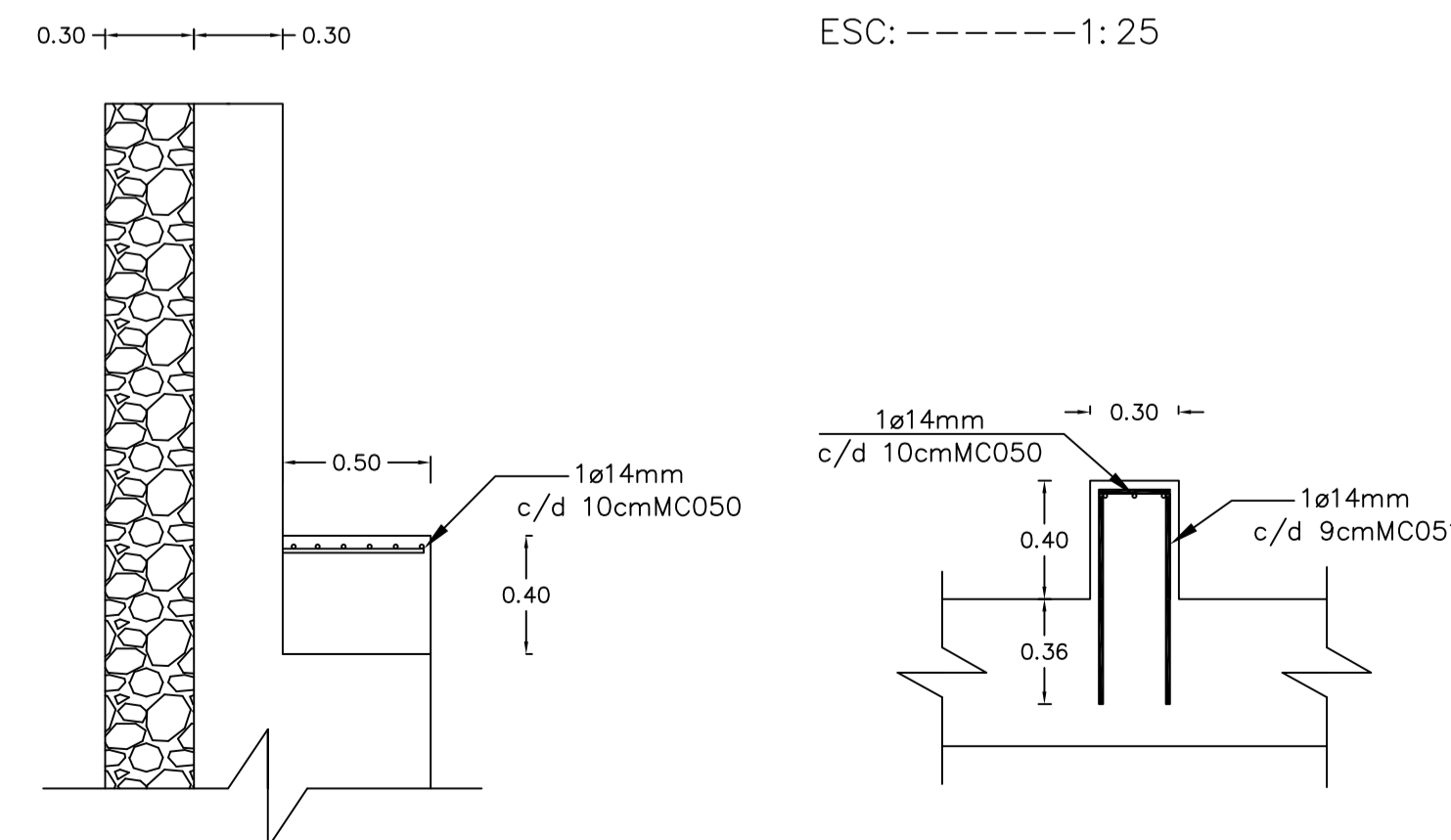
VISTA EN PLNATA DE ARMADO DE ZAPATA.  
ESC: -----1: 50



VIGA DE ASIENTO.  
ESC: -----1: 25



CORTE C-C  
ESC: -----1: 25

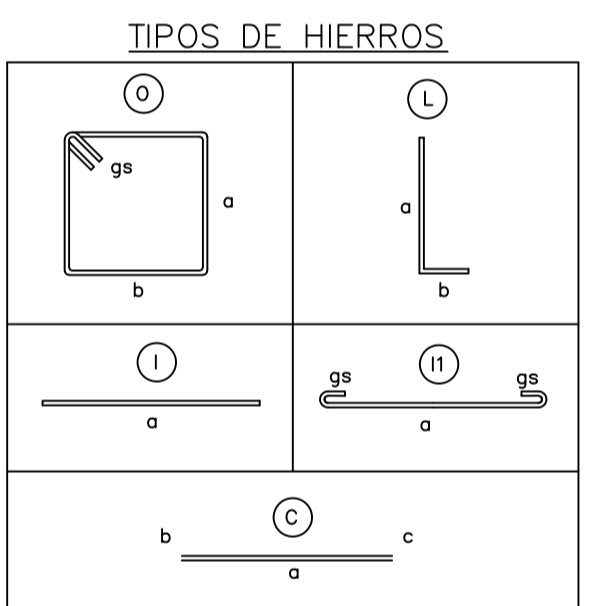


DISEÑO DE LA TRABA SÍSMICA.  
ESC: -----1: 25

PLANILLA DE HIERROS										
ARMADO DEL ESTRIBO.										
MC	Ø (mm)	TIPO	CANT.	DIMENSIONES			PES	LONG. PARCIAL	LONG. TOTAL	LONG. TOTAL
				a	b	c				
034	12	O	86	1,80	0,15		0,048	3,98		342,62
035	16	O	132	0,53	0,61		0,054	2,41		318,12
036	22	I	22	7,1				7,10		156,20
037	10	I1	44	0,47			0,04	0,55		24,33
038	12	I	130	7				7,00		910,00
039	22	L	176	5,76	1			6,76		1189,41
040	10	I1	42	0,58			0,04	0,66		27,72
041	28	L	268	1,55	0,48			2,03		544,04
042	14	I	104	7				7,00		728,00
043	25	L	166	3,58	0,48			4,06		673,96
052	10	I1	56	0,69			0,04	0,77		43,12
ARMADO DEL MURO DE ALA.										
044	12	I	100	3				3,00		300,00
045	18	L	44	5,763	1		0,04	6,76		297,57
046	10	I1	30	0,36				0,44		13,20
047	25	C	72	4,3	0,5	0,5		5,30		381,60
048	12	I	116	3				3,00		348,00
049	10	I1	30	0,69			0,04	0,77		23,10
053	18	L	44	5,79	1			6,79		298,76
ARMADO DE LA TRABA SÍSMICA										
050	14	I	48	0,5				0,50		24,00
051	14	C	96	0,24	0,73	0,73		1,70		163,20

RESUMEN DE HIERROS ESTRIBO			
D	LONG.	PESO	# VAR
mm	m	kg	12m
10	95,17	58,68	8
12	1252,62	1112,24	105
14	915,20	1106,22	77
16	318,12	502,29	27
22	1345,61	4017,40	113
25	673,96	2598,66	57
28	544,04	2631,71	46
<b>TOTAL</b>	<b>12027,20</b>		

RESUMEN DE HIERROS MURO DE ALA			
D	LONG.	PESO	# VAR
mm	m	kg	12m
10	36,30	22,38	4
12	648,00	575,30	54
18	596,33	1191,22	50
25	381,60	1470,44	32
<b>TOTAL</b>	<b>3259,35</b>		
<b>TOTAL M. ALA</b>	<b>6518,79</b>		



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- PARA EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO SE ANALIZÓ LAS ESPECIFICACIONES DEL ACI 318S-14, LA AASHTO PARA PUNTE Y LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.
- EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO DE FLUENCIA DE:  $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- PARA LA CIMENTACIÓN EL TERRENO DEBE SER LIMPIO, PURO Y ÁSPERO.
- EL HORMIGÓN ESTRUCTURAL DEBERÁ TENER UN ESFUERZO DE COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS PARA LAS SIGUIENTES ESTRUCTURAS:
  - ✓ LOSA DEL TABLERO, ZAPATAS, MUROS LATERALES Y PANTALLAS UN  $F_c=280 \text{ kg/cm}^2$
  - ✓ BARANDAS Y VEREDAS UN  $F_c=210 \text{ kg/cm}^2$
  - ✓ REPLANTILLO DE:  $F_c=180 \text{ kg/cm}^2$
- LOS RECURRIMIENTOS MÍNIMOS EN EL ESTRIBO SON:
  - ✓ EN LA PANTALLA DE 10 CM.
  - ✓ EN EL TALÓN Y PUNTA 10 CM.
  - ✓ EN LA VIGA DE ASIENTO DE 5 CM.
- LOS RECURRIMIENTOS MÍNIMOS EN EL MURO DE ALA SON:
  - ✓ EN LA PANTALLA DE 7.5 CM.
  - ✓ EN EL TALÓN Y PUNTA 10 CM.
- EL CAMIÓN DE DISEÑO ES EL HL-93.
- EL ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO A NIVEL DE CIMENTACIÓN ES DE  $167.12 \text{ Tn/m}^2$ .
- PARA LOS TRASLAPES DE LA ARMADURA DEBE TENER UNA LONGITUD MÍNIMA DE 50 VECES EL DIÁMETRO DE LA VAARILLA.
- LOS GANCHOS Y LONGITUDES DE DESARROLLO SE REALIZAN SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES DEL ACI 318S-14.
- EL CURADO DEL CONCRETO EN TODO LOS ELEMENTOS SE DEBE CONSIDERAR LA CONDICIÓN DE HUMEDAD LOS PRIMEROS SIETE DÍAS.
- EL PESO PROPIO DE LAS VEREDAS ES DE:  $288 \text{ Kg/m}$ .
- SOBRECARGA PEATONAL DE:  $360 \text{ kg/m}^2$ .
- CUALQUIER CAMBIO EN EL PLANO O EN EL CÁLCULO, SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA.

<b>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA</b>	
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUNTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO COLLAY UBICADO ENTRE EL BARRIO CHIMUL Y SANTA TERESA, ENTRE LOS CANTONES SEVILLA DE ORO Y EL PAN PROVINCIA DEL AZUAY.	
REVISIÓN:	DISEÑO: Luis Ismael Calle Urgiles
	FECHA: Mayo del 2020
Ing. Juan Sebastián Maldonado Hobos Director de Tesis.	Nº LAMINA: 6/6
CONTENIDO: CONTRAVIENTOS, DIAGONALES VERTICALES Y SOLDADURA.	

## AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Yo, **Luis Ismael Calle Urgiles** portador de la cédula de ciudadanía N° 0106235187. En calidad de autor/a y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación **“Calculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable, sobre el rio Collay ubicado entre el barrio Chimul y Santa Teresa, entre los cantones Sevilla de Oro y el Pan, provincia del Azuay”** de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizo a la Universidad para que realice la publicación de éste trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 04 de septiembre del 2020



F: .....

Luis Ismael Calle Urgiles.  
0106235187