



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

UNIVERSIDAD DELAZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Diseños de Ingeniería Integral del Puente de la Calle Antonio Flor
sobre el Río el Chorro, Girón, Azuay.**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ENFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES.**

Autores:

Danny Ricardo Pino Mora

María Paz Saquicela Cardenaz

Director:

Ing. José Vázquez Calero

Cuenca - Ecuador

2023

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación va con especial dedicatoria a mis padres y hermanos que fueron mi aliento, inspiración y apoyo en todo este largo pero lindo camino. A toda mi familia y amigos que me ayudaron en cada dificultad y nunca me dejaron solo.

Danny Ricardo Pino Mora.

Este trabajo de titulación lo dedico a mis padres y hermana quienes fueron los pilares fundamentales en el transcurso de toda mi carrera universitaria apoyándome y festejando mis logros; además agradezco a toda mi familia ya que fueron quienes me ayudaron a superar todos mis obstáculos.

María Paz Saquicela Cardenaz.

AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer a los docentes de la Universidad del Azuay, en especial a los de la Facultad de Ciencia y Tecnología por brindarnos su apoyo, comprensión y conocimientos a lo largo de nuestra etapa universitaria.

Al Ing. José Vázquez, nuestro director de tesis por su entrega y dedicación que nos ayudó a lograr con éxito este trabajo.

A los Ingenieros: Mateo Narváez, Patricia Palacios y Vladimir Carrasco quienes con mucha comprensión y sinceridad nos ayudaron a solventar dudas e inquietudes que surgían a lo largo de la realización de esta tesis.

Al GAD Municipal de Girón, quienes desinteresadamente nos abrieron las puertas de sus instalaciones para realizar este trabajo de titulación.

Danny Ricardo Pino Mora y María Paz Saquicela Cardenaz

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA _____	ii
AGRADECIMIENTO _____	iii
ÍNDICE DE CONTENIDO _____	iv
ÍNDICE DE ILUSTRACIÓN _____	x
ÍNDICE DE ECUACIONES _____	xii
ÍNDICE DE TABLA _____	xiv
ÍNDICE DE ANEXOS _____	xvi
RESUMEN _____	xxi
ABSTRACT _____	xxii
Introducción _____	1
Motivación _____	1
Problemática _____	2
Objetivos _____	2
Objetivo General _____	2
Objetivo Especifico _____	3
Capítulo 1 _____	4
1 Marco teórico y línea base _____	4
1.1 Definición de puente _____	4
1.2 Clasificación de los puentes _____	4
1.3 Partes de la estructura del puente _____	6
1.4 Consideraciones y estudios para puentes _____	7
1.5 Estudios básicos para puentes _____	9
1.6 Antecedentes _____	13
1.7 Estructuración del Puente _____	14

1.8	Estado del Puente	14
Capítulo 2		20
2	Metodología	20
2.1	Método	20
2.1.1	Primera etapa: Investigación Documental	20
2.1.2	Segunda etapa: Investigación de campo	21
2.1.2.1	Delimitación Espacial	21
2.1.2.2	Investigación Aplicada	22
2.1.3	Tercera etapa: Elaboración de Estudios Básicos de Ingeniería	22
2.1.3.1	Estudios Topográficos:	22
2.1.3.1.1	Objetivos y Alcances	22
2.1.3.1.2	Información Base	23
2.1.3.1.3	Conclusiones y Recomendaciones	25
2.1.3.2	Estudios Geológicos y Geotécnicos	25
2.1.3.2.1	Objetivos y Alcances	26
2.1.3.2.2	Estudio Geológico	26
2.1.3.2.3	Estudio Geotécnico	28
2.1.3.2.4	Conclusiones y Recomendaciones	34
2.1.3.3	Estudio de Trafico	34
2.1.3.3.1	Objetivos y Alcances	35
2.1.3.3.2	Diseño Geométrico Vial	35
2.1.3.3.2.1	Tipo de Carretera	35
2.1.3.3.2.2	Vehículo de Diseño	36
2.1.3.3.2.3	Velocidad de Diseño	37
2.1.3.3.2.4	Sección Transversal	37
2.1.3.3.2.5	Alineamiento Horizontal	41
2.1.3.3.2.6	Alineamiento Vertical	43
2.1.3.3.2.7	Señalización Vertical	46
2.1.3.3.3	Conclusiones y Recomendaciones	49
2.1.3.4	Estudios Hidrológicos e Hidráulicos	49
2.1.3.4.1	Objetivos y Alcances	49
2.1.3.4.2	Información Base	50
2.1.3.4.3	Características de la Cuenca	51

2.1.3.4.3.1	Parámetros Directos	52
2.1.3.4.4	Estudio Hidrológico	53
2.1.3.4.4.1	Características Físicas de la Subcuenca	53
2.1.3.4.4.2	Tiempo de Concentración	54
2.1.3.4.4.3	Información Hidrometeorológica	55
2.1.3.4.4.4	Periodo de Retorno	56
2.1.3.4.4.5	Resultados de la Modelación Hidrológica	56
2.1.3.4.5	Estudio Hidráulico	57
2.1.3.4.5.1	Simulación Hidráulica	58
2.1.3.4.5.2	Resultados de la Modelación	58
2.1.3.4.6	Socavación	61
2.1.3.4.7	Conclusiones y Recomendaciones	65
Capítulo 3		66
3	Análisis y Diseño del Puente	66
3.1	Objetivos y Alcances	66
3.2	Peso Propio de la Estructura	66
3.3	Especificaciones de Materiales	67
3.4	Diseño del Tablero	67
3.4.1	Cálculo de Momentos	67
3.4.2	Cálculo del Acero	68
3.4.2.1	Acero Negativo	68
3.4.2.2	Acero Positivo	69
3.4.2.3	Acero de Temperatura	69
3.4.2.4	Acero de Distribución	69
3.4.2.5	Revisión de Fisuras por Distribución de Armaduras	70
3.5	Diseño de Barreras de Concreto y Barandal	71
3.6	Diseño de Losa en Voladizo	71
3.6.1	Cargas	71
3.6.2	Cálculo del Acero	72
3.7	Diseño del Estribo	73
3.7.1	Datos Iniciales	73

3.7.2	Estabilidad	73
3.7.3	Cálculo del Estribo con el Puente	75
3.7.3.1	Cargas verticales considerando franjas de 1 m de longitud del estribo	75
3.7.3.2	Cargas horizontales considerando franjas de 1 m de longitud del estribo	76
3.7.3.2.1	Cálculo del Coeficiente de Empuje Activo	76
3.7.3.2.2	Cargas Actuantes	76
3.7.3.3	Estado Limite y Combinaciones de Carga	76
3.7.3.4	Chequeo de Estabilidad y Esfuerzos	77
3.7.3.4.1	Vuelco Alrededor del Punto "A"	77
3.7.3.4.2	Deslizamiento en Base del Estribo	78
3.7.3.4.3	Presiones Actuantes en la Base del Estribo	78
3.7.4	Diseño de la Armadura	78
3.8	Diseño de Muro de Contención	79
3.9	Diseño de las Vigas	80
3.9.1	Pre - dimensionamiento	80
3.9.2	Análisis Estructural de las Vigas	80
3.9.3	Diseño en Fase Constructiva	81
3.9.4	Diseño en Fase Operativa	81
3.9.5	Diseño a Cortante	82
3.9.6	Rigidizadores Transversales	82
3.9.7	Diseño de Conectores de Corte	83
3.9.8	Análisis a Fatiga de Conectores	83
3.9.9	Diseño de Arriostramiento	83
3.9.10	Diseño de Diafragmas	83
3.9.11	Diseño de Conexiones Soldadas	83
3.10	Diseño del Neopreno	84
3.11	Conclusiones y Recomendaciones	84
Capítulo 4		85
4	Oferta Técnica /Económica	85
4.1	Objetivos y Alcances	85

4.2	Análisis de Precios Unitarios	85
4.3	Presupuesto Referencial	85
4.4	Conclusiones y Recomendaciones	87
5	Conclusiones y Recomendaciones	87
5.1	Conclusiones	87
5.2	Recomendaciones	87
6	Anexos	89
6.1	Cálculo de la Socavación	89
6.2	Momentos	91
6.3	Diseño del Tablero	93
6.4	Diseño de Barreras de Concreto	98
6.5	Diseño de Losa en Voladizo	101
6.6	Diseño del Estribo	106
6.6.1	Carga Vertical	107
6.6.2	Carga Horizontal	109
6.6.3	Estados Limites Aplicables y Combinaciones de Cargas	112
6.6.4	Chequeo de Estabilidad y Esfuerzos	113
6.7	Cálculo del Acero	114
6.7.1	Diseño de la Pantalla	114
6.7.2	Diseño de Cimentación	118
6.8	Diseño del Muro de Contención	122
6.8.1	Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes	126
6.8.2	Diseño del Acero	129
6.8.3	Diseño de la Zapata	133
6.8.4	Resumen y Grafica de Acero	135
6.9	Diseño de Vigas	136
6.9.1	Pre – dimensionamiento	136
6.9.2	Análisis Estructural de la Viga	137
6.9.3	Diseño en Fase Contractiva	138

6.9.4	Diseño en Fase Operativa_____	139
6.9.5	Diseño a Cortante_____	145
6.9.6	Rigidizadores Transversales_____	146
6.9.7	Diseño de Conectores de Corte _____	149
6.9.8	Análisis a Fatiga de Conectores _____	149
6.9.9	Diseño de Arriostramiento _____	150
6.9.10	Diseño de Diafragmas _____	151
6.9.11	Diseño de Conexiones Soldadas_____	153
6.10	Diseño del Neopreno _____	154
6.11	Análisis de Precios Unitarios_____	160
6.12	Planos_____	197
7	Bibliografía _____	205

ÍNDICE DE ILUSTRACIÓN

Ilustración 1 Ubicación del Proyecto -----	13
Ilustración 2 Puente ubicado en la calle Antonio Flor sobre el río El Chorro-----	14
Ilustración 3 Superficie de Rodadura -----	15
Ilustración 4 Barandales -----	15
Ilustración 5 Veredas-----	16
Ilustración 6 Junta de Dilatación -----	17
Ilustración 7 Agrietamiento -----	17
Ilustración 8 Moho y musgos -----	18
Ilustración 9 Socavación-----	18
Ilustración 10 Puente construido fuera de línea de fabrica-----	19
Ilustración 11 Matriz de Agua Potable -----	19
Ilustración 12 Método Analítico para el Diseño de un Puente Vehicular sobre el Rio El Chorro del Cantón Girón -----	20
Ilustración 13 Área de Estudio (PDOT Y PUGS)-----	22
Ilustración 14 Rio Aguas Abajo del Puente sobre la Calle Antonio Flor -----	24
Ilustración 15 Rio Aguas Arriba del Puente sobre la Calle Antonio Flor-----	24
Ilustración 16 Esquema del Levantamiento Topográfico del Puente Sobre la Calle Antonio Flor-----	25
Ilustración 17 Mapa de Formaciones del Cantón Girón-----	27
Ilustración 18 Ubicación del Puente sobre el Rio El Chorro -----	27
Ilustración 19 Ubicación de la Toma de Muestras -----	28
Ilustración 20 Curva Granulométrica D10 -----	30
Ilustración 21 Curva Granulométrica D50 -----	31
Ilustración 22 Emplazamiento del Puente Propuesto sobre el Rio El Chorro -----	35
Ilustración 23 HL 93 -----	36
Ilustración 24 Sección Transversal para Entrada y Salida del Puente -----	40
Ilustración 25 Sección Transversal para el Tablero del Puente -----	41
Ilustración 26 Alineación Horizontal -----	42
Ilustración 27 Alineación Vertical -----	45
Ilustración 28 Altura de Señalización Vertical en Zona Rural -----	47
Ilustración 29 Altura de Señalización Vertical en Zona Urbana -----	47

Ilustración 30 Señalización de Límite Máximo de Velocidad-----	48
Ilustración 31 Señal de Reduzca la Velocidad-----	48
Ilustración 32 Señalización de Peso Máximo-----	48
Ilustración 33 Levantamiento Topográfico para el Diseño del Puente en la Calle Antonio Flor sobre el Rio El Chorro-----	50
Ilustración 34 Área de Aporte, Rio el Chorro -----	51
Ilustración 35 Mapa de Pendiente, Rio El Choro -----	52
Ilustración 36 Análisis de Subcuenca en la Cuenca del Rio El Chorro -----	53
Ilustración 37 Grafica de IDF para la Estación Santa Isabel-----	55
Ilustración 38 Grafica de Caudal en el Punto de Descarga de la Cuenca Hidrográfica para un periodo de Retorno de 50 años -----	57
Ilustración 39 Grafica de Caudal en el Punto de Descarga de la Cuenca Hidrográfica para un Periodo de Retorno de 100 años -----	57
Ilustración 40 Modelación Hidráulica (Río el Chorro)-----	58
Ilustración 41 Nivel Máximo de Crecida Aguas Arriba del Puente de la Calle Antonio Flor -----	59
Ilustración 42 Nivel Máximo de Crecida Aguas Abajo del Puente de la Calle Antonio Flor -----	59
Ilustración 43 Perfil del Rio El Chorro -----	60
Ilustración 44 Perfil de Socavación, Calle Antonio Flor, Rio Chorro-----	65
Ilustración 45 Distribución del acero en la Sección de la Losa-----	70
Ilustración 46 Diseño de Barras de Concreto -----	71
Ilustración 47 Acero en Losa de Voladizo -----	72
Ilustración 48 Características del Estribo a Diseñar -----	73
Ilustración 49 Pre - dimensionamiento de los Estribos -----	75
Ilustración 50 Punto "A"-----	78
Ilustración 51 Diseño de la Armadura -----	79
Ilustración 52 Muro de Contención -----	80
Ilustración 53 Dimensiones de la Sección-----	82
Ilustración 54 Diseño del Neopreno -----	84
Ilustración 55 Presupuesto Referencial -----	86

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1 Calculo de Dx	31
Ecuación 2 Falla General por Cortante y Cimentación Corrida	32
Ecuación 3 Capacidad de Carga Permisible	34
Ecuación 4 Radio de Curvatura Horizontal	41
Ecuación 5 Grado de Curvatura.....	42
Ecuación 6 Longitud de la Curva Vertical Convexa	43
Ecuación 7 Forma de Socavación.....	61
Ecuación 8 Velocidad Promedio de Flujo	62
Ecuación 9 Velocidad Critica	62
Ecuación 10 Profundidad media después de la socavación.....	63
Ecuación 11 Velocidad Tangencial	63
Ecuación 12 Profundidad Media de Socavación por Contracción	64
Ecuación 13 Socavación.....	64
Ecuación 14 # de Froude	64
Ecuación 15 As Mínimo	68
Ecuación 16 Separación.....	68
Ecuación 17 As de Diseño	68
Ecuación 18 As de Temperatura.....	69
Ecuación 19 Separación Máxima	69
Ecuación 20 Armadura Principal es Paralela al Tráfico.....	70
Ecuación 21 Armadura Principal Perpendicular al Tráfico.....	70
Ecuación 22 As repart	70
Ecuación 23 Momento Ultimo para el Estado Limite de Resistencia I.....	72
Ecuación 24 Momento Ultimo para el Estado Limite de Evento Extremo II.....	72
Ecuación 25 Ancho del Cimiento Mínimo	74
Ecuación 26 Altura del Cimiento Mínima.....	74
Ecuación 27 Longitud de Punta.....	74
Ecuación 28 Longitud Mínima de Cajuela	74
Ecuación 29 Calculo de r.....	76
Ecuación 30 Coeficiente de Empuje Activo.....	76
Ecuación 31 Estado Limite Resistente	77

Ecuación 32 Estado Limite de Evento Externo	77
Ecuación 33 Esbeltez Local.....	81

ÍNDICE DE TABLA

Tabla 1 Puntos de Control para Replanteo	25
Tabla 2 Resumen de Clasificación de Suelos	29
Tabla 3 Ensayo Análisis Granulométrico	29
Tabla 4 Corte Directo - Características de la Muestra.....	32
Tabla 5 Resultados de Corte Directo	32
Tabla 6 Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi	33
Tabla 7 Clasificación de Carreteras en Función del Trafico Proyectado	36
Tabla 8 Características del Vehículo de Diseño	36
Tabla 9 Velocidad de Diseño (km/h).....	37
Tabla 10 Ancho de la Calzada (m)	38
Tabla 11 Valores de Diseño para el Ancho de Espaldones	38
Tabla 12 Clasificación de la Superficie de Rodadura.....	39
Tabla 13 Resumen Puntos PT s	43
Tabla 14 Valores Mínimos de Diseño del Coeficiente "K" para la Determinación de la Longitud de Curvas Verticales Convexas y Cóncavas Mínimas.....	44
Tabla 15 Valores de Diseño de las Gradientes Longitudinales Mínimas	44
Tabla 16 Resumen de Puntos PVI's	45
Tabla 17 Resumen de Curvas Verticales	46
Tabla 18 Parameros Físicos del Área de Aporte	52
Tabla 19 Número de Curva	53
Tabla 20 Características Física de Subcuenca de Aporte	54
Tabla 21 Tiempo de Concentración.....	54
Tabla 22 Ecuación IDF para la Estación Santa Isabel.....	55
Tabla 23 Perdido de Retorno en Dependencia de la Clasificación Vial.....	56
Tabla 24 Resultados de la Modelación Hidrológica del Rio El Chorro	56
Tabla 25 Tabla Resumen de los Resultados Hidráulicos del Rio El Chorro.....	60
Tabla 26 Coeficiente para el Transporte de sedimentos.....	63
Tabla 27 Factor de Corrección por la Forma del Estribos.....	65
Tabla 28 Peso Propio de los Elementos Estructurales.....	66
Tabla 29 Especificaciones de Materiales.....	67
Tabla 30 Momentos de Resistencia	67

Tabla 31 Momentos de Servicio.....	68
Tabla 32 Altura Equivalente h^*	74
Tabla 33 Resumen General de Acero	79
Tabla 34 Momento y Cortante.....	81

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 Velocidad Promedio de Flujo	89
Anexo 2 Ancho y Profundidad	89
Anexo 3 Velocidad Critica	89
Anexo 4 Factor V^*/w	90
Anexo 5 Calculo de la Socavación de Lecho Vivo	90
Anexo 6 Socavación en el Estribo Izquierdo.....	90
Anexo 7 socavación en el Estribo Derecho	91
Anexo 8 Momentos de Servicio Segun el CSI Bridge	91
Anexo 9 Momento de Resistencia Segun CSI Bridge.....	92
Anexo 10 Calculo del Acero Negativo.....	93
Anexo 11 Calculo del Acero Positivo	94
Anexo 12 Calculo del Acero de Temperatura	94
Anexo 13 Calculo del Acero de Distribución.....	95
Anexo 14 Revisión de Fisuras por Distribución de Armadura en Acero Negativo	96
Anexo 15 Revisión de Fisuras por Distribución de Armaduras en Acero Positivo	97
Anexo 16 Resistencia en Flexión Alrededor de un Eje Vertical en la Barra (M_w).....	98
Anexo 17 Resistencia en Flexión de un Eje Paralelo al Eje Longitudinal del Puente (M_c)	99
Anexo 18 Longitud Critica de la Línea de Rotura (L_c)	99
Anexo 19 Resistencia Nominal a la Carga Transversal (R_w)	99
Anexo 20 Cortante Actuante (V_{ct}) y Cortante Resistente (V_n).....	100
Anexo 21 Chequeo del Dowel.....	100
Anexo 22 Longitud de Anclaje.....	100
Anexo 23 Momentos de Flexión por Cargas	101
Anexo 24 Cálculo del Acero	102
Anexo 25 Longitud de Desarrollo	103
Anexo 26 Longitud de Barras Adicionales del Volado.....	104
Anexo 27 Cargas y Diseño del Acero en la Losa en Voladizo.....	105
Anexo 28 Datos Iniciales Para el Cálculo del Estribo.....	106
Anexo 29 Pre - dimensionamiento para el Cálculo de los Estribos.....	106
Anexo 30 Esquema Geométrico del Estribo.....	107

Anexo 31 Peso Propio de Componentes Estructurales.....	107
Anexo 32 Peso Propio de la Superficie de Rodadura.....	107
Anexo 33 Peso del Terreno	108
Anexo 34 Carga Viva y de Impacto	108
Anexo 35 Sobrecarga por Carga Viva en Terreno	108
Anexo 36 Resumen de Cargas Verticales.....	108
Anexo 37 Coeficiente de Empuje Activo	109
Anexo 38 Sobrecarga por Carga Viva en el Terreno.....	109
Anexo 39 Presión Lateral del Terreno.....	109
Anexo 40 Acción Sísmica	110
Anexo 41 Resumen de Cargas Horizontales	111
Anexo 42 Combinaciones de Cargas.....	112
Anexo 43 Vuelco Alrededor del Punto "A"	113
Anexo 44 Deslizamiento en la Base del Estribo.....	113
Anexo 45 Presiones Actuales en la Base del Estribo	113
Anexo 46 Diseño de la Pantalla.....	114
Anexo 47 Acero por Flexión	115
Anexo 48 Acero de Temperatura.....	115
Anexo 49 Revisión de Fisuras por Distribución de Armaduras	116
Anexo 50 Revisión por Corte	117
Anexo 51 Acero para la Parte Superior de la Zapata	118
Anexo 52 Acero de Temperatura.....	118
Anexo 53 Revisión del Talón por Corte.....	119
Anexo 54 Acero en el Fondo de la Zapata	120
Anexo 55 Revisión del Talón por Corte.....	121
Anexo 56 Datos	122
Anexo 57 Pre - dimensionamiento	122
Anexo 58 Cargas	123
Anexo 59 Estabilidad al Volteo.....	124
Anexo 60 Estabilidad por Deslizamiento	124
Anexo 61 Estabilidad para Capacidad portante del Terreno	125
Anexo 62 En Pantalla	126
Anexo 63 En Punta.....	127
Anexo 64 En Talón.....	128

Anexo 65A cero en Pantalla	129
Anexo 66 Acero Vertical en la Cara Interior.....	130
Anexo 67 Acero parte Superior (Cara Interior y Cara Exterior)	130
Anexo 68 Acero parte Intermedia (Cara Interior y Cara Exterior).....	131
Anexo 69 Acero parte Inferior (Cara Interior y Cara Exterior).....	132
Anexo 70 Resumen de Acero	132
Anexo 71 Momento Ultimo.....	133
Anexo 72 Acero Principal	133
Anexo 73 Zapata Posterior	133
Anexo 74 Acero para Punta y Talón	134
Anexo 75 Acero de Temperatura.....	134
Anexo 76 Resumen General de Aceros	135
Anexo 77 Diseño Muro de Contención	135
Anexo 78 Datos Iniciales.....	136
Anexo 79 Análisis para Predimensionamiento.....	136
Anexo 80 Factor de Distribución.....	137
Anexo 81 Momento y Cortante	137
Anexo 82 Resistencia en Pandeo Local.....	138
Anexo 83 Verificación Durante la Construcción de la Aleta Inferior	139
Anexo 84 Ancho Efectivo Total de la Placa.....	139
Anexo 85 Inercia de la Sección Compuesta	140
Anexo 86 Calculo de Y(Distancia del Eje Neutro Plástico al Nivel Superior del Elemento sobre el que se encuentra el Eje Neutro)	140
Anexo 87 Cálculo del Momento Plástico	140
Anexo 88 Cálculo del Momento Nominal.....	141
Anexo 89 Presión de Diseño y Presión Base del Viento.....	141
Anexo 90 Fuerza Horizontal Máxima Aplicada en Arriostramientos	142
Anexo 91 Verificación del Viento en la Aleta Inferior	143
Anexo 92 Deformación Elástica.....	144
Anexo 93 Diseño a Cortante.....	145
Anexo 94 Rigidizador a una Cara.....	146
Anexo 95 Rigidizadores a Dos Caras	147
Anexo 96 Rigidizadores en los Apoyos	148
Anexo 97 Conectores de Corte.....	149

Anexo 98 Fatiga de Conectores.....	149
Anexo 99 Arriostramiento	150
Anexo 100 Esfuerzo en la Diagonal y Esfuerzo Real	151
Anexo 101 Diafragmas.....	151
Anexo 102 Comprobaciones	152
Anexo 103 Conexiones Soldadas	153
Anexo 104 Datos Iniciales para el Cálculo del Neopreno.....	154
Anexo 105 Área en la Planta del Elastómero	154
Anexo 106 Deformación Máxima por Cortante (Δs)	155
Anexo 107 Espesor Requerido de Elastómero (hrt)	155
Anexo 108 Factor de Forma Mínima en una Cama Interior de Neopreno (Si)	155
Anexo 109 Grosor de una Capa Interior del Elastómero (hri).....	156
Anexo 110 Grosor de la Capas Exteriores (hre).....	156
Anexo 111 Numero de Capas Interiores (n).....	156
Anexo 112 Espeso Total del Elastómero.....	156
Anexo 113 Espesor de las Placas de Refuerzo (hs)	157
Anexo 114 Altura Total del Dispositivo de Elastómero Reforzado (H)	157
Anexo 115 Verificaciones	158
Anexo 116 Cálculo de ϵ	158
Anexo 117 Anclaje del Dispositivo.....	159
Anexo 118 Diseño Final del Neopreno	159
Anexo 119 Replanteo y Nivelación del Eje del Puente.....	160
Anexo 120 Limpieza y Desbroce del Terreno.....	161
Anexo 121 Replanteo, Nivelación y Proyección de los Accesos Viales.....	162
Anexo 122 Excavación sin Clasificar.....	163
Anexo 123 Mejoramiento de la Subrasante.....	164
Anexo 124 Cargado con Material de Excavación	165
Anexo 125 Desalojo de Material	166
Anexo 126 Imprimación Asfáltica	167
Anexo 127 Carpeta Asfáltica.....	168
Anexo 128 Suministro e Instalación de Hormigón Ciclópeo	169
Anexo 129 Suministro e Instalación de Hormigón Simple $f'c= 180$	170
Anexo 130 Suministro e Instalación de Hormigón Simple $f'c=350$	171

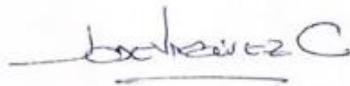
Anexo 131 Material Filtrante Drenes	172
Anexo 132 Tubería PVC Perforada para Dren	173
Anexo 133 Geotextil no Tejido	174
Anexo 134 Excavación a Maquina, Material sin Clasificar	175
Anexo 135 Excavación Manual, Material sin Clasificar	176
Anexo 136 Excavación con Presión de Agua.....	177
Anexo 137 Suministro y Fabricación de Acero Estructural ASTM - A588 gr 50	178
Anexo 138 Relleno y Compactado con Maquinaria.....	179
Anexo 139 Montaje de Acero Estructural ASTM -A 588 gr 50	180
Anexo 140 Suministro, Fabricación y Montaje de Acero Estructural ASTM - A572 gr 50	181
Anexo 141 Suministro e Instalación de Hormigón Simple $f'c= 280$ (Tablero).....	182
Anexo 142 Junta de Dilatación.....	183
Anexo 143 Suministro e Instalación de Placa de Neopreno.....	184
Anexo 144 Suministro, Transporte y Montaje de Pre - losa Colaborante (Celosía)	185
Anexo 145 Suministro, Transporte y Montaje de Pre - losa Colaborante (Pretensado).....	186
Anexo 146 Velocidad Máxima Permitida	187
Anexo 147 Baranda de Seguridad	188
Anexo 148 Reduzca la Velocidad	189
Anexo 149 Peso Máximo Permitido.....	190
Anexo 150 Mortero	191
Anexo 151 Prueba de Carga	192
Anexo 152 Derrocamiento de Estribos Existentes	193
Anexo 153 Replanteo y Nivelación.....	194
Anexo 154 Enrocado de Protección para Puentes	195
Anexo 155 Base Clase 2.....	196
Anexo 156 Planos Vial Y Socavación.....	198
Anexo 157 Implantación	200
Anexo 158 Estribos	201
Anexo 159 Muro.....	202
Anexo 160 Tablero	203
Anexo 161 Rigidizadores	204

**“Diseños de Ingeniería Integral del Puente de la Calle Antonio Flor
sobre el Rio el Chorro, Girón, Azuay”.**

RESUMEN

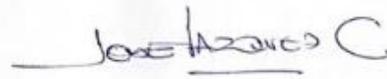
El cantón Girón es uno de los cantones con más actividad agrícola/ ganadera, por lo que es necesario que las conexiones a otros sectores sean las mejores posibles. Entre los barrios Industrial y Héroe del Portete se encuentra el puente que cruza sobre el río el Chorro el mismo que cumple con las funciones antes mencionadas, sin embargo, la vida útil de dicha estructura está llegando a su final; por lo que es de suma urgencia el diseño de un nuevo puente con el fin de: mantener la interacción continua entre Girón y los sectores vecinos, mejorar la calidad de vida y la economía de los habitantes del cantón.

Palabras Claves: Puente Vehicular - Conexión entre Sectores – Vida Útil – Interacción Continua – Calidad de Vida – Economía.



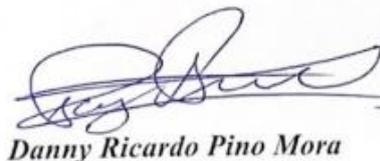
Ing. José Fernando Vásquez C. M. Sc

Director de Escuela

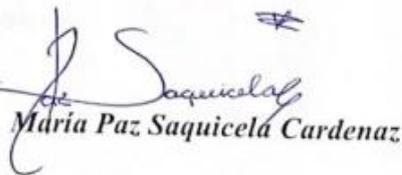


Ing. José Fernando Vásquez C. M. Sc

Director del Trabajo de Titulación



Danny Ricardo Pino Mora



María Paz Saquicela Cardenaz

Autores

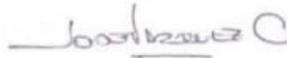
“Integral Engineering Designs of the Antonio Flor Steer Bridge over the El Chorro river, Giron, Azuay”.

ABSTRACT

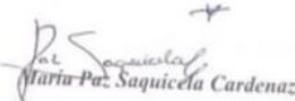
The canton Giron is one of the cantons with the most agricultural/ livestock activity, making it necessary for the connections to other sectors to be as good as possible. Between the Industrial and Heroes del Portete neighborhoods is the bridge that crosses over the El Chorro river, the same one that fulfills the aforementioned functions, however, the useful life of said structure is coming to an end; therefore, the design of a new bridge is extremely urgent in order to maintain the continuous interactions between Giron and the neighboring sectors and improve the quality of life and the economy of the inhabitants of the canton.

Keywords: Vehicular Bridge – Connection between Sectors – Useful Life – Continuous Interaction – Quality of Life – Economy.


Ing. José Fernando Vásquez C. M. Sc
School Director

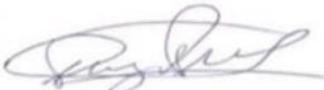

Ing. José Fernando Vásquez C. M. Sc
Thesis Director

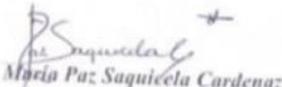

Danny Ricardo Pino Mora


María Paz Saquicela Cardenaz

Authors

Translated by


Danny Ricardo Pino Mora


María Paz Saquicela Cardenaz



Introducción

Desde hace siglo los puentes han sido considerados estructuras indispensables para las civilizaciones siendo principalmente construidos de madera y piedra haciendo que con el paso del tiempo las técnicas constructivas mejoraran construyendo puentes que se extiende a kilómetros haciendo que el tipo de material a utilizar para su construcción evolucionara. Además, los mismos permiten sobrepasar accidente geográfico, ríos, vías férreas, entre otros.

A lo largo de los años los puentes se han convertido en factores fundamentales para el desarrollo tanto económico como social del país, esto se debe principalmente a que los mismo ayudan a la comunicación entre sectores; favoreciendo así al comercio, recreatividad.

El presente trabajo de titulación tiene como finalidad el diseño de ingeniería integral del puente de la calle Antonio Flor sobre el río el Chorro, el mismo que se encuentre ubicado en el cantón Girón; con el objetivo de diseñar una nueva estructura la misma que remplace a la existente ya que se está deteriorando poco a poco debido a la vida útil que este tiene. El diseño del puente vehicular mejorara la calidad de vida de los habitantes del cantón, así como la conectividad entre sectores disminuyendo tiempos de traslado; además de aumentar la economía del sector, cumpliendo con los parámetros de calidad y seguridad expuesto en la normativa vigente.

Motivación

La siguiente investigación fue escogida debido a que conocemos cuán importante son los puentes para los nexos de dos puntos claves; dichos nexos ayudaran en gran cantidad de factores como: la economía, relaciones personales, salud, entre otros, de una región determinada. Así mismo, los puentes son de gran ayuda para salvar accidentes geográficos que puedan presentarse en la zona. En varios puntos del país existen un gran número de puentes que ayudan al buen vivir de una cantidad significativa de personas, sin embargo, cuando estos no están en funcionamiento se observan diversos problemas que desnivelan la calidad de vida de los moradores de la localidad.

Luego de indagar por algún tiempo, conocimos los problemas por los que el cantón Girón está atravesando debido al mal estado de su puente, que sirve de nexo entre el centro cantonal de Girón con sectores como: Pambadel, San Vicente, Las Rosas; así como como con las comunidades de Masta Chica, Pucucari; favoreciendo el desarrollo del sector. Así mismo, el diseño de este puente ayudara en gran medida al expendio y fortalecimiento del desarrollo económico, productivo y social; así como, a aumentar su plusvalía. Reducirá tiempo de viaje lo que ayudará en gran medida al ahorro de combustible, tiempo y dinero.

Problemática

La interacción constante que los habitantes de los barrios Industrial y Héroes del Portete del cantón Girón generan con el puente de la calle Antonio Flor sobre el Río el Chorro produce varias deformaciones, esto provoca que se generen problemas en la estructura, como envejecimiento, desgaste de materiales, agotamiento, baches, entre otro.

Estos problemas antes mencionados ocasionan que las personas, en especial los pequeños productores, no puedan trasladarse a comercializar sus productos en el mismo cantón, así como en cantones vecinos, ya que el puente demuestra un evidente deterioro lo que genera temor al usarlo, provocando que la comunidad opte por tomar vías alternas que muchas de las veces se encuentran en malas condiciones.

Es evidente que al optar por un camino más largo se aumenta el tiempo de traslado, lo que provoca un incremento en el uso de combustible, generando una mayor inversión. El incremento de inversión es directamente proporcional al precio de los productos que comercializan, por ello al no tener facilidades de traslado por el Puente sobre el río El Chorro los productos son expendidos con un precio mayor.

Objetivos

Objetivo General

Realizar los estudios definitivos del Puente vehicular y sus accesos sobre el rio el Chorro, entre los barrios Industrial y Héroes del Portete del Cantón Girón, de la Provincia del Azuay.

Objetivo Especifico

- Detectar las condiciones actuales de la zona donde se ejecutará el proyecto, considerando su factibilidad, seguridad vial e incidencia en el mejoramiento en el estilo de vida de los habitantes.
- Elaborar los estudios de ingeniería en el punto de implantación del puente, como: el estudio de socavación y topográfico.
- Diseñar la subestructura y superestructura
- Realizar los documentos habilitantes para que la propuesta pueda ser gestionada.

Capítulo 1

1 Marco teórico y línea base

1.1 Definición de puente

Los puentes son obras de gran importancia para el desarrollo de un país, pues ayudan a la producción, al comercio; además los mismos ayudan a la integración de los pueblos y/o ciudades, entre otros. En la construcción de una carretera se presentan ciertos obstáculos que han de ser salvados por una estructura segura y económica, denominada puente. Los obstáculos que se pueden llegar a encontrar son: ríos, depresiones de terrenos, otras vías, etc.

La (Serquén M. I., 2016), define a un puente como una obra la misma que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía, además se dice que los puentes como una estructura la cual forma parte de caminos, líneas férreas y carreteras las cuales están constituidas por una depresión, río u obstáculos cualesquiera.

1.2 Clasificación de los puentes

Según la (Serquén M. I., 2016) los puentes se los puede clasificar:

- 1) Por su longitud:
 - a) Puentes mayores: Tienen las luces de vanos mayores a los 50 m.
 - b) Puentes menores: Sus luces se encuentran entre 10 y 50 m.
 - c) Alcantarillas: Sus luces son menores a 10 m.
- 2) Por el servicio que presta:
 - a) Puentes camioneros.
 - b) Puentes ferroviarios.
 - c) Puentes en pistas de aterrizaje.
 - d) Puentes acueductos.
 - e) Puentes para oleoductos.
 - f) Puentes basculantes.
 - g) Pasarelas o puentes peatonales.
 - h) Puentes mixtos.

- 3) Por el material del que se construye la superestructura:
 - a) Puente de madera.
 - b) Puente de mampostería de ladrillo.
 - c) Puentes de mampostería de piedra.
 - d) Puentes de hormigón ciclópeo.
 - e) Puentes de hormigón simple.
 - f) Puentes de hormigón armado.
 - g) Puentes de hormigón pretensado.
 - h) Puentes de sección mixta.
 - i) Puentes metálicos.
- 4) Según el nivel de circulación:
 - a) Circulación superior: El tablero se encuentra sobre la estructura.
 - b) Circulación inferior: El tablero se encuentra en la superficie que coincide con el elemento más bajo que compone la estructura portante principal.
 - c) Circulación intermedia: El tablero se encuentra en la superficie media a los elementos que componen la estructura portante principal.
- 5) Por los mecanismos de transmisión de cargas a la infraestructura.
 - a) Puentes de vigas.
 - b) Puentes aporricados.
 - c) Puentes de arco.
 - d) Puentes en volados sucesivos.
 - e) Puentes atirantados.
 - f) Puentes colgantes.
- 6) Por sus condiciones estadísticas:
 - a) Isostáticos:
 - i) Puentes simplemente apoyados
 - ii) Puentes continuos con articulaciones (Gerben).
 - iii) Puentes en arco (articulados).
 - b) Hiperestáticos:
 - i) Puentes continuos.
 - ii) Puentes en arco.

- iii) Puentes aporticados.
- c) Puentes isotrópicos o especiales.
- 7) Por el ángulo que forma el eje del puente con el paso inferior.
 - a) Puentes rectos: Ángulo de esviaje de 90° .
 - b) Puentes esviajados: Ángulo de esviaje menores a 90° .
 - c) Puentes curvos: Ángulo variable a lo largo del eje.
- 8) Por su duración:
 - a) Puentes definitivos: Son puentes diseñados para una vida útil de 75 años.
 - b) Puentes temporales o provisionales: Son puentes que se usan por un tiempo limitado y tienen una vida útil no mayor a 5 años.

1.3 Partes de la estructura del puente

(Serquén M. I., 2016), indica que los puentes se componen de las siguientes partes principales:

- Superestructura: La cual está compuesta por:
 - Tablero: El tablero está formado por: losa de concreto, enmaderado o piso metálico; los cuales descansan sobre las vigas principales en forma directa ó a través de viguetas transversales haciendo que el mismo sea el elemento que soporta directamente las cargas.
 - Estructura portante o estructura principal: Este es el elemento resistente principal del puente.
- Subestructura o Infraestructura: La misma está compuesta por:
 - Estribos: Estos son los apoyos extremos del puente los mismos que transmiten la carga de este al terreno; además sirve para sostener el relleno de los accesos del puente.
 - Pilares: Son los apoyos intermedios, los cuales reciben reacciones de dos tramos de puente transmitiendo la carga al terreno.
- Elementos intermedios y/o auxiliares: Son los elementos que sirven de unión entre la superestructura y subestructura, siendo los principales:
 - Dispositivos de apoyo.
 - Péndola.

- Rotulas.
- Vigas de rigidez.

1.4 Consideraciones y estudios para puentes

El tipo de estructura que se adoptará para el diseño de un puente dependerá de las siguientes consideraciones, además también de algunos estudios básicos los mismos que son importantes para definir parámetros para el diseño.

- **Consideraciones funcionales**

Dentro de las consideraciones funcionales se tiene que considerar la ubicación, alineación y el tipo de estructura, los cuales satisfagan los requisitos de tráfico sobre y bajo el puente.

- **Sobre el puente:** Se tiene que considerar el uso que se le va a dar a la estructura; ya sea un puente vehicular, ferroviario o peatonal. El uso que se le llegara a dar define: las cargas, los anchos y gálibos necesarios, así también el tipo de tablero que se requiere.

- **Bajo el puente:** Se debe considerar si el puente en estudio cruza un río, una depresión profunda, otra carretera o vía férrea. El mismo ayuda a determinar las luces, gálibos inferiores y el tipo de infraestructura y superestructura que va a tener.

- **Consideraciones de seguridad**

Para la realización del proyecto se tiene que tomar en cuenta la seguridad vial, estructural y además la seguridad que se debe tener en la etapa constructiva. se debe tener en cuenta los siguientes factores:

- Carga de diseño.
- Cargas extraordinarias.
- Anchos necesarios.
- Gálibos.
- Velocidad de diseño.
- Superficie de rodamiento.
- Peralte.
- Alineación horizontal y vertical.

- Nivel de rasante.
- Visibilidad.

- Consideraciones de la construcción

Es de suma importancia tener el total conocimiento de la manera en que se llevará a cabo la construcción, es decir todos los métodos y equipos que el constructor va a emplear para la ejecución del proyecto, así como, también la disponibilidad de los materiales e insumos necesarios.

Así mismo, se debe tener en cuenta los aspectos hidráulicos y topográficos que se tienen en la zona, puesto que, de aquello dependerá el tipo de subestructura y superestructura que se usará.

- Consideraciones de la económicas

El costo es uno de los aspectos más importantes a tomar en cuenta para el diseño de un puente, pues de esto dependerá la selección estructural, así como los materiales e insumos que se utilizaran. El costo contemplado será el inicial, así como el que se utilice para el mantenimiento.

En los puentes existen estructuras adicionales que traen consigo costos ya sea para su mantenimiento, reparación o defensa. Estos pueden ser estructuras para: la defensa contra choques, accidentes o erosión que el agua pueda causar al mismo, el costo de dichas estructuras dependerá de los materiales que se usen, así como, la tecnología y técnicas constructivas.

- Consideraciones estéticas

Para las consideraciones estéticas de los puentes no existen reglas propiamente dichas, más bien, existen reflexiones de carácter general que ayudaran a formar una armonía que vaya acorde al entorno; la principal a tomar en cuenta es: La forma.

La forma tiene una serie de propiedades, de las cuales las más importantes son:

1. El tamaño: este debe ser acorde al tamaño de las demás estructuras que se encuentren alrededor
2. El color: no siempre se puede escoger el color, pues el gris del pavimento ya viene de fábrica, sin embargo, si se debe escoger se

recomienda usar colores de tonalidades que no difieran con los planos ya existentes.

3. Continuidad: se debe evitar los cambios bruscos de geometría de los elementos, y de ser el caso se debe realizar cambios estéticos suaves que no afecten en gran medida al plano existente. Así mismo se debe evitar adornos y elementos estructurales innecesarios.

- Consideraciones de futuras ampliaciones

Se debe tener ciertas consideraciones cuando se requiera realizar un aumento de luz del puente o un incremento del ancho del tablero, estas son:

1. El tipo de estribos y su condición
2. Tipo de estructura y su condición.

Hay que tener presente que siempre existirán dificultades en cualquier ampliación que se quiera realizar.

1.5 Estudios básicos para puentes

(Gómez Díaz) en su libro Puentes, y (Torres C, 2013) en su libro Diseño de puentes, detallan 2 tipos de estudios:

1. Estudios de Campo
2. Estudios de gabinete

- Estudios de Campo

Estos, son todas las investigaciones que deben ejecutarse en el sitio donde se implantará el proyecto, con el fin de realizar un diseño de una estructura económica y con factibilidad constructiva.

- Estudios de gabinete

Se utilizan los datos encontrados en campo y en base a un análisis de las normas de diseño y cálculo estructural se materializan y cuantifican el proyecto.

Los estudios de campo más importantes son:

- Estudio topográfico

Este estudio se debe realizar en el sitio de implantación del proyecto, con el que se determinara, tanto planimétrica como altimétricamente, todos los accidentes topográficos de importancia para la implantación del puente.

Según (Gómez Díaz), los objetivos principales a desarrollar en los estudios topográficos de los puentes son:

- Escalas a utilizar (precisión).
- Representación técnica.
- Tipos de levantamientos.
- Trazado en la zona de cruce, que incluye planta, perfil longitudinal y sección transversal (características geométricas).
- Información técnica necesaria.

- Estudio hidrológico

Estos estudios consisten en determinar los caudales de agua que circulan por el perfil hidráulico, a una profundidad determinada, con el fin de determinar cualitativa y cuantitativamente la cantidad de agua superficial para el posterior diseño de las obras de fábrica y estructuras hidráulicas.

Para realizar el estudio hidrológico existen diversos métodos, tales como:

1. Método del hidrógrafo unitario
2. Métodos empíricos
 - a. Método de G.A. Alexeev.
 - b. Fórmula Racional.
 - c. Fórmula de Dicken.
 - d. Fórmula de Ryve.
 - e. Fórmula británica.

- Estudio hidráulico

Mediante estos estudios se evalúan una serie de parámetros que inciden en el diseño de la obra, estos parámetros son:

1. Nivel de Crecida de Diseño (NCD).
 2. Altura de remanso.
 3. Profundidad de socavación.
- Estudio de suelos

Es la investigación que se debe realizar en el sitio para definir las características del subsuelo y establecer los parámetros para un diseño económico y seguro de la cimentación. realizar este estudio depende de en qué medida sea posible la accesibilidad al sitio y puede ser ejecutado por tres métodos.

1. Excavación a cielo abierto
2. Perforaciones profundas
3. Geofísica

- Excavación a cielo abierto

Este método, a pesar de ser el más elemental, tiene ciertas condiciones para su realización, una de ellas es que el puente no tenga características complejas, es decir, que las cargas que se transmiten al suelo de cimentación no sean de gran magnitud.

Así mismo, el sitio en donde se vaya a realizar este procedimiento debe disponer de buenas características de cimentación, estos sitios pueden ser conglomerados rocosos o macizos rocosos (Torres C, 2013).

- Perforaciones profundas

Como su nombre lo indica, este método consiste en realizar, con ayuda de un equipo mecánico de perforación, excavaciones profundas, con el fin de obtener muestras representativas a diferentes profundidades con lo que se obtiene un conocimiento exacto de los estratos que conforman el suelo (Torres C, 2013).

- Geofísica

Este método ayuda a solventar las dificultades que se presenten por el transporte del equipo de perforación.

Consiste en generar una onda vibratoria en el sitio de implantación, cuya velocidad de propagación es medida con un aparato especial y basándose en este se define el tipo de material existente en el suelo (Torres C, 2013).

- Estudios de construcción

Para la realización de un puente es necesario realizar un análisis de las limitaciones constructivas que se tengan, para esto se debe tomar en cuenta algunas consideraciones que inciden en la constructibilidad (Gómez Díaz).

Los aspectos a considerar son:

1. Materiales

En este aspecto influye determinar que material estructural se concibió en el diseño. Si es hormigón, los elementos que se realicen de manera prefabricada, así como, los que se realicen en el lugar, deben garantizar los requerimientos del proyecto, esto se realizará valorando si los materiales existentes en la zona garantizan la calidad del hormigón a usar. Es importante tener en cuenta que la calidad del hormigón debe ser especificada en el proyecto teniendo en cuenta lo antes mencionado y no fijarla únicamente realizando el cálculo (Gómez Díaz).

2. Parámetros del equipo de izaje

Los equipos como grúas o armaduras de lanzamientos tienen ciertos parámetros técnicos que nos permiten definir: características de equipos, así como cantidades a usar de los elementos, su peso máximo, dimensiones y su altura (Gómez Díaz).

3. Transporte de los elementos prefabricados

Los elementos prefabricados pueden ser transportados por carretera o vías férreas, el equipo de transporte disponible condicionara las dimensiones y peso de los mismos, así como su acceso a obra (Gómez Díaz).

4. Calidad de la mano de obra

El tipo de mano de obra encauzara el proyecto, es así que, la contratación de mano de obra especializada permitirá en el proyecto la ejecución de cualquier tipo de técnica constructiva, sin embargo, con mano de obra no especializada, esto se verá disminuido, puesto que se deberá seguir las técnicas constructivas que se dominen en ese momento (Gómez Díaz).

1.6 Antecedentes

El presente estudio se encuentra ubicado en la calle Antonio Flor, sobre el río Chorro entre los barrios Industrial y Héroes del Portete del cantón Girón de la provincia del Azuay, entre las coordenadas UTM-WGS84: 706105.642 m E; 9650716.3397 m S, como se puede observar en la Ilustración 1.

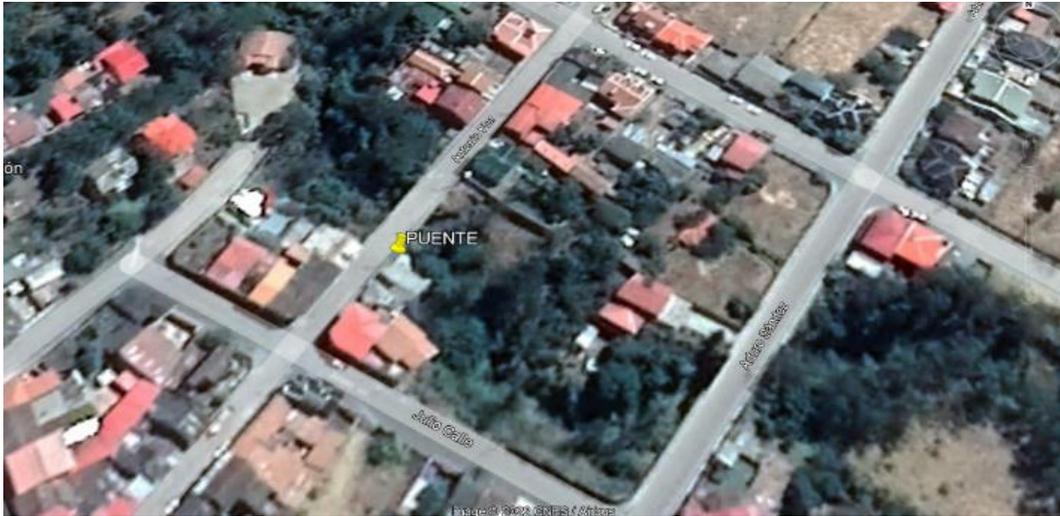


Ilustración 1 Ubicación del Proyecto

Fuente: Google Earth Pro, 2020 Google

El puente de la calle Antonio Flor, sobre el Río El Chorro, fue construido hace 40 años aproximadamente, ha sufrido daños severos por parte de la naturaleza, la edad de su construcción, así como por el uso frecuente que se le ha dado. Las intensas lluvias que se producen en la época de invierno durante los últimos años han provocado el arrastre de sedimentos hacia el río.

Por otra parte, estudios realizados por (Servicio Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias, 2022) indican que por la zona de estudio atraviesa una falla conocida como “La Falla Girón” la cual es de tipo desplazamiento con dirección NE–SW; también se indica que dentro de los registros históricos de eventos sísmicos se encontró un sismo a 2,5 km aproximadamente del puente, el mismo que tiene una magnitud de 4 Mw. Al tener un sismo de esa magnitud controlado por la falla Girón conlleva a que vuelva a ocurrir, provocando vibraciones en el puente y así originando fisuras, afectando a la durabilidad y funcionalidad de la estructura.

Cabe mencionar que el puente presenta un envejecimiento en la superestructura y subestructura, el mismo que es ocasionado principalmente por los años que tiene; además

ha recibido muy poco mantenimiento durante su vida útil lo cual ha producido su deterioro.

1.7 Estructuración del Puente

El puente de la calle Antonio Flor, tiene una longitud total de 13.4 m, con un ancho de calzada en la mitad de 8.97 m y un ancho de calzada en los extremos de 10.77m; de 7.64 m, veredas de 0.81 m en el tramo central y en los extremos posee veredas de 1.5 m.

1.8 Estado del Puente

Luego de la inspección realizada, se pudo observar que la superestructura del puente ubicado en la calle Antonio Flor sobre el río El Chorro, se encuentra en malas condiciones en lo que respecta a sus elementos estructurales, losas y diafragmas; ya que los mismos presentan fisuras.



Ilustración 2 Puente ubicado en la calle Antonio Flor sobre el río El Chorro

Fuente: Autores

La superficie de rodadura presenta trizaduras y falta de material asfáltico como se puede observar en la Ilustración 3. Las veredas y barandales se encuentran en malas condiciones ya que las mismas presentan fisuras como se puede observar en la Ilustración 4 e Ilustración 5 respectivamente.



Ilustración 3 Superficie de Rodadura

Fuente: Autores



Ilustración 4 Barandales

Fuente: Autores



Ilustración 5 Veredas

Fuente: Autores

Se pudo observar que las juntas de dilatación han sido ocupadas por material de asfalto, presentando además agrietamientos como se puede observar en la Ilustración 6 y que en ciertos lugares del tablero ya no dispone de juntas de dilatación que son de vital importancia, ya que su objetivo es absorber movimientos horizontales producto de sismos, viento, tráfico, retracción de hormigón, etc; los mismos provocan escurrimientos ocasionando humedad. En los apoyos se evidencia la presencia de agrietamientos como se puede observar en la Ilustración 7.



Ilustración 6 Junta de Dilatación

Fuente: Autores



Ilustración 7 Agrietamiento

Fuente: Autores

Se pudo observar también la existencia de moho y musgos en los estribos del puente los cual ocasiona problemas en el hormigón, esto se debe a que estas plantas mantienen húmeda la superficie de la estructura como se puede observar en la Ilustración 8.



Ilustración 8 Moho y musgos

Fuente: Autores

En lo que se refiere a la subestructura, se pueden apreciar elementos en mal estado, además se observa un leve socavamiento el mismo que ha sido rellenado con piedras para evitar el hundimiento y el ingreso de agua por el mismo cómo se puede apreciar en la Ilustración 9.



Ilustración 9 Socavación

Fuente: Autores

El puente no tiene una alineación con las viviendas existentes, es decir no está en línea de fabrica como se puede observar en la Ilustración 10; las matrices de agua potable y alcantarillado están siendo conducidas por los costados del puente como se puede apreciar en la Ilustración 11.



Ilustración 10 Puente construido fuera de línea de fabrica

Fuente: Autores



Ilustración 11 Matriz de Agua Potable

Fuente: Autores

Capítulo 2

2 Metodología

2.1 Método

La metodología que se llevó a cabo para la ejecución de este proyecto se puede observar en la Ilustración 12. A este método se lo conoce como el método analítico, el mismo que se divide en tres etapas las cuales se explicaran a continuación:

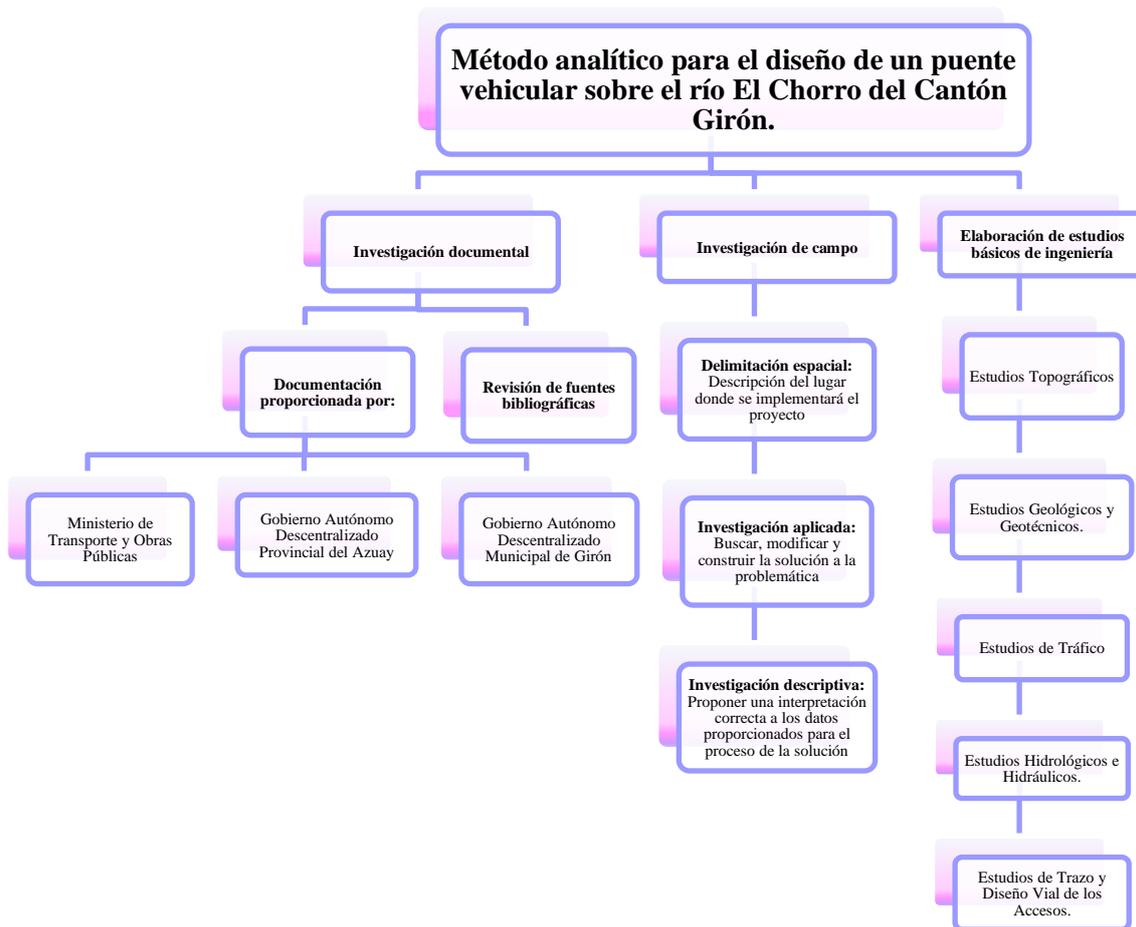


Ilustración 12 Método Analítico para el Diseño de un Puente Vehicular sobre el Río El Chorro del Cantón Girón

Fuente: Autores

2.1.1 Primera etapa: Investigación Documental

En la primera etapa del trabajo de titulación se realizó una investigación y búsqueda de información relacionadas al diseño de puentes vehiculares tanto a nivel

nacional como internacional. Además, se investigó la normativa existente en el país tales como: manuales, guías y otros documentos; en las cuales se incluyen las normas: ISO 9001-2015 la misma que hace referencia al sistema de gestión de calidad y AASHTO LRFD. Así también se obtuvieron documentos los mismos que fueron proporcionados por:

- Ministerio de Transporte y Obras Públicas: Se proporcionó información vial del cantón Girón.
- Gobierno Autónomo Descentralizado Provincial del Azuay: Se proporcionó la jerarquización vial.
- Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Girón: Se proporcionó el Plan de Movilidad, Plan de Ordenamiento Urbano, estudios relacionados al tema, PDOT Y PUGS.

2.1.2 Segunda etapa: Investigación de campo

En la segunda etapa del proyecto se procedió a realizar una investigación de campo la misma que consta de una delimitación espacial y una investigación aplicada.

2.1.2.1 Delimitación Espacial

El proyecto a llevar a cabo se lo desarrollara en el cantón Girón entre los barrios Industrial y Héroes del Portete; sector que se caracteriza por poseer un tipo de suelo molisol (GAD MUNICIPAL de Giron, 2021) el mismo que caracteriza por ser un suelo medianamente o bien desarrollado. Este tipo de suelo aparece con más frecuencia bajo una vegetación natural de pastos, a una altura de 3800 m.s.n.m. Cabe mencionar que la misma tiene una red vial urbana con características particulares; además predominan redes en estado regular y malo.

En la zona donde se implantará el puente se encuentra actualmente localizado otro puente el mismo que se encuentra en mal estado en lo que respecta en los elementos estructurales como se mencionó con anterioridad en el Capítulo 1, literal 1.8.

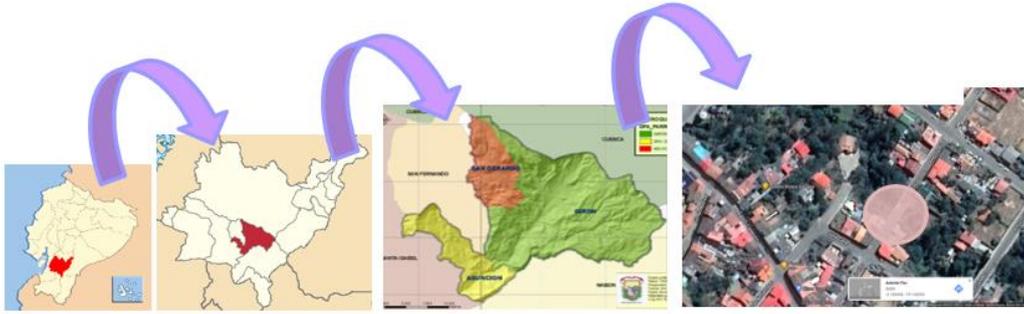


Ilustración 13 Área de Estudio (PDOT Y PUGS)

Fuente: Municipio de Girón

2.1.2.2 Investigación Aplicada

Después de haber analizado y dialogado con profesionales afines al tema tanto del GAD Municipal, así como profesionales de la Universidad del Azuay se llegó a la conclusión de que lo más factible es destruir el puente actual ya que el mismo se encuentra en mal estado afectando a los moradores del cantón.

2.1.3 Tercera etapa: Elaboración de Estudios Básicos de Ingeniería

Los estudios básicos de ingeniería se los desarrolla de forma previa al diseño final del puente con el objetivo de contar con la información básica sobre las características del sitio en el que se desarrollara el proyecto, dentro de los estudios se encuentran los siguientes:

2.1.3.1 Estudios Topográficos:

Previo a la determinación de los aspectos estructurales y de cimentación que se requieren para el análisis del puente se debe definir completamente la geometría del mismo, tanto en alineamiento horizontal como vertical por lo que es necesario realizar un levantamiento topográfico. Los resultados de estos estudios proporcionan información base para realizar los estudios tanto geológicos/ geotécnicos, así como para los estudios hidrológicos/ hidráulicos.

2.1.3.1.1 Objetivos y Alcances

- Implantar puntos geométricos para el levantamiento topográfico.

- Realizar el levantamiento topográfico con equipo topográfico (estación total y rtk).
- Realizar el levantamiento taquimétrico del área delimitada.
- Realizar la batimetría.
- Localizar infraestructuras u objetos cercanos al puente.
- Diseñar el modelo del terreno levantado.
- Considerar las curvas de nivel con intervalos no mayores a un metro.

2.1.3.1.2 Información Base

○ Topografía

Para realizar el levantamiento topográfico del área en la cual se implantará el puente se utilizó una estación total Nikon XF y un rtk. Con lo cual se levantó un aproximado de 1200 puntos los mismos que permitieron generar la topografía y curvas de nivel respectivas.

Se realizó el levantamiento de todos los elementos existentes en el área de estudio, así como: vías, veredas, barandales, viviendas o terrenos, puente existente y la profundidad del río. Para determinar las cotas de todos los puntos que fueron levantados se partió de una lectura con GPS- EXTREX GARMOIN en un punto con una referencia fija (clavo), lo cual ayudo a determinar la cota de partida 2092.477 m.s.n.m (cota del punto BS-REAL).

Para procesar los datos se utilizó la herramienta AutoCAD Civil 3D la cual permite trabajar con una cantidad considerable de datos de campo, además de realizar modelación de terrenos y curvas de nivel. El área levantada alcanza los 21328.97 metros cuadrados en el cual están localizados todos los elementos necesarios para el diseño del puente vehicular de la calle Antonio Flor sobre el río El Chorro del cantón Girón.



Ilustración 14 Rio Aguas Abajo del Puente sobre la Calle Antonio Flor

Fuente: Autores



Ilustración 15 Rio Aguas Arriba del Puente sobre la Calle Antonio Flor

Fuente: Autores

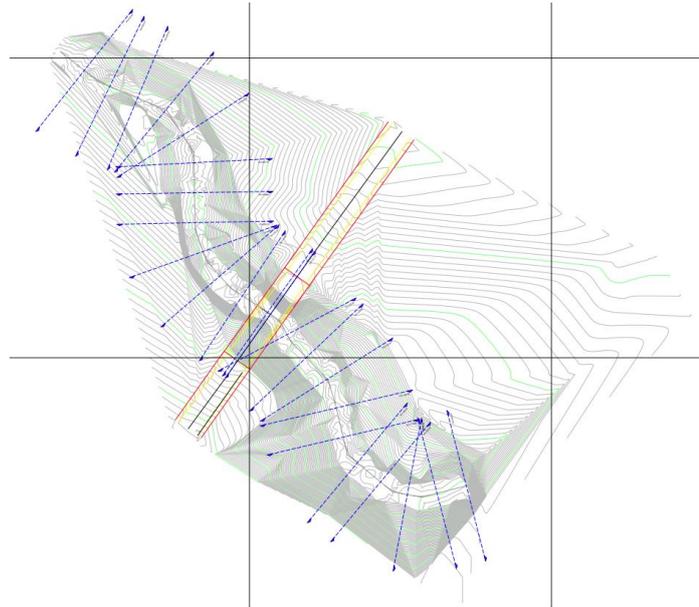


Ilustración 16 Esquema del Levantamiento Topográfico del Puente Sobre la Calle Antonio Flor

Fuente: Autores

○ **Puntos de Control**

Los puntos de control para el replanteo se los puede observar en la Tabla 1.

Tabla 1 Puntos de Control para Replanteo

Coordenadas para Replanteo				
Coordenadas UTM – WGS84				
ID	ESTE	NORTE	COTA	DETALLE
3	706098.971	9650696.87	2092.477	BS – REAL

Fuente: Autores

2.1.3.1.3 Conclusiones y Recomendaciones

Después de haber realizado el estudio topográfico del puente de la calle Antonio Flor sobre el Río El Chorro se puede decir que el área de influencia del mismo es de 21328.97 m³ río arriba y debajo de la ubicación actual del puente.

2.1.3.2 Estudios Geológicos y Geotécnicos

Para la realización de los estudios geológicos y geotécnicos se tomará como referencia el estudio desarrollado por la Universidad del Azuay en mayo del 2022; el

mismo que fue realizado con la finalidad de elaborar el proyecto “Diseño Integral de Ingeniería del Puente sobre el Río el Chorro, Cantón Girón, Provincia del Azuay”.

Esta decisión fue tomada debido a que el lugar en el que se colocará el puente sobre la calle Antonio Flor se encuentra a 100 metros de distancia del área en donde se realizaron los estudios, razón por la cual las características del suelo se conservarían; cabe mencionar que esta decisión se tomó en base a diálogos que se mantuvieron con profesionales afines al tema pertenecientes tanto al GAD Municipal de Girón, así como de la Universidad del Azuay y los profesionales que realizaron el estudio.

2.1.3.2.1 Objetivos y Alcances

- Proporcionar en conjunto a los estudios Hidrológicos e Hidráulicos la profundidad de cimentación de los estribos.
- Determinar la profundidad física y mecánica del suelo.
- Determinar la capacidad de la carga del mismo.
- Realizar un levantamiento geotécnico.

2.1.3.2.2 Estudio Geológico

El IERSE de la Universidad del Azuay ha generado estudios sobre diversas formaciones que se pueden llegar a encontrar en la provincia del Azuay, para lo cual se ha usado el software ArcGIS el mismo que ayuda a determinar la información relevante para el estudio geológico.

○ Formación

En la Ilustración 17 e Ilustración 18 se puede observar el mapa del Cantón Cuenca con la respectiva ubicación del puente sobre el Rio El Chorro; además en el mismo se observan las diferentes formaciones que conforman el Cantón Girón.

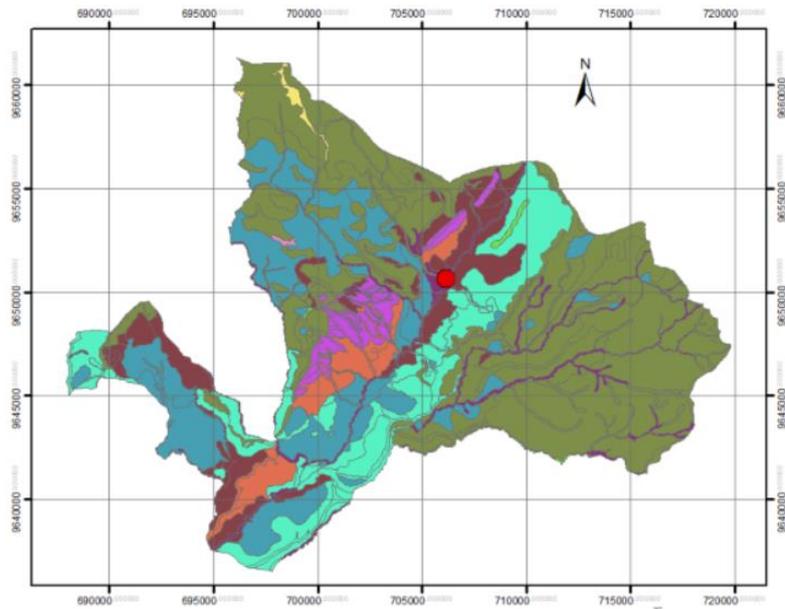


Ilustración 17 Mapa de Formaciones del Cantón Girón

Fuente: IERSE- Universidad del Azuay



Ilustración 18 Ubicación del Puente sobre el Río El Chorro

Fuente: IERSE - Universidad del Azuay

Cabe mencionar que los depósitos aluviales se caracterizan por ser materiales transformados por los ríos y depositados, los mismos que se distribuyen en forma de capa mineral sedimentada y son anisótropos. Los elementos que lo componen son: arena, arcilla limos, cantos, bloques (conglomerados).

○ **Litología**

La litología proporcionada de acuerdo al estudio muestra la presencia de arenas, limos cantos y bloques de tamaños variables, con formas que van desde angulosas hasta redondas. El suelo estudiado es anisotrópico y se caracteriza por poseer una continuidad lateral irregular.

2.1.3.2.3 Estudio Geotécnico

○ **Alcances y Ubicación el Estudio Geotécnico**

Para poder alcanzar los objetivos antes mencionados se deben considerar los siguientes aspectos:

- Ejecución de dos sondeos de exploración directa.
- Caracterización geotécnica del lugar de estudio evaluando la historia en el subsuelo.

En la Ilustración 19 se puede observar la ubicación de la toma de muestras realizada.

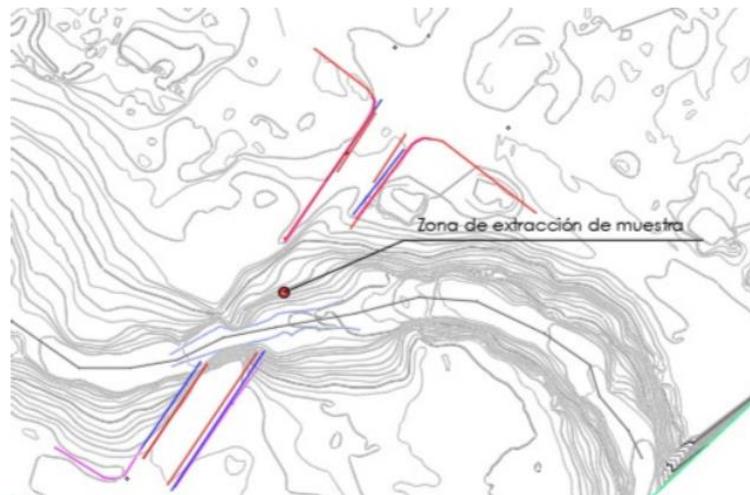


Ilustración 19 Ubicación de la Toma de Muestras

Fuente: Universidad del Azuay - Facultad de Ciencia y Tecnología

○ **Trabajo de campo/ exploración geotécnica**

En el informe realizado por la Universidad del Azuay se indica que para los estudios se realizaron perforaciones para la toma de muestras a diferentes profundidades en los posibles sitios de apoyo de los estribos del puente en estudio, cabe mencionar que se tomaron muestras a una profundidad de 10 m en el lado izquierdo del Rio El Chorro.

A las muestras tomadas se les realizo ensayos de granulometría, plasticidad y densidad especificada; los resultados se los puedo observar en la Tabla 2.

Tabla 2 Resumen de Clasificación de Suelos

Granulometría	% promedio
Gravas	16%
Arenas	65%
Finos	19%
Límites de consistencia	% promedio
Limite liquido	34%
Limite plástico	24%
Índice de plasticidad	10%
Humedad Natural	27%

Fuente: Universidad del Azuay – Escuela de Ingeniería Civil

De acuerdo a los ensayos de granulometría y plasticidad realizados para la clasificación por el Sistema Unificado de Clasificación, SUCS, de Casagrande, con la Norma de la ASTM de 1998 similar al INEN utilizado en Ecuador, dio como resultado un suelo tipo SM también conocido como Arena Limosa con Grava.

Cabe mencionar que con los estudios de suelo se obtuvo el ensayo granulométrico el mismo que se puede observar en la Tabla 3, posteriormente se procedió a realizar el diseño de la curva granulométrica en donde “x” corresponde a la abertura del tamiz (mm) y “y” corresponde al porcentaje que pasa el tamiz, con el fin de obtener D10 y D50 como se puede absortar en la Ilustración 20 e Ilustración 21 respectivamente.

Tabla 3 Ensayo Análisis Granulométrico

Tamiz		Peso Relativo Parcial (g)	Peso Retenido Acumulado (g)	%Retenido Acumulado	%Acumulado que Pasa
No	mm				
3"	76.2	0	0	0	100
2 ½"	63.5	67	67	2.4	97.6
2"	50.8	90	157	5.6	94.4
1 ½"	38.1	123	280	10	90
1"	25.4	78	358	12.8	87.2
¾"	19.05	98	456	16.3	83.7
½"	12.7	56	512	18.3	81.7
3/8"	9.525	987	1499	53.5	46.5
No. - 4	4.76	456	1955	69.8	30.2

No. - 8	2.38	78	78	74.5	25.5
No. - 10	2	8	86	75	25
No. - 30	0.59	12	98	75.7	24.3
No. - 40	0.42	56	154	79.1	20.9
No. - 50	0.297	78	232	83.8	16.2
No. - 80	0.177	44	276	86.5	13.5
No. - 100	0.149	78	354	91.2	8.8
No. - 200	0.076	8	362	91.7	8.3
<No. - 200	0	138	138	8.3	
Peso Total de la Muestra			2800	Cuarteo	
				Peso Total Antes del Lavado	500
				Peso Total Después del Lavado	362

Fuente: Universidad del Azuay – Escuela de Ingeniería Civil

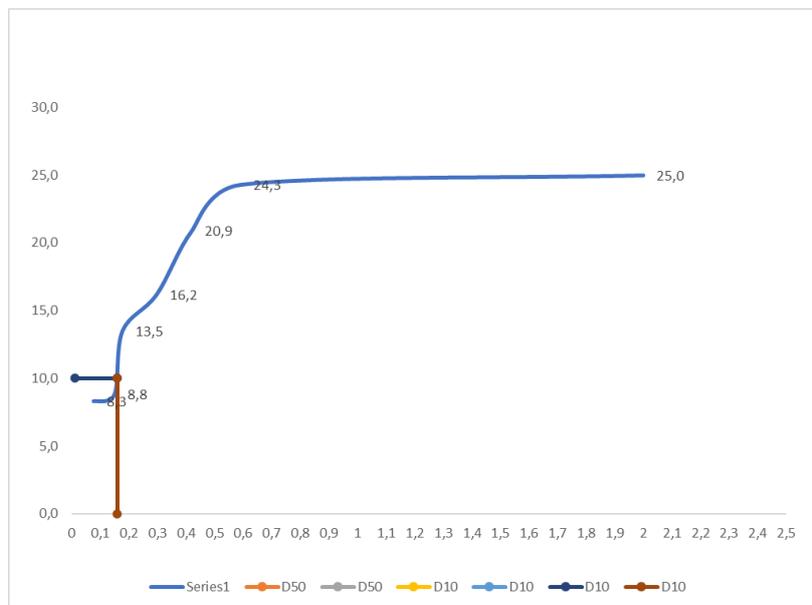


Ilustración 20 Curva Granulométrica D10

Fuente: Autores

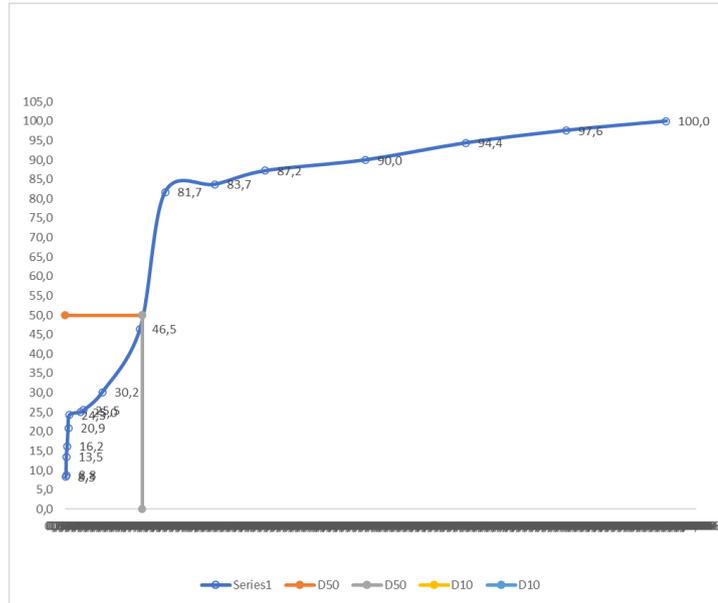


Ilustración 21 Curva Granulométrica D50

Fuente: Autores

Para el cálculo de D10 y D50 se procedió a utilizar la Ecuación 1 dando como resultados 0.16 y 9.94 respectivamente.

Ecuación 1 Calculo de Dx

Fuente: (Zamora, 2016)

$$Dx = \frac{D2 - D1}{LOG\%2 - LOG\%1} * (LOG\%x - LOG\%1) + D1$$

Ya que era imposible la toma de muestras “inalteradas” a la profundidad que se pretende cimentar, se procedió a cribar la muestra de suelo por el tamiz No 10 (2 mm de apertura) para compactar con humedades y densidades similares a las existentes en el suelo natural en la cota de excavación.

La muestra “remoldeada” realizada en el ensayo Proctor Estándar con la humedad natural promedio del 15% y la densidad húmeda promedio 1690 kg/ m³.

Del cilindro compactado con dicha humedad y densidad húmeda se extrajeron 3 anillos cuadrados para realizar ensayos y así obtener resultados de los parámetros de resistencia a cortante del suelo, C y ϕ , los cuales pueden considerarse como representación del suelo natural inalterado a una profundidad de 10 m, además sirve para su uso en el cálculo de la capacidad portante del suelo natural sobre el que se apoyaran los estribos del puente.

Tabla 4 Corte Directo - Características de la Muestra

#	Altura	Lado A	Lado B	Área	Volumen	Masa molde	Masa molde + Muestra húmeda	Masa húmeda muestra húmeda	Densidad Húmeda
	cm	cm	Cm	cm ²	cm ³	gr	gr	gr	kgm/m ³
1	2.01	6	6	36	72.3	145.22	267.4	122.18	1690
2	2.01	6	6	36	72.3	145.22	267.4	122.18	1690
3	2.01	6	6	36	72.3	145.22	267.4	122.18	1690

Fuente: Universidad del Azuay – Escuela de Ingeniería Civil

Tabla 5 Resultados de Corte Directo

Humedad	Humedad Natural Promedio	Densidad Húmeda Promedio	Gravedad Especifica	Densidad Seca Promedio
%	%	kgm/m ³		kgm/m ³
15	15	1690	2.665	1469

Fuente: Universidad del Azuay – Escuela de Ingeniería Civil

○ **Capacidad de Carga del Suelo**

$$\omega = 15\%$$

$$\gamma_f = 19.22 \text{ KN/m}^3$$

$$D_f = 3 \text{ m}$$

$$B = 1 \text{ m}$$

Parámetros de Resistencia Cortante (asumido de tablas) $\rightarrow c=34 \text{ KPa}$ y $\phi=17^\circ$

Donde:

$\omega \rightarrow$ Humedad Natural

$\gamma_f \rightarrow$ Peso Específico Húmedo

$D_f \rightarrow$ Profundidad de Cimentación

Terzaghi indica que para cimentaciones que exhiben fallas locales por cortante en suelo y cimentación corrida se utiliza como capacidad de carga ultima la siguiente:

Ecuación 2 Falla General por Cortante y Cimentación Corrida

Fuente: (Das, 2011)

$$q_{ult} = \frac{2}{3} * c * N'_c + q * N'_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N'_\gamma$$

Donde:

$q_{ult} \rightarrow$ Carga Ultima

$c \rightarrow$ Cohesión del Suelo

$B \rightarrow$ Ancho de Cimentación

$q \rightarrow \gamma_f * D_f$

$N'_c, N'_q, N'_\gamma \rightarrow$ factores de carga modificados

Para el cálculo de la carga última se utilizó un $\phi = 17^\circ$ con factores de carga modificados los mismos que se pueden observar en la Tabla 6 respectivamente.

Tabla 6 Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi

ϕ' (grad)	N_c	N_q	N'_γ	ϕ' (grad)	N_c	N_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: (Das, 2011)

Por lo que la capacidad de carga ultima es:

$$q_{ult} = \frac{2}{3} * 34 \text{ KPa} * 14.6 + \left(19.22 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 3\text{m} \right) * 5.45 + \frac{1}{2} * 19.22 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 1\text{m} * 2.18$$

$$q_{ult} = 666.13 \text{ KPa}$$

Considerando un factor de seguridad de 3 se tiene una capacidad portante o carga admisible del suelo de cimentación de:

Ecuación 3 Capacidad de Carga Permisible

Fuente: (Das, 2011)

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

Donde:

FS → Factor de Seguridad

$$q_{adm} = \frac{666.13 \text{ KPa}}{3}$$

$$q_{adm} = 222.043 \text{ KPa} = 2.22 \text{ kgf/cm}^2$$

2.1.3.2.4 Conclusiones y Recomendaciones

- Desde el punto de vista geotécnico se recomienda cimentar 10 metros bajo el nivel de la vía para los estribos.
- Se pueden garantizar valores de capacidad portante o carga admisible mayor que $q_{adm} = 2.22 \text{ kgf/cm}^2$ para los estribos del Puente de la Calle Antonio Flor sobre el Rio El Chorro.

2.1.3.3 Estudio de Trafico

Después de haber analizado el puente se tomó la decisión de realizar el emplazamiento de la nueva estructura respetando el eje de la vía, esto se debe a que el puente forma parte de la red vial existente.

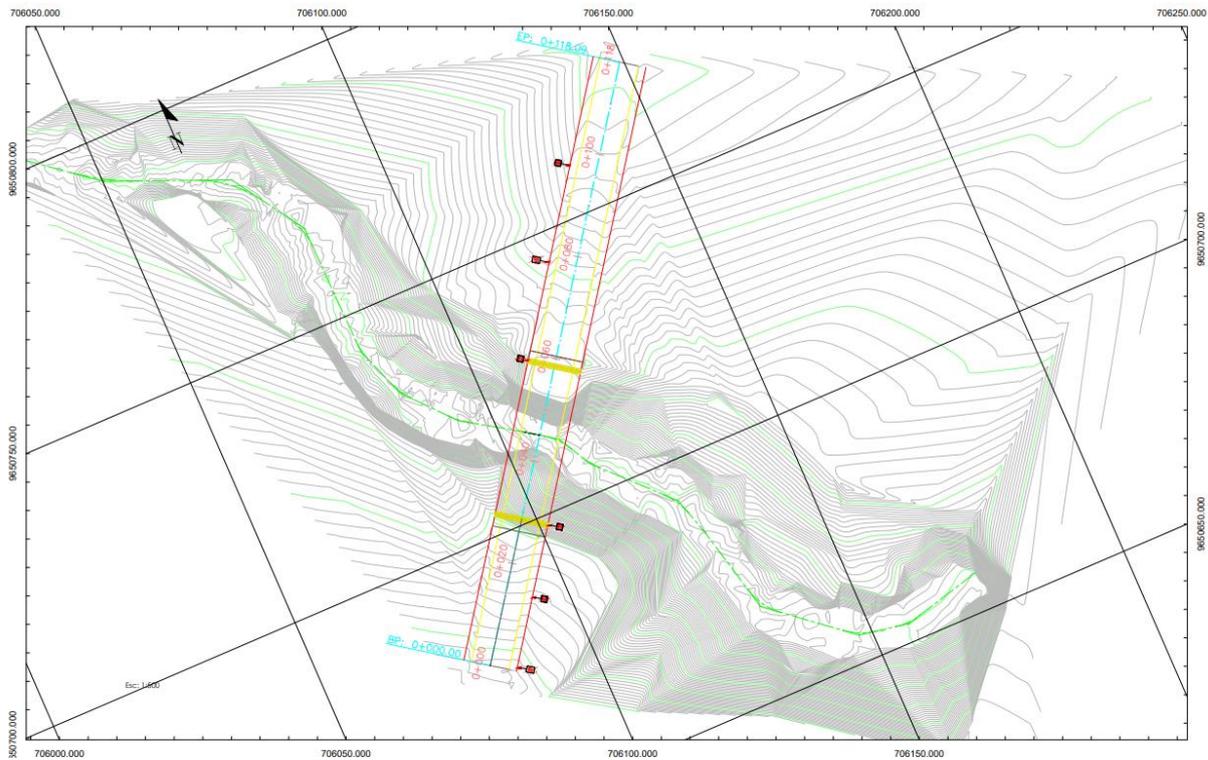


Ilustración 22 Emplazamiento del Puente Propuesto sobre el Rio El Chorro

Fuente: Autores

2.1.3.3.1 Objetivos y Alcances

- Desarrollar el diseño geométrico vial de los accesos del puente de la Calle Antonio Flor sobre el Rio El Chorro.
- Diseñar el alineamiento horizontal y vertical del eje del puente.
- Desarrollar el diseño de señalización vertical a lo largo del eje de la vía.

2.1.3.3.2 Diseño Geométrico Vial

2.1.3.3.2.1 Tipo de Carretera

En Ecuador la (MOP, 2003) clasifica las vías en función del volumen de tráfico proyectado para el año final de diseño y el número de calzadas requeridas como se observa en la Tabla 7. A las vías que unen el Puente de la Calle Antonio Flor sobre el Rio el Chorro se las clasifica como Corredor Arterial Clase I, ya que la misma es de dos carriles haciendo que los vehículos circulen en ambos sentidos; además cuenta con espaldones a cada lado.

Tabla 7 Clasificación de Carreteras en Función del Trafico Proyectado

Función	Clases de Carretera (Según MOP)	TPDA
Corredor Arterial	R1 – RII	> 8000
	I	3000 – 8000
Colector	II	1000 – 3000
	III	300 – 1000
Vecinal	IV	100 – 300
	V	< 100

Notas:

- De acuerdo al nivel de servicio aceptable al final de la vida útil
 - R1 – RII – Autopistas

Fuente: (MOP, 2003)

2.1.3.3.2 Vehículo de Diseño

Para el proyecto se tomó como vehículo de diseño un camión pequeño de diseño como se puede observar en la Ilustración 23, además en la Tabla 8 se observan las características del vehículo de diseño antes mencionado.

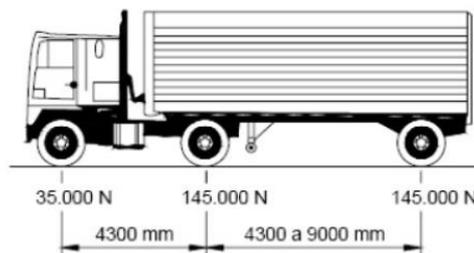


Ilustración 23 HL 93

Fuente: (AASHTO, 2001)

Tabla 8 Características del Vehículo de Diseño

Vehículo de Diseño	Ancho (m)	Largo (m)
HL 93	1.80	13.3

Fuente: (AASHTO, 2001)

2.1.3.3.2.3 Velocidad de Diseño

La (MOP, 2003) indica que la velocidad de diseño se elige en función de las condiciones físicas y topográficas que tiene el terreno; así como del volumen de tránsito. Cabe mencionar que la velocidad de diseño se debe realizar en el tramo de carretera más desfavorable, con una longitud mínima la cual se encuentra entre los 5 y 10 kilómetros.

En Tabla 9 se pueden observar las velocidades de diseño que se recomiendan según la (MOP, 2003).

Ya que la vía en la que se encuentra el proyecto corresponde a un Corredor Arterial Clase I la velocidad de diseño recomendada de la misma es de 80 km/h.

Tabla 9 Velocidad de Diseño (km/h)

Permisible en Tramos Difíciles				
Categoría de la Vía		TPDA Esperado	Relieve Montañoso	
			Recomendada	Absoluta
R1 o RII (Tipo)		>8000	90	90
I	Todos	3000 – 8000	80	60
II	Todos	1000 - 3000	70	50
III	Todos	300 – 1000	60	40
IV	Tipo (5, 5E, 6 y 7)	100 – 300	50	25
V	4 y 4E	<100	40	25
<p>Nota:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Los valores recomendados se utilizan cuando el TPDA es cercano al límite superior de la respectiva categoría de la vía. – Los valores absolutos se utilizan cuando el TPDA es cercano al límite inferior de la respectiva cartografía vial. 				

Fuente: (MOP, 2003)

2.1.3.3.2.4 Sección Transversal

El ancho de la sección transversal está constituido por: pavimento, espaldones y cunetas. La (MOP, 2003) indica los valores de diseño para el ancho del pavimento en función de los volúmenes de tráfico, los mismos que se pueden observar en la Tabla 10.

Para Corredores Arteriales Clase I se recomienda un ancho mínimo de cazada de 7.30 m para dos carriles.

Tabla 10 Ancho de la Calzada (m)

Categoría de la Vía	TPDA Esperado	Recomendable	Absoluto
R1 o RII	>8000	7.30	7.30
I	3000 – 8000	7.30	7.30
II	1000 – 3000	7.30	6.50
III	300 – 1000	6.70	6
IV	100 – 300	6	6
V	<300	4	4

Fuente: (MOP, 2003)

En la Tabla 11 se puede observar el ancho de espaldones en relación con el tipo de carretera, el mismo que fue recomendado por la (MOP, 2003). Para este estudio la norma considera un espaldón de 2 m de ancho.

Tabla 11 Valores de Diseño para el Ancho de Espaldones

Categoría de la Vía	TPDA Esperado	Recomendable			Absoluta		
		L	O	M	L	O	M
		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
R1 o RII	>8000	3 *	3*	2.5*	3	3*	2*
I	3000 – 8000	2.5*	2.5*	2*	2.5**	2**	1.5**
II	1000 – 3000	2.5*	2.5*	1.5*	2.5	2	1.5
III	300 – 1000	2**	1.5**	1*	1.5	1	0.5
IV	100 – 300	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
V	<100	No se considera el espaldón					

Donde:

L→ Terreno llano

O→ Terreno ondulado

M→ Terreno montañoso

*La cifra en paréntesis es la medida del espaldón interior de cada calzada y la otra es para el espaldón exterior (los dos espaldones se pavimentan con concreto asfáltico).

** Se recomienda que el espaldón se pavimente con el mismo material de la capa de rodadura.

Fuente: (MOP, 2003)

Para el diseño transversal es importante tomar en cuenta la pendiente de la calzada y así poder facilitar la evacuación de aguas lluvias, por lo que la (MOP, 2003) de acuerdo al tipo de rodadura indica que el bombeo puede variar entre 1.5 a 2 % ya que es considerado un Corredor Arterial Clase 1.

Tabla 12 Clasificación de la Superficie de Rodadura

Categoría de la Vía	TPDA Esperado	Tipo de Superficie	Gradiente Transversal
R1 o R11	>8000	Alto grado estructural (concreto asfáltico u hormigón)	1.5 – 2%
I	3000 – 8000	Alto grado estructural (concreto asfáltico u hormigón)	1.5 – 2%
II	1000 – 3000	Grado estructural intermedio	2%
III	300 – 1000	Bajo grado estructural (doble tratamiento superficial bituminoso D.T.S.B)	2%
IV	100 – 300	Grava o D.T.S. B	2.5 – 4% *
V	<300	Grava, empedrado, tierra	4%

Nota:

*Para caminos vecinales tipo 5 y 5E

Fuente: (MOP, 2003)

Para el diseño del puente se consideran dos tipos de secciones transversales; una de ellas es para los tramos de entrada y salida de la vía del puente propuesto y la segunda hace referencia al tablero del puente, las mismas que se pueden observar en la Ilustración 24 e Ilustración 25 respectivamente.

Las secciones planteadas tienen un ancho de carril de 3.65 m haciendo que un camión pequeño **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** pueda circular sin invadir las cunetas; ya que el mismo necesita 0.3 m a cada lado como sobre ancho para cubrir el desfase de recorrido de las ruedas posteriores. La vereda tiene un ancho de 1.47 m como se puede observar en la Ilustración 25.

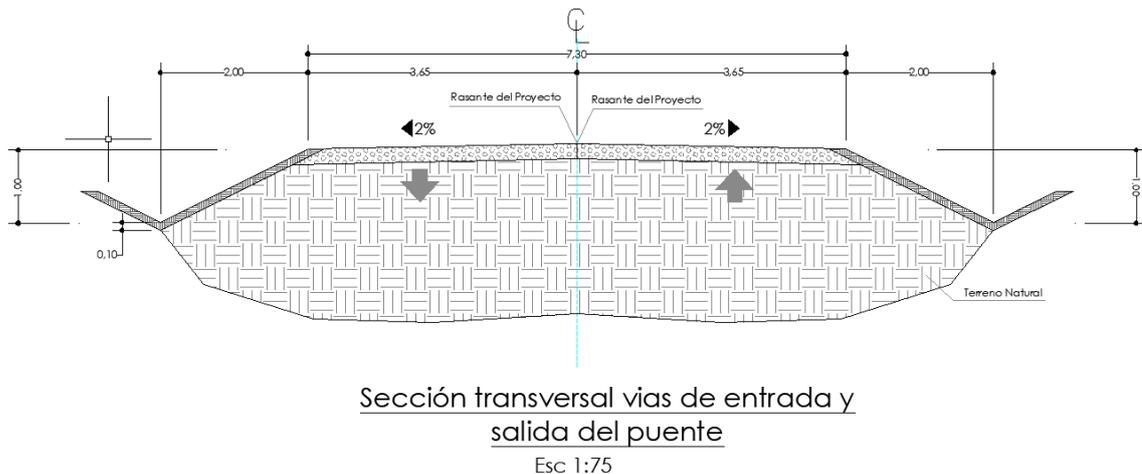


Ilustración 24 Sección Transversal para Entrada y Salida del Puente

Fuente: Autores

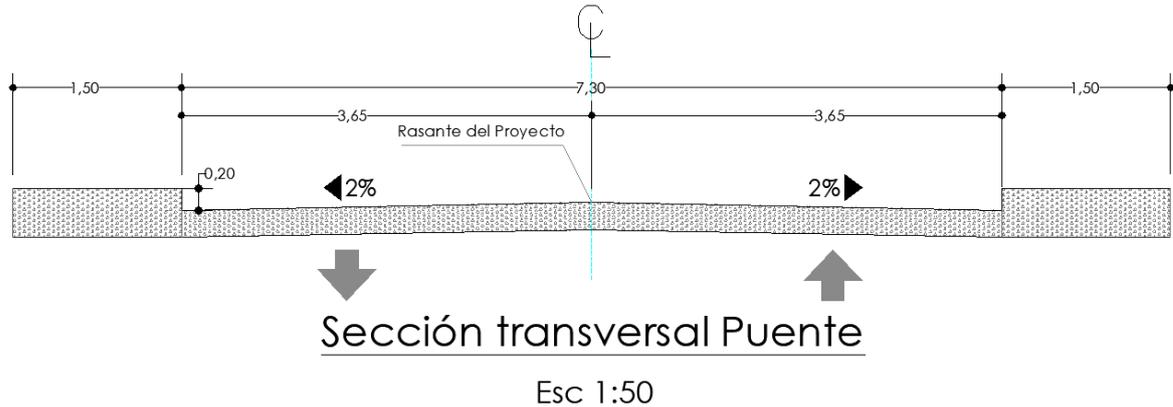


Ilustración 25 Sección Transversal para el Tablero del Puente

Fuente: Autores

2.1.3.3.2.5 Alineamiento Horizontal

Para brindar seguridad a los conductores la (NEVI-12, 2013) ha implementado factores límites en el método de diseño de la alineación horizontal tales como: radio mínimo de curva, peralte máximo, factores de fricción y longitudes de transición mínima las cuales se utilizan cuando se pasa de tramo recto a curva horizontal o vertical.

La (MOP, 2003) relaciona todos estos factores en la ecuación del radio de curvatura horizontal y curva de circulación, las mismas que se puede observar en la Ecuación 4 y Ecuación 5 respectivamente.

Ecuación 4 Radio de Curvatura Horizontal

Fuente: (MOP, 2003)

$$R = \frac{V^2}{127 * (e + f)}$$

Donde:

R → Radio Mínimo de Curva Horizontal (m).

V → Velocidad de Diseño (km/h).

e → Peralte de la Curva (m/m) (ancho de la calzada).

f → Coeficiente de Fricción Lateral.

*Ecuación 5 Grado de Curvatura**Fuente: (MOP, 2003)*

$$G_c = \frac{1145.92}{R}$$

Donde:

$G_c \rightarrow$ Grado de Curvatura.

$R \rightarrow$ Radio Mínimo de Curva Horizontal (m).

La (AASHTO, 2001) indica que los factores de fricción varían de acuerdo al tipo de carretera y su velocidad de diseño, los cuales para carreteras rurales y urbanas con velocidades entre 30 – 110 km/h tienen un factor de fricción de 0.7 – 0.1 y para carreteras con velocidades entre 30 – 70 km/h tienen un factor de fricción de 0.3 – 0.16.

Cabe mencionar que la (MOP, 2003) indica que para Corredores Arteriales Clase I con velocidad de diseño de 60 km/h, capa de rodadura asfáltica de concreto o empedradas tienen un peralte máximo de 10% y un radio mínimo de curvatura horizontal de 15 m.

Para el presente proyecto se diseñó una alineación horizontal como se puede observar en la Ilustración 26.

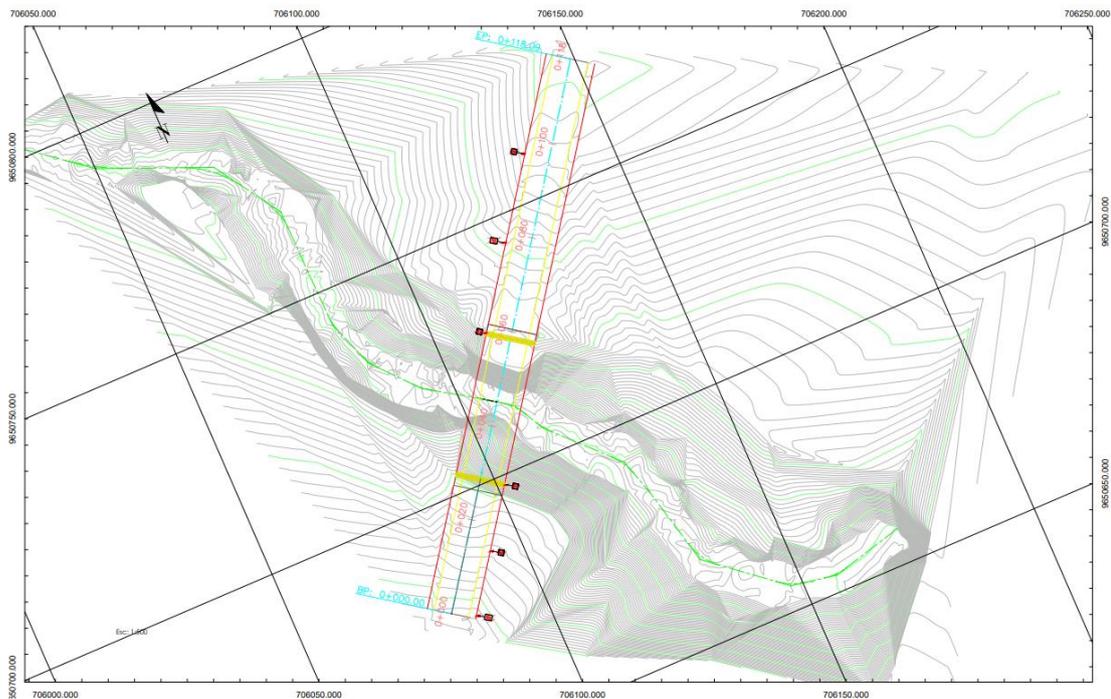


Ilustración 26 Alineación Horizontal

Fuente: Autores

Tabla 13 Resumen Puntos PI` s

PI	Abs	Norte	Este	Distancia	Rumbo
Inicio	0+000.00	9650677.775	706080.788		
				118.09	S 54°34'49" W
Fin	0+118.09	9650774	706149.235		

Fuente: Autores

2.1.3.3.2.6 Alineamiento Vertical

Para definir el perfil longitudinal la (NEVI-12, 2013) indica que se deben tomar en cuenta las características funcionales de seguridad las mismas que se derivan de la visibilidad disponible. Además, se tiene que tomar en cuenta diversos parámetros como: eje central de la calzada, la topografía, el tipo de terreno, valores de la gradiente máxima y la longitud crítica.

Se indica que las curvas verticales serán proyectadas de forma que permitan por lo menos “la visibilidad en una distancia igual a la visibilidad mínima de parada” (NEVI-12, 2013). Para el cálculo de la longitud vertical se utiliza el índice de curva “K” como se observa en la Ecuación 6, en la Ilustración 14 se encuentran los diversos valores de “K” para las diversas clases de carretera y velocidades de diseño.

Ecuación 6 Longitud de la Curva Vertical Convexa

Fuente: (MOP, 2003)

$$L = K * A$$

Donde:

L → Longitud de la Curva Vertical (m).

K → Índice de Curvatura.

A → Diferencia Algebraica de las Pendientes (porcentaje decimal).

El índice de curvatura para un Corredor Arterial Clase 1 es de 12 para terreno montañoso.

Tabla 14 Valores Mínimos de Diseño del Coeficiente "K" para la Determinación de la Longitud de Curvas Verticales Convexas y Cóncavas Mínimas

Categoría de la Vía	TPDA Esperado	Recomendable			Absoluta		
		L	O	M	L	O	M
Rl o Rll	>8000	115	80	43	80	43	28
I	3000 – 8000	80	60	28	60	28	12
II	1000 – 3000	60	43	19	43	28	7
III	300 – 1000	43	28	12	28	12	4
IV	100 – 300	28	12	7	12	3	2
V	<100	12	7	4	7	3	2

Fuente: (MOP, 2003)

La (MOP, 2003) señala que la gradiente longitudinal mínima usual es de 0.5% con el objetivo de drenar lateralmente las aguas lluvias; los valores máximos de la gradiente se observan en la Tabla 15 con respecto al tipo de vía.

Tabla 15 Valores de Diseño de las Gradientes Longitudinales Mínimas

Categoría de la Vía	TPDA Esperado	Recomendable			Absoluta		
		L	O	M	L	O	M
Rl o Rll	>8000	2	3	4	3	4	6
I	3000 – 8000	3	4	6	3	5	7
II	1000 – 3000	3	4	7	4	6	8
III	300 – 1000	4	6	7	6	7	9
IV	100 – 300	5	6	8	6	8	12
V	<100	5	6	8	6	8	14

Fuente: (MOP, 2003)

La (NEVI-12, 2013) indica que el diseño tanto de los alineamientos horizontales como de los verticales se los debe realizar conjuntamente, ya que así se obtiene seguridad, velocidad uniforme y un eficiente servicio de tráfico. Además, se indica que no se debe comenzar o terminar una curva horizontal cerca de la cresta de una curva vertical; esto se debe a que las mismas pueden resultar inseguras especialmente en las noches.

El alineamiento vertical que se estableció para este proyecto se ajusta a las condiciones topográficas y ejes viales existentes. En la

Tabla 17 se puede observar el resumen de la curva vertical

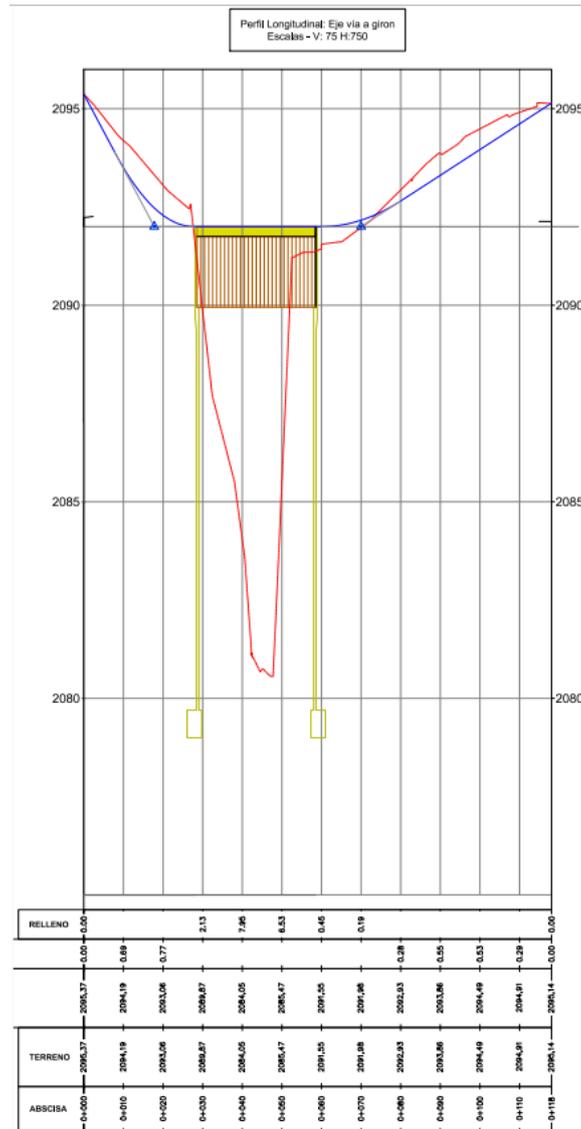


Ilustración 27 Alineación Vertical

Fuente: Autores

Tabla 16 Resumen de Puntos PVI's

PI	Abs	Elevación	Pendiente de Entrada	Pendiente de Salida	Δ
Inicio	0+000.00	2095.374		18.97 %	
1	0+017.787	2092	18.97 %	0.00%	18.97 %
2	0+070.00	2092	0.00 %	6.53 %	6.53 %
Fin	0+118.09	2095.141	6.53 %		

Fuente: Autores

Tabla 17 Resumen de Curvas Verticales

No	Elemento	Pendiente de Entrada	Pendiente de Salida	Δ	Longitud	K	Radio	Abs PVI	Abs PVC	Abs PVT
1	Curva	18.79%	0.00%	18.97%	20	1,05	105	0+017.787	0+007.79	0+027.79
2	Curva	0.00%	6.53%	6.53%	20	3.06	306	0+070.00	0+060	0+080.00

Fuente: Autores

2.1.3.3.2.7 Señalización Vertical

La (INEN, 2011) indica que las señalizaciones de control de tránsito sirven para informar a los usuarios de las regulaciones, además sirven para dar prevención para la circulación segura y eficiente de los conductores.

Para que un dispositivo de control de tránsito sea colocado debe cumplir con algunos requisitos tales como: satisfacer una necesidad, ser visible, llamar la atención de los usuarios, además de colocarlos de tal forma que proponga el tiempo adecuado para una respuesta por parte del conductor.

Además, la (INEN, 2011) establece algunas condiciones que se deben cumplir al momento de colocar las señalizaciones tales como: que las señalizaciones se las debe instalar al lado derecho de la vía, las señalizaciones preventivas deben ser ubicadas con anticipación suficiente con el objetivo de hacer que el conductor reaccione de manera adecuada. En zonas rurales las señalizaciones deben estar a una altura libre entre 1.5 – 2 m y en zonas urbana deben estar a una altura libre entre 2 – 2.2 m como se puede observar en la Ilustración 28 e Ilustración 29 respectivamente.

Para este estudio el mismo que se encuentra en una zona rural las señalizaciones tendrán una altura libre entre 2 – 2.2.

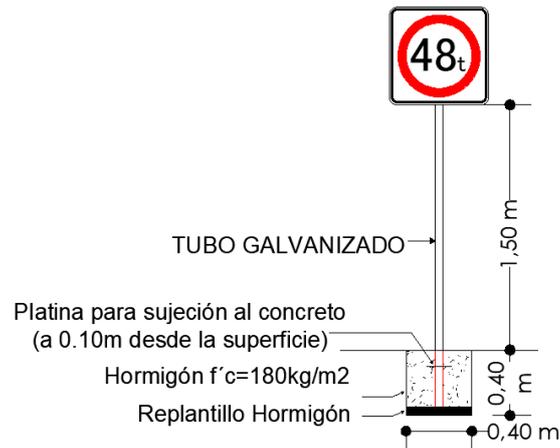


Ilustración 28 Altura de Señalización Vertical en Zona Rural

Fuente: (INEN, 2011)

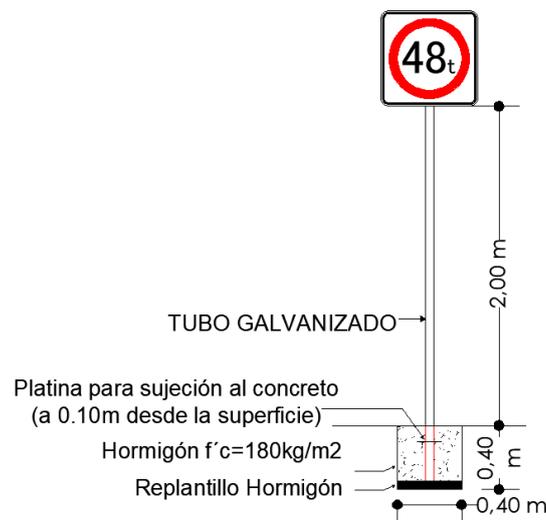


Ilustración 29 Altura de Señalización Vertical en Zona Urbana

Fuente: (INEN, 2011)

Para este proyecto se utilizará la siguiente señalización, las mismas que se indican en la (INEN, 2011):

- Límite Máximo de Velocidad

Se la utilizará para indicar la velocidad máxima permitida en el tramo en el cual se localizará el puente. El mismo tendrá un número 60 de color negro con un fondo blanco y un círculo rojo retroreflectivo, además los números tendrán una dimensión de 750 x 750 mm el mismo se lo puede observar en la Ilustración 30.



Ilustración 30 Señalización de Límite Máximo de Velocidad

Fuente: (INEN, 2011)

- Reduzca la Velocidad

Es una señal preventiva la misma que se la utilizara en un sitio donde la velocidad de aproximación es alta. Tendrá una orla de color blanco retroreflectivo con un fondo rojo como se indica en la Ilustración 31, además sus dimensiones serán de 750 x 600.



Ilustración 31 Señal de Reduzca la Velocidad

Fuente: (INEN, 2011)

- Peso Máximo

Esta señalización se la utilizara para restringirla circulación de vehículos cuyo peso sea mayor a 48 toneladas; además se lo ubicara justo antes de llegar al puente.

Tendrá un numero 48 acompañado de una letra “t” de color negro, con fondo blanco y un círculo rojo retroreflectivo como se lo puede observar en la Ilustración 32.



Ilustración 32 Señalización de Peso Máximo

Fuente: (INEN, 2011)

2.1.3.3 Conclusiones y Recomendaciones

- Para el diseño del puente vehicular sobre la calle Antonio Flor se considerará un eje vial de 118.09 m de longitud.
- Se recomienda que la estructura tenga un mantenimiento rutinario semestral el mismo que ayudara a la duración del puente.

2.1.3.4 Estudios Hidrológicos e Hidráulicos

Para la realización de los estudios hidrológicos se tomará como referencia el estudio desarrollado por la Universidad del Azuay en mayo del 2022; el mismo que fue realizado con la finalidad de elaborar el proyecto “Diseño Integral de Ingeniería del Puente sobre el Río el Chorro, Cantón Girón, Provincia del Azuay”.

Esta decisión fue tomada debido a que el lugar en el que se colocará el puente sobre la calle Antonio Flor se encuentra a 100 metros de distancia del área en donde se realizaron los estudios, razón por la cual al tratarse del mismo río el caudal a no varía; cabe mencionar que esta decisión se tomó en base a diálogos que se mantuvieron con profesionales afines al tema pertenecientes tanto al GAD Municipal de Girón, así como de la Universidad del Azuay y los profesionales que realizaron el estudio.

2.1.3.4.1 Objetivos y Alcances

- Analizar el funcionamiento hidrológico del Rio El Chorro sobre el cual se emplazará el Puente de la Calle Antonio Flor.
- Demostrar la estabilidad, funcionalidad y seguridad vial del proyecto en estudio.
- Analizar la intensidad máxima de precipitación a partir de las curvas de Intensidad - Duración – Frecuencia.
- Realizar el estudio hidrológico de análisis de lluvias y escurrimientos en la cuenca de aporte.
- Analizar el caudal para la realización del diseño hidráulico.
- Realizar los estudios de socavación.
- Realizar el análisis hidrológico apoyado en un modelo matemático el cual de como resultado los diferentes procesos del ciclo hidrológico.

- Determinar el volumen de agua que llega al punto de salida de la cuenca analizada.
- Determinar el caudal máximo de diseño.

2.1.3.4.2 Información Base

○ Cartografía y Topografía

La información cartográfica base fue recopilada del (IERSE) Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador adscrito al Vicerrectorado de Investigación de la Universidad del Azuay; la misma que fue obtenida para la zona 6 de planificación territorial comprendida por las provincias de Azuay, Cañar y Morona Santiago.

Posteriormente se realizó el levantamiento topográfico de la zona en estudio, realizando el levantamiento 100 m aguas arriba y 100 m aguas abajo del punto de interés. Cabe mencionar que la topografía incluye la red vial existente y la batimetría del mismo. La batimetría esta realizada cada 10 m entre ellas, se la utiliza en el modelamiento hidráulico del río con el fin de evidenciar el funcionamiento del diseño propuesto. En la Ilustración 33 se puede observar la topografía a detalle.

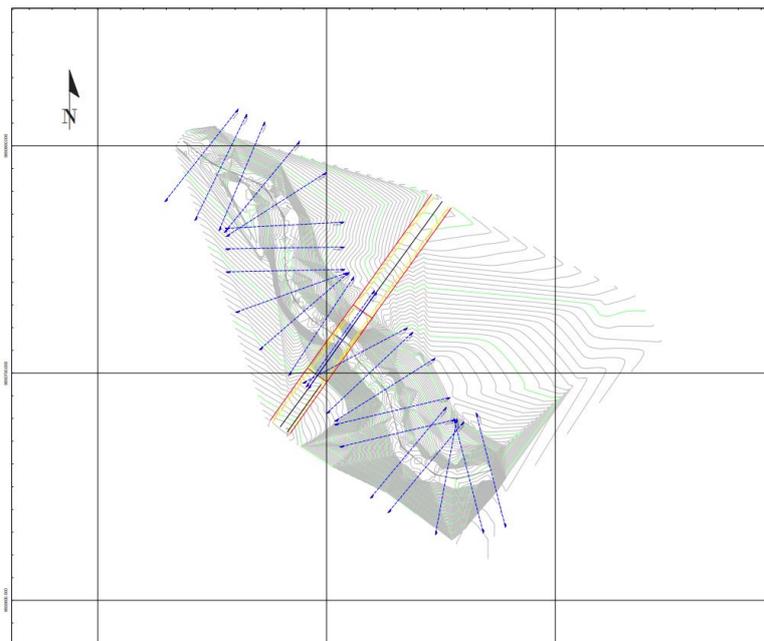


Ilustración 33 Levantamiento Topográfico para el Diseño del Puente en la Calle Antonio Flor sobre el Rio El Chorro

Fuente: Autores

○ **Criterios de Diseño**

- Se ejecutó el análisis hidrológico en la cuenca de aporte usando como partida los datos de: precipitación, ecuaciones y curvas IDF realizado por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).
- El número de curvas se adopta en dependencia de: tipo de suelo, gradiente del terreno, uso de suelo, condiciones de permeabilidad y cobertura vegetal de la subcuenca de aporte.
- Para el dimensionamiento hidráulico se utilizó una intensidad de lluvia con un periodo de retorno de 50 años, el mismo que es estipulado para puentes en arterias rurales (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012).

2.1.3.4.3 Características de la Cuenca

En la Ilustración 34 se puede observar el Área de la Cuenca de Aporte sobre el río El Chorro.

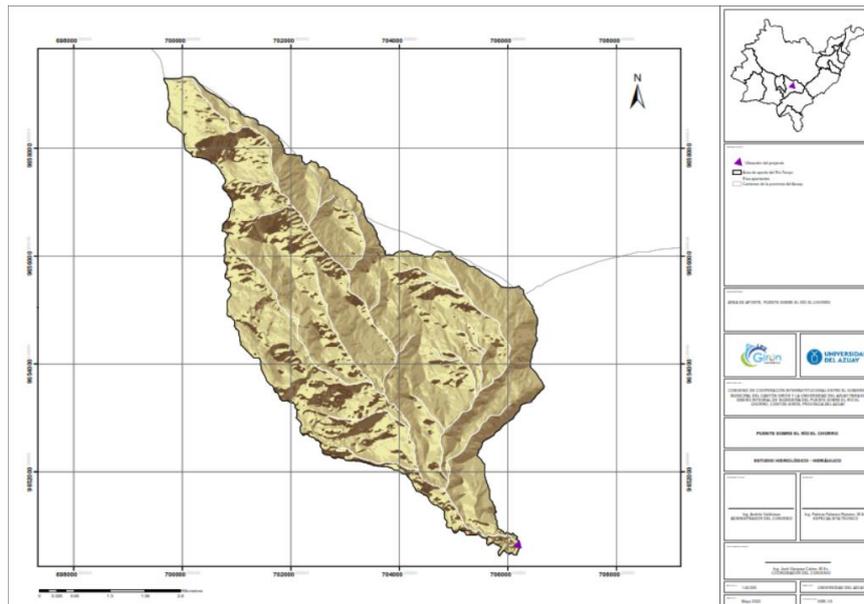


Ilustración 34 Área de Aporte, Río el Chorro

Fuente: Universidad del Azuay - Escuela de Ingeniería Civil

2.1.3.4.3.1 Parámetros Directos

El análisis de cartografía proporcionada permite obtener el parámetro físico, el mismo que se observa en la Tabla 18.

Tabla 18 Parameros Físicos del Área de Aporte

Parámetros	Cantidad
Área de la Cuenca (ha)	2603.92
Perímetro de la Cuenca (km)	29.25
Altura Máxima (m.s.n.m)	3730.50
Altura Mínima (sitio de interés) (m.s.n.m)	2069.06
Longitud del Cauce (km)	12.28
Desnivel del Cauce (m)	3610.66
Longitud Máxima del Cauce (km)	10.81

Fuente: Universidad del Azuay - Escuela de Ingeniería Civil

○ Pendiente Media de la Cuenca

Para este estudio la pendiente media de la cuenca es de 23.72%; en la Ilustración 35 se observa el mapa de pendientes en la cuenca de aporte del Rio El Chorro.

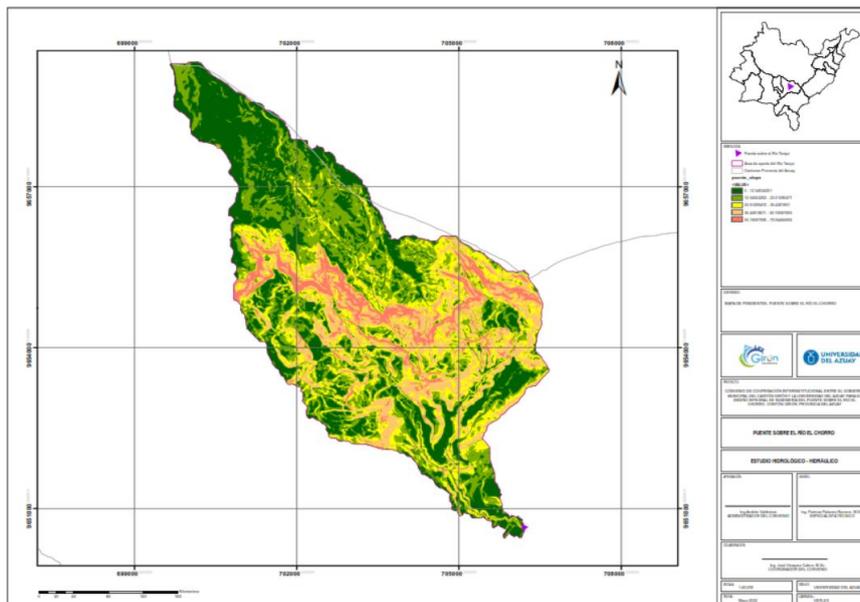


Ilustración 35 Mapa de Pendiente, Rio El Choro

Fuente: Universidad del Azuay - Escuela de Ingeniería Civil

2.1.3.4.4 Estudio Hidrológico

2.1.3.4.4.1 Características Físicas de la Subcuenca

Para realizar el análisis hidrológico se procedió a dividir la cuenca de aporte del río Tarqui en 5 subcuencas como se puede observar en la Ilustración 36, las mismas que tienen características definidas. En la Tabla 19 y Tabla 20 se puede observar el Numero de Curva (CN) ponderado para el área de aporte de la cuenca y las características físicas de cada subcuenca respectivamente.

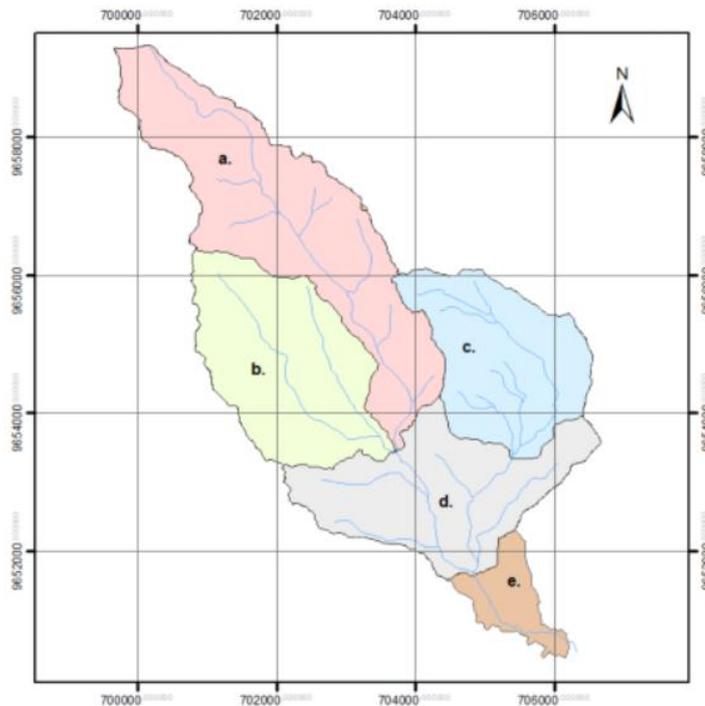


Ilustración 36 Análisis de Subcuenca en la Cuenca del Río El Chorro

Fuente: Universidad del Azuay - Escuela de Ingeniería Civil

Tabla 19 Número de Curva

Tipo de Cobertura	Cuenca a.		Cuenca b.		Cuenca c.		Cuenca d.		Cuenca e.	
	Área	CN								
	ha		ha		ha		ha		ha	
Páramo	0	58	72.8	58	54.31	58	0.12	58	1.43	58
Bosque Nat y Veg Nativa	804.02	60	282.37	60	295	60	163.27	60	0.20	60
Vegetación Introducida	0	68	0	68	0	68	0	68	0	68
Cultivos y Pastos	41.43	72	235.05	72	131.26	72	397.23	72	102.14	72

Cuerpos de Agua	0	85	0	85	0	85	0	85	0	85
Suelo Descubierto, Centros Poblados	0	82	0	82	0	82	0.02	82	22.85	82
CN Ponderado	61	65	64	69	74					

Fuente: Universidad del Azuay - Escuela de Ingeniería Civil

Tabla 20 Características Física de Subcuenca de Aporte

Subcuenca	Área	Elevación Máxima	Elevación Mínima	Longitud del Cauce	Pendiente
	km ²	m.s.n.m	m.s.n.m	km	m/m
a.	8.45	3730.49	2437.11	7.51	0.172
b.	5.90	3579.53	2438.04	4.34	0.263
c.	4.81	3436.83	2359.77	4.26	0.253
d.	5.61	3135	2188.11	3.71	0.255
e.	1.27	2450	2069.06	1.81	0.211

Fuente: Universidad del Azuay - Escuela de Ingeniería Civil

2.1.3.4.4.2 Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración se define como el tiempo requerido para que el agua viaje desde el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio en donde se implantara el puente.

Tabla 21 Tiempo de Concentración

Tiempo de Concentración					
Subcuenca	Kirpich	Giandotti	Rowe	Promedio	Tc
	h	h	h	h	min
a.	0.57	0.77	0.62	0.65	39.11
b.	0.32	0.58	0.34	0.41	24.83
c.	0.32	0.56	0.34	0.41	24.38
d.	0.28	0.59	0.31	0.39	23.65
e.	0.17	0.45	0.19	0.27	16.26

Fuente: Universidad del Azuay - Escuela de Ingeniería Civil

2.1.3.4.4.3 Información Hidrometeorológica

Para la obtención de la información hidrometeorológica se utilizaron las ecuaciones de la intensidad máxima de precipitación, la misma que fue propuesta por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI, 2019). Se tomó en cuenta la estación con código M0032 la misma que corresponde a Santa Isabel con coordenadas UTM 691244 m E, 9640518 m S. Los datos utilizados se pueden observar en la Tabla 22.

Tabla 22 Ecuación IDF para la Estación Santa Isabel

Estación		Intervalo de Tiempo	Ecuación	R	R2
Código	Nombre	Minutos			
M0032	Santa Isabel	5 < 30	$i = 145.0058 * T^{0.1928} * t^{-0.5569}$	0.9931	0.9862
		30 < 120	$i = 317.8456 * T^{0.1552} * t^{-0.7549}$	0.9885	0.9772
		120 < 1440	$i = 554.9972 * T^{0.1439} * t^{-0.8697}$	0.997	0.9954

Fuente: (INAMHI, 2019)

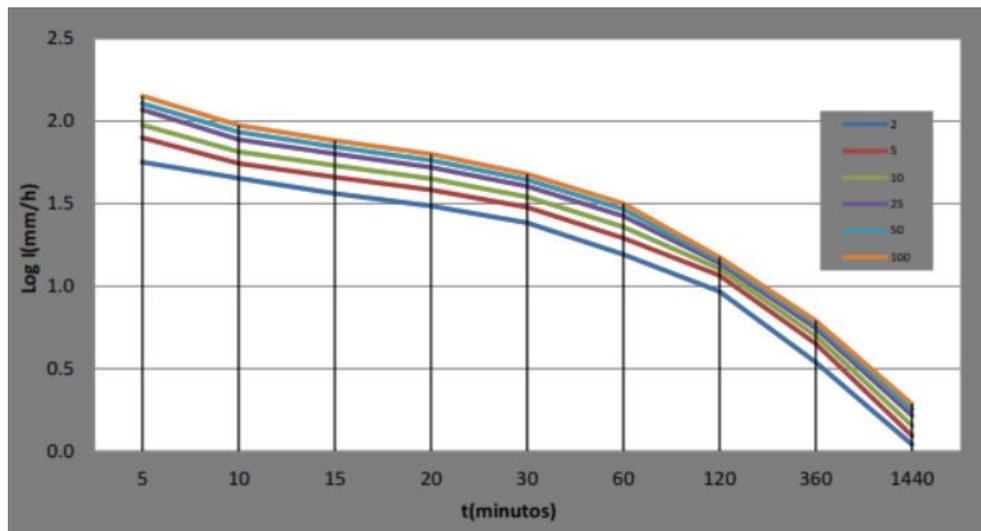


Ilustración 37 Gráfica de IDF para la Estación Santa Isabel

Fuente: (INAMHI, 2019)

2.1.3.4.4 Período de Retorno

Para el caso del diseño del puente vehicular sobre la calle Antonio Flor se utilizó un período de retorno de 50 años, mismo que sirve para el análisis de la máxima crecida del río el Chorro.

Tabla 23 Período de Retorno en Dependencia de la Clasificación Vial

Clasificación Vial	Período de Retorno
Arteria Principal Rural	50 años
Arteria Rural Menor	25 – 50 años
Colector Rural Mayor	25 años
Colector Rural Menor	10 años
Calle Local Rural	5 – 10 años
Arteria Principal Urbana	25 – 50 años
Calle Menor Urbana	25 años
Colector Urbano	10 años
Calle Local Urbana	5 – 10 años

Fuente: (McCuen & Johnson, 2002)

2.1.3.4.5 Resultados de la Modelación Hidrológica

En la Tabla 24 se puede observar el resultado de la modelación hidrológica del Río el Chorro dando como resultado un caudal de 70.10 m³/s y 80.30 m³/s para un período de retorno de 50 y 100 años respectivamente. Además, en la Ilustración 38 e Ilustración 39 se puede observar la gráfica de caudal en el punto de descarga de la cuenca hidrográfica tanto para un período de retorno de 50 y 100 respectivamente.

Tabla 24 Resultados de la Modelación Hidrológica del Río El Chorro

Período de Retorno	Caudal Máximo de Descarga	Volumen
años	m ³ /s	mm
50	70.10	41.32
100	80.30	45.26

Fuente: Universidad del Azuay - Escuela de Ingeniería Civil

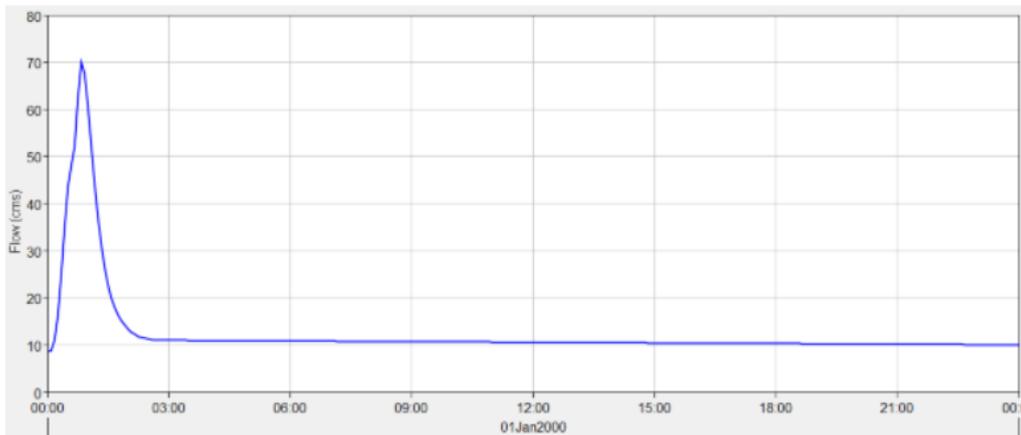


Ilustración 38 Grafica de Caudal en el Punto de Descarga de la Cuenca Hidrográfica para un periodo de Retorno de 50 años

Fuente: Universidad del Azuay - Escuela de Ingeniería Civil

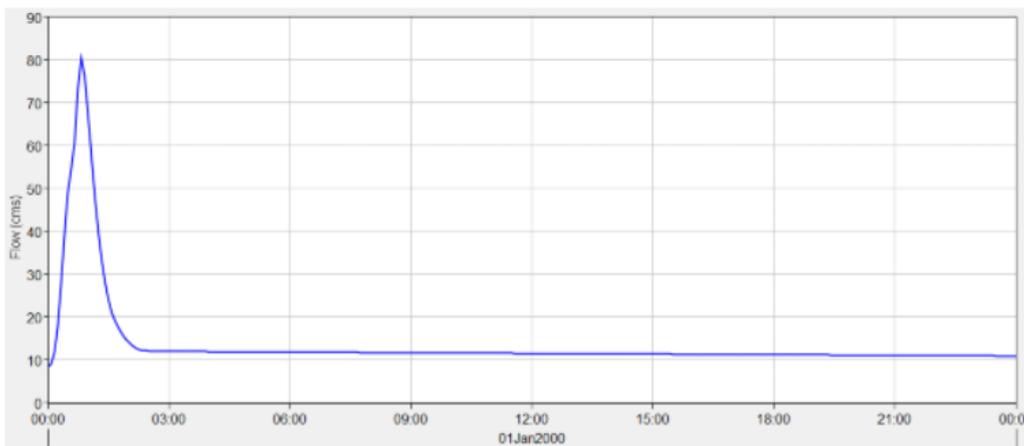


Ilustración 39 Grafica de Caudal en el Punto de Descarga de la Cuenca Hidrográfica para un Periodo de Retorno de 100 años

Fuente: Universidad del Azuay - Escuela de Ingeniería Civil

2.1.3.4.5 Estudio Hidráulico

El objetivo del estudio hidráulico es determinar las características físicas del flujo en el punto que se emplazara el puente por lo que se parte de la información hidrológica la misma que se puede observar en la Tabla 24.

Se realiza la modelación hidráulica con el fin de determinar la altura máxima de crecida en cualquier sección del río analizado. Para poder obtener la altura de máxima crecida se utiliza la ecuación de continuidad de energía, además de la ecuación para el cálculo de caudales de Manning.

2.1.3.4.5.1 Simulación Hidráulica

La simulación hidráulica que se observa en la Ilustración 40 se la realizó con el software especializado de libre acceso HEC – RAS, además se incluyó el nuevo puente que será emplazado en la calle Antonio Flor.

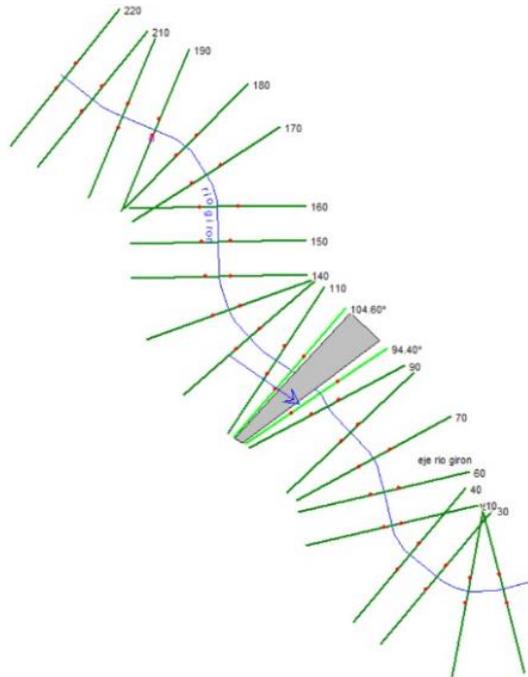


Ilustración 40 Modelación Hidráulica (Río el Chorro)

Fuente: Autores

2.1.3.4.5.2 Resultados de la Modelación

A partir del modelo configurado y utilizando el caudal de diseño indicado en la Tabla 24 se determinó el nivel máximo de crecida en la sección donde se implantará el nuevo puente de la calle Antonio Flor. En la Ilustración 41 e Ilustración 42 se pueden observar los resultados obtenidos en el software HEC – RAS.

Después de realizar la simulación se indica que el nivel máximo de crecida es de 2082.81 m.s.n.m; además se indica que el tablero emplazado en el puente se encuentra en la cota 2092 m.s.n.m con un galibo de 9.19 m cumpliendo con los niveles de seguridad para un periodo de retorno de 100 años. En la Ilustración 43 se puede observar el perfil hidráulico el mismo que indica que el puente no tendría problemas para el caudal

indicado, también en la Tabla 25 se muestra el resumen de resultados hidráulicos del tramo analizado.

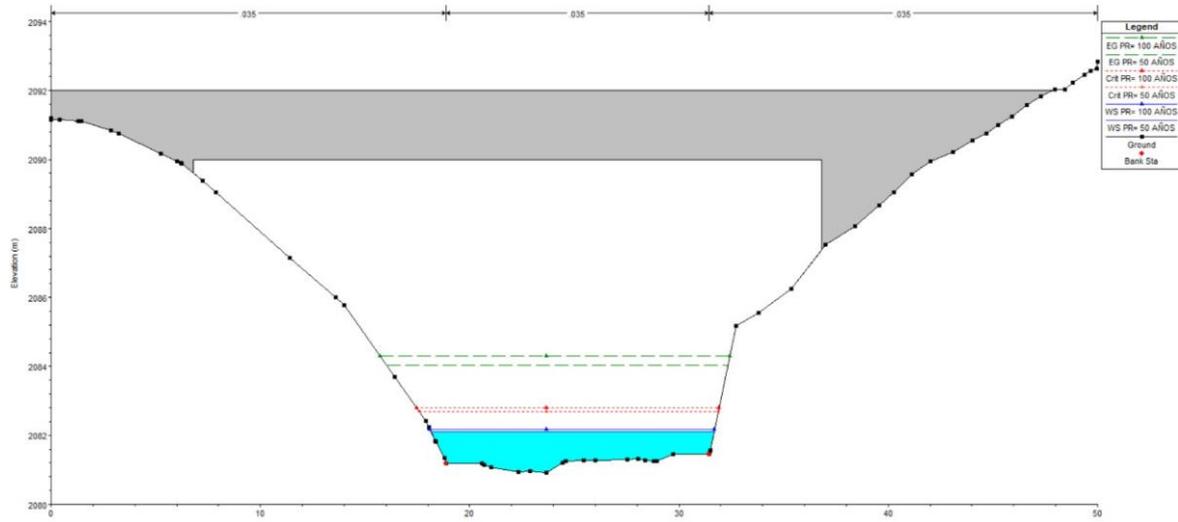


Ilustración 41 Nivel Máximo de Crecida Aguas Arriba del Puente de la Calle Antonio Flor

Fuente: Autores

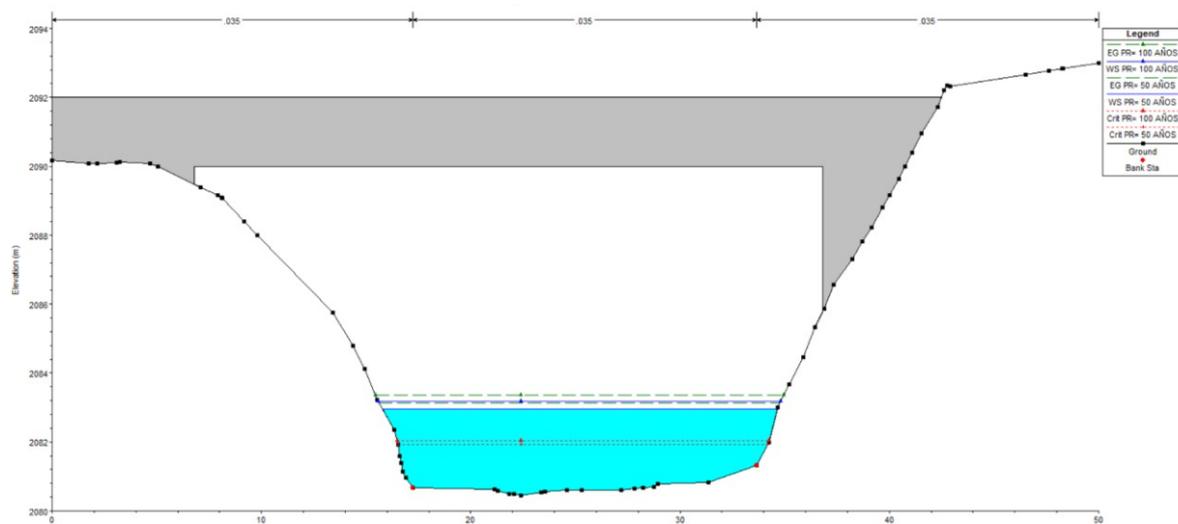


Ilustración 42 Nivel Máximo de Crecida Aguas Abajo del Puente de la Calle Antonio Flor

Fuente: Autores

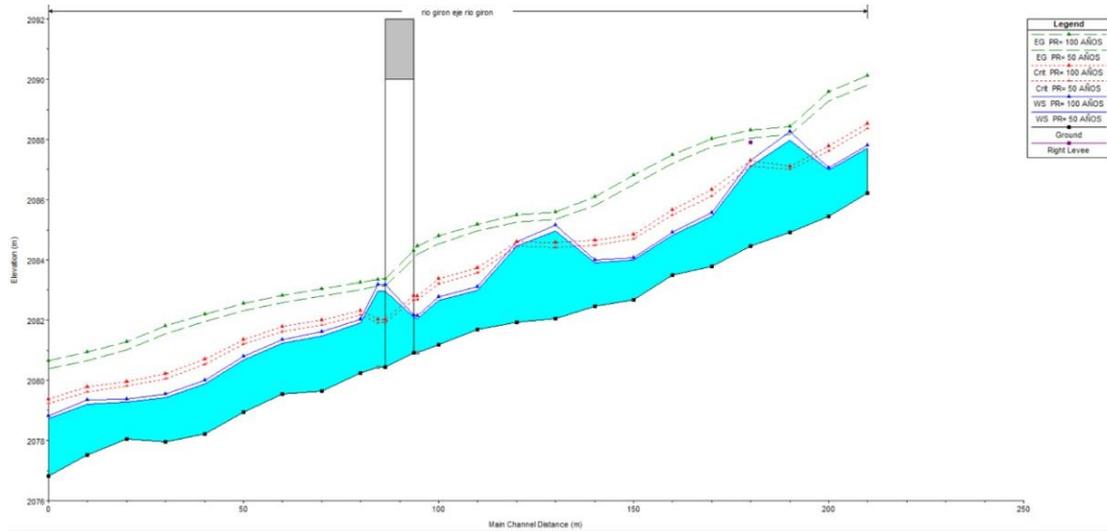


Ilustración 43 Perfil del Rio El Chorro

Fuente: Autores

Tabla 25 Tabla Resumen de los Resultados Hidráulicos del Rio El Chorro

Abscisa	Q Total (m ³ /s)	Fondo (m.s.n.m)	Superficie (m.s.n.m)	Velocidad (m/s)
220	70.10	2086.21	2087.71	6.45
210	70.10	2085.44	2086.99	6.95
200	70.10	2084.92	2087.98	2.14
190	70.10	2084.46	2087.11	4.61
180	70.10	2083.79	2085.43	6.89
170	70.10	2083.50	2084.82	6.97
160	70.10	2082.66	2084	7.05
150	70.10	2082.46	2083.91	6.30
140	70.10	2082.06	2084.95	3.04
130	70.10	2081.93	2084.46	4.15
120	70.10	2081.69	2082.98	6.39
110	70.10	2081.17	2082.64	6.14
104.60	70.10	2080.92	2082.06	6.51
99.54	Bridge			
94.40	70.10	2080.44	2082.96	1.84
90	70.10	2080.23	2081.9	4.85
80	70.10	2079.64	2081.47	5.46
70	70.10	2079.54	2081.24	5.18
60	70.10	2078.95	2080.68	5.78

50	70.10	2078.23	2079.88	6.92
40	70.10	2077.96	2079.43	6.5
30	70.10	2078.04	2079.29	6
20	70.10	2077.51	2079.21	5.50
10	70.10	2076.82	2078.72	5.93

Fuente: Autores

2.1.3.4.6 Socavación

Para el diseño del puente es necesario considerar la socavación ya que la misma afecta a la cimentación tanto en los pilares como en los estribos. Se define a la socavación como la excavación y transporte de material tanto del lecho, así como de las orillas de los arroyos la cual es producida por la erosión del flujo de agua.

El cálculo de la máxima profundidad de socavación depende de diversas variables las mismas que caracterizan al flujo, al material del lecho de cauce y a la geometría del puente. En el presente estudio se analizará únicamente la socavación por contracción y la socavación local en los estribos.

(Diaz J. C., 2012) indica que la socavación por contracción ocurre cuando el área del puente es más pequeña que el área del flujo aguas arriba produciendo que el ancho de la sección se reduzca, esto se debe al aumento de la velocidad de corriente la misma que transporta sedimentos. También (Diaz J. C., 2012) señala que la socavación local en los estribos es afectada ya que el flujo del agua choca contra la estructura la misma que acorta el ancho normal del río formando vórtices delante y atrás del estribo; generando un esfuerzo cortante mayor en el material de fondo produciendo erosiones alrededor del estribo.

Para el cálculo de la socavación local se procedió a determinar la forma de socavación ya sea en lecho vivo o en agua clara, cabe mencionar que es necesario determinar si el flujo aguas arriba del punto de interés transporta sedimentos por lo que principalmente se determina la velocidad crítica (V_c) la misma que es comparada con la velocidad media de flujo (V).

Ecuación 7 Forma de Socavación

Fuente: (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012)

Agua Clara $\rightarrow V < V_c$

Lecho Vivo $\rightarrow V > V_c$

Ecuación 8 Velocidad Promedio de Flujo

Fuente: (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012)

$$V = \frac{Q}{A}$$

Donde:

C → Velocidad promedio de flujo (m/s).

Q → Caudal de diseño (m³/s).A → Área (m²).*Ecuación 9 Velocidad Critica*

Fuente: (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012)

$$V_c = K_u * y_1^{\frac{1}{6}} * D_{50}^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

 V_c → Velocidad critica (m/s). K_u → 6.19 (SI). y_1 → Profundidad media del flujo aguas arriba del puente (m). D_{50} → Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla de las cuales el 50% es menor (m).

Dando como resultados una velocidad media de flujo (V)= 3.33 m/s (Anexo 1) y una velocidad critica (V_c)= 0.39 m./s (Anexo 2). Las mismas que comparadas con Ecuación 7 indican que se tiene un lecho vivo ya que $V > V_c$.

Lecho Vivo

Para el cálculo de socavación por lecho vivo se utilizó la ecuación modificada de (Laursen, 1990) la cual asume que el material del lecho es transportado aguas arriba del puente.

Ecuación 10 Profundidad media después de la socavación

Fuente: (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012)

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{6}{7}} * \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$$

Donde:

$y_2 \rightarrow$ Profundidad media del flujo en la sección contraída del puente después de la socavación (m).

$y_1 \rightarrow$ Profundidad media del flujo en el canal principal en la sección del puente (m).

$Q_2 \rightarrow$ Caudal en la sección contraída del puente (m³/s).

$Q_1 \rightarrow$ Caudal en la sección de aproche (m³/s).

$W_1 \rightarrow$ Ancho del fondo en el canal principal en la sección de aproche (m).

$W_2 \rightarrow$ Ancho del fondo en el canal principal en la sección del puente menos el ancho de pilas (m).

$k_1 \rightarrow$ Coeficiente para el transporte de sedimentos.

Tabla 26 Coeficiente para el Transporte de sedimentos

V*/ω	k₁	Modo de transporte del material
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2	0.64	Algo de material de lecho suspendido
>2	0.69	Mayormente material del lecho suspendido

Fuente: (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012)

Ecuación 11 Velocidad Tangencial

Fuente: (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012)

$$V * = (\vartheta_o/\Delta)^{\frac{1}{2}} = (g * y_1 * S_1)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$V^* \rightarrow$ Velocidad tangencial (m/s).

$g \rightarrow$ Gravedad (9.81 m/s²).

$y_1 \rightarrow$ Profundidad media en el canal principal en la sección del puente (m).

$S_1 \rightarrow$ Pendiente.

*Ecuación 12 Profundidad Media de Socavación por Contracción**Fuente:* (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012)

$$y_s = y_2 - y_o$$

Donde:

y_s → Profundidad media de socavación por contracción (m).

y_o → Profundidad media en el canal principal en la sección del puente antes de la socavación (m).

Dando como resultado una socavación de lecho vivo (y_s) de 3.68 m la misma que se puede observar en el Anexo 5.

Socavación Local en los Estribos

Para el cálculo de la socavación local en los estribos se utilizó la ecuación de Froehlich en dependencia de la longitud de obstrucción del flujo y la profundidad del flujo en la sección del puente.

*Ecuación 13 Socavación**Fuente:* (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012)

$$y_s = 2.27k_1 * k_2 * L'^{0.43} * h^{0.57} * Fr^{0.61} + h$$

*Ecuación 14 # de Froude**Fuente:* (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012)

$$Fr = \frac{V}{(g*h)^{1/2}}$$

Donde:

y_s → Socavación (m).

k_1 → Factor de corrección por la forma del estribo (Tabla 27).

k_2 → Factor de corrección por el ángulo de ataque $(\theta/90)^{0.13}$.

L' → Trayecto del estribo que obstruye el flujo (m).

h → Fondo inicial agua arriba del estribo (m).

Fr → # de Froude en la sección de aproximación (Ecuación 14).

V → Velocidad media del flujo (m/s)

Tabla 27 Factor de Corrección por la Forma del Estribos

Factor de Corrección por la Forma del Estribo (k_1)	
Descripción	k_1
Estribos de paredes verticales	1
Estribos de paredes verticales con alerones	0.82
Estribos inclinados	0.55

Fuente: (Arneson, Zevenbergen, Lagasse, & Cloppe, 2012)

Obteniendo como resultado una socavación en el estribo izquierdo de 1.44 m (Anexo 6) y una socavación en el estribo derecho de 0.93 m (Anexo 7). Se recomienda que los estribos tengan estructura de protección tipo muros de ala seguido con enrocados los mismos que protejan el cauce natural aguas arriba y aguas abajo del puente a diseñar. En la Ilustración 44 se puede observar el perfil de socavación.

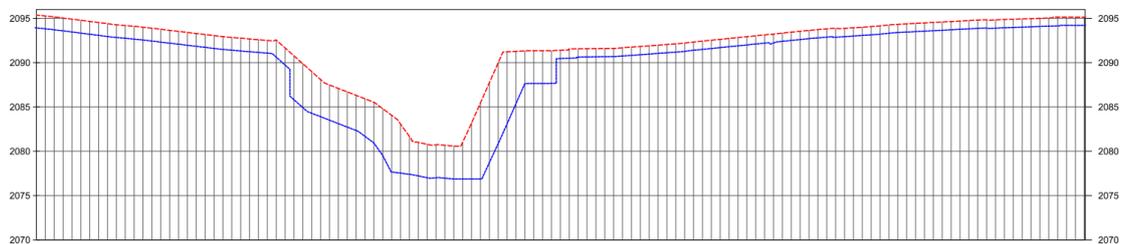


Ilustración 44 Perfil de Socavación, Calle Antonio Flor, Rio Chorro

Fuente: Autores

2.1.3.4.7 Conclusiones y Recomendaciones

- Se determinaron caudales de funcionamiento máximo de 70.10 m³/s para una altura máxima de crecida de 2082.81 m.s.n.m; además se comprobó la altura y luz propuesta para el puente dando como resultado que la misma funciona para la hipótesis de diseño.
- Con relación a la socavación se concluyó que la misma no afecta al funcionamiento de los estribos debido a las condiciones geotécnicas, la geometría de la sección transversal y la luz del puente en estudio.
- Se deberá socavar 1.44 m en el estribo izquierdo; 0.93 en el estribo derecho y 3.68 m en el lecho vivo.
- Se recomienda una protección en la entrada y salida del puente para así evitar daños es el mismo.

- Se recomienda realizar un mantenimiento periódico de la estructura del puente.

Capítulo 3

3 Análisis y Diseño del Puente

En el presente estudio se procedió a obtener las principales consideraciones, así como dimensiones y esfuerzos estructurales que conforman los diversos elementos del puente vehicular sobre la calle Antonio Flor, cumpliendo satisfactoriamente las resistencias y servicios para la cual fue proyectada.

Para realizar el estudio se analizaron las cargas actuantes; además de definir las secciones y disposiciones de los elementos estructurales que conforman el puente, así también se diseñaron los refuerzos, espesores, perfiles necesarios, tablero entre otros.

El puente a diseñar tiene una luz de 30 m, un espesor de 0.25 y un ancho de calzada de 10.23m.

3.1 Objetivos y Alcances

- Realizar el análisis y diseño estructural definitivo cumpliendo con los parámetros propuestos por la norma.
- Garantizar seguridad y servicio para los transeúntes que circulen por el puente.

3.2 Peso Propio de la Estructura

El peso propio de los materiales utilizados es el indicado en la (NEC- SE- CG, 2015) el mismo que se lo puede observar en la Tabla 28.

Tabla 28 Peso Propio de los Elementos Estructurales

Descripción	Peso Unitario (kg/m ³)
Acero Estructural	7850
Hormigón Armado	2400

Fuente: (NEC- SE- CG, 2015)

3.3 Especificaciones de Materiales

Para el diseño el puente vehicular los distintos materiales utilizados deben cumplir con lo especificado en la Tabla 29.

Tabla 29 Especificaciones de Materiales

Material	Descripción
Acero de Refuerzo	$f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$
Acero Estructural	$F_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$
Hormigón en los Estribos	$F_y=3500 \text{ kg/cm}^2$
Neopreno	Dureza 60
Material de Relleno	$\gamma=1800 \text{ kg/cm}^3$ $\phi=33^\circ$

Fuente: Autores

3.4 Diseño del Tablero

3.4.1 Cálculo de Momentos

Para la obtención tanto de los momentos de servicio, así como los momentos de resistencia se realizó un prediseño de la viga en el programa CSI Bridge dando como resultado un momento de servicio M_{s+} de 4.24ton-m/m y un M_{s-} de -4.70 ton-m/m como se puede observar en el Anexo 8. También dio como resultado un momento de resistencia M_+ de 7.17 ton-m/m y un M_- de -7.96 ton-m/m como se puede observar en el Anexo 9.

Tabla 30 Momentos de Resistencia

Momentos de Resistencia				
M+	7.17	ton – m/m	70300.9	N-mm/mm
M-	-7.96	ton – m/m	78084.1	N-mm/mm

Fuente: Autores

Tabla 31 Momentos de Servicio

Momentos de Servicio				
Ms+	4.24	ton – m/m	41581.3	N-mm/mm
Ms-	-4.70	ton – m/m	-46099.3	N-mm/mm

Fuente: Autores

3.4.2 Cálculo del Acero

3.4.2.1 Acero Negativo

La norma (AASHTO, 2014) indica que las cantidades de acero proporcionado deben ser capaces de resistir los menores valores de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$; por lo que en el Anexo 10 se puede observar que el M_u del acero mínimo es menor al M de resistencia (Ecuación 15) por lo que se tiene una varilla de 16 mm cada 0.19 m.

En el Anexo 10 se puede observar a detalle el procedimiento de cálculo para el diseño del acero negativo.

Ecuación 15 A_s Mínimo

Fuente: (AASHTO, 2014)

$$M > M_u$$

Ecuación 16 Separación

Fuente: (Serquén M. I., 2016)

$$\text{Separacion} = \frac{\text{Area de Varilla}}{A_s}$$

Ecuación 17 A_s de Diseño

Fuente: (Serquén M. I., 2016)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Donde:

 $M \rightarrow$ Momento de resistencia (ton-m/m). $M_u \rightarrow$ Momento ultimo (ton-m/m). $A_s \rightarrow$ acero de diseño (cm²). $\phi f \rightarrow$ Factor de resistencia (Art 5.5.4.2).

$f_y \rightarrow$ Limite de fluencia el acero de refuerzo (kg/cm^2).

3.4.2.2 Acero Positivo

En el Anexo 11 se puede observar que M_u es menor que M (Ecuación 15) por lo que se tiene una varilla de 16 mm cada 0.2 m; cabe mencionar que en el Anexo 11 se detalla el procedimiento de cálculo para el acero positivo.

3.4.2.3 Acero de Temperatura

La norma (AASHTO, 2014) señala que las armaduras de contracción y temperatura deberán ser colocadas cerca de la superficie de hormigón; ya que la misma se encuentra expuesta a variaciones diarias de temperatura; dando como resultado la utilización de una varilla de 10 mm cada 0.35 m como se puede observar en el Anexo 12.

Ecuación 18 A_s de Temperatura

Fuente: (AASHTO, 2014)

$$A_{s \text{ temp}} = 0.18 * A_g$$

Ecuación 19 Separación Máxima

Fuente: (AASHTO, 2014)

$$S_{max} = 3 * h$$

Donde:

$S_{max} \rightarrow$ separación máxima (m).

$A_g \rightarrow$ Área bruta de la sección (cm^2).

3.4.2.4 Acero de Distribución

La (AASHTO, 2014) indica que se deberá colocar una armadura en la parte inferior de la losa; la misma que será colocada en forma de porcentaje. En el Anexo 13 se observa detalladamente el procedimiento de cálculo; el mismo que dio como resultado una viga de 16 mm cada 0.30 m.

*Ecuación 20 Armadura Principal es Paralela al Tráfico**Fuente: (AASHTO, 2014)*

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

*Ecuación 21 Armadura Principal Perpendicular al Tráfico**Fuente: (AASHTO, 2014)*

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

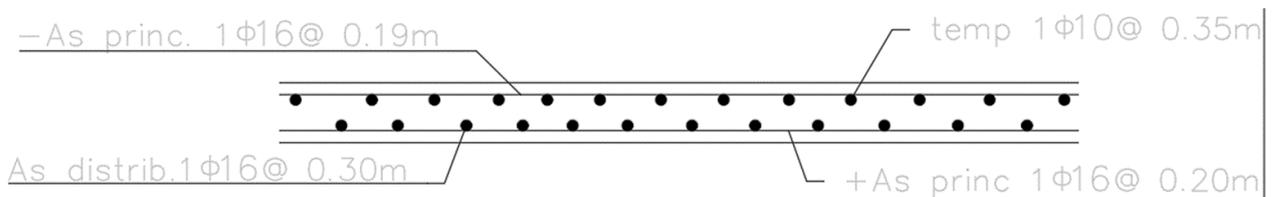
Ecuación 22 $A_{s\text{repart}}$ *Fuente: (Serquén M. I., 2016)*

$$A_{s\text{repart}} = \% * A_s \text{ de acero positivo}$$

Donde:

S → Longitud del Tramo efectivo (mm)

En la Ilustración 45 se puede observar la distribución del acero que se va a tener en cada sección; la misma que fue detallada en los anexos antes mencionados.

*Ilustración 45 Distribución del acero en la Sección de la Losa**Fuente: Autores***3.4.2.5 Revisión de Fisuras por Distribución de Armaduras**

Después de haber realizado la revisión de fisuras por distribución de armaduras tanto para acero positivo (Anexo 14) y para acero negativo (Anexo 15) se pudo determinar que la distribución del acero en las diversas secciones cumple con lo indicado en la norma, ya que $f_{sa} \leq 0.6 * f_y$.

3.5 Diseño de Barreras de Concreto y Barandal

Para el análisis y diseño de las barras de concreto se calculó la resistencia en flexión alrededor de un eje vertical (M_w), resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo (M_c), longitud crítica de la línea de rotura (L_c), resistencia nominal a la carga transversal (R_w) y la longitud de anclaje las mismas que se pueden observar con claridad en los Anexo 16 al Anexo 22 dando como resultado.

En la Ilustración 46 se puede observar cómo se van a distribuir los aceros en las barreras de concreto.

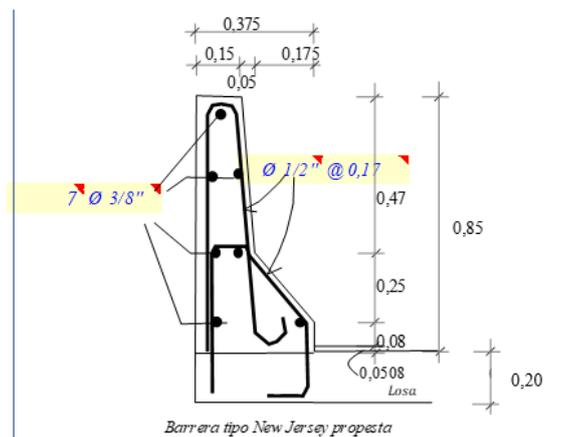


Ilustración 46 Diseño de Barras de Concreto

Fuete: Autores

Se diseñará un barandal de 0,25 m de alto completando así la altura de 1,10 m, la misma que cumple con las especificaciones señaladas en la norma utilizada. Se necesitarán un tipo de perfil con el que se realizara el montante y la baranda; para el montante se necesitaran 32 unidades 100mm con un espesor de 6mm y para la baranda se utilizaran 4 unidades con las mismas características antes mencionadas.

3.6 Diseño de Losa en Voladizo

3.6.1 Cargas

Para el diseño de la losa en voladizo se procedió a realizar el cálculo de la carga muerta (M_{DC}) de 448,99 kg-m, cálculo de la carga por superficie de rodadura (M_{DW}) de

6.97 kg-m, cálculo de la carga M_{LL+IM} de 0 kg-m y una carga por colisión vehicular (M_{CT}) de 6.21 T-m. En el Anexo 23 se puede revisar con claridad el cálculo de cada carga.

3.6.2 Cálculo del Acero

Para realizar el cálculo del acero primero se calcula el momento ultimo tanto para el estado límite de resistencia I (Ecuación 23), así como para el estado límite de eventos extremos II (Ecuación 24) utilizando $n=1$ como se indica en la (AASHTO, 2014), dando como resultado un momento ultimo de 0.57 T-m y 6.78 T-m respectivamente.

Además, en el Anexo 24 se puede observar que $M_u > M_{u \text{ estado lim de eventos extremos II}}$ por lo que se puede decir que cumple con el proceso.

Ecuación 23 Momento Ultimo para el Estado Limite de Resistencia I

Fuente: (AASHTO, 2014)

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

Ecuación 24 Momento Ultimo para el Estado Limite de Evento Extremo II

Fuente: (AASHTO, 2014)

$$M_u = n(1.25 * M_{DC} + 1.50 * M_{DW} + 1M_{CT})$$

Dando como resultado un acero negativo para la losa en voladizo de 2 varillas de 16 mm con un espaciamiento de 0.19 m, adicionando 1 varilla de 16 mm con un espaciamiento de 0.19 m en el tramo interior de la losa como se puede observar en la Ilustración 47.

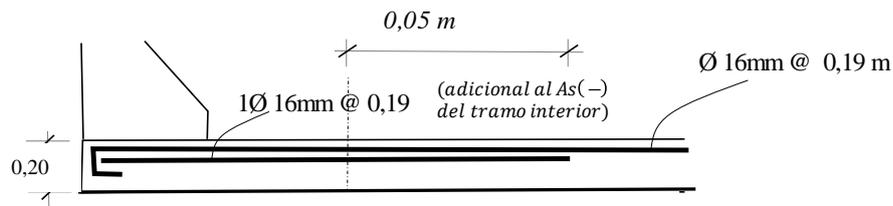


Ilustración 47 Acero en Losa de Voladizo

Fuente: Autores

3.7 Diseño del Estribo

3.7.1 Datos Iniciales

Para la realización del diseño del estribo se utilizó una resistencia de concreto $f'c$ de 350 kg/cm^2 , una fluencia de acero Fy de 4200 kg/cm^2 y un peso específico del concreto γ_c de 2400 kg/cm^3 ; además con el programa CSI Bridge se pudo obtener la carga viva, muerta y de asfalta las mismas que se pueden observar en el Anexo 28 detalladamente.

En la Ilustración 48 se encuentra detallada la altura de relleno sobre el talón, altura del parapeto (h_{parap}), altura de aplicación (h_{BR}) y la altura de relleno sobre la punta (h).

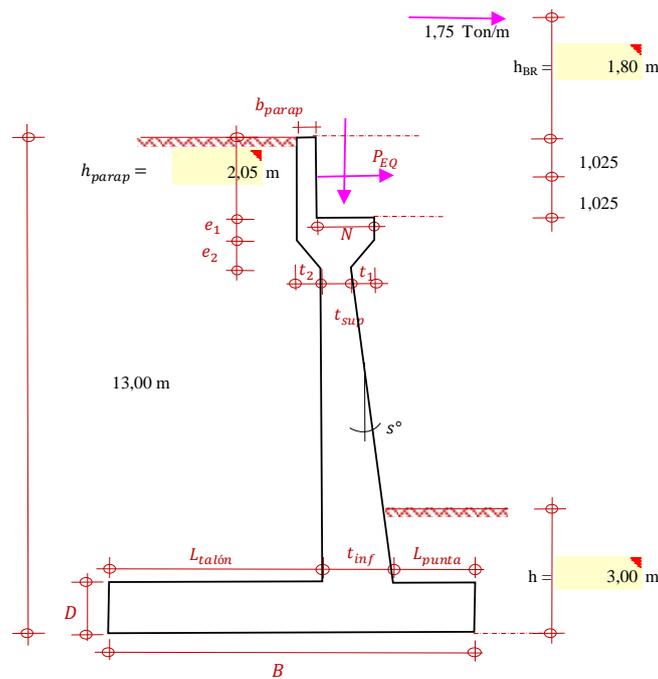


Ilustración 48 Características del Estribo a Diseñar

Fuente: Autores

3.7.2 Estabilidad

Para el diseño del estribo principalmente se realizó un pre - diseño geométrico; el mismo que fue comprobado con la norma de construcción para así verificar el cumplimiento de sus dimensiones.

Cabe mencionar que el puente a diseñar tiene una longitud de 30 m; en la Ilustración 49 se puede observar que el ancho del cimiento B es de 11 m, cuenta con una

altura de cimientto D de 1.96 m, longitud de punta L_{punta} de 4.50 m, grosor menor de pantalla t_{sup} y grosor mayor de la pantalla t_{inf} de 0.6 m y 1. 70 m respectivamente; además tiene una longitud de cajuela de 0.95 m.

En el Anexo 29 se puede revisar a detalle el procedimiento de cálculo de los datos antes mencionados.

Ecuación 25 Ancho del Cimiento Mínimo

Fuente: (Serquén M. I., 2016)

$$B = \frac{1}{2} * H \rightarrow B = \frac{2}{3} * H$$

Ecuación 26 Altura del Cimiento Mínima

Fuente: (Serquén M. I., 2016)

$$D = 0.1 * H$$

Ecuación 27 Longitud de Punta

Fuente: (Serquén M. I., 2016)

$$L_{punta} = \frac{B}{3}$$

Ecuación 28 Longitud Mínima de Cajuela

Fuente: (AASHTO, 2014)

$$N_{min} = (200 + 0.0017L + 0.0067H) * (1 + 0.000125 * S^2)$$

Donde:

H → Altura del relleno sobre el talón (m).

B → Ancho del cimiento (m).

L → Longitud del puente (m).

H → Altura mínima del pilar intermedio (mm).

S → Desviación del apoyo.

Tabla 32 Altura Equivalente h'

Altura del Pilar	h_{eq} (m)
1.5	1.2

3	0.9
≥ 6	0.6

Fuente: (AASHTO, 2014)

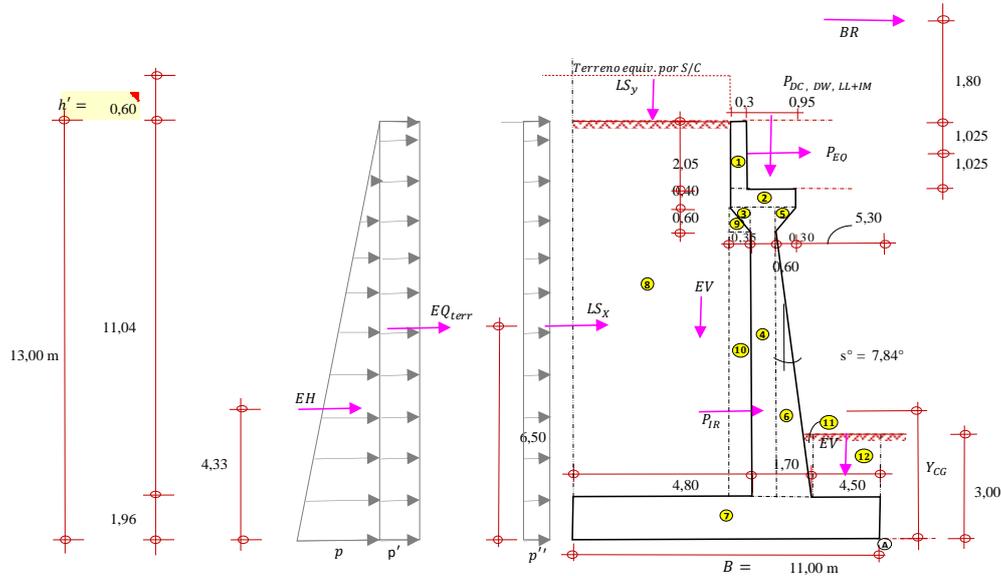


Ilustración 49 Pre - dimensionamiento de los Estribos

Fuente: Autores

3.7.3 Cálculo del Estribo con el Puente

3.7.3.1 Cargas verticales considerando franjas de 1 m de longitud del estribo

La (AASHTO, 2014) en uno de sus capítulos indica algunos requisitos mínimos que se tienen que cumplir para cargas y fuerza, factores de carga combinaciones de carga las cuales son utilizadas para diseño del puente.

En los Anexo 31 al Anexo 35 se pueden observar a detalle las cargas verticales tantas cargas DW, cargas LL + IM, cargas EV y cargas LS; así también en el Anexo 36 se encuentra una tabla resumen de las cargas verticales.

3.7.3.2 Cargas horizontales considerando franjas de 1 m de longitud del estribo

3.7.3.2.1 Cálculo del Coeficiente de Empuje Activo

Para el cálculo del coeficiente de empuje activo se utilizaron la Ecuación 29 y Ecuación 30 dando como resultado un k_a de 0.29.

Ecuación 29 Calculo de r

Fuente: (AASHTO, 2014)

$$r = \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \delta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \delta)}}\right)^2$$

Ecuación 30 Coeficiente de Empuje Activo

Fuente: (AASHTO, 2014)

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \Phi)}{r(\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta))}$$

Donde:

$\Phi \rightarrow$ Ángulo de fricción interna.

$\delta \rightarrow$ Ángulo de fricción entre el suelo y el muro.

$\theta \rightarrow$ Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno.

3.7.3.2.2 Cargas Actuantes

En los Anexo 38 al Anexo 40 se pueden observar a detalle las cargas horizontales tanta carga LS, carga EH y carga sísmica (EQ), además en el Anexo 41 se encuentra una tabla resumen de las cargas horizontales.

3.7.3.3 Estado Limite y Combinaciones de Carga

En el Anexo 42 se explica con claridad la carga vertical (V_u), el momento estabilizador por cargas verticales (M_{vu}), cargas horizontales (H_u) y el momento de vuelco por cargas horizontales (M_{Hu}).

3.7.3.4 Chequeo de Estabilidad y Esfuerzos

3.7.3.4.1 Vuelco Alrededor del Punto “A”

Para realizar el análisis del vuelco alrededor del punto “A” (Ilustración 50) se realiza el cálculo de e_{max} , calculado el estado límite de resistencia por lo que la (AASHTO, 2014) señala que en todo tipo de suelo exceptuando el suelo rocoso se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales (Ecuación 31), dando como resultado un e_{max} de 3.67 m.

Para el cálculo del estado límite de evento externo al tener un γ_{EQ} de 0.5 se debe utilizar la Ecuación 32 dando como resultado un e_{max} de 4.03 m.

En el Anexo 43 se puede observar que la resistencia la, resistencia lb y evento externo l cumplen con el vuelco alrededor del punto “A”.

Ecuación 31 Estado Limite Resistente

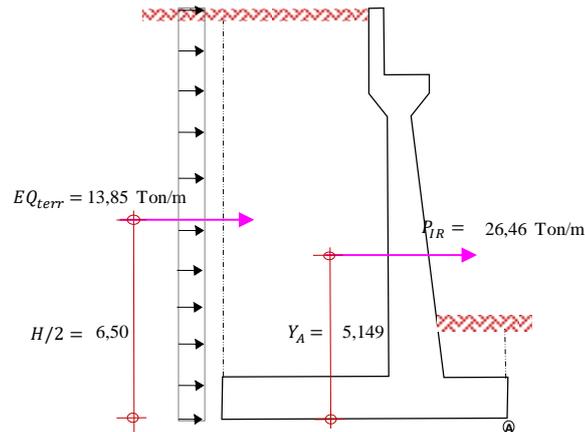
Fuente: (AASHTO, 2014)

$$e_{max} = \frac{B}{3}$$

Ecuación 32 Estado Limite de Evento Externo

Fuente: (AASHTO, 2014)

$$e_{max} = \frac{10}{3} * B$$



Acción sísmica del terreno y la fuerza inercial actuando sobre el estribo

Ilustración 50 Punto "A"

Fuente: Autores

3.7.3.4.2 Deslizamiento en Base del Estribo

Para el cálculo del deslizamiento en base del estribo se utiliza un estado límite de resistencia de 1 y un estado límite de evento extremo de 1. En el Anexo 44 se puede observar que la resistencia la, resistencia lb y el evento extremo l cumplen con el deslizamiento en la base del estribo.

3.7.3.4.3 Presiones Actuantes en la Base del Estribo

Para el análisis de las presiones actuantes en la base del estribo la norma (AASHTO, 2014) señalo un factor de resistencia ϕ_b de 0.55 para el estado límite de resistencia y un ϕ_b de 0.80 para el estado límite de eventos extremos

En el Anexo 45 se visualiza que las resistencias la y lb cumplen con las presiones actuantes en la base del estribo, así también el evento extremo y el servicio l cumplen con lo antes señalado.

3.7.4 Diseño de la Armadura

En la Ilustración 51 se puede observar cómo va a estar diseñada la armadura, además en los Anexo 46 al Anexo 55 se detalla el procedimiento de cálculo.

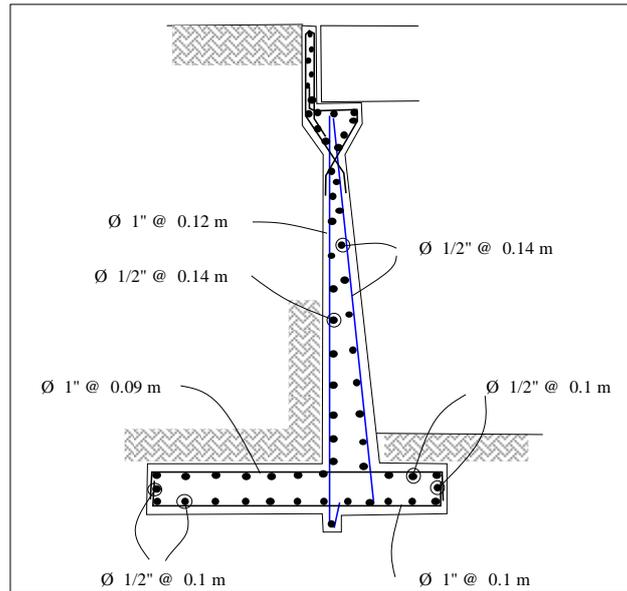


Ilustración 51 Diseño de la Armadura

Fuente: Autores

3.8 Diseño de Muro de Contención

En el Anexo 56 al Anexo 77 se puede revisar detalladamente el procedimiento para el cálculo del muro de contención.

Tabla 33 Resumen General de Acero

RESUMEN GENERAL DEL ACERO							
1.-	PANTALLA:	* ACERO VERTICAL	- Cara Interior	=	Ø 3/4	@	0,29 m Intercalado ó
				=	Ø 3/4	@	0,14 m a una (h) de 5,20
			- Cara Exterior	=	Ø 1/2	@	0,08 m
				=	Ø 1/2	@	0,14 m
		* ACERO HORIZONTAL	- Cara Interior	=	Ø 1/2	@	0,14 m
	- Cara Exterior	=	Ø 3/4	@	0,14 m		
2.-	ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)	* ACERO PRINCIPAL	=	Ø 3/4	@	0,14 m	
		* ACERO TRANSVERSAL	=	Ø 1/2	@	0,14 m	
3.-	ZAPATA POSTERIOR (TALON)	* ACERO PRINCIPAL	=	Ø 1	@	0,03 m	
		* ACERO TRANSVERSAL	=	Ø 1/2	@	0,11 m	

Fuente: Autores

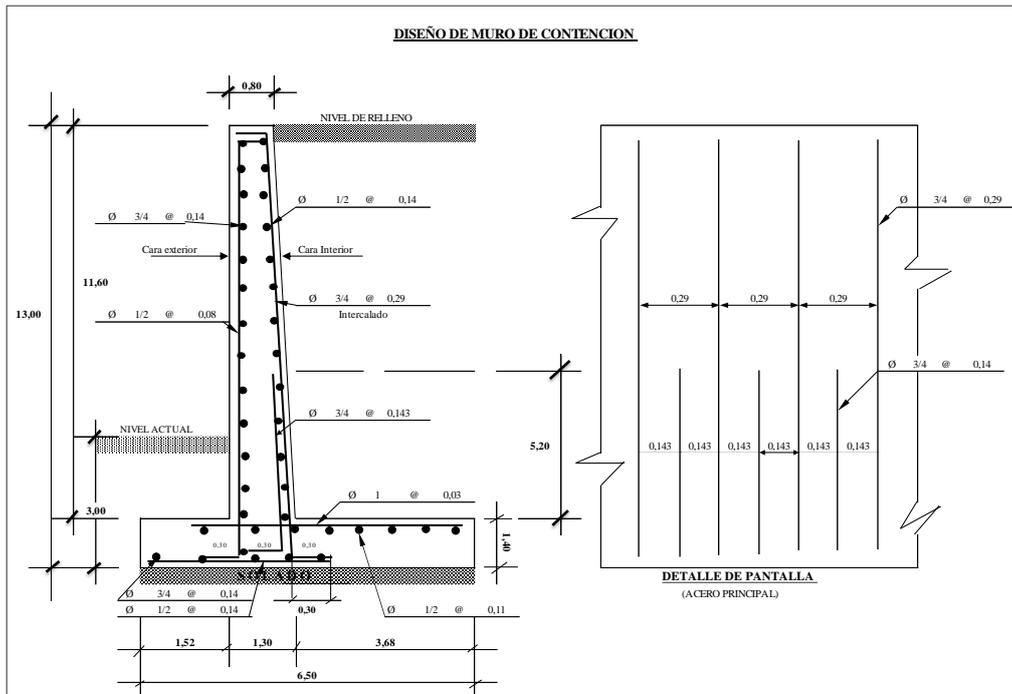


Ilustración 52 Muro de Contención

Fuente: Autores

3.9 Diseño de las Vigas

La viga a diseñar para el proyecto es una viga metálica tipo I, para lo cual en el Anexo 78 se pueden observar los datos iniciales del mismo.

3.9.1 Pre - dimensionamiento

Para el diseño del puente vehicular de la Calle Antonio Flor se realizó el diseño de vigas en acero en tramos simples tomando como altura mínima de 1200 mm (Anexo 79); además en el Anexo 79 se puede observar la verificación que los límites de proporcionalidad son los correctos y cada uno cumple.

3.9.2 Análisis Estructural de las Vigas

En el Anexo 80 se pueden encontrar las propiedades mecánicas y los factores de distribución que va a tener la viga, así como en la Tabla 34 que el mayor momento se encuentra en la viga inferior correspondiente a dos carriles cargados.

Tabla 34 Momento y Cortante

Viga Interior			
Momento		Cortante	
Un Carril Cargado	Dos Carriles Cargados	Un Carril Cargado	Dos Carriles Cargados
0.48	0.69	0,72	0,90

Fuente: Autores

3.9.3 Diseño en Fase Constructiva

Al momento de construir el puente es de suma importancia tomar en cuenta la fase constructiva ya que en este proceso se verifica que el momento positivo y negativo de la viga resistan tanto el peso propio, así como el peso de la placa recién fundida. Cabe mencionar que en este proceso no se toma en consideración las cargas vivas del camión de diseño; además el en esta fase el concreto fresco no aporta resistencia a flexión.

Anexo 82 se puede observar que tanto el pandeo lateral torsional y el pandeo de la aleta a compresión cumplen con lo especificado en la (AASHTO, 2014), así también se puede observar que el límite de esbeltez en el patín λ_f es menor que el límite inferior de esbeltez en el patín λ_{pf} por lo que se indica que el mismo es compacto.

Ecuación 33 Esbeltez Local

Fuente: (AASHTO, 2014)

$$\lambda_f < \lambda_{pf}$$

Se tiene un momento de flexión lateral en la aleta de 12587937.50 N-mm² y un esfuerzo en la aleta inferior de 1.23.

3.9.4 Diseño en Fase Operativa

En la fase operativa la sección del puente se encuentra compuesta ya que la viga y el concreto forman parte de una sola sección haciendo que el concreto aporte en la resistencia a flexión del puente.

Obteniendo como resultado un ancho efectivo de placa para la viga interior b_{ei} de 2.77 m (Anexo 84) y un ancho efectivo de placa para la viga exterior b_{ee} de 1 m (Anexo 84), obteniendo un ancho efectivo total b_{eff} de 2.39 m (Anexo 84); en la Ilustración 53 se pueden observar las dimensiones de la sección respectivamente.

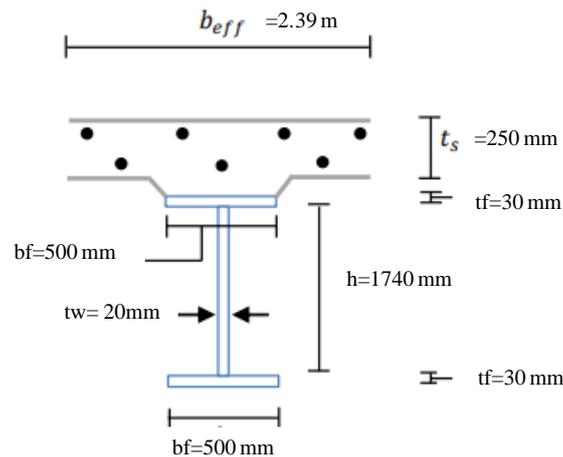


Ilustración 53 Dimensiones de la Sección

Fuente: Autores

La distancia del eje neutro plástico al nivel superior del elemento \bar{Y} de 29.52 in (Anexo 86), presión base del viento de 0.05 kips.ft² y una presión de diseño de 0.02 ksi (Anexo 89). Cuenta con una fuerza horizontal máxima de 0.26 kips/ ft la misma que se aplicara en el arriostramiento (Anexo 90).

3.9.5 Diseño a Cortante

En el Anexo 93 se puede visualizar a detalle el procediendo para el cálculo de la resistencia plástica a cortante de las vigas V_p dando como resultado un valor de 6963480 N.

3.9.6 Rigidizadores Transversales

En el Anexo 94 y Anexo 95 se puede observar que tanto el pandeo como el momento de inercia cumplen para el cálculo de los rigidizadores dando como resultado un ancho de aleta completa b_f de 500 m, un ancho del rigidizador b_t de 165 mm, un espesor del rigidizador t_p de 15 mm y una profundidad de la sección de 1740 mm.

Se usará rigidizadores de 165 x 170 mm los mismos que son aptos para evitar el pandeo local en el rigidizador.

3.9.7 Diseño de Conectores de Corte

Después de haber realizado el procedimiento indicado en la norma (AASHTO, 2014) el mismo que se indica paso a paso en el Anexo 97, se puede decir que la separación máxima entre conectores es de 33,97 cm, con una resistencia nominal a fatiga de 5735.81 ton.

3.9.8 Analiza a Fatiga de Conectores

Para el análisis a fatiga de los conectores se utilizó un ciclo de vida de diseño de 75 años con 8000 vehículos por sentido, lo cual dio como resultado 74460000 ciclos por pasada de camión y una resistencia al cortante para fatiga Z_r de 56250 mm (Anexo 98).

3.9.9 Diseño de Arriostramiento

Para el arriostramiento interior se procedió a utilizar longitud total de viga de 30000 mm y un área donde actúa el viento de 27000000mm², además de una separación de vigas exteriores de 8310 mm y una separación entre diafragmas de 5000 mm (Anexo 99).

Como arriostramiento inferior se utilizarán ángulos L150 x 150 x 10mm, contando con una perforación para pernos de montaje debido a que la conexión es será soldada.

3.9.10 Diseño de Diafragmas

Para el diseño del diafragma se utilizarán cordones de 2L 150 x 150 x 10mm en el Anexo 102 se pueden observar las especificaciones de loa mismas.

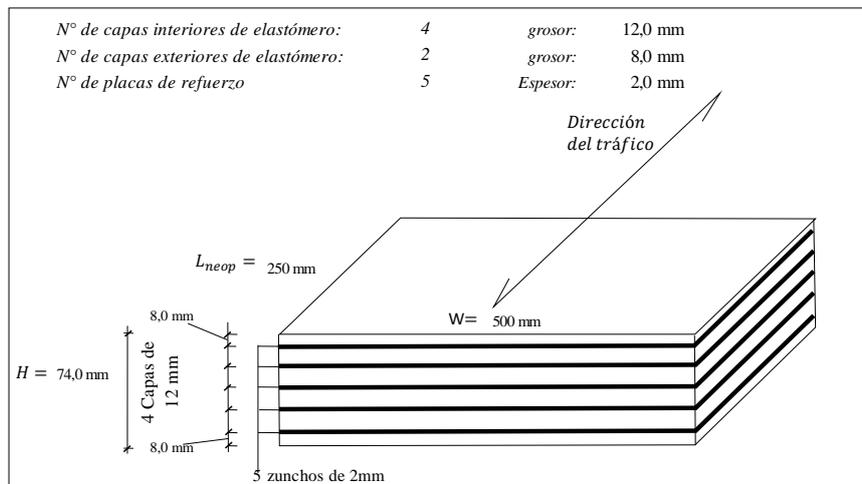
3.9.11 Diseño de Conexiones Soldadas

Para el diseno de conexiones soldadas en las uniones entre los rigidizadores de apoyo y el alma se asumirá un espesor de soldadura de filete de 6 mm obteniendo un área efectiva de soldadura de 39626 mm² y con una resistencia de soldadura de 50629.13 kips. Se puede decir que el espesor de soldadura tipo filete indicado anteriormente cumple con los requisitos de diseño los mismos que se indican en el Anexo 103.

3.10 Diseño del Neopreno

Para el cálculo del neopreno se utilizó una dureza de 60 como se indica en la (AASHTO, 2014), una fluencia de acero A36 de 4200 kg/cm^2 , con una longitud de vida L de 30 m, ancho de viga b de 0.5 m. Dando como resultado un ancho de viga W de 50 cm y una longitud de neopreno L_{neop} de 25 cm como se puede observar en el Anexo 105.

Además, en el Anexo 106 al Anexo 110 se puede observar que la máxima deformación por cortante Δ_s es de 3.80 cm, espesor h_{rt} de 7.59 cm, grosor de capa interior h_{ri} de 12 mm, grosor capa exterior h_{re} de 8 mm y con 4 capas interiores. En el Anexo 113 y Anexo 114 se obtiene un espesor de placa h_s de 2 mm y una altura total H de 74 mm.



Composición final del dispositivo de elastómero dureza 60

Ilustración 54 Diseño del Neopreno

Fuente: Autores

3.11 Conclusiones y Recomendaciones

- Todos los elementos estructurales utilizados deberán cumplir con los parámetros mínimos indicados en las especificaciones.
- Durante la construcción de los estribos se deberá evitar el flujo de agua.
- Durante el lanzamiento de las vigas las mismas deberán ser izadas en paredes junto con sus diafragmas y riostras evitando el pandeo elástico.

Capítulo 4

4 Oferta Técnica /Económica

En el presente estudio se procedió a obtener el precio unitario de cada rubro, así también se obtuvo la cantidad de obra de cada elemento que compone la obra, con el fin de determinar el precio total de la obra a realizar.

Para realizar el estudio se tomaron en cuenta planos y especificaciones técnicas, los mismo que ayudan a determinar volúmenes de obra. Contando también con dos tipos de costos: costos directos y costos indirectos; los primeros hacen referencia a los gastos y costos invertidos en el proceso de producción tales como: maquinaria, mano de obra, transporte y equipos, mientras que los costos indirectos no tienen ninguna relación directa con la producción para lo cual se le agrega un 20% de los costos directos.

4.1 Objetivos y Alcances

- Obtener cantidades de obra, mano de obra, equipo y materiales.
- Realizar un presupuesto utilizando precios unitarios con el fin de obtener el costo total del diseño del puente sobre la calle Antonio Flor.

4.2 Análisis de Precios Unitarios

El análisis de precios unitarios es un desglose de las diversas cantidades de insumo que se toman en cuenta al momento de realizar una obra; así también (Calero, 2015) señala que el mismo es un proceso mediante el cual se determina el rendimiento de una obra. En los Anexo 119 al Anexo 155 se encuentran detallados los análisis de precios unitarios de cada rubro respectivamente.

4.3 Presupuesto Referencial

El (Servicio Nacional de Contratación Pública, 2008) define al presupuesto referencial como el monto del objeto de contratación el mismo que es determinado por la entidad contratante al momento de iniciar el proceso de contratación.

En la Ilustración 55 se puede observar el presupuesto referencial del proyecto el cual es de \$1'579.088,25.

DISEÑOS DE INGENIERIA INTEGRAL DEL PUENTE DE LA CALLE ANTONIO FLOR SOBRE EL RIO EL CHORRO, GIRON, AZUAY					
Oferente:		Danny Ricardo Pino Mora - Maria Paz Saquicela Cardenaz			
Ubicacion:		Giron - Azuay			
Fecha:		Febreo - 2023			
PRESUPUESTO					
Item	Descripcion	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
1	Obras Preliminares				508,57
1.1	Replanteo y nivelación del eje del puente	m2	249,30	2,04	508,57
2	Accesos Viales				64.058,80
2.1	Limpieza y desbroce del terreno	Ha	0,05	308,28	15,41
2.2	Replanteo, nivelación y proyección de los accesos viales	m2	901,05	0,99	888,80
2.3	Excavación sin clasificar	m3	450,53	5,52	2.486,51
2.4	Mejoramiento de la subrasante con suelo seccionado (TTC)	m3	450,53	31,36	14.127,74
2.5	Cargado con material de excavación, incluye el 30% de esponjamiento	m3	585,68	2,23	1.307,31
2.6	Desalajo de material (cargado a maquina, 8 km) incluye 30% de esponjamiento	m3	585,68	8,24	4.828,51
2.7	Base clase 2	m3	114,10	34,49	3.935,71
2.8	Imprimación asfáltica	m2	901,05	13,72	12.358,88
2.9	Carpeta asfáltica e=3 in con hormigón asfáltico mezclado en plata, suministro, tendido y compactado	m2	901,05	26,76	24.109,94
3	Estructuras de Contención				139.341,33
3.1	Suministro e instalación de hormigón ciclópeo, 40% piedra y 60% hormigón simple f'c=210 kg/cm2, inc. encofrado	m3	19,80	145,00	2.870,90
3.2	Suministro e instalación de hormigón simple de f'c= 180 kg/cm2	m3	8,25	135,23	1.115,65
3.3	Suministro e instalación de acero de refuerzo Fy= 4200 kg/cm2	kg	15.896,38	2,28	36.271,90
3.4	Suministro e instalación de hormigón simple de f'c= 350 kg/cm2 incluye bomba y encofrado	m3	241,80	272,02	65.774,48
3.5	Excavación sin clasificar	m3	650,00	5,52	3.587,45
3.6	Mejoramiento de la subrasante con material seleccionado (TTC)	m3	864,44	31,36	27.107,30
3.7	Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m3	65,00	26,64	1.731,52
3.8	Tubería PVC perforada para dren	m	24,00	11,02	264,37
3.9	Geotextil no tejido	m2	130,00	4,75	617,76
4	Excavación para Estribos				35.623,12
4.1	Excavación a máquina, material sin clasificar	m3	4.505,70	3,49	15.709,69
4.2	Excavación manual, material sin clasificar	m3	321,84	18,53	5.962,75
4.3	Excavación con presencia de agua	m3	1.609,18	8,67	13.950,69
5	Subestructura				512.778,35
5.1	Mejoramiento de la subrasante con material seleccionado (TTC)	m3	4.060,76	31,36	127.339,06
5.2	Relleno y compactado con maquinaria, incluye material de sitio	m3	451,20	5,29	2.385,77
5.3	Suministro e instalación de hormigón simple de f'c= 350 kg/cm2 incluye bomba (Subestructura)	m3	737,60	272,02	200.642,10
5.4	Suministro e instalación de acero de refuerzo Fy= 4200 kg/cm2	kg	76.999,33	2,28	175.694,85
5.5	Suministro e instalación de hormigón ciclópeo, 40% piedra y 60% hormigón simple f'c=210 kg/cm2, inc. encofrado	m3	0,00	145,00	0,00
5.6	Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m3	130,00	26,64	3.463,04
5.7	Tubería PVC perforada para dren	m	91,00	11,02	1.002,40
5.8	Geotextil no tejido	m2	473,72	4,75	2.251,12
6	Superestructura				454.340,63
6.1	Suministro y Fabricación de acero estructural ASTM - A588 gr.50	kg	75.000,00	3,49	261.797,40
6.2	Montaje de acero estructural ASTM A-588 (gr 50)	kg	75.000,00	1,22	91.317,60
6.3	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural ASTM - A572 gr.50	kg	15.370,56	2,96	45.446,82
6.4	Suministro e instalación de hormigón simple de f'c= 280 kg/cm2 incluye bomba (Tablero)	m3	81,60	201,68	16.456,78
6.5	Suministro e instalación de acero de refuerzo Fy= 4200 kg/cm2	kg	9.576,16	2,28	21.850,61
6.6	Tubería PVC perforada para dren	m	35,00	11,02	385,54
6.7	Suministro e instalación de placa de neopreno	u	6,00	508,86	3.053,17
6.8	Junta de dilatación JCV-200 o Similar	ml	20,00	701,64	14.032,70
7	Pretensado				41.520,81
7.1	Suministro, transporte y montaje de pre-losa colaborante (celosía)	m2	285,33	114,31	32.617,10
7.2	Suministro, transporte y montaje de pre-losa colaborante (pretensado)	m2	98,67	90,24	8.903,71
8	Varios				64.121,20
8.1	Baranda de seguridad metálica, suministro e instalación	m	30,00	128,07	3.842,06
8.2	Señalización vertical de "Velocidad máxima permitida", suministro y colocación	u	2,00	84,37	168,75
8.3	Señalización vertical de "Reduzca la velocidad", suministro y colocación	u	2,00	90,02	180,05
8.4	Señalización vertical de "Peso máximo permitido", suministro y colocación	u	2,00	84,37	168,75
8.5	Mortero grout para relleno de precisión	m3	1,00	183,06	183,06
8.6	Prueba de carga	gb	1,00	5.925,78	5.925,78
8.7	Derrocamiento de Estribos Existentes	m3	499,10	107,50	53.652,75
9	Protección de Estribos				97.607,41
9.1	Replanteo y nivelación	m2	750,00	0,97	728,96
9.2	Excavación sin clasificar	m3	375,00	5,52	2.069,68
9.3	Material filtrante	m3	226,06	26,64	6.021,97
9.4	Enrocado de protecciones para puentes	m3	1.800,00	46,16	83.084,40
9.5	Geotextil no tejido	m2	1200	4,75	5.702,40
SUBTOTAL					1.409.900,22
IVA				12%	169188,0263
TOTAL					\$ 1.579.088,25

Soñ:

UN MILLON QUINIENTOS SETENTA Y NUEVE MIL OCHENTA Y OCHO 24/100 DOLARES

Ilustración 55 Presupuesto Referencial

Fuente: Autores

4.4 Conclusiones y Recomendaciones

- Después de haber analizado el presupuesto referencial expuesto anteriormente se llega a concluir que la estructura a construir cumple con los precios acorde a estructuras realizadas en el país.

5 Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

- La construcción del puente vehicular de la calle Antonio Flor sobre el río el Chorro mejorara la calidad de vida de los habitantes del sector mejorando así la economía del sector.
- Posterior a la realización del estudio de suelo se determinó que el tipo de suelo según la clasificación SUCS pertenece a un suelo tipo SM también conocido Arena limosa con grava.
- Para el diseño vial se considerará un eje vial de 118,09 m de longitud.
- Mediante el estudio hidrológico se pudo determinar un caudal de $70.10 \text{ m}^3/\text{s}$; obteniendo una socavación de 1.44m en el estribo izquierdo, socavación de 0.93 m en el estribo derecho y una socavación en el lecho vivo de 3.68 m.
- El puente a diseñar tendrá una luz de 30 m, con unos estribos de 13 metros de alto, con una altura de cimentación de 1,96 m y un ancho de 11 m.
- Se determinó que el presupuesto referencial para el puente a construir es de \$1'579.088,25.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda que la estructura tenga un mantenimiento rutinario para poder evitar daños en el puente a diseñar.
- Colocar protecciones en la entrada y salida del puente con el objetivo de evitar daños en la estructura del puente.

- Al momento de la colocación y construcción de los estribos se deberá evitar el flujo el agua.
- Los materiales a utilizar tienen que ser de buena calidad y cumplir con las especificaciones establecidos en cada uno de los capítulos.

6 Anexos

6.1 Cálculo de la Socavación

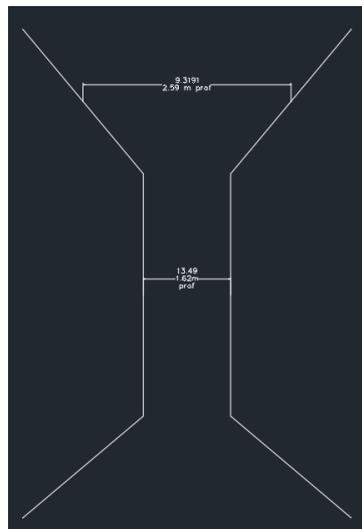
Anexo 1 Velocidad Promedio de Flujo

V	3.33	m/s
Q	80.3	m ³ /s
A	24.11	m ²

Ancho aguas arriba	9.31	m
profundidad	2.59	m
Ancho entre estribos	13.49	m

Fuente: Autores

Anexo 2 Ancho y Profundidad



Fuente: Autores

Anexo 3 Velocidad Crítica

V _c	0.39	m/s
K _u	6.19	S.I
Y ₁	2.59	m
D ₅₀	0.00016	m

Fuente: Autores

Anexo 4 Factor V^*/w

V*	1.045	m/s
g	9.81	m/s ²
Y1	2.59	
S1	0.04298972	
vs	0.477736	
vs sup	0.228231	
g	9.81	m ² /s
d	0.0098877	m
ps	1.6	Ton/m ³
Cd	0.34	
Cd sup		
Re sup		
Re	3605.886	
d	0.0098877	
vs	0.477736	
V	0.00000131	m ² /s

w	0.4777	
factor V^*/w		2.188

Fuente: Autores

Anexo 5 Calculo de la Socavación de Lecho Vivo

y2	m	2.01
y1	m	2.59
Q2	m ³ /2	80.3
Q1	m ³ /2	80.3
W2	m	13.49
W1	m	9.31
yo	m	1.51
k1		0.69
SOCV	Ys	m
		3.68
	Y2*	5.19

Fuente: Autores

Anexo 6 Socavación en el Estribo Izquierdo

Ys	m	1.36	soc	1.44
K1		0.82		
K2		0.98		
L'	m	0.47		
h	m	0.99		
fr	mm	1.07		
V	m/s	3.33		
g	m/s ²	9.81		
Ang		79		

Fuente: Autores

Anexo 7 socavación en el Estribo Derecho

Ys	m	0.922	soc	0.93
K1		0.82		
K2		0.98		
L'	m	0.47		
h	m	0.73		
fr	mm	1.24		
V	m/s	3.33		
g		9.81		
Ang		79		

Fuente: Autores

6.2 Momentos

Anexo 8 Momentos de Servicio Segun el CSI Bridge

Area		AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CueType	StepType	F11	F22	F12	FMax	FMin	FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin	MAngle	V13	V23	VMax	VAngle	
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Degrees	Ton/m	Ton/m/m	Ton/m/m	Ton/m/m	Ton/m/m	Ton/m/m	Degrees	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Degrees	
1	1-1	Shell_Thin_1	SerGroup4	Combination	Max			-1.871	-0.656	-0.598	0	0	0	0	-0.003164	-0.01164	-0.02375	0	0	0	-0.009365	-0.519	0	0	
1	1-1	Shell_Thin_2	SerGroup4	Combination	Max			-1.933	-0.67	-0.531	0	0	0	0	-0.01535	-0.44093	-0.02134	0	0	0	0.18	-0.515	0	0	
1	1-1	Shell_Thin_1	SerGroup4	Combination	Max			-1.841	-0.214	-0.893	0	0	0	0	-0.12647	-0.51299	-0.02473	0	0	0	0.18	-0.666	0	0	
1	1-1	Shell_Thin_2	SerGroup4	Combination	Max			-1.779	-0.198	-0.96	0	0	0	0	0.01124	0.03339	-0.02717	0	0	0	-0.009365	-0.666	0	0	
1	1-1	Shell_Thin_1	SerGroup4	Combination	Min			-2.567	-0.875	-0.84	0	0	0	0	-0.01635	-0.01774	-0.02542	0	0	0	0	0.014	-0.548	0	0
1	1-1	Shell_Thin_2	SerGroup4	Combination	Min			-2.693	-0.898	-0.742	0	0	0	0	-0.04635	-0.45336	-0.02342	0	0	0	0	0.099	-0.548	0	0
1	1-2	Shell_Thin_1	SerGroup4	Combination	Min			-2.574	-0.298	-1.234	0	0	0	0	-0.16302	-0.52919	-0.03193	0	0	0	0	0.099	-0.693	0	0
1	1-1	Shell_Thin_2	SerGroup4	Combination	Min			-2.448	-0.272	-1.331	0	0	0	0	-0.00467	0.0227	-0.03392	0	0	0	0	0.014	-0.693	0	0
1	1-2	Shell_Thin_2	SerGroup4	Combination	Max			-3.451	-0.534	-0.735	0	0	0	0	0.01306	0.03383	-0.01784	0	0	0	0	0.002542	-0.679	0	0
1	1-2	Shell_Thin_1	SerGroup4	Combination	Max			-3.23	-0.492	-0.734	0	0	0	0	-0.11289	-0.51032	-0.01338	0	0	0	0	0.024	-0.679	0	0
1	1-2	Shell_Thin_3	SerGroup4	Combination	Max			-3.138	-0.02	-0.824	0	0	0	0	-0.1001	-0.52863	-0.00052	0	0	0	0	0.024	-0.707	0	0
1	1-2	Shell_Thin_2	SerGroup4	Combination	Max			-3.359	-0.961	-0.824	0	0	0	0	0.01901	0.03795	-0.00532	0	0	0	0	0.002542	-0.707	0	0
1	1-2	Shell_Thin_2	SerGroup4	Combination	Min			-4.742	-0.732	-1.014	0	0	0	0	-0.00304	0.02285	-0.0207	0	0	0	0	-0.013	-0.724	0	0
1	1-2	Shell_Thin_1	SerGroup4	Combination	Min			-4.483	-0.68	-1.013	0	0	0	0	-0.17874	-0.53233	-0.01616	0	0	0	0	-0.087	-0.724	0	0
1	1-2	Shell_Thin_3	SerGroup4	Combination	Min			-4.364	-0.09	-1.125	0	0	0	0	-0.13065	-0.54879	-0.00533	0	0	0	0	-0.087	-0.747	0	0
1	1-2	Shell_Thin_4	SerGroup4	Combination	Min			-4.623	-0.144	-1.126	0	0	0	0	0.00831	0.02518	-0.00942	0	0	0	0	-0.013	-0.747	0	0
1	1-3	Shell_Thin_4	SerGroup4	Combination	Max			-5.268	-0.451	-1.392	0	0	0	0	0.06523	0.04442	0.01371	0	0	0	0	-0.027	-0.705	0	0
1	1-3	Shell_Thin_3	SerGroup4	Combination	Max			-4.197	-0.242	-0.824	0	0	0	0	-0.16644	-0.54165	-0.02379	0	0	0	0	-0.314	-0.705	0	0
1	1-3	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Max			-4.104	-0.286	-0.682	0	0	0	0	0.21636	-0.46602	0.01043	0	0	0	0	-0.315	-0.553	0	0
1	1-3	Shell_Thin_4	SerGroup4	Combination	Min			-5.175	-0.056	-1.231	0	0	0	0	0.1004	0.00068	0.00096	0	0	0	0	-0.027	-0.553	0	0
1	1-3	Shell_Thin_4	SerGroup4	Combination	Min			-7.245	-0.667	-1.937	0	0	0	0	0.03644	0.03095	0.00644	0	0	0	0	-0.047	-0.747	0	0
1	1-3	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Min			-5.802	-0.368	-1.173	0	0	0	0	-0.21517	-0.56604	0.01359	0	0	0	0	-0.505	-0.747	0	0
1	1-3	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Min			-5.679	-0.186	-0.948	0	0	0	0	0.10339	-0.48492	0.00468	0	0	0	0	-0.505	-0.595	0	0
1	1-3	Shell_Thin_4	SerGroup4	Combination	Min			-7.124	-0.075	-1.717	0	0	0	0	0.07048	-0.01044	-0.00341	0	0	0	0	-0.047	-0.595	0	0
1	2-1	Shell_Thin_4	SerGroup4	Combination	Max			-2.029	-1.142	-0.467	0	0	0	0	-0.02578	-0.48318	-0.02098	0	0	0	0	0.253	-0.285	0	0
1	2-1	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Max			-0.348	-0.795	-0.313	0	0	0	0	-0.13021	-0.58043	-0.0102	0	0	0	0	0.056	-0.285	0	0
1	2-1	Shell_Thin_5	SerGroup4	Combination	Max			-0.284	-0.472	-3.265	0	0	0	0	-0.12421	-0.72688	0.00308	0	0	0	0	0.056	-0.688	0	0
1	2-1	Shell_Thin_1	SerGroup4	Combination	Max			-1.962	-0.83	-3.42	0	0	0	0	-0.13226	-0.54127	-0.00317	0	0	0	0	0.253	-0.688	0	0
1	2-1	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Min			-2.818	-1.57	-0.666	0	0	0	0	-0.0617	-0.53008	-0.02445	0	0	0	0	0.129	-0.518	0	0
1	2-1	Shell_Thin_5	SerGroup4	Combination	Min			-0.483	-1.118	-0.452	0	0	0	0	-0.13899	-0.59475	-0.01607	0	0	0	0	0.032	-0.518	0	0
1	2-1	Shell_Thin_5	SerGroup4	Combination	Min			-0.396	-0.653	-4.584	0	0	0	0	-0.13784	-0.76884	0.00059	0	0	0	0	0.032	-1.31	0	0
1	2-1	Shell_Thin_1	SerGroup4	Combination	Min			-2.738	-1.117	-4.799	0	0	0	0	-0.17657	-0.59706	-0.00969	0	0	0	0	0.129	-1.131	0	0
1	2-2	Shell_Thin_1	SerGroup4	Combination	Max			-3.351	-1.097	-3.261	0	0	0	0	-0.11918	-0.54159	0.00309	0	0	0	0	0.03	-0.829	0	0
1	2-2	Shell_Thin_5	SerGroup4	Combination	Max			-3.674	-1.164	-3.258	0	0	0	0	-0.1241	-0.75231	0.00632	0	0	0	0	0.104	-0.829	0	0
1	2-2	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Max			-3.911	-0.835	-2.648	0	0	0	0	-0.0604	-0.75891	-0.00572	0	0	0	0	0.104	-0.965	0	0
1	2-2	Shell_Thin_3	SerGroup4	Combination	Max			-3.289	-0.758	-2.65	0	0	0	0	-0.10535	-0.55395	-0.00679	0	0	0	0	0.03	-0.965	0	0
1	2-2	Shell_Thin_1	SerGroup4	Combination	Min			-4.647	-1.499	-4.578	0	0	0	0	-0.19228	-0.60018	-0.00367	0	0	0	0	-0.099	-1.194	0	0
1	2-2	Shell_Thin_5	SerGroup4	Combination	Min			-5.227	-1.615	-4.576	0	0	0	0	-0.3043	-0.78767	-0.00293	0	0	0	0	-0.283	-1.194	0	0
1	2-2	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Min			-5.157	-1.27	-3.653	0	0	0	0	-0.1144	-0.79982	-0.00883	0	0	0	0	-0.283	-1.167	0	0
1	2-2	Shell_Thin_3	SerGroup4	Combination	Min			-4.576	-1.152	-3.654	0	0	0	0	-0.13415	-0.57126	-0.01127	0	0	0	0	-0.099	-1.167	0	0
1	2-3	Shell_Thin_3	SerGroup4	Combination	Max			-4.348	-0.972	-2.677	0	0	0	0	-0.17191	-0.567	0.00595	0	0	0	0	-0.275	-1.182	0	0
1	2-3	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Max			-4.574	-1.406	-2.725	0	0	0	0	-0.25689	-0.80135	-0.00189	0	0	0	0	-0.569	-1.182	0	0
1	2-3	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Max			-6.511	-1.09	1.4	0	0	0	0	0.32273	0.08949	0.04616	0	0	0	0	-0.569	-4.293	0	0
1	2-3	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Min			-4.285	-0.623	1.477	0	0	0	0	0.17663	-0.82678	0.05437	0	0	0	0	-0.275	-4.293	0	0
1	2-3	Shell_Thin_3	SerGroup4	Combination	Min			-6.095	-1.452	-3.679	0	0	0	0	-0.21968	-0.58868	0.00101	0	0	0	0	-0.448	-1.391	0	0
1	2-3	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Min			-9.006	-2.029	-3.756	0	0	0	0	-0.16511	-0.84887	-0.00514	0	0	0	0	-0.87	-1.391	0	0
1	2-3	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Min			-8.916	-1.749	0.972	0	0	0	0	0.16573	-0.30558	0.03186	0	0	0	0	-0.87	-2.563	0	0
1	2-3	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Min			-8.937	-1.165	1.028	0	0	0	0	0.03502	-0.89071	0.03711	0	0	0	0	-0.448	-2.563	0	0
1	3-1	Shell_Thin_6	SerGroup4	Combination	Max			-0.17	1.883	-0.076	0	0	0	0	-0.0159	0.00278	0.09823	0	0	0	0	0.204	6.923	0	0
1	3-1	Shell_Thin_7	SerGroup4	Combination	Max			-0.542	1.723	0.13	0	0	0	0	0.3368	1.13148	0.15133	0	0	0	0	0.703	6.923	0	0
1	3-1	Shell_Thin_8	SerGroup4	Combination	Max			-0.649	1.016	0.145	0	0	0	0	0.46007	0.65547	0.13679	0	0	0	0	0.745	3.745	0	0
1	3-1	Shell_Thin_5	SerGroup4	Combination	Max			0.028	1.176	-0.061	0	0	0	0	-0.02815	-0.22246	0.07428	0	0	0	0	0.204	3.745	0	0
1	3-1	Shell_Thin_8	SerGroup4	Combination	Min			-0.199	0.327	-0.233	0	0	0	0	-0.81538	-3.98917	-0.32777	0	0	0	0	-0.893	0.124	0	0
1	3-1	Shell_Thin_7	SerGroup4	Combination	Min			-0.064	0.177	-0.135	0	0	0	0	-0.25673	-0.47371	-0.53843	0	0	0	0	-0.799	0.124	0	0
1	3-1	Shell_Thin_8	SerGroup4	Combination	Min			-0.977	0.219	-0.077	0	0	0	0	-0.33878	-0.43014	-0.44112	0	0	0	0	-0.799	0.493	0	0
1	3-1	Shell_Thin_5	SerGroup4																						

Anexo 9 Momento de Resistencia Segun CSI Bridge

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaItem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11	F22	F12	FMax	FMin	FAngle	FVM	M11	M22	M12	MMax	MMin	MAngle	V13	V23	VMax	VAngle				
Test	Item	Test	Item	Test	Test	Test	Total	Total	Total	Total	Total	Degrees	Total	Total	Total	Total	Total	Total	Degrees	Total	Total	Total	Degrees				
1	1.1	Shell-Thin	1	SrRGroup	Combination	Max	-1.741	-0.62	-0.546	0	0	0	0	-0.00223	-0.01255	-0.02505	0	0	0	0.0008654	-0.511	0	0				
1	1.1	Shell-Thin	2	SrRGroup	Combination	Max	-1.776	-0.631	-0.486	0	0	0	0	-0.00071	-0.44257	-0.0272	0	0	0	0	0.261	-0.511	0	0			
1	1.1	Shell-Thin	4	SrRGroup	Combination	Max	-1.688	-0.197	-0.526	0	0	0	0	-0.12026	-0.1982	-0.02486	0	0	0	0	0.197	0.261	-0.673	0			
1	1.1	Shell-Thin	2	SrRGroup	Combination	Min	-1.654	-0.184	-0.886	0	0	0	0	0.01775	0.04718	-0.02745	0	0	0	0	0	0.0008654	-0.673	0	0		
1	1.1	Shell-Thin	1	SrRGroup	Combination	Min	-3.623	-1.228	-1.187	0	0	0	0	-0.02542	-0.02546	-0.03484	0	0	0	0	0	0	-0.073	-0.726	0		
1	1.4	Shell-Thin	2	SrRGroup	Combination	Max	-3.802	-1.261	-1.048	0	0	0	0	-0.06575	-0.09921	-0.02731	0	0	0	0	0	0	0.082	-0.726	0		
1	1.1	Shell-Thin	-1	SrRGroup	Combination	Min	-3.637	-0.421	-1.742	0	0	0	0	-0.24602	-0.70388	-0.04312	0	0	0	0	0	0	0.082	-0.923	0		
1	1.1	Shell-Thin	-2	SrRGroup	Combination	Min	-3.457	-0.387	-1.881	0	0	0	0	-0.01254	0.02031	-0.04762	0	0	0	0	0	0	0.025	-0.923	0		
1	1.2	Shell-Thin	2	SrRGroup	Combination	Max	-3.211	-0.488	-0.681	0	0	0	0	0.02088	0.04784	-0.01183	0	0	0	0	0	0	0.008207	-0.681	0		
1	1.2	Shell-Thin	-1	SrRGroup	Combination	Min	-2.976	-0.456	-0.681	0	0	0	0	-0.09865	-0.51557	-0.01344	0	0	0	0	0	0	0.055	-0.683	0		
1	1.2	Shell-Thin	-3	SrRGroup	Combination	Max	-2.892	-0.00592	-0.771	0	0	0	0	-0.08969	-0.43278	0.0012	0	0	0	0	0	0	0.055	-0.708	0		
1	1.2	Shell-Thin	4	SrRGroup	Combination	Max	-3.124	-0.037	-0.772	0	0	0	0	0.02247	0.02286	-0.04144	0	0	0	0	0	0	0.008207	-0.708	0		
1	1.2	Shell-Thin	-2	SrRGroup	Combination	Min	-6.693	-1.032	-1.432	0	0	0	0	-0.01022	0.02046	-0.02875	0	0	0	0	0	0	0	-0.021	-0.669	0	
1	1.2	Shell-Thin	-1	SrRGroup	Combination	Min	-6.331	-0.96	-1.431	0	0	0	0	-0.25479	-0.70963	-0.02252	0	0	0	0	0	0	0	-0.146	-0.669	0	
1	1.2	Shell-Thin	3	SrRGroup	Combination	Min	-6.165	-0.158	-1.587	0	0	0	0	-0.17739	-0.70017	-0.06812	0	0	0	0	0	0	0	0.082	-0.669	0	
1	1.2	Shell-Thin	4	SrRGroup	Combination	Min	-6.527	-0.215	-1.588	0	0	0	0	0.00425	0.02072	-0.01356	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.021	-0.669	0
1	1.3	Shell-Thin	4	SrRGroup	Combination	Max	4.903	-0.407	-1.292	0	0	0	0	0.07382	0.0619	0.01989	0	0	0	0	0	0	0	-0.022	-0.705	0	
1	1.3	Shell-Thin	5	SrRGroup	Combination	Max	-3.893	-0.214	-0.749	0	0	0	0	-0.14402	-0.45408	-0.00325	0	0	0	0	0	0	0	-0.261	-0.705	0	
1	1.3	Shell-Thin	6	SrRGroup	Combination	Max	-3.804	0.409	-0.624	0	0	0	0	-0.31984	-0.60733	0.01514	0	0	0	0	0	0	0	-0.261	-0.544	0	
1	1.3	Shell-Thin	4	SrRGroup	Combination	Min	4.815	0.109	-1.143	0	0	0	0	0.14267	0.00153	0.002	0	0	0	0	0	0	0	-0.022	-0.544	0	
1	1.3	Shell-Thin	4	SrRGroup	Combination	Min	-10.225	-0.952	-2.737	0	0	0	0	0.03336	0.02663	0.00189	0	0	0	0	0	0	0	-0.068	-0.998	0	
1	1.3	Shell-Thin	-3	SrRGroup	Combination	Min	-8.198	-0.529	-1.652	0	0	0	0	-0.29712	-0.54444	0.01059	0	0	0	0	0	0	0	-0.722	-0.998	0	
1	1.3	Shell-Thin	6	SrRGroup	Combination	Min	8.026	0.158	-1.338	0	0	0	0	0.07301	-0.64517	0.0027	0	0	0	0	0	0	0	-0.722	-0.793	0	
1	1.3	Shell-Thin	6	SrRGroup	Combination	Max	-10.057	-0.131	-2.431	0	0	0	0	-0.06805	-0.01699	-0.00059	0	0	0	0	0	0	0	-0.068	-0.795	0	
1	2.1	Shell-Thin	6	SrRGroup	Combination	Max	-1.860	-1.063	-0.423	0	0	0	0	-0.00885	-0.84856	-0.02041	0	0	0	0	0	0	0	-0.343	-0.203	0	
1	2.1	Shell-Thin	6	SrRGroup	Combination	Min	0.316	-0.734	-0.279	0	0	0	0	-0.12915	-0.58038	-0.00753	0	0	0	0	0	0	0	0.083	-0.203	0	
1	2.1	Shell-Thin	-5	SrRGroup	Combination	Max	-0.259	-0.439	-2.987	0	0	0	0	-0.12443	-0.15993	0.0044	0	0	0	0	0	0	0	0.083	-0.563	0	
1	2.1	Shell-Thin	-1	SrRGroup	Combination	Max	-1.804	-0.765	-1.13	0	0	0	0	-0.12433	-0.33981	-0.00666	0	0	0	0	0	0	0	-0.343	-0.563	0	
1	2.1	Shell-Thin	2	SrRGroup	Combination	Min	-3.976	-2.207	-0.939	0	0	0	0	-0.08671	-0.70443	-0.03321	0	0	0	0	0	0	0	0.109	-0.735	0	
1	2.1	Shell-Thin	8	SrRGroup	Combination	Min	-0.676	-1.574	-0.637	0	0	0	0	-0.18552	-0.18502	-0.02205	0	0	0	0	0	0	0	0.026	-0.735	0	
1	2.1	Shell-Thin	2	SrRGroup	Combination	Max	-0.559	-0.919	-6.478	0	0	0	0	-0.18535	-0.18535	-0.001	0	0	0	0	0	0	0	-0.166	-1.614	0	
1	2.1	Shell-Thin	-1	SrRGroup	Combination	Min	-3.868	-1.577	-6.781	0	0	0	0	-0.24578	-0.80284	-0.01463	0	0	0	0	0	0	0	0.109	-1.614	0	
1	2.2	Shell-Thin	1	SrRGroup	Combination	Max	-3.094	-1.027	-2.985	0	0	0	0	-0.1027	-0.53561	0.00514	0	0	0	0	0	0	0	0.066	-0.755	0	
1	2.2	Shell-Thin	5	SrRGroup	Combination	Max	-3.318	-1.076	-2.979	0	0	0	0	-0.19764	-0.76511	0.00989	0	0	0	0	0	0	0	0.065	-0.755	0	
1	2.2	Shell-Thin	-6	SrRGroup	Combination	Max	-3.256	-0.739	-2.477	0	0	0	0	-0.04102	-0.76513	-0.00505	0	0	0	0	0	0	0	-0.063	-0.915	0	
1	2.2	Shell-Thin	-3	SrRGroup	Combination	Max	-3.032	-0.672	-2.488	0	0	0	0	-0.09568	-0.56117	-0.00529	0	0	0	0	0	0	0	0.066	-0.915	0	
1	2.2	Shell-Thin	4	SrRGroup	Combination	Min	-6.563	-2.115	-6.47	0	0	0	0	-0.27452	-0.80855	-0.00769	0	0	0	0	0	0	0	-0.166	-1.689	0	
1	2.2	Shell-Thin	-5	SrRGroup	Combination	Min	-7.387	-2.28	-6.468	0	0	0	0	-0.43119	-1.08412	-0.00737	0	0	0	0	0	0	0	-0.429	-1.689	0	
1	2.2	Shell-Thin	-6	SrRGroup	Combination	Min	-7.293	-1.821	-5.17	0	0	0	0	-0.15943	-1.06857	-0.0126	0	0	0	0	0	0	0	-0.429	-1.596	0	
1	2.2	Shell-Thin	3	SrRGroup	Combination	Min	-6.468	-1.654	-5.172	0	0	0	0	-0.18135	-0.76028	-0.01586	0	0	0	0	0	0	0	-0.166	-1.596	0	
1	2.3	Shell-Thin	-3	SrRGroup	Combination	Max	-4.033	-0.876	-2.506	0	0	0	0	-0.15971	-0.47353	0.00876	0	0	0	0	0	0	0	-0.237	-1.154	0	
1	2.3	Shell-Thin	6	SrRGroup	Combination	Max	-6.159	-1.282	-2.547	0	0	0	0	-0.27599	-0.80757	-0.00144	0	0	0	0	0	0	0	-0.498	-1.154	0	
1	2.3	Shell-Thin	6	SrRGroup	Combination	Min	-6.091	-0.956	-1.997	0	0	0	0	0.48227	0.02622	0.00636	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.498	-6.215	0
1	2.3	Shell-Thin	1	SrRGroup	Combination	Max	-3.965	-0.47	-2.107	0	0	0	0	0.17981	-0.80969	0.07775	0	0	0	0	0	0	0	-0.237	-6.215	0	
1	2.3	Shell-Thin	-3	SrRGroup	Combination	Min	-8.484	-2.047	-5.197	0	0	0	0	-0.3032	-0.78494	-0.00119	0	0	0	0	0	0	0	-0.642	-1.897	0	
1	2.3	Shell-Thin	6	SrRGroup	Combination	Min	-12.142	-2.893	-5.307	0	0	0	0	-0.50038	-1.3646	-0.00791	0	0	0	0	0	0	0	-1.242	-1.897	0	
1	2.3	Shell-Thin	6	SrRGroup	Combination	Max	-12.646	-2.531	-0.889	0	0	0	0	0.12431	-0.45004	0.02921	0	0	0	0	0	0	0	-1.242	-2.146	0	
1	2.3	Shell-Thin	1	SrRGroup	Combination	Min	8.391	-1.707	0.845	0	0	0	0	0.0114	-1.31108	0.03363	0	0	0	0	0	0	0	-0.642	-2.146	0	
1	1.3	Shell-Thin	6	SrRGroup	Combination	Max	0.299	-2.818	-0.026	0	0	0	0	0.11322	-0.60403	0.14966	0	0	0	0	0	0	0	0.377	-11.546	0	
1	3.1	Shell-Thin	7	SrRGroup	Combination	Max	-0.407	2.602	0.232	0	0	0	0	0.6108	2.15762	0.261											

6.3 Diseño del Tablero

Anexo 10 Calculo del Acero Negativo

ϕ_f	→	0.9	Factor de Resistencia AASHTO (Art. 5.5.4.2)
b	→	100 cm	Espesor de Losa en Tramo
r	→	0.5 cm	Recubrimiento Superior
r	→	0.5 cm	Recubrimiento Inferior
f_c	→	280 kg/cm ²	Resistencia del Hormigón a los 28 días
f_y	→	4200 kg/cm ²	Límite de Fluencia del Acero de Refuerzo
Mu+	→	7.17 Ton-m/m	Momento último positivo
Mu-	→	-7.96 Ton-m/m	Momento último negativo
db	→	16 mm	Diámetro de la Varilla Asumido
Area de varilla	→	2.01 cm ²	
B	→	0.85	
h	→	25 cm	

Calculo de Acero

Estado limite de resistencia I

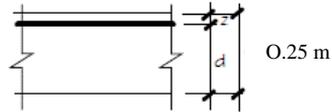
Acero Negativo

As Diseño

Momento Ultimo
Ancho a analizar
Recubrimiento

Mu =	7.96	T-m
b =	1	m
r =	5	cm

Recubrimiento r = 5 cm
 Asφ 16 mm = 1.6 cm
 $z = r + (As/2) = 5.8$ cm
 $d = h - z = 19.2$ cm



$$As - = (Mu / (\phi^2 * f_y * d * (a/2)))$$

$$As = 10.38 \text{ cm}^2$$

$$a = (As * f_y) / (B * f_c * b) = 1.830952927 = 1.831$$

$$\text{Separacion} = 0.19 \text{ m} = \text{aprox } 0.19 \text{ m}$$

1 φ 16 @ 0.19 m

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.2Mcr y 1.33Mu:

a) $1.2 * M_{cr} = 1.2 * F_r * s = 4.204 \text{ T-m}$

$F_r = 0.63 * (f_c^{1/2}) \text{ Kg.cm}^2 = 2.01 * (f_c^{1/2}) \text{ kg/cm}^2 = 33.63373307 \text{ kg/cm}^2$
 $S = (b * h) / 6 \text{ cm}^3 = 10.41666667 \text{ cm}^3$

b) $1.33 Mu = 1.33 * 7.96 \text{ t-m} = 10.59 \text{ T-m}$

Mu 4.204 < 7.17 OK

Fuente: Autores

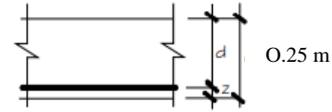
Anexo 11 Calculo del Acero Positivo

Acero positivo

As Diseño

Momento Ultimo	Mu =	7.171	T-m
Ancho a analizar	b =	1	m
Recubrimiento	r =	5	cm

$As\phi = 16 \text{ mm} = 1.6 \text{ cm}$
 $z = r + (As/2) = 5.8 \text{ cm}$
 $d \text{ Esp-z} = 19.2 \text{ cm}$



$As - = (Mu / (\phi * fy * d - (a/2)))$

$As - = 9.881 \text{ cm}^2$

$a = (As * Fy) / (B * Fc * b) = 1.743672226 = 1.7437$

Separacion = 0.2 m = aprox 0.2 m

1 φ 16 @ 0.20 m

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.2Mcr y 1.33Mu:

a) $1.2 * Mcr = 1.2 * Fr * s = 4.204 \text{ T-m}$

$Fr = 0.63 * (fc^{1/2}) \text{ Kg.cm}^2 = 2.01 * (fc^{1/2}) \text{ kg/cm}^2 = 33.63373307 \text{ kg/cm}^2$
 $S = (b * h) / 6 \text{ cm}^3 = 10.41666667 \text{ cm}^3$

b) $1.33 Mu = 1.33 * 7.17 \text{ t-m} = 9.537 \text{ T-m}$

Mu 4.204 < 7.17 **OK**

Fuente: Autores

Anexo 12 Calculo del Acero de Temperatura

Acero de temperatura

AAHSTO 5.10.8 — Refuerzo de retracción y temperatura

Parte Superior de la Losa

$As \text{ temp} = 0.756 * (Ag / Fy)$
 $As \text{ temp} = 0.018 * Ag \text{ (MKS, con } f \text{ 4200kg / cm}^2)$

$Ag = \text{área bruta de la sección}$
 $fy = \text{tensión de fluencia especificada de las barras de armadura}$

$As \text{ temp} = 4.5 \text{ cm}^2$

En dos capas de colocara: 4.5/2 = 2.25 cm² por capa

φ	area cm ²	separacion
φ 10	0.786	0.35 m OK
φ 12	1.131	0.5 m ERROR
φ 14	1.539	0.68 m ERROR
φ 16	2.011	0.89 m ERROR
smax	75 cm	0.75 m

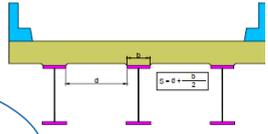
Nota--> El Espaciamento no debe exceder de:
 - 3 veces el espesor del elemento estructural o 450 mm
 - 300 mm para muros y zapatas con mas de 450 mm de espesor
 - 300 mm para otros elementos estructurales con mas de 900 mm de espesor

1 φ 10 @ 0.35 m

Fuente: Autores

Anexo 13 Calculo del Acero de Distribución

Acero de Distribución	
AAHSTO 9.7.3 — Diseño tradicional	
Longitud efectiva de Losa St =	2770 mm 2.77 m
AASHTO 9.7.2.3	
Este caso es: Armadura principal perpendicular al trafico	Nota-->
$\% = (3840 / (S^{1/2}))$	- Si la armadura principal es paralela al trafico
$\% = 72.96$	$1750 / \sqrt{S} \leq 50$ por ciento
como 73% es mayor a 67, se utiliza por norma	- Si la armadura principal es perpendicular al trafico
→	$3840 / \sqrt{S} \leq 67$ por ciento
As repart=	6.620 cm2
φ 10	0.786
φ 12	1.131
φ 14	1.539
φ 16	2.011
φ 10	0.119
φ 12	0.171
φ 14	0.232
φ 16	0.304
1 φ 16 @ 0.30 m	



Fuente: Autores

Anexo 14 Revisión de Fisuras por Distribución de Armadura en Acero Negativo

Revisión de Fisuración por Distribución de Armadura (Art. 5.7.3.4)

1) Acero Negativo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y$$

	cm ²
φ 10	0.786
φ 12	1.131
φ 14	1.539
φ 16	2.011

dc = Recubrimiento + area varilla / 2

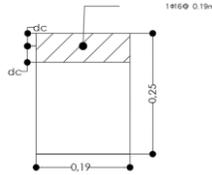
dc = 6.0055

B = espaciamiento del acero = 19 cm

nv = 1

A = 228.209 cm²

$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v}$$



Z = 30.000 N/mm (condición de exposición moderada)

Z = 30,591 Kg/cm

f_{sa} = 2754 kg / cm²

0.6 * F_y = 2520 kg / cm²

$$f_{sa} < 0.6 * F_y$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

M_s = M_s * b = -0.89 Ton-m

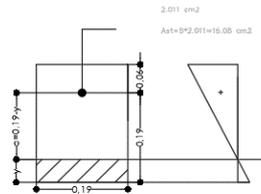
E_s = 200000 Mpa = 2039400 kg.cm²

Aahsto 5.4.3.2

E_c = 15344 * (f_c^{1/2}) = 256754 kg.cm²

aashto 5.4.2.4-1

n = E_s / E_c = 7.943



Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

A_{st} = 15.97338 cm²

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$19y(y/2) = 15.97(19-y)$$

y = 6.55 cm c = 15.45

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$$I = A_{st} c^2 + \frac{by^3}{3}$$

I = 5593 cm⁴

Entonces:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

f_s = 1974.6 kg/cm²

$$f_{sa} < 0.6 * F_y$$

OK

Fuente: Autores

Anexo 15 Revisión de Fisuras por Distribución de Armaduras en Acero Positivo

2. Acero Positivo

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_e A)^{1/3}} \leq 0.6 f_y \quad 5.7.3.4-1$$

φ 10	0.786
φ 12	1.131
φ 14	1.539
φ 16	2.011

dc = Recubrimiento+area varilla/2

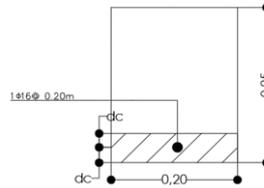
dc = 6.0055

B=espaciamiento del acero = 20 cm

nv = 1

$$A = \frac{(2d_e)b}{n_v} \quad 5.7.3.4$$

A = 240.22 cm²



Z = 30,000 N/mm (condición de exposición moderada)

Z = 30,591 Kg/cm 5.7.3.4

f_{sa} = 2707 kg/cm²

0.6 * F_y = 2520 kg/cm²

f_{sa} < 0.6 * F_y

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

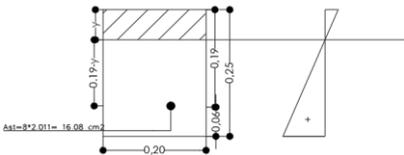
$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

M_s = M_s * b = 0.85 Ton-m

E_s = 200000 Mpa = 2039400 kg.cm² Aahsto 5.4.3.2

E_c = 15344 * (f_c^{1/2}) = 256754 kg.cm² aasho 5.4.2.4-1

n = E_s / E_c = 7.943



Área de acero transformada:

A_{st} = relacion modular x area de acero

A_{st} = 15.97338 cm²

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$20y(y/2) = 15.97(19-y)$$

y = 6.36 cm c = 15.64

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$$I = A_{st} c^2 + \frac{b y^3}{3}$$

I = 5622 cm⁴

Entonces:

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

f_s = 1887.8 kg/cm²

f_{sa} < 0.6 * F_y

OK

Fuente: Autores

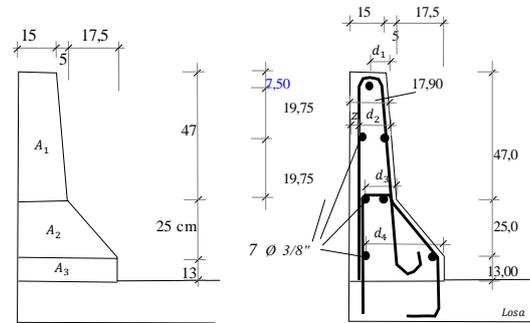
6.4 Diseño de Barreras de Concreto

Anexo 16 Resistencia en Flexión Alrededor de un Eje Vertical en la Barra (M_w)

4.1. Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (M_w)

La resistencia a los momentos positivo y negativo que actúan alrededor de un eje vertical se determina tomando como base el mecanismo de falla en este tipo de barreras; se determina así el refuerzo horizontal en la cara vertical de la barrera (en este caso $7 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8''$).

Para determinar el momento resistente se dividirá la sección de barrera en tres partes: A1, A2 y A3, tal como se observa en la figura a continuación.



División en secciones de la barrera propuesta tipo New Jersey y peraltes para el cálculo

Con $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se tiene:

4.1.1. Sección A₁

Donde: $r = 5,00 \text{ cm}$

$$z = \text{recub} + \varnothing + \varnothing/2 = 6,75 \text{ cm}$$

$$d_1 = 15/2 = 7,5 \text{ cm}$$

$$d_2 = 17,9 - 6,75 = 11,2 \text{ cm}$$

$$d_3 = 20 - 6,75 = 13,3 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{d_1 + d_2 + d_3}{3} = 10,64 \text{ cm}$$

$$A_s = (2 + 0,5) \varnothing \text{ } 3/8'' = 1,78139 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 0,669 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 1,0 \text{ (Estado límite de evento extremo, AASHTO 1.3.2.1)}$$

$$M_u = \varnothing A_s f_y (d - a/2) = 77070,93 \text{ kg-cm} = 0,77071 \text{ T-m}$$

4.1.2. Sección A₂

$$d_3 = 20 - 6,75 = 13,3 \text{ cm}$$

$$d_4 = 37,5 - 6,75 = 30,8 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{d_3 + d_4}{2} = 22,00 \text{ cm}$$

$$A_s = (0,5 + 0,5) \varnothing \text{ } 3/8'' = 0,713 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 0,503 \text{ cm}$$

$$M_u = \varnothing A_s f_y (d - a/2) = 65098,88 \text{ kg-cm} = 0,65099 \text{ T-m}$$

4.1.3. Sección A₃

$$d = d_4 = 30,8 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,50 \varnothing \text{ } 3/8'' = 0,356 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 0,932 \text{ cm}$$

$$M_u = \varnothing A_s f_y (d - a/2) = 45321,72 \text{ kg-cm} = 0,45322 \text{ T-m}$$

Luego, el total es:

$$M_w = M_u = 0,771 + 0,651 + 0,453 \quad M_w = 1,87492 \text{ T-m}$$

Fuente: Autores

Anexo 17 Resistencia en Flexión de un Eje Paralelo al Eje Longitudinal del Puente (M_c)

4.2. Resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (M_c)

Se calcula de acuerdo a las líneas de rotura con el momento de flexión negativo. Éste produce esfuerzos de tensión en la cara inclinada de la barrera, determinando el refuerzo de la barrera para esa cara.

Utilizando 1 Ø 1/2" @ 0,17 ($A_s = 1,27\text{cm}^2 / 0,17\text{m} = 7,452\text{ cm}^2/\text{m}$) Considerando fajas de 1,0 m de ancho:

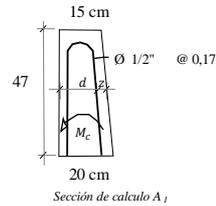
4.2.1. Sección A_1

$$z = \text{recub} + \phi/2 = 5,64 \text{ cm}$$

$$d = 17,9 - 5,64 = 12,3 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 1,31 \text{ cm}$$

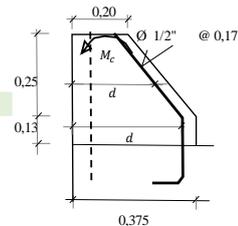
$$M_{c,I} = \phi A_s f_y (d-a/2) = 363242,67 \text{ kg-cm} = 3,632 \text{ T-m}$$



4.2.2. Sección A_2

$$d = \left(\frac{20 + 37,5}{2} \right) - 5,64 = 23,1 \text{ cm}$$

$$M_{c,II} = \phi A_s f_y (d-a/2) = 702844,49 \text{ kg-cm} = 7,028 \text{ T-m}$$



4.2.3. Sección A_3

$$d = 37,5 - 5,64 = 31,9 \text{ cm}$$

$$M_{c,III} = \phi A_s f_y (d-a/2) = 976690,08 \text{ kg-cm} = 9,767 \text{ T-m}$$

Luego el momento promedio es:

$$M_c = \frac{3,63(0,47) + 7,03(0,25) + 9,77(0,13)}{0,85} \quad M_c = 5,57 \text{ T-m}$$

Fuente: Autores

Anexo 18 Longitud Crítica de la Línea de Rotura (L_c)

4.3. Longitud crítica de la línea de rotura (L_c) según el patrón de falla

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}} = 2,14 \text{ m} \quad (A13.3.1-2)$$

Siendo:

$$L_t = \text{Longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto} \quad Ft = 1,07 \text{ m} \text{ Para nivel TL-4} \quad (A13.2-1)$$

$$H = \text{Altura de la barrera} \quad H = 0,85 \text{ m}$$

$$M_b = \text{Resistencia flexional adicional en la parte superior del muro} = 0$$

$$M_w = \text{Resistencia flexional del muro respecto de su eje vertical} = 1,875 \text{ T-m}$$

$$M_c = \text{Resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje para longitudinal del puente} = 5,57 \text{ T-m}$$

L_c = Longitud crítica de la línea de rotura en el patrón de falla

Fuente: Autores

Anexo 19 Resistencia Nominal a la Carga Transversal (R_w)

4.4. Resistencia nominal a la carga transversal R_w

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) = 28,0413 \text{ T} \quad (A13.3.1-1)$$

Siendo:

$$F_i = 54 \text{ KIPS para el nivel TL-4} = 24,49397 \text{ T} \quad (\text{Tabla A13.2-1})$$

R_w = Resistencia del parapeto

$$\text{Verificación: } R_w = 28,04132 \text{ T} > F_i = 24,494 \text{ T} \quad \text{Ok!}$$

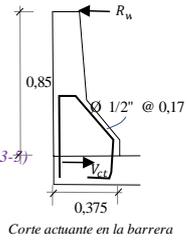
Fuente: Autores

Anexo 20 Cortante Actuante (V_{ct}) y Cortante Resistente (V_n)

4.5. Resistencia nominal a la carga transversal R_w

4.5.1. Cortante actuante:

$$V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2H} = 7,30 \text{ T/m} \quad (A13.4.2-1)$$



4.5.2. Cortante resistente:

Para dos concretos colocados en diferentes momentos:

$$V_n = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \leq K_1 f'_c A_{cv} \text{ ó } K_2 A_{cv} \quad (5.7.4.3-3, 5.7.4.3-4, 5.7.4.3-5)$$

Donde:

A_{cv} = área de corte en contacto = 37,5 cm x 100 cm = 3750 cm²
 A_{vf} = área del dowel en el plano de corte = Ø 1/2" @ 0,17 = 7,452 cm²/m
 c = Factor de cohesión = 0,075 ksi Para el caso 5 = 5,273 kg/cm²
 μ = Factor de fricción = 0,6 Para el caso 5 = 0,6
 f'_c = 280 kg/cm²
 f_y = 4200 kg/cm²
 K_1 = Fracción de la resistencia del concreto disponible para resistir el corte en la interface = 0,2
 K_2 = Resistencia de corte límite en la interface = 0,8 ksi = 56,25 kg/cm²
 P_c = Fuerza de compresión permanente perpendicular al plano de corte = peso de la barrera = 0,20288 x 2400 = 487 kg

$$V_n = 38,844 \text{ T} < 210,00 \text{ T} \text{ ó } 210,9 \text{ T} \quad \text{Ok !}$$

Fuente: Autores

Anexo 21 Chequeo del Dowel

4.6. Chequeo del Dowel

La armadura por corte en cm² por metro del longitud de viga se debe satisfacer en la interface entre hormigón de losas y vigas:

$$A_{vf} \geq \frac{3,52 A_{cv}}{f_y} \quad (\text{cm}^2 / \text{m}) \quad (5.7.4.2-1 \text{ y } C5.7.4.2)$$

$$7,452 \text{ cm}^2 / \text{m} > 3,143 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Ok !}$$

Fuente: Autores

Anexo 22 Longitud de Anclaje

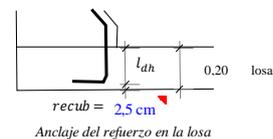
4.7. Longitud de anclaje

La longitud básica de anclaje (l_{hb}) para una barra terminada en gancho es:

$$l_{hb} = \frac{0,076 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = 24,23 \text{ cm}$$

Siendo:

$$d_b = \text{Ø } 1/2" = 1,27 \text{ cm}$$



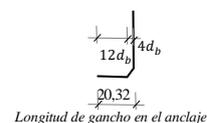
La longitud básica de anclaje se afectará por los factores (5.10.8.2.4b):

- Considerando que el recubrimiento lateral perpendicular al plano del gancho es mayor o igual que 64 mm, $\lambda_{rc} = 0,80$
- $\lambda_{cw} = 1,00$ (Factor de revestimiento)
- Como $R_w = 28,04 \text{ T} > F_t = 24,49 \text{ T}$, el factor de exeso de refuerzo es:

$$\lambda_{er} = \frac{A_{requerida}}{A_{provista}} = \frac{24,49 \text{ T}}{28,04 \text{ T}} = 0,873$$
- $\lambda = 1,00$ (Factor de densidad del concreto, considerando concreto de peso normal)

Luego la longitud de desarrollo modificada es: (5.10.8.2.4a-1)

$$l_{dh} = l_{hb} \times \left(\frac{\lambda_{rc} \lambda_{cw} \lambda_{er}}{\lambda} \right) = 16,93 \text{ cm}$$



Fuente: Autores

6.5 Diseño de Losa en Voladizo

Anexo 23 Momentos de Flexión por Cargas

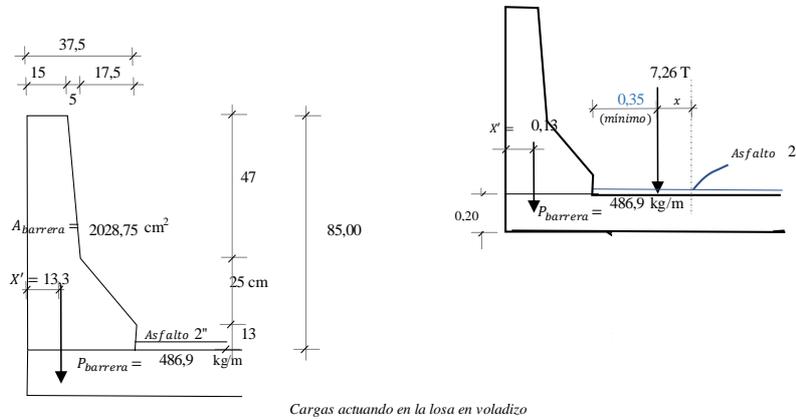
V. Diseño de losa en voladizo

5.1. Criterios LRFD aplicables

Resistencia I: $U = n (1.25DC + 1.50 DW + 1.75(LL+IM))$

Evento Extremo II: $U = n (1.0DC + 1.0 DW + 1.0(LL+IM))$

5.2. Momentos de flexión por cargas (franjas de 1,0 m de ancho)



Considerando el momento flector en la cara de viga se tiene:

5.2.1. Carga muerta (DC):

$$W_{\text{losa}} = 0,25 \times 1 \times 2400 = 600 \text{ kg/m}$$

$$M_{DC,1} = \frac{W_{\text{losa}} L^2}{2} = 157,688 \text{ kg-m}$$

$$P_{\text{cartela}} = 0,5 \times 0,2286 \times 0,1524 \times 2400 = 41,81 \text{ kg}$$

$$M_{DC,2} = 41,81 (0,23 / 3) = 3,19 \text{ kg-m}$$

$$P_{\text{barrera}} = 0,202875 \times 1 \times 2400 = 486,9 \text{ kg}$$

$$M_{DC,3} = P_b(L-X') = 288,113 \text{ kg-m}$$

$$\text{Luego: } M_{DC} = 157,6875 + 3,19 + 288,11$$

$$M_{DC} = 448,99 \text{ kg-m}$$

5.2.2. Carga por superficie de rodadura (DW):

$$W_{\text{asf}} = 0,0508 \times 1 \times 2240 = 113,792 \text{ kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{113,79 (0,35)^2}{2} = 6,97 \text{ kg-m}$$

5.2.3. Carga viva (LL):

El ancho de franja en que se distribuye el eje de rueda es:

$$E = 1,14 + 0,8333 X = 1,35 \text{ m}$$

Donde:

$$X = \text{distancia entre la carga y el punto de apoyo (m)} = 0,25 \text{ m}$$

El momento del eje de rueda vehicular distribuido en un ancho $E = 1,35 \text{ m}$, afectado por el factor de presencia múltiple ($m = 1,2$), y el incremento por carga dinámica ($I = 0,33$) es:

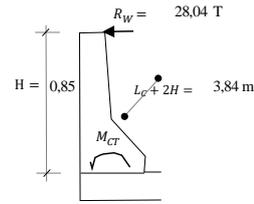
$$M_{LL+IM} = \left[\frac{7,26 \times 1,2 \times 1,33}{1,35 \text{ m}} \right] \times 0 = 0 \text{ kg-m}$$

Fuente: Autores

Anexo 24 Cálculo del Acero

5.2.4. Colisión vehicular (CT):

$$M_{CT} = \left[\frac{R_w}{L_c + 2H} \right] (H) = 6,21 \text{ T-m}$$



5.3. Cálculo del Acero

Para el Estado Límite de Resistencia I $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_u = n [1,25 M_{DC} + 1,50 M_{DW} + 1,75 M_{(LL+M)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

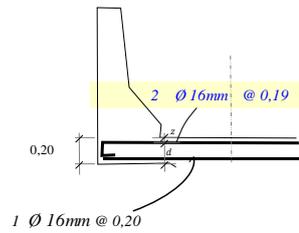
$$M_u = 0,57169 \text{ T-m}$$

Para el Estado Límite de Evento Extremo II, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_u = n [1,25 M_{DC} + 1,50 M_{DW} + 1,00 M_{CT}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_u = 6,78 \text{ T-m}$$

Recuerda Acero en losa
 $A_{s(-)} = \emptyset 16\text{mm} @ 0,19 \text{ m}$
 $A_{s(+)} = \emptyset 16\text{mm} @ 0,2 \text{ m}$



Acero propuesto para la losa en voladizo

Siendo este último momento el que rige probaremos a usar el doble del acero negativo que resultó para el tramo interior inmediato, es decir: $2 \emptyset 16\text{mm} @ 0,19$

$$M_u = 6,78 \text{ T-m}$$

$$A_{s(-)} = 2 \times 2,01/0,19 = 21,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Recubrimiento: } r = 5,0 \text{ cm}$$

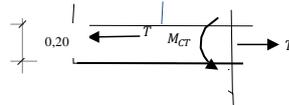
$$z = r + \emptyset/2 = 5,80 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 1,0 \quad (\text{Caso de Evento Extremos, AASHTO 1.3.2.1})$$

$$d = 25 - 5,8 = 19,2 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} = 3,74 \text{ cm}$$

$$\emptyset M_n = \emptyset A_s f_y (d - a/2) = 1540960,1 \text{ kg-cm} = 15,410 \text{ T-m}$$



Fuerza de tensión axial actuante en la losa en voladizo

Este momento debe reducirse por la fuerza de tensión axial ejercida por colisión en el volado:

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H} = 7,30 \text{ T/m}$$

Resolviendo como caso de momento de flexión y tensión combinados:

$$\frac{P_u}{\emptyset P_n} + \frac{M_u}{\emptyset M_n} \leq 1,0 \quad \text{Luego} \quad M_u = \emptyset M_n \left(1 - \frac{P_u}{\emptyset P_n} \right)$$

Siendo:

$$A_{st} = A_{s(-)} + A_{s(+)} = 31,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$P_u = T = 7,30 \text{ T/m}$$

$$\emptyset P_n = \emptyset A_{st} f_y = 131138,4 \text{ kg} = 131,14 \text{ T}$$

$$\emptyset M_n = 15,410 \text{ T-m}$$

Reemplazado a la ecuación y verificando tenemos

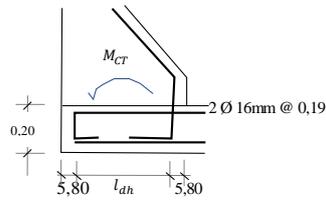
$$M_u = 14,5515 \text{ T-m} > 6,78 \text{ T-m} \quad \text{Ok!}$$

USAR: $2 \emptyset 16\text{mm} @ 0,19$

Fuente: Autores

Anexo 25 Longitud de Desarrollo

5.4. Longitud de desarrollo



Detalle para el cálculo de la longitud de desarrollo

El refuerzo negativo en el volado, inmediatamente debajo de la barrera, debe resistir $M_{cr} = 6,21 \text{ T-m}$. Luego, se chequeará la longitud de desarrollo en esa zona:

La longitud básica de desarrollo es:

$$l_{hb} = \frac{319 d_b}{\sqrt{f_c}} = 30,5 \text{ cm} \quad (5.10.8.2.4a-2)$$

La longitud de desarrollo modificada l_{dh} :

$$l_{dh} = l_{hb} \times \left(\frac{\lambda_{rc} \times \lambda_{cw} \times \lambda_{er}}{\lambda} \right) = 10,41 \text{ cm}$$

Donde los factores de modificación son: (5.10.8.2.4b)

- $\lambda_{rc} = 0,80$ (Factor de confinamiento)
- $\lambda_{cw} = 1,00$ (Factor de revestimiento)
- Factor de exceso de refuerzo:

$$\lambda_{er} = \frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ provista}} = \frac{M_u \text{ requerida}}{M_u \text{ provista}} = \frac{6,21 \text{ T-m}}{14,55 \text{ T-m}} = 0,427$$

- $\lambda = 1,00$ (Factor de densidad del concreto, concreto de peso normal)

Como se dispone de: $25,9 \text{ cm} > l_{dh} = 10,41 \text{ cm}$ Ok!

Fuente: Autores

Anexo 26 Longitud de Barras Adicionales del Volado

5.4. Longitud de barras adicionales del volado

Las barras de $\varnothing 16\text{mm}$ adicionales colocadas en la parte superior de la losa deben extenderse más allá de eje central de la viga T exterior hacia el primer tramo interior de la losa. Para determinar la longitud de esta extensión es necesario encontrar la distancia donde las barras adicionales $\varnothing 16\text{mm}$ ya no son requeridas. Esta distancia teórica ocurre donde el momento debido a la colisión más la carga muerta, iguala al momento negativo resistente de las barras $1\varnothing 16\text{mm} @ 0,19$

Siendo:

$$\begin{aligned} \text{Recubrimiento: } r &= 5,0 \text{ cm} & z &= r + \varnothing/2 = 5,80 \text{ cm} \\ \phi &= 0,9 \text{ (Caso de Evento Extremos, AASHTO 1.3.2.1)} \\ d &= 25 - 5,8 = 19,2 \text{ cm} \\ A_s &= 2,011 / 0,19 = 10,58 \text{ cm}^2/\text{m} \\ a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} = 1,87 \text{ cm} \end{aligned}$$

La resistencia del momento negativo en la losa es:

$$M_u = \phi A_s f_y (d-a/2) = 730795,86 \text{ kg-cm} = 7,31 \text{ T-m}$$

Para el estado límite de Evento Extremo II, el momento negativo con $\phi = 1,0$ se incrementa a:

$$M_u = 7,31 \times \frac{1,0}{0,9} = 8,12 \text{ T-m}$$

Asumiendo un factor de transporte de $0,5$, y ninguna otra posterior distribución de momento, el diagrama de momento por la colisión en el primer tramo interior de la losa es:

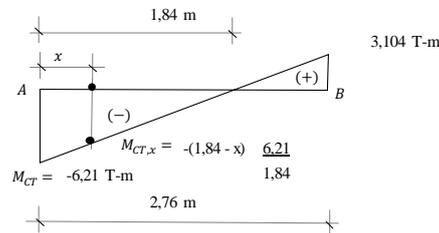
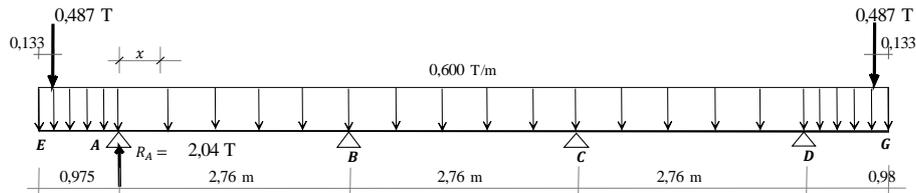


Diagrama de momentos en el primer tramo interior de la losa por la colisión vehicular



Cargas DC sobre la losa y reacción del apoyo A

En el primer tramo interior de la losa se tienen las siguientes expresiones de momento flector:

Fuente: Autores

Anexo 27 Cargas y Diseño del Acero en la Losa en Voladizo

5.4.1. Carga Muerta (DC):

$$M_x = \frac{-0,6 (0,975 + x)^2}{2} - 0,4869 (0,842 + x) + 2,037 x$$

5.4.2. Carga por superficie de rodadura (DW):

Se despreciará por ser muy pequeña.

5.4.3. Carga por colisión vehicular (CT):

$$M_{CT} = \frac{-6,21}{1,84} (1,84 - x)$$

La distancia x se encuentra igualando $M_u = 8,12$ T-m, con el momento correspondiente al estado límite de Evento Extremo II:

$$\begin{aligned} -8,12 &= 1,0 [1,25M_{DC,x} + 1,0M_{CT,x}] \\ -8,12 &= [-0,8779 + 1,937009 x - 0,38 x^2] + [-6,2074 + 3,37358 x] \\ 0 &= -0,38 x^2 + 5,311 x - 1,03 \end{aligned}$$

Resolviendo, $x = -0,192$ m

Se agregará además el mayor valor de: (5.10.8.1.2a)

- $15d_b = 24$ cm
- $d = 19,20$ cm
- $S/20 = 11,3$ cm

Se tiene un total de 0,05 m más allá del eje de la viga exterior se compara con la longitud de desarrollo desde la cara de la viga, para seleccionar mayor longitud.

La longitud básica de desarrollo es:

$$l_{db} = \frac{1202 d_b}{\sqrt{f_c}} = 114,93 \text{ cm} \quad (5.10.8.2.1a-2)$$

La longitud de desarrollo modificada l_d :

$$l_d = l_{db} x \left(\frac{\lambda_{rl} \lambda_{cf} \lambda_{rc} \lambda_{er}}{\lambda} \right) = 45,97 \text{ cm}$$

Donde los factores de modificación son: (5.10.8.2.1b y c)

- $\lambda_{rl} = 1,00$ (Factor de localización del refuerzo, menos de 0.30m de concreto debajo del refuerzo)
- $\lambda_{cf} = 1,00$ (Factor de revestimiento)
- $\lambda_{rc} = 0,40$ (Factor de confinamiento del refuerzo)

Asumiendo conservadoramente $A_{tr} = 0$ (C5.10.8.2.1c)

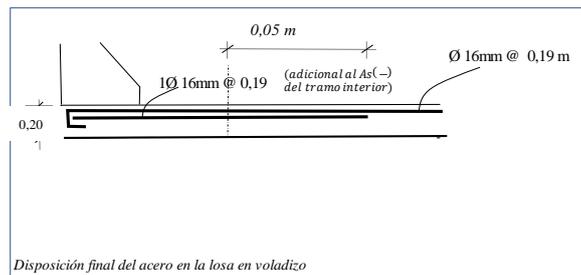
$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{s.n} = 0 \quad (C5.10.8.2.1c-3)$$

$$\lambda_{rc} = \frac{d_b}{c_b + k_{tr}} = 0,28 \quad \text{Siendo: } d_b = 1,6 \text{ cm}, c_b = 5,80 \text{ cm}$$

Como $0,4 > 0,28 < 1,00$ (C5.10.8.2.1c-1)

- $\lambda_{er} = 1,00$ (Factor de exceso de refuerzo)
- $\lambda = 1,00$ (Factor de densidad del concreto, concreto de peso normal)

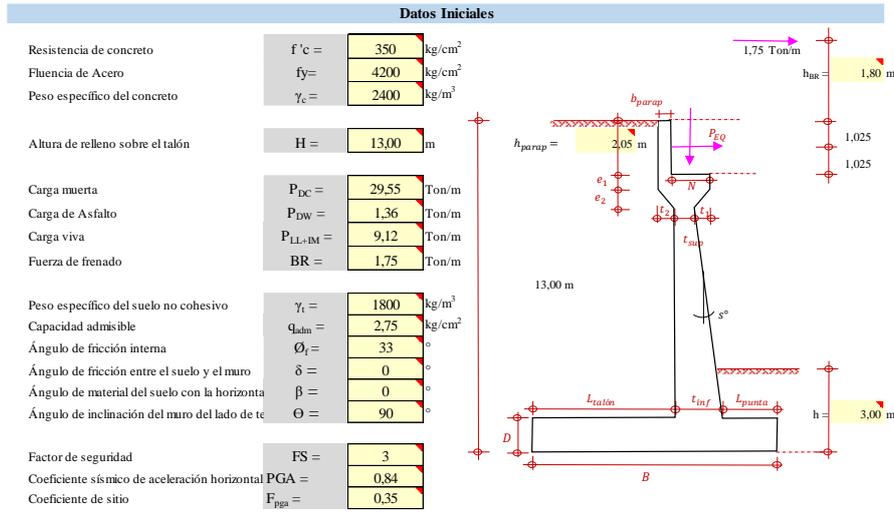
Colocaremos entonces como acero negativo para la losa en voladizo: $2 \text{ } \emptyset 16\text{mm} @ 0,19$. Constructivamente se adiciona $1 \text{ } \emptyset 16\text{mm} @ 0,19$ al acero negativo del primer tramo interior de la losa $\emptyset 16\text{mm} @ 0,19$ m



Fuente: Autores

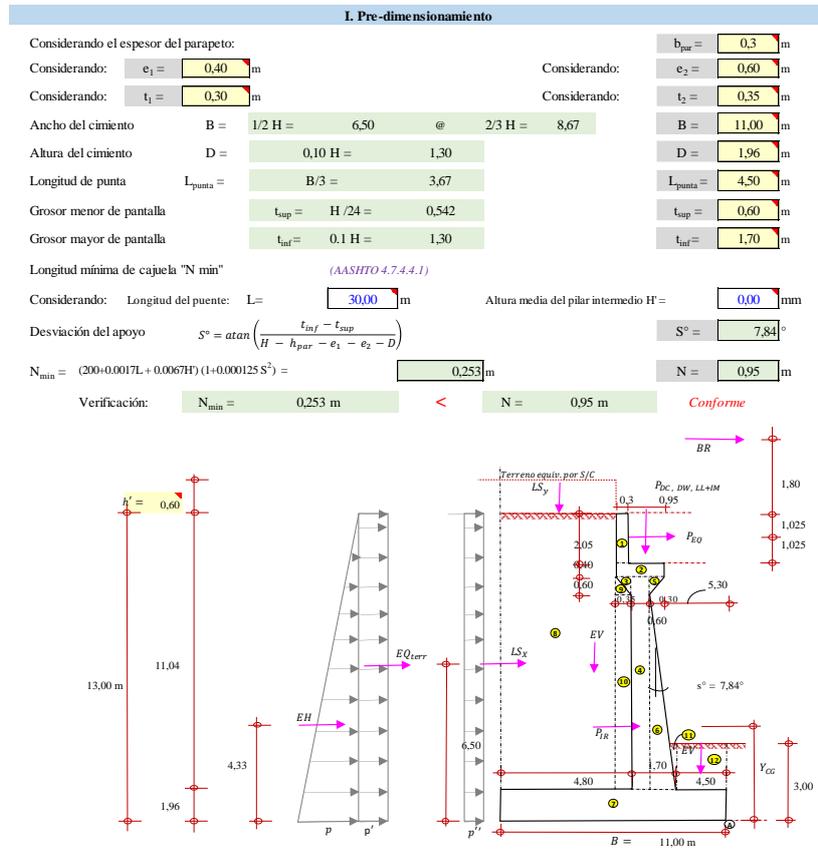
6.6 Diseño del Estribo

Anexo 28 Datos Iniciales Para el Cálculo del Estribo



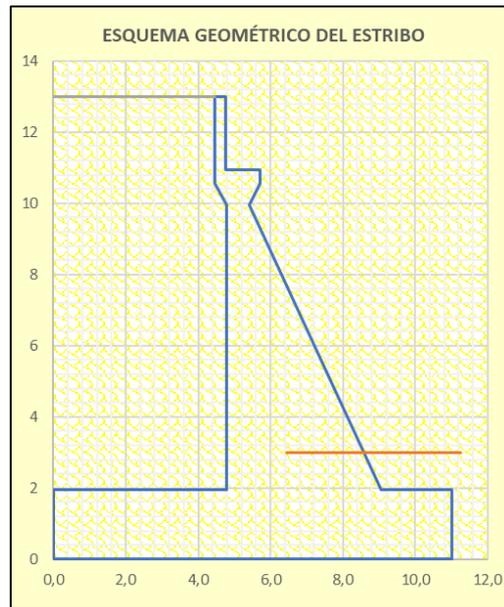
Fuente: Autores

Anexo 29 Pre - dimensionamiento para el Cálculo de los Estribos



Fuente: Autores

Anexo 30 Esquema Geométrico del Estribo



Fuente: Autores

6.6.1 Carga Vertical

Anexo 31 Peso Propio de Componentes Estructurales

2.1.1 Cargas DC

Peso propio estribo de concreto armado (DC):

Elemento	Volumen (m ³)	DC (Ton/m)	X _A (m)	Y _A (m)	X _A * DC (Ton-m/m)	Y _A * DC (Ton-m/m)
1	0,615	1,476	6,400	11,975	9,45	17,68
2	0,500	1,200	5,925	10,75	7,11	12,90
3	0,105	0,252	6,317	10,35	1,59	2,61
4	5,154	12,370	5,900	6,26	72,98	77,37
5	0,090	0,216	5,500	10,35	1,19	2,24
6	4,395	10,547	5,233	4,623	55,19	48,76
7	21,560	51,744	5,500	0,980	284,59	50,71
Σ =		77,804			432,10	212,26

$$X_A = \frac{432,10}{77,804} = 5,554 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{212,26}{77,804} = 2,728139 \text{ m}$$

Peso propio superestructura:

$$P_{DC} = 29,55 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 5,775 \text{ m}$$

Fuente: Autores

Anexo 32 Peso Propio de la Superficie de Rodadura

2.1.2 Cargas DW

Peso asfalto en superestructura:

$$P_{DW} = 1,36 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 5,775 \text{ m}$$

Fuente: Autores

Anexo 33 Peso del Terreno

2.1.3 Cargas EV (peso del terreno)

Elemento	Volumen (m ³)	EV (Ton/m)	X _A (m)	Y _A (m)	X _A * DC (Ton-m/m)	Y _A * DC (Ton-m/m)
8	49,128	88,430	8,775	7,480	775,98	661,46
9	0,105	0,189	6,433	10,150	1,22	1,92
10	2,7965	5,034	6,375	5,955	32,09	29,98
11	0,074	0,134	4,548	2,653	0,61	0,36
12	4,680	8,424	2,250	2,480	18,95	20,89
Σ =		102,211			828,85	714,60

$$X_A = \frac{828,85}{102,211} = 8,109 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{714,60}{102,211} = 6,991417 \text{ m}$$

Fuente: Autores

Anexo 34 Carga Viva y de Impacto

2.1.4 Cargas LL + IM

Carga viva e impacto desde la superestructura:

$$P_{LL+IM} = 9,120 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 5,775 \text{ m}$$

Fuente: Autores

Anexo 35 Sobrecarga por Carga Viva en Terreno

2.1.5 Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C:

(AASHTO Tabla 3.11.6.4-1)

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo.

En este caso para H = 13 m, h' = 0,6 m.

Terreno equivalente extendido en 4,45 m del talón del estribo:

$$LS_y = 4,45 \times 0,6 \times 1,8 = 4,806 \text{ Ton/m}$$

$$X_A = 8,775 \text{ m}$$

Fuente: Autores

Anexo 36 Resumen de Cargas Verticales

Resumen de cargas verticales

CARGA	TIPO	V (Ton/m)	X _A (m)	M _V (Ton-m/m)
DC	DC	77,80	5,554	432,10
P _{DC}	DC	29,55	5,775	170,65
P _{DW}	DW	1,36	5,775	7,85
EV	EV	102,21	8,109	828,85
P _{LL+IM}	LL+IM	9,12	5,775	52,67
LS _y	LS	4,81	8,775	42,17
Σ =		224,852		1534,296

Fuente: Autores

6.6.2 Carga Horizontal

Anexo 37 Coeficiente de Empuje Activo

2.2.1. Cálculo del coeficiente de empuje activo (K_a)

$$r = \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \text{sen}(\Phi - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \text{sen}(\theta + \beta)}} \right)^2$$

$$r = 2,38591$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \Phi)}{r(\text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta))}$$

$$k_a = 0,294801$$

Fuente: Autores

Anexo 38 Sobrecarga por Carga Viva en el Terreno

2.2.2. Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$p'' = k_a h' \gamma_t = 0,318384963 \text{ Ton/m}^2$$

$$LS_x = H(p'') = 4,139005 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 6,50 \text{ m}$$

Fuente: Autores

Anexo 39 Presión Lateral del Terreno

2.2.3. Cargas EH (presión lateral del terreno)

$$p = k_a H \gamma_t = 6,898340867 \text{ Ton/m}^2$$

$$EH = 1/2 H (p) = 44,83922 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 4,33 \text{ m}$$

Fuente: Autores

Anexo 40 Acción Sísmica

2.2.4. Cargas EO (acción sísmica)

2.2.4.1 Efecto combinado de P_{AE} y P_{IR}

- Presión estática del terreno más su efecto dinámico (P_{AE}):

$\phi_f =$	ángulo de fricción interna	=	33 °
$\delta =$	ángulo de fricción entre el suelo y el muro	=	0 °
$i =$	$\beta =$ ángulo del material del suelo con la horizontal	=	0 °
$\beta' =$	Ángulo de inclinación del muro con la vertical	=	0 °
$k_{ho} =$	$F_{pga} (PGA) = 0,35(0,84) = A_s$	=	0,294 (Art. 11.6.5.2.1)
$k_h =$	Coefficiente de aceleración horizontal = 0.5 k _{ho}	=	0,147 (C 11.6.5.2.2)
$k_v =$	Coefficiente de aceleración vertical	=	0,00 (C 11.6.5.2.2)
$\theta' =$	$arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$	=	8,362587 °

Como $\phi_f = 33,00^\circ > i + \theta' = 8,36^\circ$ (AASHTO 11.6.5.3-1) OK

de presión activa sísmica del terreno es: (A.11.3.1-1)

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta' - \beta')}{\cos \theta' \cos^2 \beta' \cos(\delta + \beta' + \theta') \left(1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}\right)^2} = 0,385846$$

Entonces:

$$P_{AE} = 1/2 k_{AE} \gamma_t H^2 \quad (11.6.5.3-2) \quad P_{AE} = 58,6872 \text{ Ton/m}$$

- Acción sísmica del terreno (EQ_{terr}):

$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH \quad EQ_{terr} = 13,848 \text{ Ton/m}$$

$$Y_A = 6,50 \text{ m}$$

- Fuerza inercial del estribo (P_{IR})

Como: Peso del estribo y terreno tributario

$$W_w + W_s = 77,8 + 102,21 = 180,02 \text{ Ton/m}$$

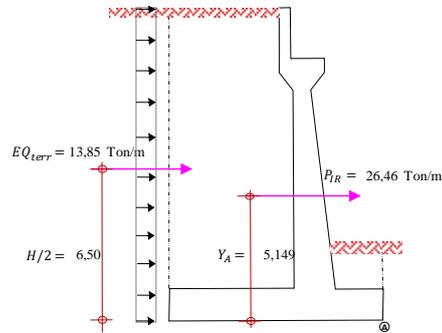
$$P_{IR} = K_h (W_w + W_s) \quad (AASHTO 11.6.5.1-1)$$

$$P_{IR} = 0,147 \times 180,02 = 26,46 \text{ Ton/m}$$

Y_A = C.G. del estribo y terreno tributario

$$Y_A = \frac{77,8 \times 2,728 + 102,21 \times 6,991}{180,02}$$

$$Y_A = 5,148788 \text{ m}$$



Acción sísmica del terreno y la fuerza inercial actuando sobre el estribo

- Efecto combinado de P_{AE} y P_{IR}

De acuerdo al Art. 11.6.5.1, debemos tomar el resultado más conservador de:

$$\bullet P_{AE} + 0,5P_{IR} = 71,91834089 \text{ Ton/m} > \bullet (0,5P_{AE} > EH) + P_{IR} = 71,30 \text{ Ton/m}$$

Consideramos entonces la expresión: 71,9183409 Ton/m por simple inspección es crítica tanto en carga como en momento. Al valor de P_{AE} le descontamos la presión estática del terreno (EH) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga.

$$EQ_{terr} = 13,848 \text{ Ton/m}$$

$$0,5P_{IR} = 13,231 \text{ Ton/m}$$

2.2.4.2 Carga sísmica por superestructura (PEQ):

El Art. 3.10.9.1 AASHTO LRFD establece para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, una sollicitación mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto del coeficiente de aceleración A_s y la carga permanente tributaria, es decir:

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} (A_s) = 30,91 \times 0,294 \quad P_{EQ} = 9,08754 \text{ Ton/m}$$

$$A_s = k_{ho} \quad (3.10.4.2-2 \text{ y } 11.6.5.2.1) \quad Y_A = 11,98 \text{ m}$$

- Carga BR (frenado)

$$BR = 1,75 \text{ Ton/m} \quad Y_A = 14,80 \text{ m}$$

Fuente: Autores

Anexo 41 Resumen de Cargas Horizontales

Resumen de cargas Horizontales

CARGA	TIPO	H (Ton/m)	Y _A (m)	M _H (Ton-m/m)
LS _x	LS	4,14	6,500	26,90
EH	EH	44,84	4,33	194,30
EQ _{terr}	EQ	13,85	6,50	90,01
0.5P _{IR}	EQ	13,23	5,149	68,12
P _{EQ}	EQ	9,09	11,98	108,82
BR	BR	1,75	14,80	25,90
Σ =		86,895		514,066

Fuente: Autores

6.6.3 Estados Límites Aplicables y Combinaciones de Cargas

Anexo 42 Combinaciones de Cargas

2.3. Estados límites aplicables y combinaciones de cargas

Tomamos en cuenta: Estado límite de resistencia $\gamma = 1$ y evento extremo $\gamma = 1$ aplicables en este caso y con un valor $n = N_D N_R n_1 = 1$

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores γ máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (LSx, EH, WQ y BR) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW, EV, LL+IM, LSy) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado Resistencia Ia.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar la presión sobre el terreno. A este caso lo denominaremos resistencia Ib.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco, deslizamiento y presiones también aplicamos el estado límite de evento extremo I con los coeficientes señalados en la Tabla 3.4.1-1 (ó la Fig. C11.5.6-4), AASHTO LRFD.

El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I.

2.3.1. Factores de carga utilizados

ESTADO LÍMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0,90	0,65	1,00	-	-	1,75	1,50	-	1,75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	1,75	1,50	-	1,75	Presiones
Ev. Extremo I	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50	1,00	1,00	0,50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-	1,00	Agrietamiento

ESTRIBO CON PUENTE

2.3.2. Cargas verticales (Vu)

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	$\Sigma =$
CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _y	V _u (Ton)
V(Ton) =	77,80	29,55	1,36	102,21	9,12	4,81	224,85
$\gamma = 0,90$	0,90	0,90	0,65	1,00	0	0	
Resistencia Ia	70,02396	26,595	0,884	102,211155	0	0	199,71
$\gamma = 1,25$	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	
Resistencia Ib	97,2555	36,9375	2,04	137,985006	15,96	8,4105	298,59
$\gamma = 1,00$	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	
Ev. Extremo I	77,80	29,55	1,36	102,21	4,56	2,40	217,89
$\gamma = 1,00$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Servicio I	77,80	29,55	1,36	102,21	9,12	4,81	224,85

2.3.3. Momento estabilizador por cargas verticales (Mvu)

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	$\Sigma =$
CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _y	M _{vu} (Ton)
Mv (Ton-m) =	432,10	170,65	7,85	828,85	52,67	42,17	1534,30
$\gamma = 0,90$	0,90	0,90	0,65	1,00	0	0	
Resistencia Ia	388,89	153,59	5,11	828,85	0,00	0,00	1376,43
$\gamma = 1,25$	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	
Resistencia Ib	540,1297	213,3140625	11,781	1118,942051	92,169	73,8021	2050,14
$\gamma = 1,00$	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	
Ev. Extremo I	432,10	170,65	7,85	828,85	26,33	21,09	1486,88
$\gamma = 1,00$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Servicio I	432,10	170,65	7,85	828,85	52,67	42,17	1534,30

2.3.4. Cargas horizontales (Hu)

TIPO	LS	EH	EQ			BR	$\Sigma =$
CARGA	LS _x	EH	EQ _{arr}	0,5 _{PR}	PEQ	BR	H _u (Ton)
H(Ton) =	4,14	44,84	13,85	13,23	9,09	1,75	86,89
$\gamma = 1,75$	1,75	1,50	0	0	0	1,75	
Resistencia Ia	7,24	67,26	0,00	0,00	0,00	3,06	77,56
$\gamma = 1,75$	1,75	1,50	0	0	0	1,75	
Resistencia Ib	7,24	67,26	0,00	0,00	0,00	3,06	77,56
$\gamma = 0,50$	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Ev. Extremo I	2,07	44,84	13,85	13,23	9,09	0,88	83,95
$\gamma = 1,00$	1,00	1,00	0	0	0	1,00	
Servicio I	4,14	44,84	0,00	0,00	0,00	1,75	50,73

2.3.5. Momento de vuelco por cargas horizontales M_{vu}

TIPO	LS	EH	EQ			BR	$\Sigma =$
CARGA	LS _x	EH	EQ _{arr}	0,5 _{PR}	PEQ	BR	MH _u (Ton-m)
M _H (Ton) =	26,90	194,30	90,01	68,12	108,82	25,90	514,07
$\gamma = 1,75$	1,75	1,50	0	0	0	1,75	
Resistencia Ia	47,08	291,45	0,00	0,00	0,00	45,33	383,86
$\gamma = 1,75$	1,75	1,50	0	0	0	1,75	
Resistencia Ib	47,08	291,45	0,00	0,00	0,00	45,33	383,86
$\gamma = 0,50$	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	
Ev. Extremo I	13,45	194,30	90,01	68,12	108,82	12,95	487,66
$\gamma = 1,00$	1,00	1,00	0	0	0	1,00	
Servicio I	26,90	194,30	0,00	0,00	0,00	25,90	247,11

Fuente: Autores

6.6.4 Chequeo de Estabilidad y Esfuerzos

Anexo 43 Vuelco Alrededor del Punto "A"

2.4.1. Vuelco alrededor del punto "A"

2.4.1.1. Cálculo de $e_{m\acute{a}x}$:

- Estado límite de Resistencia

(Art. 11.6.3.3)

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 9/10 centrales ($e \leq 0.45B$).

$$e_{m\acute{a}x} = B/3 = 3,67 \text{ m}$$

- Estado límite de Evento Extremo

(Art. 11.6.5.1)

Cuando $\gamma_{EQ} = 0$, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los 2/3 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq B/3$).

Cuando $\gamma_{EQ} = 1$, se debe mantener la resultante en la base dentro de los 8/10 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq 2/5B$).

Para los valores γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolación linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $\gamma_{EQ} = 0.5$, la interpolación señala el límite $e \leq (11/30)B$.

$$e_{m\acute{a}x} = (11/30)B = 4,03 \text{ m}$$

Estado	V_u	M_{Vu}	$M_{Hu} X_o$	$\frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$e_{m\acute{a}x}$
	(Ton/m)	(Ton-m/m)	(Ton-m/m)	(m)	(m)	(m)
Resistencia Ia	199,71	1376,43	383,86	4,97	0,53	3,67 OK!
Resistencia Ib	298,59	2050,14	383,86	5,58	-0,08	3,67 OK!
Evento Extremo I	217,89	1486,88	487,66	4,59	0,91	4,03 OK!

Fuente: Autor

Anexo 44 Deslizamiento en la Base del Estribo

2.4.2. Deslizamiento en base del estribo

Con: $\mu = \text{tg } \phi_r = 0,649$

(Art. 10.6.3.4 y Tabla C3.11.5.3-1)

$\phi_r = 1,00$ Estado límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)
 $\phi_r = 1,00$ Estado límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)

Estados	V_u	RESISTENTE (Ton/m)	ACTUANTE (Ton/m)
	(Ton/m)	$F_r = \mu (\phi_r V_u)$	H_u
Resistencia Ia	199,71	129,70	77,56 OK!
Resistencia Ib	298,59	193,91	77,56 OK!
Evento Extremo I	217,89	141,50	83,95 OK!

Fuente: Autores

Anexo 45 Presiones Actuantes en la Base del Estribo

2.4.3. Presiones actuantes en la base del estribo

2.4.3.1. Capacidad de carga factorada del terreno (q_a):

- Estado límite de Resistencia, con $\phi_b = 0,55$

(Tabla 11.5.7-1)

$$q_R = \phi_b q_n$$

(10.6.3.1.1-1)

$$q_R = \phi_b (FS \cdot q_{adm})$$

$$q_R = 4,54 \text{ kg/cm}^2$$

- Estado límite de Evento Extremo, con $\phi_b = 0,80$

(Art. 11.5.8)

$$q_R = \phi_b q_n$$

(10.6.3.1.1-1)

$$q_R = \phi_b (FS \cdot q_{adm})$$

$$q_R = 6,60 \text{ kg/cm}^2$$

- Estado límite de servicio:

$$q_{adm} = 2,75 \text{ kg/cm}^2$$

Estado	V_u	M_{Vu}	$M_{Hu} X_o$	$\frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$
	(Ton/m)	(Ton-m/m)	(Ton-m/m)	(m)	(m)	(kg/cm ²)
Resistencia Ia	199,71	1376,43	383,86	4,97	0,53	2,01 < 4,54 OK!
Resistencia Ib	298,59	2050,14	383,86	5,58	-0,08	2,68 < 4,54 OK!
Evento Extremo I	217,89	1486,88	487,66	4,59	0,91	2,38 < 6,60 OK!
Servicio I	224,85	1534,30	247,11	5,72	-0,22	1,96 < 2,75 OK!

Fuente: Autores

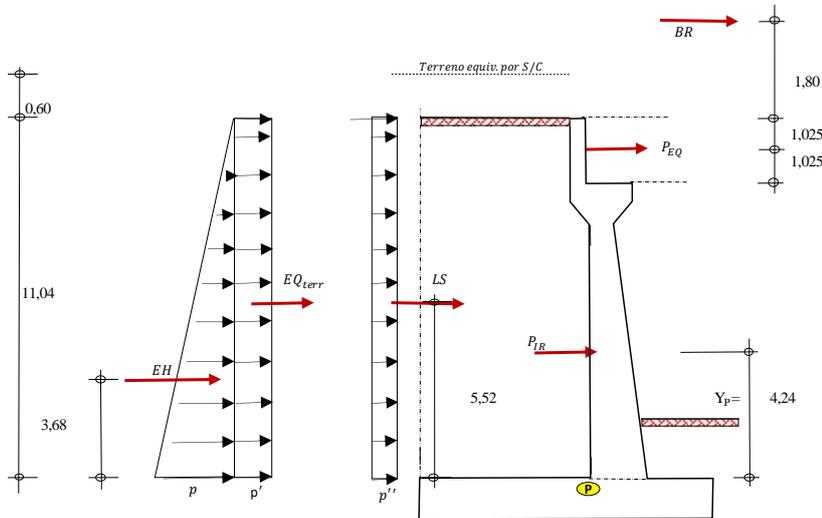
6.7 Cálculo del Acero

6.7.1 Diseño de la Pantalla

Anexo 46 Diseño de la Pantalla

IV. Cálculo del acero

4.1. Diseño de pantalla



Cargas consideradas para el diseño de pantalla

CARGAS EN BASE DE PANTALLA

CARGA	CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m)	CARGA (Ton)	Y _p (m)	M (T-m)
LS	p'' = 0,318	3,51	5,52	19,40
EH	p = 5,858	32,34	3,68	119,00
EQ _{terr}	p' = 0,905	9,99	5,52	55,13
0.5P _{IR}	-	1,92	4,24	8,12
P _{EQ}	-	9,09	10,02	91,01
BR	-	1,75	12,84	22,47

Para el diseño estructural PIR sin incluir la masa del suelo sobre el talón

(C 11.6.5.1)

Peso pantalla West = 26,060 Ton/m Sabemos k_n = 0,147

$$P_{IR} = k_n \cdot W_{est} = 3,831 \text{ Ton/m} \quad (C 11.6.5.1-1)$$

Carga del terreno más su acción dinámica:

$$P_{AE} = EH + EQ_{terr} = 42,32 \text{ Ton/m}$$

De acuerdo al Art. 11.6.5.1 debemos tomar el resultado más conservador de:

$$\bullet P_{AE} + 0.5P_{IR} = 44,24023169 \text{ Ton/m} > \bullet (0.5P_{AE} > EH) + P_{IR} = 36,17 \text{ Ton/m}$$

Consideramos entonces la expresión: 44,2402317 Ton/m por simple inspección es crítica tanto en carga como en momento. Al valor de P_{AE} le descontamos la presión estática del terreno (EH) para tratarla por separado, utilizando en las combinaciones de carga.

$$EQ_{terr} = 9,987 \text{ Ton/m}$$

$$0.5P_{IR} = 1,915 \text{ Ton/m}$$

Fuente: Autores

Anexo 47 Acero por Flexión

4.1.1. Acero por flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla

- Estado límite de Resistencia I, con $n = nD nR nI = I$

$$M_u = n (1.75 M_{LS} + 1.50 M_{EH} + 1.75 M_{BR}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_u = 251,78135 \text{ Ton-m}$$

- Estado límite de Evento Extremo I, con $n = nD nR nI = I$

$$M_u = n (0.50 M_{LS} + 1.00 M_{EH} + 1.00 (M_{EQ} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ}) + 0.50 M_{BR})$$

$$M_u = 294,19929 \text{ Ton-m} \quad (\text{Tabla 3.4.1-1 y Fig C11.5.6-4})$$

• **As diseño**

Recubrimiento: $r = 5,00$ cm Ancho a analizar: $b = 1,00$ m

$$0.59 w^2 - w + \frac{M_u}{f'_c * b * d^2} \quad w1 = 1,662957 \quad \rho = w * f'_c / f_y$$

$$w2 = 0,031958 \quad A_s = \rho * b * d$$

As = 5,07	M (Tn-m)	b (cm)	d(cm)	ρ	As diseño (cm2)	\emptyset	Disposición	
db $\emptyset = 2,54$	294,199	100	163,73	0,00266	43,60	$\emptyset 1''$	@	0,12 m

• **As máximo**

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

• **As mínimo**

Las cantidades de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$

a) $M_{cr} = 1.1 f_r S \quad M_{cr} = 199,2367079 \text{ Ton-m}$

Siendo: $f_r = 2.01 \sqrt{f_c} = 37,60365674 \text{ kg/cm}^3 \quad S = bh^2/6 = 481666,7 \text{ cm}^3$

b) $1.33 M_u = 391,2850574 \text{ Ton-m}$

Verificación: $M_u = 294,1992913 \text{ Ton-m} > 199,237 \text{ Ton-m} \quad \text{OK As resiste!}$

USAR: $\emptyset 1'' @ 0,12 \text{ m}$

Fuente: Autores

Anexo 48 Acero de Temperatura

4.1.2. Acero de temperatura

Espesor promedio de pantalla: $b = 1,15$ m y una altura de: $h = 7,99$ m

$$A_{stem} = \frac{0.18 b h}{2(b+h)} \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-1) \quad A_{stemp} = 9,047757 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en cada cara}$$

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} < 9,047757112 \text{ cm}^2/\text{m} < 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As = 1,27	As temp (cm2)	\emptyset	Disposición	
db $\emptyset = 1,27$	9,05	$\emptyset 1/2''$	@	0,14 m

Verificación: $S_{m\acute{a}x} = 3t = 3,45 \text{ m} \quad S_{m\acute{a}x} = 0,45 \text{ m} > 0,14 \text{ m} \quad \text{OK!} \quad (\text{Art. 5.10.6})$

USAR: $\emptyset 1/2'' @ 0,14 \text{ m}$

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular del acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos

Fuente Autores

Anexo 49 Revisión de Fisuras por Distribución de Armaduras

4.1.3. Revisión de fisuración por distribución de armadura

(Art. 5.6.7)

4.1.3.1 Momento actuante

Usando la sección agrietada y una franja de 0,12 m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_1 = 1$

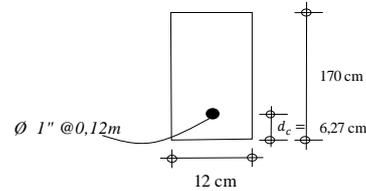
$$M_s = n(1.0M_{LS} + 1.0M_{EH} + 1.0M_{BR})$$

$$M_s = 160,88 \text{ Ton-m/m}$$

Para un ancho tributario de : 0,12 m

$$M_s = 19,305055 \text{ T-m}$$

(Tabla 3.4.1-1)



4.1.3.2 Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 204000 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.3.2)$$

$$E_c = 15300 \sqrt{f_c} = 286236,7901 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.4.2.4-3)$$

$$n = E_s / E_c = 7,126966451$$

n: relación modular

Área de acero transformada:

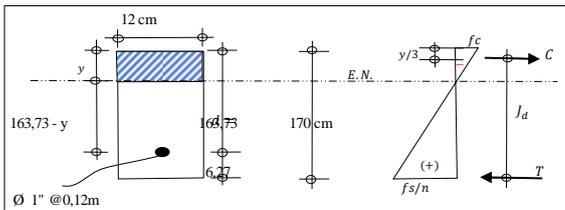
$$A_{st} = 7,13 \times 5,07 = 36,11287 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para hallar y

$$12y(y/2) = 36,11(163,73 - y)$$

$$6y^2 + 36,11y - 5912,76 = 0$$

$$y = 28,5265515 \text{ cm}$$



4.1.3.3 Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio:

El brazo J_d entre las cargas es $J_d = d - y/3$

$$J_d = 154,2211 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero

$$f_{ss} = M_s / J_d * A_s = 2470,4143 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces f_{ss} será: $f_{ss} = 2470,414303 \text{ kg/cm}^2$

4.1.3.4 Separación máxima de la armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1,05 \quad (5.6.7-2)$$

Para condición de exposición severa, con $\gamma_e = 0,75$ (5.6.7-1)

$$S_{\text{máx}} = \frac{125000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = 23,44 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \text{ OK!}$$

Fuentes: Autores

Anexo 50 Revisión por Corte

4.1.4. Revisión por corte

Típicamente el corte no gobierna el diseño de un muro de contención; sin embargo revisaremos el grosor de la pantalla para confirmar que no se requiere armadura transversal. Por simplicidad tomaremos la sección crítica en la base de la pantalla aunque puede ser tomada a una distancia igual al peralte efectivo desde la base.

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Resistencia I, con

$n = n_D n_R n_I = 1$ Tomando una franja de estribo de **1,00 m** es:

$V_u = n (1.75V_{LS} + 1.50V_{EH} + 1.75V_{BR})$ (Tabla 3.4.1-1)

$V_u = 57,720283$ Ton

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Evento Extremo I, con

$n = n_D n_R n_I = 1$

$V_u = n (0.5V_{LS} + 1.00V_{EH} + 1.00V_{EQ} + 0.5V_{BR})$ (Tabla 3.4.1-1 y Fig. C11.5.6-4)

$V_u = 55,96$ Ton

Tomamos $V_u = 57,72$ Ton

El cortante resistente del concreto es V_r

$\phi = 0,90$ (5.5.4.2)

$V_r = \phi V_n$ (5.7.2.1-1) $V_r = 61,12$ Ton

$V_r = 61,12$ Ton $>$ $V_u = 57,72$ Ton **OK!**

$V_p = 0$ $V_s = 0$

$V_n = V_c + V_s + V_p$ (5.7.3.3-1) $V_n = 67,91$ Ton

$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$ (5.7.3.3-2) $V_n = 1405,705$ Ton

Eligimos el menor valor

$V_n = 67,91$ Ton

$V_c = 0,265 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$ (5.7.3.3-3) $V_c = 67,91$ Ton

donde:

$b_v =$ ancho de diseño de pantalla = **100 cm**

$d_c = 163,73$ cm

$d_v =$ Peralte de corte efectivo = $d_c - a/2$ (Art. 5.7.2.8)

$a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b} = 6,16$ cm $d_v = 160,65$ cm

$0,90 d_c = 147,36$ cm $0,72 h = 122,4$ cm $<$ $d_v = 160,65$ cm **OK!**

Cálculo de $\beta = 0,8525988$

Como $l_{pant} = 11,04$ m $>$ **0,40 m** No es aplicable el procedimiento simplificado 5.7.3.4.2

Utilizando el procedimiento simplificado

$\beta = 2,00$

Utilizando el procedimiento general

$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{39}{(39 + s_{xe})}$ (5.7.3.4.2-2) $\beta = 0,85$

$M_u = 251,78135$ Ton-m $>$ $V_u * d_v = 92,72881$ Ton-m **OK!** (Art. 5.7.3.4.2)

$\epsilon_s = \frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|$ (5.7.3.4.2-4) $\epsilon_s = 0,00241$

$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63}$ (pulg.) (5.7.3.4.2-7) $s_{xe} = 63,24883$ "

siendo:

$S_x = d_v = 160,65$ cm = **63,24883** "

$a_g =$ tamaño máximo del agregado = **3/4** "

12 " $<$ $s_{xe} = 63,25$ " $<$ 80 " (Art. 5.7.3.4.2)

OK

OK

Fuente: Autores

6.7.2 Diseño de Cimentación

Anexo 51 Acero para la Parte Superior de la Zapata

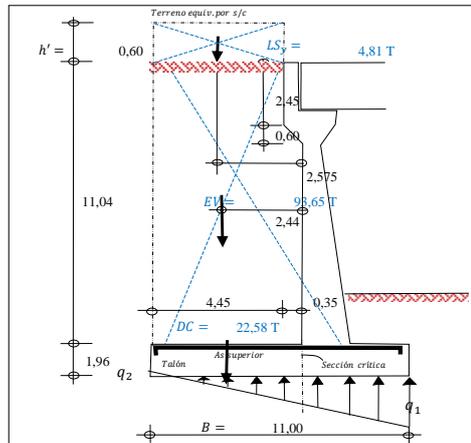
4.2.1. Acero parte superior de zapata

Momento de diseño en cara vertical de pantalla, estado límite de Resistencia Ib, con $n = n_D n_R n_I = 1$, Despreciando del lado conservador la reacción del suelo:

$$M_u = n(1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS}) \quad \text{(Tabla 3.4.1-1)}$$

$$M_u = 398.02 \text{ Ton-m/m}$$

Omitimos el estado de Evento Extremo I, pues no es crítico en este caso.



*** As diseño**

Recubrimiento: $r = 7.50 \text{ cm}$ Ancho a analizar: $b = 1.00 \text{ m}$

$$0.59 w^2 - w + \frac{M_u}{f'_c * b * d^2} = 0 \quad w1 = 1.658069 \quad \rho = w * f'_c / f_y$$

$$w2 = 0.036846 \quad As = \rho * b * d$$

As =	M (Tn-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As diseño (cm ²)	ϕ	Disposición
db $\phi = 2.54$	398,020	100	187,23	0,00307	57,49	$\phi 1''$	$\phi 1'' @ 0,09 \text{ m}$

*** As máximo**

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

*** As mínimo**

(Art. 5.6.3.3)

Las cantidades de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$

a) $M_{cr} = 1.1 f_r S$ $M_{cr} = 264.8400475 \text{ Ton-m}$

Siendo: $f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} = 37.60365674 \text{ kg/cm}^2$ $S = bh^2/6 = 640266.7 \text{ cm}^3$

b) $1.33 M_u = 529.3663269 \text{ Ton-m}$

Verificación: $M_u = 398.02 \text{ Ton-m} > 264.84 \text{ Ton-m}$ **OK As resiste!**

USAR: $\phi 1'' @ 0,09 \text{ m}$

Fuente: Autores

Anexo 52 Acero de Temperatura

4.2.2. Acero de temperatura

Espesor de zapata: $b = 11.00 \text{ m}$ y una altura de: $h = 1.96 \text{ m}$

$$A_{stem} = \frac{0.18 b h}{2(b+h)} \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-1) \quad A_{stemp} = 14.97222 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en cada cara}$$

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} < 14.97222222 \text{ cm}^2/\text{m} > 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As =	A _{stemp} (cm ²)	ϕ	Disposición
db $\phi = 1.27$	12.70	$\phi 1/2''$	$\phi 1/2'' @ 0,10 \text{ m}$

Verificación: $S_{m\acute{a}x} = 0.30 \text{ m} > 0,10 \text{ m}$ **OK!** (Art. 5.10.6)

USAR: $\phi 1/2'' @ 0,1 \text{ m}$

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimientto.

Fuente: Autores

Anexo 53 Revisión del Talón por Corte

4.2.3. Revisión del talón por corte

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I, con

$n = n_D, n_R, n_I = 1$ Para franjas de diseño de **1,00 m** es:

$V_u = n (1.25V_{DC} + 1.35V_{EV} + 1.75V_{LS})$ (Tabla 3.4.1-1)

$V_u = 163,06619$ Ton

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Evento Extremo I, con

Tomamos $V_u = 163,07$ Ton

El cortante resistente del concreto es V_r

$\phi = 0,90$ (5.5.4.2)

$V_r = \phi V_n$ (5.7.2.1-2) $V_r = 163,46$ Ton

$V_r = 163,46$ Ton $>$ $V_u = 163,07$ Ton **OK!**

$V_p = 0$ $V_s = 0$

$V_n = V_c + V_s + V_p$ (5.7.3.3-1) $V_n = 181,62$ Ton

$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$ (5.7.3.3-2) $V_n = 1602,755$ Ton

Eligimos el menor valor

$V_n = 181,62$ Ton

$V_c = 0.265 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$ (5.7.3.3-3)

$V_c = 181,62$ Ton

donde:

$b_v =$ ancho de diseño de pantalla = **100** cm

$d_e = 187,23$ cm

$d_v =$ Peralte de corte efectivo = $d_e - a/2$ (Art. 5.7.2.8) $d_v = 183,17$ cm

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 8,12$ cm

$0.90 d_e = 168,51$ cm $0.72 h = 141,12$ cm $<$ $d_v = 183,17$ cm **OK!**

Cálculo de $\beta = 2$

Como $l_{talón} = 4,80$ m $<$ **5,50** m Es aplicable el procedimiento simplificado 5.7.3.4.1

Utilizando el procedimiento simplificado

$\beta = 2,00$

Utilizando el procedimiento general

$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{39}{(39 + s_{xe})}$ (5.7.3.4.2-2) $\beta = 0,64$

$M_u = 398,02$ Ton-m $>$ $V_u * d_v = 298,6915$ Ton-m **OK!** (Art. 5.7.3.4.2)

$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{E_s A_s}$ (5.7.3.4.2-4) $\epsilon_s = 0,00324$

$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63}$ (pulg.) (5.7.3.4.2-7) $s_{xe} = 72,11495$ "

siendo:

$S_x = d_v = 183,17$ cm = $72,11495$ "

$a_g =$ tamaño máximo del agregado = $3/4$ "

12 " $<$ $s_{xe} = 72,11$ " $<$ 80 " (Art. 5.7.3.4.2)

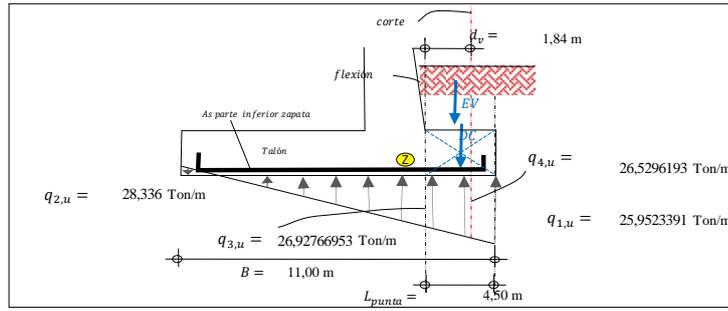
OK

OK

Fuente: Autores

Anexo 54 Acero en el Fondo de la Zapata

4.2.4. Acero en fondo de zapata



Cargas actuantes en la punta del estribo

Para el diseño estructural del cimiento cargado excéntricamente se considera utilizando cargas factoradas, sea el suelo rocoso o no rocoso, una distribución de esfuerzos de contacto triangular o trapezoidal (Art. 10.6.5).

Siendo crítico el estado límite de Resistencia Ib, con $V_u = 298,59 \text{ T}$ y $e = -0,08 \text{ m}$ (Ver tabla de presiones actuantes en la base del estribo), calculamos las presiones sobre el terreno:

$$q_u = \frac{V_u}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$q_{1,u} = 25,95233906 \text{ Ton/m}$ $q_{2,u} = 28,33648 \text{ Ton/m}$

Despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC), el momento actuante en la sección crítica por flexión es:

$$M_u = \frac{L^2}{6} (q_{u,3} + 2q_{u,1})$$

$M_u = 266,06 \text{ Ton-m}$

As diseño

Recubrimiento: $r = 7,50 \text{ cm}$ Ancho a analizar: $b = 1,00 \text{ m}$

$$0,59 w^2 - w + \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}$$

$w_1 = 1,670468$ $\rho = w * f'_c / f_y$
 $w_2 = 0,024447$ $A_s = \rho * b * d$

As =	M (Tn-m)	b (cm)	d(cm)	ρ	As diseño (cm2)	\emptyset	Disposición
db $\emptyset = 2,54$	266,059	100	187,23	0,00204	38,14	$\emptyset 1''$	$\emptyset 1'' @ 0,13 \text{ m}$

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo

(Art. 5.6.3.3)

Las cantidades de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$

a) $M_{cr} = 1.1 f_r S$ $M_{cr} = 264,8400475 \text{ Ton-m}$

Siendo: $f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} = 37,60365674 \text{ kg/cm}^2$ $S = bh^2/6 = 640266,7 \text{ cm}^3$

b) $1.33 M_u = 353,8587005 \text{ Ton-m}$

Verificación: $M_u = 266,06 \text{ Ton-m} > 264,84 \text{ Ton-m}$ **OK As resiste!**

Rediseño

Considerar en caso que indique NO resiste As!

As diseño (cm2)	\emptyset	Disposición
50,67	$\emptyset 1''$	$\emptyset 1'' @ 0,10 \text{ m}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 7,153517352 \text{ cm}$$

$$M_u = \emptyset f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = 351,76 \text{ Ton-m}$$

Ver. Rediseño: $M_u = 351,76 \text{ Ton-m} > 264,84 \text{ Ton-m}$ **OK As resiste!**

USAR: $\emptyset 1'' @ 0,1 \text{ m}$

Fuente: Autores

Anexo 55 Revisión del Talón por Corte

4.2.3. Revisión del talón por corte

Debiendo tomar el cortante actuante a una distancia d_v de la cara de la pantalla, el cortante actuante es:

$$V_u = 1/2 (25,95 + 26,53) \times (4,5 - 1,84) = \quad V_u = 69,89 \text{ Ton}$$

El cortante resistente del concreto es V_r

$$\phi = 0,90 \quad (5.5.4.2)$$

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1-2) \quad V_r = 163,89 \text{ Ton}$$

$$V_r = 163,89 \text{ Ton} > V_u = 69,89 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

$$V_p = 0 \quad V_s = 0$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.7.3.3-1) \quad V_n = 182,10 \text{ Ton}$$

$$V_n = 0,25f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.7.3.3-2) \quad V_n = 1606,966 \text{ Ton}$$

Eligimos el menor valor $V_n = 182,10 \text{ Ton}$

$$V_c = 0,265 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.7.3.3-3) \quad V_c = 182,10 \text{ Ton}$$

donde: $b_v =$ ancho de diseño de pantalla = 100 cm
 $d_c =$ 187,23 cm
 $d_v =$ Peralte de corte efectivo = $d_c - a/2$ (Art. 5.7.2.8) $d_v = 183,65$ cm
 $a = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b} = 7,15$ cm

Verificación del peralte de corte efectivo d_v :

$$0,90 d_c = 168,51 \text{ cm} \quad 0,72 h = 141,12 \text{ cm} < d_v = 183,65 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

Cálculo de $\beta = 2$
 Como $l_{punta} = 4,50 \text{ m} < 5,51 \text{ m}$ Es aplicable el procedimiento simplificado 5.7.3.4.1

Utilizando el procedimiento simplificado $\beta = 2,00$

Utilizando el procedimiento general $\beta = \frac{4,8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{39}{(39 + s_{xe})} \quad (5.7.3.4.2-2) \quad \beta = 0,76$

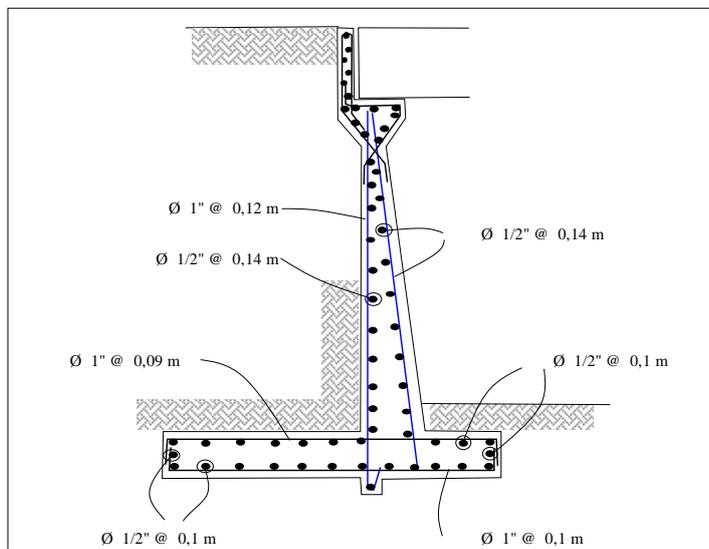
$$M_u = 351,76 \text{ Ton-m} > V_u * d_v = 128,3589 \text{ Ton-m} \quad \text{OK!} \quad (Art. 5.7.3.4.2)$$

$$\epsilon_s = \frac{|M_u| + |V_u|}{E_s A_s} \quad (5.7.3.4.2-4) \quad \epsilon_s = 0,00253$$

$$s_{xe} = s_x \frac{1,38}{a_g + 0,63} \text{ (pulg.)} \quad (5.7.3.4.2-7) \quad s_{xe} = 72,30443 \text{ ''}$$

siendo:
 $S_x = d_v = 183,65 \text{ cm} = 72,30443 \text{ ''}$
 $a_g =$ tamaño máximo del agregado = 3/4 ''

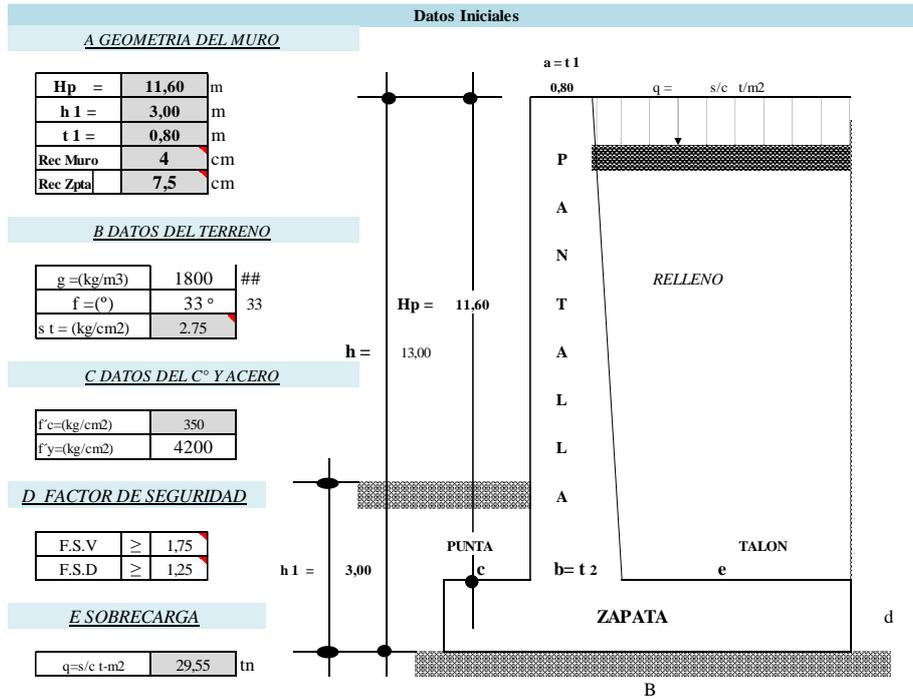
$$12 \text{ ''} < s_{xe} = 72,30 \text{ ''} < 80 \text{ ''} \quad \text{OK} \quad (Art. 5.7.3.4.2)$$



Fuente: Autores

6.8 Diseño del Muro de Contención

Anexo 56 Datos



Fuente: Autores

Anexo 57 Pre - dimensionamiento

1.- PREDIMENSIONAMIENTO:

a = \rightarrow Asumido = **0,80** m

b = $\frac{H}{12}$ a $\frac{H}{10}$

b = $\frac{13,00}{12}$ ó $\frac{13,00}{10}$

b = 1,08 ó 1,3 \rightarrow Asumido = **1,30** m 0,65

B = 0,5 H a 0,8 H

B = 0,5 13,00 ó 0,8 13,00

B = 6,50 ó 10,40 \rightarrow Asumido = **6,50** m

c = $\frac{1}{3}$ B - 1/2 b 1,52

c = 1,52 \rightarrow Asumido = **1,52** m

d = $\begin{cases} = b = \\ = b + 5 \\ = b + 10 \\ = b + 15 \\ = b + 20 \end{cases}$ **1,40** \rightarrow Asumido = **1,40** m

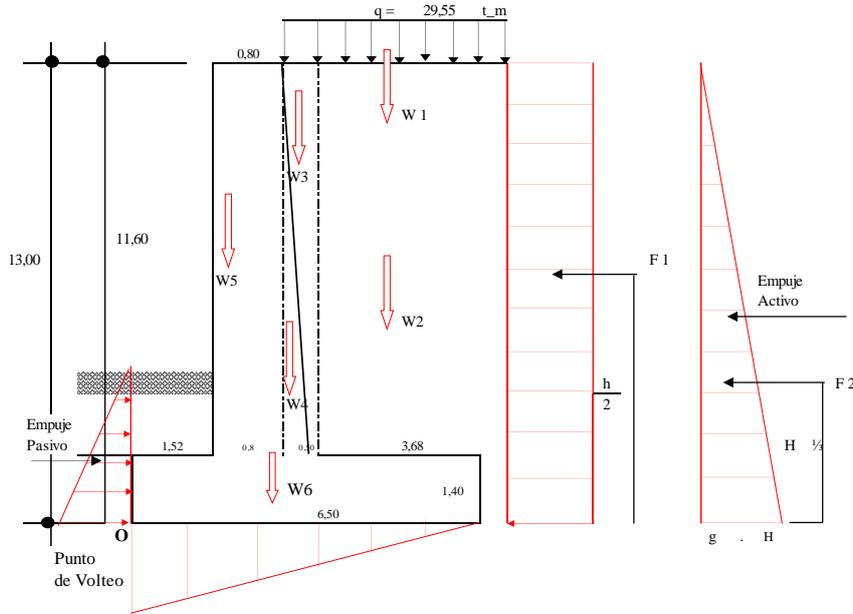
e = B - c - b
6,50 - 1,52 - 1,30

e = **3,68** m

Fuente: Autores

Anexo 58 Cargas

2.- METRADO DE CARGAS:



a.-	FUERZAS VERTICALES:	1,00 mts de Analisis	
W1	=	29,55 t/m ² x 4,18 x 1,00	= 123.519 kg
W2	=	33 kg/cm ² x (3,68 x 2,60) x 1,00	= 316 kg
W3	=	33 kg/cm ² x ($\frac{0,50 \times 2,60}{2}$) x 1,00	= 21 kg
W4	=	2,400 kg/cm ² x ($\frac{0,50 \times 2,60}{2}$) x 1,00	= 1.560 kg
W5	=	2,400 kg/cm ² x 0,8 x 2,60 x 1,00	= 4.992 kg
W6	=	2400 kg/cm ² x 6,50 x 1,40 x 1,00	= 21.840 kg
		Σfy	152.248 kg

b.- FUERZAS HORIZONTALES O FUERZAS DE EMPUJE DEL TERRENO
 CALCULO DEL COEFICIENTE ACTIVO DE RANKINE (Ka)

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{33}{2} \right) = 28,50 \cdot 0,4974$$

$$K_a = 0,295$$

$$F_1 = [(q) \times (H) \times 1,00 \text{ m}] K_a$$

$$F_1 = [29.550 \text{ kg/cm}^2 \times 2,60 \times 1,00] \times 0,295$$

$$F_1 = 22.650 \text{ Kg/cm}^2$$

UBICACIÓN : F1

$$F_1 = \frac{H}{2} = \frac{11,60}{2} = 5,8 \text{ m}$$

$$F_2 = (\text{vol}) \cdot D \cdot P$$

$$F_2 = \left[\frac{1}{2} (\gamma H) (H) \right] \times 1,00 \text{] } K_a$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \times 1,00 \times K_a$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot 33 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2,60^2 \cdot 1,00 \cdot 0,295$$

$$F_2 = 32,88 \text{ Kg}$$

UBICACIÓN : F2

$$F_2 = \frac{1}{3} H$$

$$F_2 = \frac{1}{3} \cdot 2,60 = 0,87 \text{ m}$$

Fuente: Autores

Anexo 59 Estabilidad al Volteo

3.- ESTABILIDAD DEL MURO AL VOLTEO

$$F_s V = \frac{\sum MF_y}{\sum MF_h} \geq 1,75$$

FUERZAS VERTICALES ESTABILIZADORAS

PESO	W (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO(kg-m)
W 1	123.519	4,98	615.124,62
W2	316	4,98	1.572,41
W3	21	2,570	55,13
W4	1.560	2,570	4.009,20
W5	4.992	1,920	9.584,64
W6	21.840	3,25	70.980,00
∑ MFf	152.248	∑ MoFy	701.325,99

FUERZAS HORIZONTALES DESESTABILIZADORAS

PESO	W (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO(kg-m)
F 1	22.650	5,800	131.367,40
F 2	33	0,87	28,61
∑ Fh	22.682,43	∑ MFh	131.396,01

$$F_s V = \frac{701.325,99 \text{ kg/m}}{131.396,01 \text{ kg/m}} = 5,34 > 1,75 \text{ OK CUMPLE}$$

Fuente: Autores

Anexo 60 Estabilidad por Deslizamiento

4.- ESTABILIDAD DEL MURO POR DESLIZAMIENTO

$$F_s D = \frac{q \sum F_v}{\sum F_h} \geq 1,25 = \frac{f \text{ Empuje}}{f \text{ Rozamiento}}$$

$$q = \text{tg } \phi \leq 0,60$$

$$q = \frac{33}{0,5759587} = 0,649 > 0,60$$

$$q = 0,60$$

$$F_s D = \frac{0,60 \cdot 152.248}{22.682,43} = 4,03 > 1,25 \text{ OK CUMPLE}$$

Fuente: Autores

Anexo 61 Estabilidad para Capacidad portante del Terreno

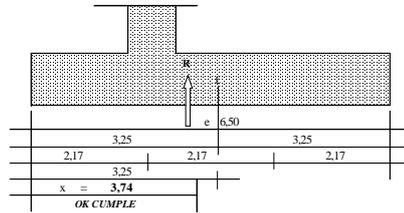
5.- ESTABILIDAD PARA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

1ro CALCULO DE LA UBICACIÓN DE LA RESULTANTE:

$$x = \frac{\sum Mo}{\sum Fy} \quad x = \frac{\sum MoFy - \sum MoFh}{\sum Fy}$$

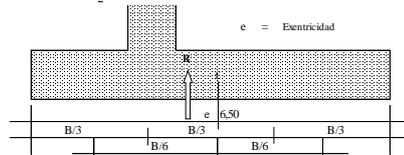
$$x = \frac{701.325,99}{152.248}$$

$$x = 3,74$$



2ro EXENTRICIDAD

$$e = \frac{B}{2} - x$$



$$e = \frac{6,50}{2} - 3,74 \quad e = -0,493$$

$$\frac{B}{6} = \frac{6,50}{6} = 1,08$$

3ro CALCULO DE LA PRESION ACTUANTE

$$q = \frac{\sum Fy}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q = \frac{152.248}{1,00 \cdot 6,50} \left(1 \pm \frac{6 \cdot -0,493}{6,50} \right)$$

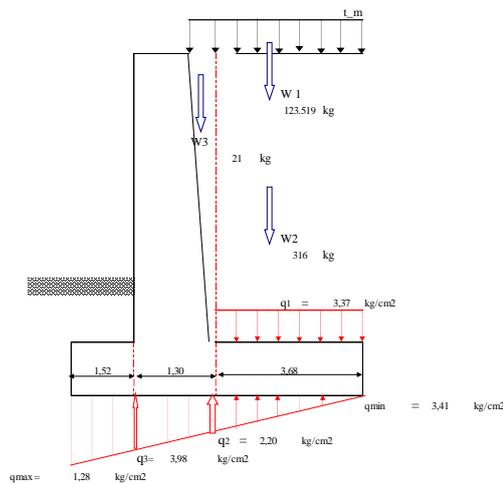
$$q = 23.422,80 \quad 1 \pm -0,455471$$

$$q_{max} = 12.754,39 \quad \text{kg/m}^2 \rightarrow 1,28$$

$$q_{min} = 34.091,20 \quad \text{kg/m}^2 \rightarrow 3,41$$

$$q_{max}, q_{min} < s \quad t = \text{OK CUMPLE}$$

$$3,41 < 2,75$$



$$q = \frac{w1 + w2 + w3}{A} \quad q = \frac{123.519 + 316 + 21}{3,68 \cdot 1,00}$$

$$q = 33.656,57 \quad \text{kg/m}^2 \rightarrow 3,37 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{3,68}{x} = \frac{6,50}{-2,13} \quad x = -1,208 \rightarrow q2 = 3,41 + x$$

$$q2 = 3,41 + -1,208$$

$$q2 = 2,20 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{3,68 + 1,30}{y} = \frac{6,50}{-2,13} \quad y = 0,5662$$

$$q3 = 3,41 + y$$

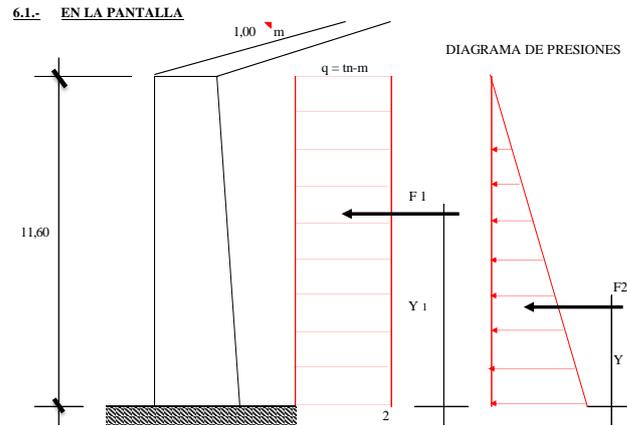
$$q3 = 3,41 + 0,5662$$

$$q3 = 3,98 \quad \text{kg/cm}^2$$

Fuente: Autores

6.8.1 Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes

Anexo 62 En Pantalla



a) MOMENTO FLECTOR

$$F1 = (q \cdot h \cdot 1.00 \text{ m}) \cdot ka$$

$$F1 = (29550 \text{ kg-m} \times 2.60 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}) \cdot 0.295$$

$$F1 = 22.649,55 \text{ kg.}$$

$$y1 = \frac{h}{2} = \frac{2.60}{2} = 1,3$$

$$y1 = 1,3 \text{ m}$$

$$F2 = \frac{1}{2} (g \cdot h^2 \cdot 1.00 \text{ m}) \cdot Ka$$

$$F2 = \frac{1}{2} \cdot 33 \cdot \frac{6,76}{2.60} \cdot 17 \cdot 1.00 \cdot 0.295 = 32,88 \text{ kg}$$

$$F2 = 0,03 \text{ tn-m}$$

$$y2 = \frac{1}{3} h \quad y2 = \frac{1}{3} 11,60$$

$$y2 = 3,87 \text{ m}$$

MOMENTO ULTIMO

$$M_{max} = (F1 \cdot Y1) + (F2 \cdot Y2)$$

$$M_{max} = (22.649,55 \times 1,3) + (32,88 \times 3,87)$$

$$M_{max} = 29.571,56 \text{ kg-m}$$

b) FUERZA CORTANTE

* FUERZA CORTANTE ACTUANTE

$$V = F1 + F2$$

$$V = 22.649,55 + 32,88$$

$$V = 22.682,43 \text{ kg}$$

* ESFUERZO CORTANTE (μ)

$$\mu = \frac{V}{b \cdot d} \quad \left| \begin{array}{l} V = 22.682,43 \\ b = 1,00 \\ d = 1,26 \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{22.682,43}{100 \cdot 1,26} = 1,80$$

$$\mu = 1,80 \text{ kg/cm}^2$$

* ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE DEL CONCRETO (μc)

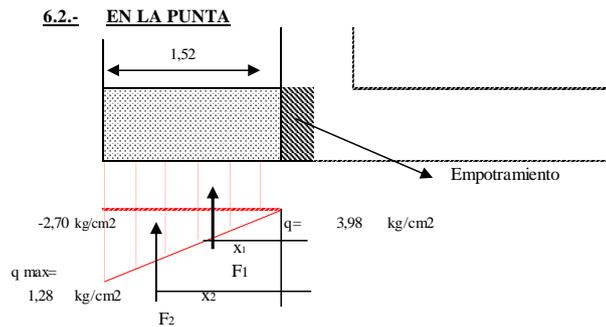
$$\mu_c = \emptyset \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\mu_c = 0,85 \times 0,53 \cdot \sqrt{350} = 8,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_c = 8,43 \text{ kg/cm}^2 > 1,80 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK CUMPLE}$$

Fuente: Autores

Anexo 63 En Punta



a) MOMENTO FLECTOR

En:

$$F_1 = 3,98 \times 1,52 \times 1,00$$

$$F_1 = 60,424 \text{ Kg}$$

$$X_1 = \frac{1,52}{2} = 0,76 \text{ m}$$

En

$$F_2 = \frac{1}{2} \times 1,52 \times (-2,70) \times 100 = -20518,74 \text{ Kg}$$

$$F_2 = -20518,74 \text{ kg}$$

$$X_2 = \frac{2}{3} \times 1,52 =$$

$$X_2 = 1,01 \text{ mt}$$

MOMENTO MAXIMO

$$M_{\text{máx}} = (F_1 \cdot X_1) + (F_2 \cdot X_2)$$

$$M_{\text{máx}} = (60,424 \times 0,76) + (-20518,74 \times 1,01)$$

$$M_{\text{máx}} = -66,714,70 \text{ kg-m}$$

FUERZA CORTANTE ACTUANTE (v)

$$V = F_1 + F_2$$

$$V = 60,424 + (-20518,74)$$

$$V = 39,905,42 \text{ kg}$$

ESFUERZO CORTANTE (q)

$$q = \frac{V}{b \cdot d}$$

$$q = \frac{39,905,42}{152 \cdot 126}$$

$$q = 2,08 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE DEL CONCRETO (V_c)

$$V_c = \emptyset \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'c}$$

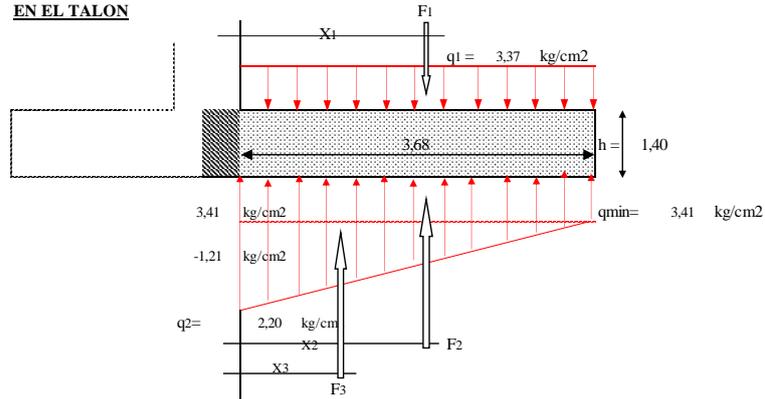
$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot 18,708$$

$$V_c = 8,43$$

Fuente: Autores

Anexo 64 En Talón

6.3.- EN EL TALON



$$F1 = 3.37 \text{ kg/cm}^2 \cdot 368 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}$$

$$F1 = 123.856,19 \text{ kg}$$

$$X1 = \frac{3,68}{2}$$

$$X1 = 1,84 \text{ m}$$

$$F2 = 3,41 \text{ kg/cm}^2 \cdot 368 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}$$

$$F2 = 125.455,63 \text{ kg}$$

$$X2 = \frac{3,68}{2}$$

$$X2 = 1,84 \text{ m}$$

$$F3 = \frac{1}{2} \cdot -1,21 \text{ kg/cm}^2 \cdot 368 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}$$

$$F3 = -22.227,05 \text{ kg}$$

$$X3 = \frac{1}{3} \cdot 3,68$$

$$X3 = 1,23 \text{ m}$$

a. MOMENTO FLECTOR

$$M = (F2 \cdot X2) + (F3 \cdot X3) - (F1 \cdot X1)$$

$$M = (125.455,63 \cdot 1,84) + (-22.227,05 \cdot 1,23) - (123.856 \cdot 1,84)$$

$$M = 431.468,6 \text{ kg/cm}^2$$

b. FUERZA CORTANTE

$$V = F1 - F2 - F3$$

$$V = 123.856,19 - 125.455,63 - (-22.227,05)$$

$$V = 20.627,61 \text{ kg/cm}^2$$

c. ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE (μ)

$$\mu = \frac{V}{b \cdot d} \quad \mu = \frac{20.627,61}{100 \cdot 126}$$

$$\mu = 1,64 \text{ kg/cm}^2$$

d. ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE DEL CONCRETO (V_c)

$$V_c = \emptyset \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot 18,708$$

$$V_c = 8,43 \text{ kg/cm}^2 > \mu_{act} \cdot 1,64 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK CUMPLE}$$

Fuente: Autores

6.8.2 Diseño del Acero

Anexo 65A cero en Pantalla

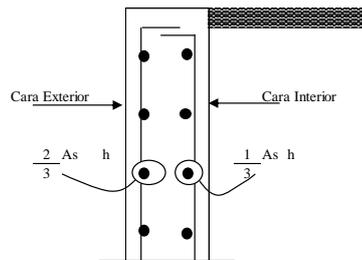
7.- DISEÑO DEL ACERO:

a- Acero Mínimo Vertical en muros:

- Para $\emptyset \leq 5/8"$ Asmin (Vertical) = 0,0012 b h
- Para $\emptyset > 5/8"$ Asmin (Vertical) = 0,0015 b h

b- Acero Mínimo Horizontal en muros:

- Para $\emptyset \leq 5/8"$ Asmin (Horizontal) = 0,0020 b h
- Para $\emptyset > 5/8"$ Asmin (Horizontal) = 0,0025 b h



Para elementos sometidos a Flexocompresión (Losas, vigas, escaleras, muros)

$$K_u = \frac{M_u}{b d^2}$$

$$A_s = \rho b d$$

7.1.- ACERO EN LAPANTALLA:

a. Acero Principal Vertical

$$M_u = 1,6$$

$$M_u = 1,6 \cdot 29.571,56 = 47.314,50$$

$$M_u = 47.314 \text{ kg/m}$$

$$K_u = \frac{47.314 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2}{100 \cdot 15876} \text{ ###}$$

$$K_u = 2,98 \text{ ##}$$

$$\rho = \begin{cases} f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2 \\ K_u = 2,98 \end{cases} \Rightarrow \rho = 0,0008$$

Acero principal:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0,0008 \cdot 100 \cdot 126 = 10,08$$

$$A_s = 10,08 \text{ cm}^2 \quad 2,85$$

$$A_s = \frac{10,08}{7} \cdot \frac{191}{3/4} = 19,95$$

OK CUMPLE
MUCHO ACERO + - 0.50 CM2
MUCHO ACERO

$$S = \frac{2,85}{19,95} \cdot 100$$

$$S = 14,29 \text{ Asumido } \Rightarrow 0,14 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{USAR } 7 \emptyset \text{ de } 3/4 @ 0,14 \text{ ml}$$

b) Acero mínimo Vertical

$$A_{smin} \text{ (vertical)} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 126$$

$$A_{smin} = 18,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ princ}} = 19,95 > A_{s \text{ min}} = 18,9 \text{ OK CUMPLE}$$

Fuente: Autores

Anexo 66 Acero Vertical en la Cara Interior

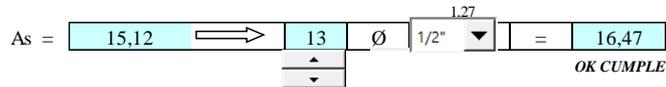
7.2.- ACERO SECUNDARIO PRINCIPAL:

a) Acero Vertical en la cara exterior:

$$As_{min} \text{ (vertical)} = 0,0012 \cdot 100 \cdot 126$$

$$As_{mín} = 15,12 \text{ cm}^2$$

$$As = 15,12 \text{ cm}^2 \quad 1,27$$



$$S = \frac{1,27}{16,47} \times 100$$

$$S = 7,69 \text{ Asumido} \Rightarrow 0,08 \text{ m}$$



Fuente: Autores

Anexo 67 Acero parte Superior (Cara Interior y Cara Exterior)

1) Arriba: (h = 0,8)

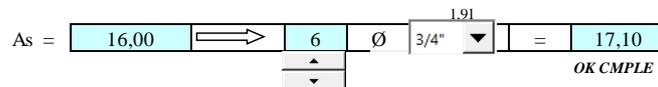
$$As_{min} = 0,0020 \cdot 100 \cdot 1 = 0,16$$

$$As_{mín} = 16,00 \text{ cm}^2$$

a) Cara Interior

$$\frac{1}{3} Ash = \frac{1}{3} 16,00 = 5,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 5,33 \text{ cm}^2 \quad 2,85$$



$$S = \frac{2,85}{17,10} \times 100$$

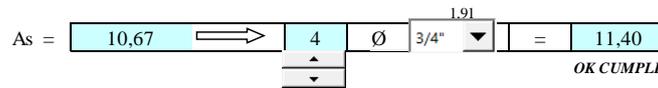
$$S = 16,67 \text{ Asumido} \Rightarrow 0,17 \text{ m}$$



b) Cara Exterior:

$$\frac{2}{3} Ash = \frac{2}{3} 16 = 10,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 10,67 \text{ cm}^2 \quad 2,85$$



$$S = \frac{2,85}{11,40} \times 100$$

$$S = 25,00 \text{ Asumido} \Rightarrow 0,25 \text{ m}$$



Fuente: Autores

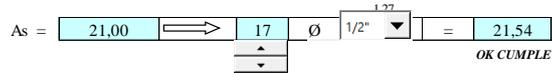
Anexo 68 Acero parte Intermedia (Cara Interior y Cara Exterior)

2) Cara Intermedia $(h = \frac{130 + 80}{2}) = 105 \text{ cm}$
 $As \text{ min (Horizontal)} = 0,0020 \cdot 100 \cdot 105 = 21,00 \text{ cm}^2$

a) Cara Interior:

$\frac{1}{3} \text{ Ash} = \frac{1}{3} \cdot 21,00 = 7,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$As = 7,00 \text{ cm}^2$ 1,27



$S = \frac{1,27}{21,54} \times 100$

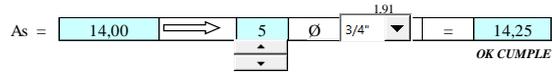
$S = 5,88$ Asumido ⇒ 0,06 m



b) Cara Exterior:

$\frac{2}{3} \text{ Ash} = \frac{2}{3} \cdot 21,0 = 14,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$As = 14,00 \text{ cm}^2$ 2,85



$S = \frac{2,85}{14,25} \times 100$

$S = 20,00$ Asumido ⇒ 0,20 m



Fuente: Autores

Anexo 69 Acero parte Inferior (Cara Interior y Cara Exterior)

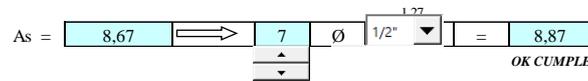
3) Cara Inferior (abajo) (h = 1,30 m)

$$\text{As min (Horizontal)} = 0,0020 \cdot 100 \cdot 130,00 = 26,00$$

a) Cara Interior:

$$\frac{1}{3} \text{ Ash} = \frac{1}{3} \cdot 26,00 = 8,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As} = 8,67 \text{ cm}^2$$



$$S = \frac{1,27}{8,87} \times 100$$

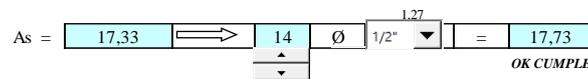
$$S = 7,14 \text{ Asumido} \Rightarrow 0,07 \text{ m}$$



b) Cara Exterior:

$$\frac{2}{3} \text{ Ash} = \frac{2}{3} \cdot 26,00 = 17,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As} = 17,33 \text{ cm}^2$$



$$S = \frac{1,27}{17,73} \times 100$$

$$S = 7,14 \text{ Asumido} \Rightarrow 0,071 \text{ m}$$



Fuente: Autores

Anexo 70 Resumen de Acero

Resumen

Acero Horizontal

1) Arriba	=	(As mín Horizontal)	=	16,00	cm ²
		Cara Interior	=	Ø 3/4 @ 0,17	m
		Cara exterior	=	Ø 3/4 @ 0,25	m
2) Intermd	=	(As mín Horizontal)	=	21,00	cm ²
		Cara Interior	=	Ø 1/2 @ 0,06	m
		Cara exterior	=	Ø 3/4 @ 0,20	m
3) Inferior	=	(As mín Horizontal)	=	26,00	cm ²
		Cara Interior	=	Ø 1/2 @ 0,07	m
		Cara exterior	=	Ø 1/2 @ 0,071	m

Para cara Interior

C.I 7 Ø 1/2 @ 0,07 , 17 Ø 1/2 @ 0,06 Rto Ø 1/2 @ 0,17

Para Exterior:

C.E 14 Ø 1/2 @ 0,07 , 5 Ø 3/4 @ 0,20 Rto Ø 3/4 @ 0,25

Entonces:

C.I	=	Ø 1/2 @ 0,099	≈	0,10
C.E	=	Ø 3/4 @ 0,174	≈	0,17

SI UNIFORMAMOS EL ACERO 0,099 a 0,174 = 0,1364 ≈ 0,14

tenemos: Ø 1/2 @ 0,14
Ø 3/4 @ 0,14

Fuente: Autores

6.8.3 Diseño de la Zapata

Anexo 71 Momento Ultimo

a) MOMENTO ULTIMO

$$M_u = 1,6 \times -66.714,70 \text{ kg-m} = -106.743,51 \text{ kg/m}$$

$$b = 1,00 \text{ mt}$$

$$d = h_z - \frac{(r + \varnothing \text{ vlla})}{2}$$

$$d = 140 - 7,5 + \frac{1,58}{2}$$

$$d = 131,71$$

$$K_u = \frac{-106.744}{100} \times \frac{10^2}{17348} \text{ kg/cm}^2 \quad \text{###}$$

$$K_u = -6,15 \quad \text{##}$$

Para $\begin{cases} f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2 \\ K_u = -6,15 \end{cases} \Rightarrow \rho = \boxed{-0,0016}$

Fuente: Autores

Anexo 72 Acero Principal

Acero principal:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = -0,0016 \cdot 100 \cdot 132 = -21,07$$

$$A_s = -21,07 \text{ cm}^2 \quad 5,07$$

$$A_s = \boxed{2,63} \Rightarrow \boxed{5} \varnothing \boxed{1"} \Rightarrow \boxed{25,34} \quad \text{OK CUMPLE} \\ \text{MUCHO ACERO} \quad + - 0,50 \text{ CM}^2$$

$$S = \frac{5,07}{25,34} \times 100$$

$$S = 20,00 \text{ Asumido} \Rightarrow \boxed{0,20} \text{ m}$$

$$\Rightarrow \boxed{\text{USAR } 5 \varnothing \text{ de } 1 @ 0,20 \text{ ml}}$$

Acero mínimo:

$$A_{s\text{mín}} = 0,0018 \cdot 100 \cdot 131,71 = 23,71 \quad 0,1$$

$$\boxed{23,71} < \boxed{25,34} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Fuente: Autores

Anexo 73 Zapata Posterior

ZAPATA POSTERIOR

$$Mu = 1,6 \times 431.469 \text{ kg-m} = 690.349,73 \text{ kg/m}$$

$$b = 1,00 \text{ mt}$$

$$d = 131,71$$

$$Ku = \frac{690.350 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2}{100 \times 17348} \quad \text{###}$$

$$Ku = 39,80 \quad \text{##}$$

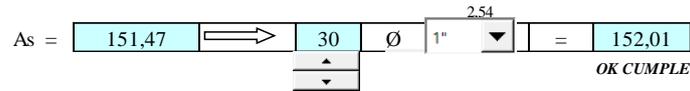
Para $\left\{ \begin{array}{l} f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2 \\ K_u = 39,80 \end{array} \right. \Rightarrow \rho = 0,0115$

Acero principal:

$$As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$As = 0,0115 \cdot 100 \cdot 132 = 151,47$$

$$As = 151,47 \text{ cm}^2 \quad 5,07$$



$$S = \frac{5,07}{152,01} \times 100$$

$$S = 3,33 \text{ Asumido } \Rightarrow 0,03 \text{ m}$$



Fuente: Autores

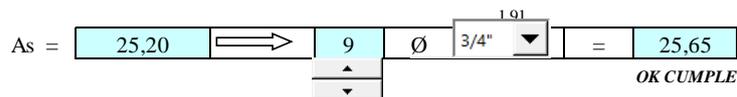
Anexo 74 Acero para Punta y Talón

ACERO TRANSVERSAL (PARA PUNTA Y TALON)

$$Astemp = 0,0018 \cdot b \cdot t \quad \text{N.T.P} \quad t = hz = 1,40$$

$$Astemp = 0,0018 \cdot 100 \cdot 140 = 25,20 \text{ cm}^2$$

$$As = 25,20 \text{ cm}^2 \quad 2,85$$



$$S = \frac{2,85}{25,65} \times 100$$

$$S = 11,11 \text{ Asumido } \Rightarrow 0,11 \text{ m}$$



Fuente: Autores

Anexo 75 Acero de Temperatura

PARA ACERO DE TEMPERATURA, NO DEBE DE EXCEDER:

$$S \leq \begin{cases} 0,5 t \\ 45 \text{ cm} \end{cases} = 0,5 \cdot 140 = 70$$

SE TOMA EL MENOR:

$$A_{stemp} = \emptyset \quad 1/2 \quad @ \quad 0,14$$

Fuente: Autores

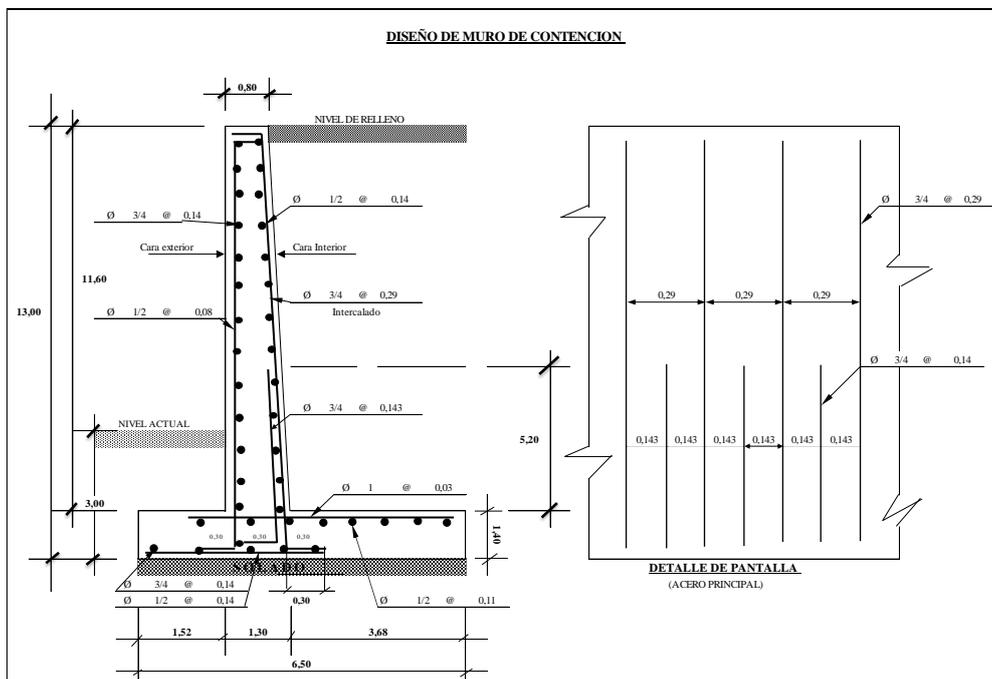
6.8.4 Resumen y Grafica de Acero

Anexo 76 Resumen General de Aceros

RESUMEN GENERAL DEL ACERO	
1.- PANTALLA:	
* ACERO VERTICAL	
- Cara Interior	= $\emptyset \quad 3/4 \quad @ \quad 0,29 \quad \text{m}$ Intercalado 6
=	= $\emptyset \quad 3/4 \quad @ \quad 0,14 \quad \text{m}$ a una (h) de 5,20
- Cara Exterior	= $\emptyset \quad 1/2 \quad @ \quad 0,08 \quad \text{m}$
* ACERO HORIZONTAL	
- Cara Interior	= $\emptyset \quad 1/2 \quad @ \quad 0,14 \quad \text{m}$
- Cara Exterior	= $\emptyset \quad 3/4 \quad @ \quad 0,14 \quad \text{m}$
2.- ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)	
* ACERO PRINCIPAL	= $\emptyset \quad 3/4 \quad @ \quad 0,14 \quad \text{m}$
* ACERO TRANSVERSAL	= $\emptyset \quad 1/2 \quad @ \quad 0,14 \quad \text{m}$
3.- ZAPATA POSTERIOR (TALON)	
* ACERO PRINCIPAL	= $\emptyset \quad 1 \quad @ \quad 0,03 \quad \text{m}$
* ACERO TRANSVERSAL	= $\emptyset \quad 1/2 \quad @ \quad 0,11 \quad \text{m}$

Fuente: Autores

Anexo 77 Diseño Muro de Contención



Fuente: Autores

6.9 Diseño de Vigas

6.9.1 Pre – dimensionamiento

Anexo 78 Datos Iniciales

Datos de entrada	
Momento ultimo aplicado, Mu (KN-m):	8350 KN-m
Cortante Ultima Aplicada, Vu (KN):	2166 KN
Longitud de la viga, L (m):	30
Longitud de trabajo, Lb (m):	5
Tipo de acero:	A-572 Gr.50
Esfuerzo de Fluencia del Acero, Fy (Mpa)	345 Mpa
Esfuerzo de fluencia de las varillas, Fyr	420 Mpa
Modulo elastico del acero, Es (Mpa)	200000 Mpa
Deflexion limite, Dlim	L / 1000
Tipo de viga:	
Tiene Rigidizadores?	si
Separacion entre rigidizadores, a (mm):	1240
Espesor de la placa, ts (mm)	250
Modulo elastico del concreto, Fc (Kg/cm2)	28 Mpa

Propiedades Geometricas de la Viga			
Peralte de la viga, d (mm)	1800	Modulo de alabeo, CW (mm6)	489515625000000,00
Longitud libre del alma, h (mm)	1740	Modulo de torsion, J (mm4)	13720000,00
Ancho del patin sup, bfsup (mm)	500	Modulo plastico, Zx (mm3)	43568888,89
Espesor del patin sup, tfsup (mm)	30	Modulo Elastico, Sx (mm3)	35865600,00
Ancho del patin inf, bfinf (mm)	500	Radio de giro efectivo, rst (mm)	188,44
Espesor del patin inf, tfinf (mm)	30	Radio de giro en Y, ry (mm)	98,15
Espesor del alma, tw (mm)	20	Dist entre centros de patin, ho (mm)	1770
Inercia en X, Ixx (mm4)	32279040000		
Inercia en Y, Iyy (mm4)	Iyy		

Fuente: Autores

Anexo 79 Análisis para Predimensionamiento

6.11 Resumen de Diseño				
Límites de Proporcionalidad (AASHTO 6.10.2)				
D/tw < 150	87	-	(AASHTO 6.10.2.1.1-1)	OK
bf/2.tf < 12	8,333333333	-	Patin Superior(AASHTO 6.10.2.2-1)	OK
bf > D/6	290	-	Patin Superior (AASHTO 6.10.2.2-2)	OK
tf > 1.1tw	22	mm	Patin Superior (AASHTO 6.10.2.2-3)	OK
lyc / lyt	OK		0.1 < lyc/ lyt < 10 (AASHTO 6.10.2.2-4)	OK
Limitaciones Geometricas				
h min	1200	mm	h min. Viga (AASHTO Tabla 2.5.6.3-1)	
h min	1450	mm	h min. Viga + Losa (AASHTO Tabla 2.5.6.3-1)	
t min	8	mm	Espesor mínimo (AASHTO 6.7.3)	OK
Recomendaciones Constructivas (Bridge Engineering Handbook - Superstructure Design)				
b min	300	mm	Patin mínimo (BEHSD 4.3.3)	OK
tf min	20	mm	Espesor de patin mínimo (BEHSD 4.3.3)	OK
tf max	75	mm	Espesor de patin maximo (BEHSD 4.3.3)	OK
tw min	12	mm	Espesor de patin minimo (BEHSD 4.3.4)	OK

Fuente: Autor

6.9.2 Análisis Estructural de la Viga

Anexo 80 Factor de Distribución

Factores de distribución														
<p> $1 \leq S \leq 5$ S en metros $11 \leq ts \leq 40$, ts en centímetros $6 \leq L \leq 73$ L en metros $Nb \geq 4$ $0.0042 \leq Kg \leq 2.9$ $Kg = n(1 + Aeg^2)$ </p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>m</th> <th>mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2,77</td> <td>2770</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>250</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>30000</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,60593428</td> <td>6,05934E+11</td> </tr> </tbody> </table>	m	mm	2,77	2770	25	250	30	30000	4		0,60593428	6,05934E+11	<p>4.6.2.2.2 AASHTO</p> <p>es el espaciamiento entre vigas es el espesor de la losa de concreto las luces medidas longitudinalmente el número de vigas el parámetro de rigidez longitudinal.</p>
m	mm													
2,77	2770													
25	250													
30	30000													
4														
0,60593428	6,05934E+11													

Propiedades Mecánicas:

n=	8
A (mm ²)	65000
ycg (mm) =	900
Icgy (mm ⁴)	626160000
eg (mm) =	1075
eg (mm) =	1075
kg (mm ⁴) =	6,05934E+11
kg (m ⁴)	0,61

Fuente: Autores

Anexo 81 Momento y Cortante

MOMENTO			
Viga Interior			
Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{Lr^3}\right)^{0.1}$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">0,481</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">0,48</td> </tr> </table>	0,481	0,48
0,481	0,48		
Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{Kg}{Lr^3}\right)^{0.1}$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">0,695</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">0,69</td> </tr> </table>	0,695	0,69
0,695	0,69		
CORTANTE			
Viga interior			
Un Carril cargado $0.36 + \frac{S}{7600}$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">g</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">0,724</td> </tr> </table>	g	0,724
g	0,724		
Dos o mas carriles cargados $0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">g</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">0,902</td> </tr> </table>	g	0,902
g	0,902		

Fuente: Autores

6.9.3 Diseño en Fase Contractiva

Anexo 82 Resistencia en Pandeo Local

Resistencia al Pandeo Local

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

$$M_{nc} = R_{pc} * M_{yc}$$

caso contrario

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

(A6.3.2-2)

Dc	930 mm
kc	0,4216
Cb	1
Rb	1
Rh	1

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{E/f_y}$$

$$\lambda_{rf} = 0,95 \sqrt{E * k_c / f_y}$$

$$k_c = 4 / \sqrt{D/t_w}$$

λ_f = relación de esbeltez para la aleta en compresión

λ_{pf} = relación de esbeltez límite para una aleta compacta

λ_{rf} = relación de esbeltez límite para una aleta no compacta

k_c = coeficiente de pandeo local de la aleta

Para las secciones armadas: $0,35 \leq k_c \leq 0,76$

Esbeltez Local

Límite inferior de esbeltez en el patín, λ_{pf}

Límite superior de esbeltez en el patín, λ_{pf}

Límite de esbeltez en el patín, λ_f

9,15
14,85
8,333333333

Compacto

Pandeo Lateral torsional

Longitud plástica, L_p (mm):

Longitud Elástica, L_r (mm):

Fnc

rt= 108,3887462

Mp1= 1,24E+10

Mn2= -5,05E+01

Mn3= 2,80E+09

2609,69
9799,20
-0,0000505
Cumple

2

Pandeo de la aleta a compresión

Fcr= 359,8085398 Mpa

Mn= 12904749164 Kn-mm

12904749,16 Cumple

Pandeo de la aleta a compresión

Aletas con arriostramiento discreto solicitadas por compresión

$\phi_f 1$

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc}$$

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{nc}$$

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw}$$

Formaletas: 0,04 kips/ft

0,584 N/mm

Cargas adicionales constructivas: 0,235 kips/ft

3,431 N/mm

Máquina de acabado: 3 kips/ft

43,8 N/mm

$$M_l = \frac{F_l L_b^2}{12}, \text{ para carga distribuida}$$

$$M_l = \frac{F_l L_b}{8}, \text{ para carga puntual}$$

Ml=	12546875,00	N-mm2
Ml=	41062,50	N-mm2
Ml total=	12587937,50	N-mm2

Para el cálculo del esfuerzo: f_{l1} :

Aleta inferior: $f_{l1} = M_l T_{ot} / S_l$

$f_{l1} = 10,07$

f _l =	1,23
F _{crw} =	749,22
k=	31,50

12,41884949

OK

Fuente: Autores

Anexo 83 Verificación Durante la Construcción de la Aleta Inferior

Verificación durante construcción de aleta inferior

Condición a) $f_{bu} + f_l \leq \phi f + R_h + F_{yc}$

$f_{bu} =$	0,000233	Mpa	10,07058281 345	OK
$f_l =$	10,07	Mpa		
$\phi f =$	1			
$R_h =$	1			
$F_{yc} =$	345,00			

Condición b) $f_{bu} + f_l / 3 \leq \phi f + R_h + F_{nc}$

$f_{bu} =$	0,000233	Mpa	3,357016147 345	OK
$f_l =$	10,07	Mpa		
$\phi f =$	1			
$R_h =$	1			
$F_{yc} =$	345,00			

Condición c) Verificación con respecto a la resistencia del alma a pandeo, durante la construcción.

$f_{bu} \leq \phi F_{crw}$

$f_{bu} =$	0,000233		OK
$\phi f =$	1,00		
$F_{crw} =$	749,22		

Fuente: Autores

6.9.4 Diseño en Fase Operativa

Anexo 84 Ancho Efectivo Total de la Placa

Cálculo para el ancho efectivo de la placa.

Vigas interiores

Se escoge el menor ancho efectivo (b_{ei}) entre:

$$b_{ei} = \text{menor entre} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4}L \\ 12(\bar{t}_s) + \text{el mayor valor entre} \left\{ \begin{array}{l} t_{w+} \\ t_{w-} \\ 0,5b_f \end{array} \right. \\ \bar{S} \end{array} \right.$$

7,5	m	
0,02	3,02	m
0,02	3,02	m
0,25	3,25	m
2,77	m	

b_{ei}	2,77	m
----------	------	---

Vigas exteriores

$$b_{ee} = \text{menor entre} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{8}L \\ 6(\bar{t}_s) + \text{el mayor valor entre} \left\{ \begin{array}{l} t_{w+} \\ t_{w-} \\ \frac{1}{4}b_f \end{array} \right. \\ \text{Ancho del voladizo} \end{array} \right.$$

3,75	m	
0,02	1,52	m
0,02	1,52	m
0,125	1,625	m
1	m	

$$b_{eff} = \frac{b_{ei}}{2} + b_{ee}$$

b_{ee}	1,00	m
----------	------	---

De estos dos valores se puede calcular el valor del ancho efectivo total.

b_{eff}	2,39	m
	2385	mm

93,897638 in

Fuente: Autores

Anexo 85 Inercia de la Sección Compuesta

Inercia Y de la seccion compuesta a corto plazo
23503985677 mm⁴

Fuente: Autores

Anexo 86 Calculo de \bar{Y} (Distancia del Eje Neutro Plástico al Nivel Superior del Elemento sobre el que se encuentra el Eje Neutro)

Refuerzo superior (1 ϕ 16 @ 0.19 m):

$P_{rt} = F_{yr} A_{rt}$	253386	N	56 kips
Concreto: $P_s = 0.85 f'_c a_{eff}$	56763 * a	N/mm	319 kips.in ϵ

Refuerzo inferior 1 ϕ 16 @ 0.19 m

$P_{rb} = F_{yr} A_{rb}$	253386	N	56 kips
Aleta a compresión: $P_c = F_{yc} b c_t$	5175000	N	1163 kips
Alma: $P_w = F_{yw} D t_w$	12420000	N	2756 kips
Aleta a tensión: $P_t = F_{yt} b t_f$	5175000	N	1163 kips

Se asume que el ENP, está en el alma:

$$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rl}$$

a =	8,281	in	250 mm	9,842525	in
3918 kips	3918,411	OK			

a =	8,281
$\beta =$	0,850
c =	9,742
si C < T's entonces Ok, si no ERROR	OK

Al estar en el alma, el valor de \bar{Y} en momento positivo se debe calcular:

$$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2} \right) \left(\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right)$$

Y =	29,52	in
-----	-------	----

Fuente: Autores

Anexo 87 Cálculo del Momento Plástico

$$M_p = \frac{P_c}{2D} (\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2) + (P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t)$$

$d_s = Y + t_f + t_{ri} + (l_{osa} - a)$	33,262	mm
$d_{rt} = Y + t_f + t_{ri} + l_{osa} - t_{rs}$	39,043	mm
$d_{rb} = Y + t_f + t_{ri} + t_{ri}$	32,700	mm
$d_c = Y + t_f / 2$	30,110	mm
$d_t = D - Y + t_f / 2$	100,110	mm

M_p	8604773,79	kips.in	→	Momento Plastico
-------	------------	---------	---	------------------

La sección compuesta resiste las cargas mayoradas para cargas muertas y vivas. El chequeo a cortante se realizará posteriormente.

Fuente: Autores

Anexo 88 Cálculo del Momento Nominal

Si D_p es menor que $0.1 D_t$, entonces $M_n=M_p$

$D_p=$	40,362	in	
$D_t=$	1800,000	mm	70 in

como NO cumple la primera formula, usar la formula: $M_n=M_p(1.07-0.7 P_p/D_t)$

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$$

M_n	5734086,68	Kips.ft	→	Momento Nominal
-------	------------	---------	---	-----------------

Fuente: Autores

Anexo 89 Presión de Diseño y Presión Base del Viento

Viento

$L_b=$	5,000	m
--------	-------	---

En la aleta inferior tenemos:

$$W = \frac{\gamma P_D d}{2}$$

La carga del viento se distribuye la mitad a la placa y la otra a la aleta inferior.

$$V_{DZ} = 2.5V_o \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right)$$

Considerando una zona rural interurbana, tenemos:

$V_o=$	11	mph
$V_B=$	100	mph
$Z_o=$	3	mph
$V_{30}=$	100	mph
gálbo= z_o	30	mph

velocidad de fricción
 Velocidad del viento
 longitud de fricción
 la velocidad del viento a 30 pies o 9 metros del suelo
 la altura de la estructura a la cual la velocidad de diseño está siendo calculada

$V_{DZ}=$	60	mph
-----------	----	-----

velocidad de diseño del viento

$P_B=$	0,05	kips.ft ²		$0,00005$	N/mm ²	→	la presión del viento base
--------	------	----------------------	--	-----------	-------------------	---	----------------------------

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$P_D=$	0,02	ksi	→	Presión de diseño
--------	------	-----	---	-------------------

Fuente: Autores

Anexo 90 Fuerza Horizontal Máxima Aplicada en Arriostramientos

Sección de M+

$d=$ mm \rightarrow altura total del perfil metálico
 γ_p factor de mayoración del viento para el combo o estado límite 1Kn/m2

$$W = \frac{\gamma P_D d}{2} \quad W=$$
 Kips/ft \rightarrow carga de viento

$\gamma_p=$
 $P_d=$ Mpa
 $d=$ $2 \cdot t_f + d$ in 5,905509804 ft 30
 $d_{tc}=$ $d + t_{ri} + b_{finf}$ in 2,325 m

Según AASHTO, la carga horizontal máxima no puede ser menor que 0.3 kips/pie

0.3 Kip/ft = $D \cdot d_{tc}$ 0,039322276 kips/ft2 926,52 N/m2 1in=

4.4	4.4
0,0833333	ft
5	m
16,4042	ft
1	mm
0,0393701	in

$W=$ Kips/ft 2372,293556 N/m

$$M_w = \frac{wL_b^2}{10} = 5930,733889 \text{ N.m}$$

$$M_w = \frac{wL_b^2}{10} = 4,374256021 \text{ Kips.ft}$$

$$f_{iw1} = \frac{M_w}{S_f} = \frac{M_w}{\frac{1}{6} t_f b_f} = 494227,8241 \text{ N/m}^2$$

1000000

$$f_{iw1} = \frac{M_w}{S_f} = \frac{M_w}{\frac{1}{6} t_f b_f} = 0,688138534 \text{ Ksi}$$

$1/6 \cdot t_f \cdot b_f^2$ 0,012

$1/6 \cdot t_f \cdot b_f^2$ 76,27980369 in³

0,494227824 mpa	<	207 Mpa
OK		

0,688138534 ksi	<	30 ksi
OK		

$$M_w = \frac{wL_b^2}{10} = 1100000 \text{ N.mm}$$

$$M_w = \frac{wL_b^2}{10} = 8,072933329 \text{ Kips.ft}$$

$$f_{iw1} = \frac{M_w}{S_f} = \frac{M_w}{\frac{1}{6} t_f b_f} = 8,8 \text{ N.mm}^2$$

$$f_{iw1} = \frac{M_w}{S_f} = \frac{M_w}{\frac{1}{6} t_f b_f} = 1,269998024 \text{ Ksi}$$

$1/6 \cdot t_f \cdot b_f^2$ 1250000

$1/6 \cdot t_f \cdot b_f^2$ 76,27980369 in³

8,8 Mpa	<	207 Mpa
OK		

1,269998024 Ksi	<	30 Mpa
OK		

La fuerza horizontal máxima aplicada a los arriostramientos es de:

$PW=WLb_{max.}$ Kips

$P_s=$ Kips/ft

Fuente: Autores

Anexo 91 Verificación del Viento en la Aleta Inferior

Viento

Verificación de momentos

Cargas Máximas (Momento positivo)

Strength I

54357,06 Kips.ft

Strength III

34329,38 Kips.ft

Strength V

49779,3 Kips.ft

Cargas Máximas (Momento negativo)

Strength I

103131,6 Kips.ft

Strength III

65130,2 Kips.ft

Strength V

94445,6 Kips.ft

Se verifica el efecto del viento en la aleta inferior para

$L_{bmax} =$ m

$F_{cr+} =$

Mpa (6.10.8.2.3-8)

$W =$

N/mm

Viento

Strength I, $W=0$ no se considera.

Strength III

$W =$ Kips/ft

$M_w =$ kips/ft

$F_{l+} =$ ksi

si $F_{l+} < 0.6 F_y$ entonces Ok, si no Error

OK

Strength V

$W =$ Kips/ft

$M_w =$ kips/ft

$F_{l+} =$ ksi

si $F_{l+} < 0.6 F_y$ entonces Ok, si no Error

OK

Strength I $M+$

54357,06 5734086,68

OK

Strength III $M+$

3,43E+04 5734086,68

OK

Strength V $M+$

4,98E+04 5734086,68

OK

Fuente: Autores

Anexo 92 Deformación Elástica

Deformaciones elásticas (Servicio)

El factor de carga es de 1, pues se verifican deflexiones de servicio. La inercia de la sección compuesta a corto plazo =

M+

El momento máximo de los camiones de diseño = 9601,93 kip.ft

$M_{max\ Camiones} = 115223,16$ kips.in

$\Delta Mom\ max = 6,30481E-12$

$\Delta adm = 1,476378$ in

$\Delta Mom.\ max = 0,037650182$ in

$$\Delta Mom\ max, = \frac{M_o L^2}{8EI}$$

- 1 50915,19
- 2 9687,519995
- 3 13100651537

$\Delta Mom.\ max < \Delta adm$ **OK**

Deformaciones Permanentes

Cargas muertas: $\gamma=1$

Cargas viva: $\gamma=1.3$; IM=15%

M+

$ff \leq 0,95RhFyf$ 6.10.4.2.2-1

ff 47,5 ksi

ff 39,30753955 ksi **OK**

Fuente: Autores

6.9.5 Diseño a Cortante

Anexo 93 Diseño a Cortante

1.5 Diseño a cortante

$$V_n = 0.58 F_y A_w C$$

Según AASHTO, los rigidizadores transversales son necesarios si:

$$D/t_w \leq 150 \quad \text{87} \quad \text{Requieren rigidizadores}$$

Se asume que para el momento positivo el espaciamiento entre rigidizadores está dentro de los límites dados en el documento para el tercer caso

CASO 1	Si $D/t_w \leq 1.12 \sqrt{E k / F_{yw}}$	$C=1$	79,92488067	VERIFIQUE SIGUIENTE CASO
CASO 2	Si $1.12 \sqrt{(E k / F_{yw})} \leq D/t_w \leq 1.4 \sqrt{(E k / F_{yw})}$	entonces	$C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$	79,92488067 99,90610084 USAR ESTE C
CASO 3	Si $D/t_w \geq 1.4 \sqrt{(E k / F_{yw})}$	entonces	$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$	99,90610084

Tal y como se ve en las ecuaciones previas se hace uso de un factor k el cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} \quad K= \quad 8.7845 \quad \text{in}$$

do 2700 tomado 2000 mm 78,74015748 in

Como se resolvió se debe encontrar el C con la siguiente fórmula

$$C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$$

$C=$ 0.92

El cortante en los paneles extremos adyacentes a los soportes simples se limita ya sea a la resistencia a la fluencia por cortante o a la resistencia al pandeo por cortante dada por la ecuación 6.10.9.3.3- 1 a fin de proveer un anclaje para el campo tensionado en los paneles interiores adyacentes. El coeficiente de pandeo por cortante k , a utilizar para determinar la constante C de la ecuación 6.10.9.3.3-1 se deberá calcular con base en la separación entre el soporte y el primer rigidizador adyacente al soporte, la cual no podrá ser mayor que $1.5D$.

La resistencia plástica a cortante de las vigas se calcula con la siguiente fórmula

$$V_p = 0.58 f_{yw} D t_w$$

V_p 6963480,00 N

Posteriormente la resistencia plástica a cortante de la viga es reducida por el factor C calculado previamente. A partir de aquí se calcula la resistencia nominal de la sección.

$$\phi V_n = \phi V C V_p$$

$\phi V_n=$ 1 $\phi V_n=$ 6397187,449 $N=$ 2166000 N OK

Fuente: Autores

6.9.6 Rigidizadores Transversales

Anexo 94 Rigidizador a una Cara

1.6 Rigidizadores transversales (intermedios)

Cuando $\frac{D}{t_w} \leq 2.5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

solo se chequea el pandeo de los rigidizadores. Si no debe chequearse además el momento de inercia requerida para estos. Se verifica esto a continuación:

$$87 \leq 60,19292654 \longrightarrow \text{se chequea el pandeo de los rigidizadores}$$

A partir de aquí se definen los casos a ser verificados.

Rigidizador a una Cara

Verificación del pandeo de los rigidizadores

$$16tp \geq bt \geq 0.25bf$$

bf= ancho de la aleta completa
bt= ancho del rigidizado
tp= espesor del rigidizador
D= profundidad total de la sección

500	mm
165	mm
15	mm
1740	mm

$$b_f \geq 50 + \frac{D}{30} = 108 \quad \text{OK} \quad (6.10.11.1.2-1)$$

$$16t_p \geq b_t \geq b_f / 4 = 240 \quad \text{OK} \quad (6.10.11.1.2-2)$$

$$= 125 \quad \text{OK}$$

Momento de Inercia

Todos los rigidizadores deben cumplir el siguiente requerimiento:

$$I_t \geq d_o t_w^3 J$$

El valor de J puede es calculado con la siguiente fórmula.

$$J = \frac{2.5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} - 2 \geq 0.5 \quad = \quad 0.5 J \quad -0,10775 \quad J = \quad 0,50 \quad (6.10.11.1.3-3)$$

$$I_t = I_o + Ad^2 \quad I = \quad 22460625 \quad \text{mm}^4$$

$$I_t \geq d_o t_w^3 J \quad I = \quad 8000000 \quad \text{mm}^4$$

OK

Fuente: Autores

Anexo 95 Rigidizadores a Dos Caras

Verificación del pandeo de los rigidizadores Rigidizadores a dos caras 6.10.11.1.2

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} = 108 \text{ OK} \quad (6.10.11.1.2-1)$$

$$16t_p \geq b_t \geq b_f / 4 = 240 \text{ OK} \quad 0 \quad (6.10.11.1.2-2)$$

$$= 125 \text{ OK}$$

Momento de Inercia

Todos los rigidizadores deben cumplir el siguiente requerimiento:

$$I_t \geq d_o t_w^3 J$$

El valor de J puede es calculado con la siguiente fórmula.

$$J = \frac{2.5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} - 2 \geq 0.5 = 0.5 J = -0,10775 \quad J = 0,50 \quad (6.10.11.1.3-3)$$

$$I_t = I_o + Ad^2 = I = 22460625 \text{ mm}^4$$

$$I_t \geq d_o t_w^3 J = I = 8000000 \text{ mm}^4$$

OK

Fuente: Autores

Anexo 96 Rigidizadores en los Apoyos

Rigidizadores en los apoyos

Se usarán rigidizadores de 165mm x 1740mm. Verificación para evitar pandeo o local del rigidizador

El ancho del rigidizador debe satisfacer la siguiente igualdad tomada de la sección 6.10.11.2.2 de la AASHTO.

F

$$b_t \leq 0.48 t_p \sqrt{\frac{E}{f_{ys}}} = 203,646753 \quad \text{OK}$$

Resistencia del rigidizador en el apoyo

Para garantizar su rigidez, estos rigidizadores deben ser soldados con dos láminas

Para rigidez, los rigidizadores deben tener 2 láminas.

$$B_r = \phi_b (1.4) A_{pn} F_{ys}$$

A_{pn} área neta de rigidizador que va de aleta a aleta

A _{pn} =	287100 mm				
B _r =	100485000 N	B _r >V _u	100485000	2166000	OK

φ_b= 1

Resistencia axial de los rigidizadores en los apoyos.

El pandeo torsional a compresión o flexo torsión no aplica para estos rigidizadores en los apoyos. Solo el pandeo elástico flexor.

P_r=φ_cP_n
con φ_c= 0.9

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 120$$

I_{atizadores} = 5,94598E+11 mm⁴

L=0.75*D = 1305 mm

A_y = 574200 mm²

r = √(I/A) = 1017.61 mm

F_c = π²E / (kl/r)² = F_c = 3,361 64E+12 Mpa

Evaluar la resistencia a compresión del miembro.

Si F_c/f_{ys} ≥ 0.44 entonces

F_{cr} = f_{ys} (0.658 F_c / F_e) = esfuerzo crítico

de lo contrario el esfuerzo crítico a compresión de los rigidizadores se calculará con la siguiente ecuación:

F_{cr}=0.877F_e

Entonces:
F_e/f_{ys} = 13446546428

F_{cr} = f_{ys} (0.658 F_c / F_e) = F_{cr} = 25000 Mpa

capacidad a compresión

P_r = φ_c A_g F_{cr} = P_r = 129195000 N = P_r>V_u OK

esbeltez de los rigidizadores

b/t ≤ 0.45 √(E/f_{ys}) = b/t = 10,54545455 = 0.45*min(E/F_{ys}) = 360 OK

Fuente: Autores

6.9.7 Diseño de Conectores de Corte

Anexo 97 Conectores de Corte

Conectores de Corte			
Bmax	125 bmax >= 25mm		
hmax	200 Mínimo 50 mm de recubrimiento	6.10.10.1.4	
hmin	50 Mínimo 50 mm de penetración	6.10.10.1.4	

Diseño Fatiga			
Zr	5735,8125 ton	Resistencia nominal a fatiga de un conector	$n=1$
Vf	30752.4 Kgf	Fuerza vertical en combinación de fatiga	Vsr = rango de la fuerza cortante horizontal para fatiga por unidad de longitud (N/mm)
I	3227904 cm ⁴	inercia de Sección compuesta n	
Q	17.72090	Modulo de sección del tablero n	
Vsr	168,827885	Corte de Fatiga Longitudinal (AASHTO 6.10.10.1.2-3)	
p	33971 cm	Separación máxima entre conectores (AASHTO 6.10.10.1.2-1)	

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{sr1})^2 + (F_{sr2})^2}$$

Vfat = rango de la fuerza cortante longitudinal para fatiga por unidad de longitud (N/mm)

$$V_{fat} = \frac{V_f Q}{I} = 168,827885$$

$$Z_r = Bw \quad (6.10.10.2-4)$$

En dónde:

$$B = 1673 - 192.9 \log N \quad (6.10.10.2-5)$$

Zr=	56250 N		
B=	154,5060471		N = número de ciclos especificado en el Artículo 6.6.1.2.5
w=	150 mm		w = longitud del conector tipo canal medida transversalmente a la dirección de la aleta (mm)
N=	74460000		Ffat = rango de la fuerza cortante radial para fatiga por unidad de longitud (N/mm) tomado como el valor máximo de:
	1518,493953		

Ffat = mayor entre

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot} \sigma_{fc}}{wR} \quad (6.10.10.1.2-4) \quad 11818,76254$$

O:

$$F_{fat2} = \frac{F_{fc}}{w} \quad (6.10.10.1.2-5) \quad 2,94280395$$

Abot=	150 cm ²		
oflg=	232		conectores de cortante. En lugar de un análisis refinado, F_{fc} se puede tomar como 170 MPa para una viga exterior, que es típicamente la viga más crítica. F_{fc} no se debe multiplicar por el factor de 0,75 que se discute en el artículo C6.6.1.2.1.
Frc=	1733 Kg/cm ²		
l=	200 cm		
w=	60 cm		
R=	9,814902327 cm		

Fuente: Autores

6.9.8 Análisis a Fatiga de Conectores

Anexo 98 Fatiga de Conectores

1.8 Análisis a Fatiga de los Conectores

Zr=375 W

Diseño a 75 años

N= 365(75)(n)(ADTT)SL, donde ADTT= 8000 vehiculos/sentido

donde n es el número de ciclos por pasada de camión es el número de ciclos por pasada de camión tomada del artículo 6.6.1.2.5-2 de la AASHTO.

n= 1

(ADTT)SL= Tráfico de camiones en un carril diario promediado para la vida de diseño.

(ADTT)SL = p (ADTT)

ADTT = Número de camiones por día en una dirección promediado para la vida de diseño

p = Fracción del tráfico de camiones en un carril. p=0.85

(ADTT)SL 2720 camiones/día
En Zona rural interurbana

N 74460000,00 ciclos

Zr 56250,00 mm
w 150

Fuente: Autores

6.9.9 Diseño de Arriostramiento

Anexo 99 Arriostramiento

1.9 Diseño de rriostramientos

$L_b=5m \rightarrow L_b, \text{m\u00e1ximo entre ambas secciones} = 5000 \text{ mm}$

OK
OK

Para comenzar, se debe analizar la fuerza horizontal de viento como si fuera a ser soportada \u00fanicamente por las diagonales del arriostramiento.

$L_r = 14254,07363 \text{ mm}$
 $R/10 = 150000 \text{ mm}$

ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

$P_v = 120 \text{ Kg/m}^2$ $1,1768E-06 \text{ Kn/mm}^2 \rightarrow$ Presi\u00f3n de Viento Adoptada
 Chequeo por efectos del Viento sobre las alas de la Viga en Regi\u00f3n de Momento Positivo.

$P_v = 1,18E-03 \text{ Mpa}$	(Presi\u00f3n de Viento Adoptada)
$C_{ab} = 900 \text{ mm}$	Distancia desde el pat\u00edn inferior hasta C.G.
$L = 30000 \text{ mm}$	Longitud total de viga
$A = 27000000 \text{ mm}^2$	\u00c1rea donde act\u00faa el viento

Fuerzas de Viento		Fuerza Total
$F_t = A * p_v = 31,773546 \text{ Kn}$		Reacci\u00f3n en Apoyos
$R = F_t / 2 = 15,886773 \text{ Kn}$		Fuerza viento en diagonal.
$T = R / \text{sen}(\text{ang}) = 8310 \text{ mm}$		Separaci\u00f3n vigas exteriores.
$a_t = 5000 \text{ mm}$		Separaci\u00f3n entre Diafragmas
$s_d = 9698,25242 \text{ mm}$		Diagonal (Hip.) del tri\u00e1ngulo.
$L = 58,93$		
$\alpha = 0,85$		

T	18,69 Kn
---	----------

Fuente: Autores

Anexo 100 Esfuerzo en la Diagonal y Esfuerzo Real

Esfuerzos en la Diagonal

Como arriostramiento inferior, usaremos ángulos L150X150X10

A=	2814 mm ²	area del angulo
r=	47,1 mm	radio de giro del angulo
l=	2770 mm	Long no arriostrada
k=	0,75	Coef. Según tipo conexión

Chequeo a tracción		
(t/r)max=	240	Para elementos de arriostramiento
(t/r)=	58,81104034	OK

Chequeo a compresión:		
(k*t/r)max=	140	Para elementos de arriostramiento.
(t/r)=	44,10828025	OK

En nuestro caso tenemos una perforación para perno de montaje, ya que la conexión será soldada.

Asumimos como área neta el 85% del área bruta del Ángulo:

An=	2391,9 mm ²	Área neta del Angulo
-----	------------------------	----------------------

Esfuerzo Real:

$\sigma_t = T / A_n =$	7,81 Mpa
------------------------	----------

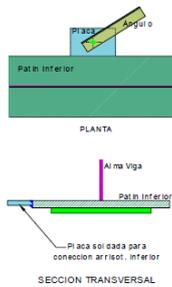
Según la tabla 3.4.1-1 Combinaciones de Carga para el Estado Límite de Servicio I WS (Carga de viento sobre la estructura) es 0.3 por lo que:

$\sigma_t = W_s * T / A_n$	2,34 Mpa
----------------------------	----------

Esfuerzo Admisible:

Fa = 0.50Fu	242,5 Mpa	OK
-------------	-----------	-----------

Conexión de Arriostramiento Inferior



Fuente: Autores

6.9.10 Diseño de Diafragmas

Anexo 101 Diafragmas

Diseño de Diafragmas o Marcos Transversales:

Pv=	1,18E-03 Mpa	(Presión de Viento Adoptada)
Cab=	900 mm	Distancia desde el patín inferior hasta C.G
L=	30000 mm	Longitud total de viga
A=	27000000 mm ²	Área de influencia del viento
Ft=	A*Pv KN	Fuerza total de viento
Ft=	31,86 Kn	
R=	Ft/2 KN	Reacción en apoyos.
R=	15,93 Kn	
α=	58,93	
senα=	0,85	
T	18,74 Kn	

Fuente: Autores

Anexo 102 Comprobaciones

Cordones= 2L150x150x10
 A= 2814 mm²
 r_{mín}= 47,1 mm
 ℓ= 2270 mm
 k= 0,75
 A_n= 2391,9 mm²

Área de cada ángulo
 radio de giro mínimo de cada ángulo
 Longitud no conectada.
 Coef. Según tipo conexión.
 Área neta del Angulo

Esfuerzos en los cordones:

Chequeo a tracción:

(ℓ/r)_{max}= 240
 (ℓ/r)= 48,19532909

Para elementos de arriostamiento

OK

Chequeo a compresión:

(k*ℓ/r)_{max}= 140
 (ℓ/r)= 36,14649682

OK

Esfuerzos en las diagonales:

Cordones= 2L100x100x10mm
 A= 2814 mm²
 r_{mín}= 47,1 mm
 ℓ= 2897,05 mm
 k= 0,75

Área del Angulo
 Radio de giro del Angulo
 Longitud no arriestrada.
 Coef. Según tipo conexión.

Chequeo a tracción:

(ℓ/r)_{max}= 240
 (ℓ/r)= 61,50849257

Para elementos de arriostamiento

OK

Chequeo a compresión:

(k*ℓ/r)_{max}= 140
 (ℓ/r)= 46,13136943

OK

Esfuerzo Real:

σ = R/A = 5,66098081 Mpa

Según la tabla 3.4.1-1 Combinaciones de Carga para el Estado Límite de Servicio I WS (Carga de viento sobre la estructura) es 0.3 por lo que:

σ = W_s*T/A_n = 13,448106 Mpa

Esfuerzo Admisible:

F_a = 0,50F_u
 F_a = 242,5

OK

Fuente: Autores

6.9.11 Diseño de Conexiones Soldadas

Anexo 103 Conexiones Soldadas

Diseño de Conexiones Soldadas:

Uniones Soldadas

El metal base, el metal de soldadura y los detalles de diseño de las soldaduras deberán satisfacer los requisitos del Código para Soldadura de Puentes AASHTO/AWS D1.5M/ D1.5

Resistencia mayorada

La resistencia mayorada de las uniones soldadas, R_r , en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como se especifica en los Artículos 6.13.3.2.2 a 6.13.3.2.4.

El área efectiva de la soldadura se deberá tomar como se especifica en el Artículo 6.13.3.3. La resistencia mayorada de los elementos de conexión se deberá tomar como se especifica en el Artículo 6.13.5

Uniones mediante soldadura de filete:

Unión Rigidizador de Apoyo - Alma

Asumimos un espesor de soldadura de filete igual a 6mm

$$R_r = 0.6 \cdot \phi_e \cdot 2 \cdot F_{exx}$$

$$F_{exx} = 483 \text{ Mpa}$$

$$\phi_e = 0.8$$

$$R_r = 231,84 \text{ Mpa}$$

F_{exx} = resistencia del metal de soldadura (Mpa)

$\phi_e = 2$ = factor de resistencia para el metal de soldadura especificado en el Artículo 6.5.4.2

Para metal de soldadura en soldaduras de filete: corte en la garganta de metal de soldadura

El área efectiva es igual a la longitud efectiva de soldadura multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva es la longitud más corta desde la raíz de la junta hasta la cara de la soldadura.

$$L_{eff} = 4 \cdot (D - 2 \cdot a)$$

$$L_{eff} = 9340 \text{ mm}$$

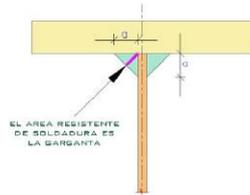
$$e_{weid} = 6 \text{ mm}$$

$$Garganta_{eff} = \frac{\sqrt{e_{weid}^2 + e_{weid}^2}}{2}$$

$$Garganta_{eff} = 4,24 \text{ mm}$$

$$A_{eff} = L_{eff} \cdot Garganta_{eff}$$

$$A_{eff} = 39626 \text{ mm}^2$$



La resistencia de la soldadura tipo filete se calcula como sigue:

$$Resistencia = R_r \cdot A_{eff} = 9186953,05 \text{ N}$$

OK

Reaccionfactorada

$$= (\gamma_{DC} \cdot R_{DC}) + (\gamma_{DW} \cdot R_{DW}) + (\gamma_{LL} \cdot R_{LL})$$

En vista de que el espesor de 6mm de soldadura tipo filete cumple con todos los requerimientos de diseño se lo acepta.

$$Resistencia \text{ del filete de } 1/4" \rightarrow 34,4212848 \text{ Kips.in}$$

$$La \text{ resistencia total de la soldadura a cortante es de: } 50629,12971 \text{ kips}$$

$$486,936294$$

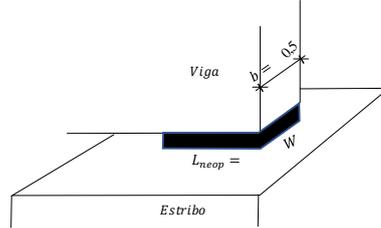
OK

Fuente: Autores

6.10 Diseño del Neopreno

Anexo 104 Datos Iniciales para el Cálculo del Neopreno

Datos Iniciales	
El elastómero a usarse de dureza:	60
Fluencia de Acero A36	$f_y = 4200$ kg/cm ²
Carga Muerta	$P_{DC} = 29,55$ Ton
Carga Superficie de rodadura	$P_{DW} = 1,36$ Ton
Carga Viva	$P_{LL} = 9,12$ Ton
Longitud de las vigas	$L = 30$ m
Ancho de la viga	$b = 0,50$ m
El acortamiento por postensado	$\Delta_{post} = 1,0$ cm
Acortamiento por retracción del concreto	$\Delta_{retrac} = 0,9$ cm
Temperatura de instalación	$t_{inst} = 21,0$ °C



Fuente: Autores

Anexo 105 Área en la Planta del Elastómero

1. Área en planta del elastómero (Área = $L_{neop} \times W$)

Cálculo del peso total P_T :

$$\begin{aligned}
 P_{DC} &= 29550 \text{ kg} \\
 P_{DW} &= 1360 \text{ kg} \\
 P_{LL} &= 9120 \text{ kg} \\
 \hline
 P_T &= \mathbf{40030 \text{ kg}} \quad (\text{Estado límite de Servicio})
 \end{aligned}$$

Siendo: $\sigma_s \leq 87,9$ kg/cm² (14.7.6.3.2-8)

Luego:

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s} = 455,4039 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de viga $b = 50$ cm

$$L_{neop} = \frac{455,404}{50} = 9,11 \text{ cm}$$

Escogemos $W = 50$ cm

Adoptado: $L_{neop} = 25$ cm

Verificación de Área: $L_{neop} \times W = 1250 \text{ cm}^2 > 455,403868 \text{ cm}^2$ **OK**

Fuente: Autores

Anexo 106 Deformación Máxima por Cortante (Δ_s)

2. Máxima deformación por corte en el dispositivo (Δ_t)

La máxima deformación por corte del dispositivo se toma como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura (Art. 14.7.6.3.4).

2.1. Por Temperatura

Considerando la **Clima Frio** se tiene un rango de temperatura $t_{sup} = 27$ °C y $t_{inf} = -18$ °C

También:

$$t_{inst} = 21,0$$

$$\Delta_t = 21^\circ\text{C} - (-18^\circ\text{C}) = 39,0 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$L = 3000 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10,8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} = 1,1\text{E-}05 \quad (\text{Art. 5.4.2.2})$$

Luego:

$$\Delta_{temp} = L \cdot \alpha \cdot \Delta_t = 1,26 \text{ cm}$$

2.2. Por postensado

$$\Delta_{post} = 1,0 \text{ cm}$$

2.3. Por retracción de fragua

$$\Delta_{retrac} = 0,9 \text{ cm}$$

Con $\gamma_{TU} = 1,2$ (Tabla 3.4.1-1)

Acortamiento total de viga, estado límite de servicio:

$$\Delta_s = \gamma_{TU} (\Delta_{temp} + \Delta_{post} + \Delta_{retrac})$$

$$\Delta_s = 3,796 \text{ cm}$$

Fuente: Autores

Anexo 107 Espesor Requerido de Elastómero (h_{rt})

3. Espesor requerido de elastómero (h_{rt})

$$h_{rt} \geq 2 \Delta_s \quad (14.7.6.3.4-1)$$

$$h_{rt} \geq 7,593 \text{ cm}$$

Fuente: Autores

Anexo 108 Factor de Forma Mínima en una Cama Interior de Neopreno (S_i)

4. Factor de forma mínimo en una capa interior de neopreno (S_i)

Siendo:

$$G = 9,14 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Dureza } 60) \quad (\text{Tabla 14.7.6.2-1 y Art. 14.7.6.2})$$

$$\sigma_s = \frac{PT}{A} = 32,02 \text{ kg/cm}^2$$

Con: $\sigma_s \leq 1,25 GS_i$ (14.7.6.3.2-7)

$$S_i \geq \frac{\sigma_s}{1,25 G} = 2,80$$

Fuente: Autores

Anexo 109 Grosor de una Capa Interior del Elastómero (h_{ri})

5. Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

$$\text{Como: } S_i \geq \frac{L_{neop} W}{2h_{ri} (L_{neop} + W)} \rightarrow h_{ri} \leq \frac{L_{neop} W}{2S_i (L_{neop} + W)} \quad (14.7.5.1-1)$$

$$\text{Luego: } h_{ri} \leq 2,97 \text{ cm} \quad \text{Grosor de capa interior adoptado: } h_{ri} = 1,20 \text{ cm} \quad (12 \text{ mm})$$

Con este grosor de capa interior, el factor de forma para una capa interior es:

$$S_i = 6,9 > S_{i \text{ min}} = 2,80 \quad \text{OK}$$

Fuente: Autores

Anexo 110 Grosor de la Capas Exteriores (h_{re})

6. Grosor de las capas exterior (h_{re})

$$h_{re} \leq 0,7 h_{ri} \quad (\text{Art. 14.7.6.1})$$

$$h_{re} \leq 0,84 \text{ cm}$$

Adoptamos

$$h_{re} = 0,80 \text{ cm}$$

Con este grosor de capa exterior, el factor de forma para una capa exterior es:

$$S_e = \frac{25 \times 50}{2 (0,8)(25 + 50)} = 10,4167$$

Fuente: Autores

Anexo 111 Numero de Capas Interiores (n)

7. Número de capas interiores (n)

$$\text{Siendo: } h_{ri} = n h_{ri} + 2h_{re}$$

$$n = 4,99$$

→ Adoptamos

$$n = 4,0$$

Se verifica además:

$$\frac{S_e^2}{n} < 20 \quad , \text{ para dispositivos rectangulares con } n \geq 3 \quad (CI4.7.6.1)$$

$$\frac{6,9^2}{(4 + 0,5 + 0,5)} = 9,65 < 20 \quad \text{OK}$$

Fuente: Autores

Anexo 112 Espeso Total del Elastómero

8. Espesor total de elastómero (h_{rt})

$$h_{rt} = n h_{ri} + 2h_{re}$$

→

$$h_{rt} = 6,40 \text{ cm}$$

Fuente: Autores

Anexo 113 Espesor de las Placas de Refuerzo (h_s)

9. Espesor de las placas de refuerzo (h_s)

En el estado límite de Servicio: Con $h_{m\acute{a}x} = h_i = 1,20$ cm

$$h_s \geq \frac{3h_{m\acute{a}x} \sigma_s}{f_y} = 0,027 \text{ cm} \quad (14.7.5.3.5-1)$$

En el estado límite de Fátiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{m\acute{a}x} \sigma_L}{\Delta F_{TH}} = 0,010 \text{ cm} \quad (14.7.5.3.5-2)$$

Siendo:

$$\Delta F_{TH} = 1687 \text{ kg/cm}^2, \text{ Categoría A} \quad (\text{Tabla 6.6.1.2.3-1})$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} = 7,30 \text{ kg/cm}^2$$

Adopamos $h_s = 2$ mm $0,20$ cm $>$ $0,027$ cm **OK**

$$h_s = 2 \text{ mm} > 0,0625 \text{ cm} = 1,59 \text{ mm} \text{ OK} \quad (\text{Art. 14.7.5.3.5})$$

Fuente: Autores

Anexo 114 Altura Total del Dispositivo de Elastómero Reforzado (H)

10. Altura total del dispositivo de elastómero reforzado (H)

$$H = h_t + (n + 1) h_s = 7,4 \text{ cm}$$

Fuente: Autores

Anexo 115 Verificaciones

11. Verificaciones

11.1. Estabilidad del dispositivo

$$H \leq L_{\text{reop}}/3 \quad \text{y} \quad H \leq W/3 \quad (\text{Art. 14.7.6.3.6})$$

7,4 cm < 8,3 cm OK 7,40 cm < 16,7 cm OK

11.2. Esfuerzo de compresión por carga total (σ_s)

Se tiene:

- $\sigma_s \leq 1,25 G S_i$ (14.7.6.3.2-7)
32,02 kg/cm² < 79,3395 kg/cm² OK
- $\sigma_s \leq 87,9$ kg/cm² (14.7.6.3.2-8)
32,02 kg/cm² < 87,9 kg/cm² OK

11.3. Deformaciones por compresión en el dispositivo (Art. 14.7.6.3.3 y Art. 14.7.5.3.6)

$$\sigma_D = \frac{P_{DC} + P_W}{A} \quad \sigma_D = 24,73 \text{ kg/cm}^2 = 0,35 \text{ ksi}$$

$$\sigma_s = 32,02 \text{ kg/cm}^2 = 0,46 \text{ ksi}$$

Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60

utilizando la Fig. C14.7.6.3.3-1, AASHTO

CAPA	CARGA	S	σ (ksi)	ϵ (%)
Interior	Muerta	6,9	0,35	1,80
	Total	6,9	0,46	2,30
Exterior	Muerta	10,4	0,35	1,60
	Total	10,4	0,46	2,00

11.3.1. Deflexión por compresión inicial del dispositivo

$$\delta = n h_i \epsilon_{\text{int}} + 2 h_e \epsilon_{\text{ext}} = 0,142 \text{ cm}$$

11.3.2. Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta

$$\delta_{DC} = n h_i \epsilon_{D \text{ int}} + 2 h_e \epsilon_{D \text{ ext}} = 0,112 \text{ cm}$$

11.3.3. Deflexión por compresión debido a la carga viva

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_{DC} = 0,030 \text{ cm}$$

11.3.4. Deflexión por creep

$$C_d = 0,35, \text{ para dureza } 60 \quad (\text{Tabla 14.7.6.2-1})$$

$$\delta_{\text{creep}} = C_d \delta_{DC} = 0,039 \text{ cm}$$

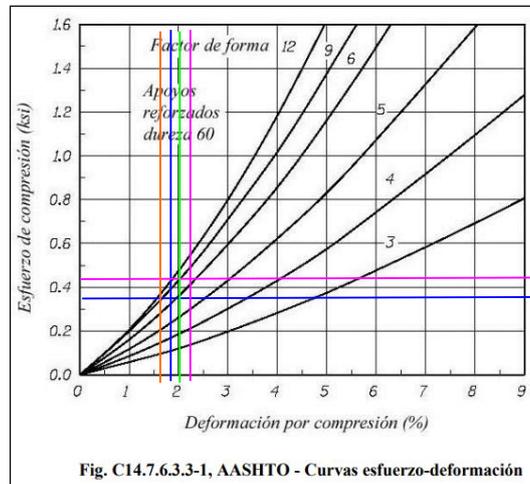
11.3.5. Deflexión por compresión inicial de una capa interior de elastómero

$$\delta_i = \epsilon_{\text{int}} h_{r1} < 0,09 h_i \quad (\text{14.7.6.3.3})$$

$$0,023 < 0,09 \text{ OK}$$

Fuente: Autores

Anexo 116 Cálculo de ϵ



Fuente: Autores

Anexo 117 Anclaje del Dispositivo

12. Anclaje del dispositivo

Fuerza cortante generada en el apoyo debido al desplazamiento:

$$H_u = G A \frac{\Delta_u}{h_r} = 10,43 \text{ T} \quad (14.6.3.1-2)$$

donde:

$$G = 14,06 \text{ kg/cm}^2 \text{ (m\u00e1ximo valor)}$$

$$\Delta_u = \gamma_{TU} \Delta_s = 3,80 \text{ cm}$$

Con $\mu = 0,2$ (C14.8.3.1) y la carga permanente m\u00ednima en servicio $P_{DC} = 30 \text{ T}$, la fuerza de fricci\u00f3n que se desarrolla es:

$$F_r = \mu P_{DC} = 5,9 \text{ T}$$

Como: $10,43 \text{ T} > 5,9 \text{ T}$ *Se requieren anclajes* (C14.8.3.1)

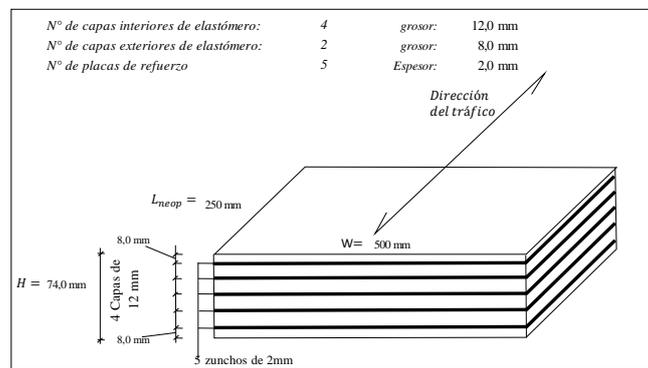
Fuente: Autores

Anexo 118 Dise\u00f1o Final del Neopreno

13. Rotaci\u00f3n del dispositivo

El dise\u00f1o por rotaci\u00f3n est\u00e1 impl\u00edcito en la geometr\u00eda y requerimientos l\u00edmites de esfuerzo que corresponden al M\u00e9todo A. No se requieren por lo tanto c\u00e1lculos de rotaci\u00f3n adicionales.

DETALLE FINAL



Composici\u00f3n final del dispositivo de elast\u00f3mero dureza 60

Fuente: Autores

6.11 Análisis de Precios Unitarios

Anexo 119 Replanteo y Nivelación del Eje del Puente

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Rubro: Replanteo y nivelacion del eje del puente

Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS						
Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,01	0,59%
Equipo topográfico	Hora	1,00	5,00	0,072	0,36	21,18%
PARCIAL M					0,37	21,77%
Material						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario		Total	%
Clavos de 2" a 3 1/2"	kg	0,10	1,77		0,18	10,59%
Pintura	gl	0,01	25,00		0,25	14,71%
Estaca, Píolas	u	0,10	0,30		0,03	1,77%
PARCIAL N					0,46	27,06%
Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%
Mano de Obra						
Descripción		Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Cadenero (Estr. Oc. D2)		2,00	3,87	0,072	0,56	32,94%
Topógrafo (En Construcción - (Estr. Oc. C1)		1,00	4,29	0,072	0,31	18,24%
PARCIAL P					0,87	51,18%
Costo Directo Total					1,70	100,00%
Costos Indirectos						
Costo Indirecto					20%	0,34
Precio Unitario Total					2,04	

Anexo 120 Limpieza y Desbroce del Terreno

Análisis de Precios Unitarios

Código:
Descrip.: Limpieza y desbroce del terreno
Unidad: Ha

COSTOS DIRECTOS						
Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			1,84	0,72%
Motosierra	Hora	2,00	1,50	1,706	5,12	1,99%
Volqueta 8m3	Hora	1,00	25,00	1,706	42,65	16,60%
Tractor de Oruga de 100 Hp	Hora	1,00	100,00	1,706	170,58	66,40%
PARCIAL M					220,19	85,71%
Material						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total		%
PARCIAL N				0,00	0,00%	
Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%
Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Engrasador o abastecedor responsable en	1,00	3,87	1,706	6,60	2,57%	
Operador de equipo liviano (Estr. Oc. D2)	2,00	3,87	1,706	13,20	5,14%	
CHOFER: Volquetas (Estr. Oc. C1)	1,00	5,62	1,706	9,59	3,73%	
Operador de Equipo Pesado (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	1,706	7,32	2,85%	
PARCIAL P				36,71	14,29%	
Costo Directo Total					256,90	100,00%
Costos Indirectos						
Costo Indirecto					20%	51,38
Precio Unitario Total					308,28	

Anexo 121 Replanteo, Nivelación y Proyección de los Accesos Viales

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.: Replanteo, nivelacion y proyeccion de los accesos viales

Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,01	1,22%
Equipo topográfico	Hora	1,00	5,00	0,020	0,10	12,41%
PARCIAL M					0,11	13,63%

Material						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%	
Estaca, Píolas	u	0,10	0,30	0,03	3,65%	
Pintura	gl	0,01	25,00	0,25	30,41%	
Clavos de 2" a 3 1/2"	kg	0,10	1,77	0,18	21,90%	
PARCIAL N				0,46	55,96%	

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Topógrafo (En Construcción - (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,020	0,09	10,95%	
Cadenero (Estr. Oc. D2)	2,00	3,87	0,020	0,16	19,47%	
PARCIAL P				0,25	30,41%	

Costo Directo Total	0,82	100,00%
----------------------------	-------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	0,16

Precio Unitario Total	0,99
------------------------------	-------------

Anexo 122 Excavación sin Clasificar

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.:

Excavacion sin clasificar

Unidad:

m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,06	1,41%
Excavadora 128 HP/1.0 m3	Hora	1,00	56,00	0,039	2,21	47,97%
Bomba de agua 4"	Hora	1,00	5,15	0,039	0,20	4,41%
Volqueta 8m3	Hora	1,00	25,00	0,039	0,99	21,42%
PARCIAL M					3,46	75,21%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
				0,00	0,00%
PARCIAL N				0,00	0,00%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Retroexcavadora (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,039	0,17	3,70%	
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,83	0,039	0,30	6,52%	
Ayudante de maquinaria (Estr. Oc. D2)	1,00	3,93	0,039	0,15	3,26%	
CHOFER: Volquetas (Estr. Oc. C1)	1,00	5,62	0,039	0,22	4,78%	
Albañil (Estr. Oc. D2)	2,00	3,87	0,039	0,30	6,52%	
PARCIAL P				1,14	24,78%	

Costo Directo Total	4,60	100,00%
----------------------------	-------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	0,92

Precio Unitario Total	5,52
------------------------------	-------------

Anexo 123 Mejoramiento de la Subrasante

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Mejoramiento de la subrasante con suelo seccionado (TTC)

Unidad:

m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,14	0,54%
Rodillo autopropulsado	Hora	1,00	31,00	0,120	3,72	14,24%
PARCIAL M					3,86	14,78%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Material de mejoramiento puesto en obra	m3	1,05	18,50	19,43	74,35%
PARCIAL N				19,43	74,35%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Operador de rodillo autopropulsado (Estr. Oc. C2)	1,00	4,09	0,120	0,49	1,88%	
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,120	1,84	7,04%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,120	0,51	1,95%	
PARCIAL P				2,84	10,87%	

Costo Directo Total	26,13	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	5,23

Precio Unitario Total	31,36
------------------------------	--------------

Anexo 124 Cargado con Material de Excavación

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Cargado con material de excavación, incluye el 30% de esponjamiento

Unidad:

m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,02	1,08%
Excavadora 130 HP/1.0 m3	Hora	1,00	45,00	0,030	1,35	72,58%
PARCIAL M					1,37	73,66%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
				0,00	0,00%
PARCIAL N				0,00	0,00%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,83	0,030	0,23	12,37%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,030	0,13	6,99%	
Excavadora (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,030	0,13	6,99%	
PARCIAL P				0,49	26,34%	

Costo Directo Total	1,86	100,00%
----------------------------	-------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	0,37

Precio Unitario Total	2,23
------------------------------	-------------

Anexo 125 Desalojo de Material

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.:

Desalojo de material (cargado a maquina, 8 km) incluye 30% de esponjamiento

Unidad:

m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,07	1,02%
Volqueta 8m3	Hora	1,00	25,00	0,220	5,50	80,06%
PARCIAL M					5,57	81,08%

Material

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
				0,00	0,00%
PARCIAL N				0,00	0,00%

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra

Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
CHOFER: Volquetas (Estr. Oc. C1)	1,00	5,62	0,090	0,51	7,42%
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,83	0,095	0,73	10,63%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,015	0,06	0,87%
PARCIAL P				1,30	18,92%

Costo Directo Total

6,87

100,00%

Anexo 126 Imprimación Asfáltica

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción: Imprimación asfáltica

Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,08	0,70%
Camión distribuidor de asfalto	Hora	1,00	35,00	0,050	1,75	15,31%
Escoba mecánica autopropulsada 80HP	Hora	1,00	38,00	0,050	1,90	16,62%
PARCIAL M					3,73	32,63%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Mezcla Asfáltica	m3	0,05	87,50	4,38	38,32%
Diesel	galón	1,00	1,75	1,75	15,31%
PARCIAL N				6,13	53,63%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,83	0,100	0,77	6,74%	
Operador de distribuidor de asfalto (Estr. Oc. C2)	1,00	4,09	0,090	0,37	3,24%	
Operador de barredora autopropulsada (Estr. Oc. C2)	1,00	4,09	0,090	0,37	3,24%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,015	0,06	0,53%	
PARCIAL P				1,57	13,74%	

Costo Directo Total	11,43	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	2,29

Precio Unitario Total	13,72
------------------------------	--------------

Anexo 127 Carpeta Asfáltica

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Carpeta asfáltica e=3 in con hormigón asfáltico mezclado en plata, suministro, tendido y compacta

Unidad:

m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,10	0,44%
Finisher	Hora	1,00	45,00	0,100	4,50	20,18%
Rodillo autopropulsado	Hora	1,00	31,00	0,100	3,10	13,90%
PARCIAL M					7,70	34,52%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Mezcla Asfáltica	m3	0,08	87,50	6,56	29,42%
Aditivo de adherencia	lt	0,50	5,15	2,58	11,57%
Diesel	galón	2,00	1,75	3,50	15,70%
PARCIAL N				12,64	56,69%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,080	1,23	5,52%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,080	0,34	1,53%
Operador de rodillo autopropulsado (Estr. Oc. C2)	1,00	4,09	0,080	0,33	1,48%
Operador de bomba impulsadora de hormigón, equipos móviles de planta, molino de amianto, planta dosificadora de hormigón, productos terminados (tanques moldeados, postes de alumbrado eléctrico, acabados de piezas afines) (Estr. Oc. C2)	1,00	4,09	0,015	0,06	0,27%
PARCIAL P				1,96	8,79%

Costo Directo Total	22,30	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	4,46

Precio Unitario Total	26,76
------------------------------	--------------

Anexo 128 Suministro e Instalación de Hormigón Ciclópeo

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.:

Suministro e instalación de hormigón ciclópeo, 40% piedra y 60% hormigón simple $f'c=210$ kg/cm², inc. encofrado

Unidad:

m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			1,36	1,13%
Concretera electrica a gasolina	Hora	1,00	3,78	0,900	3,40	2,82%
Parihuelas	Día	6,00	1,79	0,155	1,66	1,38%
Vibrador	Hora	1,00	0,79	0,150	0,12	0,10%
PARCIAL M					6,55	5,42%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Cemento tipo I (saco de 50 kg) HOLLCIM	saco	7	8,49	59,43	49,19%
Agua en obra	m ³	0,135	1,12	0,15	0,12%
Arena	m ³	0,4	11,54	4,62	3,82%
Piedra bola	m ³	0,4	10,25	4,10	3,39%
Piedra triturada puesta en obra	m ³	0,6	19,50	11,70	9,68%
Tablón encofrado 0.23 x 0.05 cm cepillado	u	1	7,00	7,00	5,79%
PARCIAL N				87,00	72,00%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón (Estr. Oc. E2)	8,00	3,83	0,825	25,28	20,92%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,105	0,45	0,37%
Carpintero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,87	0,400	1,55	1,28%
PARCIAL P				27,28	22,58%

Costo Directo Total	120,83	100,00%
----------------------------	---------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	24,17

Precio Unitario Total	145,00
------------------------------	---------------

Anexo 129 Suministro e Instalación de Hormigón Simple $f'c=180$

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Suministro e instalación de hormigón simple de $f'c=180$ kg/cm²

Unidad:

m³

COSTOS DIRECTOS						
-----------------	--	--	--	--	--	--

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,18	0,16%
Vibrador	Hora	1,00	0,79	0,105	0,08	0,07%
PARCIAL M					0,26	0,23%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Hormigón premezclado $f'c=180$ Kg./cm ² (hormigón, transporte, bomba)	m ³	1	108,86	108,86	96,60%
PARCIAL N				108,86	96,60%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (Estr. Oc. E2)	8,00	3,83	0,115	3,52	3,12%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,011	0,05	0,04%	
PARCIAL P				3,57	3,17%	

Costo Directo Total	112,69	100,00%
----------------------------	---------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	22,54

Precio Unitario Total	135,23
------------------------------	---------------

Anexo 130 Suministro e Instalación de Hormigón Simple $f'c=350$

Código:						
Descrip.:	Suministro e instalación de hormigón simple de $f'c= 350$ kg/cm2 incluye bomba y encofrado					
Unidad:	m3					
COSTOS DIRECTOS						
Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	% MO	GLB			1,07	0,47%
Vibrador de Hormigón 6Hp	Hora	1,00	3,75	0,500	1,88	0,83%
PARCIAL M					2,94	1,30%
Material						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total		%
Hormigón premezclado $f'c= 300$ Kg./cm2 (hormigón, transporte, bomba)	m3	1,05	134,40	141,12		62,25%
Aditivo Plastificante	Kg	1	1,25	1,25		0,55%
Encofrado de madera recto	m2	2	30,00	60,00		26,47%
PARCIAL N					202,37	89,27%
Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%
Mano de Obra						
Descripción	Cantidad		S.R.H.	Rendim.	Total	%
Albañil (Estr. Oc. D2)	2,00		3,87	0,500	3,87	1,71%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00		4,29	0,500	2,15	0,95%
Peón (Estr. Oc. E2)	6,00		3,83	0,500	11,49	5,07%
Ayudante de albañil (Estr. Oc. E2)	1,00		3,83	0,500	1,92	0,85%
Carpintero (Estr. Oc. D2)	1,00		3,87	0,500	1,94	0,86%
PARCIAL P					21,37	9,43%
Costo Directo Total					226,68	100,00%
Costos Indirectos						
Costo Indirecto					20%	45,34
Precio Unitario Total						272,02

Anexo 131 Material Filtrante Drenes

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Material filtrante para drenes, suministro y colocación

Unidad:

m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,06	0,27%
PARCIAL M					0,06	0,27%

Material

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Grava clasificada	m3	0,98	21,50	20,96	94,42%
PARCIAL N				20,96	94,42%

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra

Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,83	0,125	0,96	4,33%
Técnico en obras civiles (Estr. Oc. C2)	1,00	4,09	0,055	0,22	0,99%
PARCIAL P				1,18	5,32%

Costo Directo Total

22,20

100,00%

Costos Indirectos

Costo Indirecto

20%

4,44

Precio Unitario Total

26,64

Anexo 132 Tubería PVC Perforada para Dren

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.:

Tubería PVC perforada para dren

Unidad:

m

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,09	0,98%
PARCIAL M					0,09	0,98%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Tubería ranurada para dren Ø=150 mm	m	1,05	6,95	7,30	79,53%
PARCIAL N				7,30	79,53%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (Estr. Oc. E2)	1,00	3,83	0,15000	0,57	6,21%	
Albañil (Estr. Oc. D2)	1,00	3,87	0,15000	0,58	6,32%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,15000	0,64	6,97%	
PARCIAL P				1,79	19,50%	

Costo Directo Total	9,18	100,00%
----------------------------	-------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	1,84

Precio Unitario Total	11,02
------------------------------	--------------

Anexo 133 Geotextil no Tejido

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.: Geotextil no tejido

Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,02	0,51%
PARCIAL M					0,02	0,51%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Geotextil no tejido NT 4000	m2	1,00	3,54	3,54	89,39%
PARCIAL N				3,54	89,39%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Maestro may or en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,050	0,21	5,30%
Peón (Estr. Oc. E2)	1,00	3,83	0,050	0,19	4,80%
PARCIAL P				0,40	10,10%

Costo Directo Total	3,96	100,00%
----------------------------	-------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	0,79

Precio Unitario Total	4,75
------------------------------	-------------

Anexo 134 Excavación a Máquina, Material sin Clasificar

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.: Excavación a máquina, material sin clasificar

Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,04	1,36%
Excavadora 130 HP/1.0 m3	Hora	1,00	45,00	0,047	2,11	72,48%
PARCIAL M					2,15	73,84%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
PARCIAL N				0,00	0,00%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Retroexcavadora (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,047	0,20	6,88%	
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,83	0,047	0,36	12,39%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,047	0,20	6,88%	
PARCIAL P				0,76	26,16%	

Costo Directo Total	2,91	100,00%
----------------------------	-------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	0,58

Precio Unitario Total	3,49
------------------------------	-------------

Anexo 135 Excavación Manual, Material sin Clasificar

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción: Excavación manual, material sin clasificar

Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,74	4,79%
PARCIAL M					0,74	4,79%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
PARCIAL N				0,00	0,00%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,957	14,66	94,95%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,010	0,04	0,26%
PARCIAL P				14,70	95,21%

Costo Directo Total	15,44	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	3,09

Precio Unitario Total	18,53
------------------------------	--------------

Anexo 136 Excavación con Presión de Agua

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción: Excavación con presencia de agua

Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,11	1,52%
Bomba de agua 3"	Hora	2,00	3,65	0,093	0,68	9,44%
Excavadora 130 HP/1.0 m3	Hora	1,00	45,00	0,093	4,20	58,18%
PARCIAL M					4,99	69,13%

Material						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%	
PARCIAL N					0,00	0,00%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,093	1,43	19,79%	
Excavadora (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,093	0,40	5,54%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,093	0,40	5,54%	
PARCIAL P				2,23	30,87%	

Costo Directo Total	7,22	100,00%
----------------------------	-------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	1,44

Precio Unitario Total	8,67
------------------------------	-------------

Anexo 137 Suministro y Fabricación de Acero Estructural ASTM - A588 gr 50

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.:

Suministro y Fabricación de acero estructural ASTM – A588 gr.50

Unidad:

kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,01	0,34%
Equipo de oxicorte	Hora	1,00	14,62	0,008	0,12	4,02%
Soldadora eléctrica 400a	Hora	1,00	6,25	0,008	0,05	1,72%
Generador 170 Kw CUMINS CABINADO 75Db a 7m	Hora	1,00	29,00	0,008	0,23	7,98%
PARCIAL M					0,41	14,06%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Acero estructural ASTM A588 gr. 50	kg	1,00	1,78	1,78	61,19%
Electrodos E 7018	lb	0,02	3,48	0,05	1,72%
Disco de corte	u	0,13	2,12	0,28	9,63%
Sueldas ASW 8016	kg	0,01	3,80	0,04	1,38%
Acetileno	kg	0,01	20,00	0,20	6,88%
PARCIAL N				2,35	80,79%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Maestro soldador especializado (En Construcción - Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,008	0,03	1,03%
Peón (Estr. Oc. E2)	1,00	3,83	0,008	0,03	1,03%
Ayudante de albañil (Estr. Oc. E2)	1,00	3,83	0,008	0,03	1,03%
Inspector de obra (Estr. Oc. B3)	1,00	4,30	0,008	0,03	1,03%
Técnico electromecánico de construcción (Estr. Oc. D2)	1,00	3,87	0,008	0,03	1,03%
PARCIAL P				0,15	5,16%

Costo Directo Total	2,91	100,00%
----------------------------	-------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	0,58

Precio Unitario Total	3,49
------------------------------	-------------

Anexo 138 Relleno y Compactado con Maquinaria

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Relleno y compactado con maquinaria, incluye material de sitio

Unidad:

m3

COSTOS DIRECTOS						
Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,13	2,95%
Plancha vibrocompactadora	Hora	2,00	4,26	0,205	1,75	39,64%
PARCIAL M					1,88	42,58%
Material						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total		%
PARCIAL N				0,00	0,00%	
Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%
Mano de Obra						
Descripción	Cantidad		S.R.H.	Rendim.	Total	%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	1,00	4,29	0,010	0,04	0,91%
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00		3,83	0,325	2,49	56,51%
PARCIAL P					2,53	57,42%
Costo Directo Total					4,41	100,00%
Costos Indirectos						
Costo Indirecto					20%	0,88
Precio Unitario Total						5,29

Anexo 139 Montaje de Acero Estructural ASTM -A 588 gr 50

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.:

Montaje de acero estructural ASTM A-588 (gr 50)

Unidad:

kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,02	1,96%
Equipo de oxicorte	Hora	1,00	14,62	0,008	0,12	11,53%
Equipo de Taller	Hora	1,00	2,23	0,008	0,02	1,76%
Soldadora eléctrica 400a gasolina	Hora	1,00	6,25	0,008	0,05	4,93%
Grúa	Hora	1,00	50,00	0,008	0,40	39,42%
PARCIAL M					0,60	59,59%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Electrodos E 7018	lb	0,02	3,48	0,07	6,90%
Oxígeno	m3	0,01	2,68	0,03	2,96%
PARCIAL N				0,10	9,86%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
M aestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	2,00	4,29	0,008	0,07	6,90%	
Peón (Estr. Oc. E2)	5,00	3,83	0,008	0,15	14,78%	
Grúa estacionaria (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,008	0,03	2,96%	
Ayudante de maquinaria (Estr. Oc. D2)	1,00	3,93	0,008	0,03	2,96%	
Soldador en construcción (Estr. Oc. C3)	1,00	3,93	0,008	0,03	2,96%	
PARCIAL P				0,31	30,55%	

Costo Directo Total	1,01	100,00%
----------------------------	-------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	0,20

Precio Unitario Total	1,22
------------------------------	-------------

Anexo 140 Suministro, Fabricación y Montaje de Acero Estructural ASTM - A572 gr 50

Análisis de Precios Unitarios**Código:****Descrip.:**

Suministro, fabricación y montaje de acero estructural ASTM – A572 gr.50

Unidad:

kg

COSTOS DIRECTOS**Equipo y Herramientas**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,01	0,40%
Soldadora eléctrica	Hora	1,00	2,10	0,050	0,11	4,26%
Compresor de aire	Hora	1,00	11,28	0,005	0,06	2,29%
Cortadora de disco	Hora	1,00	4,52	0,005	0,02	0,92%
PARCIAL M					0,19	7,87%

Material

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
ADH pintura anticorrosiva gris mate	caneca	0,01	50,01	0,30	12,18%
Thinner comercial diluyente	gl	0,00	15,59	0,07	2,84%
Electrodos E 7018	lb	0,02	3,48	0,06	2,44%
Disco de corte	u	0,01	2,12	0,02	0,81%
Acero estructural ASTM A572 gr. 50	kg	1,00	1,64	1,64	66,56%
PARCIAL N				2,09	84,82%

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra

Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,007	0,10	4,06%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,010	0,04	1,62%
Técnico electromecánico de construcción (Estr. Oc. D2)	1,00	3,87	0,011	0,04	1,62%
PARCIAL P				0,18	7,31%

Costo Directo Total**2,46****100,00%****Costos Indirectos****Costo Indirecto****20%****0,49****Precio Unitario Total****2,96**

Anexo 141 Suministro e Instalación de Hormigón Simple $f'c=280$ (Tablero)

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Suministro e instalación de hormigón simple de $f'c=280$ kg/cm² incluye bomba (Tablero)

Unidad:

m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			1,07	0,64%
Vibrador de Hormigón 6Hp	Hora	1,00	3,75	0,500	1,88	1,12%
PARCIAL M					2,94	1,75%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Hormigón premezclado $f'c=280$ Kg./cm ² (hormigón, transporte, bomba)	m ³	1,05	130,00	136,50	81,22%
Aditivo plastificante	Kg	1,00	1,25	1,25	0,74%
Encofrado de madera recto	m ²	0,20	30,00	6,00	3,57%
PARCIAL N				143,75	85,53%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Albañil (Estr. Oc. D2)	2,00	3,87	0,500	3,87	2,30%	
Ayudante de albañil (Estr. Oc. E2)	1,00	3,83	0,500	1,92	1,14%	
Carpintero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,87	0,500	1,94	1,15%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,500	2,15	1,28%	
Peón (Estr. Oc. E2)	6,00	3,83	0,500	11,49	6,84%	
PARCIAL P				21,37	12,72%	

Costo Directo Total	168,06	100,00%
----------------------------	---------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	33,61

Precio Unitario Total	201,68
------------------------------	---------------

Anexo 142 Junta de Dilatación

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción: Junta de dilatación JCV-200 o Similar

Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			1,18	0,20%
PARCIAL M					1,18	0,20%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Relleno Elastomérico para juntas	kit	1,00	260,00	260,00	44,47%
Junta Tipo JCV-200	m	1,00	300,00	300,00	51,31%
PARCIAL N				560,00	95,78%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,83	1,000	7,66	1,31%	
Albañil (Estr. Oc. D2)	1,00	3,87	1,000	3,87	0,66%	
Ayudante de albañil (Estr. Oc. E2)	1,00	3,83	1,000	3,83	0,66%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	1,000	4,29	0,73%	
Instalador (Estr. Oc. D2)	1,00	3,87	1,000	3,87	0,66%	
PARCIAL P				23,52	4,02%	

Costo Directo Total	584,70	100,00%
----------------------------	---------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	116,94

Precio Unitario Total	701,64
------------------------------	---------------

Anexo 143 Suministro e Instalación de Placa de Neopreno

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción: Suministro e instalación de placa de neopreno

Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,12	0,03%
PARCIAL M					0,12	0,03%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Placa de neopreno dureza especificada	u	1,00	421,50	421,50	99,40%
PARCIAL N				421,50	99,40%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,155	2,37	0,56%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,015	0,06	0,01%
PARCIAL P				2,43	0,57%

Costo Directo Total	424,05	100,00%
----------------------------	---------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	84,81

Precio Unitario Total	508,86
------------------------------	---------------

Anexo 144 Suministro, Transporte y Montaje de Pre - losa Colaborante (Celosía)

Análisis de Precios Unitarios**Código:****Descrip.:**

Suministro, transporte y montaje de pre-losa colaborante (celosía)

Unidad:

m2

COSTOS DIRECTOS**Equipo y Herramientas**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
PARCIAL M					0,00	0,00%

Material

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Suministro, transporte y montaje de pre-losa colaborante (celosía)	m2	1,00	95,20	95,20	99,94%
PARCIAL N				95,20	99,94%

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra

Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,015	0,06	0,06%
PARCIAL P				0,06	0,06%

Costo Directo Total	95,26	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos

Costo Indirecto	20%	19,05
------------------------	------------	--------------

Precio Unitario Total	114,31
------------------------------	---------------

Anexo 145 Suministro, Transporte y Montaje de Pre - losa Colaborante (Pretensado)

Análisis de Precios Unitarios**Código:****Descrip.:**

Suministro, transporte y montaje de pre-losa colaborante (pretensado)

Unidad:

m2

COSTOS DIRECTOS**Equipo y Herramientas**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
PARCIAL M					0,00	0,00%

Material

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Suministro, transporte y montaje de pre-losa colaborante (celosía)	m2	1,00	75,14	75,14	99,92%
PARCIAL N				75,14	99,92%

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra

Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,015	0,06	0,08%
PARCIAL P				0,06	0,08%

Costo Directo Total	75,20	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos

Costo Indirecto	20%	15,04
------------------------	------------	--------------

Precio Unitario Total	90,24
------------------------------	--------------

Anexo 146 Velocidad Máxima Permitida

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Señalización vertical de "Velocidad máxima permitida", suministro y colocación

Unidad:

u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,14	0,20%
PARCIAL M					0,14	0,20%

Material

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Arena	m3	0,15	11,54	1,73	2,46%
Cemento tipo I (saco de 50 kg) HOLCIM	saco	0,50	8,49	4,25	6,05%
Agua en obra	m3	0,10	1,12	0,11	0,16%
Acero estructural ASTM A36	kg	0,85	1,54	1,31	1,86%
Ripio 3/4 lavado	m3	0,15	13,00	1,95	2,77%
Señal " Velocidad máxima permitida" en aluminio (60x60 cm)	u	1,00	58,00	58,00	82,49%
PARCIAL N				67,35	95,79%

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra

Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,180	2,76	3,93%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,015	0,06	0,09%
PARCIAL P				2,82	4,01%

Costo Directo Total

70,31

100,00%

Costos Indirectos

Costo Indirecto

20%

14,06

Precio Unitario Total

84,37

Anexo 147 Baranda de Seguridad

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.:

Baranda de seguridad metálica, suministro e instalación

Unidad:

m

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,34	0,32%
Soldadora eléctrica	Hora	2,00	2,10	0,850	3,57	3,35%
Taladro para anclaje	Hora	2,00	3,15	0,200	1,26	1,18%
PARCIAL M					5,17	4,85%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Electrodos E 6011	lb	0,08	2,78	0,22	0,21%
Acero estructural ASTM A36	kg	56,00	1,54	86,24	80,81%
Perno de anclaje de alta resistencia A325 (1 x 2 1/2)	u	2,00	4,18	8,36	7,83%
PARCIAL N				94,82	88,85%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,250	3,83	3,59%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,100	0,43	0,40%	
Maestro soldador especializado (En Construcción - Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,300	1,29	1,21%	
Soldador en construcción (Estr. Oc. C3)	1,00	3,93	0,300	1,18	1,11%	
PARCIAL P				6,73	6,31%	

Costo Directo Total	106,72	100,00%
----------------------------	---------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	21,34

Precio Unitario Total	128,07
------------------------------	---------------

Anexo 148 Reduzca la Velocidad

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Señalización vertical de "Reduzca la velocidad", suministro y colocación

Unidad:

u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,08	0,11%
PARCIAL M					0,08	0,11%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Arena	m3	0,15	11,54	1,73	2,31%
Cemento tipo I (saco de 50 kg) HOLCIM	saco	0,50	8,49	4,25	5,67%
Agua en obra	m3	0,10	1,12	0,11	0,15%
Acero estructural ASTM A36	kg	0,85	1,54	1,31	1,75%
Ripio 3/4 lavado	m3	0,15	13,00	1,95	2,60%
Señal " Reduzca la velocidad" en aluminio (100x100 cm)	u	1,00	64,00	64,00	85,31%
PARCIAL N				73,35	97,77%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,100	1,53	2,04%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,015	0,06	0,08%
PARCIAL P				1,59	2,12%

Costo Directo Total	75,02	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	15,00

Precio Unitario Total	90,02
------------------------------	--------------

Anexo 149 Peso Máximo Permitido

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Señalización vertical de "Peso máximo permitido", suministro y colocación

Unidad:

u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,14	0,20%
PARCIAL M					0,14	0,20%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Arena	m3	0,15	11,54	1,73	2,46%
Cemento tipo I (saco de 50 kg) HOLCIM	saco	0,50	8,49	4,25	6,05%
Agua en obra	m3	0,10	1,12	0,11	0,16%
Acero estructural ASTM A36	kg	0,85	1,54	1,31	1,86%
Ripio 3/4 lavado	m3	0,15	13,00	1,95	2,77%
Señal " Reduzca la velocidad" en aluminio (100x100 cm)	u	1,00	58,00	58,00	82,49%
PARCIAL N				67,35	95,79%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,180	2,76	3,93%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,015	0,06	0,09%
PARCIAL P				2,82	4,01%

Costo Directo Total	70,31	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	14,06

Precio Unitario Total	84,37
------------------------------	--------------

Anexo 150 Mortero

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción:

Mortero grout para relleno de precisión

Unidad:

m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,21	0,14%
PARCIAL M					0,21	0,14%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Grout de alta resistencia 30 kg	u	5,50	26,90	147,95	96,98%
Agua en obra	m3	0,10	1,12	0,11	0,07%
PARCIAL N				148,06	97,05%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra					
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,250	3,83	2,51%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,105	0,45	0,30%
PARCIAL P				4,28	2,81%

Costo Directo Total	152,55	100,00%
----------------------------	---------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	30,51

Precio Unitario Total	183,06
------------------------------	---------------

Anexo 151 Prueba de Carga

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descripción: Prueba de carga

Unidad: glb

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,64	0,01%
Equipo topográfico	Hora	1,00	5,00	0,950	4,75	0,10%
PARCIAL M					5,39	0,11%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Tanquero de agua (capacidad 3000 galones)	u	6,00	820,00	4.920,00	99,63%
PARCIAL N				4.920,00	99,63%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,83	0,250	3,83	0,08%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,150	0,64	0,01%	
Topógrafo (En Construcción - (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,850	3,65	0,07%	
Técnico liniero eléctrico (Estr. Oc. D2)	1,00	3,87	0,600	2,32	0,05%	
Técnico en montaje de subestaciones (Estr. Oc. D2)	1,00	3,87	0,600	2,32	0,05%	
PARCIAL P				12,76	0,26%	

Costo Directo Total	4.938,15	100,00%
----------------------------	-----------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	987,63

Precio Unitario Total	5.925,78
------------------------------	-----------------

Anexo 152 Derrocamiento de Estribos Existentes

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.:

Derrocamiento de Estribos Existentes

Unidad:

m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,63	0,71%
Martillo neumático	Hora	1,00	28,00	0,700	19,60	21,88%
Excavadora 128 HP/1.0 m3	Hora	1,00	56,00	0,700	39,20	43,76%
Volqueta 8m3	Hora	1,00	25,00	0,700	17,50	19,54%
PARCIAL M					76,93	85,88%

Material						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%	
PARCIAL N					0,00	0,00%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
CHOFER: Volquetas (Estr. Oc. C1)	1,00	5,62	0,700	3,93	4,39%	
Inspector de obra (Estr. Oc. B3)	1,00	4,30	0,700	3,01	3,36%	
Operador de Equipo Pesado (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,700	3,00	3,35%	
Operador de Equipo Livina (Estr. Oc. D2)	1,00	3,87	0,700	2,71	3,03%	
PARCIAL P				12,65	14,12%	

Costo Directo Total	89,58	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	17,92

Precio Unitario Total	107,50
------------------------------	---------------

Anexo 153 Replanteo y Nivelación

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.: Replanteo y nivelación

Unidad: m2

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,01	1,23%
Equipo topográfico	Hora	1,00	5,00	0,020	0,10	12,35%
PARCIAL M					0,11	13,58%

Material

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Estaca, Píolas	u	0,10	0,30	0,03	3,70%
Pintura	gl	0,01	25,00	0,25	30,87%
Clavos de 2" a 3 1/2"	1,77	0,10	1,77	0,18	22,22%
PARCIAL N				0,46	56,79%

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra

Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Topógrafo (En Construcción - (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,020	0,09	11,11%
Cadenero (Estr. Oc. D2)	2,00	3,87	0,020	0,15	18,52%
PARCIAL P				0,24	29,63%

Costo Directo Total

0,81

100,00%

Costos Indirectos

Costo Indirecto

20%

0,16

Precio Unitario Total

0,97

Anexo 154 Enrocado de Protección para Puentes

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.: Enrocado de protecciones para puentes

Unidad: m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,39	1,00%
Excavadora 130 HP/1.0 m3	Hora	1,00	45,00	0,220	9,90	25,74%
PARCIAL M					10,29	26,74%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Piedra para enrocado (diámetro aproximado 40 cm)	m3	1,05	19,50	20,48	53,24%
PARCIAL N				20,48	53,24%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (Estr. Oc. E2)	8,00	3,83	0,220	6,74	17,52%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,015	0,06	0,16%	
Operador minicavadora/minicargadora con sus aditamentos (Estr. Oc. C2)	1,00	4,09	0,220	0,90	2,34%	
PARCIAL P				7,70	20,02%	

Costo Directo Total	38,47	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	7,69

Precio Unitario Total	46,16
------------------------------	--------------

Anexo 155 Base Clase 2

Análisis de Precios Unitarios

Código:

Descrip.:

Base clase 2

Unidad:

m3

COSTOS DIRECTOS

Equipo y Herramientas						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta menor	%MO	GLB			0,02	0,07%
Motoniveladora	Hora	1,00	44,00	0,020	0,88	3,06%
Rodillo autopropulsado	Hora	1,00	31,00	0,020	0,62	2,16%
Vibrador de Hormigón 6Hp	Hora	1,00	3,75	0,020	0,08	0,26%
PARCIAL M					1,59	5,55%

Material					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	%
Agua en obra	m3	0,03	1,12	0,03	0,10%
Base clase II	m3	1,25	21,30	26,63	92,64%
PARCIAL N				26,66	92,75%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
PARCIAL O					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Cantidad	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,83	0,020	0,15	0,52%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,015	0,06	0,21%	
Motoniveladora (Estr. Oc. C1)	1,00	4,29	0,020	0,09	0,31%	
Operador de rodillo autopropulsado (Estr. Oc. C2)	1,00	4,09	0,020	0,08	0,28%	
CHOFER: Tanqueros (Estr. Oc. C1)	1,00	5,62	0,020	0,11	0,38%	
PARCIAL P				0,49	1,71%	

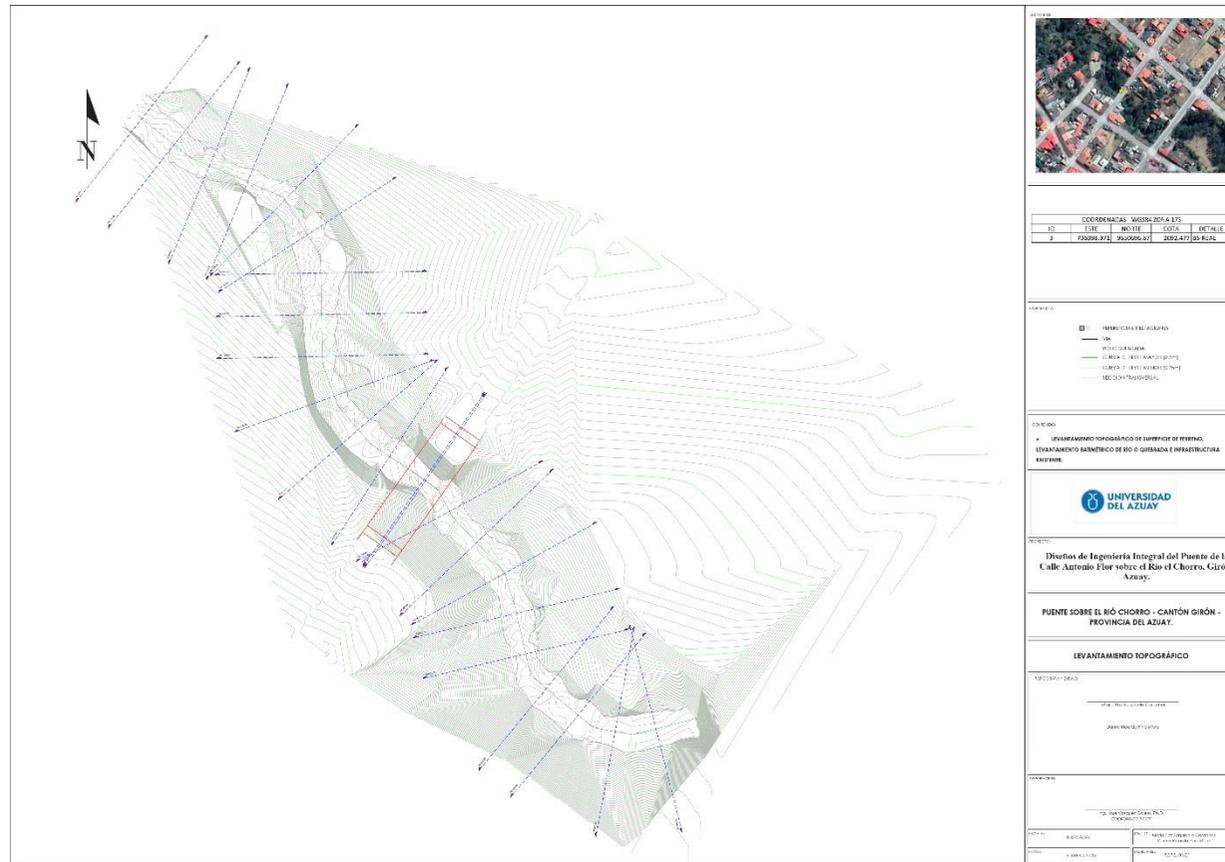
Costo Directo Total	28,74	100,00%
----------------------------	--------------	----------------

Costos Indirectos		
Costo Indirecto	20%	5,75

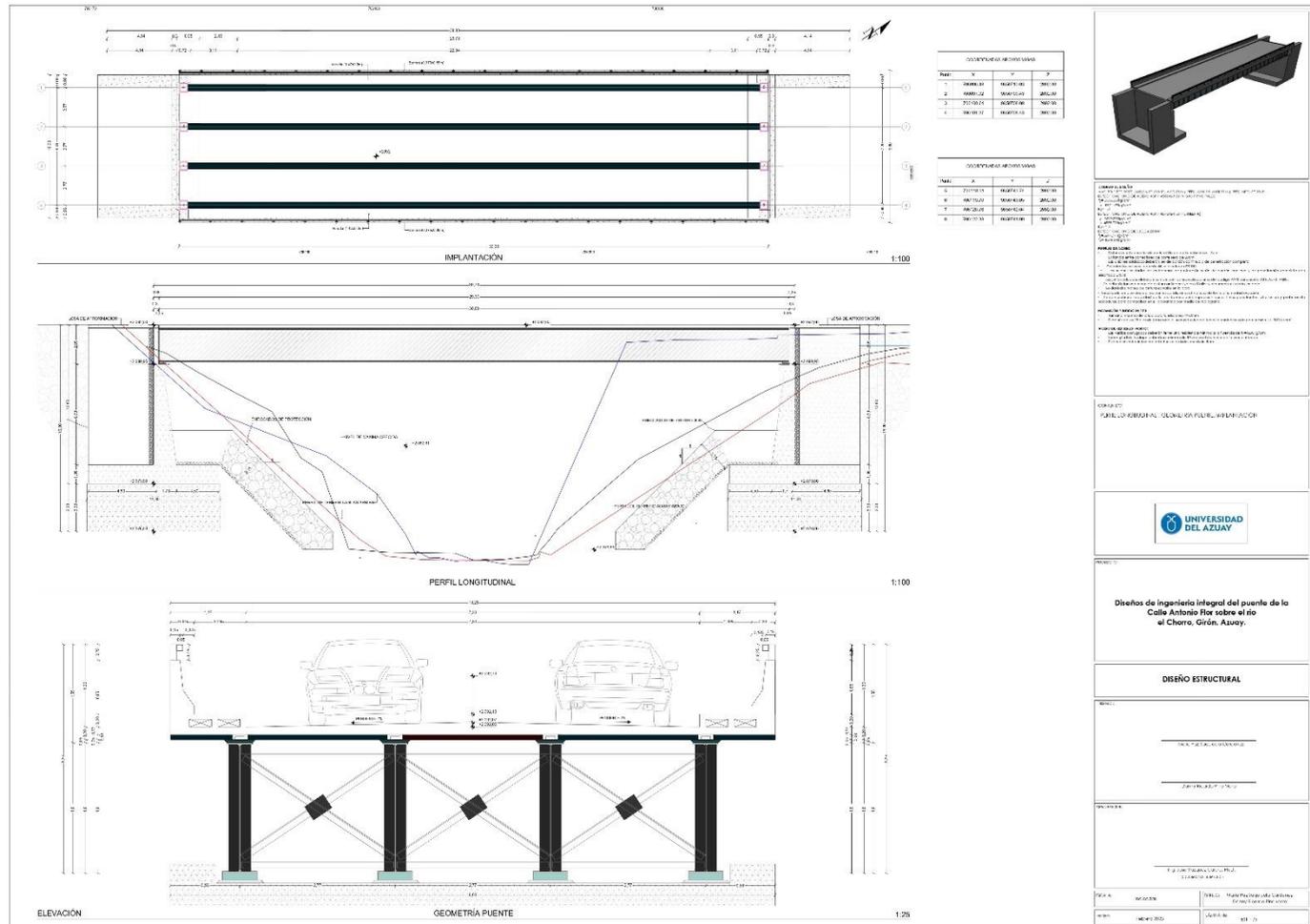
Precio Unitario Total	34,49
------------------------------	--------------

6.12 Planos

Anexo 156 Topografía



Anexo 159 Implantación



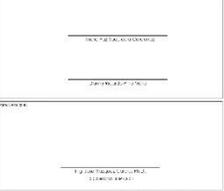
CONTEXTO:
 El puente se encuentra en la zona urbana de la ciudad de El Chorro, provincia de Azuay, Ecuador. El puente tiene una longitud de 100 metros y una anchura de 12 metros. El puente se construye sobre un río con una profundidad de 10 metros. El puente se construye con concreto armado y acero inoxidable. El puente se construye con un diseño de ingeniería integral que incluye el diseño estructural, el diseño de cimentación y el diseño de drenaje. El puente se construye con un diseño que cumple con los requisitos de la Norma Ecuatoriana de Diseño de Estructuras de Concreto Armado (NEC-01) y la Norma Ecuatoriana de Diseño de Estructuras de Acero (NEA-01). El puente se construye con un diseño que garantiza la seguridad y la durabilidad del puente durante su vida útil. El puente se construye con un diseño que es estético y se integra con el entorno urbano de la ciudad de El Chorro.

CONTEXTO:
 PUENTE SOBRE EL RÍO EL CHORRO, AZUAY, ECUADOR.



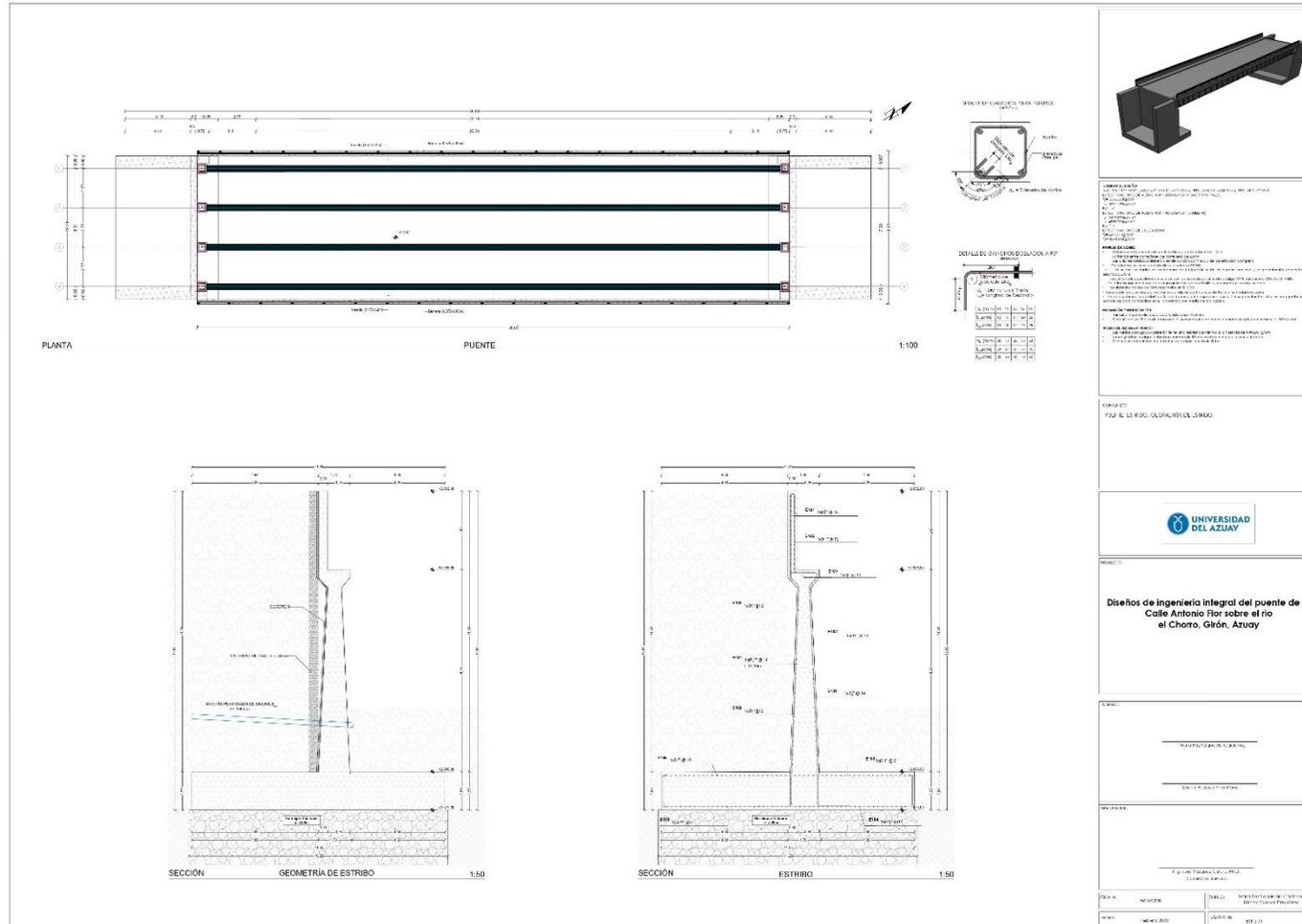
Diseño de ingeniería integral del puente de la Calle Antonio Flores sobre el río el Chorro, Girón, Azuay.

DISEÑO ESTRUCTURAL

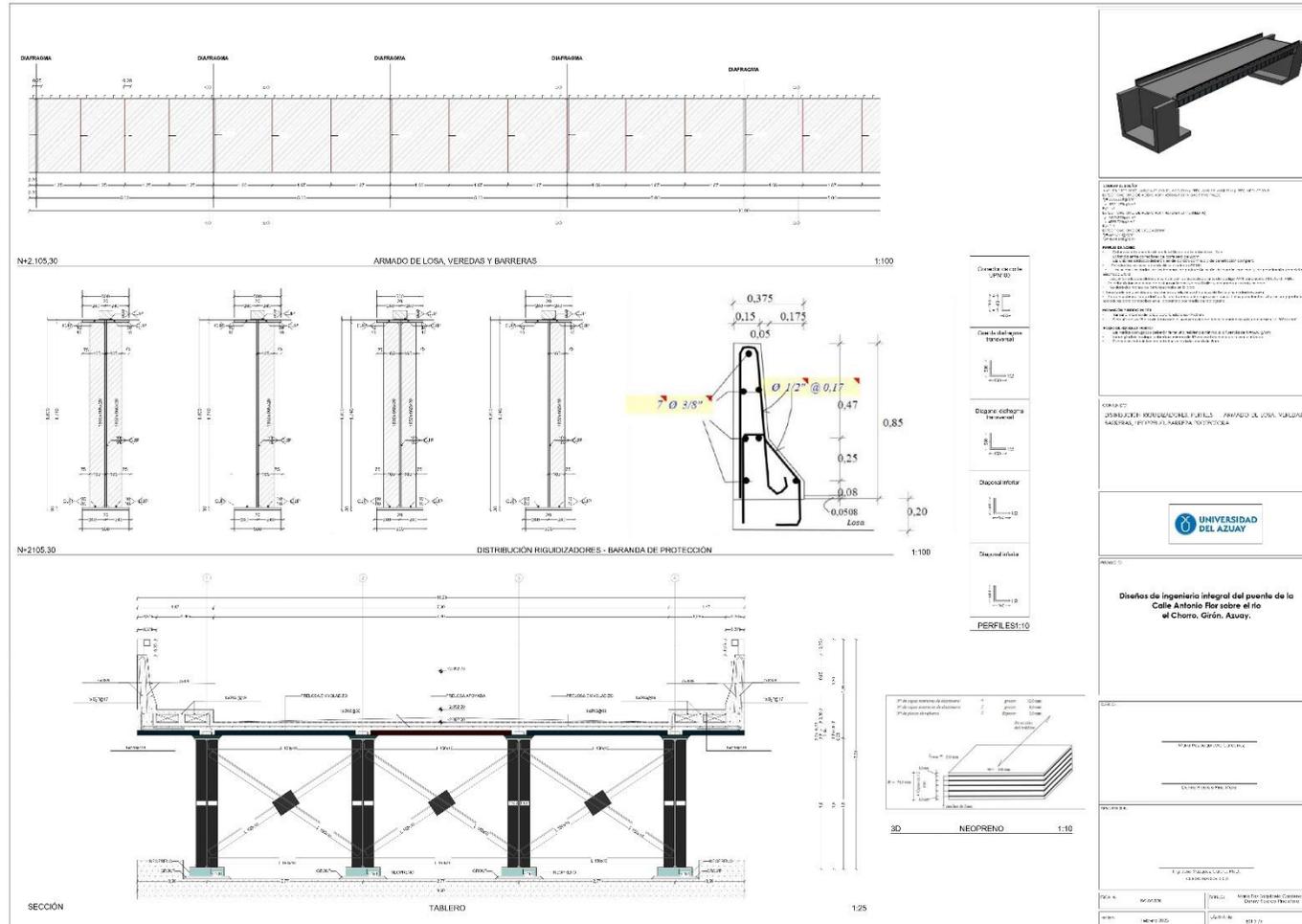


FECHA: 2020-08-01 **PROYECTO:** Puente Antonio Flores sobre el río el Chorro, Girón, Azuay.
INGENIERO: Saquicela M. 200 **CLIENTE:** UDAPE

Anexo 160 Estribos



Anexo 163 Rigidizadores



7 Bibliografía

- AASHTO. (2001). *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*.
- AASHTO. (2014). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*.
- Administration, F. H. (2015). *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Superstructures*.
- AISC 350-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*.
- Akan, O. (2006). *Open Channel Hydraulics*. Elsevier .
- Arneson, L., Zevenbergen, L., Lagasse, P., & Cloppe, P. (2012). *Evaluating Scour at Bridges*. U.S. Department of Transportation.
- Calero, R. (2015). *COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS A.P.U. Y COSTEO ABC PARA EL ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS EN LA CONSTRUCCIÓN*. Quito.
- Carrillo, J. M. (2021). Socavacion en Puentes. *Ingenieria Civil y Administrativa* .
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press.
- Das, B. M. (2011). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Mexico: Thomson y learning.
- Díaz, Á., & Fernández, T. (2017). *Determinación del número de curva en la subcuenca de Betancí (Córdoba, Colombia) mediante teledetección y SIG*. Montereí.
- Díaz, J. C. (2012). Analisis Comparativo de las Relaciones Funcionales para el Calculo de la Profundidad de Socavacion Alrededor de Obstaculos. *Universidad Central del Ecuador* .
- Feldman , A. (2000). *Hydrologic Modeling System HEC - HMS*.
- GAD MUNICIPAL de Giron. (2021). *PDOT Y PUGS*. Giron .
- Gómez Díaz, J. (n.d.). *Puentes*.
- Gómez, J. (n.d.). *Puentes*.
- Ibáñez, S., Moreno, H., & Gisbert, J. M. (n.d.). *Metodo para la determinacion del tiempo de concentracion (Tc) de una cuenca hidrografica*. Valencia.
- Ibáñez, S., Moreno, R., & Gisbert, J. (n.d.). *Morfologia de las Cuencas Hidrograficas*. Valencia.
- IDVIA Ingenieria. (2020). La Socavacion y su Relacion con el Colapso de los Puente.
- INAMHI. (2019). *Determinacion de Ecuaciones para el Calculo de Intensidades Maximas de Precipitacion* . Quito .
- INEN. (2011). *Señalización Vial Parte 1 Señalización Vertical*. Quito .
- Juarez, E., & Rico, A. (2003). *Flujo de Agua en Suelos* . Mexico : Limusa .
- Keller, G., & Sherar, J. (2004). *Guía de Campo para las Mejores Prácticas de Administración de Caminos Rurales* . Mexico : .
- McCuen, R., & Johnson, P. (2002). *Highway Hydrology*. U.S Department of Transportation.
- MOP. (2003). *Normas de Diseño Geometrico de Carreteras*.
- NEC- SE- CG. (2015). *Cargas No Sismicas* .
- NEVI-12. (2013). *Norma para Estudios y Diseños Viales Volumen 2 - Libro A*. Quito.
- Olaya, R. A. (2012). *Tutorial Autocad Civil 3D Basico v.10*. Cali : Creative Commons .
- Pérez, M. N. (n.d.). Como Elegir el Tiempo de Concentracion Adecuado. *Escuela de Ingeniería y Medio Ambiente* .

- Pesantes Larriva, N. R. (2020). *Informe Geotécnico Para el Emplazamiento de los Estribos del Puente Carrozable Sobre el Río Chaucha - Parroquia Molleturo - Cantón Cuenca - Provincia del Azuay*. Cuenca: SueloTEC.
- Serquén, A. R. (2012). *Puentes con AASHTO - LRFD 2010*. Peru .
- Serquén, M. I. (2016). *PUENTES Con AASHTO-LRFD 2014 (7th Edition)*. Peru .
- Servicio Nacional de Gestión de Riesgos y Emergencias. (2022). *INFORME EJECUTIVO N°. SNGRE-IASR-06-2022-007*. Giron .
- Servicio Nacional de Contratación Pública . (2008). *LOS NCP*.
- Torres C, E. (2013). *Diseño de puentes*. Cuenca: Editorial Universitaria Abya-Yala.
- Vasconez, M., Mancheno, A., Alvarez, C., Prehn, C., Cevallos , C., & Ortiz, L. (2019). *Cuencas Hidrográficas* . Quito: Abya - Yala.
- Zamora, E. (2016). *Mecánica de Suelos* .