

VOLUMEN XIV
INFORME RESUMEN



**CONSTRUCCIÓN DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO
ORTEGA, MUNICIPIO DE EL TAMBO, DEPARTAMENTO DEL
CAUCA**

CONSTRUCCIONES CIVILES Y CONSULTORÍA L&R S.A.S
NIT 901273029-2



Popayán Octubre de 2019

TABLA DE CONTENIDO

1	DESCRIPCIÓN DE BENEFICIOS DEL PUENTE SOBRE EL RIO ORTEGAS	2
1.1	REDUCCIÓN DE DISTANCIAS DE TRANSPORTE	2
1.2	INCREMENTO DE LOS INGRESOS DE LA POBLACION POR VENTA DE PRODUCTOS A MERCADOS MAYORISTAS	2
1.3	REDUCCIÓN DE COSTO DE FLETES	3
1.4	NUEVAS INVERSIONES DE CARTÓN DE COLOMBIA Y GENERACIÓN DE EMPLEO	4
1.5	SUSTITUCIÓN DE CULTIVOS ILÍCITOS	4
1.6	MAYOR INTEGRACIÓN SOCIAL Y COMUNITARIA	4
2	ESTUDIO DE TRÁNSITO, CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO	5
2.1	PROCESO DE DISEÑO	5
2.1.1	Trabajos de Campo	5
2.1.2	Tasa de crecimiento	7
2.1.3	Tránsito actual	12
2.1.4	Procesamiento de Datos: pronóstico de la demanda futura de tránsito	12
2.1.4.1	Tránsito atraído	13
2.1.4.2	Tránsito generado	13
2.2	CUANTIFICACIÓN DEL TRÁNSITO FUTURO	14
2.2.1	Corrección del Tránsito proyectado con base en el nivel de confianza deseado	14
2.2.2	Resultados	15
2.2.3	Cuantificación del tránsito en términos de ejes equivalentes	15
2.2.3.1	Determinación del Factor Daño para vehículos comerciales	15
2.2.3.2	Estimación del número de ejes equivalentes de 8.2 Toneladas en el carril de diseño	15
2.2.3.3	Determinación del espectro de cargas para diseño de pavimentos rígidos	16
2.3	ANÁLISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO	17
3	ESTUDIO DE DISEÑO GEOMÉTRICO Y SEÑALIZACIÓN	18
3.1	PROCESO DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS	18
3.1.1	Localización del tramo	18
3.1.2	ELEMENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO DE LAS ALTERNATIVAS	20
3.1.2.1	Parámetros de diseño	20
3.1.2.2	Vehículo de diseño	20
3.1.2.3	Velocidad de diseño	22
3.1.2.4	Radios de giro	23
3.1.2.5	Pendiente	24
3.1.2.6	Sección transversal	24
3.1.3	RESUMEN PARAMETROS DE DISEÑO	26
3.1.3.1	Modelo computacional para el diseño geométrico	26
3.2	ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	27
3.2.1	ALTERNATIVA 1 Y 2	27
3.2.2	ALTERNATIVA 3	28
3.2.3	ALTERNATIVA 4	29
3.2.4	COMPARATIVA DE ALTERNATIVAS	30
	La localización y longitud del puente a construir	30
3.3	SEÑALIZACIÓN Y DEMARCACIÓN DEL PROYECTO	31
3.4	CONCLUSIONES	32
4	ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA PAVIMENTACIÓN	34
4.1	GEOLOGÍA REGIONAL	34
4.1.1	Estratigrafía	34

4.1.1.1	Grupo Cauca	34
4.2	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	37
4.2.1	Fallas	38
4.2.1.1	Sistema de Fallas Cali-Patía	38
4.2.1.2	Pliegues	38
4.3	UNIDADES DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA	38
4.3.1	UNIDADES DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA Y DIAGNOSTICO GEOTÉCNICO	38
4.3.1.1	Material de recebo (Sagarv)	38
4.3.1.2	Unidades de origen fluvial	39
•	Suelo transportado de terraza baja (Sttb)	39
4.3.1.3	Unidades de origen roca	39
4.4	GEOMORFOLOGÍA LOCAL	40
4.4.1	Morfología y morfometría	40
4.4.2	Morfogénesis	41
4.4.2.1	Elementos geomorfológicos de origen fluvial (F)	41
4.4.2.2	Elementos geomorfológicos de origen estructural (S)	41
4.4.2.3	Elementos geomorfológicos de origen antropogénico (A)	42
4.4.3	Morfodinámica y procesos de erosión	42
4.4.4	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	47
4.4.4.1	Análisis de estabilidad de las laderas en condiciones actuales	47
4.4.4.2	Análisis de estabilidad de los cortes de ladera con la inclinación de los chaflanes	51
4.5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	52
5	ESTUDIO DE SUELOS	54
5.1	EXPLORACIÓN DEL SUB- SUELO	54
5.1.1	EXPLORACIÓN DE CAMPO	54
5.1.1.1	Trabajo de campo	54
5.1.2	ENSAYOS DE LABORATORIO	55
5.1.2.1	Normatividad de ensayos y equipos	56
5.2	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	57
5.2.1	VISIÓN GLOBAL DE LA ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO	57
5.2.1.1	Perforación Mecánica	57
5.2.1.2	Sondeos eléctricos verticales	58
5.2.1.3	Líneas de refracción sísmicas	60
5.2.1.4	Correlación perforaciones y ensayos geofísicos	62
5.2.2	ANÁLISIS DETALLADO	63
5.2.2.1	Estribo derecho	63
5.2.2.2	Estribo izquierdo	64
5.2.3	Nivel de aguas freáticas.	65
5.3	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO Y GEOTÉCNICOS	66
5.3.1	DETERMINACIÓN DEL PESO UNITARIO (γ)	66
5.3.2	CORRECCIÓN DEL N DE CAMPO (N_{cor})	66
5.3.3	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA ULTIMA (q_u).	67
5.3.4	OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE	67
5.3.5	VELOCIDAD DE ONDA LONGITUDINAL (V_p)	68
5.3.6	VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s)	68
5.3.7	9.7 MODULO DE POISSON (μ)	69
5.3.8	MODULO DE CORTE (G)	69
5.3.9	MODULO DE ELASTICIDAD (E)	69
5.4	EVALUACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS SUELOS	70
5.4.1	POTENCIAL EXPANSIVO	70

5.4.2	POTENCIAL DE LICUACIÓN	71
5.4.2.1	Potencial de licuación de suelos finos	71
5.4.3	POTENCIAL DE COLAPSO	71
5.4.4	EFFECTOS DE LA VEGETACIÓN Y CUERPOS DE AGUA	72
5.5	ANÁLISIS GEOTÉCNICO	72
5.5.1	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE	72
5.5.2	CALCULO DE CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO	74
5.5.3	ASENTAMIENTOS TOTALES	76
5.5.3.1	Asentamientos por consolidación	76
5.5.3.2	Asentamientos instantáneos	77
5.5.4	ESTABILIDAD GLOBAL	78
5.5.4.1	Estribo izquierdo	78
5.5.4.2	Estribo derecho	79
5.6	PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO	80
5.6.1	CLASIFICACIÓN DE PERFIL DEL SUELO	80
5.6.2	PARÁMETROS SÍSMICOS	81
5.7	PRESIÓN LATERAL DE TIERRA	82
5.8	MODULO DE REACCIÓN DEL SUELO	83
5.8.1	MODULO DE REACCIÓN VERTICAL (Kv)	83
5.8.2	MODULO DE REACCIÓN HORIZONTAL (Kh)	83
5.9	CONCLUSIONES	83
5.10	RECOMENDACIONES	84
6	DISEÑO DE PAVIMENTOS	86
6.1	EVALUACIÓN DE LA SUBRASANTE	86
6.2	DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO	86
6.2.1	Espesor inicial del pavimento	87
6.2.2	Módulo de reacción de la subrasante y módulo combinado	87
6.2.2.1	Con sub-base granular	87
6.2.3	Transferencia de carga y soporte lateral	87
6.2.4	Módulo de rotura del concreto (MR)	87
6.2.5	Resultados del diseño de pavimentos	87
6.2.5.1	Método de la PCA	88
6.2.6	Chequeo de la estructura	92
6.2.6.1	Dimensiones	92
6.2.6.2	Esfuerzos por cambio uniforme de temperatura	93
6.2.6.3	Esfuerzos por acción de las cargas	94
6.2.7	Consideraciones	94
6.2.7.1	Dimensiones superficiales de las losas	94
6.2.7.2	Mecanismos de transmisión de carga	94
6.2.7.3	Tipo de juntas recomendadas	95
6.2.7.4	Refuerzos de las losas	98
6.2.7.5	Sellado de juntas	99
6.2.7.6	Armadura de refuerzo	99
6.3	DISEÑO DE ESTRUCTURA A NIVEL DE AFIRMADO	100
6.3.1	ESPESOR REQUERIDO DE LA CAPA DE AFIRMADO.	100
6.4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	102
6.4.1	Diseño del pavimento rígido	102
6.4.2	Diseño espesor en afirmado	103
7	ESTUDIO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA	104

7.1	LOCALIZACIÓN DEL PUENTE EXISTENTE	104
7.2	REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA ZONA DE IMPLEMENTACIÓN DEL PUENTE	104
7.3	ESTUDIO HIDROLÓGICO	106
7.3.1	Información Cartográfica de la zona del puente	106
7.3.2	Información hidrológica	106
7.3.3	Análisis de datos: Estaciones Pluviométricas	106
7.3.4	Procesamiento de datos hidrológicos	107
7.4	CARACTERÍSTICAS CLIMATOLÓGICAS	108
7.4.1	Número de días de lluvias	108
7.4.2	Temperatura media anual (°C)	109
7.4.3	Clasificación climática	109
7.5	CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA	110
7.5.1	Características morfométricas de la cuenca	110
7.5.2	Parámetros morfométricos	111
7.5.3	Área de la cuenca (A)	111
7.5.3.1	Perímetro de la cuenca (P)	112
7.5.3.2	Longitud de la cuenca (L)	112
7.5.3.3	Ancho de la cuenca (An)	113
7.5.3.4	Factor de forma de Horton (K_f)	113
7.5.3.5	Coefficiente de compacidad (I_c)	113
7.5.4	Parámetros relativos al drenaje	113
7.5.4.1	Altura y elevación	113
7.5.4.2	Tiempo de concentración (T_c)	114
7.5.5	Metodología	115
7.5.5.1	Métodos de cálculo	115
7.5.5.2	Modelos lluvia - escorrentía	115
7.5.6	Precipitación de diseño (P_e)	116
7.5.7	Curva número	117
7.5.8	Determinación de Caudales	117
7.6	CARACTERÍSTICAS DE LOS CAUCES	117
7.6.1	Análisis Geomorfológico de la evolución del río en la zona de interés	117
7.7	ANÁLISIS HIDRÁULICO	119
7.7.1	Evaluación eventos bajo caudales normales	119
7.7.1.1	Análisis de Resultados de modelización	119
7.7.2	Evaluación eventos bajo caudales máximos	121
7.7.2.1	Análisis de Resultados de modelización ($Q_{m\acute{a}x}$ 25 años)	121
7.7.2.2	Análisis de Resultados de modelización ($Q_{m\acute{a}x}$ 100 años)	121
7.8	SOCAVACIÓN	121
7.8.1	Socavación General	122
7.8.1.1	Calculo de la socavación general	123
7.9	CONCLUSIONES	123
8	DISEÑO DE ESTRUCTURAS	124
8.1	METODOLOGÍA	124
9	PAGA	126
9.1	ACTIVIDADES CONSTRUCTIVAS DEL PROYECTO	126
9.2	FUENTE DE MATERIALES	127
9.3	RECURSO HÍDRICO	128
9.4	RECURSO FLORA	128
9.5	ZONA DE DEPÓSITO	128

9.6	CAMPAMENTO Y ÁREAS TEMPORALES	128
9.7	IDENTIFICACIÓN DE LAS ACTIVIDADES CONSTRUCTIVAS SUSCEPTIBLES DE PRODUCIR IMPACTOS AMBIENTALES	129
9.7.1	Actividades Previas	129
9.7.2	Actividades Constructivas	129
9.7.3	Actividades de Cierre y Abandono del Proyecto.	129
9.8	DEMANDA AMBIENTAL DEL PROYECTO.	130
9.9	PERSONAL Y MAQUINARIA DEL PROYECTO.	130
9.10	LÍNEA BASE AMBIENTAL	131
9.10.1	Área de Influencia Indirecta All	131
9.10.2	ÁREA DE INFLUENCIA DIRECTA	131
9.10.3	ÁREAS DE ESPECIAL SIGNIFICACIÓN AMBIENTAL.	131
9.11	IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES	132
9.11.1	IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES SIN PROYECTO	132
9.11.2	EVALUACIÓN DE IMPACTOS CON PROYECTO	132
9.12	PRESUPUESTO Plan de Adaptación a la Guía Ambiental (PAGA).	133
9.13	PROGRAMA DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO	134
9.14	PLAN DE CONTINGENCIAS	135
10	CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO	136
10.1	METODOLOGÍA	136
10.1.1	Revisión de estudios e información primaria	136
10.1.2	Definición de actividades y fuentes de material	136
10.1.3	Análisis de precios Unitarios	136
10.1.4	Cantidades de obra	136
10.1.5	Presupuesto final	136
10.1.6	Conclusiones y recomendaciones	136
10.2	PROCESO DE DISEÑO	136
10.2.1	Localización del puente	136
10.2.2	Localización de fuente de materiales	139
10.2.3	Distancias y volúmenes de zonas de disposición de materiales estériles	144
10.2.4	Calculo de cantidades de obra	144
10.2.5	Especificaciones de obra	144
10.2.5.1	ESPECIFICACIONES GENERALES	145
10.2.5.2	ESPECIFICACIONES PARTICULARES.	145
10.2.6	Análisis de precios unitarios	145
10.3	CONCLUSIONES	146
10.4	PRESUPUESTO FINAL	147
11	ESTUDIO PREDIAL	149
11.1	ANCHO DE LAS ÁREAS REQUERIDAS:	149
11.2	CONSULTA GEOPORTAL IGAC	149
11.3	CONSULTA REGISTROS UNO (1) Y DOS (2) DEL IGAC	149
11.4	REGISTRO DE CAMPO	150
11.4.1	Pedio MI 120-28256	150
11.4.2	Pedio MI 120-93556	150
11.5	RESUMEN DE REQUERIMIENTO PREDIAL	150
11.6	CONCLUSIONES	150

Tabla 1 Comparación de distancias de Recorrido Vía Actual (Uribe) y Alterna con Puente Río Ortigas	2
Tabla 2 Valor comparativo de ventas de café en mercado local y mayorista en Popayán	3
Tabla 3 Valor comparativo de ventas de panela en mercado local y mayorista en Popayán	3
Tabla 4 Valor comparativo de ventas de fique en mercado local y mayorista en Popayán	3
Tabla 5 Costo comparativo de fletes vía actual (Uribe) y Nueva (por Anayes)	4
Tabla 6 Distancias entre veredas y capital	6
Tabla 7 Series Históricas y Composición de Transito Promedio Diario Semanal - Territorial Cauca. Fuente: Instituto Nacional de Vías. "Volúmenes de Transito". 2017	8
Tabla 8 Series Históricas de Estaciones E699 Y E653	8
Tabla 9 Series Históricas de Estaciones E1059 Y E1112	10
Tabla 10 Resumen de los aforos vehiculares	12
Tabla 11 PORCENTAJE DE TRÁNSITO GENERADO COMO FUNCIÓN DEL TRÁNSITO NORMAL. Fuente: Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos para Vías con Bajos Volúmenes de Tránsito del Instituto Nacional de Vías	13
Tabla 12 Tránsito atraído y generado	13
Tabla 13 Tránsito de año base 2020 sumando los anteriores tránsitos (ver anexo 4)	14
Tabla 14 Valores del parámetro Zr. Fuente: Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos para Vías con Bajos Volúmenes de Tránsito	14
Tabla 15 Distribución del tránsito (acumulado en los 20 años)	15
Tabla 16 Factores Daño	15
Tabla 17 Resumen Evaluación de la Variable Transito para Diseños de Pavimentos Flexibles	16
Tabla 18 Resumen Evaluación de la Variable Transito para Diseños de Pavimentos Rígidos. Fuente: Elaboración propia	17
Tabla 19 Tipos de terreno	22
Tabla 20 Velocidad de Diseño en función del tipo de terreno y categoría de la carretera. Instituto Nacional de Vías	23
Tabla 21 Radio Mínimo de Giro en función de la Velocidad de Diseño. Instituto Nacional de Vías	23
Tabla 22 Pendiente Mínima en función de la Velocidad de Diseño. Instituto Nacional de Vías	24
Tabla 23 Ancho de calzada en función de la Velocidad de Diseño. Instituto Nacional de Vías	26
Tabla 24 RESUMEN DE PARAMETROS DE DISEÑO	26
Tabla 25 Comparación de alternativas con eje geométrico diseñado	30
Tabla 26 Tabla de resumen de propiedades de la unidad geología para ingeniería Riacff	40
Tabla 27 Factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad realizados para los movimientos en masa	47
Tabla 28 Parámetros físico- mecánicos para análisis de estabilidad	48
Tabla 29 Factores de seguridad indirectos mínimos	48
Tabla 30 Factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad	50
Tabla 31 Coordenadas cartesianas y geográficas de cada perforación mecánica realizada	55
Tabla 32 Coordenadas cartesianas de cada línea sísmica realizada	55
Tabla 33 Coordenadas cartesianas de cada sondeo eléctrico vertical realizado	55
Tabla 34 Ensayos realizados para la caracterización física	56
Tabla 35 Ensayos realizados para determinar la resistencia al corte	56
Tabla 36 Ensayos realizados para determinar los parámetros de deformación	56
Tabla 37 Valores de N SPT en campo.	58
Tabla 38 Parámetros obtenidos del sondeo eléctrico vertical N°1 (SEV-1)	58
Tabla 39 Parámetros obtenidos la línea de refracción sísmica N°1 (LRS-1)	60
Tabla 40 Parámetros obtenidos la línea de refracción sísmica N°2 (LRS-2)	61
Tabla 41 Tabla resumen de propiedades del estrato de suelo residual encontrado en el estribo derecho	63
Tabla 42 Tabla resumen de propiedades del estrato de limolita encontrado en el estribo derecho	64
Tabla 43 Tabla resumen de propiedades del estrato de roca fracturada encontrado en el estribo derecho	64

Tabla 44	Tabla resumen de propiedades del estrato de suelo residual encontrado en el estribo izquierdo	65
Tabla 45	Tabla resumen de propiedades del estrato de arcillolitas encontrado en el estribo izquierdo	65
Tabla 46	Tabla resumen de propiedades del estrato de roca fracturada encontrada en el estribo izquierdo	65
Tabla 47	Peso Unitario de los suelos encontrados.	66
Tabla 48	Valores de N SPT corregidos para los sondeos realizados	67
Tabla 49	Resistencia ultima (q_u) para cada estrato de suelo encontrado.	67
Tabla 50	Resultados de ángulo de fricción interna (ϕ) para cada tipo de suelo encontrado.	68
Tabla 51	Velocidad de onda P obtenida para cada estrato de suelo	68
Tabla 52	Velocidad de onda S obtenida para cada estrato de suelo	68
Tabla 53	Relación de Poisson obtenido para cada estrato de suelo	69
Tabla 54	Modulo de corte obtenido para cada estrato de suelo	69
Tabla 55	Modulo de elasticidad obtenido para cada estrato de suelo	70
Tabla 56	Predicción de la expansividad a partir del límite líquido	70
Tabla 57	Predicción de la expansividad a partir del índice de plasticidad	70
Tabla 33	Resumen de los valores de límite líquido e índice de plasticidad de cada suelo encontrado.	70
Tabla 59	Valores de colapsabilidad para cada suelo encontrado.	72
Tabla 60	Factores de seguridad indirectos mínimos	78
Tabla 61	Factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad	80
Tabla 62	Clasificación de los perfiles de suelo	81
Tabla 63	Determinación de parámetros sísmicos	81
Tabla 64	Determinación de la presión lateral de tierras	82
Tabla 65	Módulos de reacción del suelo	83
Tabla 66	Altura critica de las excavaciones convencionales para el sector en estudio	84
Tabla 67	Gradación requerida para la realización de rellenos para cimentaciones	85
Tabla 68	Resultados de la modelación con MR-4.2 sin bermas	92
Tabla 69	Dimensiones máximas de la losa	93
Tabla 70	Esfuerzo de borde externo σ_{bx}	93
Tabla 71	Esfuerzo de borde interno σ_{bi}	94
Tabla 72	Regiones Climáticas	101
Tabla 73	Calidad Relativa del Suelo de Sub Rasante	101
Tabla 74	Nivel de Transito	101
Tabla 75	Espesor de Afirmado Metodología AASTHO	101
Tabla 26	Cartografía empleada en el estudio	106
Tabla 27	Estaciones Meteorológicas cercanas al área de estudio	106
Tabla 28	Resumen parámetros morfométricos de las cuencas	114
Tabla 29	Tiempos de concentración calculados	114
Tabla 30.	Condiciones del material en el sitio de ubicación del puente	123
Tabla 2	Cantidades de obra	126
Tabla 3	Fuentes de Materiales	127
Tabla 5	Permisos Ambientales Requeridos.	130
Tabla 6	Maquinaria a utilizar en el proyecto.	130
Tabla 10 –	Identificación de Impactos Ambientales Sin Proyecto	132
Tabla 18	Indicadores y Forma de Evaluación	134
Tabla 1	distancias estimadas a cantera de extracción de material y concretos	139
Tabla 2	Consulta IGAC	149
Tabla 3	Consulta Registro Uno y Dos IGAC	149

Listado de Figuras

Figura 1 Localización general del proyecto	5
Figura 2 Estaciones - Volúmenes de Transito Territorial No. 8 Cauca. Fuente: Instituto Nacional de Vías. "Volúmenes de Transito". 2017	7
Figura 3 Serie histórica Estación El Tablón-Cañagria. Tasa de crecimiento del 3.5% para la Estación 699 El Tablón – Cañagria	10
Figura 4 Serie histórica Estación Cañagria – Popayán. Tasa de crecimiento del 3.4% para la Estación 653 Cañagria- Popayán	10
Figura 5 Pantalla de Simulación	17
Figura 6 Localización general del proyecto	18
Figura 7 vehículo de diseño	21
Figura 8 Sección típica de carretera a la entrada y salida de puente	25
Figura 9 Sección puente tipo Invias de 25m de largo	25
Figura 10 Perfil estratigráfico del sector del movimiento N°1	43
Figura 11 Perfil estratigráfico del sector del movimiento N°2	44
Figura 12 Corte de talud con la inclinación del chaflán y el perfil estratigráfico deducido del movimiento N°1	44
Figura 13 Análisis de estabilidad del corte del talud con la inclinación del chiflan en el sector del movimiento N°1 en condiciones estáticas	45
Figura 14 Análisis de estabilidad del corte del talud con la inclinación del chiflan en el sector del movimiento N°1 en condiciones pseudo-estáticas	45
Figura 15 Corte de talud con la inclinación del chaflán y el perfil estratigráfico deducido del movimiento N°2	46
Figura 16 Análisis de estabilidad del corte del talud con la inclinación del chiflan en el sector del movimiento N°2 en condiciones estáticas	46
Figura 17 Análisis de estabilidad del corte del talud con la inclinación del chiflan en el sector del movimiento N°2 en condiciones pseudo-estáticas	47
Figura 18 Perfil geológico-geotécnico del sector en estudio	48
Figura 19 Análisis de estabilidad de la sección A en condiciones estáticas no drenadas, sentido izquierdo	49
Figura 20 Análisis de estabilidad de la sección A en condiciones pseudo-estáticas, sentido izquierdo	49
Figura 21 Análisis de estabilidad de la sección A en condiciones estáticas no drenadas, sentido derecho	50
Figura 22 Análisis de estabilidad de la sección A en condiciones pseudo-estáticas, sentido izquierdo	50
Figura 23 Análisis de estabilidad de chaflán con la inclinación recomendada en condiciones estaticas no drenadas	51
Figura 24 Análisis de estabilidad de chaflán con la inclinación recomendada en condiciones pseudo-estaticas	52
Figura 25 Interpretación del sondeo eléctrico vertical N°1 (SEV-1)	59
Figura 26 Parámetros obtenidos del sondeo eléctrico vertical N°2 (SEV-2)	59
Figura 27 Interpretación del sondeo eléctrico vertical N°2 (SEV-2)	60
Figura 28 Perfil obtenido de la línea refracción sísmica N°1 (LRS-1)	61
Figura 29 Perfil obtenido de la línea refracción sísmica N°2 (LRS-2)	62
Figura 30 Perfil estratigráfico deducido del sector en estudio	63
Figura 31 Perfil estratigráfico deducido con implantación de estribos	73
Figura 32 Dimensiones deducidas de los estribos del puente	74
Figura 33, Análisis de estabilidad global en condiciones estáticas no drenadas, sentido izquierdo	78
Figura 34, Análisis de estabilidad global en condiciones pseudo-estáticas, sentido izquierdo	79
Figura 35, Análisis de estabilidad global en condiciones estáticas no drenadas, sentido derecho	79
Figura 36 Análisis de estabilidad global en condiciones pseudo-estáticas, sentido izquierdo	80
Figura 37 Dimensionamiento de la estructura de pavimento rígido	92
Figura 38 Corte y sellado de junta de contracción transversal con pasadores	96
Figura 39 Corte y sellado de junta transversal de construcción con pasa juntas tipo C	97

Figura 40 Junta de expansión con dovela tipo 1.	97
Figura 41 Junta de expansión sin dovelas (tipo 2)	98
Figura 42 Disposición típica de acero de refuerzo en casos especiales	98
Figura 43 Localización en planta pasadores de carga	99
Figura 44 Localización pasadores de carga	100
Figura 10 Mapa Interactivo del Cauca - Ideam; número de días de lluvias municipio de Cajibío	108
Figura 11 Mapa Interactivo del Cauca Ideam; Temperatura media anual municipio de Cajibío	109
Figura 12 Mapa Interactivo del Cauca Ideam, Clasificación climática del municipio de Cajibío	110
Figura 13 Curva Huff para determinación del % de precipitación	116
Figura 14. Esquema del cauce natural	122
Figura 15. Cauce con la presencia de un puente	122
Figura 16. Cauce en el momento de una creciente	122
Figura 17 Localización general del proyecto	137

Listado de Fotografías

Fotografía 1 Localización específica de Proyecto. Fuente: Google Earth	6
Fotografía 2 Imagen de drone del área cultivada por Cartón Colombia y zona de confluencia entre el río Ortega y Seguengue.	7
Fotografía 3 Localización específica de Proyecto. Fuente: Google Earth	19
Fotografía 4 Riberas del río Ortega.	19
Fotografía 5 Vista del sector de ponedero alternativa 3,	20
Fotografía 6 Alternativa 1	27
Fotografía 7 Alternativa 2	28
Fotografía 8 Alternativa 3	29
Fotografía 9 Alternativa 4	30
Fotografía 10 Sector de implementación del puente	105
Fotografía 11 Sector de ubicación del puente sobre el río Ortega	105
Fotografía 12 Localización específica de Proyecto. Fuente: Google Earth	137
Fotografía 13 Río Ortega en zona de empalme con río Seguengue.	138
Fotografía 14 Área de implantación del puente	138

I LOCALIZACIÓN DEL TRAMO

Con el presente documento se hace una descripción de las dificultades y afectaciones que padecen 510 familias habitantes de 9 veredas del corregimiento de Uribe, que se encuentran aisladas y deficientemente intercomunicadas por la falta un puente sobre el Río Ortegas, así como también los beneficios socioeconómicos que tendría para estas la construcción del mismo dentro de la modalidad de obras por impuesto que diseño el gobierno nacional para los municipios ZOMAC (Zonas Más Afectadas por el Conflicto), del cual hace parte el municipio de El Tambo y otros 22 municipios dentro de la cual se encuentran Argelia, Balboa, Buenos Aires, Cajibío, Caldon, Caloto, Corinto, Florencia, Guapi, Jámbalo, López de Micay, Mercaderes, Miranda, Morales, Patía, Piamonte, Piendamó, Santa Rosa, Santander de Quilichao, Suárez, Timbiquí, Toribío.

Cartón de Colombia S.A le propone al municipio de El Tambo construir un puente sobre el Río Ortega y realizar la apertura de 4,5 Kilómetros de vía que permitirían comunicar y crear un anillo vial entre la vía actual que desde Monterredondo conduce a las localidades de Uribe – El Ramal – El Molino- El Recuerdo con la vía Monterredondo – Anayes – Seguenge – Puente Río Ortegas – Villa Nueva El Recuerdo, punto se encuentran estos dos corredores viales.

Nueve (9) veredas del municipio de los municipios de El Tambo y Cajibío permanecen aisladas por falta de un puente sobre el Río Ortegas, hecho que afecta de manera significativa la dinámica económica, social y cultural de una población estimada en 1.900 personas o 510 familias de las veredas Chaux, La Palma, El Jordán, Carrizalito, Cajones, El Recuerdo, El Molino, San Antonio y Villa Nueva, quienes a diario se ven obligadas a asumir altos costos de transporte, largas jornadas de camino a pie o en caballares para acceder al transporte público, riesgo de pérdida de sus vidas cuando se presentan incidentes de salud y/o accidentes de sus moradores. En la actualidad los habitantes de estas veredas se movilizan utilizando la vía que desde El Recuerdo conduce a Uribe y Popayán recorriendo hasta 63 Kilómetros cuando podrían tener como vía alterna la vía que de Villanueva conduce a los Anayes, Monterredondo, lo que reduciría el recorrido entre 7 y 16 Kilómetros y por ende lo haría los costos de transporte.

Por otro lado, el aislamiento de las mencionadas veredas ha propiciado que grupos armados ilegales hayan desplegado un sin número de acciones que afectaron la paz y la tranquilidad de las comunidades, propiciando el establecimiento de cultivos de uso ilícito como alternativa de generación de ingresos, hecho que solo puede superarse con la sustitución de los mencionados cultivos, inversiones sociales de impacto y el acompañamiento de Estado y las Empresas.

Construir un puente de concreto sobre el Río Ortegas, mediante la modalidad de obras por impuestos por parte de Cartón de Colombia S.A., permitirá la integración e intercomunicación de 510 familias habitantes de las veredas las veredas Chaux, La Palma, El Jordán, Carrizalito, Cajones, El Recuerdo, El Molino, San Antonio y Villa Nueva, así mismo; reducir entre 7 y 16 kilómetros la distancia de transporte desde estas veredas a la cabecera municipal y a Popayán al quedar habilitado el corredor vial que El Recuerdo – Los Anayes – Monterredondo, lo que incidirá en la reducción del costo de transporte de los productos que la región entrega al mercado y el incremento de los ingresos de las familias por la venta directa de sus productos a compradores mayoristas sin recurrir a intermediarios. Por otro lado, con la construcción del puente sobre el Río ortegas Cartón de Colombia S.A. entraría a construir los 4,2 Kilómetros de vía por la Finca Ortegas, lo que permitiría intercomunicar el corredor vial que viene de los Anayes con las veredas Villanueva y El Recuerdo, lo que posibilitará el aprovechamiento de 190 hectáreas de plantación que generarían entre 40 y 60 empleos directos y las inversiones requeridas para el mantenimiento de la vía que quedaría de uso público.

Otro beneficio directo que trae consigo la construcción de puente y la intercomunicación de la vía sería la erradicación voluntaria de cultivos de uso ilícito por parte de las familias al hacerse atractivo invertir en la ampliación de los cultivos de café, fique, caña panelera, ganado doble propósito con el acompañamiento de las instituciones del Estado que hacen presencia en el municipio.

1 DESCRIPCIÓN DE BENEFICIOS DEL PUENTE SOBRE EL RIO ORTEGAS

1.1 REDUCCIÓN DE DISTANCIAS DE TRANSPORTE

Se reducen las distancias de transporte terrestre para las veredas El Recuerdo, San Antonio, Villanueva, Chaux, La Palma y El Jordán en distancias entre 7 y 16 Kilómetros como se indica en la Tabla 1.

Tabla 1 Comparación de distancias de Recorrido Via Actual (Uribe) y Alterna con Puente Río Ortega

Recorrido	Distancia Km	Diferencia Km
Popayán – Uribe – El Recuerdo	66	- 8
Popayán – Anayes – El Recuerdo	58	
Popayán – Uribe – San Antonio	59	- 8
Popayán – Anayes – San Antonio	51	
Popayán – Uribe – Villa Nueva	63	- 16
Popayán – Anayes – Villa Nueva	47	
Popayán – Uribe - Chaux	71	- 7
Popayán – Anayes - Chaux	64	
Popayán – Uribe – La Palma	70	- 8
Popayán – Anayes _ La Palma	62	
Popayán – Uribe - Jordán	77	- 8
Popayán – Anayes - Jordán	69	

1.2 INCREMENTO DE LOS INGRESOS DE LA POBLACION POR VENTA DE PRODUCTOS A MERCADOS MAYORISTAS

Según información suministrada por el Comité Departamental de Cafeteros del Cauca en la zona hay 232 hectáreas cultivadas de café con una producción estimada de 35.227 arrobas, cuyos precios de venta en la zona oscilan entre \$ 60.000 y 70.000 pesos por arroba, precio que podría incrementarse a \$ 85.000 la arroba si el producto se llevara directamente a los compradores mayoristas en la ciudad de Popayán, lo que representaría un **aumento en los ingresos de \$ 500 a 700 Millones de pesos anuales para los productores.** Ver Tabla 2

Tabla 2 Valor comparativo de ventas de café en mercado local y mayorista en Popayán

EL TAMBO	NÚMERO DE CAFICULTORES	TEC. ENVEJECIDO HECTÁREAS	TEC. JOVEN HECTÁREAS	TRADICIONAL HECTÁREAS	TOTAL HECTÁREAS CAFE	PRODUCCIÓN ESTIMADA @	VALOR ESTIMADO DE VENTA BRUTO LOCAL \$	70.000	85.000
								VALOR ESTIMADO DE VENTA BRUTO CLIENTE DE CAFÉ POPAYÁN \$	DIFERENCIA ESTIMADA \$
EL RECUERDO	40	5	48		53	4.797	335.790.000	407.745.000	71.955.000
SAN ANTONIO	26	2	34		36	3.244	227.052.000	275.706.000	48.654.000
VILLANUEVA	61	12	58		70	6.299	440.937.000	535.423.500	94.486.500
BELLAVISTA	65	3	23		26	2.331	163.170.000	198.135.000	34.965.000
Total	65	3	23	0	26	16.671	1.166.949.000	1.417.009.500	250.060.500
CARRIZAL									
CORDILLERA	21	6	14	1	21	1.900	132.993.000	161.491.500	28.498.500
EL JORDAN	28	3	40		43	3.840	268.821.000	326.425.500	57.604.500
LA PALMA	148	43	88		131	11.759	823.158.000	999.549.000	176.391.000
LOS CAJONES	11	1	11	0	12	1.057	73.962.000	89.811.000	15.849.000
Total	208	53	153	1	206	18.556	1.298.934.000	1.577.277.000	278.343.000
Gran Total	273	56	175	1	232	35.227	2.465.883.000	2.994.286.500	528.403.500

Igual efecto se lograría con la producción y comercialización de Figue y caña panelera cuyos cultivos alcanzan 47 y 210 hectáreas respectivamente, los cuales entregados a mercados mayoristas podrían generar ingresos adicionales por valor de \$ 105 y 16 Millones de pesos adicionales respectivamente, los cuales sumados a los ingresos adicionales de café alcanzarían la suma de \$ 600 a \$ 700 Millones por cosecha por año. Ver Tablas 3 y 4

Tabla 3 Valor comparativo de ventas de panela en mercado local y mayorista en Popayán

VEREDA	NÚMERO DE PRODUCTORES	TOTAL HECTAREAS	PRODUCCIÓN ESTIMADA @	28.500	33.000	DIFERENCIA ESTIMADA \$
				VR VENTA MERCADO LOCAL \$	VR VENTA MERCADO MAYORISTA \$	
El Recuerdo	15	20	1.600	52.800.000	45.600.000	7.200.000
San Antonio	15	15	1.200	39.600.000	34.200.000	5.400.000
Villa Nueva	15	12	960	31.680.000	27.360.000	4.320.000
TOTAL	45	47	3.760	124.080.000	107.160.000	16.920.000

Tabla 4 Valor comparativo de ventas de figue en mercado local y mayorista en Popayán

VEREDA	NÚMERO DE PRODUCTORES	TOTAL HECTAREAS	PRODUCCIÓN ESTIMADA @	28.500	33.500	DIFERENCIA ESTIMADA \$
				VR VENTA MERCADO LOCAL \$	VR VENTA MERCADO MAYORISTA \$	
El Recuerdo	35	90	9.000	301.500.000	256.500.000	45.000.000
San Antonio	30	50	5.000	167.500.000	142.500.000	25.000.000
Villa Nueva	25	70	7.000	234.500.000	199.500.000	35.000.000
TOTAL	90	210	21.000	703.500.000	598.500.000	105.000.000

1.3 REDUCCIÓN DE COSTO DE FLETES

Por otro lado, la construcción del puente sobre el Río Ortigas al acortar entre 7 y 16 Kilómetros la distancia de recorrido para el transporte público y de carga, le ahorraría a la comunidad \$ 15 Millones de pesos por cosecha de café, panela y figue lo que hace más competitivos estos productos en el mercado. Ver Tabla 5.

Tabla 5 Costo comparativo de fletes vía actual (Uribe) y Nueva (por Anayas)

Producto	Cantidad @	Flete Actual \$/@	Nuevo Flete \$/@	Ahorro \$
Café	35.227	44.033.625	35.226.900	8.806.725
Panela	3.760	4.700.000	3.760.000	940.000
Fique	21.000	26.250.000	21.000.000	5.250.000
	59.987	74.983.625	59.986.900	14.996.725

1.4 NUEVAS INVERSIONES DE CARTÓN DE COLOMBIA Y GENERACIÓN DE EMPLEO

Además de la inversión en la construcción del puente que alcanzaría una suma estimada de \$ 600 Millones de pesos, la compañía adicionalmente invertiría otros \$ 600 Millones de pesos en la construcción aproximadamente de 4.5 Kilómetros de vía para conectar el anillo vial al que se hizo referencia con anterioridad. Por otro lado, la compañía una vez construido el puente y conectado el anillo vial iniciaría la cosecha de 190 hectáreas de plantaciones de las fincas ubicadas entre la Vereda Villanueva y Seguenge lo que le permitiría **generar entre 40 y 60 empleos directos** y la destinación de recursos para el mantenimiento de tramo comprendido entre la vereda Villanueva y Monterredondo lo que redunda en ahorros para el municipio y mejoramiento de la movilidad de todas las comunidades.

1.5 SUSTITUCIÓN DE CULTIVOS ILÍCITOS

La construcción del puente sobre el Río Ortigas mejora la accesibilidad de todos los actores del municipio las veredas que están parcialmente incomunicadas, lo que redunda en un desestimulo a la permanencia cultivos de uso ilícito y a cambio estimula las ampliaciones de las líneas productivas licitas que traen progreso y desarrollo a zona.

1.6 MAYOR INTEGRACIÓN SOCIAL Y COMUNITARIA

Al mejorarse la comunicación vía terrestre entre las 9 veredas de este sector del Corregimiento de Uribe, se logra una mayor integración comunitaria al favorecerse la realización de eventos culturales, deportivos, hecho que redunda el fortalecimiento del Capital Social, el cual se haya fracturado por efectos del conflicto armado y el aislamiento de la comunidad.

2 ESTUDIO DE TRÁNSITO, CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

2.1 PROCESO DE DISEÑO

2.1.1 Trabajos de Campo

A continuación, los mapas de localización general y específica, que nos ofrecen la visión de la ubicación del río donde se ejecutarán las obras de construcción del puente sobre el río Ortega, municipio del Tambo.

Figura 1 Localización general del proyecto

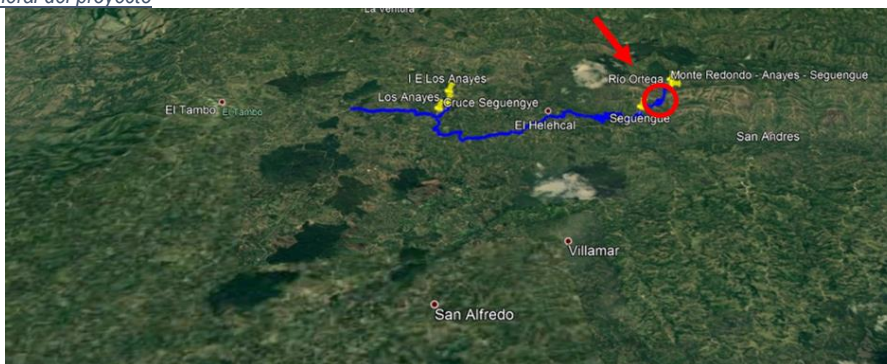


Figura 2 Anillo vial Monterredondo-Uribe-El Recuerdo-Puente Ortega

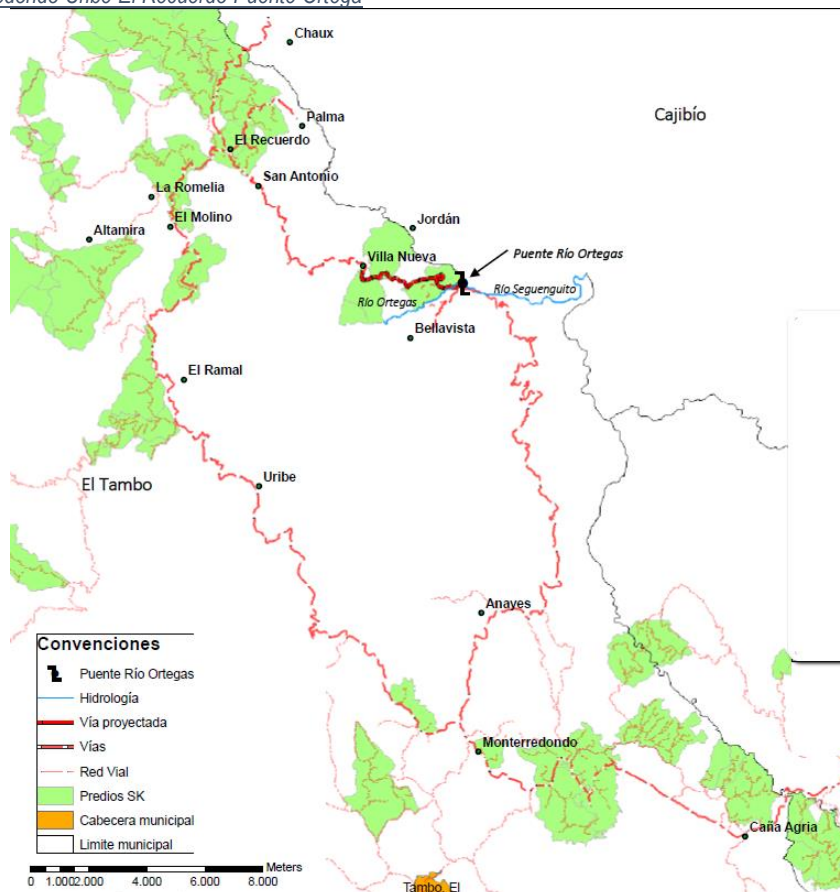


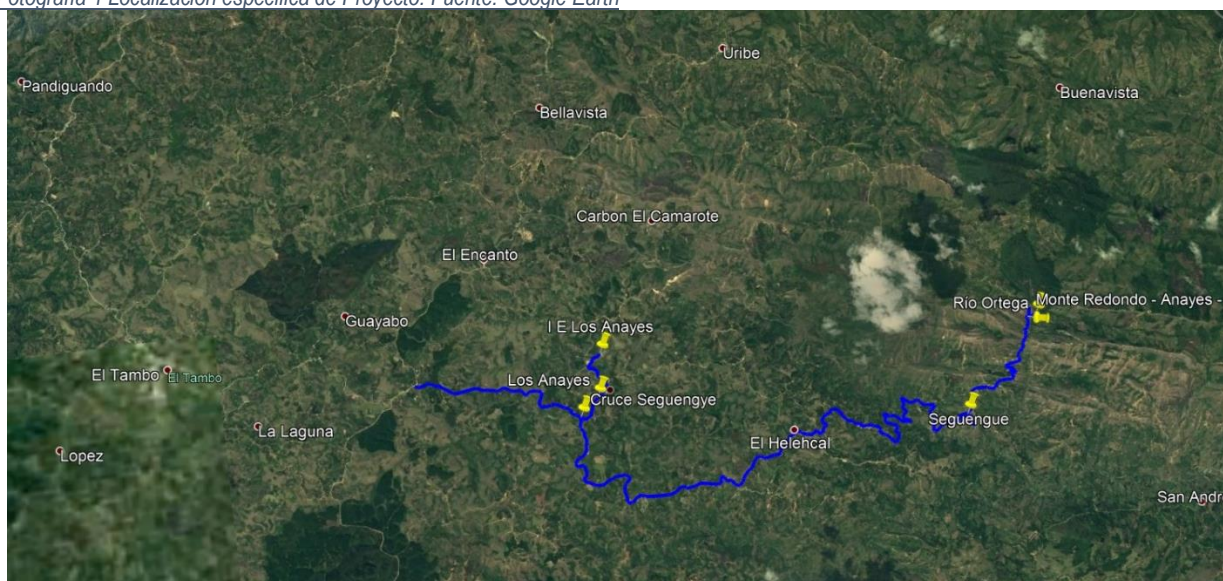
Tabla 6 Distancias entre veredas y capital

Ruta	Distancia Km
Popayán - Uribe - El Recuerdo	66
Popayán - Anayes - El Recuerdo	58
Popayán - Uribe - San Antonio	59
Popayán - Anayes - San Antonio	51
Popayán - Uribe - Villa Nueva	63
Popayán - Anayes - Villa Nueva	47
Popayán - Uribe - Chaux	71
Popayán - Anayes - Chaux	64
Popayán - Uribe - La Palma	70
Popayán - Anayes - La Palma	62
Popayán - Uribe - Jordán	77
Popayán - Anayes - Jordán	69

Se hace necesario la construcción de un puente sobre el río Ortega, para conectar la vereda de Seguengue, San Antonio, El Recuerdo y Villanueva ubicadas en el noroccidente del municipio con Monterredondo sin pasar por Uribe, y así poder ahorrar tiempos de viaje y costos de desplazamiento, tanto de pasajeros, estudiantes y productos agropecuarios. El sector del puente presenta una topografía de terreno montañoso escarpado con elevadas pendientes transversales y longitudinales, con la construcción del puente se mejorarán las condiciones de calidad de vida de los habitantes de la zona de influencia, disminuyendo los tiempos de sus trayectos a Popayán, y costos de operación y mantenimiento de sus vehículos y motos, además de mejorar las condiciones económicas del sector, por los cultivos de madera.

Para los habitantes del Recuerdo se recorta la distancia en 8km; para los habitantes de Villa nueva hay una disminución de 16km, que para una superficie de rodadura en afirmado es un ahorro de una hora de viaje en temporada seca y casi dos horas en temporada de lluvias. Además disminuye los costos de transporte de los camiones de Cartón Colombia que extrae madera de El Recuerdo y Villanueva.

Fotografía 1 Localización específica de Proyecto. Fuente: Google Earth



El ancho promedio de la sección del río es de 25 a 30m, se encuentra rodeado de una topografía escarpada y bosque abundante en el costado izquierdo en el avance de sus aguas. La carretera de acceso por los lados de Seguengue, tiene una sección promedio de 5m, se encuentra en afirmado de regular estado superficial con muchos baches a

causa de la falta de obras de drenaje, con taludes bastante altos de más de 10 metros en suelos con presencia de rocas.

Este sector es donde el cauce es más angosto y recto, cruce propuesto para la alternativa 3, en frente se observa el cultivo de madera, la imagen fue tomada de uno de los carreteables del lado de Seguengue, donde se puede visualizar las altas pendientes del terreno, la vegetación del lado derecho de pastos y la izquierda de bosques.

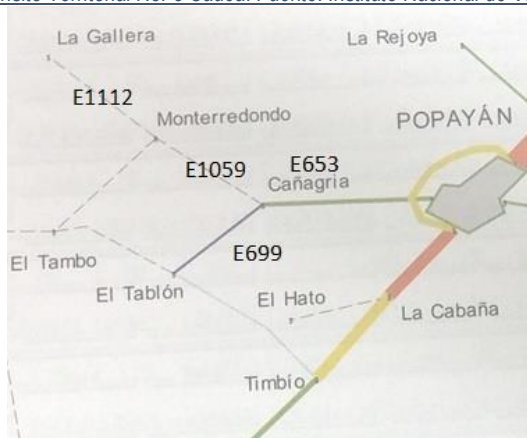
Fotografía 2 Imagen de dron del área cultivada por Cartón Colombia y zona de confluencia entre el río Ortega y Seguengue.



2.1.2 Tasa de crecimiento

La estimación de la tasa de crecimiento del segundo escenario, se hace mediante el análisis de series históricas para el presente estudio. De acuerdo con la información del Instituto Nacional de Vías (INVIAS), se cuenta con los Volúmenes de Tránsito 2017 en donde se presentan los volúmenes, la composición de tránsito en porcentaje de autos, buses y camiones en su orden.

Figura 2 Estaciones - Volúmenes de Tránsito Territorial No. 8 Cauca. Fuente: Instituto Nacional de Vías. "Volúmenes de Tránsito". 2017



Estaciones de aforo en la zona de influencia (ver Figura 2) que se tendrán en cuenta para el análisis del tránsito:

1. 653 Cañagria – Popayán (vía al Tambo)
2. 699 El Tablón – Cañagria

Las primeras dos estaciones se analizaron para proyectar el tránsito por el ramal que pasa por Uribe. Se calcula la tasa de crecimiento del tránsito de los últimos 20 años, desde 1997 hasta el 2017, para adoptar esa misma tasa de crecimiento a la proyección del tránsito que circula por ese sector. La estación de Monterredondo – La Gallera tiene datos de la serie histórica de Invias hasta el año 2006, sin embargo, se usará de referencia para la comparación del tránsito promedio diario asumido del tramo El Recuerdo-Anayes.

3. 1059 Cañagria-Monterredondo
4. 1112 Monterredondo – La Gallera

Las estaciones 3 y 4 se toman como referencia para comparar el TPD actual obtenido como porcentaje de los aforos, verificando que el TPD obtenido para el puente de Ortega, esté cercano a esos valores y sean consistentes, así como los porcentajes de distribución vehicular.

Tabla 7 Series Históricas y Composición de Tránsito Promedio Diario Semanal - Territorial Cauca. Fuente: Instituto Nacional de Vías. "Volúmenes de Tránsito". 2017

EST No.	PR DE LA ESTACIÓN	SECTOR	COD VIA	LONG (KM)	SERIE HISTÓRICA Y COMPOSICIÓN DEL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO TERRITORIAL CAUCA										
					1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	
653		CAÑAGRIA-POPAYAN	2 001	15	969	1 090	628	1 029	744	952	935	1 014	1 224	1 143	
699	32+0500	EL TABLON - CAÑAGRIA	2 001	13	70-10-20 322	69-11-20 456	71-11-18 363	73-09-18 440	58-14-28 357	74-11-15 384	48-14-38 351	54-31-15 390	75-14-11 562	76-13-11 623	
1059		CAÑAGRIA-MONTERREDONDO		10	54-28-18 107	54-22-24 101	65-24-11 39	69-24-07 92	68-23-09 76	59-30-11 79	68-05-27 73	66-23-11 95	82-08-10 105	54-25-21 70	
1112		MONTERREDONDO-LA GALLERA		57	44-06-50 108	45-09-46 126	40-05-55 55	52-11-37 114	38-11-51 71	38-02-60 65	39-06-55 62	34-02-64 53	54-04-42 140	37-04-59 71	
1138		EL TAMBO-MONTERREDONDO		6	53-03-44 76	46-13-41 74	53-08-39 33	48-07-45 54	44-17-39 20	47-27-26 38	55-08-37 37	64-13-23 111	81-09-10 387	47-20-33 44	
					63-01-36	57-09-34	75-16-09	70-10-20	83-08-09	62-18-20	63-08-29	73-14-13	79-12-09	76-08-16	

EST No.	PR DE LA ESTACIÓN	SECTOR	COD VIA	LONG (KM)	SERIE HISTÓRICA Y COMPOSICIÓN DEL TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO TERRITORIAL CAUCA										
					2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
653		CAÑAGRIA-POPAYAN	2 001	15	2 867	1 326	1 681	1 988	1 265	4 238	1 480	1 796	1 563	SD	1 776
699	32+0500	EL TABLON - CAÑAGRIA	2 001	13	75-13-12 1 427	81-09-10 621	68-25-07 857	63-25-12 1 139	83-06-11 632	74-10-16 582	66-21-13 824	72-14-14 886	76-07-17 837	SD	1 006
1059		CAÑAGRIA-MONTERREDONDO		10	81-03-16	73-19-08	64-24-12	59-23-18	70-20-10	72-20-08	64-16-20	74-16-10	76-14-10		75-13-12
1112		MONTERREDONDO -LA GALLERA		57											
1138		EL TAMBO-MONTERREDONDO		6											

Tabla 8 Series Históricas de Estaciones E699 Y E653

AÑO	E699	E653
1 997	322	969
1 998	456	1 090
1 999	363	628
2000	440	1029
2 001	357	744
2002	384	952
2 003	351	935
2004	390	1014
2 005	562	1 224
2006	623	1143
2 007	1 427	2 867
2008	621	1326
2 009	857	1 681
2010	1139	1988
2 011	632	1 265
2012	582	4238
2 013	824	1 480
2014	886	1796
2 015	837	1 563
2016		
2 017	1 006	1 776

Figura 3 Serie histórica Estación El Tablón-Cañagria. Tasa de crecimiento del 3.5% para la Estación 699 El Tablón – Cañagria

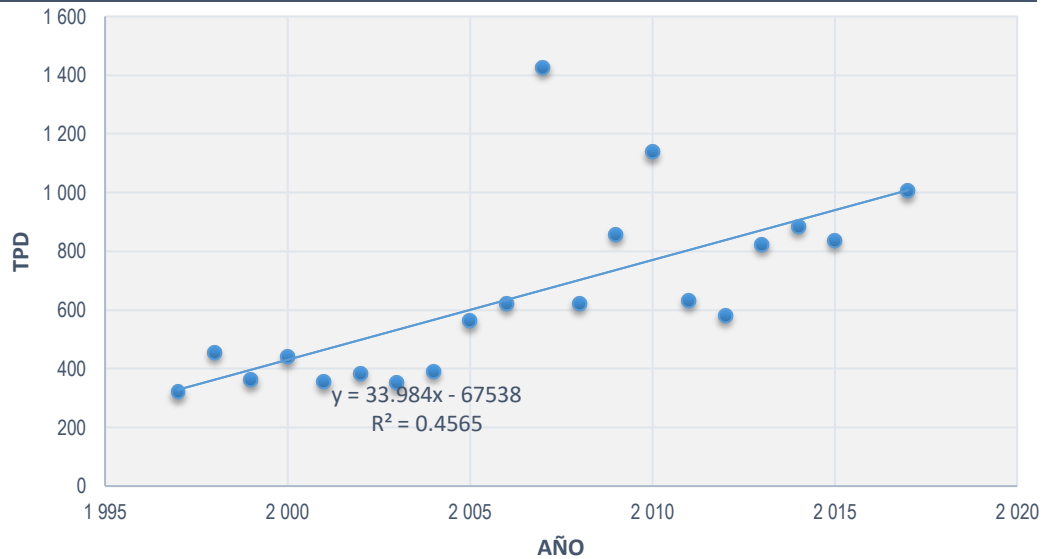
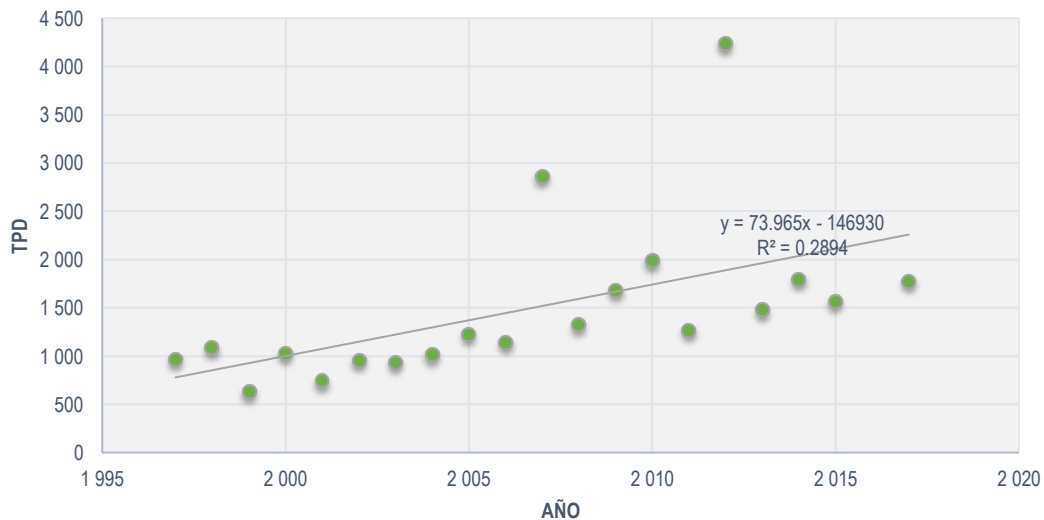


Figura 4 Serie histórica Estación Cañagria – Popayán. Tasa de crecimiento del 3.4% para la Estación 653 Cañagria- Popayán



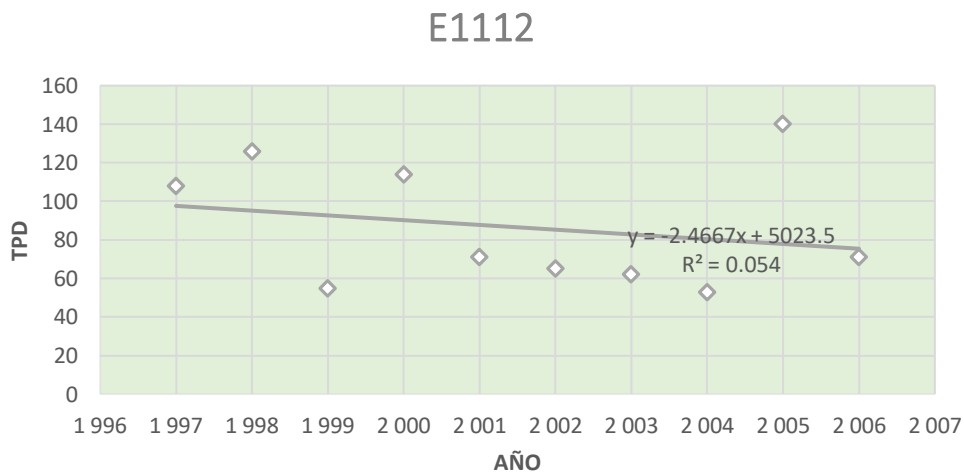
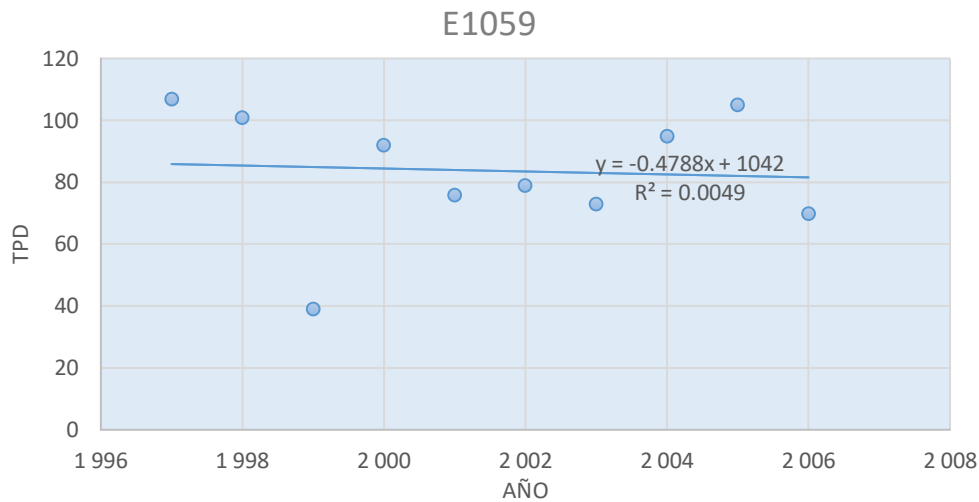
Las series históricas de las estaciones E699 y E653 tienen una tasa de crecimiento de 3.5% en promedio. El criterio de selección de la tasa de crecimiento como se comentó antes, es seleccionar la tasa del escenario más optimista, en ese orden de ideas, se decide asignar para la proyección del tránsito que pasa por el ramal de Uribe, una tasa de crecimiento acorde al crecimiento económico del departamento, para el caso del centro poblado de Uribe se usó el 7% anual.

A continuación, la serie histórica y tasa de crecimiento de las estaciones 1059 y 1112

Tabla 9 Series Históricas de Estaciones E1059 Y E1112

AÑO	E1059	E1112
1,997	107	108
1,998	101	126

1,999	39	55
2000	92	114
2,001	76	71
2002	79	65
2,003	73	62
2004	95	53
2,005	105	140
2006	70	71



Según la serie histórica de aforos Invias el ramal de Monterredondo – Seguengue, tiene una tasa de crecimiento negativa, por lo cual se decide no tenerla en cuenta para nuestra proyección de tránsito para la construcción del puente del Rio Ortega. Utilizaremos como base el tránsito obtenido en el ramal de Uribe, dado que una vez se construya el puente se completará el anillo vial y el tránsito de El Recuerdo y Villanueva pasará por el puente y no por Uribe, habrá una desviación del tránsito para llegar a Monterredondo.

Según los conteos vehiculares se obtuvo un TPD de referencia de 102 Vehículos/día, con una composición vehicular de 32% automóviles, 19% buses y 49% camiones. Para el caso del tránsito por el puente de Ortega

se trabajara con una parte de este tránsito, se consideran solo los vehículos que se dirigen a El Recuerdo y Villanueva. De los predios que son propiedad de Smurfit carton Colombia en el Tambo en el noroccidente, se distribuyen 50% para el ramal de Uribe y 50% para el ramal de Anayes, de donde se obtiene para nuestra proyección un TPD de 51 Vehículos/día.

Con las variables definidas anteriormente se calcula el Tránsito proyectado a un año que luego se ajusta con los factores de Distribución Direccional (FD) y Factor de Distribución Por Carril (FC).

2.1.3 Tránsito actual

Los métodos usuales para el diseño de pavimentos asfálticos para vías de tránsito bajo a medio, consideran la variable tránsito en términos de repeticiones de ejes patrones de diseño, generalmente ejes sencillos de 8.2 toneladas, cuya valoración con cierto grado de confiabilidad exige el conocimiento de la magnitud de las cargas pesadas circulantes, a efectos de establecer su respectiva equivalencia con el eje patrón de diseño. Debido a que las vías en estudio corresponden a bajo tránsito, la proyección del tránsito se expresará en función de los vehículos pesados que circulen por la misma. Para el caso del puente de Ortega donde el pavimento futuro será flexible se calculará número de ejes equivalentes.

En la Tabla 10 se resume la distribución del tránsito Promedio Diario Semanal obtenido de los aforos (ver anexo 1)

Tabla 10 Resumen de los aforos vehiculares

DIA	TPD (12 HORAS) SEMANAL										TOTAL	
	AUTOS	BUSES	BUSETAS	MOTOS	CAMIONES						TOTAL	TOTAL
					C2p	C2g	C3	C4	C5	>C5		
1	25	4	8	610	15	7	22	0	2	0	46	83
2	15	11	4	572	29	3	18	0	4	0	54	84
3	81	17	7	1321	43	7	37	0	2	0	89	194
4	23	16	15	598	15	8	2	0	0	0	25	79
5	17	7	7	685	21	14	0	0	2	0	37	68
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TPD	32	11	8	757	25	8	16	0	2	0	50	102
COMP VEH %	30%	10%	8%		24%	8%	16%	0%	2%	0%	52%	

El día viernes, día de mercado en Uribe, fue la mayor afluencia vehicular, el 52% de los vehículos son camiones, que en su mayoría son de 2 y 3 ejes.

El TPD en el sitio de aforo es de 102 Vehículos/día, con una composición vehicular de 30% automóviles, 18% buses y 52% camiones.

Para los diseños del puente rio Ortega se trabajara con el 50% del TPD, correspondiente al ramal de Anayes, para el cual es de 52 Vehículos/día, con una composición vehicular de 30% automóviles, 18% buses y 52% camiones.

2.1.4 Procesamiento de Datos: pronóstico de la demanda futura de tránsito

Se parte de los análisis de información secundaria orientado a identificar las condiciones tanto socio - económicas del área del proyecto y de su contexto departamental, como flujos de tránsito de los sectores viales

involucrados. Tales análisis son el soporte de las estimaciones del tránsito actual y de las proyecciones del mismo, toda vez que, los flujos de tránsito responden de manera más o menos directa a las tendencias de crecimiento de indicadores económicos.

2.1.4.1 Tránsito atraído

Dado que las tasas de crecimiento de las carreteras de la zona de influencia y el tramo Cañagria-Monterredondo- La Gallera, resultado con crecimiento negativo según la serie histórica, se considera que esa tasa de crecimiento no aplica para el puente Ortega y se usaran los datos de aforos de la carretera del paso Uribe.

Para el tránsito atraído se aplica el criterio del Instituto de Ingenieros de Estados Unidos que señala que el tránsito atraído se le asignan porcentajes entre el cinco (5) y el veinticinco por ciento (25%) del tránsito normal, con un período de aparición de uno o dos años después de dar a servicio el proyecto.

Para el este caso y dado que no se puede tener certeza sobre la asignación del tránsito por la construcción de rutas paralelas, se adopta un valor del 100% del tránsito normal en el supuesto que el ramal por Uribe sea cerrado por alguna eventualidad y todo el tránsito se desvíe por el puente de Ortega, buscando salir por Anayes para llegar a Monterredondo, siendo el escenario mas pesimista y que nos genera mayor cantidad de ejes equivalentes para el diseño del pavimento. Ver anexo 4.

2.1.4.2 Tránsito generado

Corresponde al tránsito que es causado por el desarrollo económico en la zona de influencia de la vía, como consecuencia directa de la ejecución del proyecto. Para este análisis se tomará como base la información suministrada en la Tabla 11, que se presenta a continuación.

Tabla 11 PORCENTAJE DE TRÁNSITO GENERADO COMO FUNCIÓN DEL TRÁNSITO NORMAL. Fuente: Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos para Vías con Bajos Volúmenes de Tránsito del Instituto Nacional de Vías

Clasificación del área del proyecto	Poblacion beneficiada, hab.	Porcentaje de tránsito generado como función del tránsito normal
Área con potencial minero alto	Menos de 5000	3.0
	5000 o más	6.0
Área con potencial turístico alto	Menos de 5000	2.0
	5000 o más	3.5
Área con bajo potencial de desarrollo		1.5

El tránsito generado estará compuesto por camiones C3 los cuales transportan la carga de los cultivos de café, madera, y ganadería.

Tabla 12 Tránsito atraído y generado

	%	AUTOS	BUSES	BUNETAS	CAMIONES						TPD
					C2P	C2G	C3	C4	C5	> C5	
ATRAÍDO	100%	16	6	4	13	4	8	0.0	1	0.0	52
GENERADO	%				CAMIONES						TPD
					C2P	C2G	C3	C4	C5	> C5	TOTAL

	6.0%	0	0	0	0	0	3	0	0	0	3
--	------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Tabla 13 Tránsito de año base 2020 sumando los anteriores tránsitos (ver anexo 4)

TRANSITO PROMEDIO DIARIO (TPD) ACTUAL											
+ 7% TASA DE CRECIMIENTO + 100% TRÁNSITO ATRAÍDO + 6% TRÁNSITO GENERADO + 0% ALT. + 0% COND. CNT											
	AÑO	AUTOS	BUSES	BUSETAS	CAMIONES						TPD TOTAL
					C2P	C2G	C3	C4	C5	> C5	
TPD	2020	34	13	8	28	8	20	0	2	0	113
COMPOSICIÓN		30%	10.4%	8%	23%	8%	20%	0%	2%	0%	

2.2 CUANTIFICACIÓN DEL TRÁNSITO FUTURO

Conociendo la tasa de crecimiento anual (r), se acumula el tránsito calculado para los años del periodo de diseño (n), utilizando la expresión:

$$\text{TPD}_{\text{futuro acumulado}} = (\text{TPD}_{\text{actual}} \times 365) \times \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

De acuerdo con las características del proyecto se asume una tasa de crecimiento de 7 % y un periodo de diseño hasta de 20 años, donde: $r = 7\%$, $n = 20$ años

En la Tabla 15 aparece el TPD futuro acumulado para diferentes periodos de diseño hasta los 20 años.

2.2.1 Corrección del Tránsito proyectado con base en el nivel de confianza deseado

Assumiendo una distribución normal para la diferencia del tránsito real con el estimado, se puede establecer el parámetro Z_r que asegura el nivel de confianza deseado. En la Tabla 14 se muestran los valores de Z_r para diferentes niveles de confianza.

Tabla 14 Valores del parámetro Z_r . Fuente: Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos para Vías con Bajos Volúmenes de Tránsito

Confiabledad	Z_r
70%	0.524
75%	0.674
80%	0.842
85%	1.036
90%	1.282
95%	1.645
96%	1.751
97%	1.881
98%	2.055
99%	2.328

Para garantizar una confiabilidad del 90% se tiene que el parámetro Z_r es de 1.282.

2.2.2 Resultados

Tabla 15 Distribución del tránsito (acumulado en los 20 años)

No. AÑOS PERIODO DE DISEÑO (n)	AÑO	AUTOS		BUSES		CAMIONES						TPD	
		TASA	TPD	TASA	TPD	TASA	C2P	C2G	C3	C4	C5	> C5	TOTAL (*)
	2019		16		10		13	4	8	0	1	0	52
1	2020	7.0%	34	7.0%	21	7.0%	28	8	20	0	2	0	113
2	2021	7.0%	36	7.0%	23	7.0%	29	9	21	0	2	0	121
3	2022	7.0%	39	7.0%	24	7.0%	32	10	23	0	2	0	130
4	2023	7.0%	42	7.0%	26	7.0%	34	10	25	0	3	0	139
5	2024	7.0%	44	7.0%	28	7.0%	36	11	26	0	3	0	149
6	2025	7.0%	48	7.0%	30	7.0%	39	12	28	0	3	0	159
7	2026	7.0%	51	7.0%	32	7.0%	41	13	30	0	3	0	170
8	2027	7.0%	54	7.0%	34	7.0%	44	14	32	0	3	0	182
9	2028	7.0%	58	7.0%	36	7.0%	47	15	35	0	4	0	195
10	2029	7.0%	62	7.0%	39	7.0%	51	16	37	0	4	0	208
11	2030	7.0%	67	7.0%	42	7.0%	54	17	40	0	4	0	223
12	2031	7.0%	71	7.0%	45	7.0%	58	18	42	0	4	0	239
13	2032	7.0%	76	7.0%	48	7.0%	62	19	45	0	5	0	255
14	2033	7.0%	82	7.0%	51	7.0%	66	20	48	0	5	0	273
15	2034	7.0%	87	7.0%	55	7.0%	71	22	52	0	5	0	292
16	2035	7.0%	94	7.0%	58	7.0%	76	23	55	0	6	0	313
17	2036	7.0%	100	7.0%	63	7.0%	81	25	59	0	6	0	335
18	2037	7.0%	107	7.0%	67	7.0%	87	27	63	0	7	0	358
19	2038	7.0%	115	7.0%	72	7.0%	93	29	68	0	7	0	383
20	2039	7.0%	123	7.0%	77	7.0%	100	31	73	0	8	0	410

2.2.3 Cuantificación del tránsito en términos de ejes equivalentes

2.2.3.1 Determinación del Factor Daño para vehículos comerciales

De los pesajes de vehículos comerciales adelantados a nivel nacional durante el periodo 2000-2017 se obtuvieron los factores daño por tipo de camión para vehículos cargados que muestra la Tabla 16, los cuales serán utilizados para efectos del diseño, ya que se no se cuenta con la posibilidad de hacer un análisis particular de cargas por ejes mediante pesajes.

Tabla 16 Factores Daño

Tipo de Vehículo	Factor Daño
Autos	0
Buses Actuales	1
C2P	1,01
C2G	2,72
C3	3,72
C4	3,72
C5	4,88
>C5	5,23

Fuente: Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos para Vías con Bajos Volúmenes de Tránsito

2.2.3.2 Estimación del número de ejes equivalentes de 8.2 Toneladas en el carril de diseño

El tránsito para el diseño de pavimentos flexibles se determina mediante la multiplicación del número de vehículos que se esperan transiten en el periodo de diseño por el factor daño de cada vehículo. A partir de los

datos del tránsito promedio diario esperado para cada año del periodo de diseño, se calcula el número de ejes equivalentes de 8.2 Toneladas por tipo de vehículo pesado, utilizando la siguiente expresión:

$$N_i = 365 * C_i * F_i * F_d$$

Donde:

N_i = Numero de ejes equivalentes de 8.2 Toneladas en el Año i

C_i = Cantidad de vehículos comerciales diarios (TPD) del tipo i

F_i = Factor daño de vehículo comercial Tipo i

F_d = Factor de Distribución Direccional

Para el cálculo del tránsito equivalente por carril de diseño, se determina la distribución porcentual de vehículos pesados de acuerdo con las características particulares de las condiciones de tránsito en la vía en estudio

Tabla 17 Resumen Evaluación de la Variable Tránsito para Diseños de Pavimentos Flexibles

No. AÑOS PERIODO DE DISEÑO (n)	AÑO	BUSES		CAMIONES												TOTAL EJES EQUIVALENTES
		FD	1.00	C2P		C2G		C3		C4		C5		> C5		
		TP D	EJES	TP D	EJES	TP D	EJES	TP D	EJES	TP D	EJES	TP D	EJES	TP D	EJES	
1	2020	21	3869	28	5734	8	5324	20	13779	0	0	2	1702	0	0	30,408
2	2021	23	4140	29	6135	9	5696	21	14743	0	0	2	1822	0	0	32,536
3	2022	24	4430	32	6565	10	6095	23	15775	0	0	2	1949	0	0	34,814
4	2023	26	4740	34	7024	10	6522	25	16880	0	0	3	2085	0	0	37,251
5	2024	28	5071	36	7516	11	6978	26	18061	0	0	3	2231	0	0	39,858
6	2025	30	5426	39	8042	12	7467	28	19326	0	0	3	2388	0	0	42,649
7	2026	32	5806	41	8605	13	7990	30	20678	0	0	3	2555	0	0	45,634
8	2027	34	6213	44	9207	14	8549	32	22126	0	0	3	2734	0	0	48,828
9	2028	36	6648	47	9852	15	9147	35	23675	0	0	4	2925	0	0	52,246
10	2029	39	7113	51	10541	16	9787	37	25332	0	0	4	3130	0	0	55,904
TOTAL EJES EQUIVALENTES DE 8.2 TONELADAS EN EL CARRIL DE DISEÑO (PERIODO 10 AÑOS)																420,129

2.2.3.3 Determinación del espectro de cargas para diseño de pavimentos rígidos

Para el proyecto de diseño de pavimentos rígidos mediante el método del PCA, se hace la separación por cada tipo de eje, tomando como criterio la configuración de los vehículos y sus respectivos pesos máximos por eje definidos por el ministerio del transporte.

En la determinación de la cantidad de ejes se toman las mismas consideraciones de funcionamiento del sistema y la distribución en las diferentes calzadas y carriles. Los datos se distribuyen por tipo de eje y por peso. Los resultados de las repeticiones por tipo de ejes se encuentran calculados en el Anexo 4 (Procesamiento y Análisis de Información – Espectro de cargas)

Tabla 18 Resumen Evaluación de la Variable Tránsito para Diseños de Pavimentos Rígidos. Fuente: Elaboración propia

EJES SENCILLOS					EJES TÁNDEM	EJES TRÍDEM
3 Ton	3,5 Ton	6 Ton	8,2 Ton	11 Ton	22 Ton	24 Ton
206,195	158,612	435,733	158,612	63,445	181,954	0

2.3 ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

Para la determinación de la capacidad y nivel de servicio, se emplea la metodología Invias 2016, en este caso el software usado para el diseño geométrico TOPO3 tiene incorporadas las tablas de cada factor, y mediante este programa también se ejecuta la simulación, una vez incorporemos los datos de geometría y tránsito actual.

Para la simulación del flujo vehicular se tomó el conteo vehicular del día 3, correspondiente al 13 de septiembre de 2019, día viernes de mercado con el mayor tránsito diario según los aforos de campo, de la estación de conteo de Uribe.

Figura 5 Pantalla de Simulación



En la pantalla de simulación se observa los carriles de la vía, los vehículos a medida que van pasando con su diferente etiqueta de categoría, la geometría en planta y las zonas de no sobrepasso, se asignan las horas para la simulación y se procede a generar las estadísticas.

Los resultados de simulación se presentan en el anexo 5, a continuación, los valores finales:

- Capacidad: 1833
- Nivel de servicio: C

Definición según Invias: Nivel de servicio C significa que el flujo todavía es estable y se presentan restricciones de geometría y pendiente. No existe libertad para conducir con la velocidad deseada dentro de la corriente vehicular, al ocurrir interferencias frecuentes con otros vehículos, o existir condiciones de vía más defectuosas. El nivel general de libertad y comodidad que tiene el conductor es deficiente.

Como se puede apreciar en los cálculos presentados, en cuanto a Capacidad no existen mayores inconvenientes y para el tramo principal analizado la relación Volumen/ Capacidad se encuentra por debajo del 10% para el mediano plazo (10 años), según la Tabla 15 Distribución del tránsito (acumulado en los 20 años)

El panorama en cuanto al Nivel de Servicio, índice que mide las condiciones que en cuanto a comodidad y seguridad van a encontrar los conductores en el trayecto, se presenta un Nivel de Servicio "C", desde el inicio del proyecto y se preserva para los próximos veinte años. Esta situación está por fuera de los parámetros que describen un nivel de servicio "C" que según la teoría, se presentarían largas filas y dificultades en el adelantamiento, sin embargo para este caso en particular las condiciones operacionales no afectan en forma determinante del nivel de servicio sino que este bajo nivel se presenta por las restricciones geométricas, debido al ancho de carril, ancho de berma, presencia de puente, así como la curvatura que no permite amplios trayectos con longitud adecuada de adelantamiento, situación que difícilmente se puede solucionar por lo menos en el mediano plazo, ya que el proyecto no contempla mejoramiento de entretangencias, con el fin de no generar sobrecostos en movimiento de tierras y obras de contención.

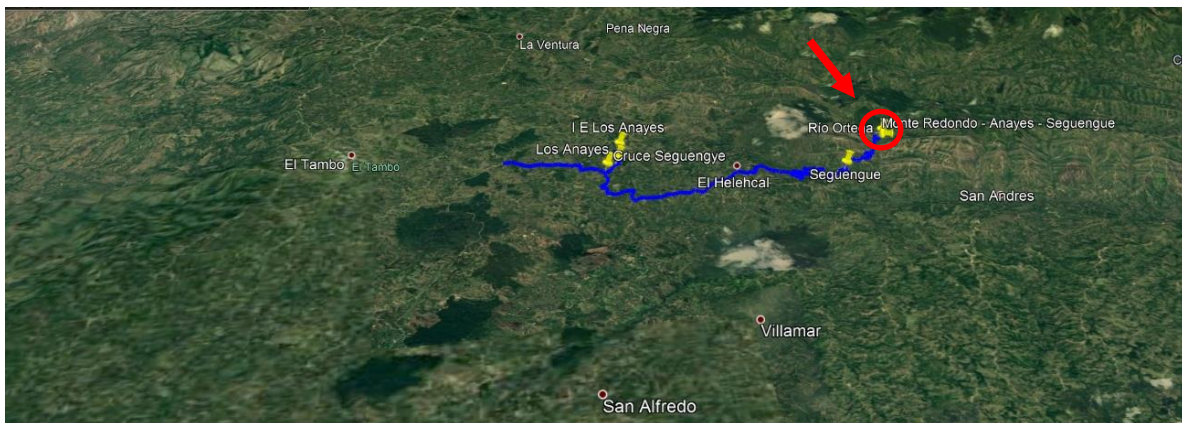
3 ESTUDIO DE DISEÑO GEOMÉTRICO Y SEÑALIZACIÓN

3.1 PROCESO DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

3.1.1 Localización del tramo

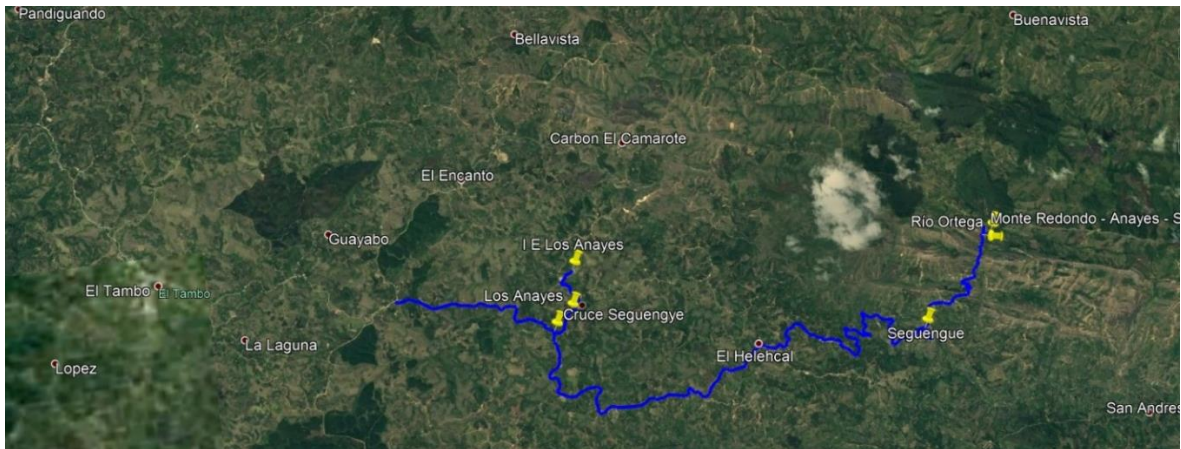
A continuación, los mapas de localización general y específica, que nos ofrecen la visión de la ubicación del Río Ortega donde se realizara la construcción del puente y trazado de alternativas de diseño geométrico para empalmar con las vías existentes.

Figura 6 Localización general del proyecto



Se hace necesario la construcción de un puente sobre el río Ortega, para conectar la vereda de Seguengue en el sector norte con el sector occidental y las veredas de Buenavista, el sector del puente presenta una topografía de terreno montañoso escarpado con elevadas pendientes transversales y longitudinales, con la construcción del puente mejorar las condiciones de calidad de vida de los habitantes de la zona de influencia, disminuyendo los tiempos de viaje, y costos de operación, además de mejorar las condiciones económicas del sector, por los cultivos de madera.

Fotografía 3 Localización específica de Proyecto. Fuente: Google Earth



Fotografía 4 Riberas del río Ortega.



El ancho promedio de la sección del río es de 25 a 30m, se encuentra rodeado de una topografía escarpada y bosque abundante en el costado izquierdo en el avance de sus aguas. La carretera de acceso por los lados de Seguengue, tiene una sección promedio de 5m, se encuentra en afirmado de regular estado superficial con muchos baches a causa de la falta de obras de drenaje, con taludes bastante altos de más de 10 metros en suelos con presencia de rocas.

Fotografía 5 Vista del sector de ponedero alternativa 3.



Este sector es donde el cauce es más angosto y recto, cruce propuesto para la alternativa 3, en frente se observa el cultivo de madera, la imagen fue tomada de uno de los carretables del lado de Seguengue, donde se puede visualizar las altas pendientes del terreno, la vegetación del lado derecho de pastos y la izquierda de bosques.

3.1.2 ELEMENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO DE LAS ALTERNATIVAS

Todo proyecto de diseño geométrico, depende básicamente de las siguientes características: físicas y topográficas del área de influencia, dimensionales y operativas de los vehículos que transitan por ella, y características del tránsito vehicular y de la velocidad; estos factores determinan los llamados parámetros de diseño, que son determinantes para el desarrollo del estudio.

En este aparte se hace referencia a la determinación de estos parámetros para el diseño de la calzada, teniendo como base principal el Manual de diseño Geométrico de carreteras, así como estudios de Tránsito, topografía, geología y ambiental desarrollados para este proyecto

3.1.2.1 Parámetros de diseño

Los criterios y parámetros de diseño geométrico son los que definen los elementos de los alineamientos vertical y horizontal, de manera que brinden funcionalidad, comodidad y seguridad al usuario. De allí la importancia de realizar un análisis detallado de todos los factores que influyen en la determinación de los mismos, con el fin de obtener resultados que sean acordes al área de influencia directa del proyecto.

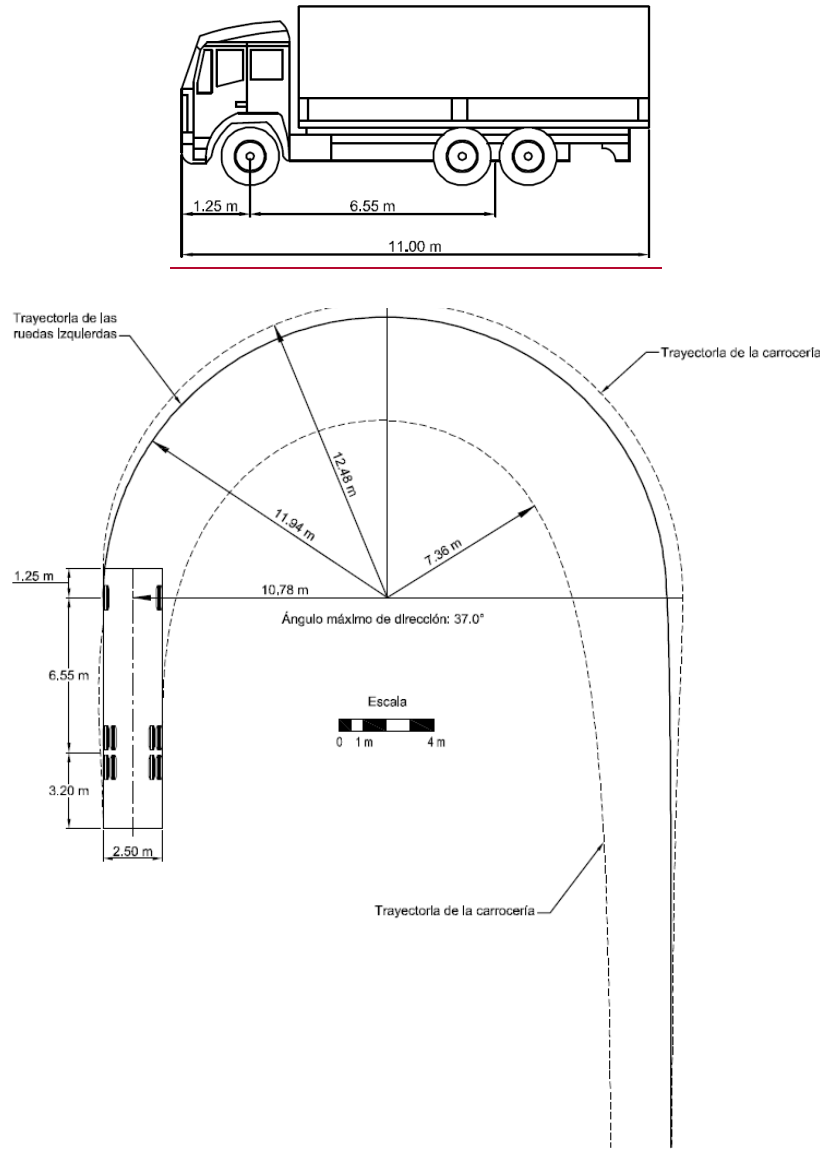
3.1.2.2 Vehículo de diseño

El vehículo de diseño, es un vehículo que se selecciona de manera que representa un porcentaje significativo del tránsito que circula por la vía.

Las características de los vehículos, especialmente sus dimensiones y separación entre ejes son factores que determinan el tipo de vehículo que interviene en el diseño geométrico de una vía; de acuerdo con el tipo de vehículo, se obtiene el radio de giro, sobreechanco de la curva, gálibos mínimos y visibilidad entre otros.

Para el diseño geométrico del tramo vial y teniendo en cuenta el estudio de Tránsito, se elige como vehículo de diseño la categoría 3 (Camión de tres ejes). Se debe tener en cuenta que la nomenclatura utilizada para la clasificación de los vehículos, corresponde a la adoptada por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS). Es de resaltar que la mayoría de los camiones de Cartón Colombia que transportan madera son de 3 ejes.

Figura 7 vehículo de diseño



3.1.2.3 Velocidad de diseño

Uno de los parámetros más importantes para el desarrollo de los estudios de diseño geométrico es el de la velocidad de diseño; de ella dependen las características de la vía a diseñar de manera que garantice seguridad y comodidad al usuario. Se define como la máxima velocidad a la cual pueden circular los vehículos con seguridad sobre una vía. La Velocidad de Diseño de un tramo homogéneo (V_{TR}) está definida en función de la categoría de la carretera y el tipo de terreno.

Clasificación del Corredor según su funcionalidad y tipo de terreno

Los tramos de carretera de acceso al sitio de ponteadero del Rio Ortega, se clasifica como carretera TERCIARIA – TERRENO ESCARPADO.

Terciaria: Son aquellas vías de acceso que unen las cabeceras municipales con sus veredas o unen veredas entre sí. Las carreteras consideradas como Terciarias deben funcionar en afirmado. En caso de pavimentarse deberán cumplir con las condiciones geométricas estipuladas para las vías Secundarias.

Terreno Escarpado

Tiene pendientes transversales al eje de la vía generalmente superiores a cuarenta grados (40°). Exigen el máximo movimiento de tierras durante la construcción, lo que acarrea grandes dificultades en el trazado y en la explanación, puesto que generalmente los alineamientos se encuentran definidos por divisorias de aguas. Generalmente sus pendientes longitudinales son superiores a ocho por ciento (8%). Conceptualmente, este tipo de carreteras se definen como la combinación de alineamientos horizontal y vertical que obliga a los vehículos pesados a operar a menores velocidades sostenidas en rampa que en aquellas a las que operan en terreno montañoso, para distancias significativas y en oportunidades frecuentes.

Tabla 19 Tipos de terreno

Terreno	Inclinación máxima media de las líneas de máxima pendiente (%)	Movimiento de tierras
Plano (P)	0 a 5	Mínimo movimiento de tierras por lo que no presenta dificultad ni en el trazado ni en la explanación de una carretera.
Ondulado (O)	5 a 25	Moderado movimiento de tierras, que permite alineamientos más o menos rectos, sin mayores dificultades en el trazado y explanación de una carretera.
Montañoso (M)	25 a 75	Las pendientes longitudinales y transversales son fuertes aunque no las máximas que se puedan presentar en una dirección considerada; hay dificultades en el trazado y explanación de una carretera.
Escarpado (E)	>75	Máximo movimiento de tierras, con muchas dificultades para el trazado y la explanación, pues los alineamientos están prácticamente definidos por divisorias de aguas en el recorrido de una vía.

Tabla 20 Velocidad de Diseño en función del tipo de terreno y categoría de la carretera. Instituto Nacional de Vías

CATEGORÍA DE LA CARRETERA	TIPO DE TERRENO	VELOCIDAD DE DISEÑO DE UN TRAMO HOMOGÉNEO V_{TR} (km/h)									
		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Primaria de dos calzadas	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Primaria de una calzada	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Secundaria	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										
Terciaria	Plano										
	Ondulado										
	Montañoso										
	Escarpado										

En la carretera de acceso al puente de Ortega, se trabajará con una velocidad de diseño del tramo $V_{TR} = 20$ km/h.

3.1.2.4 Radios de giro

El radio mínimo (RC_{\min}) es el valor límite de curvatura para una Velocidad Específica (V_{CH}) de acuerdo con el peralte máximo (e_{\max}) y el coeficiente de fricción transversal máxima ($f_{T\max}$). El radio mínimo de giro de un vehículo es el radio de la trayectoria mínima externa de giro descrita por su llanta externa delantera, dicha trayectoria depende de la distancia entre ejes y del ancho entre las caras externas de las llantas, por esta razón el radio de giro depende directamente del tipo de vehículo. El radio mínimo de las curvas horizontales está ligada a las características funcionales de la vía, y respondiendo a los valores exigidos para la velocidad de diseño (V_{TR}). En la Tabla 3 la relación entre radio mínimo y velocidad específica de las curvas horizontales.

Tabla 21 Radio Mínimo de Giro en función de la Velocidad de Diseño. Instituto Nacional de Vías

VELOCIDAD ESPECÍFICA (V_{CH}) (km/h)	PERALTE MÁXIMO (%)	COEFICIENTE DE FRICCIÓN TRANSVERSAL $f_{T\max}$	TOTAL $e_{\max} + f_{T\max}$	RADIO MÍNIMO (m)	
				CALCULADO	REDONDEADO
20	6,0	0,35	0,41	7,7	15 ⁽¹⁾
30	6,0	0,28	0,34	20,8	21
40	6,0	0,23	0,29	43,4	43
50	6,0	0,19	0,25	78,7	79
60	6,0	0,17	0,23	123,2	123

En la carretera de acceso al puente de Ortega, se empleará como mínimo un radio de giro de 15m

3.1.2.5 Pendiente

La influencia de las pendientes en el diseño del alineamiento vertical se nota en la regulación de las velocidades que desarrollan los vehículos, sin embargo se considera que para pendientes menores del 3% las velocidades se mantienen aproximadamente uniformes; las pendientes mínimas estarán determinadas por las condiciones de drenaje.

Para el presente diseño, se revisó la rasante actual para efectos de drenaje y regulación de velocidad. La relación de pendiente y categoría de la vía se indica en la siguiente tabla:

Tabla 22 Pendiente Mínima en función de la Velocidad de Diseño. Instituto Nacional de Vías

CATEGORÍA DE LA CARRETERA	VELOCIDAD ESPECÍFICA DE LA TANGENTE VERTICAL V_{TV} (km/h)											
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Primaria de dos calzadas	-	-	-	-	-	6	6	6	5	5	4	4
Primaria de una calzada	-	-	-	-	8	7	6	6	5	5	5	-
Secundaria	-	-	10	9	8	7	6	6	6	-	-	-
Terciaria	14	12	10	10	10	-	-	-	-	-	-	-

En la carretera de acceso al puente de Ortega, según la norma se debe emplear como máximo una pendiente de 14%, sin embargo, la recomendación del área ambiental es proteger el bosque nativo y que se mantenga una distancia mínima del eje de la vía al río de 30m, por lo cual es necesario manejar una pendiente de 16% para poder alejar el eje de la carretera de la zona protegida.

3.1.2.6 Sección transversal

La sección transversal de una carretera en un punto cualquiera de ésta, es un corte vertical normal al alineamiento horizontal que permite definir las dimensiones de los elementos que conforman dicha vía, como la calzada, las berma-cunetas e inclinación de taludes.

En la carretera de acceso al puente de Ortega, según la norma Invias se debe emplear como mínimo un ancho de calzada de 6.0m, para este caso usaremos una sección de 6m de calzada con carriles de 3m, con bermas de 50cm. En el trazado del eje geométrico con la topografía del drone se dio prioridad a manejar una sección en corte, guiando el diseño en perfil con el perfil de media banca inferior para no generar terraplenes, y construcción de muros de contención. En carretas alledañas ya construida y en funcionamiento, se manejan secciones de este tipo con cortes de 12 a 14m de altura.

Figura 8 Sección típica de carretera a la entrada y salida de puente

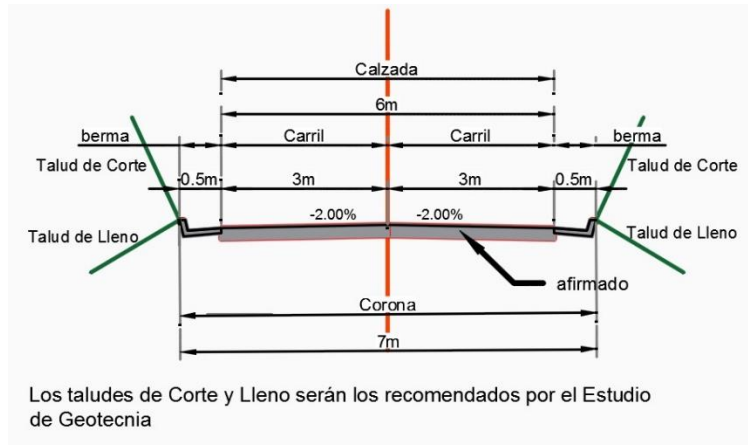
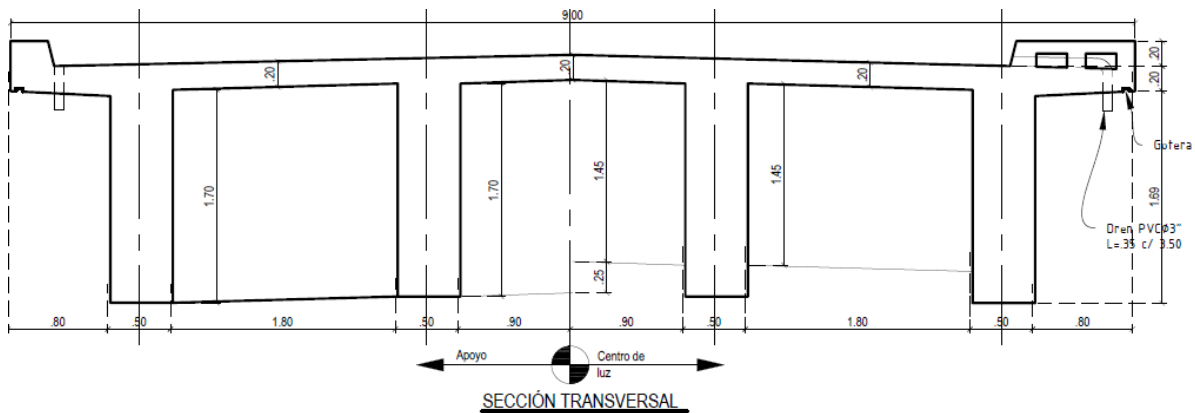


Figura 9 Sección puente tipo Invias de 25m de largo



Según el estudio hidráulico se tiene:

“De acuerdo con los resultados obtenidos la sección más adecuada para implementar la estructura del puente será la sección K0+120, la cual a pesar de presentar niveles de lámina de agua más altos presenta velocidades importantes, pero menos agresivas; por lo tanto, se recomienda que para implementar la estructura esta se deba establecer a una altura de 2.5m por encima de la cota máxima de agua la cual es 1502.23 para la sección establecida; en conclusión la cota de galibo del puente será de 1504.73 para la sección K0+120, acogiéndose a lo recomendado por el manual de drenaje de INVIAS en el capítulo 4 numeral 4.5.4.3”

Cota de rasante de vía en el puente sera igual a:

$$= 1504.73(\text{Cota de galibo}) + 1.7(\text{altura de viga}) + 0.2(\text{espesor losa}) + 0.09(\text{bombeo } 2\%) = 1506.72\text{m}$$

Tabla 23 Ancho de calzada en función de la Velocidad de Diseño. Instituto Nacional de Vías

CATEGORÍA DE LA CARRETERA	TIPO DE TERRENO	VELOCIDAD DE DISEÑO DEL TRAMO HOMOGÉNEO (V _{TR}) (km/h)									
		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Primaria de dos calzadas	Plano	-	-	-	-	-	-	7.30	7.30	7.30	7.30
	Ondulado	-	-	-	-	-	-	7.30	7.30	7.30	7.30
	Montañoso	-	-	-	-	-	7.30	7.30	7.30	7.30	-
	Escarpado	-	-	-	-	-	7.30	7.30	7.30	-	-
Primaria de una calzada	Plano	-	-	-	-	-	-	7.30	7.30	7.30	-
	Ondulado	-	-	-	-	-	7.30	7.30	7.30	7.30	-
	Montañoso	-	-	-	-	7.30	7.30	7.30	7.30	-	-
	Escarpado	-	-	-	-	7.00	7.00	7.00	7.00	-	-
Secundaria	Plano	-	-	-	-	7.30	7.30	7.30	-	-	-
	Ondulado	-	-	-	7.00	7.30	7.30	7.30	-	-	-
	Montañoso	-	-	6.60	7.00	7.00	7.00	-	-	-	-
	Escarpado	-	-	6.00	6.60	7.00	-	-	-	-	-
Terciaria	Plano	-	-	6.00	-	-	-	-	-	-	-
	Ondulado	-	6.00	6.00	-	-	-	-	-	-	-
	Montañoso	6.00	6.00	6.00	-	-	-	-	-	-	-
	Escarpado	6.00	6.00	-	-	-	-	-	-	-	-

3.1.3 RESUMEN PARAMETROS DE DISEÑO

Tabla 24 RESUMEN DE PARAMETROS DE DISEÑO

Parámetro	Descripción
VELOCIDAD DE DISEÑO	20 KPH
TIPO DE TRÁNSITO	Categoría 3 (Camión de tres ejes)
ANCHO DE CALZADA	6.0 m (2 carriles) y bermas de 0.5m
PENDIENTE MÁXIMA	14%.
PENDIENTE MÍNIMA	0.5%
RADIO DE CURVATURA MÍNIMO	15 metros para 20 KPH
BOMBEO	2.0%
PERALTE MÁXIMO	6.0%
LONG MÍNIMA CURVA VERTICAL	30 metros

El resumen de los parámetros que influyen en el diseño geométrico de la carretera de acceso al puente de Ortega, se presenta en Tabla 24 RESUMEN DE PARAMETROS DE DISEÑO. Estos parámetros fueron determinados teniendo en cuenta las características físicas y topográficas del área de influencia del proyecto, de tal manera que el diseño obtenido logre optimizar el aspecto del entorno físico de los sectores que atraviesa y que el impacto ambiental sea mínimo, dándole al usuario de las vías agilidad, funcionalidad, seguridad y comodidad al transitar

3.1.3.1 Modelo computacional para el diseño geométrico

Actualmente existen nuevas tecnologías que le dan mayor rapidez, alta precisión y rendimiento a los procesos de cálculo y dibujo del diseño geométrico, que minimizan al máximo el error humano y representan una gran ventaja porque generan una gran reducción en el tiempo para obtener los elementos que conforman los alineamientos de las curvas. Esta nueva tecnología permite determinar los elementos que conforman el diseño geométrico con su respectivo alineamiento; el proceso a seguir para la utilización de este sistema se describe a continuación.

Una vez se procesó toda la información de campo, obteniendo finalmente los planos topográficos con la presentación gráfica de la forma y accidentes del terreno, se define el alineamiento que conforma el eje de la calzada principal del corredor, para luego precisar los diseños dimensionado cada una de las curvas tanto horizontales como verticales de tal manera que sus especificaciones brinden seguridad, comodidad y funcionalidad a la vía. La determinación de los elementos restantes responde a una serie de procedimientos y operaciones matemáticas que definirán así sus dimensiones; información que se precisa en los planos de construcción. En esta etapa se cuenta con la ayuda de "software" conocidos comercialmente como TOPO3, con el fin de sistematizar y optimizar los procedimientos que se siguen dentro del diseño geométrico, con lo cual se busca disponer de mayor tiempo para el análisis de las diferentes alternativas hasta lograr la más funcional que se acomode mejor en la distribución de los espacios, logrando así el proyecto más económico, y que cumpla con las especificaciones dadas, esto se logra debido a que dicho software no más que una herramienta que agiliza el cálculo y dibujo y cualquier modificación que se realice en los diseños se puede obtener rápidamente.

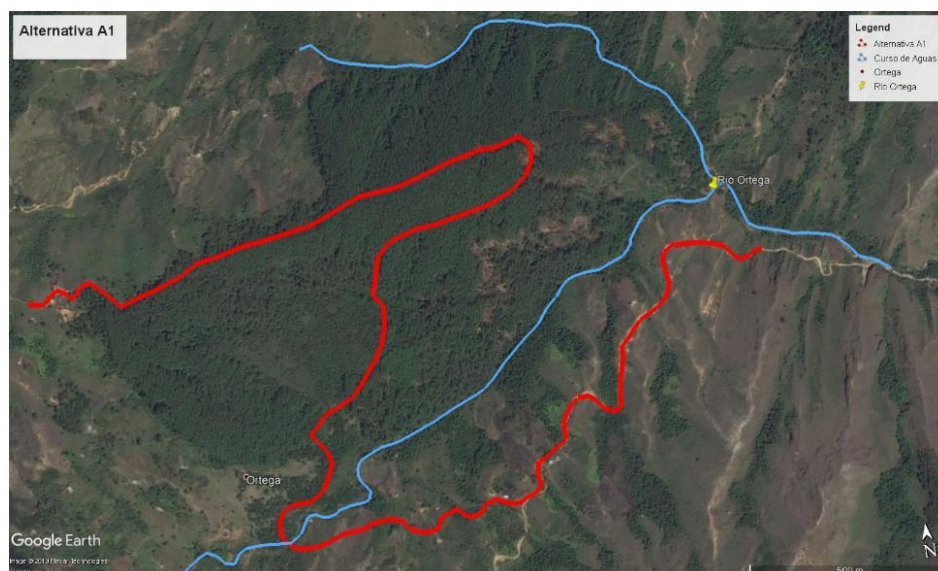
TOPO3: El menú "Diseño geométrico" permite trazar el alineamiento en planta, así como el diseño de todo tipo de curvas horizontales, y calcular los elementos de las curvas. De igual manera permite realizar el trazado de los alineamientos en perfil y obtener la magnitud de los elementos de las curvas verticales. Una vez establecido el diseño final, se procede a calcular los volúmenes de excavación y de relleno para finalmente cuantificar el proyecto en cuanto a movimiento de tierras de refiere

3.2 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

A continuación, se describe desde la perspectiva geométrica cada una de las alternativas analizadas

3.2.1 ALTERNATIVA 1 Y 2

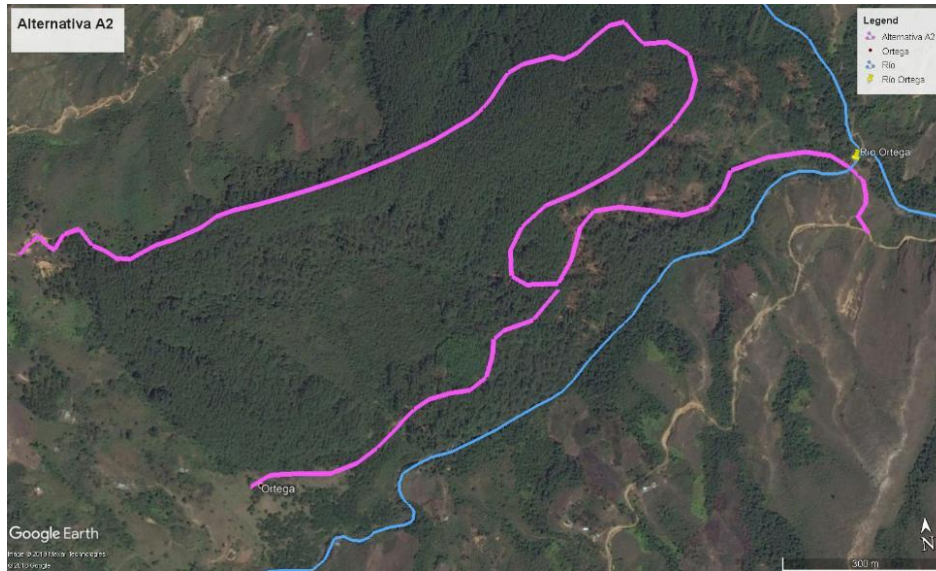
Fotografía 6 Alternativa 1



Este proyecto de vía se desarrolla haciendo uso de un carreteable existente en el costado sur de la ladera, costado derecho del río sentido norte-sur hasta aproximadamente 1300m aguas arriba del río ortega en donde vira hacia el norte para pasar a la ribera opuesta y a partir del punto iniciar el tránsito a media ladera en ascenso

hasta empalmar con carretables existentes. Esta alternativa no se modeló, se descartó por el estudio hidráulico por estar el río ubicado en zona de cauce no uniforme, además su longitud es considerablemente mayor generando sobrecostos en construcción y operación. Longitud aproximada de 4.7km

Fotografía 7 Alternativa 2



La longitud aproximada de desarrollo es de 3.15Km en su totalidad, evidentemente con una intervención dentro del predio de menores magnitudes, aunque no se suprime la intervención en taludes a media ladera para lograr su desarrollo. La longitud aproximada de la conexión hacia el sur es de 0.8Km y busca llegar a la zona sur occidental del predio para darle igualmente posibilidad de ingreso y salida.

La zona de cruce del río Ortega se da en cercanía a la confluencia de dos cursos de agua importantes, sin embargo, en la visita de campo se observaron estables, situación que deberá verificar la hidráulica y la geotecnia en campo para precisar la posible ubicación del ponedero.

Para la alternativa 2 se realizó una modelación con curvas de nivel obtenidas de imagen satelital, en el anexo 2 se adjuntan.

3.2.2 ALTERNATIVA 3

Esta alternativa toma como base la ubicación del puente en un tramo recto donde el cauce se observa uniforme, donde según recomendación del estudio hidráulico el cauce es más estable, y se tiene una longitud de puente igual a 25m. Para dar desarrollo a la pendiente es necesario hacer un giro a la derecha para formar una lupa que permita ascender al área de transición y alejar el eje de la carretera de la ronda del río, zona protegida con bosque nativo. El sector de transición como se ve en la imagen aérea del dron se observa con unos caminos de herradura, es una franja donde la pendiente transversal de la ladera sufre un cambio.

La pendiente de salida del puente e inicio de ascenso es del 9% con una curva derecha, sin embargo luego de la curva de salida se encuentra la zona de pendiente fuerte y es necesario un desarrollo que llega al sector de transición de pendiente, con una pendiente del 16%.

Fotografía 8 Alternativa 3



Radio 12m en la lupa de ascenso, y 15m de radio en las curvas de ingreso y salida del puente ubicado en PR0+300-PR0+325.

Aunque el desarrollo en planta es mayor después del puente, comparado con la alternativa 4, la pendiente del 16% no se puede evadir, ya que la pendiente transversal del terreno después de la curva de salida del puente, es más fuerte que en el sector de giro de la alternativa 4.

3.2.3 ALTERNATIVA 4

Esta alternativa se planteó ubicando el puente en la zona con menor densidad de bosque nativo, aunque el lugar de cruce el río tiene un ancho de 27m, generando un puente de 30m de longitud. Para poder iniciar el ascenso y alejar el eje de la vía de la ronda del río, se planteó una pendiente longitudinal del 16% del PR0+250-PR0+450, una pendiente de 200m para llegar a la zona de cambio de pendiente transversal del terreno natural.

Fotografía 9 Alternativa 4



Puente localizado en PR0+225-PR255. Radio 15m en la lupa de ascenso, y 20m de radio en el ingreso y salida del puente.

3.2.4 COMPARATIVA DE ALTERNATIVAS

De acuerdo con los criterios comentados se ha proyectado una evaluación comparativa de las alternativas que permita establecer una calificación a cada una de ellas y que determine cuál de ellas resulta más favorable desde el punto de vista geométrico.

Tabla 25 Comparación de alternativas con eje geométrico diseñado

No.	Long. Aproximación al Puente (m)	Long. desde la salida del puente	Long. Total (m)	Pendiente salida del puente (%)	Pendiente máxima (%)	Long. Puente (m)	Long tramo de mayor pend. (m)	R (min)	No. Curvas Horiz.	No. Curvas Vert.	Long. Curvas Horiz. (m)	Long. Tangente (m)	CALIFICACION SEGÚN GEOMETRIA
PONDERACION		5%	15%	25%	5%	15%	10%	5%	5%	5%	5%	5%	
Alternativa No.2	60	2.35	3226	12%	14%	32	130	20	43	23	1100	2126	2.88
Calificación	5	5	0	2.5	5	0	5	5	5	5	5	5	
Alternativa No.3	310	2.59	2950	9%	16%	25	217	15	61	36	1242	1708	3.13
Calificación	0	2.5	2.5	5	2.5	5	2.5	2.5	0	0	0	2.5	
Alternativa No.4	240	2.61	2874	16%	16%	30	233	15	60	35	1203	1671	1.75
Calificación	2.5	0	5	0	2.5	2.5	0	2.5	2.5	2.5	2.5	0	

Según la tabla comparativa, se tienen tres criterios de mayor ponderación, que son:

La localización y longitud del puente a construir: en este aspecto la alternativa 2 localiza al puente en zona de riesgo de crecientes, y desde este aspecto, dadas las consideraciones hidráulicas no se recomienda esta como una opción de paso, es por esto que la alternativa 2 se trazó solamente para estimar las pendientes longitudinales y compararlas con los otros trazados, además tiene afectación del bosque nativo durante la construcción.

La alternativa 2 maneja una pendiente máxima entre el 12 y 14%, como el desarrollo tiene una pendiente menor, el eje se encuentra más cerca de la ronda del río, en algunos lugares menor a 30m.

Las pendientes de entrada y salida del puente: Debido a la fuerte topografía alrededor del puente que se caracteriza por ser terreno escarpado, es importante desarrollar un trazado del eje que mantenga una pendiente cercana a la máxima establecida en la Norma, para velocidades específicas de 20km un 14%, para este caso la pendiente máxima es del 16%, que es necesario implementar con el fin de subir el eje y alejarlo de la zona de protección ambiental y respetar la ronda del río. De implementar pendientes menores se vería afectado este aspecto.

Para la alternativa 3 se tiene una pendiente de salida del puente de 12% en un tramo de 70m, y para la alternativa 4 se tiene una pendiente del 16% a la salida del puente en un tramo de 233m.

Para los vehículos que descendan de la montaña y se acerquen al puente, es más seguro contar con una pendiente de transición, para hacer el giro a la derecha para entrar al puente, mientras que en la alternativa 4 es mayor el riesgo ya que la pendiente del 16% de descenso se mantiene constante hasta el puente en un tramo de 233m, siendo este criterio en concepto de esta Consultoría el más importante en términos de seguridad vial y por tanto el criterio para recomendar la alternativa 3 como la más conveniente según el diseño geométrico.

Longitud total del tramo: Las alternativas 3 y 4 efectúan un ascenso más pronunciado y rápido al sector medio de la montaña, para alejarse del bosque nativo hacia donde hay unos carretables existentes y la pendiente transversal de la montaña sufre una transición, presentando un terreno más suave y propicio para la curva en forma de lupa. Este ascenso permite que la siguiente lupa se ubique a menor distancia, logrando una longitud total menor de ambos tramos comparado con la Alternativa 2, siendo otro de los motivos de escogencia de la alternativa 3 por una proyección de menores costos de construcción dados por pendientes más favorables y una longitud menor.

Según comité técnico del día 23 de octubre, la alternativa seleccionada en conjunto entre el grupo consultor y los representantes de Smurfit Cartón Colombia fue la 3, en el informe de "evaluación de alternativas" el cual condensa los criterios geométricos e hidráulicos, se exponen las razones de su selección.

El paso a seguir después de esa reunión fue programar el levantamiento topográfico con estación total del acceso del puente y salida en el mes de octubre, para elaborar el diseño en detalle de este sector, así como un tramo aguas arriba y aguas abajo para su modelación hidráulica.

3.3 SEÑALIZACIÓN Y DEMARCACIÓN DEL PROYECTO

En el anexo 1 se presenta el diseño de la señalización vial en planos planta-perfil a escala 1:500 sobre el diseño geométrico, no se precisa en características como la dimensión, color, materiales y demás detalles de los dispositivos que se utilicen, los detalles deben consultarse en el "MANUAL DE SEÑALIZACIÓN VIAL, DISPOSITIVOS PARA LA REGULACIÓN DEL TRÁNSITO EN CALLES, CARRETERAS Y CICLORUTAS" del Ministerio de Transporte y el Instituto nacional de Vías.

Debido a la importancia que las señales y marcas tienen en el funcionamiento de las vías, ya que por medio de ellas se informa a los usuarios la forma correcta y segura de transitar, será responsabilidad de las autoridades encargadas, que las señales y marcas permanezcan en su sitio y bajo condiciones óptimas de visibilidad y conservación, de tal manera que se garantice su funcionalidad. Cualquier dispositivo debe cumplir cinco requisitos fundamentales que son:

- Satisfacer una necesidad importante.
- Llamar la atención.
- Transmitir un mensaje claro.
- Imponer respeto a los usuarios del camino.
- Estar en el lugar apropiado a fin de dar tiempo de reaccionar.

Por tal motivo, sus características deben ser tales que llamen la atención de los conductores, que su significado sea simple y comprensible, y que su tamaño y ubicación permitan disponer del tiempo necesario para reaccionar.

3.4 CONCLUSIONES

1. El diseño geométrico de la vía se compone de una sección transversal de ancho 7 m, ancho de carril de 3.0 m, más una berma de 0.5m a ambos lados.
 - Todos los elementos constitutivos y funcionales del Diseño Geométrico, fueron realizados sobre la base topográfica hecha para este estudio, que para el caso de la alternativa 3 se desarrolló con estación total en el sector del puente.
 - En los Anexos de este capítulo se presentan los Planos de planta – perfil escala 1:500, cartera de coordenadas del eje principal, los cuales contienen los elementos de las curvas, la cota negra, cota roja, carteras de volúmenes y demás informes requeridos para la evaluación del presupuesto del proyecto.
2. Alternativa recomendada:

Se busca una opción que garantice el paso en una zona estable del río, a una longitud de puente técnica y económicamente viable, y cuyo criterio de implementación permita el desarrollo de una conexión vial antes y después de la estructura en condiciones operativas viables y adecuadas.

Según comité técnico del día 23 de octubre, la alternativa seleccionada en conjunto entre el grupo consultor y los representantes de Smurfit Cartón Colombia fue la 3, en el informe de “evaluación de alternativas” el cual condensa los criterios geométricos e hidráulicos, se exponen las razones de su selección.

Según la tabla comparativa del aparte 5.4, se manejaron tres criterios para su selección:

La localización y longitud del puente a construir: en este aspecto la alternativa 2 localiza al puente en zona de riesgo de crecientes, y desde este aspecto, dadas las consideraciones hidráulicas no se recomienda esta como una opción de paso, es por esto que la alternativa 2 se trazó solamente para estimar las pendientes longitudinales y compararlas con los otros trazados, además tiene afectación del bosque nativo durante la construcción.

Las pendientes de entrada y salida del puente: Debido a la fuerte topografía alrededor del puente que se caracteriza por ser terreno escarpado, es importante desarrollar un trazado del eje que mantenga una pendiente cercana a la máxima establecida en la Norma, para velocidades específicas de 20km un 14%, para este caso la pendiente máxima es del 16%, que es necesario implementar con el fin de subir el eje y alejarlo de la zona de protección ambiental y respetar la ronda del río. De implementar pendientes menores se vería afectado este aspecto.

Para la alternativa 3 se tiene una pendiente de salida del puente de 12% en un tramo de 70m, y para la alternativa 4 se tiene una pendiente del 16% a la salida del puente en un tramo de 233m.

Para los vehículos que desciendan de la montaña y se acerquen al puente, es más seguro contar con una pendiente de transición, para hacer el giro a la derecha para entrar al puente, mientras que en la alternativa 4 es mayor el riesgo ya que la pendiente del 16% de descenso se mantiene constante hasta el puente en un tramo de 233m, siendo este criterio en concepto de esta Consultoría el más importante en términos de seguridad vial y por tanto el criterio para recomendar la alternativa 3 como la más conveniente según el diseño geométrico.

Longitud total del tramo: Las alternativas 3 y 4 efectúan un ascenso más pronunciado y rápido al sector medio de la montaña, para alejarse del bosque nativo hacia donde hay unos carretables existentes y la pendiente transversal de la montaña sufre una transición, presentando un terreno más suave y propicio para la curva en forma de lupa. Este ascenso permite que la siguiente lupa se ubique a menor distancia, logrando una longitud total menor de ambos tramos comparado con la Alternativa 2, siendo otro de los motivos de escogencia de la alternativa 3 por una proyección de menores costos de construcción dados por pendientes más favorables y una longitud menor.

Se recomienda la selección de la alternativa 3, porque los accesos del puente tienen pendientes menores del 12%, y se permite una transición de 70m entre el puente y la máxima pendiente de ascenso del 16%, además con el trazado de la lupa de ascenso se evita el área de bosque paralelo al río, alejándonos más de 30m de su orilla. Para los vehículos que descienden hacia el puente desde el costado occidental, la presencia de una pendiente del 12% de transición aumenta la seguridad vial, dada la presencia de una curva horizontal de 17m de radio.

1. Para el trazado de las líneas de pendiente y diseño de ejes en planta, se tomó como base las recomendaciones del estudio hidráulico y los aspectos ambientales referentes a protección de la vegetación paralela al río y bosque nativo, por lo cual el diseño geométrico se amoldó a esos requerimientos, y según el avance de los comités técnicos interdisciplinarios se llegó a las últimas dos alternativas 3 y 4.
2. Diseño de acceso y salida del puente: La ubicación del puente se fundamenta en el criterio hidráulico, punto de partida para el diseño geométrico
3. Se debe tener en cuenta, que, en la etapa de construcción, y materialización de los Ejes y de cada uno de los elementos constitutivos y funcionales del Diseño Geométrico, el amarre topográfico se hará desde las placas utilizadas en este estudio, o en su defecto, desde los puntos de control topográfico materializados de este proyecto las cuales se hacen referencia en el Capítulo de Topografía.

4 ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO PARA PAVIMENTACIÓN

4.1 GEOLOGÍA REGIONAL

La geología regional del área de estudio se encuentra parcialmente documentada y representada en la geología de la plancha 342 de Popayán, INGEOMINAS (1999); y su memoria explicativa, Cuadrángulo N-6 Popayán., INGEOMINAS (1999). Esta zona comprende rocas metamórficas, rocas ígneas intrusivas tanto como extrusivas y rocas sedimentarias, todas estas de diferentes tipos, con edades estimadas en el Cretácico, Paleógeno y Neógeno.

Debido a que la mitad Oeste de la plancha 342 no presenta cartografía Geológica oficial a escala 1:100.000, se procedió para esta área, utilizar regionalmente como guía la plancha No 5-13 del Atlas geológico de Colombia a escala 1:500.000, del año 2007, realizando una fotointerpretación de imágenes, con el fin de observar la continuidad litológica y la geología estructural de esta área de estudio.

Entrando a un contexto más local en el sector en estudio, predominan unidades del Cenozoico. Entre estas se encuentra El Grupo Cauca (Formación Ferreira (Pgof), Guachinte (Pgog) y Chimborazo (Pgch)), el Conjunto Superior de la Formación Popayán (Qpcf y Qpfl), cuerpos intrusivos menores de rocas ígneas (Ngs) y depósitos de aluvión y coluvión.

A continuación se realiza una descripción general de las unidades litoestratigráficas que están más asociadas al proyecto, entre estas (Teniendo en cuenta el alcance del proyecto) se consideró importante hacer énfasis en las formaciones anteriormente mencionadas.

4.1.1 Estratigrafía

4.1.1.1 Grupo Cauca

Este grupo cuenta con su localización más representativa en la parte occidental del río Cauca y aflora en las estribaciones orientales de la cordillera Occidental y Central. Este grupo está constituido por las siguientes formaciones:

- **Formación Chimborazo (Pgch)**

El nombre de esta formación proviene del caserío Chimborazo, donde afloran conglomerados polimícticos, areniscas grauváquicas, limolitas, brechas sedimentarias, esporádicas calizas clásticas, arcillolitas y shales (ORREGO, 1975). En la parte inferior y media de la formación, aparece la secuencia denominada Miembro Confites, conformada por conglomerados polimícticos, areniscas, limolitas, brechas y arcillolitas. La parte superior, o Miembro Loma Larga está compuesto por conglomerados polimícticos, areniscas grauvaáquicas, limolitas, arcillolitas, areniscas fosilíferas, algunas protocuarzitas (en el sentido de Pettijohn, 1976) y shale carbonáceo. Se presenta estratificación rítmica y gradada; inmadurez textural y mineralógica; estructuras de deformación penecontemporánea y cambios frecuentes en el espesor. El color, en general, de las rocas es negro grisáceo a verde, Los conglomerados polimícticos contienen cantos de diabasa, limolita, chert, y en menor proporción granos de cuarzo, en una matriz arenácea. Las areniscas grauváquicas contienen

fragmentos de líticos, granos de piroxeno, plagioclasa, calcita y cuarzo con una matriz arcillosa o limolítica. Las brechas se componen de cantos de arcillolitas y limolita. Los granos de cuarzo son mucho más abundantes en las capas de arenisca y limolitas de la parte superior de la Formación. Según las columnas de la memoria se puede observar un aumento del espesor de la unidad de la zona sur del área estudiada, que podría ser explicada por fallamientos inversos paralelos a la estratificación.

La formación descansa en contacto inconforme erosivo sobre rocas volcánicas y sedimentarias de la Formación Aguaclara de edad Cretácico Superior e infrayece discordantemente a la Formación Guachinte. La base de la unidad se reconoce por la presencia por capas de conglomerados polimícticos de color oscuro verdoso, que descansan, en discordancia, sobre capas de limolitas de la Formación Aguaclara, y el techo se caracteriza por capas de areniscas grauváquicas oscuras verdosas, arcillolitas o limolitas que infrayacen, en discordancia, a niveles de conglomerados o areniscas de la Formación Guachinte.

Su origen es turbidítico donde la zona de aporte de los sedimentos fue la Cordillera Occidental indicando por sus caracteres litológicos, texturales y estructurales. La unidad se le asigna al Eoceno (ORREGO y PARÍS).

- **Formación Guachinte (Pgog)**

El nombre de Formación Guachinte se origina del Río Guachinte, donde aflora una secuencia de areniscas cuarzosas o cuarzo arenitas, areniscas micáceas oscuras, limolitas, arcillolitas, shales carbonáceos y capas de carbón en forma lenticular. La unidad la unidad se dividió en los miembros La Cima y Rampla. El primero que constituye la base de la formación, capas de areniscas (cuarzo arenitas), intercaladas con limolitas y arcillolitas, algunas carbonáceas.

El segundo, que conforma las partes media y superior de la formación, está constituido predominantemente por areniscas micáceas con intercalaciones de limolitas, arcillolitas, algunas concreciones calcáreas, shales carbonáceos, capas de carbón, areniscas cuarzosas y una capa guía de arenisca fosilífera. Al sur del área en los ríos Dinde y Seguenguito las areniscas cambian facialmente a conglomerado cuarzosos. Las areniscas son duras, bien compactas y el tamaño de grano varía de fino a grueso, predominando este último; la estratificación de las limolitas y arcillolitas es maciza y en las cuarzo-arenitas es gruesa presentando paquetes de 30 cm hasta 1 m de espesor; las areniscas cuarzosas son de color blanco grisáceo. La base de la unidad está conformada por una capa de areniscas cuarzosas o de conglomerados cuarzosos que descansan, en discordancia, sobre la Formación Chimborazo y el techo de arenitas carmelitas, intercaladas con limolitas que infra-yacen concordantemente un conglomerado cuarzoso de la Formación Ferreira. El espesor máximo de la localidad tipo es de unos 643 m.

La formación Guachinte, por sus caracteres litológicos, estructurales y texturales, parece haberse depositado en un ambiente de transición, continental-litoral, posiblemente en ambientes deltaicos y facies de canal. Con base en los fósiles y estudios palinológicos, se asigna al Oligoceno (ORREGO y PARÍS, 1991).

- **Formación Ferreira (Pgof)**

El nombre de Formación Ferreira proviene de la Quebrada La Ferreira (ORREGO, 1975), donde se compone una secuencia de conglomerados cuarzosos, areniscas, limolitas, arcillolitas, shales carbonáceos y capas de carbón en forma lenticular. La unidad ocupa el núcleo del Sinclinorio de Seguenguito, se dividió en los miembros Suarez y Cabrera.

- **Miembro Suarez**

Conforma la parte inferior de la formación, predominan conglomerados cuarzosos (tres capas) de color grisáceo, areniscas cuarzosas, limolitas, arcillolitas, shales carbonáceos y capas de carbón.

- **Miembro Cabrera**

Agrupar las partes media y superior de la formación, se compone de areniscas oscuras, areniscas fosilíferas, limolitas, arcillolitas, shales Carbonáceos y capas de carbón en forma lenticular; hacia el techo predominan limolitas y arcillolitas con concreciones calcáreas. La estratificación en los conglomerados es gruesa en paquetes de 30 cm a 1 m de espesor. El tamaño de los cantos (cuarzo, feldespato y cuarcita) varía entre 2mm y 7 cm con una matriz arenácea. Los cuarzos constituyen hasta una 70% de conglomerados; las areniscas cuarzosas y areniscas y limolitas contienen micas. El tamaño del grano en las areniscas varía de fino a grueso. En general, estas rocas son textural y mineralógicamente maduras. La Formación Ferreira reposa concordantemente con la Formación Guachinte e infrayace, en contacto posiblemente concordante con la Formación Esmita.

La base de la unidad está constituida por una capa de conglomerado cuarzoso y el techo por capas de limolitas o areniscas de grano fino; y tiene un espesor de 500 m. Su origen y fuente de aporte de sedimentos se cree que son los mismos de la Formación Guachinte ya que sus caracteres son similares; con base en fósiles se asigna al Oligoceno-Mioceno (ORREGO y PARIS, 1991).

- **Rocas Intrusivas**

Gran número de cuerpos intrusivos terciarios de composición intermedia afloran en el área, en general, las rocas son de tonalidades grises que meteorizan produciendo suelos arenosos y arcillosos caoliníticos de colores claros y blancos. La estructura de las rocas varía de equigranular de grano medio a porfirítica aún dentro de un mismo cuerpo.

Los cuerpos se consideran stocks por su extensión, forma circular y por presentar en general texturas de rocas ígneas plutónicas, equigranulares a casi equigranulares de grano medio a grueso. En algunos cuerpos predominan rocas porfiríticas de matriz afanítica y podrían corresponder a focos subvolcánicos tardíos.

- **Stock de Seguengue (Ngs)**

Este stock está constituido por los cuerpos localizados inmediatamente al sur y al este de la confluencia de los ríos Cauca y Seguenguito, cerca del caserío de Seguengue.

La roca predominante es de color gris y al meteorizarse toma colores claros grisáceos; está constituida por plagioclasa, anfíbol, cuarzo y granate y corresponde a una diorita o diorita cuarzosa que pasa a tonalita porfirítica con plagioclasa, anfíbol, cuarzos y opacos; la plagioclasa de composición andesina-oligoclasa, se encuentra microfracturada y algunas microfracturas se encuentran rellenas con cuarzo, el anfíbol, de color verde, corresponde a hornblenda alterada a clorita y epidota; minerales opacos, omnipresentes en la roca, están asociadas a la hornblenda. Ocasionalmente se encuentra granate asociado a un anfíbol en la diorita cuarzosa.

- **Formación de Popayán**

El nombre de la Formación de Popayán se debe a Hubach (1957), quien se basó en las descripciones originales de Grosse (1935) y Hubach y Alvarado (1934). Recientemente fue cartografiada en detalle por Torres et al., (1990), quienes la dividieron en tres conjuntos litológicos:

- **Conjunto Superior (Qpcf)**

Compuesto por depósitos de flujos de ceniza de caídas epiclastitas y flujos de ceniza y bloques y flujos de lodo. Los depósitos de ceniza y cenizas de caída (Qpcf).

La formación Popayán representa, en parte, un vulcanismo asociado a una tectónica de un margen continental activo. La edad de la formación, con base en algunas dataciones radiométricas y en sus rasgos geomorfológicos, es Plioceno cuaternario (ORREGO y PARÍS, 1991).

- **Otros depósitos del cuaternario**

Se agrupan bajo este nombre los siguientes depósitos:

- **Depósitos aluviales y coluviales [(Qal; Qc; Q(al+c)]**

Los aluviones se localizan hacia las márgenes de algunos ríos y quebradas grandes formando superficies planas originadas por la erosión de las mismas corrientes de agua; están conformadas por capas de arenas, gravas redondeadas, limos y ocasionalmente arcillas, su espesor no sobrepasa los 50 m.

Los coluviones están localizados el pie de las laderas y son formados por movimientos en masa ocasionados, principalmente, por gravedad y por periodos lluviosos; están constituidos por gravas, arenas angulosas, limos y arcillas.

La edad de las anteriores unidades se asigna al Holoceno con base a sus características geomorfológicas.

4.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

En el sector en estudio se encuentran algunas estructuras sobresalientes como sistemas complejos de fallas y discordancias encontradas en las formaciones cenozoicas y algunos pliegues mayores en las formaciones cretácicas y terciarias de la Cordillera Occidental.

A continuación, se describen de forma general las fallas y estructuras que se presentan en los diversos tramos de estudio.

4.2.1 Fallas

4.2.1.1 Sistema de Fallas Cali-Patía

Este sistema se localiza en el borde oriental de la cordillera Occidental. Sus fallas son inversas, de ángulo elevado, inclinadas al Este, y de trazado NO-SE; con desplazamientos horizontales. Las trazas de las diferentes fallas se entrecruzan entre sí, generando la conformación de bloques de forma elipsoidal bordeados por fallas. Las principales estructuras del sistema son las fallas Cali-Patía, Las Badeas, Limoncillo y Guabo. La primera corre siguiendo el curso del río Cauca, con buzamiento hacia el oeste de componente inverso y horizontal. Las fallas Las Baleas y Limoncillo poseen similares características.

4.2.1.2 Pliegues

Las unidades pre-pliocenas del entorno se encuentran replegadas, cuyos ejes de deformación, planos de esquistosidad y/o estratificación, están dispuestos paralelamente a los de las cordilleras Occidental y Central. Se presentan pliegues amplios como el anticlinal Marilopito, los sinclinales Aguablanca y Aguacalara, que afectan las rocas del Cretácico Superior. El sinclinorio Seguenguito que se desarrolla sobre rocas terciarias. Las fases de plegamiento principales estuvieron probablemente relacionadas, con movimientos de las placas Nazca y Farallones a principios del Neógeno.

Localmente el sector en estudio se encuentra bajo la influencia del Sinclinorio de Seguenguito.

4.3 UNIDADES DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA

4.3.1 UNIDADES DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA Y DIAGNOSTICO GEOTÉCNICO

En el sector en estudio del corregimiento de Seguengue, municipio de El Tambo se encontraron unidades de depósito antrópicos, terrazas aluviales y rocas. Los suelos antrópicos observados corresponden al material de recebo para la vía y los suelos residuales son derivados de la Formación Ferreira. Es decir, existe una capa superficial entre 5 a 10 cm de material de recebo para la vía, al cual se le denominó “suelo antrópico gravo arenoso de recebo para la vía (Sagarv)”. Debajo, inmediatamente después del material de afirmado, se encuentra una roca intermedia considerada como un “roca intermedia de areniscas y conglomerados de la Formación Ferreira (Riacff)”, con un horizonte IIB según el perfil de meteorización Deere y Patton, además, sobre el río y cerca de este se halla una terraza aluvial baja (Sttb).

4.3.1.1 Material de recebo (Sagarv)

Este suelo es clasto soportado (80% matriz, 20% clastos) de color marrón claro de una textura granular. Constituido por una matriz fino arenosa con baja plasticidad y con bastantes clastos

embebidos. Entre los clastos se presentan una buena cantidad de cuarzo, gravas que van desde gránulos a guijarros de fragmentos líticos, de formas angulares bajamente meteorizados de tonalidades blancas, gris claro a gris oscuro.

4.3.1.2 Unidades de origen fluvial

Son depósitos sedimentarios sin consolidar, conformados por partículas que han sido transportados por arroyos, quebradas y ríos. Se encuentran en cauces activos, abandonados y en llanuras de inundación.

- **Suelo transportado de terraza baja (Sttb)**

Este tipo de suelo está localizado, en el cauce actual y llanuras de inundación del río Ortega. Corresponden a depósitos aluviales con espesor menores a 2 m, los cuales presentan gradación normal e inversa, clastos soportado, bien seleccionados, compuestos por clastos subredondeados a redondeados, subesféricos, elongados e imbricados, de tamaño de grano arena gruesa, guijos, guijarros y bloques, bajamente meteorizados de tonalidades blancas, gris claro a gris oscuro. La matriz es principalmente arenosa, densidad suelta, plasticidad baja, humedad alta, permeabilidad alta, de color marrón oscuro.

4.3.1.3 Unidades de origen roca

Dentro del sector se identificaron unidades de roca intermedia (Ri) las cuales generalmente son moderadamente meteorizadas, presentan índice geológico de resistencia ($GS/= 35 - 60$), J_v entre un rango de 5-8 fr/m³ y el RMR se encuentra entre 41 - 60.

Es importante aclarar que en algunos sitios esta roca presenta visiblemente características similares a un suelo fino pero debido a su grado de litificación y comportamiento mecánico *in situ*, son tratados como macizos rocosos, entendiendo que no son en sentido estricto rocas.

Debido a que no presentan una estructura regular, no se identifican discontinuidades y la calidad del macizo se evalúa en términos de RMR , además, para su clasificación se tienen en cuenta propiedades como meteorización, densidad relativa, relación clastos - matriz, dureza o resistencia de los clastos y la matriz, entre otros.

- **Roca intermedia areniscas y conglomerados de la Formación Ferreira (Riacff)**

El cañón del Río Seguenguito marca unas laderas escarpadas conformadas por una intercalación predominante de areniscas y conglomerados polimícticos ricos en guijos de cuarzo, feldespato esta secuencia de rocas localmente presenta un buzamiento casi vertical con buzamiento entre 75 y 88°, una estrecha garganta a lo largo del valle del Río Seguenguito.

La secuencia se compone de estratos medios a gruesos conformados por una intercalación de predominante de conglomerados polimícticos y areniscas de grano medio a grueso, con formas redondeadas a subredondeadas, y en menor proporción se observan algunos estratos de lodolitas y arcillolitas, la roca esta medianamente meteorizada correspondiendo a el Horizonte IIB del perfil de meteorización de Deere y Patton (1971) con un fracturamiento moderado y resistencia a la compresión

uniáxica de 24.73 Mpa valor correlacionado de ensayos de campo con el esclerómetro. Respecto al macizo rocoso según la caracterización RMR este arrojó valores de 51.86 Mpa clasificándose como una roca intermedia.

En general este material está constituido por una fábrica clastosoportada conformada principalmente por tamaño gravas que van desde gránulos a guijos y guijarros, todos estos se constituyen de restos de cuarzo lechoso, liditas, feldespatos.

Tanto en las perforaciones mecánicas realizadas y en algunos taludes fue posible observar superficialmente un suelo residual producto de la meteorización de la roca intermedia de la Formación Ferreira el cual presenta un perfil de meteorización IB según Deere y Patton. Este material se clasifica como un suelo fino arcilloso de alta meteorización de coloración marrón con alta plasticidad y con presencia de fragmentos de cuarzo y gravas, además, de tener embebidos bloques de conglomerado.

En la vía de acceso al lugar en estudio se encuentran taludes de gran altura los cuales están conformados por una arcillolita con algunos fragmentos de cuarzo y grava.

De acuerdo a la estratigrafía obtenida de las perforaciones mecánicas y ensayos geofísicos realizados, se obtuvo en general tres (3) estratos de material. Como primera capa se encuentra hasta cerca de los 2.0 primeros metros de profundidad un suelo residual de consistencia blanda, el segundo estrato se observa hasta aproximadamente los 5.0 metros de profundidad y se caracteriza como una arcillolita y/o limolita de consistencia media y después se encuentra una roca fractura (intercalaciones de arcillolita, areniscas y conglomerado) de consistencia muy alta el cual se considera como el estrato más adecuado para la cimentación de los estribos.

Tabla 26 Tabla de resumen de propiedades de la unidad geología para ingeniería Riaccf

SONDEO N°	ESTRATO	PROF. (m)	PESO UNITARIO HÚMEDO (γ) (g/cm^3)	PESO UNITARIO SECO (γ) (g/cm^3)	qu (Kg/cm^2)	LL (%)	IP
1	Suelo residual	0.5-2.0	1.49	1.14	0.31	50	12
	Limolita	2.0-5.0	1.83	1.55	1.31	46	15
	Roca fracturada	>5.0	2.49	2.26	2.49	46.00	23
2	Suelo residual	0.7-2.1	1.78	1.4	0.9	41.00	21
	Arcillolita	2.1-4.3	2.19	1.73	2.19	44.00	21
	Roca fracturada	>4.3	2.45	1.96	2.45	47	24

4.4 GEOMORFOLOGÍA LOCAL

4.4.1 Morfología y morfometría

La morfología describe cualitativamente la forma del relieve. Por otro lado, la Morfometría presenta cuantitativamente las medidas de la pendiente, longitud, área y forma de las laderas comparando sus relaciones geométricas y espaciales (CARVAJAL 2011). La descripción de la morfología se hace a partir de las observaciones de la forma del terreno en el sitio de trabajo.

En el sector en estudio predominan pendientes inclinadas (12-25%), y en menor orden de predominio, laderas con pendientes muy inclinadas (25-50%). También existen pendientes bajas de planas a

moderadamente inclinadas (0-12%) asociadas al valle del río Ortega. Las formas de las laderas de este relieve son tanto cóncavas y convexas, con cimas redondeadas, y generalmente presentan longitudes muy cortas a muy (<50m) a cortas (50-250m).

4.4.2 Morfogénesis

4.4.2.1 Elementos geomorfológicos de origen fluvial (F)

Los elementos de origen fluvial corresponden a geoformas que se originan por procesos de erosión de las corrientes de los ríos y por la acumulación o sedimentación de materiales en las áreas aledañas a dichas corrientes, tanto en épocas de grandes avenidas e inundación, como en la dinámica normal de las corrientes perennes, durante la época seca. De esta manera, es posible encontrar unidades aledañas a ríos, quebradas y en el fondo de los cauces, cuyos depósitos son transportados y acumulados cuando éstas pierden su capacidad de arrastre.

- **Cauce aluvial (Fca)**

Canal de forma irregular excavado por erosión de las corrientes perennes o estacionales, dentro de macizos rocosos y/o sedimentos aluviales. Dependiendo de factores como pendiente, resistencia del lecho, carga de sedimentos y caudal, pueden persistir por grandes distancias. El cauce del río Seguenguito se caracteriza por hacer parte de valles en V, generalmente relacionado al control estructural del Sinclinorio de Seguenguito y otras fallas y diaclasas. Estos cauces cuando recorren grandes distancias pueden formar lagunas y rápidos.

- **Plano o llanura de inundación (Fpi)**

Superficie de morfología plana, baja a ondulada, eventualmente inundable. Se localiza bordeando los cauces fluviales, donde es limitado localmente por escarpes de terraza. Incluye los planos fluviales menores en formas de “U” o “V”, al igual que a los conos coluviales menores de los flancos de los valles intramontanos. En regiones montañosas, donde las corrientes fluviales tienden a unirse con sus tributarios para formar el cauce principal, en red de drenaje de tipo subparalelo de mediana densidad, se presentan como superficies estrechas, alargadas y profundas. Su depósito está constituido por sedimentos finos, originados durante eventos de inundación fluvial.

4.4.2.2 Elementos geomorfológicos de origen estructural (S)

Los elementos de origen estructural corresponden a geoformas que se originan por procesos relacionados con la dinámica interna de la tierra, asociados principalmente al plegamiento y el fallamiento de las rocas, cuya expresión morfológica es definida por la tendencia y la variación en la resistencia de las unidades.

- **Ladera de contrapendiente de sierra sinclinal (Ssslc)**

Superficie vertical a subvertical corta a moderadamente larga, de forma irregular o escalonada, generada por estratos dispuestos en contra de la pendiente del terreno, relacionada al flanco de una sierra sinclinal.

En el Valle del Río Seguenguito también se observan claros ejemplos de las laderas de contrapendiente que hacen parte del Sinclinorio de Seguenguito, estas marcan laderas cortas a largas, con pendientes desde empinadas (50-75%) y muy empinadas a escarpadas (>75%) cuyos estratos que las conforman buzan en contra de la pendiente topográfica hacia el oeste. las formas de las laderas son rectas y cóncavo convexas, marcando un relieve de lomas alargadas a lo largo del rumbo de las capas rocosas.

4.4.2.3 Elementos geomorfológicos de origen antropogénico (A)

Corresponden a geoformas originadas como resultado de la intervención del hombre sobre el terreno, en la mayoría de casos para realizar construcción de vivienda, obras de ingeniería, disposición de desechos o escombros y adecuación de nuevas vías.

- **Corte vertical de ladera (Acvl)**

Taludes que han sido cortados por la acción humana, en forma vertical o casi vertical, en especial para adaptar el terreno al trazado de vías. En el área de estudio se identificaron diferentes sectores donde se han realizado cortes verticales a las laderas para adaptar el terreno para la construcción de vías. Estos cortes de ladera se han realizado en un roca intermedia de la Formación Ferreira.

Presentan un relieve local muy bajo, con una morfología de pendientes muy empinadas a escarpadas, de formas rectas y de longitudes muy cortas de máximo unos 5 m de altura.

- **Laderas explanadas (Ale)**

Se les conoce como laderas explanadas a los cortes de ladera para disminuir la pendiente del terreno con el fin de adaptar el sitio para la construcción de las vías. Este elemento geomorfológico se asignó a las laderas de pendientes planas a inclinadas que hacen parte la superficie del trazado de la vía. Estas laderas presentan un relieve bajo a moderado de forma recta a ondulada, con pendientes entre (0% – 25%), sus longitudes cortas a muy cortas.

4.4.3 Morfodinámica y procesos de erosión

En el sector no se encuentran movimientos de masas activos ni fenómenos de remoción que se hayan ocasionados por estructuras geológicas (fallas, alineamientos, discordancias), actualmente se encuentran dos fenómenos de remoción de edad muy antigua los cuales se encuentran en estado inactivo (abandonado) y que han sido originados por el mal manejo de las aguas superficiales.

A simple vista el material fallado en los movimientos es de tipo residual, y se observan algunas cárcavas productos del mal manejo de las aguas superficiales, el tipo de erosión es de edad muy antigua y actualmente se encuentran con cobertura pastos y matorrales y su uso de suelo es de ganadería.

Los movimientos antiguos existentes en el sector en estudio son producto de la explotación ganadera intensiva de los potreros en donde es posible observar problemas erosivos como terracetas que junto al mal manejo de las aguas que transporta el canal de desagüe que existe en la corona del talud

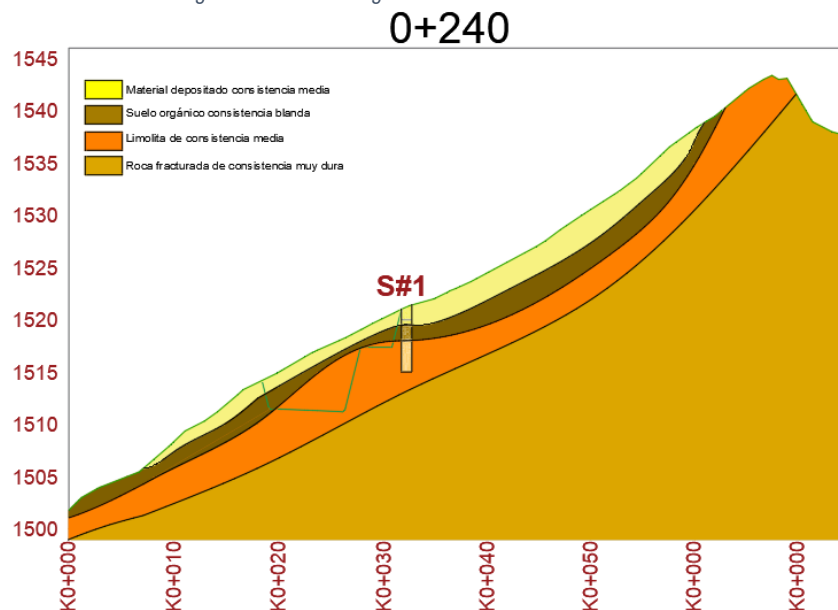
(movimiento 1) y de la falta de obras de drenajes que permitan un buen manejo de las aguas de escorrentía sobre la ladera (movimiento 2) han generado cárcavamientos que inducen en la estabilidad del talud.

Debido a que la vía de acceso al puente Ortega pasara transversalmente sobre estos dos fenómenos de remoción, se realizaron dos sondeos a 6.0 metros (uno por cada movimiento) con el fin de corroborar la estratigrafía en estos sitios y definir los parámetros físico-mecánicos del suelo de tal manera que se puedan evaluar la estabilidad de los cortes de chaflán que se realizarán en estas zonas.

De acuerdo con las perforaciones realizadas la estratigrafía presente en cada movimiento es la siguiente:

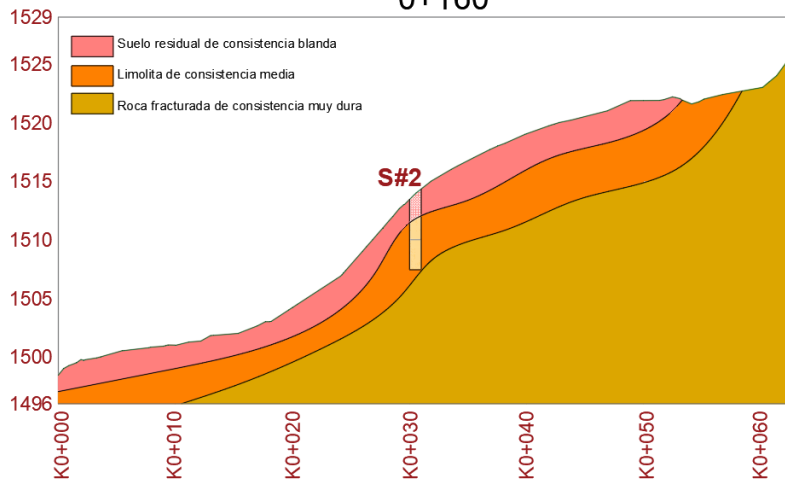
- **Movimiento N°1:** Como primera capa se encuentra un material residual depositado, producto del movimiento en masa antiguo el cual cuenta con un espesor de aproximadamente 1.50 metros. Este material se clasifica como un suelo fino limoso de alta compresibilidad (MH) de color café amarilloso y presenta consistencia media con valores de resistencia ultima (q_u) de 0.65 Kg/cm². Seguidamente de este estrato se halla una capa de material orgánico de 1.50 metros de espesor de consistencia blanda con valores de N SPT entre 8-12 golpes/pie y finalmente se encuentra un suelo fino limoso de color café amarilloso de consistencia media a compacta con valores de resistencia ultima (q_u) de 1.46 Kg/cm².

Figura 10 Perfil estratigráfico del sector del movimiento N°1



- **Movimiento N°2:** En esta perforación se encontró un material homogéneo a lo largo de toda la profundidad el cual varía la consistencia a medida que se profundiza. Como primer estrato se encuentra un suelo fino de color café amarillosos de consistencia blanda a media con valores de resistencia ultima (q_u) de 0.53 Kg/m² y finalmente hasta terminar la perforación se halla una limolita de consistencia media con valores de resistencia ultima (q_u) de 0.96 Kg/m².

Figura 11 Perfil estratigráfico del sector del movimiento N°2
0+160



De acuerdo con las perforaciones realizadas se puede concluir que el movimiento N°1 es de tipo rotacional ya que sobre el suelo orgánico se encuentra una capa de material depositados debido al movimiento en masa antiguo, mientras que en el movimiento N°2 no se presenta esta misma condición, lo que induce a concluir que la falla en este sector fue una deformación gravitacional superficial.

A continuación se presenta el análisis de estabilidad de los cortes de talud con la inclinación de los chafanes (0.25H:1.0V) en los sectores donde se encuentra el movimiento N°1 y 2.

- **Análisis de estabilidad del movimiento N°1**

Figura 12 Corte de talud con la inclinación del chafán y el perfil estratigráfico deducido del movimiento N°1

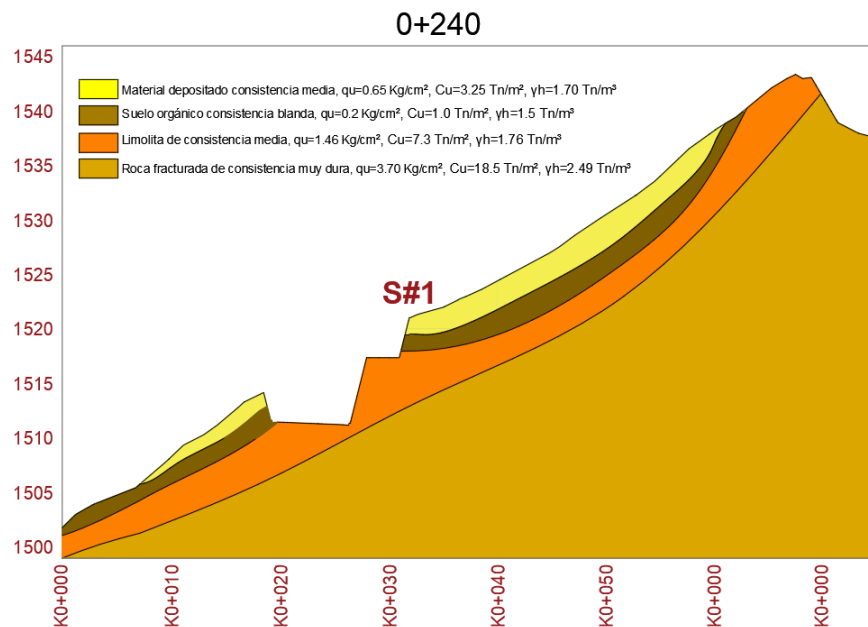


Figura 13 Análisis de estabilidad del corte del talud con la inclinación del chiflan en el sector del movimiento N°1 en condiciones estáticas

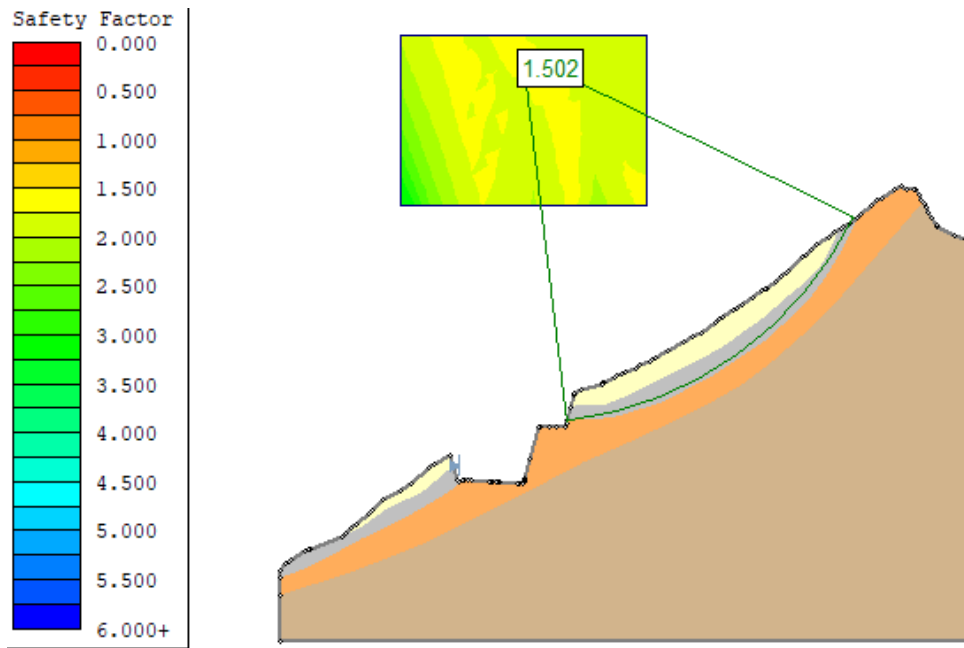
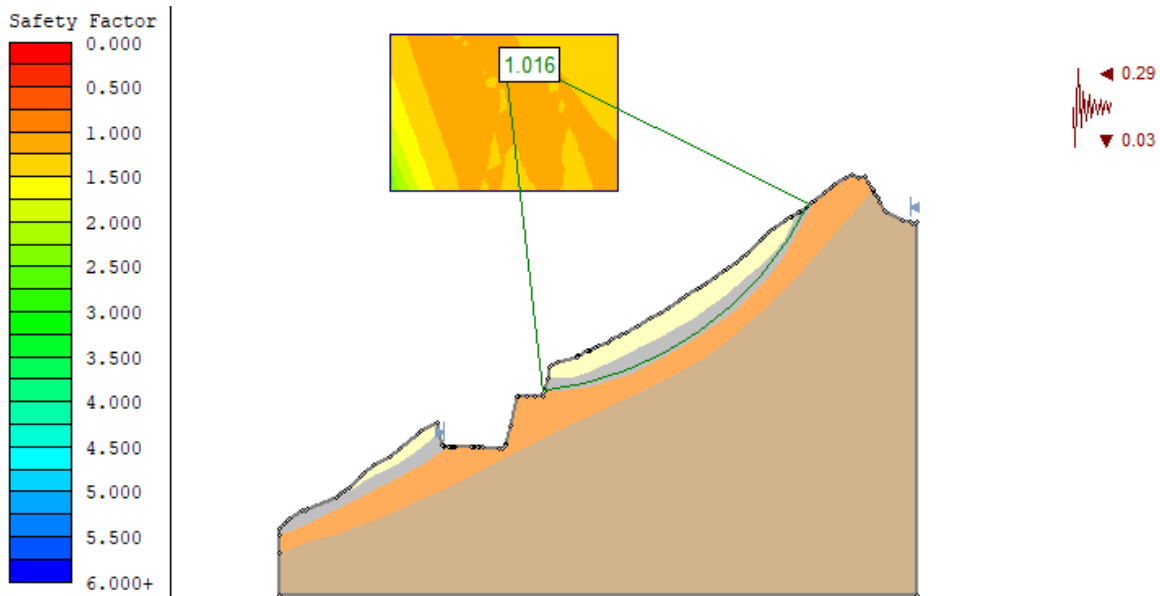


Figura 14 Análisis de estabilidad del corte del talud con la inclinación del chiflan en el sector del movimiento N°1 en condiciones pseudo-estáticas



• **Análisis de estabilidad del movimiento N°2**

Figura 15 Corte de talud con la inclinación del chaflán y el perfil estratigráfico deducido del movimiento N°2
0+160

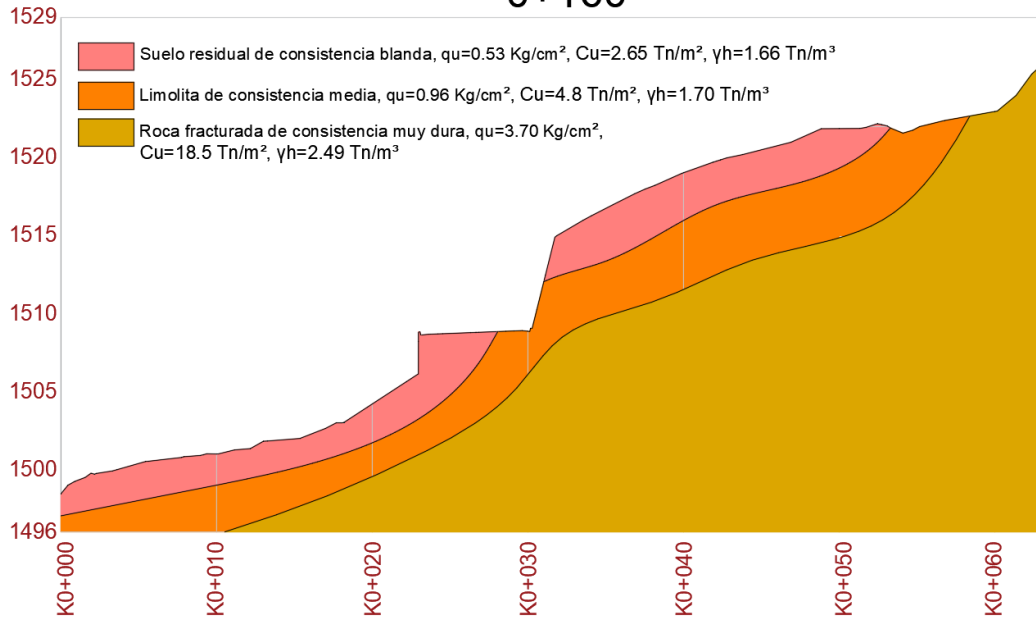


Figura 16 Análisis de estabilidad del corte del talud con la inclinación del chiflan en el sector del movimiento N°2 en condiciones estáticas

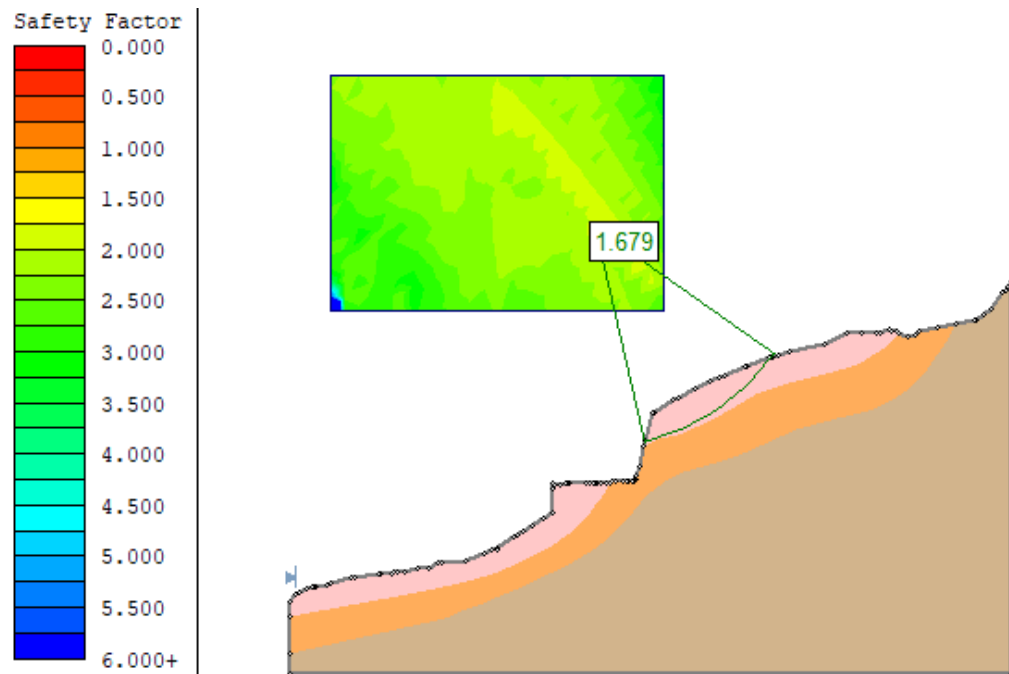
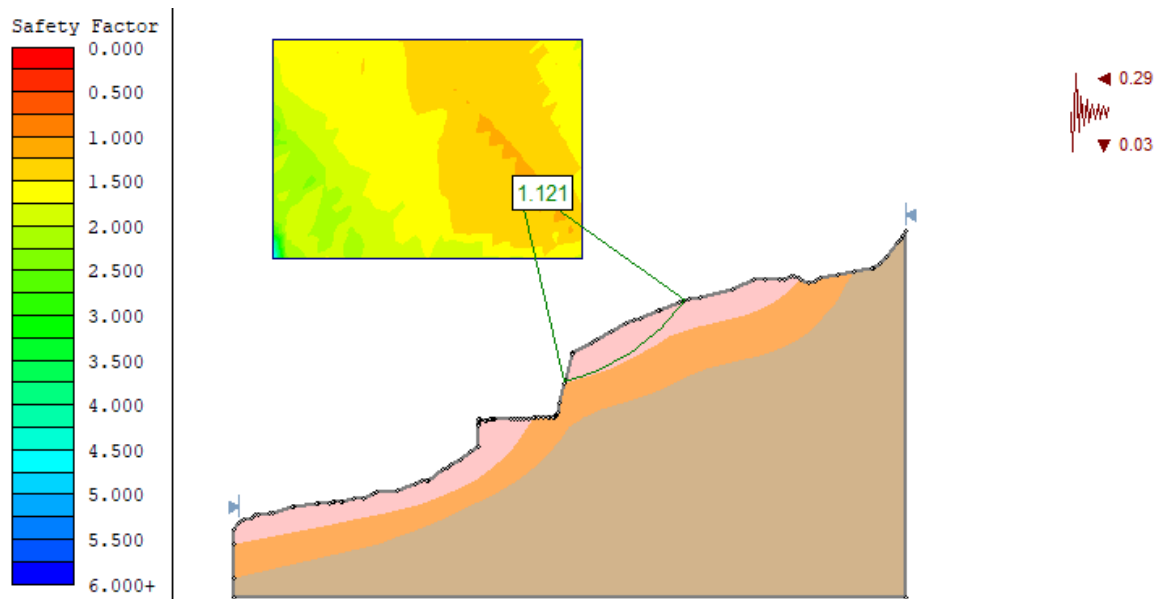


Figura 17 Análisis de estabilidad del corte del talud con la inclinación del chiflan en el sector del movimiento N°2 en condiciones pseudo-estáticas



A continuación se presenta los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad:

Tabla 27 Factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad realizados para los movimientos en masa

MOVIMIENTO N°	CONDICIONES	
	ESTÁTICAS	PSEUDO- ESTÁTICAS
1	1.50	1.02
2	1.68	1.12

De acuerdo con los factores de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad se puede concluir que la realización de los cortes de talud con la inclinación de los chaflanes (0.25H:1.0V) brindan factores de seguridad mayores que los recomendados por la NSR-10, por lo tanto se puede inducir que estos no presentaran problemas de estabilidad siempre y cuando se tomen las precauciones necesarias para la recolección y evacuación de las aguas de escorrentías debido a que estas fueron el principal detonante de los movimientos antiguos presentados.

4.4.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

4.4.4.1 Análisis de estabilidad de las laderas en condiciones actuales

Como los estribos del puente que se construirá sobre le rio Ortega en el corregimiento de Seguengue, municipio de El Tambo, estarán contruidos sobre una geoforma de tipo “ladera estructural de sierra sinclinal (Ssslc)”, la cual presenta laderas cortas a largas, con pendientes desde empinadas (50-75%) y muy empinadas a escarpadas (>75%) y de formas cóncavas convexas, a continuación se presenta el análisis de estabilidad de la sección A con el fin de conocer los factores de seguridad en condiciones actuales de las laderas.

De acuerdo con los trabajos de campo y de laboratorio realizados en el sector en estudio, a continuación se presentan los parámetros físico- mecánicos con los que se evaluara la estabilidad de los taludes. Es de aclarar que los análisis se ejecutaran en condiciones no drenadas y en condiciones estáticas y pseudo- estáticas.

Tabla 28 Parámetros físico- mecánicos para análisis de estabilidad

TIPO DE MATERIAL	Cu (Tn/m ²)	γh (Tn/m ³)
Suelo residual de consistencia blanda	1.55	1.49
Limolita y/o arcillolita de consistencia media	6.55	1.83
Roca fracturada de consistencia muy compacta	18.5	2.49

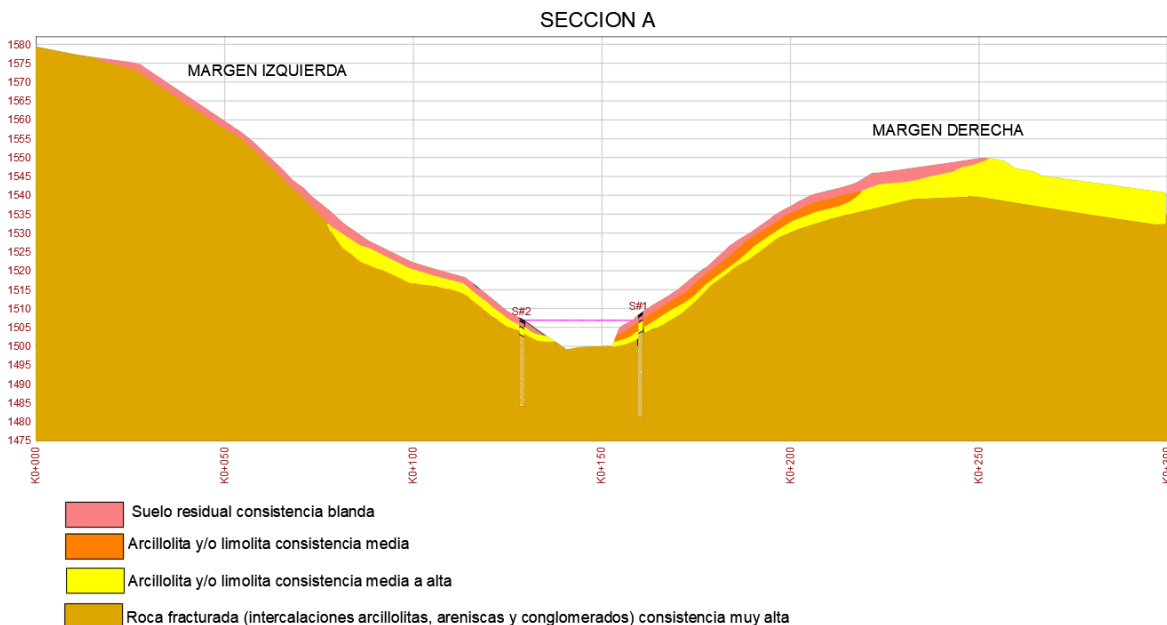
Seguidamente se presentan los factores de seguridad mínimos recomendados por la Norma Sismo Resistente del 2010 (NSR-10) para la evaluación del análisis de estabilidad.

Tabla 29 Factores de seguridad indirectos mínimos

CONDICIÓN	ESTÁTICO	SEUDO- ESTÁTICO
Temporal de corta duración	1.3	1

A continuación se presenta el perfil geológico- geotécnico deducido de la sección transversal 0+90 la cual es la más crítica del sector en estudio:

Figura 18 Perfil geológico-geotécnico del sector en estudio



- Margen izquierda**

Figura 19 Análisis de estabilidad de la sección A en condiciones estáticas no drenadas, sentido izquierdo

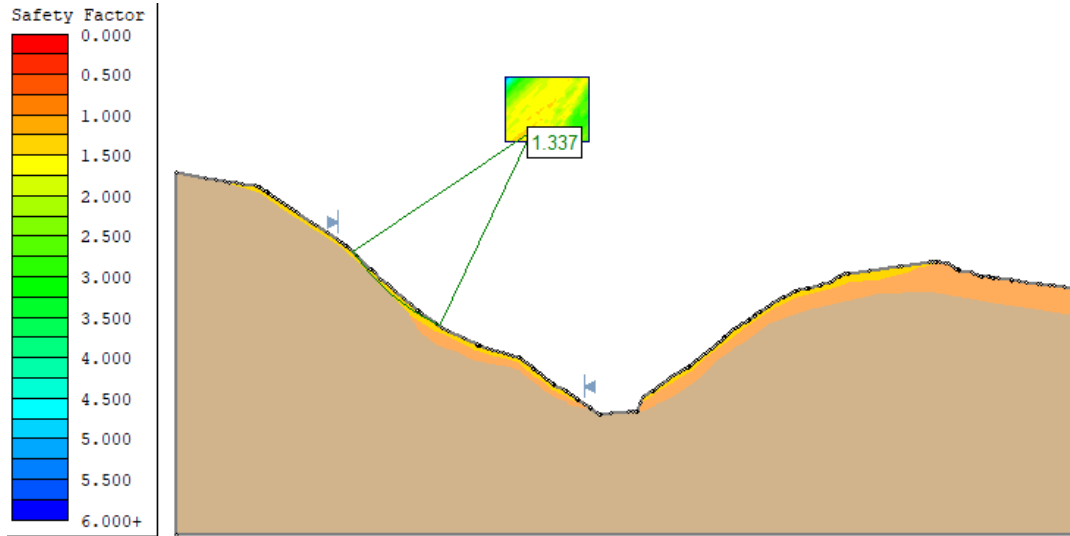
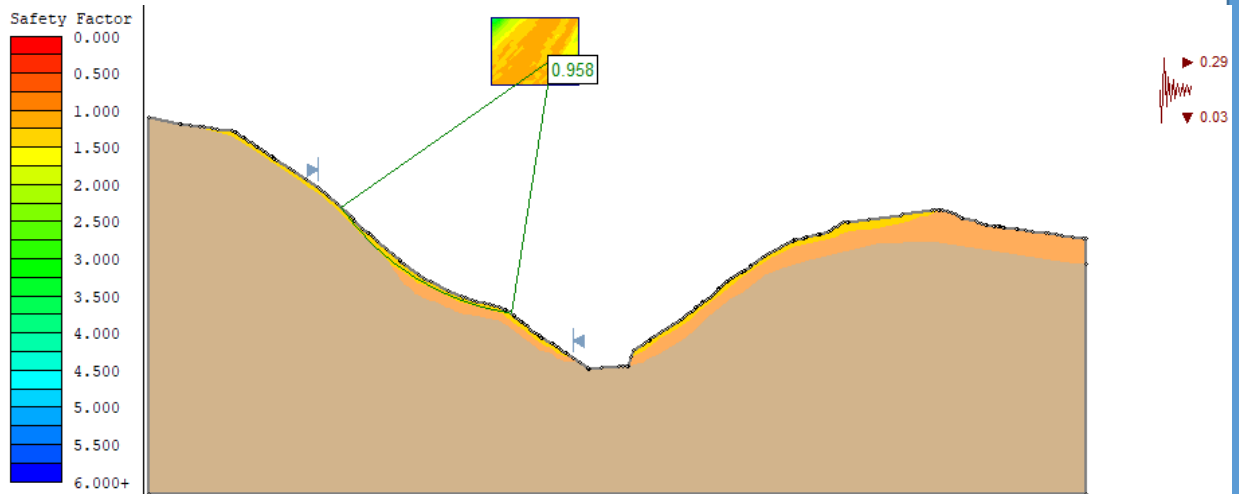


Figura 20 Análisis de estabilidad de la sección A en condiciones pseudo-estáticas, sentido izquierdo



- **Sentido derecho**

Figura 21 Análisis de estabilidad de la sección A en condiciones estáticas no drenadas, sentido derecho

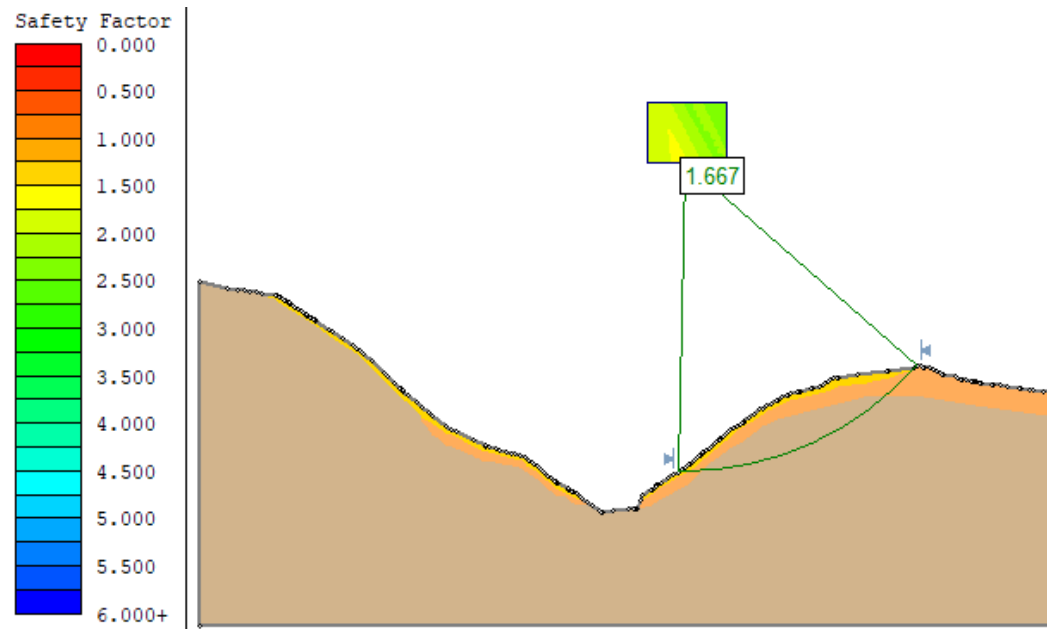
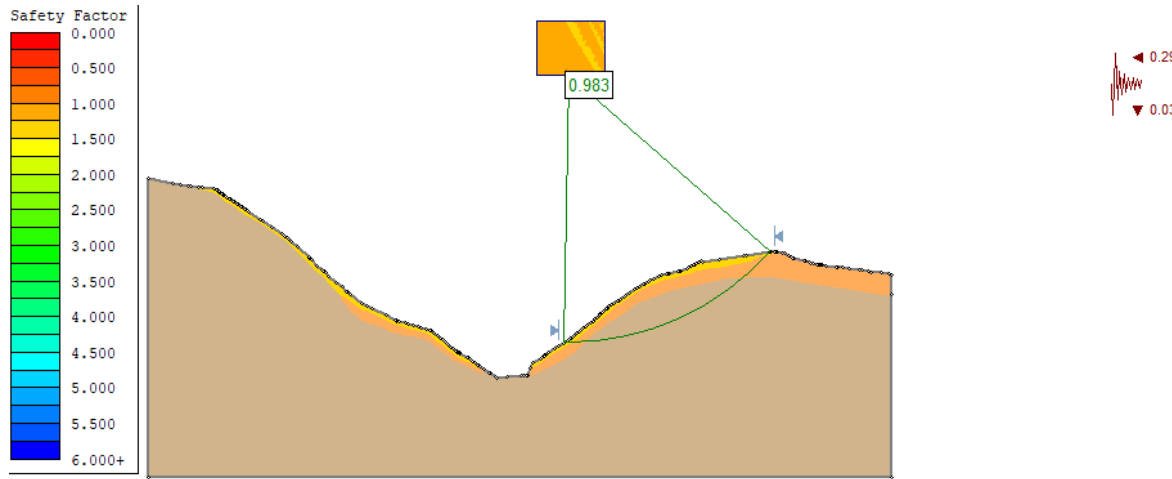


Figura 22 Análisis de estabilidad de la sección A en condiciones pseudo-estáticas, sentido izquierdo



De acuerdo con el análisis de estabilidad realizado, se obtuvo los siguientes factores de seguridad:

Tabla 30 Factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad

SENTIDO	CONDICIÓN	
	ESTÁTICO	PSEUDO- ESTÁTICO
Izquierdo	1.34	0.96
Derecho	1.67	0.98

Según el análisis de estabilidad realizado es posible deducir que en condiciones estáticas las laderas no presentan problemas de estabilidad ya que los factores de seguridad obtenidos son superiores a 1.30, pero en condiciones pseudoestáticas los factores de seguridad son inferiores a los mínimos sugeridos por la NSR-10 (F.S.=1), fallando en el estrato de suelo correspondiente al suelo residual de consistencia blanda, por lo tanto, se recomienda que cualquier tipo de estructura que se construya sobre estas laderas, sea cimentada por debajo de este estrato, el cual es susceptible a fenómenos de remoción en masa.

4.4.4.2 Análisis de estabilidad de los cortes de ladera con la inclinación de los chaflanes

Como en el lugar de estudio se planea la construcción de diversas obras (Vías, puentes y obras de arte) que requerirán de la realización de cortes, a continuación se presenta un análisis de estabilidad para chaflanes, utilizando una inclinación de 0.25H:1.0V.

Figura 23 Análisis de estabilidad de chaflán con la inclinación recomendada en condiciones estáticas no drenadas

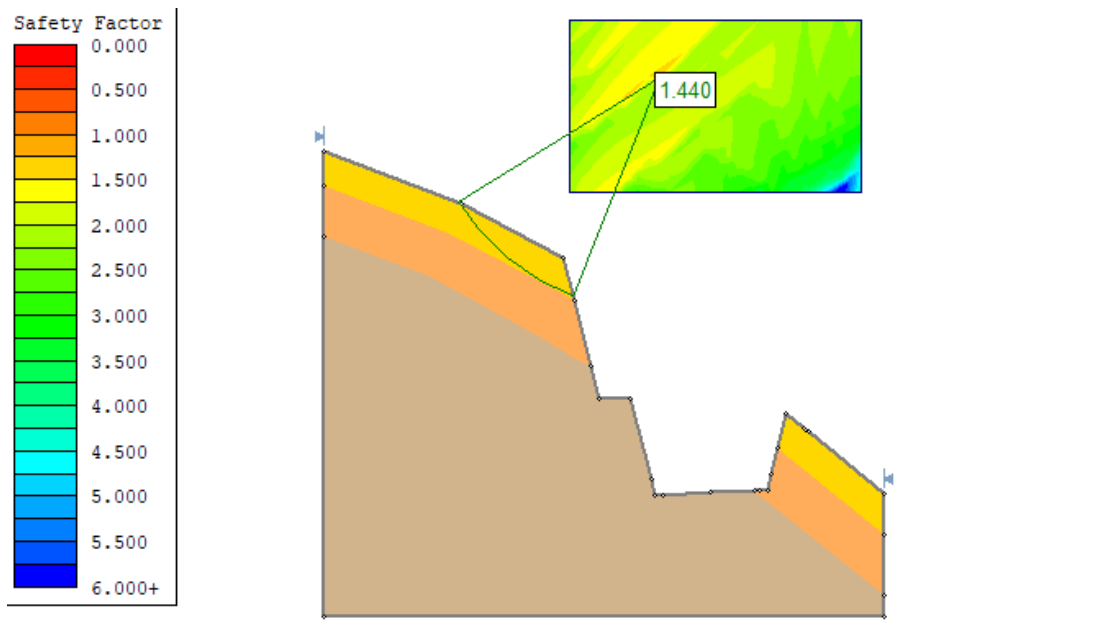
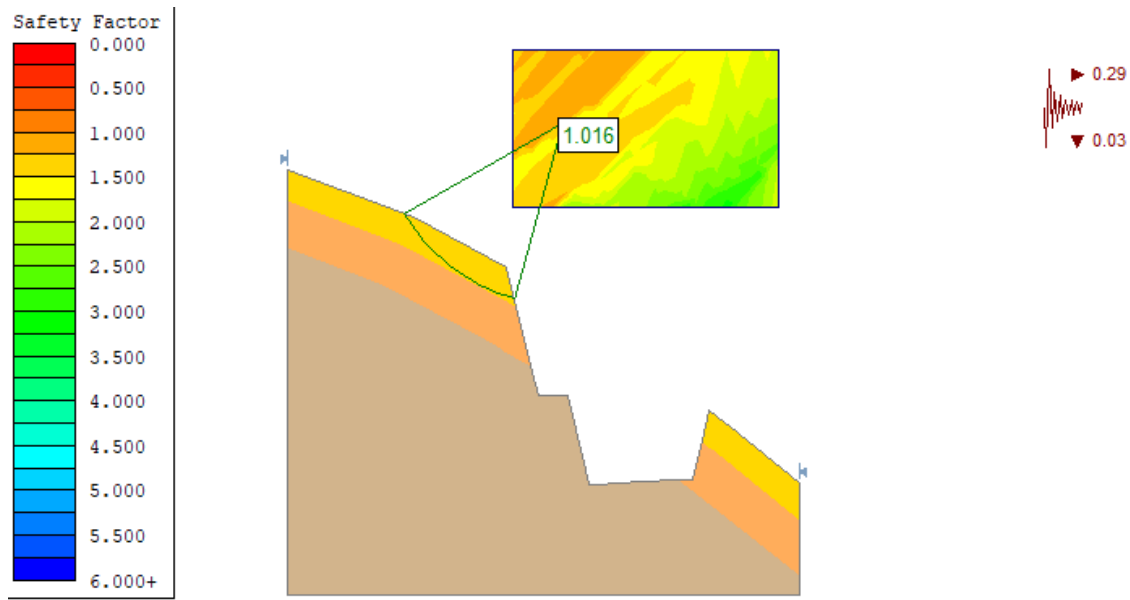


Figura 24 Análisis de estabilidad de chaflán con la inclinación recomendada en condiciones pseudo-estáticas



4.5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los planos de unidades geológicas superficiales y unidades geomorfológicas se realizaron con el levantamiento topográfico enviado por el interesado.
- Por medio de los datos de campo, se validó la información cartográfica correspondiente a este informe, donde se analizó las unidades de acuerdo a descripciones precisas desde el punto de vista geológico, geomorfológico y geotécnico.
- En el lugar en estudio no existe ningún tipo de plegamiento ni fallamiento significativo.
- De acuerdo con la exploración geotécnica realizada se pudo corroborar la estratigrafía de acuerdo al trabajo de campo y la información geológica y geomorfológica.
- Debido a que el sitio en estudio no presenta intervención en cuanto obras civiles, actualmente no hay necesidad de la realización de ningún tipo de estabilización de laderas.
- En el sector en estudio no se evidencia presencia de zonas críticas que puedan amenazar la construcción del puente sobre el río Ortega.
- El sitio en estudio no presenta puntos críticos del orden geológico y geotécnico.
- Se recomienda que los taludes de corte que se lleven a cabo se realicen con una inclinación de máximo 0.25H:1.0V. hasta una altura de seis (6) metros, en caso de que las laderas tengan alturas mayores se sugiere la conformación de una berma de mínimo 2.0 metros y continuar con un talud de la misma inclinación (0.25H:1.0V).
- En los sitios donde sea necesario la construcción y conformación de terraplenes se recomienda que estos tengan una inclinación de mínimo 1H:1V, además, deberán cumplir con todos los requisitos de transporte, colocación y compactación.
- Debido a que el descole de la alcantarilla que existe en la parte superior de la ladera derecha ha provocado carcavamientos en el talud, se recomienda la construcción de un dissipador de energía que permita controlar adecuadamente estas aguas y brindar una correcta disposición, evitando así una posible reactivación del deslizamiento rotacional antiguo que se encuentra en este sector.
- Para los sectores que presenten problemas erosivos se sugieren actividades de revegetalización o empradización de los taludes de tal manera que esta cobertura vegetal proteja el suelo y facilite la regeneración

de vegetación ya sea propia o no de la zona y de su fauna asociada. Se recomienda una cubierta vegetal mediante la siembra de alguna gramínea o leguminosa rastrera de rápido crecimiento. Además, en estos casos será necesario la construcción de obras de drenajes en la corona y pie del talud.

- Según el análisis de estabilidad realizado a la sección A, es posible deducir que en condiciones estáticas las laderas no presentan problemas de estabilidad ya que los factores de seguridad obtenidos son superiores a 1.30, pero en condiciones pseudoestáticas los factores de seguridad son inferiores a los mínimos sugeridos por la NSR-10 (F.S.=1), fallando en el estrato de suelo correspondiente al suelo residual de consistencia blanda, por lo tanto, se recomienda que cualquier tipo de estructura que se construya sobre estas laderas, sea cimentada por debajo de este estrato, el cual es susceptible a fenómenos de remoción en masa.
- En el sector no se encuentran movimientos de masas activos ni fenómenos de remoción que se hayan ocasionados por estructuras geológicas (fallas, alineamientos, discordancias), actualmente se encuentran dos fenómenos de remoción de edad muy antigua los cuales se encuentran en estado inactivo (abandonado) y que han sido originados por el mal manejo de las aguas superficiales.
- Los corte verticales de ladera que se realizaran en los sectores donde existen los movimientos en masa antiguos, presentan factores de seguridad superiores a los recomendados por la NSR-10, por lo tanto se puede inducir que estos no presentaran problemas de inestabilidad siempre y cuando se tomen las precauciones necesarias para el manejo de las aguas de escorrentías ya que estas fueron el detonante que ocasiono los fenómenos de remoción en su momento.
- Se recomienda que los cortes verticales que se realicen para la conformación de la vía en las zonas donde existen los movimientos en masa antiguos, se construya una cuneta revista en la corona de los taludes con el fin de captar y evacuar las aguas de escorrentías e impida su acumulación en el pie de los mismos, además, de realizar revegetalización en la cara de los taludes con el fin de evitar posibles problemas erosivos.

5 ESTUDIO DE SUELOS

5.1 EXPLORACIÓN DEL SUB- SUELO

5.1.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO

5.1.1.1 *Trabajo de campo*

Para efectos de auscultar el suelo de fundación se programó la ejecución de dos (2) perforaciones mecánicas, además, con el fin de zonificar adecuadamente el subsuelo, se hicieron ensayos geofísicos como complemento a la exploración geotécnica de tal manera que permitan corroborar la orientación y secuencia de la estratigrafía, además de los parámetros físico-mecánicos que definen las características del suelo de fundación.

- **Perforaciones mecánicas**

Debido a que el sector en estudio se considera homogéneo tanto geológica como geomorfológicamente se realizaron dos (2) sondeos por medios mecánicos, uno en cada estribo del puente proyectado hasta llegar a profundidades entre 24 y 28 metros.

Por causa del difícil acceso al lugar en estudio, las perforaciones se iniciaron con equipo manual hasta cerca de los 12.0 metros de profundidad realizando la prueba de penetración estándar (SPT) en donde era posible, además, se utilizó “cuchara partida” para recolección de muestra con fines clasificatorios, barrenos helicoidales para el avance y reconocimiento del perfil y tubo “*shellby*” para recuperación de muestras inalterada con el fin de realizar el ensayo de compresión inconfiada y corte directo. Cuando no fue posible continuar la perforación con el equipo manual se hizo uso del equipo mecánico de rotación por lavado de tal manera que se pudiera continuar con la perforación en los estratos de consistencia más compacta y con alta presencia de material granular como gravas, arenas medias y finas.

El trabajo de campo se realizó los días 8, 9, 10, 11 y 13 del mes de enero del 2020. De igual manera se seleccionó y recolectó rotulando debidamente las muestras recuperadas a diferentes profundidades para efectos de elaborar los ensayos clasificatorios y de caracterización físico- mecánica de los materiales.

De acuerdo al Código Colombiano de Puentes (CCP-14) y al Manual de Cimentaciones del INVIAS se sugiere que “para cimentaciones sobre pilas o estribos de menos de 30 metros de ancho, ejecutar una perforación como mínimo en cada apoyo”, estos sondeos se llevaron a profundidades superiores a los 15 metros debido que se desconoce el tipo de cimentación más adecuado para el puente, de tal manera que se pudiera conocer la estratigrafía a mayores profundidades en caso de que se requiera cimentación profunda.

A continuación se presenta la ubicación y las coordenadas de las perforaciones realizadas:

Tabla 31 Coordenadas cartesianas y geográficas de cada perforación mecánica realizada

PERFORACIÓN N°	COORDENADAS GEOGRÁFICAS	
	LATITUD	LONGITUD
1	2°35'58.48"	76°48'17.53"
2	2°35'59.03"	76°48'17.89"

- **Ensayos geofísicos**

Con el fin de zonificar adecuadamente el subsuelo y obtener tanto parámetros de resistencia como dinámicos, se hicieron ensayos geofísicos como complemento a la exploración geotécnica.

Se realizó un sondeo eléctrico vertical en cada lugar donde se efectuó una perforación mecánica, y se ejecutó una línea de refracción sísmica cerca de cada lugar perforado.

Para la ejecución del ensayo geoelectrico se utilizó un georesistivimetro, Modelo GPI FHMM-9601, con capacidad de sondear a profundidades L/2 mayores a 500 metros, utilizando electrodos de potencial y corriente, consistentes en varillas metálicas de Copperweld, acopladas a una fuente de poder (batería) que eleva el potencial hasta un rango de operación de 400 voltios.

El equipo utilizado para la refraccion sísmica corresponde a un Sismografo Modelo RAS-24, con doce canales o geófonos, interconectados a través de un cable de emisión. Para generar las ondas sísmicas o "tiros" en los puntos específicos de las líneas sísmicas, se utilizó una platina de hierro de 30X30 cm² y un "mazo" de 20 libras de peso.

A continuación se presenta la ubicación y las coordenadas de los sondeos eléctricos verticales y las líneas sísmicas realizadas

Tabla 32 Coordenadas cartesianas de cada línea sísmica realizada

LÍNEA DE REFRACCIÓN SÍSMICA N°	LONGITUD (m)	PUNTO	COORDENADAS GEOGRÁFICAS	
			NORTE	ESTE
1	65	Inicio	2°35'58.48"	76°48'17.53"
		Fin	2°35'57.13"	76°48'16.12"
2	65	Inicio	2°35'59.03"	76°48'17.89"
		Fin	2°36'0.59"	76°48'19.05"

Tabla 33 Coordenadas cartesianas de cada sondeo eléctrico vertical realizado

SONDEO ELÉCTRICO VERTICAL N°	COORDENADAS CARTESIANAS	
	NORTE	ESTE
1	2°35'58.53"	76°48'17.46"
2	2°35'58.99"	76°48'17.91"

5.1.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Sobre las muestras tomadas en campo se realizó diferentes ensayos destinados a evaluar las diferentes propiedades de los suelos, propiedades que permitan lograr su clasificación por los diferentes sistemas, y que permitan ser utilizados para las necesidades del estudio geotécnico

(parámetros de resistencia y de deformación), mediante la ejecución de los siguientes ensayos de laboratorio:

- Tamizado.
- Límites líquido y plástico.
- Determinación de humedad.
- Resistencia a la compresión simple.
- Peso específico.

5.1.2.1 Normatividad de ensayos y equipos

Los ensayos realizados a las muestras obtenidas en campo se realizaron bajo el procedimiento de las siguientes normas:

- **Ensayos para caracterización física**

Tabla 34 Ensayos realizados para la caracterización física

ENSAYO	NORMA	EQUIPOS
Análisis granulométrico de suelos por tamizado	I.N.V. E-123- 13	Tamices de malla cuadrada, horno, recipientes, balanzas con sensibilidad de 0.01gr y 0.10%
Determinación del límite líquido de los suelos	I.N.V. E-125- 13	Cazuela de Casagrande, vidrio, espátula, ranurador, recipientes, balanza y horno
Límite plástico e índice de plasticidad	I.N.V. E-126- 13	Balanza, recipientes, horno, agua destilada, superficie plana para enrollamiento.
Determinación del contenido de agua (humedad) de un suelo y roca	I.N.V. E-122- 13	Horno, balanza, recipientes

- **Ensayos para determinar la resistencia al corte**

Tabla 35 Ensayos realizados para determinar la resistencia al corte

ENSAYO	NORMA	
Compresión simple	I.N.V. E-152- 13	Aparato de compresión, Extractor de muestra, indicar de deformaciones, cronometro, balanza.
Corte directo	I.N.V. E-154- 13	Aparato o dispositivo de corte directo, caja de corte, piedras porosas, dispositivo de carga, dispositivo para medir fuerza de corte, recipiente para caja de corte, cuarto húmedo, anillos para el tallado de la muestra, balanza, medidores de desplazamiento, horno de secado.

- **Ensayos para determinar parámetros de deformación**

Tabla 36 Ensayos realizados para determinar los parámetros de deformación

ENSAYO
Geoeléctricos
Refracción sísmica

5.2 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

5.2.1 VISIÓN GLOBAL DE LA ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO

Como resultado de los trabajos de exploración mediante la ejecución de las perforaciones y los ensayos indirectos realizados, se deduce una estratigrafía homogénea en donde se identifican los estratos más representativos.

5.2.1.1 Perforación Mecánica

De acuerdo con las perforaciones realizadas mediante la ejecución de los dos (2) sondeos, se identificaron cuatro (4) tipos de estratos para cada apoyo del puente.

- **Estribo derecho**

Como primera capa se encontró un suelo orgánico de aproximadamente 0.5 metros, seguidamente hasta aproximadamente los 2.0 metros de profundidad se observó un suelo residual de color amarillo rojizo con presencia de algunas arenitas y gravas <3", de consistencia blanda con valores **N** medidos en campo entre 4-11 golpes/pie, continuamente hasta cerca de los 5.0 metros de profundidad se encuentra una limolita de color amarillo y café grisáceo con presencia de algunas gravas y areniscas de grano fino a grueso de consistencia media con valores **N** medidos en campo entre 19-29 golpes/pie y finalmente hasta terminar la perforación se halla una roca fracturada de tonalidades amarillas y cafés compuesta por intercalaciones de arcillolita, arenitas y conglomerado de consistencia muy compacta con valores **N** medidos en campo >48 golpes/pie.

A lo largo de la perforación fue posible encontrar estrato de conglomerado cuarzoso de aproximadamente dos (2) metros de espesor (prof: 8.20-10.20m).

- **Estribo izquierdo**

Como primera capa se encontró un suelo orgánico de aproximadamente 0.7 metros, seguidamente hasta aproximadamente los 2.1 metros de profundidad se observó un suelo residual de color amarillo cafésoso con presencia de algunas arenitas y gravas aluviales <4", de consistencia blanda con valores **N** medidos en campo entre 4-7 golpes/pie, continuamente hasta cerca de los 4.30 metros de profundidad se encuentra una arcillolita de color amarillo y/o gris con presencia de bastantes gravas angulares y subredondeadas (aluviales) y areniscas de consistencia media con valores **N** medidos en campo entre 24-29 golpes/pie y finalmente hasta terminar la perforación se halla una roca fracturada de tonalidades amarillas y grises compuesta por intercalaciones de arcillolita, arenitas y conglomerado de consistencia muy compacta media con valores **N** medidos en campo >44 golpes/pie.

A continuación, se presenta un cuadro resumen donde se muestra los valores de N de campo (SPT) de penetración estándar para cada uno de los sondeos.

Es de aclarar que no fue posible la obtención de valores de N SPT después de aproximadamente los 12.0 metros de profundidad debido a que se perforó mediante el equipo de rotación por lavado.

Tabla 37 Valores de N SPT en campo.

SONDEO #1		SONDEO #2	
PROF. (m)	N (SPT)	PROF. (m)	N (SPT)
1.2	19	1.2	7
2.4	23	2.55	19
2.85	24	3	24
3.3	17	3.45	29
3.75	22	4.8	50
5.1	48	5.25	46
5.55	46	5.7	44
6	50	6.15	50
6.45	50	6.6	50
6.9	47	7.05	50
7.35	50	7.5	50
7.8	50	7.95	50
8.25	50	8.4	50
9.15	50	8.85	50
9.6	50	10.2	50
10.05	50	10.65	50
10.5	50	11.1	50
10.95	50		
11.4	50		
12.15	50		
12.6	50		

5.2.1.2 Sondeos eléctricos verticales

- **Sondeo Eléctrico Vertical N°1 (SEV-1)**

Se corrió en la margen derecha del río Ortega, con una longitud de L/2 de 125.00 metros. La interpretación de la curva de campo obtenida y afinada en un programa de computación permite plantear la siguiente solución:

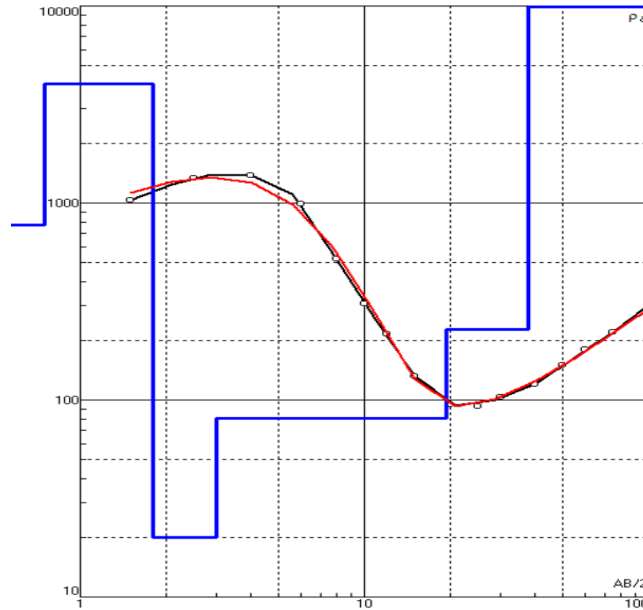
Tabla 38 Parámetros obtenidos del sondeo eléctrico vertical N°1 (SEV-1)

Profundidad (m.)	Resistividad (ohmios/metro)	Correlación Litológica
0.00 – 0.70	770	Suelo orgánico.
0.70 – 1.80	4000	Arenitas y gravas.
1.80 – 3.00	20	Limolitas.
3.00 – 19.00	81	Arenitas y gravas.
19.00 – 38.00	230	Intercalaciones de limolitas, arenitas y conglomerados.
> 38.00	2000	

El SEV-1 nos define seis horizontes de resistividad; el primero se correlaciona con el suelo orgánico, alcanza una profundidad de 0.70 metros y resistividad de 770 ohmios/metro. El segundo horizonte se correlaciona con arenitas de grano fino con presencia de gravas alcanzando una profundidad de 1.80 metros y resistividad de 4000 ohmios/metro, indicándonos que se presenta completamente seca. El tercer horizonte se correlaciona con

limolitas de color amarillento, alcanzan una profundidad de 3.00 metros y resistividad de 20 ohmios/metro. El cuarto horizonte alcanza una profundidad de 19.00 metros y se correlaciona con arenitas y gravas con resistividad de 81 ohmios/metro a partir del quinto horizonte se definen intercalaciones de limolitas, arenas y conglomerados de consistencia dura con resistividades del orden de 230 y 2000 ohmios/metro.

Figura 25 Interpretación del sondeo eléctrico vertical N°1 (SEV-1)



- **Sondeo Eléctrico Vertical N°2 SEV-2**

Se corrió en la margen izquierda aguas abajo del río Ortega, con una longitud de L/2 de 100.00 metros. La interpretación de la curva de campo obtenida y afinada en un programa de computación permite plantear la siguiente solución:

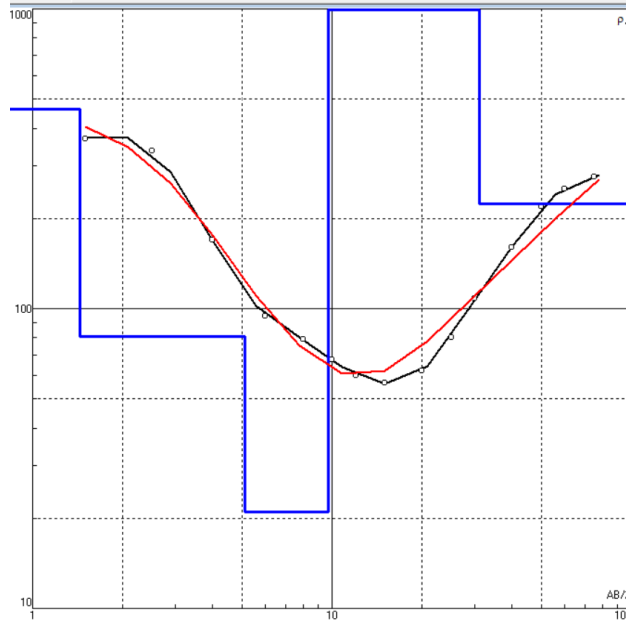
Figura 26 Parámetros obtenidos del sondeo eléctrico vertical N°2 (SEV-2)

Profundidad (m.)	Resistividad (ohmios/metro)	Correlación Litológica
0.00 – 1.50	460	Suelos residuales.
1.50 – 5.00	80	Arenitas y gravas.
5.00 – 10.00	21	Limolitas.
10.00 – 17.00	2000	Arenitas y conglomerados.
17.00 – 31.00	800	Intercalaciones de limolitas, arenas y conglomerados.
> 31.00	220	

El primer horizonte de resistividad alcanza una profundidad de 1.50 metros y resistividad del orden de 460 ohmios/metro, se correlaciona con suelos residuales de color amarillento rojizo. El segundo horizonte se correlaciona con arenitas y gravas hasta una profundidad de 5.00 metros y resistividad de 80 ohmios/metro. El tercer horizonte alcanza una profundidad de 10.00 metros y resistividad de 21 ohmios/metro, correlacionable con limolitas. El cuarto horizonte alcanza los 17.00 metros de

profundidad con resistividad de 2000 ohmios/metro correlacionable con limolitas, a juzgar por su valor de resistividad se presenta completamente seca.. El quinto y sexto horizonte se correlaciona con intercalaciones de limolitas, arcillolitas, arenitas y conglomerados de consistencia dura, se define a profundidades mayores de 17.00 metros y resistividades del orden de 800 y 220 ohmios/metro.

Figura 27 Interpretación del sondeo eléctrico vertical N°2 (SEV-2)



5.2.1.3 Líneas de refracción sísmicas

- **Línea de Refracción Sísmica N°1 LRS1**

Se corrió en la margen derecha aguas abajo del río Ortega, con longitud de 65.00 metros. La interpretación de la dromocrónica permite determinar el siguiente perfil de correlación sísmica.

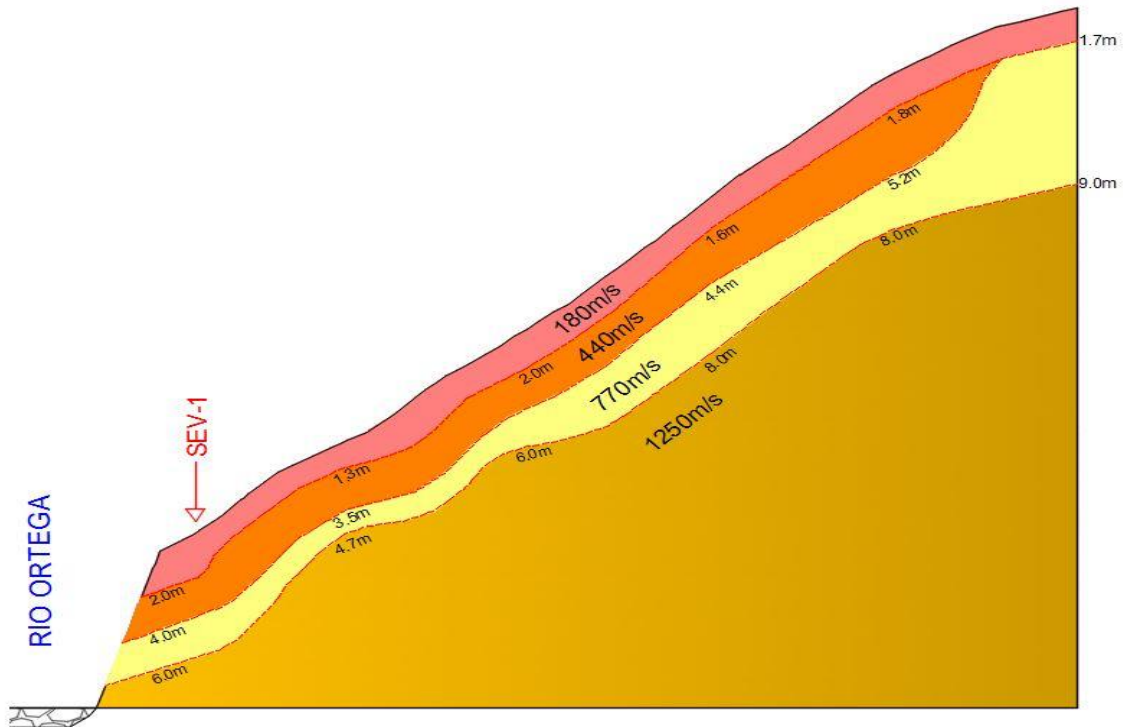
Tabla 39 Parámetros obtenidos la línea de refracción sísmica N°1 (LRS-1)

Profundidad (m.)	Velocidad (m/s)	Correlación Litológica
0.00 – (1.30)(2.00)	180	Suelos residuales.
(1.30)(2.00) – (3.50)(5.20)	440	Roca meteorizada.
(3.50)(5.20) – (6.00)(9.00)	770	
> (6.00)(9.00)	1250	Roca fracturada.

De acuerdo con los resultados de la LRF-1 se define cuatro horizontes de velocidad; el primer horizonte se correlaciona con suelos residuales de consistencia blanda, susceptibles a los fenómenos de remoción en masa, alcanzan una profundidad de 1.30 a 2.00 metros con velocidad de 180 metros/segundo. El segundo y tercer horizonte se correlaciona con la roca meteorizada de consistencia blanda a media, alcanzan una profundidad de 3.50, 6.00 y 9.00 metros con velocidades

entre 440 a 770 metros/segundo. El cuarto horizonte se correlaciona con la roca fracturada de consistencia media-dura constituido por arenitas y conglomerados con velocidad de 1250 metros/segundo.

Figura 28 Perfil obtenido de la línea refracción sísmica N°1 (LRS-1)



- **Línea de Refracción Sísmica N°2 LRS2**

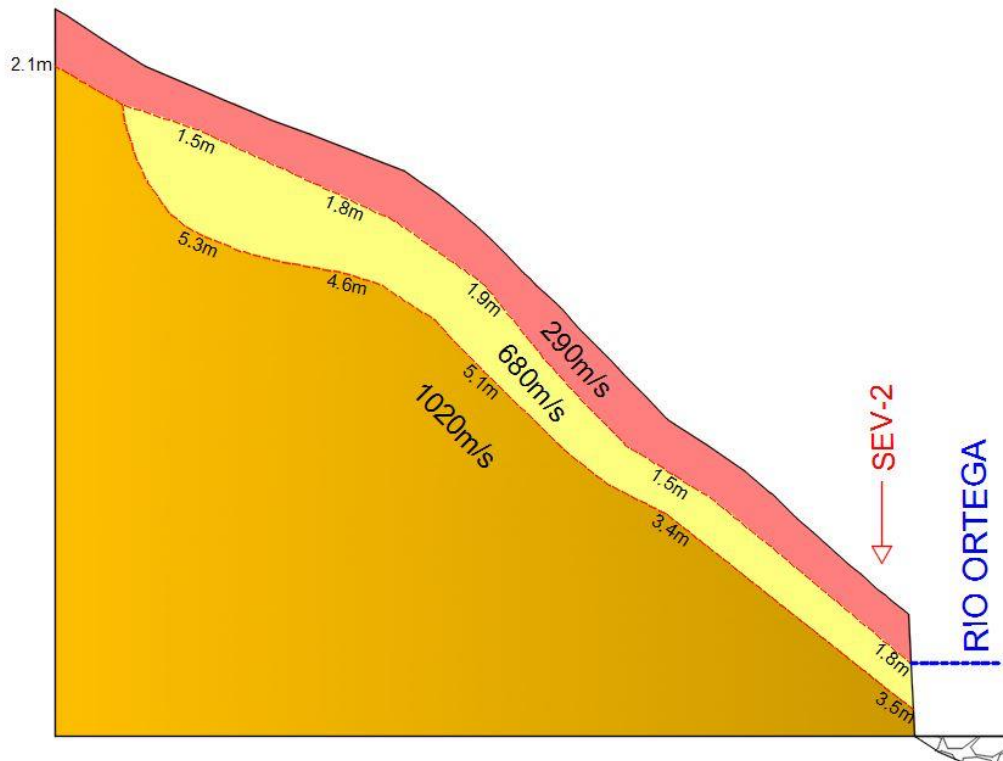
Se corrió en la margen izquierda aguas abajo del río Ortega, con longitud de 65.00 metros. La interpretación de la dromocrónica permite determinar el siguiente perfil de correlación sísmica:

Tabla 40 Parámetros obtenidos la línea de refracción sísmica N°2 (LRS-2)

Profundidad (m.)	Velocidad (m/s)	Correlación Litológica.
0.00 – (1.50)(2.10)	290	Suelo residual.
(1.50)(2.10) – (3.40)(5.30)	680	Roca meteorizada.
> (3.40)(5.30)	1020	Roca fracturada.

De acuerdo con los resultados de la LRF-2 se define tres horizontes de velocidad; el primero se correlaciona con suelos residuales de consistencia blanda, alcanzan una profundidad de 1.50 a 2.10 metros y velocidad de 290 metros/segundo. El segundo horizonte se correlaciona con la roca meteorizada de consistencia blanda, alcanza una profundidad de 3.540 a 5.30 metros. El tercer horizonte se correlaciona con la roca fracturada constituida por arenitas y conglomerados (Foto 9) de consistencia media-dura con velocidad de 1020 metros/segundo.

Figura 29 Perfil obtenido de la línea refracción sísmica N°2 (LRS-2)



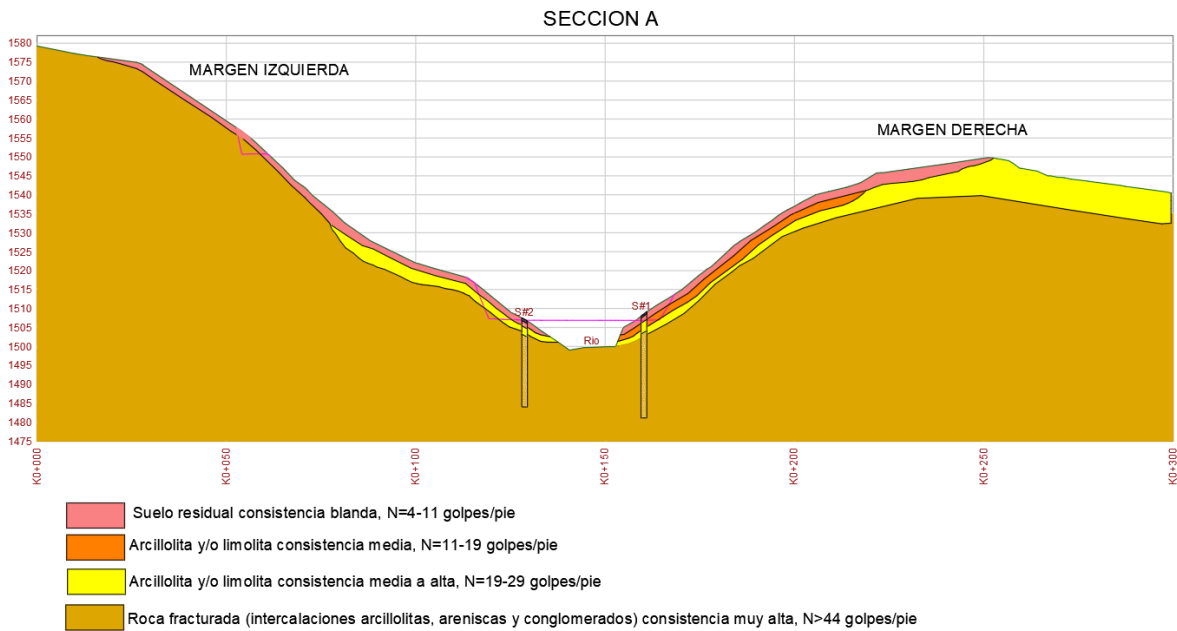
5.2.1.4 Correlación perforaciones y ensayos geofísicos

Enlazando las perforaciones mecánicas y los ensayos geofísicos se definen lo siguiente:

- En la línea de refracción sísmica LRS1 y el sondeo N°1 se definen cuatro horizontes de velocidad mientras que en la línea de refracción sísmica LRS2 y sondeo N°2 se definen tres horizontes de velocidad faltando el horizonte de la roca meteorizada de consistencia blanda.
- En la LRS1 y LRS2 el horizonte de roca fracturada se define a profundidades mayores de 5.00 y 9.00 metros hasta una profundidad de exploración cercana a los 15.00 metros.
- En los sondeos eléctricos verticales la roca sana alcanza profundidades mayores de 30.00 metros.

A continuación se presenta el perfil estratigráfico deducido, el cual se obtiene enlazando las perforaciones mecánicas, los sondeos eléctricos verticales y las líneas de refracción sísmica:

Figura 30 Perfil estratigráfico deducido del sector en estudio



5.2.2 ANÁLISIS DETALLADO

Una vez procesadas todas las muestras de campo obtenidas como resultado de la exploración geotécnica, se puede definir el perfil estratigráfico, definiendo áreas de trabajo bajo la presencia de suelos fácilmente identificables por su color, textura, humedad.

5.2.2.1 Estribo derecho

- **Estrato de suelo residual Prof:0.5-2.0m**

Este estrato de material se encontró debajo de la capa de suelo orgánico y presenta un espesor de aproximadamente 1.5 metros, se caracteriza por ser un suelo fino limosos de baja compresibilidad (ML) de tonalidades amarillas rojizas con presencia de arenas y gravas de consistencia blanda con valores de resistencia última (q_u) de 0.31 Kg/cm², limite líquido (LL) de 50%, limite plástico (LP) de 37%, humedad de 31% e índice de plasticidad (IP) de 12.

Tabla 41 Tabla resumen de propiedades del estrato de suelo residual encontrado en el estribo derecho

PROF. (m)	q_u (Kg/cm ²)	P. U Húmedo (g/cm ³)	P.U Seco (g/cm ³)	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP	CLASIFICACIÓN (U.S.C)
1,50-1,90	0.31	1.49	1.14	30.6	49.5	37.2	12.4	ML

- **Estrato de limolita prof: 2.0-5.0m**

Este estrato de material se encontró desde de los 2.0 metros hasta aproximadamente los 5.0 metros, se caracteriza por ser una limolita de color amarillo y café grisáceo clasificada como un suelo limoso de baja compresibilidad (ML) con presencia de algunas arenas y gravas de consistencia media con

valores de resistencia última (qu) de 1.31 Kg/cm², limite líquido (LL) de 46%, limite plástico (LP) de 32%, humedad de 18% e índice de plasticidad (IP) de 15.

Tabla 42 Tabla resumen de propiedades del estrato de limolita encontrado en el estribo derecho

PROF. (m)	qu (Kg/cm ²)	P. U Húmedo (g/cm ³)	P.U Seco (g/cm ³)	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP	CLASIFICACIÓN (U.S.C)
4,20-4,60	1.31	1.83	1.55	18.4	46.3	31.5	14.9	ML

- **Roca fracturada prof >5.0m**

Este estrato de material se encontró desde los 5.0 hasta finalizar la perforación, se caracteriza por estar compuesta por intercalaciones de arcillolita, arenitas y conglomerado de tonalidades amarillas y café grisáceo de consistencia muy alta. Este material se clasificada como una suelo arcilloso de baja compresibilidad con presencia de bastante gravas y arenas (SC, GC) con valores de resistencia última (qu) entre 3.46-3.74 Kg/cm², limite líquido (LL) entre 43-47%, limite plástico (LP) entre 23-24%, humedad entre 8-33% e índice de plasticidad (IP) entre 19-24.

Tabla 43 Tabla resumen de propiedades del estrato de roca fracturada encontrado en el estribo derecho

PROF. (m)	qu (Kg/cm ²)	P. U Húmedo (g/cm ³)	P.U Seco (g/cm ³)	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP	CLASIFICACIÓN (U.S.C)
6,40-7,30	-	-	-	32.9	44.6	22.9	21.7	SC
8,20-8,60	3.46	2.45	2.26	8.45	-	-	-	-
11,20-11,60	3.74	2.5	2.24	11.7	47.2	23.6	23.6	GC
12,60-14,10	-	-	-	10.8	42.8	23.9	18.8	GC
Mínimo	3.46	2.45	2.24	8.45	42.8	22.9	18.8	SC, GC
Máximo	3.74	2.5	2.26	32.9	47.2	23.9	23.6	
Promedio	3.6	2.48	2.25	15.96	44.87	23.47	21.37	
Desviación Estándar	0.20	0.04	0.01	11.37	2.21	0.51	2.42	
Percentil 60	3.63	2.48	2.25	11.52	45.12	23.66	22.08	
Percentil 60	3.70	2.49	2.26	23.36	46.42	23.81	23.03	

5.2.2.2 Estribo izquierdo

- **Estrato de suelo residual Prof:0.7-2.10m**

Este estrato de material se encontró debajo de la capa de suelo orgánico y presenta un espesor de aproximadamente 1.4 metros, se caracteriza por ser un suelo fino arcilloso de baja compresibilidad (CL) de tonalidades amarillo cafésoso con presencia de arenas y gravas aluviales <4" de consistencia blanda con valores de resistencia última (qu) de 0.90 Kg/cm², limite líquido (LL) de 41%, limite plástico (LP) de 20%, humedad de 27% e índice de plasticidad (IP) de 21.

Tabla 44 Tabla resumen de propiedades del estrato de suelo residual encontrado en el estribo izquierdo

PROF. (m)	qu (Kg/cm ²)	P. U Húmedo (g/cm ³)	P.U Seco (g/cm ³)	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP	CLASIFICACIÓN (U.S.C)
1,70-2,10	0.9	1.78	1.4	27	40.5	19.6	20.9	SC

- **Estrato de arcillolita prof: 2.1-4.30m**

Este estrato de material se encontró desde de los 2.1 metros hasta aproximadamente los 4.3 metros, se caracteriza por ser una arcillolita de color amarillo y/o gris clasificada como un suelo arcilloso de baja compresibilidad (CL) con presencia de arenas y gravas de consistencia media con valores de resistencia última (qu) de 1.4 Kg/cm², limite líquido (LL) de 44%, limite plástico (LP) de 22%, humedad de 24% e índice de plasticidad (IP) de 21.

Tabla 45 Tabla resumen de propiedades del estrato de arcillolitas encontrado en el estribo izquierdo

PROF. (m)	qu (Kg/cm ²)	P. U Húmedo (g/cm ³)	P.U Seco (g/cm ³)	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP	CLASIFICACIÓN (U.S.C)
3,9-4,30	1.4	2.19	1.73	23.65	43.7	22.3	21.4	CL

- **Roca fracturada prof >4.3m**

Este estrato de material se encontró desde los 4.3 hasta finalizar la perforación, se caracteriza por estar compuesta por intercalaciones de arcillolita, arenitas y conglomerado de tonalidades amarillas y grises de consistencia muy alta. Este material se clasificada como una suelo arcilloso de baja compresibilidad con presencia de bastante gravas y arenas (SC, GC) con valores de resistencia última (qu) de 4.19 Kg/cm², limite líquido (LL) entre 40-48%, limite plástico (LP) entre 22-24%, humedad entre 25-26% e índice de plasticidad (IP) entre 18-27.

Tabla 46 Tabla resumen de propiedades del estrato de roca fracturada encontrada en el estribo izquierdo

PROF. (m)	qu (Kg/cm ²)	P. U Húmedo (g/cm ³)	P.U Seco (g/cm ³)	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP	CLASIFICACIÓN (U.S.C)
6,10-7,00	-	-	-	24.8	48.2	21.5	26.7	CL
9,20-9,60	4.19	2.45	1.96	25.2	40	21.8	18.3	SC
10,20-11,40	-	-	-	25.9	42.9	23.9	19	SC
Mínimo	4.19	2.45	1.96	24.8	40	21.5	18.3	SC, CL
Máximo	4.19	2.45	1.96	25.9	48.2	23.9	26.7	
Promedio	4.19	2.45	1.96	25.3	43.7	22.4	21.33	
Desviación Estándar	--	--	--	0.56	4.16	1.31	4.66	
Percentil 60	4.19	2.45	1.96	25.34	43.96	22.22	20.54	
Percentil 60	4.19	2.45	1.96	25.69	46.61	23.27	24.39	

5.2.3 Nivel de aguas freáticas.

Se detectó nivel de aguas freáticas únicamente en el sondeo N°2 a una profundidad de 1.20 metros, pero es necesario aclarar que la presencia de esta agua puede ser producto de una vertiente que existen en el sector, la cual facilita su acumulación en la parte más baja de la ladera, sin embargo de acuerdo a la perforación realizada en este sitio (S#2) es posible afirmar que esta agua no infiltra el

estrato de roca fracturada encontrada después de los 5.0 metro de profundidad ya que su consistencia es muy compacta y prácticamente impermeable.

Con el fin de tomarse las respectivas precauciones, el cálculo de la capacidad de carga y los asentamientos totales se evaluarán con la presencia de nivel freático a 1.20 metros de profundidad con el objeto de trabajar en condiciones más críticas.

5.3 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO Y GEOTÉCNICOS

5.3.1 DETERMINACIÓN DEL PESO UNITARIO (γ)

El peso unitario en estado húmedo o saturado se obtiene mediante mediciones directas sobre las muestras inalteradas. Se obtiene el peso y sus dimensiones (diámetro y altura), determinando así cada peso y volumen en particular, y la relación peso/volumen, determina el peso unitario o volumétrico del espécimen.

Tabla 47 Peso Unitario de los suelos encontrados.

ESTRIBO	ESTRATO	PROF. (m)	PESO UNITARIO HÚMEDO (γ) (g/cm ³)	PESO UNITARIO SECO (γ) (g/cm ³)
Derecho	Suelo residual	0.5-2.0	1.49	1.14
	Limolita	2.0-5.0	1.83	1.55
	Roca fracturada	>5.0	2.49	2.26
Izquierdo	Suelo residual	0.7-2.1	1.78	1.4
	Arcillolita	2.1-4.3	2.19	1.73
	Roca fracturada	>4.3	2.45	1.96

5.3.2 CORRECCIÓN DEL N DE CAMPO (N_{cor})

El ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencia, en especial la energía que llega a la toma muestras, para realizar la respectiva corrección se utilizara la fórmula de Bowles:

$$N_{cor} = N * C_n * h_1 * h_2 * h_3 * h_4$$

Donde:

N_{cor} : valor de N corregido

N: valor de N de campo

C_n : factor de corrección por confinamiento efectivo

h_1 : factor por energía del martillo ($0.45 \leq h_1 \leq 1.0$)

h_2 : factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq h_2 \leq 1$)

h_3 : factor por revestimiento interno de toma muestra ($0.8 \leq h_3 \leq 1$)

h_4 : factor por diámetro de perforación (>1 para D>5", =1.15 para D=8")

Se considera que $h_3=h_4=1$.

A continuación, se presenta un cuadro resumen donde se muestra los valores de N (SPT) corregidos para cada uno de los sondeos.

Tabla 48 Valores de N SPT corregidos para los sondeos realizados

SONDEO #1		SONDEO #2	
PROF. (m)	N (SPT)	PROF. (m)	N (SPT)
1.2	21	1.2	8
2.4	20	2.55	19
2.85	19	3	23
3.3	13	3.45	26
3.75	16	4.8	43
5.1	33	5.25	37
5.55	30	5.7	34
6	31	6.15	37
6.45	34	6.6	42
6.9	31	7.05	41
7.35	31	7.5	39
7.8	30	7.95	38
8.25	29	8.4	37
9.15	27	8.85	36
9.6	26	10.2	33
10.05	25	10.65	32
10.5	24	11.1	31
10.95	23		
11.4	22		
12.15	21		
12.6	21		

5.3.3 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA ULTIMA (qu).

A continuación, se presentan los valores de resistencia última escogidos para cada estrato de suelo encontrado en el lugar en estudio.

Tabla 49 Resistencia ultima (qu) para cada estrato de suelo encontrado.

ESTRIBO	ESTRATO	PROF. (m)	qu (Kg/cm ²)
Derecho	Suelo residual	0.5-2.0	0.31
	Limolita	2.0-5.0	1.31
	Roca fracturada	>5.0	2.49
Izquierdo	Suelo residual	0.7-2.1	0.9
	Arcillolita	2.1-4.3	2.19
	Roca fracturada	>4.3	2.45

5.3.4 OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE

Los resultados de la prueba de penetración estándar, son útiles para establecer correlaciones con el ángulo de fricción del material y la resistencia al corte drenado. Determinando el número de golpes corregido y la presión de confinamiento, se puede obtener el ángulo de fricción del suelo aplicando ecuaciones.

A continuación, se presenta un cuadro con el valor de ángulo de fricción obtenido para cada suelo:

Tabla 50 Resultados de ángulo de fricción interna (ϕ) para cada tipo de suelo encontrado.

ESTRIBO	ESTRATO	PROF. (m)	N SPT (Corregido)	ANGULO DE FRICCIÓN (°)				
				PECK	HISHIDA	JNR	JRB	PROMEDIO
Derecho	Suelo residual	0.5-2.0	7	30	24	28	23	27
	Limolita	2.0-5.0	13	32	28	29	26	29
	Roca fracturada	>5.0	21	34	31	31	29	31
Izquierdo	Suelo residual	0.7-2.1	8	31	25	29	24	27
	Arcillolita	2.1-4.3	19	33	30	31	28	31
	Roca fracturada	>4.3	31	36	35	33	32	34

5.3.5 VELOCIDAD DE ONDA LONGITUDINAL (V_p)

De acuerdo con las líneas de refracción sísmicas realizadas, se encontraron cuatro (4) tipos de materiales en la LRF-1 y tres (3) en la LRF-2, los cuales fueron diferenciales por su rango de velocidad de onda longitudinal (V_p). A continuación se presenta la profundidad y velocidad de onda P obtenida para cada uno de estos estratos:

Tabla 51 Velocidad de onda P obtenida para cada estrato de suelo

ESTRIBO	ESTRATO	PROF. (m)	VELOCIDAD DE ONDA (V_p) (m/s)
Derecho	Suelo residual	0.5-2.0	180
	Limolita	2.0-5.0	440-770
	Roca fracturada	>5.0	1250
Izquierdo	Suelo residual	0.7-2.1	290
	Arcillolita	2.1-4.3	680
	Roca fracturada	>4.3	1020

5.3.6 VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s)

A continuación se presenta una correlación con el fin de convertir la velocidad de onda P en velocidad de onda S:

$$V_s = \frac{1}{3} * V_p$$

Tabla 52 Velocidad de onda S obtenida para cada estrato de suelo

ESTRIBO	ESTRATO	PROF. (m)	VELOCIDAD DE ONDA (V_p) (m/s)	VELOCIDAD DE CORTE (V_s) (m/s)
Derecho	Suelo residual	0.5-2.0	180	60
	Limolita	2.0-5.0	440-770	147-257
	Roca fracturada	>5.0	1250	417
Izquierdo	Suelo residual	0.7-2.1	290	97
	Arcillolita	2.1-4.3	680	227
	Roca fracturada	>4.3	1020	340

5.3.7 9.7 MODULO DE POISSON (μ)

Es la relación entre las deformaciones unitarias transversal y longitudinal, es una medida de la contracción lateral del material. De la relación de ambas velocidades VP y VS- se obtiene el coeficiente de Poisson como parámetro del suelo.

$$\mu = \frac{\left(\frac{Vp}{Vs}\right)^2 - 2}{2 * \left[\left(\frac{Vp}{Vs}\right)^2 - 1\right]}$$

Tabla 53 Relación de Poisson obtenido para cada estrato de suelo

ESTRIBO	ESTRATO	PROF. (m)	VELOCIDAD DE ONDA (Vp) (m/s)	VELOCIDAD DE CORTE (Vs) (m/s)	μ
Derecho	Suelo residual	0.5-2.0	180	60	0.44
	Limolita	2.0-5.0	440-770	147-257	0.44
	Roca fracturada	>5.0	1250	417	0.44
Izquierdo	Suelo residual	0.7-2.1	290	97	0.44
	Arcillolita	2.1-4.3	680	227	0.44
	Roca fracturada	>4.3	1020	340	0.44

5.3.8 MODULO DE CORTE (G)

El módulo de corte se define como la relación entre la tensión y la deformación de corte, es una medida de la dureza del material. Para valores de G corregidos para niveles de deformación apropiados pueden ser de utilidad para problemas geotécnicos estáticos, como es el diseño de cimentaciones.

$$G = \rho * Vs^2$$

Tabla 54 Modulo de corte obtenido para cada estrato de suelo

ESTRIBO	ESTRATO	PROF. (m)	VELOCIDAD DE ONDA (Vp) (m/s)	VELOCIDAD DE CORTE (Vs) (m/s)	DENSIDAD (ρ) (Tn/m ³)	MODULO DE CORTE (G) (MPa)
Derecho	Suelo residual	0.5-2.0	180	60	1.49	5
	Limolita	2.0-5.0	440-770	147-257	1.83	39-121
	Roca fracturada	>5.0	1250	417	2.49	432
Izquierdo	Suelo residual	0.7-2.1	290	97	1.78	17
	Arcillolita	2.1-4.3	680	227	2.19	113
	Roca fracturada	>4.3	1020	340	2.45	283

5.3.9 MODULO DE ELASTICIDAD (E)

Es la cantidad de esfuerzo por unidad de deformación.

$$E = 2 * (1 + \mu) * G$$

Tabla 55 Modulo de elasticidad obtenido para cada estrato de suelo

ESTRIBO	ESTRATO	PROF. (m)	μ	MODULO DE CORTE (G) (MPa)	E (MPa)
Derecho	Suelo residual	0.5-2.0	0.44	5	15
	Limolita	2.0-5.0	0.44	39-121	122-348
	Roca fracturada	>5.0	0.44	432	1245
Izquierdo	Suelo residual	0.7-2.1	0.44	17	48
	Arcillolita	2.1-4.3	0.44	113	324
	Roca fracturada	>4.3	0.44	283	816

5.4 EVALUACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS SUELOS

5.4.1 POTENCIAL EXPANSIVO

De acuerdo a los diversos criterios que existen para identificar y predecir el potencial expansivo de un suelo fino a partir de los límites líquido y plástico observamos que:

Tabla 56 Predicción de la expansividad a partir del limite liquido

GRADO DE EXPANSIÓN	LIMITE LIQUIDO	
	CHEN	NORMAS IS 1498
Bajo	30-40	20-35
Medio	30-40	35-50
Alto	40-60	50-70
Muy Alto	>60	70-90

Tabla 57 Predicción de la expansividad a partir del índice de plasticidad

GRADO DE EXPANSIÓN	ÍNDICE DE PLASTICIDAD		
	HOLTZ Y GIBBS	CHEN	NORMAS IS 1498
Bajo	< 20	0-15	< 12
Medio	12-34	10-35	12-33
Alto	23-45	20-55	23-32
Muy alto	> 32	> 35	> 32

A continuación, se presenta un cuadro resumen de los valores de límite líquido (LL) e Índice plástico (IP) de los estratos de suelos encontrados y su respectivo grado de expansión.

Tabla 58 Resumen de los valores de limite liquido e indice de plasticidad de cada suelo encontrado.

ESTRIBO	ESTRATO	PROF. (m)	LL (%)	IP	GRADO DE EXPANSIÓN
Derecho	Suelo residual	0.5-2.0	50	12	Medio
	Limolita	2.0-5.0	46	15	Medio
	Roca fracturada	>5.0	46.00	23	Alto
Izquierdo	Suelo residual	0.7-2.1	41.00	21	Alto
	Arcillolita	2.1-4.3	44.00	21	Alto
	Roca fracturada	>4.3	47	24	Alto

Los estratos de suelo encontrados hasta una profundidad cercana a los 2.0 metros y definidos como un suelo residual de consistencia blanda y los estrato de arcillolita y/o limolita de consistencia media

encontrados hasta aproximadamente los 5.0 metros de profundidad presentan características de expansión media a alta, por lo tanto, se sugiere que la cimentación de la estructura sobre pase estos estratos ya que se podrán presentar posibles cambios volumétricos, mientras que el estrato de roca fracturada presenta características de expansión alta pero de acuerdo a su consistencia tan alta y a su grado de meteorización cuenta con un grado de permeabilidad muy bajo lo que dificulta el ingreso del agua y evita los problemas de expansión.

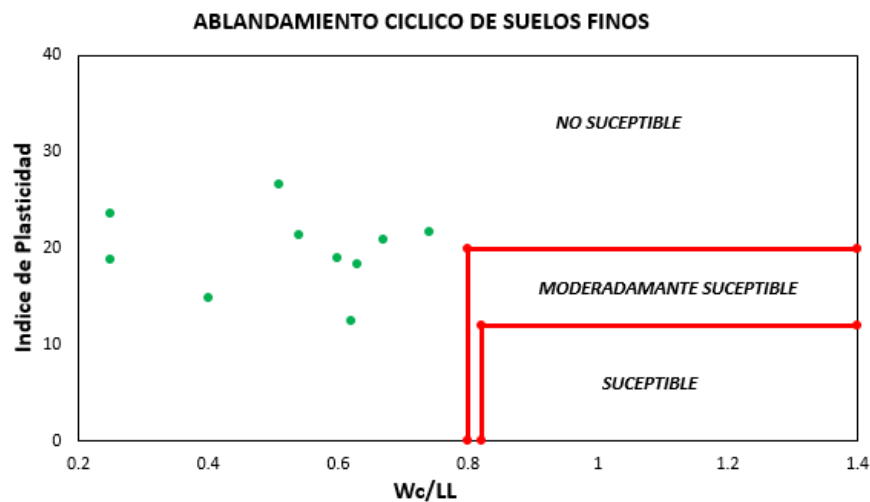
5.4.2 POTENCIAL DE LICUACIÓN

5.4.2.1 Potencial de licuación de suelos finos

Para evaluar si los suelos finos que conforman la base de datos puedan presentar ablandamiento cíclico o no, se realizó el análisis sugerido por BRAY, SANCIO & DURGUNOGLU (2004), (Ver Grafica 1).

A continuación, se presenta sobre la gráfica de Bray la susceptibilidad de cada una de las muestras de suelos obtenidas. Aplicando este criterio de evaluación se concluye que el suelo encontrado presenta una baja susceptibilidad al ablandamiento cíclico.

Grafica 1 Criterio propuesto para la evaluación de susceptibilidad a la licuación de suelos finos



5.4.3 POTENCIAL DE COLAPSO

Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, que, si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan.

La evaluación se hace mediante la siguiente fórmula:

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{\left(\frac{1}{G_s}\right) + W_L}$$

Donde:

γ_{dcrit} = Peso unitario critico como identificación de la colapsabilidad

γ_w = Peso específico del agua

W_L = Limite liquido en decimales

G_s = gravedad especifica del suelo

CRITERIO DE EVALUACIÓN:

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} > 1 \text{ el suelo es estable o expansivo}$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} \leq 1 \text{ el suelo es colapsable}$$

Donde:

γ_{dcrit} = Peso unitario critico como identificación de la colapsabilidad

γ_d = peso unitario del suelo

Tabla 59 Valores de colapsabilidad para cada suelo encontrado.

ESTRIBO	ESTRATO	PROF. (m)	γ_d (g/cm ³)	W _L	γ_d Critico (g/cm ³)	COLAPSABILIDAD
Derecho	Suelo residual	0.5-2.0	1.14	0.31	1.41	SI
	Limolita	2.0-5.0	1.55	0.25	1.54	NO
	Roca fracturada	>5.0	2.26	0.23	1.63	NO
Izquierdo	Suelo residual	0.7-2.1	1.4	0.27	1.49	SI
	Arcillolita	2.1-4.3	1.73	0.24	1.56	NO
	Roca fracturada	>4.3	1.96	0.26	1.52	NO

5.4.4 EFECTOS DE LA VEGETACIÓN Y CUERPOS DE AGUA

En el área como tal donde se realizará la construcción del puente no existe vegetación que pueda ocasionar algún tipo de problema a la obra, pero si existen cuerpos de agua cercanos (rio Ortega) que pueden producir modificación en las propiedades físico-mecánicas del suelo.

5.5 ANÁLISIS GEOTÉCNICO

5.5.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE

Como cimentación para el puente que se construirá sobre el rio Ortega en el corregimiento de Seguengue, municipio de El Tambo, departamento del Cauca, se propone que este vaya sobre estribos convencionales. Especificamente se sugiere como apoyo para el puente muros de semigravedad en voladizo de concreto reforzado.

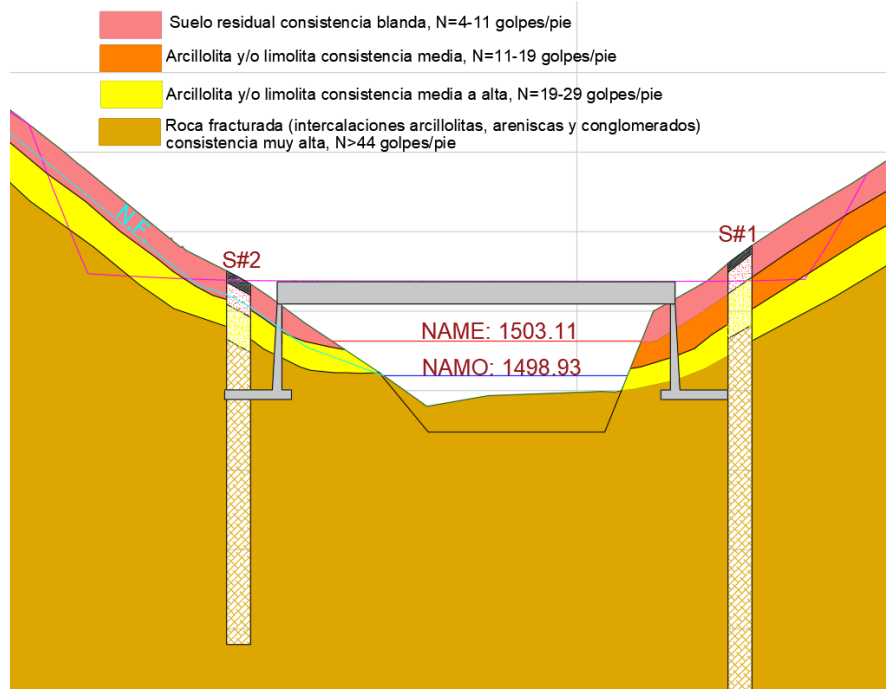
De acuerdo a la estratigrafía obtenida de las perforaciones mecánicas y ensayos geofísicos realizados, se obtuvo en general tres (3) estratos de material. Como primera capa se encuentra hasta cerca de los 2.0 primeros metros de profundidad un suelo residual de consistencia blanda el cual es susceptible a presentar fenómenos de remoción en masa, el segundo estrato se observa hasta aproximadamente los 5.0 metros de profundidad y se caracteriza como una arcillolita y/o limolita de consistencia media y después se encuentra una roca fractura (intercalaciones de arcillolita, areniscas y conglomerado) de consistencia muy alta el cual se considera como el estrato más adecuado para la cimentación de los estribos.

Según la estratigrafía deducida del sector en estudio se recomienda que los muros tengan como mínimo una profundidad de desplante (Df) de 2.5 m con el fin de sobrepasar los 2.0 primeros metros de suelo residual que son susceptibles a fenómenos de remoción en masa.

Debido a los resultados del informe de hidráulica el sector tiende a presentar el fenómeno de socavación lo que podría implicar pérdida de superficie de apoyo para los estribos del puente, además, según el perfil estratigráfico deducido y los análisis de hidrología e hidráulica, el nivel de aguas máximas extraordinarias podría generar pérdida de banca en los estratos de suelo de consistencia blanda y media, por lo tanto, se recomiendan que los estribos del puente sobrepasen el estrato tanto de suelo residual como las arcillolitas y/o limolitas que se encuentran hasta cerca de los 5.0 metros de profundidad.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, se propone que los estribos tengan una altura de 6.0 metros de tal manera que la base de la zarpa quede cimentada sobre el estrato de suelo definido como roca fracturada de consistencia muy alta.

Figura 31 Perfil estratigráfico deducido con implantación de estribos



5.5.2 CALCULO DE CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

Se ha definido una única área de diseño y un perfil deducido, donde se detalla las características del suelo que sirven de cimentación y así determinar la capacidad de soporte.

La capacidad de carga de carga se realizará por el método de la ecuación general de Vesic para suelo fino cohesivos.

$$\sigma_u = C_u * N_c * f_c * d_c * i_q + q * N_q * f_q * d_q * i_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * f_\gamma * d_\gamma * i_r$$

Donde:

Cu: Cohesión no drenada

Nc, Nq, Nr: Factores de capacidad de carga

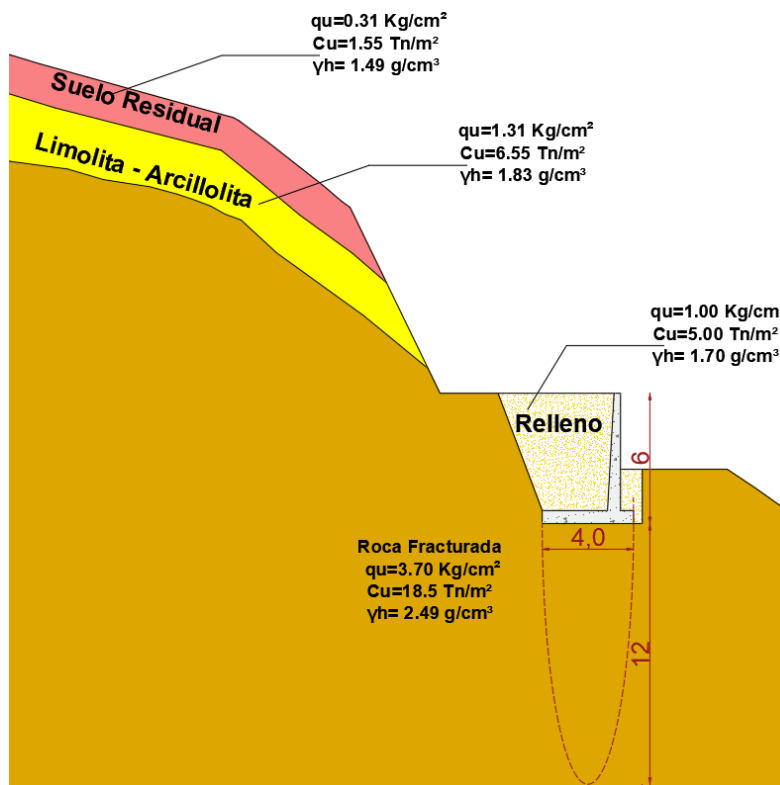
fc, fq, fr: Factores de forma

dc, dq, dr: Factor de profundidad

ic, iq, ir: Factor por inclinación

- Para la capacidad admisible del suelo se hará uso de un seguridad directo (FS=3.0):

Figura 32 Dimensiones deducidas de los estribos del puente



Se recomienda como estribos un muro de 6.0 metros de altura y una base de 4.0 metros.

Tanto la cohesión como el ángulo de fricción se corregirán por falla cortante local:

$$C' = \frac{2}{3} * 18.5 = 12.33 \text{ Tn/m}^2$$

$$\Phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} * \tan 33^\circ\right) = 22^\circ$$

- Factores según Vesic:
 - Factores de capacidad de carga:

Como Φ : 22°

Nc: 16.88, Nq: 7.82, Nr: 7.13

- Factores de forma para cimentaciones superficiales:

Como la cimentación del muro es de tipo corrida, todos los factores de forma serán iguales a uno (1):

Fc: 1.0, fq: 1.0, fr: 1.0

- Factores de profundidad (BRICH-HANSEN):

$$B' = B - 2e$$

$$B' = 4.0m - (2 * 0.66) = 2.68m$$

$$Df / B' = 2.5m / 2.68m = 0.93 < 1.0$$

$$dc = 1 + 0.4 * \left(\frac{Df}{B'}\right) = 1 + 0.4 * \left(\frac{2.5}{2.68}\right) = 1.37$$

$$dq = 1 + 2 * \tan\Phi * (1 - \sin\Phi)^2 * \left(\frac{Df}{B}\right)$$

$$= 1 + 2 * \tan(22^\circ) * (1 - \sin(22^\circ))^2 * \left(\frac{2.5}{2.68}\right) = 1.29$$

dr: 1.0

- Factores por cargas inclinadas:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{Eah}{\Sigma v}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{14.58}{41.73}\right) = 19.26$$

$$ic = iq = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{19.26}{90}\right)^2 = 0.62$$

$$ir = \left(1 - \frac{\alpha}{\Phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{19.26}{22}\right)^2 = 0.02$$

Reemplazando, tenemos:

$$\sigma_u = 12.33 * 16.88 * 1.0 * 1.37 * 0.62 + 1.49 * 2.5 * 7.82 * 1.0 * 1.29 * 0.62 + 0.5 * 1.49 * 2.68 * 7.13 * 1.0 * 1.0 * 0.02$$

$$\sigma_u = 199.69 \text{ Ton/m}^2$$

- Capacidad admisible del suelo con factor e seguridad directo (FS=3.0):

$$\sigma_{adm} = \frac{199.69 \text{ Ton/m}^2}{3.0} = 66.56 \text{ Ton/m}^2$$

σ_u : Capacidad de carga del suelo (Tn/m²)

σ_{adm} : capacidad de carga admisible del suelo (Tn/m²)

5.5.3 ASENTAMIENTOS TOTALES

5.5.3.1 Asentamientos por consolidación

$$\Delta H = \frac{H}{1 + e_o} * C_c * \text{Log} \left(\frac{\gamma'_o + \Delta \sigma'}{\gamma'_o} \right)$$

Donde:

H: Espesor del estrato que se va a consolidar

e_o : Relación de vacíos inicial

σ'_o : Esfuerzo inicial, calculado en la mitad del estrato que se va a consolidar.

$\Delta \sigma'$: Incremento de esfuerzo efectivo producido por la sobrecarga.

C_c : Índice de Compresibilidad o Índice de Compresión

- Según Skempton se puede correlacionar el valor de C_c con otras propiedades:

$$C_c = 0.009 * (LL - 10) \text{ suelos Normalmente Consolidados}$$

Donde:

C_c : Índice de Compresibilidad o Índice de Compresión

LL: Limite Liquido

- Relación de vacíos

e_o : Relación de vacíos del estrato en condiciones iniciales

W: Humedad en decimales

$$e_o = w * G_s$$

Por lo tanto, de acuerdo con la correlación Skempton el valor de C_c será:

$$C_c = 0.009 * (46 - 10) = 0.32$$

La relación vacía del estrato en condiciones iniciales es:

$$e_o = 0.23 * 2.6 = 0.60$$

EL esfuerzo efectivo inicial calculado en la mitad del estrato que se va a consolidar es de:

$$\sigma'_o = ((1.3 * 1.49) + (1.2 * 0.49)) + (6 * 2.49) = 17.47 \text{ Tn/m}^2$$

El incremento de esfuerzo efectivo producido por la sobrecarga es de:

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z}{b} &= \frac{12/2}{4/2} = 3.0 \\ \frac{X}{b} &= \frac{0}{1.05/2} = 0 \end{aligned} \right\} I_o = 0.3741$$

Una vez obtenido el factor de influencia se obtiene el incremento de esfuerzo producido por la sobrecarga:

$$\Delta\sigma' = I_o * qN = 0.3741 * 10.43 = 3.90 \text{ Tn/m}^2$$

Reemplazando en la ecuación de los asentamientos por consolidación se tiene:

$$\Delta H = \frac{12.0}{1 + 0.60} * 0.32 * \text{Log} \left(\frac{17.47 + 3.90}{17.47} \right)$$

$$\Delta H = 0.21\text{m} = 21.0 \text{ cm}$$

5.5.3.2 Asentamientos instantáneos

Los asentamientos instantáneos se calcularán mediante la teoría de la elasticidad. Como las cimentaciones serán de tipo rígidas, se hará uso de la siguiente ecuación:

$$\Delta H_{inst} = Cd * q * B * \left(\frac{1 - (\mu)^2}{E} \right)$$

Donde:

Cd: Factor que involucra forma del área cargada, posición del punto donde se calculara el asentamiento.

q: Carga uniformemente distribuida

B: Ancho de carga

μ : Relación de Poisson= 0.5

E: Modulo de Young

Reemplazando se tiene:

$$\Delta H_{inst} = 1.78 * 10.43 * 4.0 * \left(\frac{1 - (0.44)^2}{83208} \right) = 0.00072m = 0.072cm$$

5.5.4 ESTABILIDAD GLOBAL

Debido a que el conjunto del muro incluida su cimentación, pueden fallar mediante un mecanismo de rotura aún más profundo que éstos, o que no siendo tan profundo pueda cortarlos, a continuación se presenta el análisis de estabilidad global de las laderas con presencia de la obra de contención.

Para evaluar la estabilidad global de las obras de contención se hará uso del software Slide V.6 mediante el uso del método de Bishop simplificado. El software permite analizar múltiples superficies de fallas críticas para cada condición de falla, tanto de cuerpo como de fondo, lográndose así establecer los factores de seguridad (FS) mínimos para cada mecanismo de falla. Estos valores de FS permiten determinar en el tiempo el comportamiento que tiene el talud según su conformación.

De acuerdo a la Norma Sismo Resistente del 2010 (NSR-10), los análisis de estabilidad para condiciones estáticas deberán cumplir con los siguientes factores de seguridad:

Tabla 60 Factores de seguridad indirectos mínimos

CONDICIÓN	ESTÁTICO	SEUDO- ESTÁTICO
Temporal de corta duración	1.3	1

5.5.4.1 Estribo izquierdo

Figura 33. Análisis de estabilidad global en condiciones estáticas no drenadas, sentido izquierdo

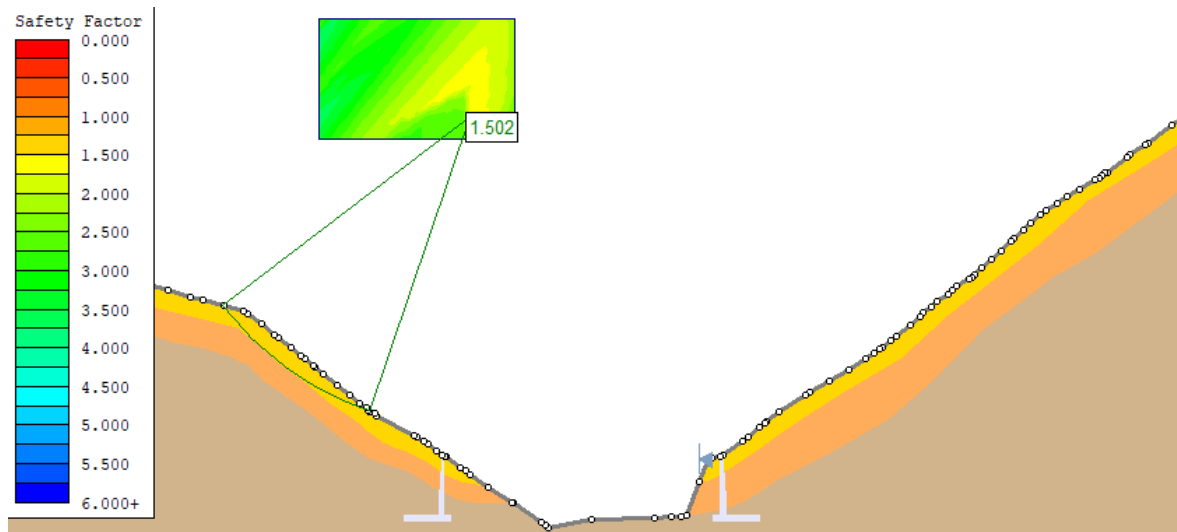
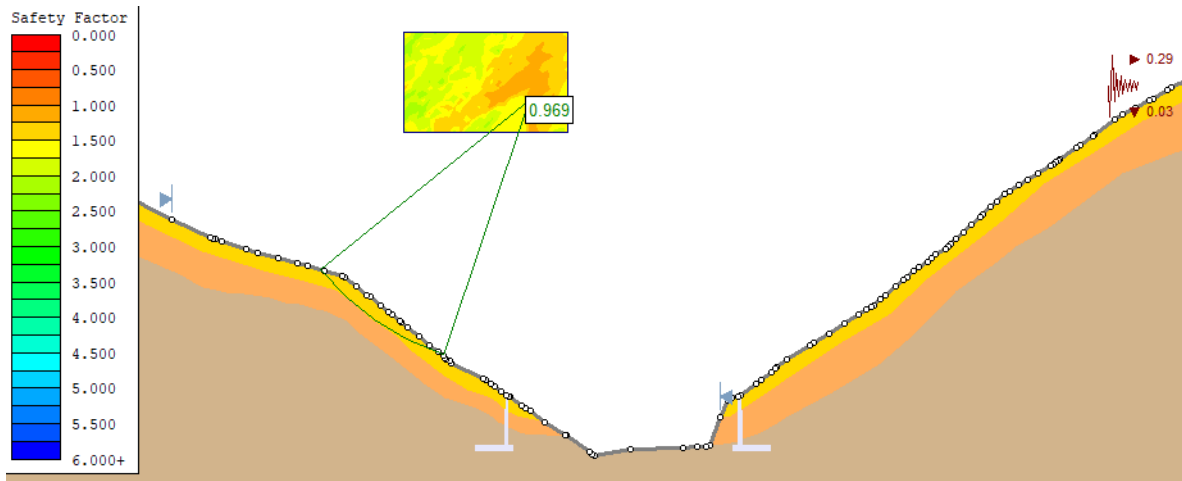


Figura 34. Análisis de estabilidad global en condiciones pseudo-estáticas, sentido izquierdo



5.5.4.2 Estribo derecho

Figura 35. Análisis de estabilidad global en condiciones estáticas no drenadas, sentido derecho

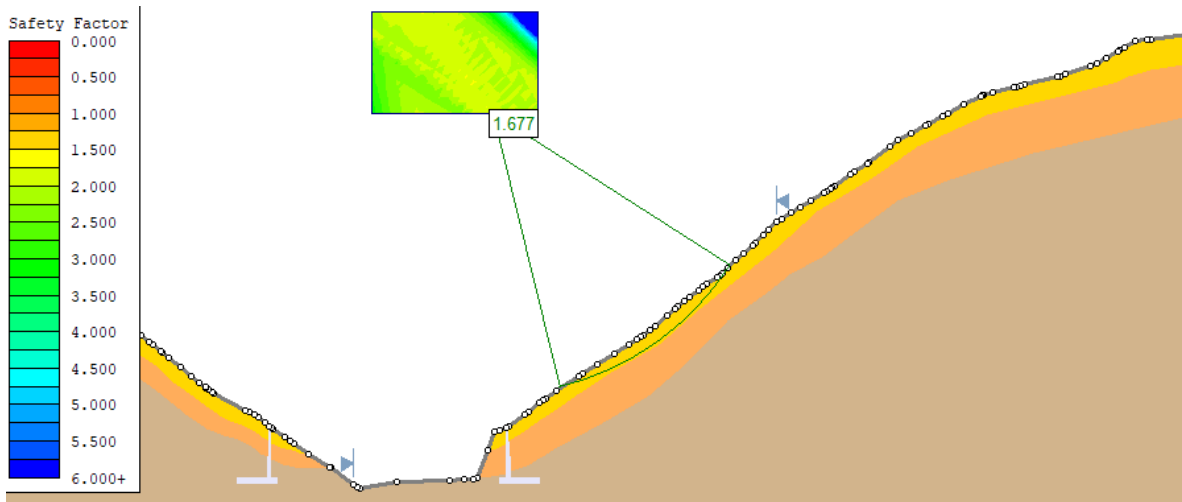
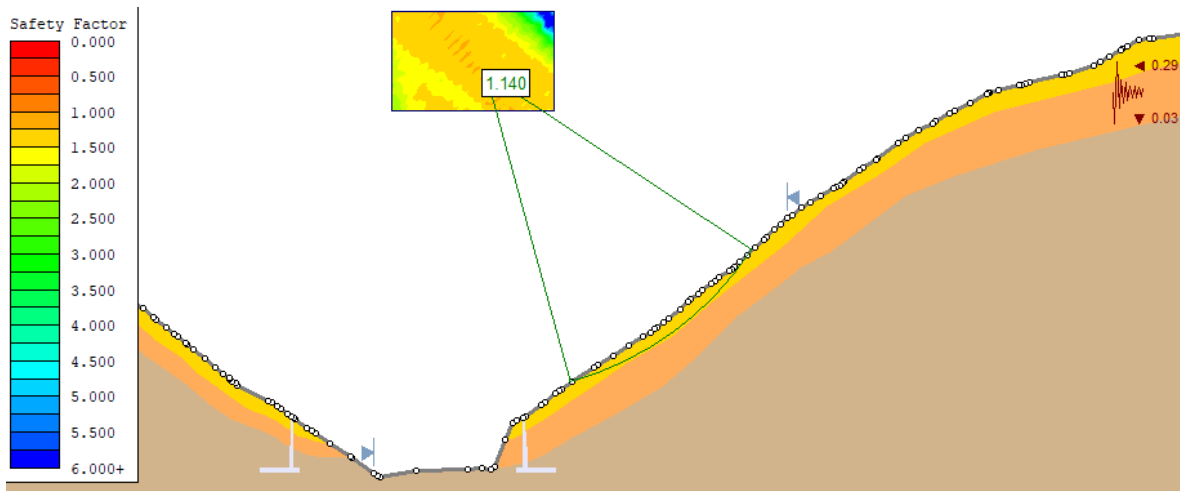


Figura 36 Análisis de estabilidad global en condiciones pseudo-estáticas, sentido izquierdo



De acuerdo con el análisis de estabilidad realizado, se obtuvo los siguientes factores de seguridad:

Tabla 61 Factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad

ESTRIBO	CONDICIÓN	
	ESTÁTICO	PSEUDO- ESTÁTICO
Izquierdo	1.50	0.97
Derecho	1.68	1.14

Según el análisis de estabilidad realizado es posible deducir que en condiciones estáticas no drenadas las laderas no presentan problemas de estabilidad ya que los factores de seguridad obtenidos son superiores a 1.30, pero en condiciones pseudoestáticas los factores de seguridad son inferiores a los mínimos sugeridos por la NSR-10 (F.S.=1), fallando en el estrato de suelo correspondiente al suelo residual de consistencia blanda, por lo tanto, se recomienda que cualquier tipo de estructura que se construya sobre estas laderas, sea cimentada por debajo de este estrato, el cual es susceptible a fenómenos de remoción en masa.

5.6 PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO

5.6.1 CLASIFICACIÓN DE PERFIL DEL SUELO

De acuerdo a la tabla 3.10.3.1-1 de la sección 3 “Cargas y factores de carga” del Código Colombiano de Puentes (CCP-14), se determinará el tipo de perfil de suelo según los valores de velocidad de onda V_s y el número de golpes (N) obtenidos.

Tabla 62 Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$vs \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez medie	1500 m/s > $vs \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $vs \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$, o $su \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $vs \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) > $su \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	180 m/s > vs
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) > su
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc	
	F2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3 — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$)	
F4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)		

De acuerdo con los valores de velocidad de onda (V_p) se puede deducir que el perfil de suelo del lugar en estudio se clasifica como D.

5.6.2 PARÁMETROS SÍSMICOS

De acuerdo a la sección 3 “Cargas y factores de carga” del Código Colombiano de Puentes (CCP-14) se obtienen los principales parámetros sísmicos:

Tabla 63 Determinación de parámetros sísmicos

PARÁMETRO	NOMENCLATURA	VALOR	FUENTE
Región		6	Figura 3.10.2.1-1 del CCP-14
Aceleración pico del terreno	PGA (g)	0.30	Figura 3.10.2.1-1 del CCP-14
Coefficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 0.2s en roca	Ss (g)	0.6	Figura 3.10.2.1-2 del CCP-14
Coefficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 1.0s en roca	S1 (g)	0.30	Figura 3.10.2.1-3 del CCP-14
Tipo de perfil de suelo		D	Tabla 3.10.3.1-1 del CCP-14
Factor de sitio para periodo nulo en el espectro de respuesta de aceleraciones	Fpga	1.20	Tabla 3.10.3.2-1 del CCP-14
Factor de sitio para intervalos de periodo cortos en el espectro de respuesta de aceleraciones	Fa	1.32	Tabla 3.10.3.2-2 del CCP-14
Factor de ajuste de clase de sitio para la aceleración espectral de 1 seg	Fv	1.8	Tabla 3.10.3.2-3 del CCP-14
Coefficiente de aceleración pico del suelo modificado por factores de sitios para periodo corto	As (g)	0.36	$As = Fpga * PGA$
Coefficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 1.0s modificado por un factor de sitio de periodos largos	SD1	0.54	$SD1 = Fv * S1$
Zona de desempeño sísmico		4	Tabla 3.10.6-1 del CCP-14
Coefficiente de aceleración sísmica horizontal para cero desplazamiento	Kho	0.18	Capítulo 11.6.5.2.2 del CCP-14

5.7 PRESIÓN LATERAL DE TIERRA

A continuación se presentan la presión lateral de tierras tanto activa como pasiva para terrenos no inclinados según la metodología de Rankine y el coeficiente sísmico de presión activa y pasiva según la teoría de Mononobe- Okabe.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\Phi)^2}{1 + \text{sen}(\Phi)^2}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\Phi)^2}{1 - \text{sen}(\Phi)^2}$$

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\Phi + \beta - \theta)}{\cos\theta * \text{sen}^2\beta * \text{sen}(\beta - \theta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) * \text{sen}(\Phi - \theta - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{pe} = \frac{\text{sen}^2(\Phi + \beta - \theta)}{\cos\theta * \text{sen}^2\beta * \text{sen}(\beta - \theta - \delta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) * \text{sen}(\Phi - \theta - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Tabla 64 Determinación de la presión lateral de tierras

PARÁMETRO	NOMENCLATURA	VALOR
Coefficiente de aceleración sísmica horizontal para cero desplazamiento	K _{ho}	0.18
Coefficiente de aceleración sísmica vertical para cero desplazamiento	K _v	0
Angulo de fricción del suelo	φ	22
Inclinación de la cara posterior de la estructura	α	0
Inclinación de la pendiente	β	90
Angulo de fricción de la estructura- suelo	δ	15
Coefficiente de presión activa	K _a	0.45
Angulo sísmico (Arctan (K _h /(1-K _v)))	θ	10.2
Coefficiente sísmico de presión activa	K _{AE}	0.57
Coefficiente de presión pasiva	K _p	2.20
Angulo sísmico (Arctan (K _h /(1-K _v)))	θ	10.2
Coefficiente sísmico de presión pasiva	K _{PE}	2.68

5.8 MODULO DE REACCIÓN DEL SUELO

5.8.1 MODULO DE REACCIÓN VERTICAL (K_v)

El módulo de reacción vertical del suelo se obtendrá de la siguiente ecuación:

$$K_v = \frac{E_s}{D * (1 - \mu^2)}$$

Donde:

E_s : Modulo de elasticidad del suelo

D : Sección del elemento estructural

μ : Relación de Poisson

5.8.2 MODULO DE REACCIÓN HORIZONTAL (K_h)

El módulo de reacción horizontal se obtendrá como el 60% del módulo de reacción vertical:

$$K_h = 0.6 * K_v$$

A continuación se presentan los módulos de reacción tanto vertical como horizontal del suelo:

Tabla 65 Módulos de reacción del suelo

E_s (Tn/m ²)	μ	D (m)	K_v (Tn/m ²)	K_h (Tn/m ²)
83208	0.44	4.0	25796	15478

5.9 CONCLUSIONES

- Debido a la homogeneidad entre las perforaciones realizadas para cada estribo, se trabajó con una única unidad homogénea de diseño para ambas estructuras.
- La capacidad de carga admisible recomendada está afectada por un factor de seguridad de 3.0, teniendo en cuenta la condición de carga viva y muerta pero no el evento del sismo.
- Los estratos de suelo encontrados hasta una profundidad cercana a los 2.0 metros y definidos como un suelo residual de consistencia blanda y los estrato de arcillolita y/o limolita de consistencia media encontrados hasta aproximadamente los 5.0 metros de profundidad presentan características de expansión media a alta, por lo tanto, se sugiere que la cimentación de la estructura sobre pase estos estratos ya que se podrán presentar posibles cambios volumétricos, mientras que el estrato de roca fracturada presenta características de expansión alta pero de acuerdo a su consistencia tan alta y a su grado de meteorización cuenta con un grado de permeabilidad muy bajo lo que dificulta el ingreso del agua y evita los problemas de expansión.
- Se detectó nivel de aguas freáticas únicamente en el sondeo N°2 a una profundidad de 1.20 metros, pero es necesario aclarar que la presencia de esta agua puede ser producto de una vertiente que existen en el sector, la cual facilita su acumulación en la parte más baja de la ladera, sin embargo de acuerdo a la perforación realizada en este sitio (S#2) es posible afirmar que esta agua no infiltra el

estrato de roca fracturada encontrada después de los 5.0 metro de profundidad ya que su consistencia es muy compacta y prácticamente impermeable.

- La capacidad de carga admisible del suelo es de 66.56 Ton/m² para un muro de 6.0 metros de alto y 4.0 metros de zarpa.
- Según el estudio hidráulico realizado en el sector en estudio se presenta socavación de 1.63m.

5.10 RECOMENDACIONES

- Según la estratigrafía deducida del sector en estudio se recomienda que los muros tengan como mínimo una profundidad de desplante (Df) de 2.5 m con el fin de sobrepasar los 2.0 primeros metros de suelo residual que son susceptibles a fenómenos de remoción en masa.
- Debido a los resultados del informe de hidráulica el sector tiende a presentar el fenómeno de socavación lo que podría implicar pérdida de superficie de apoyo para los estribos del puente, además, según el perfil estratigráfico deducido y los análisis de hidrología e hidráulica, el nivel de aguas máximas extraordinarias podría generar pérdida de banca en los estratos de suelo de consistencia blanda y media, por lo tanto, se recomiendan que los estribos del puente sobrepasen el estrato tanto de suelo residual como las arcillolitas y/o limolitas que se encuentran hasta cerca de los 5.0 metros de profundidad.
- Según el análisis de estabilidad global realizado es posible deducir que en condiciones estáticas no drenadas las laderas no presentan problemas de estabilidad ya que los factores de seguridad obtenidos son superiores a 1.30, pero en condiciones pseudoestáticas los factores de seguridad son inferiores a los mínimos sugeridos por la NSR-10 (F.S.=1), fallando en el estrato de suelo correspondiente al suelo residual de consistencia blanda, por lo tanto, se recomienda que cualquier tipo de estructura que se construya sobre estas laderas, sea cimentada por debajo de este estrato, el cual es susceptible a fenómenos de remoción en masa.
- Se recomienda como cimentación para el puente muros de semigravedad en voladizo de concreto reforzado de 6.0 metros de altura y 4.0 metros de base de tal manera que la base de la zarpa quede cimentada sobre el estrato de suelo definido como roca fracturada de consistencia muy alta.
- Según Rankine el valor de la altura crítica (Hc) la cual expresa el valor máximo hasta el cual una excavación puede efectuarse sin entibado (excavación a 90°) podrá ser:

Tabla 66 Altura crítica de las excavaciones convencionales para el sector en estudio

ESTRATO	PROF. (m)	Ka	Cu (Ton/m ²)	γh (g/cm ³)	Hc (m)
Suelo residual	0.0-2.0	1.0	1.55	1.49	1.1
Limolita y/o arcillolita	2.0-5.0	1.0	6.55	1.83	3.8
Roca fracturada	>5.0	1.0	18.5	2.49	8.0

En el caso tal de que sea necesario la realización de excavaciones superiores a las recomendadas en la **Tabla 66** será pertinente la realización de excavaciones por métodos no convencionales (entibados) de tal manera que estos ayuden a soportar las cargas laterales y que brinden estabilidad a los taludes de los cortes.

- Se debe verificar el diseño estructural de la cimentación con cargas de trabajo ya que la carga permisible recomendada en el numeral 5.5.1 está afectado por un factor de seguridad de 3.0.
- Se recomienda retirar y no cimentar sobre el suelo de coloración negro clasificado como un material orgánico ni sobre el estrato definido como un suelo residual de consistencia blanda encontrado desde el nivel de rasante actual hasta cerca de los primeros 2.0 metros de profundidad.
- Debido a que el suelo residual de baja consistencia y la arcillolita y/o limolita de consistencia media encontrada hasta cerca de los primeros 5.0 metros presenta un potencial de expansión alto, se recomienda realizar las cimentaciones superficiales más rígidas con el fin de reducir los movimientos diferenciales del terreno transmitidos a la estructura. Además, será necesario la construcción de drenajes con el fin de mantener baja la presión del agua y disipar eventuales excesos.
- Para garantizar un adecuado funcionamiento de los muros es importante proporcionar un buen manejo de aguas tanto superficiales como de infiltración mediante la implementación de filtros. Se recomienda para los muros la construcción de un subdrén en la parte posterior del muro (espaldón) con el fin evitar que se generen presiones hidrostáticas que afecten la estabilidad del mismo.
- Es práctico construir en la base de las excavaciones un solado de limpieza en concreto de 2.000 PSI y en un espesor de no menos de cinco centímetros. (5.00 cm), que evitaría un cambio de las condiciones del suelo a consecuencia de la infiltración de agua y al mismo tiempo crea un buen ambiente de trabajo conservando el acero estructural limpio y la base del cimiento en forma adecuada para la fundición de la cimentación, evitando cargas puntuales de rocas, ejercidas por el suelo de fundación.
- Debido a que el puente se construirán en la ladera de una geoforma de tipo montículo o colina, se recomienda que una vez que se realicen los corte para la adecuación y explanación del terreno se construyan cunetas en la corona del corte de tal manera que permita la recolección y el transporte de las aguas lluvias, además se sugiere revegetalizar todos los cortes que se ejecuten para controlar posibles problemas de erosión.

Material de relleno:

- En caso de necesitarse, los rellenos alrededor de estructuras de cimentación deben cumplir como mínimo con la siguiente gradación:

Tabla 67 Gradación requerida para la realización de rellenos para cimentaciones

Tamiz	PORCENTAJE PASA
3"	100
#4	35-100%
#30	20-100%
#200	0-15%

- Todos los trabajos de colocación y compactación deben hacerse siguiendo la especificación ASSHTO T-180 donde su peso unitario seco será del 95% del proctor modificado y compactando las capas en espesores no mayores a 15 cm., preferiblemente 10 cm.
- La exploración geotécnica se realizó con la normatividad que exige la NSR-10 (Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente, según la Ley 400 de 1997 y el decreto 926 de 2010, Capítulo H (Estudios Geotécnicos).
- Se recomienda tener en cuenta los requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente, consignados en el Título A del NSR-10.

6 DISEÑO DE PAVIMENTOS

6.1 EVALUACIÓN DE LA SUBRASANTE

De acuerdo con los ensayos clasificatorios realizados a la subrasante natural, se determinara el CBR según correlaciones existente.

$$CBR = \frac{75}{1 + 0.728 * (w * IP)}$$

Donde:

w x IP: Índice de Plasticidad ponderado = Fracción que pasa el tamiz de 0.074 mm (No.200) x Índice

de Plasticidad w: Fracción que pasa el tamiz de 0.074 mm (No. 200), en tanto por uno

IP: Índice de Plasticidad, en porcentaje

CBR: en porcentaje

La subrasante natural cuenta con un porcentaje pasa por el tamiz N°200 igual al 100% y un valor de índice de plasticidad (IP) de 15%.

Reemplazando tenemos:

$$CBR = \frac{75}{1 + 0.728 * (1.0 * 15)} = 6.3\%$$

El diseño de pavimento se trabajara con una única unidad de diseño y tendrá un CBR de 6.3%.

6.2 DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO

La modelación de este tipo de estructuras se hará con el método de la PCA.

El método de diseño de la PCA considera dos criterios de evaluación en el procedimiento de diseño, el criterio de erosión de la sub-base por debajo de las losas y la fatiga del pavimento de concreto.

El criterio de erosión reconoce que el pavimento puede fallar por un excesivo bombeo, erosión del terreno de soporte y diferencias de elevaciones en las juntas. El criterio del esfuerzo de fatiga reconoce que el pavimento pueda fallar, presentando agrietamiento derivado de excesivas repeticiones de carga.

A diferencia del método AASHTO el método de diseño PCA, consideró un valor fijo de módulo de elasticidad del Concreto (E_c) = 4'000,000 psi que no lo hizo variar en relación con la resistencia a la flexión del concreto (MR), así como tampoco varió el coeficiente de poisson de 0.15.

Este método considera algunas limitaciones en los valores de módulo de reacción K del suelo, en donde el rango de valores para los que el método fue desarrollado oscila entre los 50 y 700 pci.

Una ventaja que se debe reconocer en el método de la PCA es que toma el tráfico real que estima circulará sobre el pavimento, sin convertirlo a Ejes Sencillos Equivalentes

6.2.1 Espesor inicial del pavimento

Se ha realizado una estimación del espesor mínimo de la placa de concreto que va desde 18 cm hasta 22 cm para esta única unidad homogénea y con base en ello se sensibilizó el espesor para un módulo de rotura de 4.2 MPa, encontrando que se tiene una buena eficiencia para espesores entre 20 y 22 cm

6.2.2 Módulo de reacción de la subrasante y módulo combinado

Para determinar el módulo de reacción K de soporte, se tendrá en cuenta el conjunto sub rasante / sub-base granular seleccionada que proporcionara uniformidad al apoyo de las placas de pavimento (en el caso de pavimentos rígidos).

De esta manera conociendo el CBR de diseño, podemos inferir de este CBR el módulo de reacción K de la sub rasante y del conjunto establecido por la presencia de la sub base granular a colocar.

Bajo estas consideraciones y para manejo de la modelación y sensibilización hemos obtenido lo siguiente:

6.2.2.1 Con sub-base granular

La unidad de diseño N° 01, le corresponde un CBR de diseño del 6.3 %. Este 6.3% de CBR es necesario reforzarlo mediante la inclusión de un material de sub base granular, se encontró que con una sub base entre 15 y 20 cm, el K de la sub rasante es de 43 MPa/m. si se considera en la modelación una sub base granular de 20cm, el K del conjunto será de 55.8 MPa/m.

6.2.3 Transferencia de carga y soporte lateral

El prever y elegir el tipo de juntas y bermas, el módulo de rotura del concreto, el valor K del conjunto, la distribución de la carga y el número de repeticiones dentro del diseño, el análisis de la modelación donde se observa quien controla el diseño si el de fatiga o el de erosión, nos lleva a definir si usamos o no pasadores de carga. Por las condiciones geométricas del proyecto, y su reducida sección transversal, la construcción de bermas para proteger las losas, es casi imposible, partiendo de este hecho, la transferencia de carga se hará por medio de pasadores de carga y los espesores de los materiales de la estructura también se ven afectados

6.2.4 Módulo de rotura del concreto (MR)

El módulo de rotura para las modelaciones se ha establecido en 4.2 MPa, una vez elegido el modulo con el cual se trabajara las losas, este se verificará mediante ensayos de resistencia a la flexión realizada sobre vigas estándar de sección 15 cm por 15 cm y 75 cm de longitud. Se realizará con tres o cuatro apoyos después de haber logrado su curado a 28 días.

6.2.5 Resultados del diseño de pavimentos

6.2.5.1 Método de la PCA

BS-PCAA. Diseño de Pavimentos Rígidos [G:\Dropbox\CITEC 2020\1. ESTUDIOS DE SUELOS\4. PUENTE SEGUENGUE\3.DISEÑO DE

Opciones Fórmulas Espectro Sensibilidad Terminar

Descripción: PAVIAMENTO VIA DE ACCESO AL PUENTE SOBRE EL RIO ORTEGA, MUNICIPIO DEL TAMBO- CAUCA

TRÁNSITO

Parámetros de Diseño PCA

Parámetros de Diseño AASHTO

Unidad Cargas : Tn

Factor de Seguridad Carga : 1

Factor Mayoración Repeticiones : 1

Ejes

Simple
Rueda Simple

Ejes

Simple
Rueda Doble

Ejes

Tandem
Rueda Simple

Ejes

Tandem
Rueda Doble

Ejes Tridem

#	Carga Eje	Repeticiones Esperadas
1	3	206195
2	3.5	158612
3	6	435733
4		

Geometría Eje

Radio Carga [a] : 206195 cm

Ancho Eje [D] : 182.88 cm

Aashto (Cálculo W82)

Exponente : 4

Carga Referencia (kN) : 65

Factores

Esfuerzo Equivalente : 1.6973

Factor Esfuerzo : 0.4041

Factor Erosión : 2.8221

Descripción : **PAVIAMIENTO VIA DE ACCESO AL PUENTE SOBRE EL RIO ORTEGA, MUNICIPIO DEL TAMBO- CAUCA**

TRÁNSITO **Parámetros de Diseño PCA** **Parámetros de Diseño AASHTO**

Unidad Cargas : **Tn** Factor de Seguridad Carga : **1**
 Factor Mayoración Repeticiones : **1**

#	Carga Eje	Repeticiones Esperadas
1	8.2	158612
2	11	63445
3		
4		

Geometría Eje

Radio Carga [a] : **11.99** cm Ancho Eje [D] : **182.88** cm Aashto (Cálculo W82) Exponente : **4**
 Separación Llantas [s] : **30.48** cm Carga Referencia (kN) : **80**

Factores

Esfuerzo Equivalente : **1.6973** Factor Esfuerzo : **0.4041** Factor Erosión : **2.8221**

Descripción : **PAVIAMIENTO VIA DE ACCESO AL PUENTE SOBRE EL RIO ORTEGA, MUNICIPIO DEL TAMBO- CAUCA**

TRÁNSITO **Parámetros de Diseño PCA** **Parámetros de Diseño AASHTO**

Unidad Cargas : **Tn** Factor de Seguridad Carga : **1**
 Factor Mayoración Repeticiones : **1**

#	Carga Eje	Repeticiones Esperadas
1	22	181954
2		
3		
4		

Geometría Eje

Radio Carga [a] : **11.99** cm Ancho Eje [D] : **182.88** cm Aashto (Cálculo W82) Exponente : **4**
 Separación Llantas [s] : **30.48** cm Separación Ejes [t] : **127** cm Carga Referencia (kN) : **146**

Factores

Esfuerzo Equivalente : **1.4536** Factor Esfuerzo : **0.3461** Factor Erosión : **2.9463**

Descripción : PAVIAMENTO VIA DE ACCESO AL PUENTE SOBRE EL RIO ORTEGA, MUNICIPIO DEL TAMBO- CAUCA

TRÁNSITO **Parámetros de Diseño PCA** **Parámetros de Diseño AASHTO**

Resistencia K del Apoyo : 55.8 Mpa/m K Combinado

Espesor Losa [h1] : 20 cm

Longitud Losa [L] : 4 m

Ancho Losa [W] : 3 m

Módulo de Elasticidad [E1] : 28000 Mpa

Densidad [s1] : 2.4 Tn/m3

Relación de Poisson [u1] : 0.15

Módulo de Rotura [Sc] : 4.2 Mpa

Coefficiente de Variación [CV] (%) : 15

Ancho de Berma [D0] : 0 m

Factor de Trabazón de Agregados [AGG] : 0 Mpa

Con Pasadores

% Camiones al Borde : 5

Datos Ambientales

Diferencial Temperaturas [dT] : 10 oF

Coefficiente Térmico [alfa] : 5.500E-06 1/oF

% Tránsito para Alabeo : 0

Consumo Erosión (%) : **15.297**

Consumo Esfuerzo (%) : **34.1046**

Descripción : PAVIAMENTO VIA DE ACCESO AL PUENTE SOBRE EL RIO ORTEGA, MUNICIPIO DEL TAMBO- CAUCA

TRÁNSITO **Parámetros de Diseño PCA** **Parámetros de Diseño AASHTO**

Número Ejes Equivalentes de 8.2Tn Carril de Diseño [W82] : 1,987,147 Ecuación AASHTO ESALF

Espesor del Pavimento para Cálculo de W82 [D] : 20 cm

Resistencia K del Apoyo [k] : 55.8 Mpa/m K Combinado

Módulo de Elasticidad Concreto [Ec] : 28000 Mpa

Módulo de Rotura [Mr] : 4.2 Mpa

% Confiabilidad : 90 Zr : -1.2816

Error Estándar Tránsito [So] {0.30 - 0.40} : 0.35

Índice de Servicio Inicial [Po] : 4.2

Delta Índice de Servicio [dPSI] : 2

Coefficiente de Drenaje [Cd] : 1

Coefficiente Transmisión de Cargas Juntas [J] : 3.1

Espesor del Pavimento de Concreto [D] (cm) : **19.7644**

DISEÑO PAVIMENTOS RIGIDOS - MÉTODO : PCA-84
 UNIVERSIDAD DEL CAUCA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Software : BS-PCAA

Proyecto: [VIA ACCESO PUENTE RIO ORTEGA] PAVIEMENTO VIA DE ACCESO AL PUENTE SOBRE EL RIO ORTEGA, MUNICIPIO DEL TAMBO- CAUCA

Datos :

Resistencia K del Apoyo : 55.8 Mpa/m
 Espesor Losa : 20 cm
 Espesor Sub Base : 20 cm
 CBR diseño : 6.3%
 Longitud Losa : 4 m
 Ancho Losa : 3 m
 Modulo de Elasticidad : 28000 Mpa
 Densidad : 2.4 Tn/m³
 Relacion de Poisson : 0.15
 Modulo de Rotura : 4.2 Mpa
 Coeficiente de Variacion : 15%
 Ancho de Berma : 0 m
 Factor de Trabazon de Agregados : 0 Mpa
 Camiones al Borde : 5%
 Pasadores : SI
 Diferencial de Temperaturas : 10 oF
 Coeficiente Termico : 5.50E-06 1/oF
 Trafico para Alabeo : 0%
 Factor de Seguridad Cargas : 1
 Factor de Mayoración Repeticiones : 1

Resultados :

Carga Tn	Carga FS Tn	Repeticiones Esperadas	Esfuerzo Equival. psi	Repeticiones Admisib_Fatiga	Consumo Fatiga %	Repeticiones Admisi_Erosion	Consumo Erosion %
----------	-------------	------------------------	-----------------------	-----------------------------	------------------	-----------------------------	-------------------

EJES SIMPLES RUEDA SIMPLE

Esfuerzo Equivalente: 1.7 Factor Esfuerzo: 0.4041 Factor Erosion: 2.8221

3.00	3.00	206,195	96.2	Inf	0.00	Inf	0.00
3.50	3.50	158,612	111.3	Inf	0.00	Inf	0.00
6.00	6.00	435,733	184.7	Inf	0.00	Inf	0.00

EJES SIMPLES RUEDA DOBLE

Esfuerzo Equivalente: 1.7 Factor Esfuerzo: 0.4041 Factor Erosion: 2.8221

8.20	8.20	158,612	247.7	Inf	0.00	29,574,371	0.54
11.00	11.00	63,445	326.4	191,379	33.15	3,415,152	1.86

EJES TANDEM RUEDA DOBLE

Esfuerzo Equivalente: 1.5 Factor Esfuerzo: 0.3461 Factor Erosion: 2.9463

22.00	22.00	181,954	279.0	19,092,279	0.95	1,410,171	12.90
-------	-------	---------	-------	------------	------	-----------	-------

 Total : 34.10 PCA-84: 15.30

◆DISEÑO PAVIMENTOS RIGIDOS - METODO AASHTO
 UNIVERSIDAD DEL CAUCA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Software : BS-PCAA

Proyecto: [VIA ACCESO PUENTE RIO ORTEGA] PAVIEMENTO VIA DE ACCESO AL PUENTE SOBRE EL RIO ORTEGA, MUNICIPIO DEL TAMBO- CAUCA

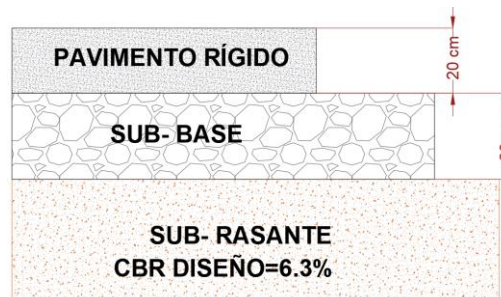
Datos :

Ejes Equivalentes 8.2 Tn Carril de Diseño [W82]: 1,987,147
 Resistencia K del Apoyo [k]: 55.8 Mpa/m
 Modulo de Elasticidad [Ec]: 28000 Mpa
 Modulo de Rotura [Mr] : 4.2 Mpa
 Confiabilidad : 90% Zr : -1.2816
 Error Estandar Transito [So]: 0.35
 Indice de Servicio Inicial [Po]: 4.2
 Delta Indice de Servicio [dPSI]: 2
 Coeficiente de Drenaje [Cd] : 1
 Coeficiente Transmision Cargas Juntas [J] : 3.1
 Espesor Losa [D] : 19.7644 cm

Tabla 68 Resultados de la modelación con MR-4.2 sin bermas

MODELACIÓN N°	1
CÓDIGO MODELACIÓN	20-20-6.3
DETALLE	MARCA
CBR DE DISEÑO	6.3%
SUB-BASE GRANULAR ESPESOR EN cm	20
GEOMALLA PAVCO ref. LBO 202	NO
MEJORAMIENTO	Algunos sectores
MODULO DE ROTURA MR DEL CONCRETO EN Mpa	4.2
K DE LA SUBRASANTE EN MPa	43
K DE APOYO O DE CONJUNTO EN MPa	55.8
TRANSITO TIPO	TOTAL
DISTRIBUCIÓN DIRECCIONAL DEL TRANSITO	
ESPESOR DE LOSA EN cm	20
BERMAS	CUNETAS
PASADORES	SI
FACTOR DE SEGURIDAD DE CARGA	1
CONSUMO DE FATIGA EN %	34.1
CONSUMO DE EROSIÓN EN %	15.3
APROBACIÓN	SI

Figura 37 Dimensionamiento de la estructura de pavimento rígido



6.2.6 Chequeo de la estructura

6.2.6.1 Dimensiones

Siguiendo la recomendación:

$$\frac{L_{max}}{H} = (20 - 24)$$

Tabla 69 Dimensiones máximas de la losa

SECCIÓN TRANSVERSAL	H(cm)	B(m)	L(m)
7.0	20	3.5	4.0
6.0		3.0	3.6

6.2.6.2 Esfuerzos por cambio uniforme de temperatura

Teniendo en cuenta que:

Espesor de la losa: 20cm

Módulo de elasticidad del concreto: 281200 Kg/cm²

Módulo de reacción combinado de apoyo de la losa: 55.8 Mpa/m

Gradiente de temperatura durante el día: 0.5 c°/cm

Relación de poisson: 0.15

Coefficiente de dilatación térmica del concreto: 11.8*10⁻⁶/ oc

Diferencia de temperatura (ΔT): 10 oc

Radio de carga: 13.06 cm

Carga por llanta eje simple: 3 Ton

- Radio de rigidez relativa:

$$\rho = \left(\frac{(E * H^3)}{12 * (1 - \mu^2) * K} \right)^{1/4}$$

$$\rho = 72.60 \text{ cm}$$

- Coeficientes de Bradbury:

$$\frac{Lx}{I} = 4.82$$

$$\frac{Ly}{I} = 4.13, \quad \frac{Ly}{I} = 3.79$$

$$Cx = 0.70$$

$$Cy = 0.55, \quad Cy = 0.45$$

- Esfuerzos de borde externo σ_{bx} e interior σ_{bi} :

$$\sigma_{bx} = \frac{(E * \alpha * \Delta T)}{2} * Cx$$

Tabla 70 Esfuerzo de borde externo σ_{bx}

B	σ_{bx}
3	11.61

Teniendo en cuenta que la relación de esfuerzos para este caso de 0% es inferior al módulo de rotura, indica que no hay fatiga y la sección es adecuada desde el punto de vista de dimensionamiento

$$\sigma_{bi} = \frac{(E * \alpha * \Delta T)}{2} * \frac{Cx + \mu * Cy}{1 - \mu^2}$$

Tabla 71 Esfuerzo de borde interno σ_{bi}

B	σ_{bi}
3	13.28

6.2.6.3 Esfuerzos por acción de las cargas

- Esfuerzo de borde:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.803P}{h^2} \left[4 \text{Log} \left(\frac{I}{a} \right) + 0.666 \left(\frac{a}{I} \right) - 0.034 \right]$$

$$\sigma_{bc} = 13.96 \frac{Kg}{cm^2}$$

- Esfuerzo esquina:

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} * \left[1 - \left(\frac{c}{I} \right)^{0.72} \right] \quad 1985$$

$$C=1.772*a$$

$$\sigma_c = 9.54 \frac{Kg}{cm^2}$$

Los esfuerzos en la losa, con las dimensiones de corte recomendadas cumplen con los esfuerzos admisibles, por lo tanto se considera la modulación de las losas acertadas con una longitud de 3.60m, para ancho de calzada de 6.00metros

6.2.7 Consideraciones

6.2.7.1 Dimensiones superficiales de las losas

Con el objetivo de controlar la fisuración del concreto por efecto de la temperatura y por el efecto de las cargas se efectuó en el procedimiento de diseño el chequeo correspondiente dando como resultado geometrías de las losas así: ancho de 3.0 m dependiendo de la sección (para un ancho de calzada de 6.0 m), teniendo en cuenta el ancho de calzada, se considera el efecto berma que minimiza la invasión de carril hacia los bordes. Esta división en losas de dimensiones adecuadas se realiza para mantener la capacidad estructural y la calidad del pavimento; teniendo en cuenta que la estimación de esta geometría también se deben tener en cuenta dos criterios fundamentales.

6.2.7.2 Mecanismos de transmisión de carga

Se ha considerado, como mecanismo trasmisor de las cargas, pasadores lisos. Estos son necesarios, para lograr una buena transmisión de las cargas, y así lograr que los esfuerzos en los bordes de las losas, que son los más perjudiciales en un pavimento de concreto, logren ser transmitidos de una losa a su adyacente en una forma equitativa, teniendo como resultado que los esfuerzos se desarrollen

con magnitudes similares. Las losas, se mantendrán unidas longitudinalmente, con barras de acero corrugado de $\frac{1}{2}$ " de longitud 60cm y separadas centro a centro 90cm.

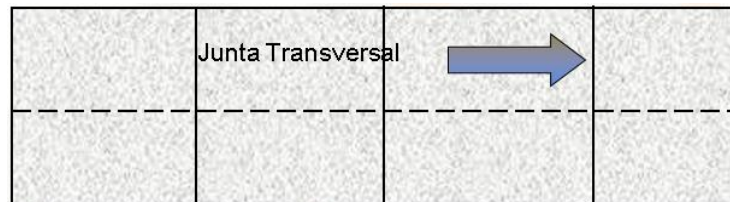
6.2.7.3 Tipo de juntas recomendadas

Las juntas son parte primordial del diseño de estructuras de concreto hidráulico, ya que actúan como planos de falla controlados generando además de un efecto estético agradable a la vista, condiciones funcionales adecuadas a lo largo de la vida útil de la estructura.

Para esta vía se propone la construcción de las siguientes juntas:

- **Junta transversal de contracción**

Las juntas transversales de contracción, son las encargadas de controlar las grietas transversales generadas por los esfuerzos de retracción durante el fraguado y los efectos producidos por alabeo de la losa. Considerando que la condición de carga se presenta en una dirección en el sentido del eje de la vía se recomienda el uso de barras de transferencia de carga en las juntas transversales. De acuerdo a las recomendaciones del ICPC, el diámetro de la barra, longitud y separación según las características de diseño son: Para un espesor de 20 cm, se recomienda como mínimo usar diámetros de pasador de 1" pulgada, con longitud de 35cm y separación entre barras de 30 cm centro a centro. En cuanto a las barras de amarre llevará como mínimo diámetro de $\frac{1}{2}$ pulgada longitud de 60 cm y separación de 90 cm.



Top][2D Wireframe]

D = Espesor de la losa de pavimento

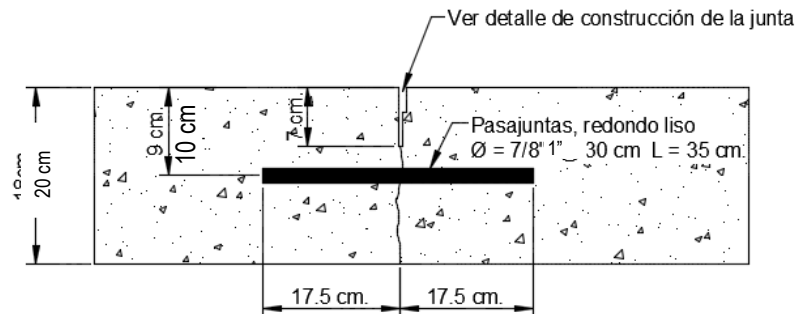
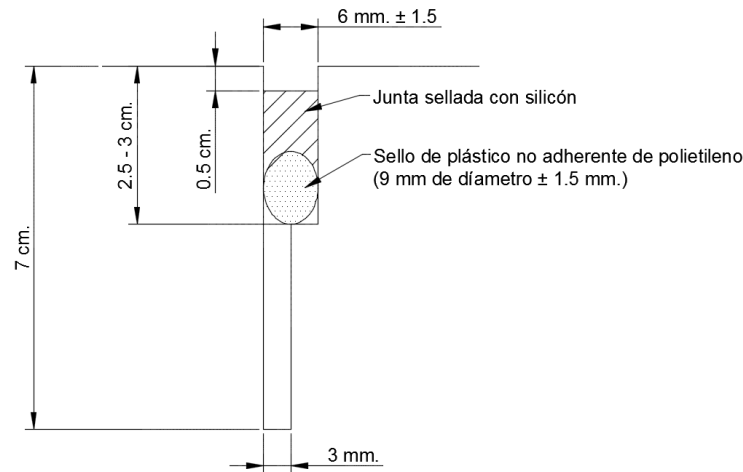


Figura 38 Corte y sellado de junta de contracción transversal con pasadores



- **Junta transversal de construcción**

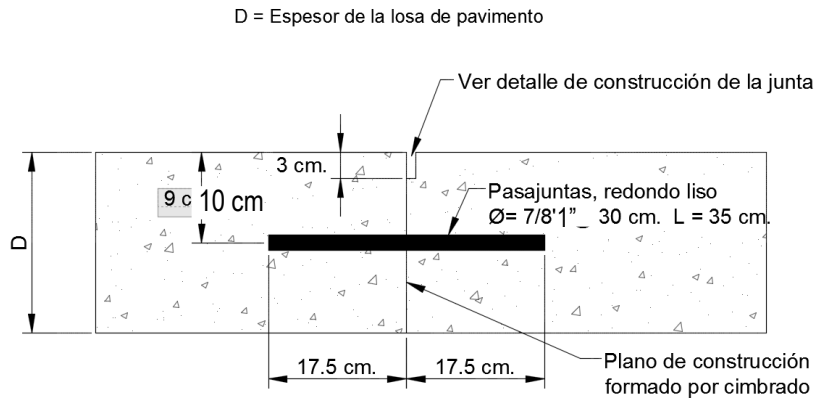
Las juntas transversales de construcción con pasa juntas (tipo C), son juntas que se realizan al finalizar los trabajos de colocación del concreto. Estas juntas deben coincidir con las juntas de contracción normalmente moduladas y alineada perpendicularmente al eje de la vía; estas juntas se construirán a tope, de acuerdo con lo indicado en el proyecto y se colocarán pasa juntas a todo lo ancho de la sección transversal.

Cuando por causas de fuerza mayor sea suspendido el colado por más de 30 minutos, se procederá a construir una junta transversal de emergencia (Tipo D) con la que se suspenderá el colado hasta que sea posible reiniciarlo, a menos que según el criterio del interventor el concreto se encuentre todavía en condiciones de trabajabilidad adecuadas. La configuración de las juntas transversales de emergencia será exactamente igual que la de las juntas transversales de construcción programadas. (Tipo C).

En el caso de que se requiera reforzar dicha adherencia, se pueden utilizar aditivos epóxicos con el fin de garantizar la adherencia de concretos de diferentes edades. Estas juntas deben llevar barras de refuerzo corrugadas, ubicadas en el eje neutro.

El diámetro, la longitud y el espaciamiento se deben especificar con los mismos criterios de las juntas transversales.

Figura 39 Corte y sellado de junta transversal de construcción con pasa juntas tipo C

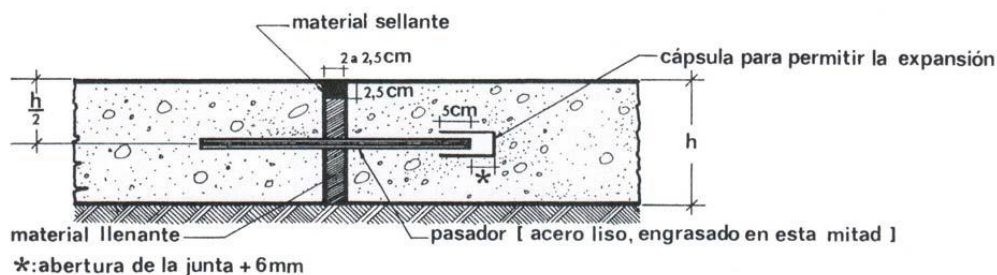


- **Juntas de expansión**

Son creadas para aislar una estructura fija, como son las cámaras de inspección, sumideros y otras estructuras que presenten diferente comportamiento al pavimento que se construye. Así mismo se deben utilizar donde se presenten cambios de dirección de la vía e intersecciones con otros pavimentos.

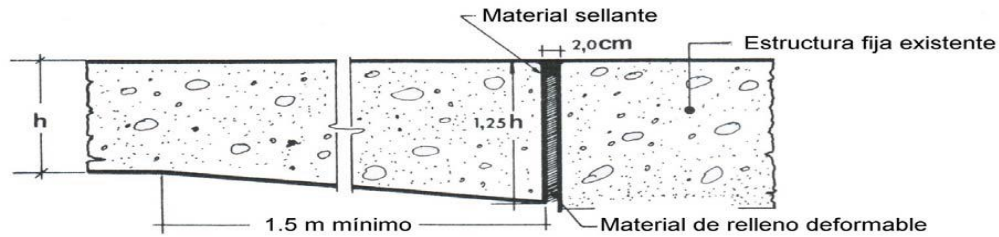
En los casos donde se presentan cambios de dirección de la vía, se presentara movimiento de las losas en dos direcciones, produciéndole esfuerzos, que deben ser controlados con la ayuda de juntas de expansión. Con el fin de incrementar la transferencia de carga y la eficiencia de la junta se deben usar pasadores de carga como indica la figura, ubicados en la mitad de la losa, además deben de ir engrasados para facilitar el movimiento.

Figura 40 Junta de expansión con dovela tipo 1.



El otro tipo de junta de expansión es aquella que no tiene dispositivos de transferencia de cargas, el espesor de la losa se incrementa gradualmente en un 25 % en el último metro y medio, para reducir los esfuerzos en la junta como se muestra en la siguiente figura. En lo que respecta al sello, se siguen las mismas recomendaciones descritas para el primer tipo de junta de expansión. Generalmente este tipo de juntas se construye cuando se tiene una estructura fija rígida tal como un puente en el que no se ha previsto el colocado de barras pasa juntas con anterioridad.

Figura 41 Junta de expansión sin dovelas (tipo 2)

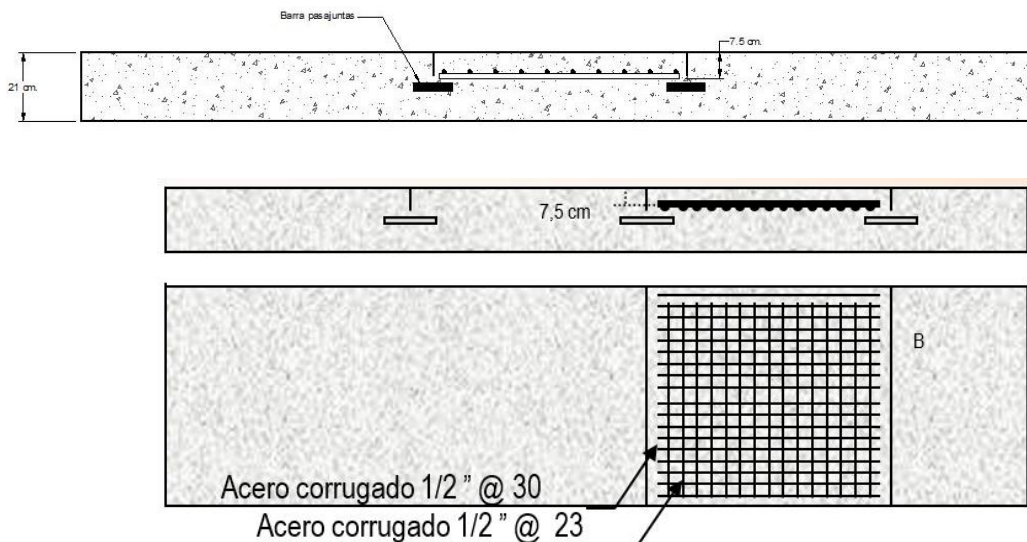


- **Casos especiales de construcción**

En muchas ocasiones, la modulación de las losas no se puede hacer con las dimensiones recomendadas o son de geometría compleja, caso típico en curvas, en intersecciones; en estos casos se hace conveniente reforzar la o las losas que se vean afectadas por este problema. Otra ocasión, se presenta cuando al paso de la vía por poblaciones, se encuentran cámaras de inspección de los alcantarillados o sumideros, dando como resultado losas con geometrías diferentes a las cuadradas.

Aquellas losas que sea necesario reforzar, se harán con barras de acero corrugado de $\frac{1}{2}$ " de diámetro, dispuestas con separación centro a centro de 23cm x 23cm o de 30cm distribuidos en el ancho de la losa y 23cm distribuidos en el largo de la losa a reforzar. La ubicación de la parrilla será a 7.50 cm con respecto a la superficie de la misma.

Figura 42 Disposición típica de acero de refuerzo en casos especiales



6.2.7.4 Refuerzos de las losas

Según las Normas del INVIAS en su artículo 500-07, al lugar de los requerimientos para refuerzo de losas y en sus numerales 500.2.2.3 y 500.4.10, expresa lo siguiente:

Los documentos del proyecto pueden requerir la colocación de una o dos parrillas de refuerzo en todas o algunas de las losas del proyecto, bien sea como parte integral del diseño o como sistema para

controlar la aparición o el ensanche de grietas. Como guía general, se requerirá la colocación de, al menos, una parrilla de refuerzo en las losas que tengan las siguientes características:

- Longitud de la losa (mayor dimensión en planta) superior a 24 veces el espesor de la misma.
- Losas con relación largo/ancho mayor que 1.4.
- Losas de forma irregular (diferente de la rectangular o cuadrada).
- Losas con aberturas en su interior para acomodar elementos tales como pozos de inspección o sumideros.
- Losas en las cuales no coinciden las juntas con las de las losas adyacentes.

El acero de refuerzo de las losas estará constituido por barras corrugadas con límite de fluencia (f_y) de 420 MPa (4200 kg/cm²). Todos los detalles del refuerzo, como cuantía, distribución, localización, etc., deberán quedar claramente definidos en los documentos técnicos del proyecto.

Es pertinente que quien esté al frente de la construcción, establezca criterios de modulación debido a que según el sentido de avance de la construcción y la elección del carril a pavimentar, se presentarán obstáculos como cámaras de inspección y sumideros al centro, izquierda o derecha de la vía, con la consecuencia de que sea necesario reforzar las losas que se comprometan con esta eventualidad.

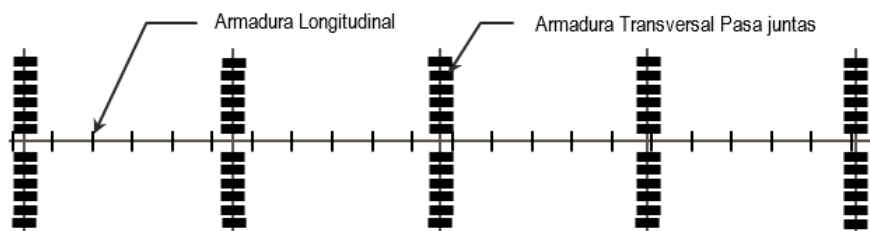
6.2.7.5 Sellado de juntas

El sistema de sellado de juntas para pavimentos de Concreto debe garantizar la hermeticidad del espacio sellado, la adherencia del sello a las caras de la junta, la resistencia a la fatiga por tracción y compresión, el arrastre por las llantas de los vehículos, la resistencia a la acción del agua, los solventes, los rayos ultravioletas, la acción de la gravedad y el calor, con materiales estables y elásticos.

6.2.7.6 Armadura de refuerzo

Se deben colocar el acero de refuerzo necesario para la construcción del pavimento de acuerdo al diseño del proyecto, el cual se utilizará como pasadores de cortante o pasa juntas o como barras de amarre.

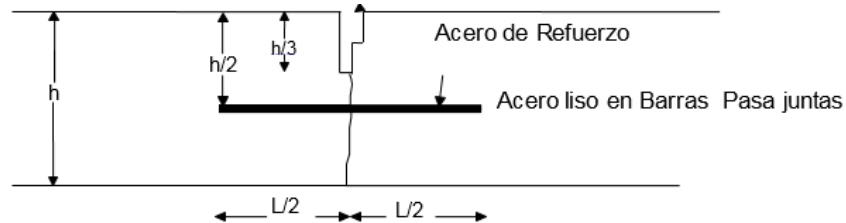
Figura 43 Localización en planta pasadores de carga



Las barras de amarre (Usadas en Juntas Longitudinales), las cuales se utilizan con el propósito de evitar el desplazamiento de las losas, deben ser de acero corrugado, y deben ubicarse en la mitad de la losa. En este caso serán barras corrugadas de ½ pulgada de diámetro, longitud 60 cm y espaciadas cada 90 cm.

Las barras pasa juntas (Usadas en Juntas Transversales, de Construcción y en algunos casos de Expansión) se utilizan como mecanismos para garantizar la transferencia efectiva de carga entre las losas adyacentes. Las barras serán de acero liso, engrasado y deberán quedar ahogadas en las losas con las dimensiones y en la posición indicada, de acuerdo al proyecto.

Figura 44 Localización pasadores de carga



6.3 DISEÑO DE ESTRUCTURA A NIVEL DE AFIRMADO

6.3.1 ESPESOR REQUERIDO DE LA CAPA DE AFIRMADO.

En las vías afirmadas no son de temer las fisuras superficiales, las deflexiones de la calzada pueden ser elevadas, sin que se presenten inconvenientes, los espesores por adoptar son inferiores a los requeridos en las vías pavimentadas.

Existen métodos empíricos para el diseño de espesores de afirmado (PELTIER, TRL, AASHTO, etc.).

Para efectos de definir un espesor adecuado para la vía de acceso al puente sobre el río Ortega, haremos uso del método empírico por la AASTHO, que define bien el espesor en función de tres parámetros:

- Región climática.
- Calidad relativa del suelo de subrasante.
- Nivel de tránsito

De acuerdo a la región climática se ha definido como de orden IV, por ser de tipo seca y sin heladas.

Con respecto a la calidad relativa del suelo de sub rasante, se define de buena calidad, teniendo en cuenta que su CBR es de 6.3%, con un módulo resiliente de 584 kg/cm², equivalente a 8298 PSI.

Tomando el N de ejes equivalentes de la vía, reportado por el estudio de tránsito, (N 8.2 tn=420.130 ejes equivalentes), se define un nivel de tránsito alto, mayor al límite superior de la tabla adjunta.

Bajo estas consideraciones, la capa de afirmado sería de 10 pulgadas de espesor, esto es aproximadamente 26cm.

Tabla 72 Regiones Climáticas

REGIÓN	CARACTERÍSTICAS
I	Húmeda, sin heladas
II	Húmeda, con ciclos de congelamiento y descongelamiento
III	Húmeda, con alta penetración de la helada
IV	Seca, sin helada
V	Seca, con ciclos de congelamiento y deshielo
VI	Seca, con alta penetración de la helada

Tabla 73 Calidad Relativa del Suelo de Sub Rasante

REGIÓN CLIMÁTICA	MUY POBRE	POBRE	REGULAR	BUENA	MUY BUENA
I	2800*	3700	5000	6800	9500
II	2700	3400	4500	5500	7300
III	2700	3000	4500	4400	5700
IV	3200	4100	5600	7900	11700
V	3100	3700	5000	6000	8200
VI	2800	3100	4100	4500	5700

Tabla 74 Nivel de Transito

NIVEL	NUMERO DE EJES EQUIVALENTES DE 80KN
Alto	60000-100000
Medio	30000-60000
Bajo	10000-30000

Tabla 75 Espesor de Afirmado Metodología AASTHO

CALIDAD RELATIVA DEL SUELO DE SUBRASANTE	NIVEL DE TRANSITO	REGIÓN CLIMÁTICA					
		I	II	III	IV	V	VI
		ESPESOR DE AFIRMADO EN PULGADAS					
Muy buena	Alto	8	10	15	7	9	15
	Medio	6	8	11	5	7	11
	Bajo	4	4	6	4	4	6
Buena	Alto	11	12	17	10	11	17
	Medio	8	9	12	7	9	12
	Bajo	4	5	7	4	5	7
Regular	Alto	13	14	17	12	13	17
	Medio	11	11	12	10	10	12
	Bajo	6	6	7	5	5	7
Pobre	Alto	**	**	**	**	**	**
	Medio	**	**	**	15	15	**
	Bajo	9	10	9	8	8	9
Muy pobre	Alto	**	**	**	**	**	**
	Medio	**	**	**	**	**	**
	Bajo	11	11	10	8	8	9

El modulo del material de afirmado es 30.000 Psi

**Se recomienda la construcción de un pavimento

6.4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.4.1 Diseño del pavimento rígido

- No es necesario el uso de geomallas ni geotextil tejido debido a que la subrasante presenta buenas condiciones de capacidad de soporte.

- Para este tipo de pavimento se recomienda la siguiente estructura:

- Losa en concreto con MR 4.2 MPa 20cm

- Sub base granular 20 cm

- CBR de Sub rasante 6.3%

- Para la construcción es necesario preparar el terreno natural, la capa de sub-base y la preparación de la mezcla de concreto para lograr la capacidad estructural de acuerdo al diseño planteado. Para este tipo de pavimento en particular los requisitos pueden variar considerablemente dependiendo del tipo de suelo de la subrasante, de las condiciones ambientales y de la cantidad de tráfico pesado.

Cualquiera que sea el caso, el objetivo deberá ser el poder obtener una condición de apoyo uniforme para el pavimento durante toda la vida útil de este.

- A continuación, se presentan sus principales pasos constructivos.

- Preparación y acabado (conformación y compactación) de la subrasante natural e inclusión de un material de mejoramiento para suplir deficiencias en la sub rasante, ya sea por mala calidad de la misma o para cubrir deficiencias en procesos constructivos de alcantarillados y domiciliarias, donde con frecuencia se cambia de material de relleno y no se compacta de manera adecuada.

- Proporcionar una capa de sub-base granular o sub base tratada con cemento si así lo requiere, de espesor indicado según el caso, conformada y compactada debidamente según normatividad INVIAS.

- Colocación de formaletas.

- Instalación de juntas, Para las juntas transversales de contracción y expansión, es necesario colocar pasadores de carga, estos deben ser de acero liso de diámetro igual a 7/8 pulgada, una longitud de 35.0 cm y espaciados centro a centro 30 cm. Se recomienda pasadores más largos para evitar fisuraciones de punta, aumentando en 30cm su longitud. Las barras usadas en las Juntas Longitudinales, deben ser de acero corrugado de 1/2 pulgada de diámetro, longitud 60cms y espaciadas aproximadamente cada 90 cm, y distantes del vértice de la placa en no menos de 0.40m.

- Dosificación de agregados y cemento.

- Mezclado y colocación del concreto, el espesor de las losas proyectadas de acuerdo con el diseño de cada unidad señalado en las secciones transversales definitivas de las estructuras de pavimento obtenidas, con módulo de rotura mínimo de 4.1Mpa.
- Extendido, nivelado, texturizado y acabado del concreto.
- Programación de pre corte para inducción de la fisuración en y por la junta de expansión. Y posterior sello de la junta.
- Para dar al servicio el pavimento rígido, se deben sellar las juntas y verificar que la resistencia del concreto esté cercana al módulo de rotura especificado, para evitar la fisuración después del proceso constructivo. Para lograr lo anterior se recomienda un buen curado del concreto y un programa de control de calidad.
- En cuanto a drenaje se refiere a pesar de que el sector presenta temperaturas intermedias, debe tenerse en cuenta que en épocas de invierno la lluvia se presenta de manera fuerte incidiendo de manera importante en la consistencia de los suelos existentes. De esta manera es conveniente por la corta longitud de la vía, se dé celeridad a su construcción, con programas de mejoramiento compactación y colocación de la estructura del pavimento. Se aconseja que una vez colocada, conformada y compactada el material de sub-base granular, se proteja esta con un riego de asfalto o sencillamente cubrir esta con un material impermeable que permita tener la sub base granular en condición adecuada y plena para recibir así las losas de concreto.
- Para el buen desarrollo de la construcción del pavimento rígido, se ha de tener en cuenta las recomendaciones consignadas en las Normas Para Construcción de Carreteras en su aparte del Artículo 500-13.

6.4.2 Diseño espesor en afirmado

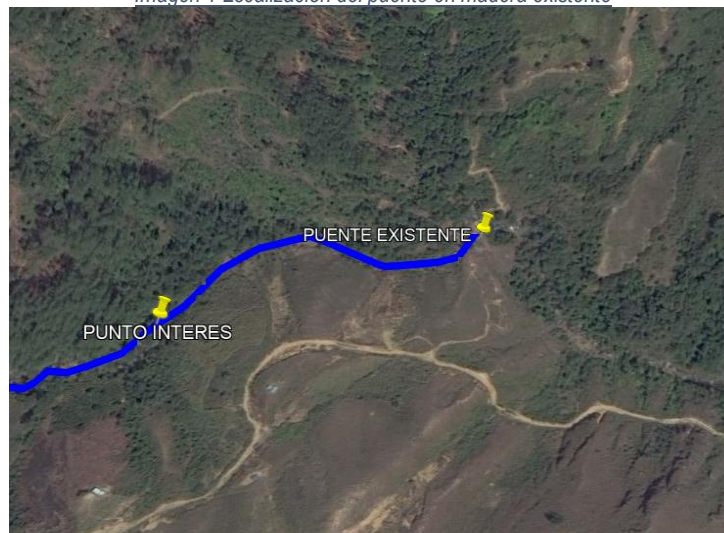
- Es importante definir la utilización de un material de afirmado que cumpla con la normatividad exigida por Invías bajo el artículo 311-13.
- Se desea que esta capa de afirmado presente buena resistencia al deslizamiento, que tenga ciertas propiedades cohesivas, resistencia a la pérdida de grava y a la erosión, estabilidad en condiciones seca y húmeda, facilidad para su extendido, conformación y compactación.
- Desventajas de vías en afirmado, es que estas necesitan de un constante mantenimiento por la formación de baches, hundimientos, surcos y cárcavas, en épocas secas se presenta exceso de polvo, etc.

7 ESTUDIO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA

7.1 LOCALIZACIÓN DEL PUENTE EXISTENTE

El puente sobre el río Ortega que hoy en día sirve de paso, se encuentra localizado en el municipio de Cajibío en el departamento del Cauca. Es un paso construido en madera cerca a la confluencia del río Ortega con el río Seguengue, el cual ha servido de paso por varios años; pero bajo las condiciones de inestabilidad hidráulicas analizadas con anterioridad se determinó diseñar una estructura en un punto aguas arriba con el objetivo de obtener un diseño adecuado, estable hidráulicamente y económicamente viable; el cual beneficie tanto a las comunidades de los corregimientos y veredas aledaños al proyecto como a la empresa Smurfit Kappa Cartón de Colombia.

Imagen 1 Localización del puente en madera existente



7.2 REGISTRO FOTOGRÁFICO DE LA ZONA DE IMPLEMENTACIÓN DEL PUENTE

La zona de implementación de la estructura a diseñar se encuentra en un sector del río Ortega que se encuentra aproximadamente a 283m aguas arriba del punto de confluencia del río con el río Seguenguito; este punto se encuentra alejado del punto de confluencia y se encuentra localizado en las coordenadas $2^{\circ}35'57.73''\text{N}$ y $76^{\circ}48'18.41''\text{O}$ en un tramo del cauce recto que no presenta sinuosidad e hidráulicamente estable. (ver Imagen 1)

Fotografía 10 Sector de implementación del puente



En la Fotografía 10 se aprecia un área de la zona de implementación del puente, en la cual se aprecia que esta provista de vegetación, correspondiente a árboles de alturas variables y presencia de arbustos, matorrales y pastos los cuales conforman las laderas del canal; dentro del cauce se aprecia material granular de tamaño y el agua del río clara.

En la Fotografía 11 se observa el tramo recto del río Ortega en el cual no se presentan confluencias o sinuosidades que impliquen inestabilidad para la estructura del puente que impliquen futuros cambios en el alineamiento del río, es decir que se tiene un tramo relativamente recto y estable para la instalación de la estructura y la superestructura en cuenta este sector para la localización del mismo. Sin embargo, con el análisis hidrológico, análisis de la cuenca y el estudio hidráulico del cauce se llevarán a cabo un análisis detallado en conjunto y se determinarán los parámetros de diseño necesarios de acuerdo con el nivel de este proyecto.

Fotografía 11 Sector de ubicación del puente sobre el río Ortega



7.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico analiza los regímenes de caudales medios y extremos de las corrientes de aguas en los tramos de influencia de las obras viales, en las zonas que requieren de alcantarillados de aguas lluvias, ponederos y en las zonas inundables adyacentes a los cauces.

Los caudales de crecientes y las avalanchas que se generan por deslizamientos o inestabilidad de laderas son las variables importantes en este tipo de proyectos. Estas variables se relacionan luego con los niveles de inundación, con las velocidades de flujo y los procesos de socavación lateral y de fondo.

7.3.1 Información Cartográfica de la zona del puente

La información cartográfica que se utilizó para el desarrollo del presente estudio, como se mencionó anteriormente, fue obtenida de las páginas del Instituto Geográfico Agustín Codazzi IGAC en su Geo portal donde se trabajó con la siguiente restitución:

Tabla 76 Cartografía empleada en el estudio

Puente	Sector	Restituciones
Puente sobre el río Ortega	Río Ortega, Sector Segungue	342 I D

7.3.2 Información hidrológica

La información hidrológica se obtiene del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales del IDEAM, en su página Web de apoyo para el Sistema de Información del Recurso Hídrico SIRH en su sección de observatorio; esta información de precipitación corresponde a las estaciones pluviométricas más cercanas al punto de interés ubicadas en el municipio de Cajibío y en el municipio de El Tambo; dichas estaciones son operadas por el IDEAM o por la CVC en la zona de influencia del proyecto.

Esta información además de suministrar los caudales y niveles máximos del cauce en temporada de crecientes máximas, se utiliza también para determinar la morfología de la cuenca. También se utilizaron las imágenes satelitales como apoyo de Google Earth Pro, visores de mapas del INGEOMINAS, IGAC e IDEAM para la determinación de los parámetros básicos de cada una de las cuencas como lo son: el área de la cuenca, el perímetro de la cuenca, longitud del cauce principal, pendiente del cauce entre otros; aspectos importantes para la caracterización de las cuencas hídricas.

7.3.3 Análisis de datos: Estaciones Pluviométricas

Dentro de la zona del proyecto no se encuentran estaciones pluviométricas cercanas al área del proyecto, sin embargo, dentro de los municipios de Cajibío y de El Tambo se encontraron las siguientes estaciones meteorológicas como se describen la Tabla 77:

Tabla 77 Estaciones Meteorológicas cercanas al área de estudio

Sector	Nombre	Código	Categoría	Clase	tipo	Estado	Altitud	Latitud	Longitud
CAJIBIO	Aeropuerto G. L Valencia	26035030	Sinóptica Principal	Meteorológica	Convencional.	Activa	1752	2.0° 45' 0.0"	76° 61' 0.0"
	La Serranía	26020340	Pluviométrica	Meteorológica	Convencional.	Activa	1690	2.0° 67' 0.0"	76° 55' 0.0"

	Dinde	26030070	Pluviométrica	Meteorológica	Convencional.	Activa	1246	2.0° 70' 0.0"	76° 75' 0.0"
	El Rosario	26020230	Pluviométrica	Meteorológica	Convencional.	Activa	1767	2.0° 61' 0.0"	76° 76' 0.0"
	Pan de Azúcar	26037060	Pluviográfica	Meteorológica	Automática con Telemetría	Activa	1200	2.0° 74' 0.0"	76° 71' 0.0"
	Venta de Cajibío	26025090	Climatológica ordinaria	Meteorológica	Convencional.	Activa	1850	2.0° 35' 0.0"	76° 33' 0.0"
EL TAMBO	La Romelia	26030080	Pluviométrica	Meteorológica	Convencional.	Activa	2502	2.0° 62' 0.0"	76° 90' 0.0"
	La Gallera	53070090	Pluviométrica	Meteorológica	Convencional.	Activa	1597	2.0° 75' 0.0"	76° 91' 0.0"
	Gamboa	26030060	Pluviométrica	Meteorológica	Convencional.	Activa	2171	2.0° 63' 0.0"	76° 85' 0.0"
	El Ramal	26030040	Pluviométrica	Meteorológica	Convencional.	Activa	1900	2.0° 67' 0.0"	76° 88' 0.0"
	Cabaña Inderena	26020030	Pluviométrica	Meteorológica	Convencional.	Activa	2658	2.0° 64' 0.0"	76° 91' 0.0"
	Munchique Carpinte	26030110	Pluviométrica	Meteorológica	Convencional	Suspendida	2500	2.0° 28' 0.0"	76° 56' 0.0"

La identificación de las estaciones pluviométricas se llevó a cabo mediante la página DHIME donde adicionalmente se pueden consultar y descargar datos hidrometeorológicos, dentro de la cual se determina la calidad de la información de cada una de las estaciones

7.3.4 Procesamiento de datos hidrológicos

De acuerdo con la Tabla 77 se tiene una gran cantidad de estaciones pluviométricas, sin embargo, no todas cuentan con registros completos en un periodo mínimo de 25 años, en el momento de no encontrarse información pluviométrica dentro de la zona se puede utilizar el método de la transposición de datos teniendo en cuenta que la estación a utilizar tenga características climatológicas y topográficas similares a las áreas de estudio; esta metodología es aplicable de acuerdo con el Manual de Drenaje para Carreteras INVIAS 2009 y con la Norma colombiana de Diseño de Puentes CCP14 INVIAS 2015.¹

Para el análisis de los datos de las precipitaciones se utilizará el método simplificado aprobado dentro de El Manual de Drenaje para Carreteras dentro del cual se establecen los procedimientos, metodologías y ecuaciones a utilizar, incluso se exponen diferentes metodologías que existen como lo son la de la Universidad del Cauca y la de la Universidad de los Andes, las cuales son igualmente válidas y aplicables. Sin embargo, para este caso en particular se procesarán los datos de lluvias y se construirán las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (Curvas IDF) mediante el método simplificado, siempre y cuando no se disponga de datos históricos de precipitación de corta duración, el Manual de Drenaje establece que la metodología es la más usada para el cálculo de las curvas IDF y aclara que se obtienen mejores resultados con la que se expone a continuación; siendo la más sencilla de utilizar.

Aunque en la Tabla 77 se presentan más estaciones meteorológicas no se tienen registros completos; lo cual genera alteraciones en el procesamiento de los datos y errores a nivel estadístico. Se descartan los resultados obtenidos de las curvas IDF de las estaciones La Venta Cajibío y El Rosario por ser mucho más bajos que los resultados presentados por la estación Munchique Carpintera; sin embargo, para efectos de los cálculos se utilizarán los datos obtenidos de la estación El Rosario los cuales son significativamente más elevados; esto

¹ Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14 – INVIAS 2015, Sección 2 - Capítulo 2.6 Hidrología e Hidráulica.

generará condiciones más desfavorables en la determinación de los caudales extremos presentando resultados mucho más altos.

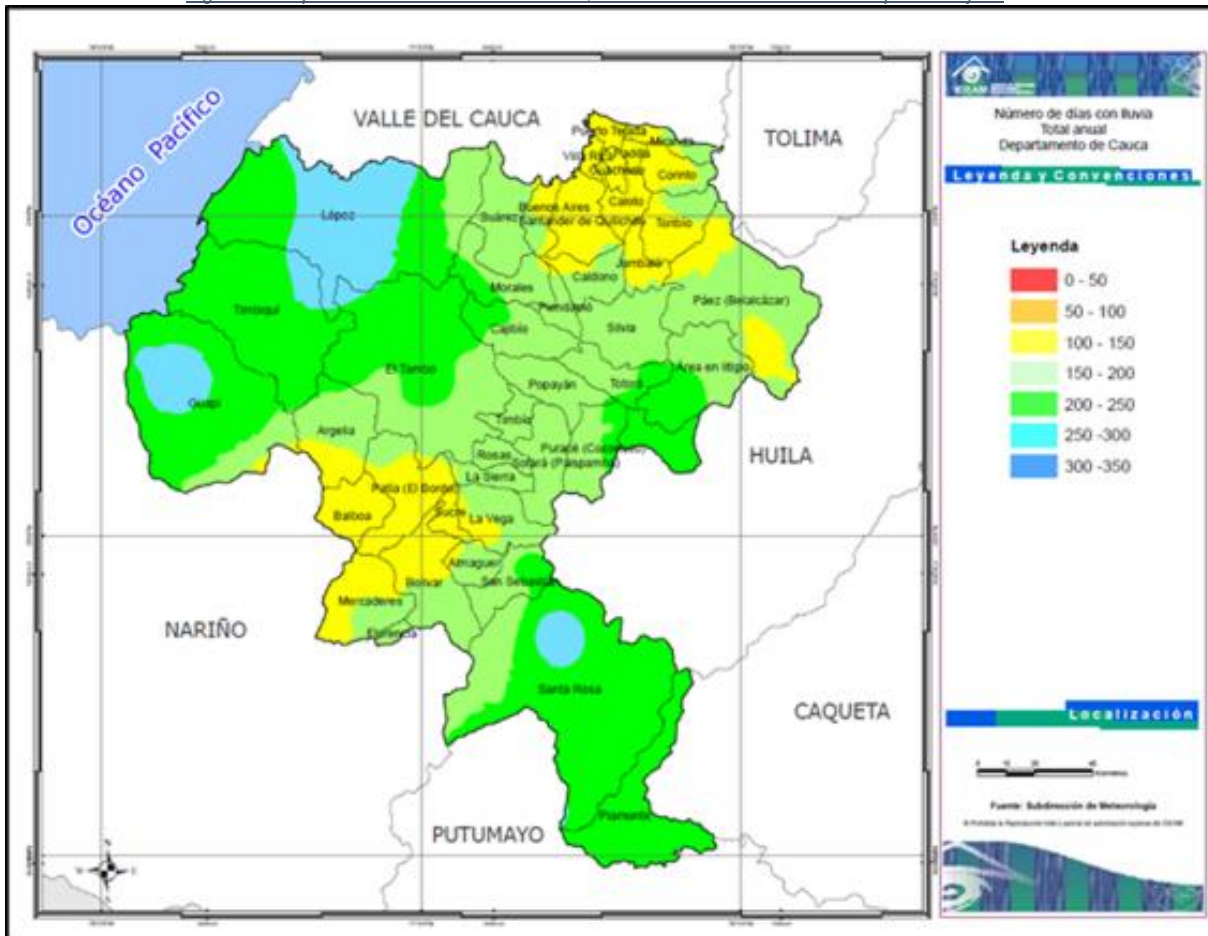
7.4 CARACTERÍSTICAS CLIMATOLÓGICAS

7.4.1 Número de días de lluvias

En el Mapa Interactivo del departamento del Cauca (ver Figura 45); se determina el parámetro de días de lluvias a nivel del área general del departamento en el cual se presentan variaciones importantes, se presentan zonas en las cuales el número de días de lluvias se encuentran entre los 100 y 150 días al año y zonas en las cuales el número de días de lluvias se encuentran entre los 300 y 350 días al año; esta variación tan marcada se asocia a la diversidad en los pisos térmicos que hay en el departamento.

En el mapa se distingue y determina el número de días de lluvias que se asocian al municipio de Cajibío y que se asocian al mismo tiempo al área de interés; por tanto, se deduce que para el municipio de Cajibío el número de días de lluvia esta entre 150 y 200 días en una parte del municipio y entre 200 y 250 días en el resto del municipio; sin embargo, considerando el área en la cual se encuentra el municipio se asume un rango de días de lluvia de 150 a 200 días al año en promedio.

Figura 45 Mapa Interactivo del Cauca - Ideam; número de días de lluvias municipio de Cajibío

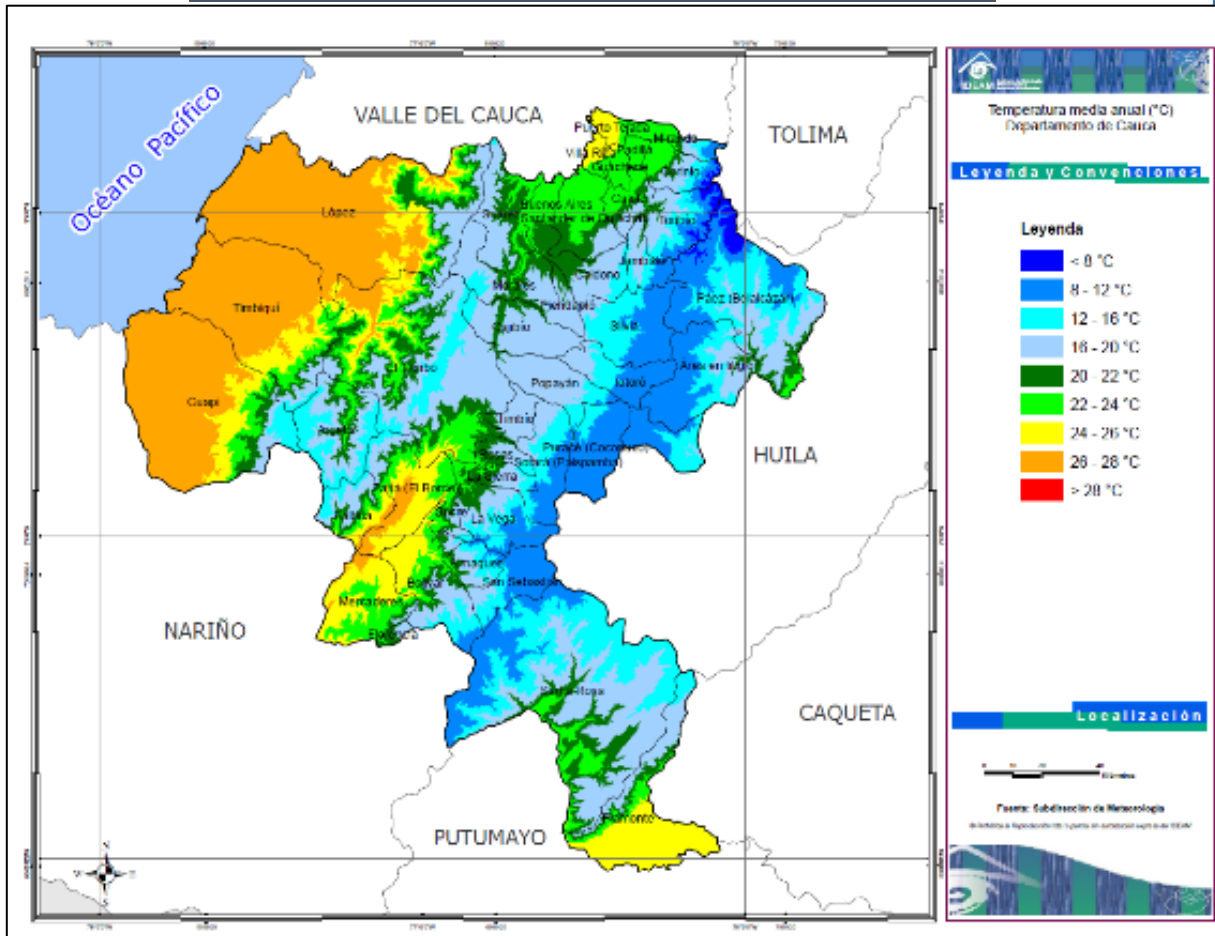


7.4.2 Temperatura media anual (°C)

En el mapa del Departamento del Cauca la variación de temperatura que se tiene en el departamento debido a la variación topográfica del territorio, lo cual demuestra lo rico y diverso que es en estos aspectos. (Ver Figura 46)

Es así como para el municipio de Cajibío se tiene una temperatura media que varía entre los 12° a 16°C en un 20% del territorio, entre 16° y 20°C en el 60% del territorio y el 20% restante presenta una temperatura entre los 20° y 22°C; sin embargo, el área de interés se encuentra entre los 16° y 20°C tomando 18°C la temperatura promedio para el área del proyecto.

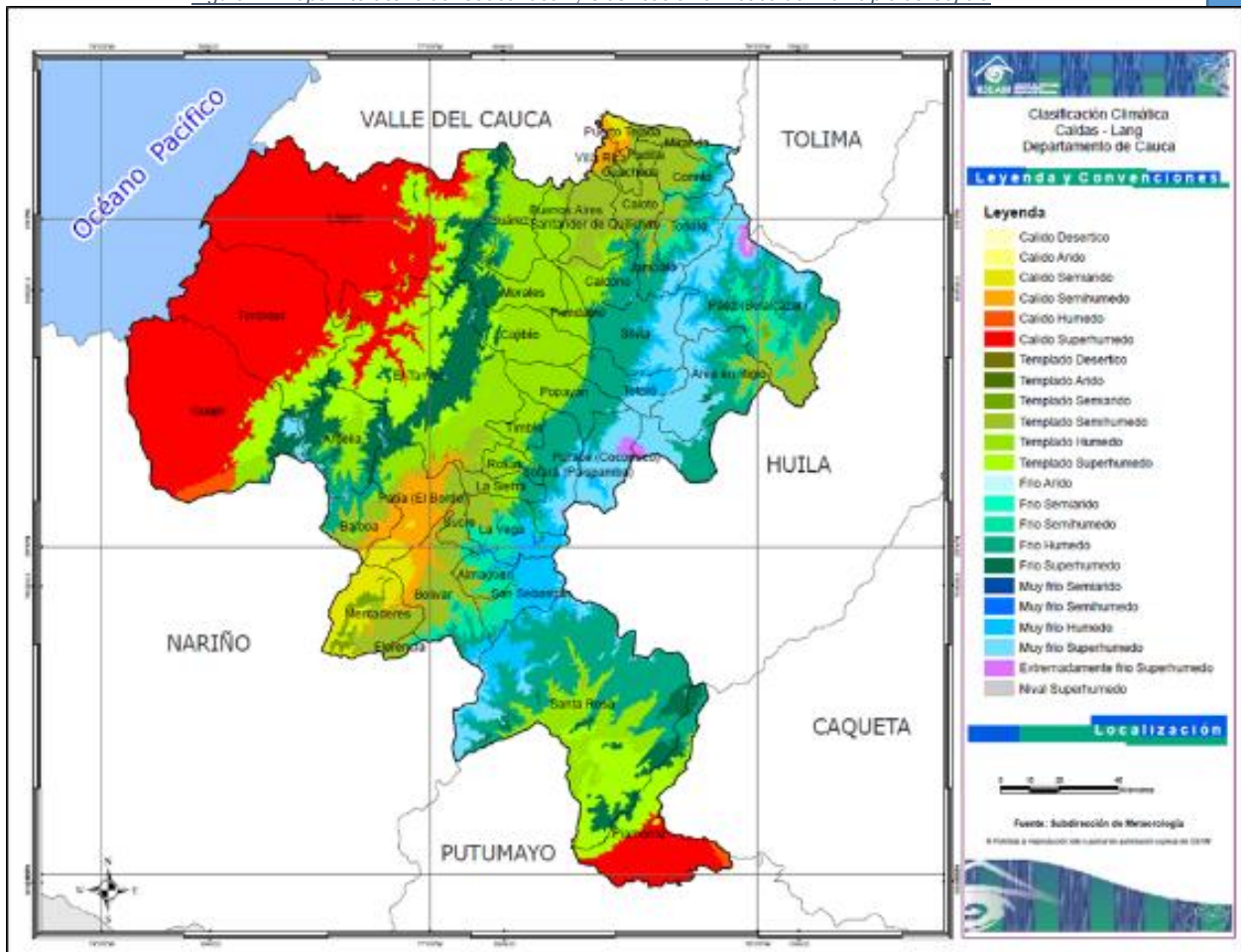
Figura 46 Mapa Interactivo del Cauca Ideam; Temperatura media anual municipio de Cajibío



7.4.3 Clasificación climática

En el mapa del Ideam, se observa la clasificación climática del departamento del Cauca el cual varía entre cálido desértico y extremadamente súper húmedo; sin embargo, para el municipio de Cajibío se tiene una variación climática dentro del departamento del Cauca que se encuentra entre templado semiárido hasta frío súper húmedo. De acuerdo con la ubicación del área del proyecto dentro del municipio se establece que el clima que predomina es templado semiárido. (Ver Figura 47).

Figura 47 Mapa Interactivo del Cauca Ideam, Clasificación climática del municipio de Cajibío



7.5 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

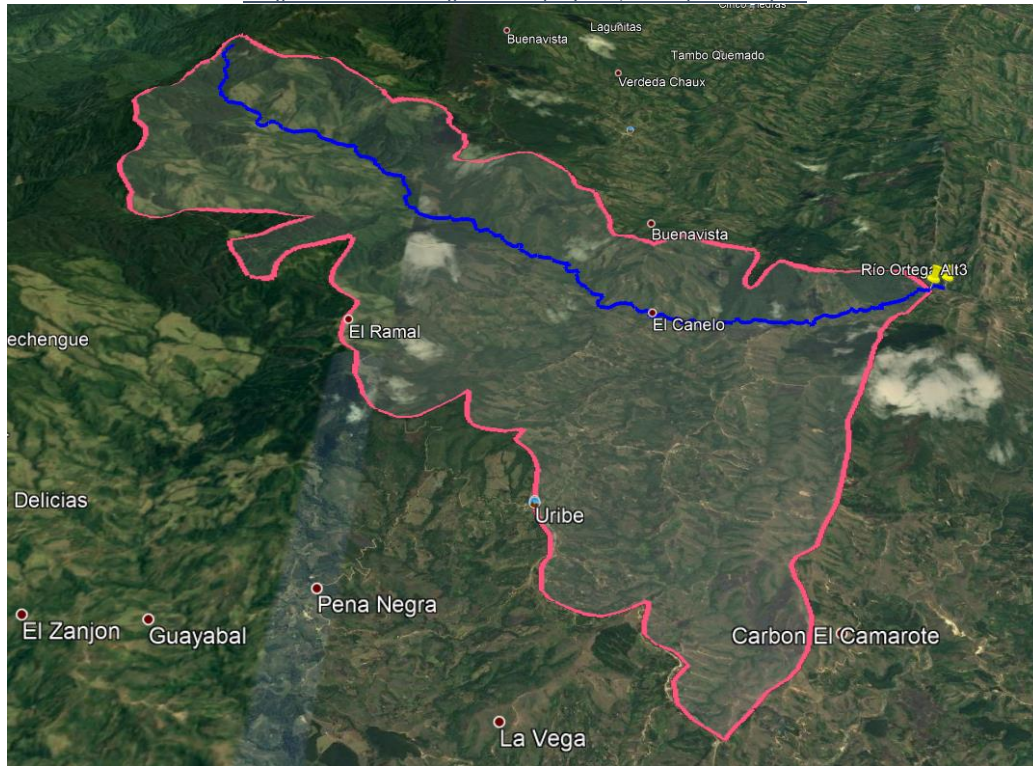
La cuenca es la unidad hidrológica superficial más utilizada; no coincide ni tendría porque hacerlo con las unidades hidrológicas subterráneas. La cuenca consiste en la porción de territorio que se puede aislar de forma que si esta fuese impermeable toda el agua que escurría por ella derivaría por un mismo punto. Dos tipos de cuencas las cuales se pueden reconocer: endorreicas y exorreicas. Las cuencas endorreicas son aquellas que terminan en un lago central y las cuencas exorreicas son aquellas cuencas que drenen fuera de la unidad hidrológica, es decir hacia otra cuenca más grande o hacia el mar. Es un elemento que permite controlar las cantidades de agua para poder hacer una contabilidad de la misma.

7.5.1 Características morfométricas de la cuenca

Las características morfométricas de la cuenca se pueden analizar y determinar por medio de mapas topográficos o cartas y algunas fisiográficas generales como la litología, los suelos, la vegetación; entre otros. Las características físicas de una cuenca tienen una relación estrecha con el comportamiento de los caudales que transitan por ella.

Los parámetros morfométricos de una cuenca integran un conjunto de estimaciones realizadas, el análisis morfométrico es un estudio de un conjunto de variables lineales de superficie, relieve y drenaje, que permite conocer las características físicas de la cuenca, lo cual permitirá interpretar de manera funcional la hidrología de la misma y definir estrategias para establecer su manejo.

Imagen 2 Cuenca hidrográfica del proyecto, municipio de Cajibío



Los parámetros asociados a la forma de la cuenca son aquellos que intervienen de manera importante en las características de la corriente a través de su recorrido, particularmente cuando se evalúan avenidas máximas.

7.5.2 Parámetros morfométricos

Los parámetros morfométricos son aquellos que están asociados a la forma de la cuenca e intervienen de manera importante en las características de la corriente a través de su recorrido, particularmente cuando se evalúan avenidas máximas.

7.5.3 Área de la cuenca (A)

Se define como la proyección ortogonal encerrada por la divisoria de aguas, delimitada sobre un plano. Este parámetro se expresa normalmente en km². Es un valor de suma importancia porque incide directamente en los resultados que se obtengan.

Área de la cuenca: 6.93Ha

El área de estudio se clasifica como una sub cuenca de acuerdo al área de su extensión y como una cuenca grande de acuerdo a la FAO.

Imagen 3 Área de la cuenca de estudio



De acuerdo con la clasificación de acuerdo con el área, se determina que el área de la cuenca de estudio analizada se encuentra dentro del rango de **sub cuenca** debido a que su área es de 69.3km².

De acuerdo con la clasificación de la FAO, el área de la cuenca de estudio es menor a 100ha, por consiguiente, se clasifica como una **cuenca pequeña**.

7.5.3.1 *Perímetro de la cuenca (P)*

Es la longitud sobre un plano horizontal, que recorre la divisoria de aguas. Este parámetro se mide en unidades de longitud y normalmente se expresa en metros o kilómetros.

Perímetro de la cuenca: 52.1km

7.5.3.2 *Longitud de la cuenca (L)*

La longitud de la cuenca se define como la distancia horizontal desde la desembocadura de la cuenca (punto de interés) o punto de desfogue hasta otro punto aguas arriba donde la tendencia general del río principal corta la línea de contorno de la cuenca, conocida también como longitud axial de la cuenca. Para la cuenca de estudio se tiene que:

Longitud de la cuenca: 18.95km

7.5.3.3 Ancho de la cuenca (A_n)

Se define como la relación que existe entre el área de la cuenca y su longitud:

Ancho cuenca (A_n): 3.66km

7.5.3.4 Factor de forma de Horton (K_f)

Es la relación entre el área y el cuadrado de la longitud de la cuenca. Intenta medir que tan cuadrada o alargada puede ser la cuenca. Una cuenca con un factor de forma bajo, esta menos sujeta a crecientes que una de la misma área y mayor factor de forma:

K_f (Alternativa 3): 0.19

De acuerdo con el resultado obtenido, la cuenca se considera dentro de la clasificación por su factor de forma una cuenca **mu**y **alargada**; es decir; que la cuenca no se encuentra sujeta a presentar crecientes súbitas que puedan poner en peligro la estructura o la superestructura; aunque se presentarán crecientes en presencia de precipitaciones máximas.

En conclusión, los caudales serán menores debido a que el cauce principal es más largo que los cauces secundarios y los tiempos de concentración de precipitaciones serán distintos. Los factores geológicos son los que se encargan de moldear la fisiografía de la región y por ende determinan la forma que tiene la cuenca hidrográfica de estudio.

7.5.3.5 Coeficiente de compacidad (I_c)

El coeficiente de compacidad fue propuesto por Gravelius, este coeficiente compara la forma de la cuenca con la de una circunferencia, cuyo círculo inscrito tiene la misma área de la cuenca de estudio. Se define como la razón entre el perímetro de la cuenca que es la misma longitud de la divisoria de aguas y el perímetro de la circunferencia.

Este coeficiente adimensional, es independiente del área de estudio y de acuerdo con su definición tiene un valor de 1.0 para cuencas imaginarias de forma exactamente circulares. El coeficiente de compacidad será igual o mayor que 1.0 y crece con irregularidad con la forma de la cuenca.

Índice de compacidad I_{c3} : 1.77

De acuerdo con los resultados obtenidos y de observar los rangos establecidos en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se determina que la sub cuenca tiene una forma **Oval oblonga – Rectangular oblonga**; lo cual se resume en que es una sub cuenca alargada superando el límite inferior del rango indicando que su forma tiende a ser rectangular oblonga. Este resultado ratifica que las crecientes no tienen mayor incidencia en la cuenca debido a que los tiempos de concentración de

7.5.4 Parámetros relativos al drenaje

7.5.4.1 Altura y elevación

La altura y la elevación es uno de los parámetros más relevantes en la determinación de la oferta hídrica y del movimiento del agua a lo largo de la cuenca. De ella dependen en gran medida de la cobertura vegetal, la biota,

el clima, el tipo, uso del suelo y otras características fisiográficas de un territorio. A continuación, se describen algunos de los elementos más representativos de la cuenca derivados de la elevación.

Cota mayor de la cuenca (CM): es la mayor altura en la cual se encuentra la divisoria de aguas de la cuenca (msnm), para el caso de este proyecto este valor será **2919msnm**.

Cota menor de la cuenca (Cm): es la cota sobre la cual la cuenca entrega sus aguas a un cauce superior (msnm) o hasta el punto de interés, para el proyecto se tiene que la cota menor es **1507msnm**.

Elevación media del relieve: la elevación promedia referida al nivel del mar, para el presente proyecto se tiene que la elevación promedio es de **1760msnm**.

A continuación, se presenta el resumen de los resultados expuestos en la Tabla 78:

Tabla 78 Resumen parámetros morfométricos de las cuencas

PARAMETRO NOMBRE CUENCA	VALORES RIO ORTEGA
AREA (KM2)	69.3
PERIMETRO (KM)	52.1
LONGITUD (L)	18.95
ANCHO (An)	3.66
FACTOR DE FORMA (Kf)	0.19
INDICE DE COMPACIDAD (Kc)	1.77
COTA MAYOR (CM)	2919
COTA MENOR (Cm)	1507
ELEVACION PROMEDIO	1760

7.5.4.2 Tiempo de concentración (Tc)

El tiempo de concentración en una cuenca se define como el tiempo que tarda una gota de lluvia en llegar desde el extremo hidráulicamente más alejada de la cuenca hasta el punto de salida o punto de interés, calculándose mediante varios métodos conocidos. Transcurrido este tiempo se considera que toda la cuenca está aportando caudales al río y será el caudal máximo en el punto considerado.

Dentro de los modelos lluvia – escorrentía es un dato esencial debido que a través de él se determina la lluvia de diseño o precipitación de diseño mediante la cual se determinan los caudales máximos y niveles máximos en el río, el tiempo de concentración calculado se hace igual al tiempo de concentración de la lluvia, teniendo en cuenta que es para esta duración de lluvia cuando la cuenca aporta al proceso de escorrentía, por consiguiente, se puede decir que es durante este tiempo que se presentan los caudales máximos.

Cada una de las formulas y métodos de cálculo para el tiempo de concentración difieren en la formula a emplear y de los parámetros a utilizar. Con los parámetros morfométricos y con los parámetros relativos al drenaje se calcularon los tiempos de concentración en la cuenca de estudio para el proyecto y los resultados se tienen en la Tabla 79

Tabla 79 Tiempos de concentración calculados

METODO	TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN
TEMEZ	1.88
WILLIAMS	0.68
KIRPICH	1.74
JOHNSTONE Y CROSS	3.87
CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE	1.75

GIANDIOTTI	2.29
SCS RANSER TI	1.02
SNYDER	4.30
VENTURA-HERON	4.46
BRANSBY- WILLIAMS	5.15
PROMEDIOS MINIMOS	0.85
PROMEDIOS MEDIOS	1.91
PROMEDIOS MAXIMOS	4.01

7.5.5 Metodología

El caudal de los ríos es variable y depende de varios factores entre ellos la precipitación y las características morfológicas de la cuenca de estudio, la cobertura vegetal, el tipo de suelo y las condiciones de humedad del suelo, entre otros aspectos. La topografía es muy importante para la determinación de la capacidad de transporte del río y el valle de inundación. Para realizar el diseño de diferentes obras de ingeniería dentro del cauce se requiere de la determinación de dichos caudales para lo cual se tienen varias metodologías empleadas a lo largo de los años y reconocidas por el Manual de Drenaje para Carreteras². Existen varios métodos de cálculo que se describen a continuación.

7.5.5.1 Métodos de cálculo

Existe varios métodos o modelos reconocidos por la literatura, los cuales son ampliamente aplicables tanto en cuencas pequeñas como en cuencas grandes con áreas superiores a 2.5km² y en zonas de cauces donde no es posible encontrar estaciones hidrológicas con registros de caudales en periodos de tiempo adecuados. Esta metodología se basa en una representación que forma parte del ciclo hidrológico en cuanto al fenómeno de la escorrentía superficial de una cuenca hidrográfica partiendo del régimen de lluvias registrado por una estación meteorológica o pluviométrica ubicada dentro o cerca del área de interés. Son básicamente modelos matemáticos que parten de los parámetros morfológicos o fisiográficos los cuales permanecen constantes, por lo tanto, aguaceros con características similares producirán hidrogramas de las crecientes similares. Por eso se puede decir, que cada hidrograma es único y representativo para cada una de las cuencas.

7.5.5.2 Modelos lluvia - escorrentía

Para el desarrollo del presente estudio se trabajará con el modelo hidrológico o hidrogramas unitarios sintéticos, basado específicamente en el hidrograma unitario adimensional del Servicio de Conservación de Suelos SCS, actualmente denominado NRCS; por ser el más difundido a nivel mundial para este tipo de estudios. Mediante los diagramas unitarios es posible hacer predicciones de escurrimiento directo, para poder obtener el hidrograma unitario es fundamental contar con un registro de las lluvias en la cuenca de estudio; la generación del hidrograma se obtiene a partir del hidrograma unitario en correlación con los datos específicos de lluvias.

Teniendo en cuenta los parámetros morfológicos y de relieve de la sub cuenca proporcionados en la Tabla 78; se aplicaron las ecuaciones para el cálculo de tiempos de concentración de Temez, Williams, Kirpich, Johnstone y Cross, California Culverts Practice, Giandiotti, SCS Ranser, Snyder, Ventura – Heron y Bransby – Williams. Los resultados se presentaron en la Tabla 79.

Teniendo en cuenta la tendencia de los tiempos de concentración se encuentra que varían desde 0.85 horas hasta 4.01 horas que es el valor máximo obtenido; por lo tanto, se trabajará con los tiempos de concentración

² Manual de Drenaje para Carreteras Invias 2009, capítulo 4, subtítulo 4.5 Puentes

mínimo y promedio lo cuales son de 0.85 horas y 1.91 horas respectivamente. Sin embargo, se realizará el cálculo de caudales máximos con el tiempo de concentración promedio.

7.5.6 Precipitación de diseño (Pe)

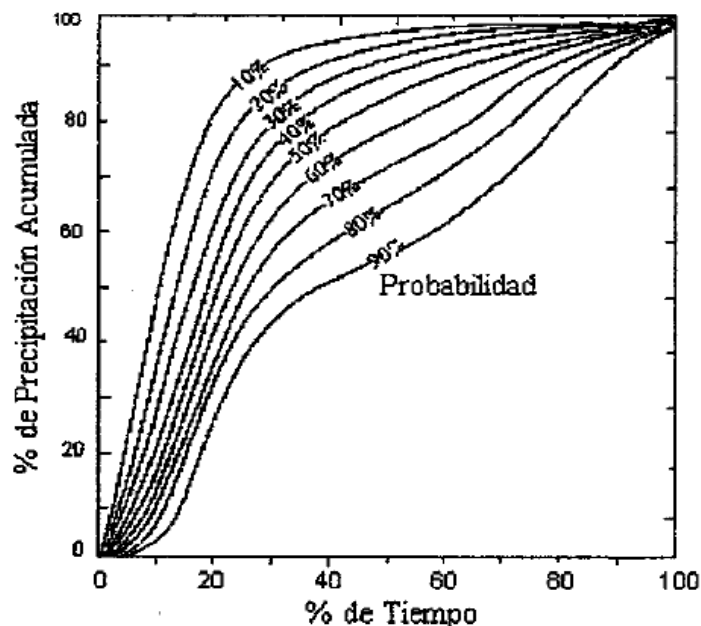
Determinado el tiempo de concentración se procede a determinar la precipitación de diseño, el procedimiento consiste en tomar el tiempo de concentración encontrado, posteriormente se determina el tiempo de rezago o retardo y el d_e (intervalo de tiempo apropiado en el cual se distribuirá el hidrograma unitario para cada una de las lluvias).

Para efectos de cálculo el tiempo de concentración a utilizar será de 120 minutos; por tanto, se tomarán de las curvas IDF las intensidades asociadas a este tiempo de concentración.

Para las intensidades determinadas para el tiempo de concentración determinado, se determinan las precipitaciones de diseño con las cuales se determinarán los hidrogramas unitarios característicos para cada precipitación

Las precipitaciones obtenidas se aproximan al múltiplo de cinco más cercano por encima, de esta manera se pasa a determinar el porcentaje de precipitación y se determina así el porcentaje de precipitación por medio de la Curva de Huff. Se determinan todas las intensidades y las precipitaciones para periodos de retorno de 2.33 años, 10 años, 25 años, 50 años, 100 años y 500 años respectivamente; sin embargo, para el diseño que corresponde a este estudio se evaluarán los resultados obtenidos para los periodos de retorno de 25 años y 100 años³. Para la determinación del porcentaje de lluvia se asume para la Curva de Huff una distribución temporal del 60% de la misma.

Figura 48 Curva Huff para determinación del % de precipitación



³ Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14 - 2015, Manual de Drenaje para Carreteras – Invias 2009

7.5.7 Curva número

El método de número de curva CN⁴ fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EE.UU, para calcular la precipitación efectiva como una función de la lluvia acumulada, la cobertura del suelo, el uso del suelo y las condiciones de humedad. La metodología es la más empleada actualmente para transformar la precipitación total en precipitación efectiva, surgió de la observación del fenómeno hidrológico en distintos tipos de suelos en varios estados y para distintas condiciones de humedad antecedentes.

La representación gráfica de la profundidad de precipitación (P) y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa (P_e), permitió obtener una familia de curvas que fueron estandarizadas a partir de un número adimensional de curva CN, el cual varía entre 1 y 100, de acuerdo al grado del escurrimiento directo. Para determinar el tipo de cobertura de la zona y de la cuenca se revisan las imágenes tomadas en campo, las imágenes obtenidas de los portales del IGAC, Ingeominas y Google Earth Pro; adicionalmente se cuenta con el POT del municipio de Cajibío del año 2013.

7.5.8 Determinación de Caudales

Los datos requeridos para la elaboración del hidrograma unitario serán: el área de la sub cuenca en Km², la longitud del río principal y la pendiente media del río. Adicionalmente, se contará con el tiempo de concentración calculado anteriormente para la sub cuenca usando el promedio el cual se determinó como 1.91 horas. Posteriormente se procede a determinar el **tiempo de retardo**, el cual se define como el tiempo de equilibrio necesario para cuando se tiene una lluvia uniforme, para que se forme un movimiento estacionario, es decir; el tiempo en el que toda la cuenca interviene en la formación de la escorrentía hasta el área de interés.

7.6 CARACTERÍSTICAS DE LOS CAUCES

El comportamiento de un río es complejo y sobre todo dinámico, este comportamiento está afectado por varios aspectos la forma de la cuenca, la geología de la zona, el clima, la vegetación y otros factores. El sistema fluvial incluye unas zonas de producción de sedimentos, zonas de transporte y finalmente unas zonas de depósito. Cuando se plantea una obra de cualquier tipo que involucre atravesar o intervenir un río se debe tener en cuenta que dicha obra generará efectos positivos para la zona y la población beneficiada, pero también se pueden generar efectos secundarios, tanto aguas arriba como aguas abajo. Por lo tanto, se requiere analizar y conocer el comportamiento de la corriente y se hace necesario determinar las características morfológicas del canal del río.

7.6.1 Análisis Geomorfológico de la evolución del río en la zona de interés

Para el análisis de un río o corriente se requiere conocer algunas características morfológicas principales, entre las cuales se pueden enunciar las siguientes:

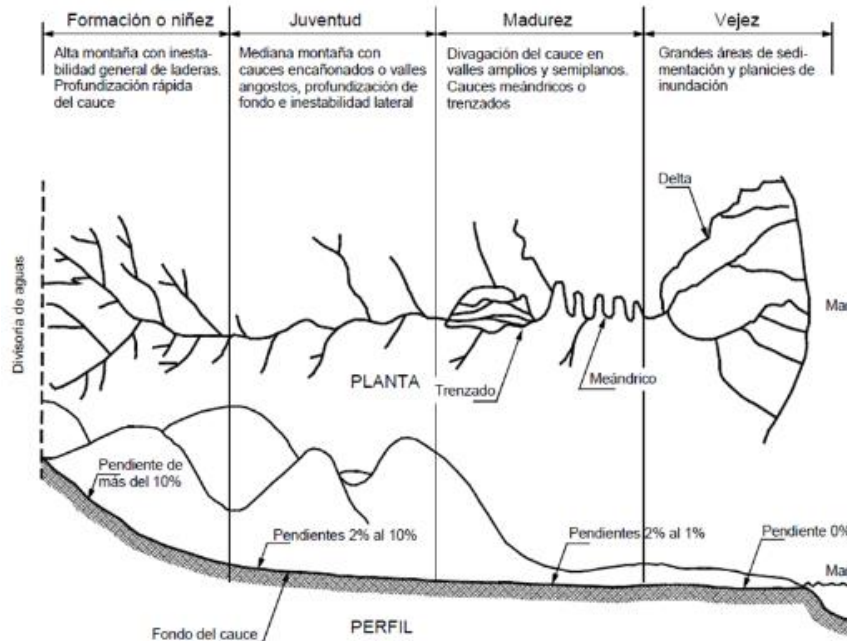
- Longitud del canal
- Pendiente del canal
- Sección transversal
- Forma en planta

⁴ HANDBOOK OF APPLIED HYDROLOGY; Chow, Ven Te, McGraw Hill Book Company, 1984

En el caso del presente estudio, para poder elaborar un diseño de las obras de control de erosión de la corriente agua adecuada, es necesario conocer a detalle el comportamiento de la misma.

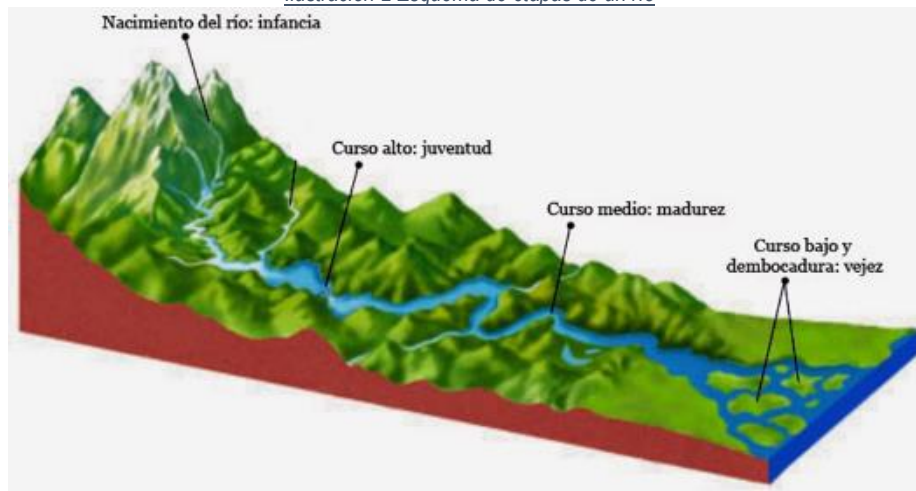
A lo largo de un río se presentan varias etapas que se pueden identificar para poder evaluar su comportamiento erosivo. Partiendo de las clasificaciones clásicas de morfología fluvial y para efectos de la interpretación de los fenómenos de erosión se toman en cuenta las siguientes etapas: Niñez – Juventud – Madurez y Vejez.

Ilustración 1 Esquema de las etapas de un río



En la Ilustración 1 se muestra el esquema de las etapas de un río desde su nacimiento hasta su desembocadura, es decir la forma del mismo a diferentes edades. En este esquema se le da mucha importancia a la etapa de formación o niñez, la cual es fundamental en el estudio del proceso erosivo de la corriente.

Ilustración 2 Esquema de etapas de un río



Teniendo en cuenta estos aspectos de la clasificación de cauces, se puede asegurar que el río Ortega en el área de interés se encuentra en una etapa de madurez en la cual se tienen velocidades de agua bajas, procesos de erosión momentáneos que se recuperan prontamente después de pasar la creciente, son cauces estables.

7.7 ANALISIS HIDRÁULICO

Para realizar el análisis hidráulico en el área de interés se utilizó el programa de modelación HEC-RAS con el cual se visualiza el comportamiento del río evaluando varios aspectos; como:

- Modelación del cauce en condiciones normales, es decir; bajo condiciones normales de flujo (caudales mínimos y caudales medios).
- Modelación del cauce en condiciones extremas; es decir bajo el evento de caudales extremos.

El modelo simula la hidráulica del flujo para canales de cualquier tipo de sección variable bajo las condiciones de flujo gradualmente variado, teniendo como restricción principal la pendiente del cauce, la cual debe ser máximo de un 6% (pendientes menores o iguales a 10°). Se introduce la geometría del cauce y las secciones transversales correspondientes tomadas en campo de acuerdo con el levantamiento topográfico entregado.

El levantamiento topográfico fue levantado con estación total y debidamente georreferenciado con coordenadas geográficas, de acuerdo a lo establecido en el Manual de Drenaje para Carreteras Invias 2009 para la fase del presente estudio. Teniendo en cuenta dicho levantamiento al llevar a cabo la modelación respectiva el programa de modelación no presentó distorsiones que pudieran inducir a errores; por lo tanto, el perfil del cauce obtenido en el HEC- RAS y compararlo con el perfil topográfico, se concluye que no hay variaciones.

Con la modelación se determinan los niveles máximos que alcanzaría la lámina de agua en diferentes periodos de retorno en especial para crecientes de 25 y 100 años, con el objetivo de determinar el nivel máximo de aguas con el cual se determinará la cota de implementación de galibo y la altura de los estribos.

Se establecen las condiciones de frontera y se ingresan los caudales que se van a evaluar, iniciando por los caudales normales los cuales se presentan en temporadas de lluvias año tras año y luego se evalúan los caudales extremos con el objetivo de obtener las alturas de agua necesarias para el diseño de las estructuras del puente.

7.7.1 Evaluación eventos bajo caudales normales

Después de ingresar todos los datos como se describió anteriormente, se procede a evaluar el comportamiento del canal bajo el efecto de caudales normales, para esto se evalúa teniendo como caudal base el caudal máximo para un tiempo de retorno de 2.33 años como lo establece el Manual de Drenaje.

Para realizar la modelización del cauce bajo los caudales

7.7.1.1 Análisis de Resultados de modelización

De acuerdo con los resultados obtenidos en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y la **¡Error! se encuentra el origen de la referencia.**; se tiene que bajo condiciones normales de precipitación en la sección K0+120 se tiene una altura de lámina de agua de 2.01m y se tiene una velocidad de 3.15m/s, la cual es considerable para la etapa de formación que presenta el río en este sector.

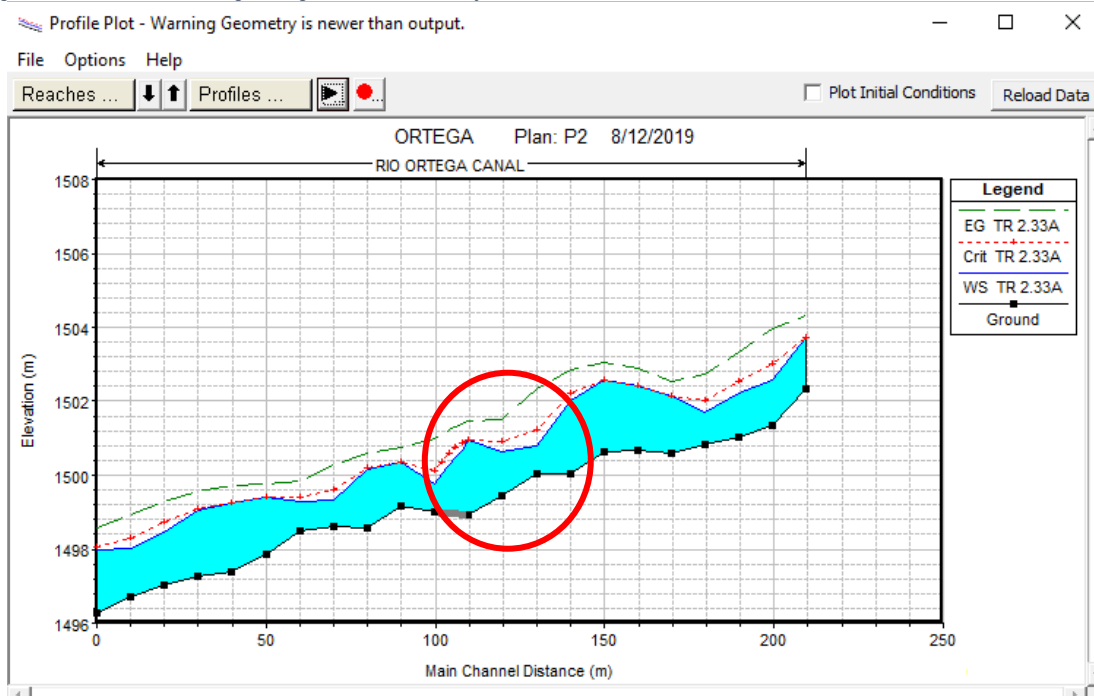
Por otro lado, en la sección K0+110 se presenta una disminución en la altura de agua con respecto a la sección K0+120, de acuerdo con la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, la altura de lámina de agua en esta sección bajo condiciones normales es de 0.77m con una velocidad de 4.88m/s la cual es alta para el sector y las condiciones geomorfológicas del cauce

Para revisar de manera adecuada el fenómeno que ocurre entre las dos secciones se debió realizar una interpolación entre las secciones K0+120 y K0+110 debido a que las secciones eran insuficientes para realizar una evaluación del fenómeno hidráulico que se presenta. Entre la sección K0+120 y K0+110 se presenta un cambio de velocidad de flujo pasando de 3.15m/s a 4.88m/s, las velocidades obtenidas en las secciones analizadas superan los límites esperados bajo caudales lo cual indica que estamos manejando un flujo supercrítico bajo velocidades altas.

Se evidencia el cambio brusco de velocidades que se presentan a lo largo del canal, lo cual indica que el cauce como tal presenta un régimen de flujo mixto.

En la Imagen 4, se tiene el perfil de la variación del caudal con respecto a la elevación o cotas en el eje del canal donde se evidencia como en algunos puntos para de flujo suscritico a flujo supercrítico e incluso en algunos puntos se queda en el nivel crítico en el cual se obtienen velocidades bastante considerables. En el sector de estudio se presenta en la sección K0+110 un a sobre elevación lo cual se aprecia en las alturas de agua obteniendo los resultados de velocidades que se presentan; en este tramo de estudio entre la sección K0+120 y K0+110 se tiene una variación en la pendiente del canal.

Imagen 4 Perfil de lámina de agua longitudinal al cauce bajo el caudal normal de .335 años



7.7.2 Evaluación eventos bajo caudales máximos

Después de evaluar y analizar el comportamiento del canal bajo el efecto de caudales normales que para efectos de este proyecto se tomaran como los caudales bases, se procede a modelar el canal bajo el efecto de caudales máximos; teniendo en cuenta que es un puente que se pretende que tenga una longitud de 25m, se determina evaluar caudales máximos para 25 años y 100 años respectivamente. De acuerdo con lo establecido en el Manual de Drenaje y en la Norma Colombiana de Puentes.

7.7.2.1 Análisis de Resultados de modelización ($Q_{m\acute{a}x}$ 25 años)

De acuerdo al cálculo de caudales para un tiempo de retorno de 25 años se obtuvo un caudal máximo de $103.86\text{m}^3/\text{s}$, en la sección transversal K0+120; en la cual se obtuvo una altura de lámina agua de 3.30m y una velocidad de 4.11m/s.

7.7.2.2 Análisis de Resultados de modelización ($Q_{m\acute{a}x}$ 100 años)

De acuerdo con los resultados obtenidos en el tramo de análisis entre la sección K0+120 y K0+110 a evaluar se realiza la modelación para el caudal correspondiente a un periodo de retorno de 100 años el cual da como resultado una altura máxima de lámina de agua de 4.17m y una velocidad de 4.74m/s la cual supera los límites permitidos para este tipo de cauces (ver **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**); es en este punto onde se puede evaluar la capacidad de arrastre del cauce. Sin embargo, se puede observar que las mayores velocidades se establecen hacia el eje del cauce y en las laderas se tienen velocidades hasta de 0m/s.

De acuerdo con los resultados obtenidos la sección más adecuada para implementar la estructura del puente será la sección K0+120, la cual a pesar de presentar niveles de lámina de agua más altos presenta velocidades importantes, pero menos agresivas; por lo tanto, se recomienda que para implementar la estructura esta se deba establecer a una altura de 2.5m por encima de la cota máxima de agua la cual es 1502.23 para la sección establecida; en conclusión la cota de galibo del puente será de 1504.73 para la sección K0+120, acogiéndose a lo recomendado por el manual de drenaje de INVIAS en el capítulo 4 numeral 4.5.4.3. .

7.8 SOCAVACIÓN

La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente causada por el aumento del nivel de aguas en las avenidas o crecientes, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes, espolones; entre otras estructuras.

La socavación involucra el levantamiento y transporte de los materiales del lecho del río en el momento de una creciente o por la construcción de una obra dentro del cauce. Debe diferenciarse la socavación e la erosión no recuperable en el sentido de que después de que pase la avenida o se elimine la causa de la socavación en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a depositar sedimentos en un proceso cíclico, y se puede recuperar el nivel del fondo del cauce. La socavación depende de las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen.

Los puentes y otras estructuras en el cauce representan una contracción del ancho del mismo y al presentarse un aumento en los caudales de la corriente, el aumento de la velocidad y la turbulencia en la contracción puede generar niveles de socavación de varios metros.

Figura 49. Esquema del cauce natural

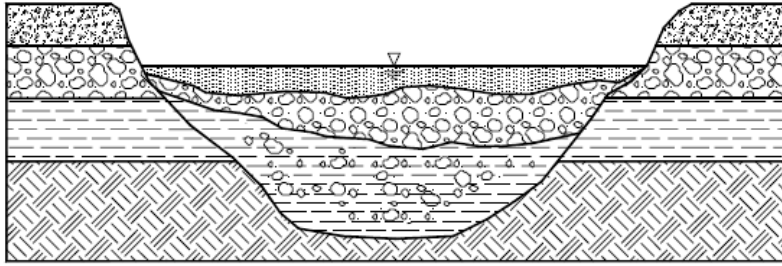


Figura 50. Cauce con la presencia de un puente

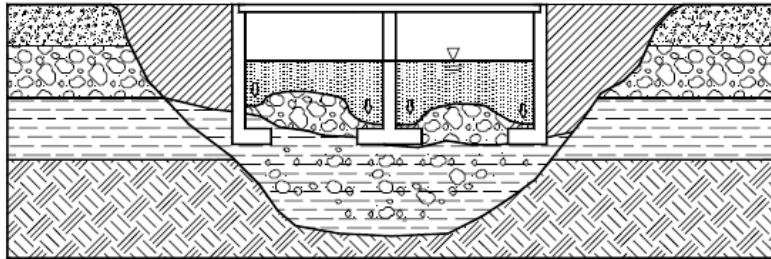
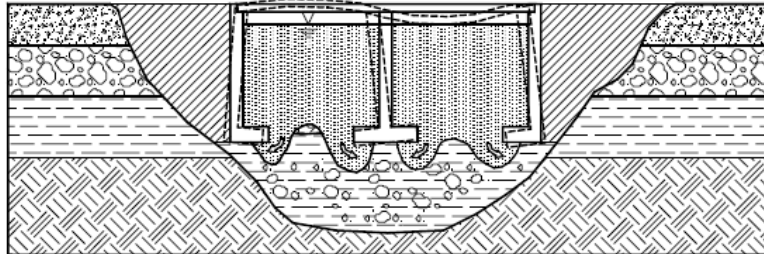


Figura 51. Cauce en el momento de una creciente



7.8.1 Socavación General

La socavación general se puede producir por varias causas:

- Aumento del caudal durante las crecientes
- Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal o corte de meandros
- Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce
- Transferencia de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes
- Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal

La socavación general es una erosión general de todo el cauce y no depende de que exista o no una estructura que altere el mismo. Tiene como resultado una disminución en el nivel del fondo del cauce y los niveles de agua y, por lo tanto, puede producir exposición de las fundaciones de las estructuras colocadas en el cauce del río.

7.8.1.1 Cálculo de la socavación general

De acuerdo a la granulometría obtenida del lecho del río se tiene que el material extraído corresponde a un material granular; cuyas muestras varían entre 3 ½" con una clasificación GP; es decir una grava pobremente graduada con menos del 50% de la fracción gruesa que pasa por el tamiz N°4 (4.75mm); es decir una grava limpia con menos del 5% pasa el tamiz N°200.

Por consiguiente; la ecuación a utilizar para el cálculo de socavación será la de suelos granulares y se tomarán los datos más desfavorables; es decir la granulometría 2 donde el diámetro medio es de 19mm.

Tabla 80. Condiciones del material en el sitio de ubicación del puente

Datos Básicos	Valor
cota de la superficie libre de flujo (m)	1503.11
periodo de retorno (Tr)	100
Q diseño (m3/s)	186.33
Área mojada (m2)	39.32
Ancho de la superficie libre (m)	17.31
Profundidad media (m)	2.27
Diámetro medio de partículas dm(mm)	19

Por su parte el Manual de Drenaje del Invias 2009 presenta varias fórmulas y métodos para el cálculo de socavación junto con recomendaciones útiles. Sin embargo, existe un gran número de análisis que no considera y que pueden ser importantes. La socavación en puentes es un fenómeno muy complejo que envuelve las propiedades de los suelos, del flujo y la presencia de obstáculos que requieren de esfuerzos sinérgicos. Adicionalmente muchas de las ecuaciones existentes se deben modificar con el objetivo de poder considerar la influencia de diferentes tipos de suelos o para incluir más propiedades geotécnicas de los suelos. La socavación provocada por crecientes es muy diferente a la debida a un flujo permanente.

Para el cálculo de la socavación del lecho se utilizó el caudal asociado a un periodo de retorno de 100 años; adicionalmente se utilizó para el cálculo de la socavación general la granulometría del río La Paila en el municipio de Corinto por presentar características similares en cuanto al material granular presente en el cauce; sin embargo, es indispensable contar con la granulometría del cauce o de las laderas para establecer la socavación.

7.9 CONCLUSIONES

Después de realizar el estudio detallado del sector que se estableció como alternativa para la instalación del puente, se encuentra que el cauce tiene un comportamiento de torrente bajo caudales extremos, sin embargo, los índices de compacidad y factor de forma establecen que de acuerdo con la forma de la cuenca no se presentarán crecientes súbitas, pero se tiene que el cauce tiene una gran capacidad de arrastre de sedimentos y en presencia de caudales normales el cauce presenta velocidades bastante altas las cuales superan las velocidades máximas permitidas, lo cual es típico de cauces jóvenes de alta montaña; por tanto, el río Ortega presenta un flujo variado y no permanente lo cual ratifica que en eventos extremos el flujo cambia de densidad al mezclarse con el material de lecho aumentando de esta manera su capacidad de arrastre pudiendo mover el material de sobre tamaño que se evidencia en el cauce.

La normatividad existente establece que para la implementación y diseño de puentes se lleve a cabo la modelación para los caudales máximos de 100 años y 500 años respectivamente; sin embargo, teniendo en cuenta que el puente no superará los 30 metros de luz se escogen los caudales máximos para determinar la altura de super estructura y cálculo de socavación 25 años y 100 años respectivamente; teniendo en cuenta que con estos caudales ya se obtienen niveles de lámina de agua bastante importantes para la sección donde

se determinó instalar la estructura (Sección K0+120); de acuerdo con los resultados de las modelaciones, se determina que la cota de gálibo para el caudal de 25 años será 1504.73; la cual corresponde a 2.5m por encima del nivel de aguas máximo bajo la presencia de un caudal extremo, acogiéndose a lo recomendado por el manual de drenaje de INVIAS en el capítulo 4 numeral 4.5.4.3.

Teniendo en cuenta que al implementar la estructura se generará una obstrucción de la sección transversal del cauce lo cual implicará en el aumento de la velocidad de flujo la cual de acuerdo con los resultados en la sección de estudio llegará a 4.11m/s se recomienda que los estribos a diseñar sean estructuras que no contemplen puntas, es decir que tengan un chaflán para evitar que se incrementen las velocidades en el tramo ocasionando problemas aguas arriba y aguas abajo, adicionalmente se recomienda implementar estructuras complementarias como muros gavión de contención aguas arriba y aguas abajo del puente para proteger la estructura en tiempos de crecientes o protegerlos con el mismo material de sobre tamaño que se tiene en el lecho del río que sea superior a 6”.

Considerando los resultados del cálculo de socavación con el caudal máximo de 100 años de 186.33m³/s el cual reporta una socavación esperada por debajo del lecho actual de 1.63m se recomienda realizar la cimentación de los estribos a 2.0m por debajo del lecho actual con el objetivo de proteger la estructura. Es indispensable realizar revisiones periódicas cada 5 años para verificar la socavación en el punto considerando las velocidades medias que se manejan bajo caudales normales de 3.15m/s las cuales superan los admisibles de acuerdo con el material del lecho del río establecido en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

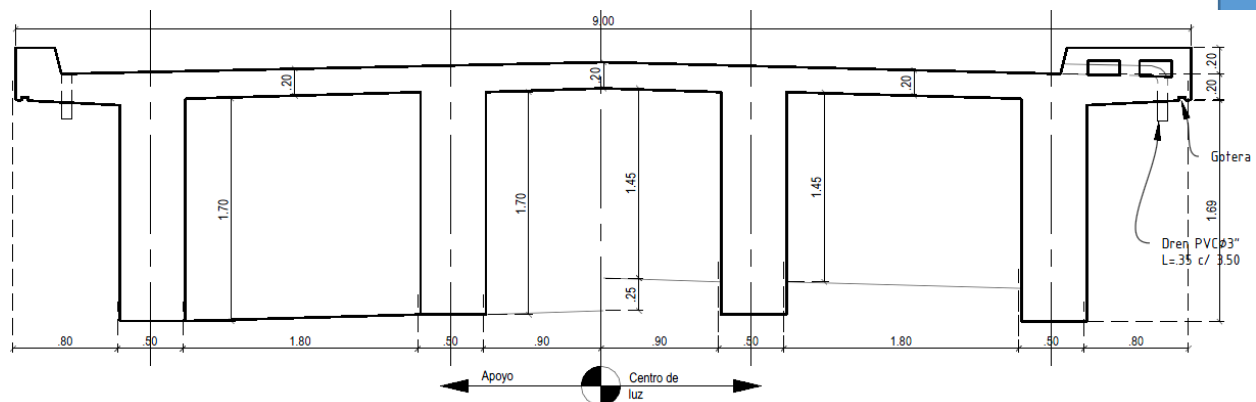
8 DISEÑO DE ESTRUCTURAS

8.1 METODOLOGÍA

Se ha adelantado la revisión de la Cartilla de Obras Menores de Drenaje y Estructura Viales - Programa Colombia Rural de 2019 emitido por el Ministerio de Transporte y el Instituto Nacional de Vías.

Dados los requerimientos establecidos por el diseño, es necesario contar con el diseño de Alcantarilla de diámetro 0.90m para el drenaje de la vía, no son necesarias estructuras adicionales ni especiales.

De la misma manera, el diseño estructural del puente sobre el río ortega corresponde a una de longitud 25m, un ancho total de 9m y con estribos de una altura de 6.0m de acuerdo con las recomendaciones del estudio de Geología y Geotecnia del proyecto.



Del citado documento:

Alcantarillas Circulares: En su forma más elemental de un tubo de dimensión mínima 0.90m, corresponde al elemento de drenaje transversal tipo poceta-aleta encargado de recolectar y evacuar a través de la estructura de la vía la escorrentía de origen superficial y subsuperficial aportante por las cunetas y/o filtros o en su configuración aleta-aleta que permite además recibir y evacuar los aportes anteriores a dar continuidad de cauces con flujos intermitentes o efímeros, limitando su capacidad hidráulica hasta valores de caudales del orden de 1.2 m³/seg bajo condiciones de pendiente del 2% la cual es usual en este tipo de estructuras.

La vista en planta presenta un ángulo de 45° para las aletas, este debe ser determinado para cada sitio puntual de acuerdo al estudio geotécnico, así como la altura final de las aletas.

La profundidad de instalación de tubería debe satisfacer los requerimientos geotécnicos de cimentación e hidráulicos.

9 PAGA
9.1 ACTIVIDADES CONSTRUCTIVAS DEL PROYECTO

Las actividades del proyecto son las siguientes:

Tabla 81 Cantidades de obra

CANTIDADES DE OBRA				
Ítem	Esp. Gral.	DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD
I. EXPLANACIONES				
	200,1	DESMONTE Y LIMPIEZA EN BOSQUE	Ha	1,4
	201,12	REMOCIÓN DE ESPECIES VEGETALES	Unidad	140
	201,16	REMOCIÓN DE CERCAS DE ALAMBRE	m	33
	210.2.1	EXCAVACIÓN EN ROCA DE LA EXPLANACIÓN Y CANALES	m3	4180
	210.2.2	EXCAVACIÓN EN MATERIAL COMÚN DE LA EXPLANACIÓN Y CANALES	m3	27.850
	211,1	REMOCIÓN DE DERRUMBES	m3	6962,0
	220,1	TERRAPLENES	m3	100,0
	221,1	PEDRAPLÉN COMPACTO	m3	50
	234,1	CONFORMACIÓN DE TALUDES EXISTENTES	m2	8070
II. AFIRMADOS, SUBBASES Y BASES				
	310,1	CONFORMACIÓN DE LA CALZADA EXISTENTE	m2	210,0
	320,3	SUBBASE GRANULAR CLASE C	m3	1023,0
	330,3	BASE GRANULAR CLASE C	m3	884
III. PAVIMENTOS ASFÁLTICOS				
	420,1	RIEGO DE IMPRIMACIÓN CON EMULSIÓN ASFÁLTICA CRL -0	m2	4913
	450,2	MEZCLA DENSA EN CALIENTE TIPO MDC-19	m3	573
V. ESTRUCTURAS Y DRENAJES				
	600.1.1	EXCAVACIONES VARIAS SIN CLASIFICAR	m3	1292,2
	600.2.1	EXCAVACIONES VARIAS EN ROCA EN SECO.	m3	4,5
	600.2.3	EXCAVACIONES VARIAS EN MATERIAL COMUN EN SECO	m3	162,8
	600.2.4	EXCAVACIONES VARIAS EN MATERIAL COMÚN BAJO AGUA.	m3	81,00
	610,2	RELLENOS PARA ESTRUCTURAS CON RECEBO.	m3	605,5
	610,3	RELLENO PARA ESTRUCTURAS CON MATERIAL GRANULAR TIPO SBG	m3	50,0
	630,3	CONCRETO RESISTENCIA 28MPA (C)	m3	139,1
	630,4	CONCRETO RESISTENCIA 21MPA (D)	m3	364
	630,6	CONCRETO RESISTENCIA 14MPA (F)	m3	36,85
	630,7	CONCRETO RESISTENCIA 14MPA (G) (CICLOPEO)	m3	20
	632,1	BARANDA DE CONCRETO, COCRETO 21 MPA	m	50
	640,1	ACERO DE REFUERZO FY 4200 MPA.	kg	36079,1
	642,1	APOYO ELASTOMÉRICO.	Unidad	8
	642,2	SELLO PARA JUNTAS DE PUENTES.	m	18
	661,1	TUBERÍA DE CONCRETO REFORZADO 21 MPA DE 900 MM DE DIAMETRO INTERIOR	m	24,00
	671,1	CUNETAS DE CONCRETO VACIADA IN SITU; NO INCLUYE LA CONFORMACION DE LA SUPERFICIE DE APOYO	m3	121,0
	673.1.1	GEOTEXTIL TIPO NT-2500 O SIMILAR NO TEJIDO	m2	6460,8
	1P	ZANJAS Y CUNETAS FLEXIBLES - RECUBRIMIENTO EN GEOMEMBRANA HDPE -40 Y SACOS DE SUELO CEMENTO RELACIÓN 5:1 (H=0.6 , A=1.40) INCLUYE EXCAVACIÓN	m	120
	2P	ZANJAS Y CUNETAS FLEXIBLES - RECUBRIMIENTO EN GEOMEMBRANA HDPE -40 Y SACOS DE SUELO CEMENTO RELACIÓN 5:1 (H=0.3 , A=1.00) INCLUYE EXCAVACIÓN	m	0
	3P	TUBERIA PERFORADA DE 4" PARA FILTROS	m	1346
	673,2	MATERIAL GRANULAR DRENANTE	m3	1292,0
	674,2	DREN HORIZONTAL DE LONGITUD MAYOR A DIEZ (10) METROS.	m	897
	681,3	GAVIÓN DE MALLA DE ALAMBRE DE ACERO ENTRELAZADO CLASE 3; RECUBRIMIENTO DE ZINC (GALVANIZADO) Y PVC	m3	1080
VI. SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD				
	700,1	LÍNEA DE DEMARCACIÓN CON PINTURA EN FRÍO.	m	2019
	701,1	TACHA REFLECTIVA.	Unidad	252
	710,1	SEÑAL VERTICAL DE TRANSITO TIPO 1 CON LAMINA RETORREFLECTIVA TIPO III (75 X 75) CM	Unidad	50
	730,1	DEFENSA METÁLICA.	m	80
	730,2	SECCIÓN FINAL.	Unidad	4

CANTIDADES DE OBRA				
Ítem	Esp. Gral.	DESCRIPCIÓN ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD
	730,3	SECCIÓN DE TOPE.	Unidad	
	740,1	CAPTAFAROS.	unidad	
VII. OBRAS VARIAS				
	800,2	CERCA DE ALAMBRE DE PUAS CON POSTES DE CONCRETO.	m	33
	810,1	PROTECCIÓN DE TALUDES CON BLOQUES DE CÉSPED.	m2	8070
	810,3	PROTECCIÓN DE TALUDES CON HIDROSIEMBRA CONTROLADA.	m2	
	820.1.2	PLANTACIÓN DE ÁRBOLES (REFORESTACIÓN PROTECTORA DENSIDAD 1100)	Ha	5
VIII. TRANSPORTE				
	900,1	TRANSPORTE DE MATERIALES PROVENIENTES DE LA EXCAVACION DE LA EXPLANACION, CANALES Y PRETAMOS, ENTRE CIENTO METROS (100 M) Y MIL METROS (1000 M) DE DISTANCIA	m3/e	
	900,2	TRANSPORTE DE MATERIALES PROVENIENTES DE LA EXCAVACIÓN DE LA EXPLANACIÓN, CANALES Y PRÉSTAMOS PARA DISTANCIAS MAYORES DE MIL METROS (1.000 M) MEDIDO A PARTIR DE CIENTO METROS (100 M).	m3/km	
	900,3	TRANSPORTE DE MATERIALES PROVENIENTES DE DERRUMBES, MEDIDO A PARTIR DE CIENTO METROS (100 M)	m3/km	
IX. INVERSIÓN AMBIENTAL - PRESUPUESTO P.A.G.A.				
		INVERSIÓN AMBIENTAL - PRESUPUESTO P.A.G.A.	Global	

9.2 FUENTE DE MATERIALES

Todas las fuentes de materiales para el proyecto deben cumplir con todos los permisos ambientales y mineros, cumpliendo con la legislación colombiana en materia de extracción de materiales para construcción. La empresa Reforestadora Andina SA cuenta con canteras licenciadas en el sector de El Tambo (Anexo 1), sin embargo, estas fuentes de materiales no cuentan con plantas de procesamiento por esta razón no es posible obtener material de base, sub base y agregados para concreto, por lo que los materiales deberán ser suministrados por proveedores. Adicionalmente los volúmenes requeridos de material no justifican la inversión de plantas de procesamiento, solo se podrán usar como materiales de mejoramiento.

Se reportan las fuentes de materiales legalmente constituidas más cercanas así:

Tabla 82 Fuentes de Materiales

CÓDIGO EXPEDIENTE	PROPIETARIO	LICENCIA AMBIENTAL	UBICACIÓN
IKL-15551	REFORESTADORA ANDINA S.A.	Resolución 1355 del 14 de julio de 2011 expedida por la CRC	CRUCE DE LA QUEBRADA EL RETIRO CON LA VÍA A LA ROMELIA
ILE-14251	REFORESTADORA ANDINA S.A.	Resolución No 1353 del 14 de julio 2011 expedida por la CRC	CRUCE DE LA QUEBRADA ARRAYANAL CON LA VÍA A CRUZ DE PALMA
DL4-075	REFORESTADORA ANDINA S.A.	Resolución No 0804 del 18 de diciembre 2007 expedida por la CRC	CONFLUENCIA DE LAS QUEBRADA LA GRANDE Y ORTEGAS
DBS-082	REFORESTADORA ANDINA S.A.	Resolución No 0803 del 18 de diciembre 2007 expedida por la CRC	INTERSECCIÓN DEL EJE DEL PUENTE SOBRE EL RIO EL MOLINO CON EL EJE DEL RIO DISTANTE 2.6 KM CON DIRECCIÓN NE HASTA EL SITIO DE LA CANTERA
ILE-14241	REFORESTADORA ANDINA S.A.	Resolución No 1331 del 06 de julio 2011 expedida por la CRC	DESEMBOCADURA DEL RIO MECHENGUITO EN EL RIO BLANCO

El proveedor sugerido es la empresa CONEXPE SA, como fuente de materiales para la construcción del proyecto que se ubica en los alrededores de la ciudad de Popayán. La fuente de materiales abastecedora cuenta con un acceso en buen estado, con carreteras pavimentadas hasta la vía panamericana, lo que facilita la provisión de agregados pétreos.

Para el cálculo de los valores de transporte, a continuación, se muestran las distancias de las Plantas de producción de agregados y mezcla de concreto hidráulico, propuestas para proveer los materiales para la construcción de la estructura de pavimento hasta el punto medio del proyecto:

9.3 RECURSO HÍDRICO

El abastecimiento del recurso hídrico para la ejecución del proyecto será mediante el acueducto veredal existente, de igual manera queda establecido que no está permitido usar agua de fuentes naturales, sin el debido permiso ambiental de concesión de aguas ante la Corporación Regional Autónoma del Cauca CRC.

En caso de requerir captación de agua del Rio Ortega, deberá tramitarse ante la CRC el correspondiente permiso de concesión de aguas, de conformidad con lo establecido en la normatividad vigente.

9.4 RECURSO FLORA

En el estribo derecho del puente del lado del predio de propiedad de la empresa Reforestadora Andina se requiere el aprovechamiento forestal de individuos forestales, para lo cual el contratista de obra deberá realizar el correspondiente inventario forestal y tramitar el permiso de aprovechamiento forestal de conformidad con lo establecido en la normatividad vigente.

9.5 ZONA DE DEPÓSITO

El municipio de Tambo no cuenta con escombreras reconocidas y autorizadas por las autoridades locales y ambientales, por lo que para el caso del material sobrante de descapote serán conservados y usados para la recuperación de zonas verdes afectadas por campamentos, acopios temporales y nivelaciones topográficas ornamentales dentro del área de influencia del proyecto.

El proyecto busca aprovechar los materiales sobrantes de excavación en el mejoramiento de las vías de acceso al sector, sin embargo, en caso de que se requiere una Zona de Deposito de Escombros o sobrantes de excavación, los documentos citados anteriormente deberán ser suministrados al interventor para su aprobación, previamente a la disposición.

9.6 CAMPAMENTO Y ÁREAS TEMPORALES

Para el desarrollo del proyecto se propone plantear un campamento en cercanía de una de las viviendas del sector, para lo cual se sugiere el predio del señor Olegario Trochez que se ubica en inmediaciones del lugar donde se realizarán las obras.

De igual manera se deberá contar con una oficina en el sector poblado de Seguengue donde se establecerá la oficina de atención a la comunidad. La oficina deberá garantizar el servicio de atención al público en el siguiente horario: lunes a viernes de 8:00a.m a 12:00 p.m. En el campamento y en la zona de oficina se dispondrá de los recursos necesarios para mantener los elementos relacionados con diseños, procedimientos y recomendaciones del proceso constructivo, además de aquellos elementos que permitan focalizar sus

operaciones en el terreno y mantener procesos de comunicación con la comunidad y las diferentes instancias que lo requieran.

De acuerdo con la naturaleza del proyecto este requiere de instalaciones temporales que deberán ser ubicadas en cercanías de las obras, deberá ser un espacio cubierto y cerrado y debe contar como mínimo con un área para acopio de materiales y otro espacio para resguardar el personal de obra.

9.7 IDENTIFICACIÓN DE LAS ACTIVIDADES CONSTRUCTIVAS SUSCEPTIBLES DE PRODUCIR IMPACTOS AMBIENTALES

9.7.1 Actividades Previas

El proyecto no contempla la instalación de infraestructuras temporales sobre el derecho de vía. Cabe anotar que los materiales pétreos a emplear para el desarrollo de la obra, cuentan con sus permisos minero-ambientales vigentes.

Debido a que los trabajos se realizarán de acuerdo con los diseños establecidos, se han contemplado ampliaciones y replanteos con respecto a la vía existente, razón por la cual se podrán afectar algunos cercos y se requerirá su reposición.

9.7.2 Actividades Constructivas

La explotación y transformación de materiales pétreos, serán realizadas por proveedores de materiales, los cuales deberán contar con toda la documentación legal que acredite esta actividad. El suministro de materiales crudos y procesados se realizará de acuerdo con las necesidades de la obra.

Demolición de estructuras existentes y explanación de vía y canales, esta actividad generará escombros, ruido y emisiones que pueden producir impacto sobre el componente ambiental (aprovechamientos forestales) y social.

Las excavaciones para las fundaciones de las estructuras hidráulicas y la construcción de las mismas, pueden generar impacto por la generación de escombros, emisión de material particulado, operación de la maquinaria sobre cauces, ruido, vibraciones y derrames.

Las actividades de conformación de la vía, instalación de sub base granular y la compactación de esta, puede ser susceptible de generar impacto por el manejo de materiales, emisiones de material particulado, ruido e impacto social por posibles afectaciones en predios colindantes a la vía en intervención.

Las actividades de transporte y disposición de escombros, podría generar contaminación por material particulado, ruido, emisiones de gases, vibraciones y es susceptible de generar derrames.

9.7.3 Actividades de Cierre y Abandono del Proyecto.

Recuperación de Áreas Intervenidas: se refiere principalmente a la conformación final del sitio empleado para la disposición final de escombros, el predio donde se instale, los sitios puntuales de intervención para construcción de obras hidráulicas. Las actividades sociales de cierre, tales como actas de vecindad de cierre, socialización final del proyecto y entrega de la obra, su incumplimiento puede ser susceptible de generar conflicto con la comunidad y con las autoridades locales.

9.8 DEMANDA AMBIENTAL DEL PROYECTO.

Para la ejecución del proyecto, se requieren los siguientes permisos ambientales:

Tabla 83 Permisos Ambientales Requeridos.

Tipo de permiso	Aplica		Entidad que lo otorga	Estado del Trámite	Observaciones
	Si	No			
Permiso de ocupación de cauce		X	CRC		De acuerdo con los estudios y diseños técnicos del proyecto los estribos se encuentran por fuera del cauce del Rio Ortega, sin intervenir su cauce
Permiso de aprovechamiento forestal	X		CRC		En el estribo derecho del puente y su aproche hay presencia de individuos forestales con DAP mayor a 10 cm
Permiso de Concesión de agua	X				El proyecto, cuenta con conexión a la red de acueducto veredal, sin embargo se recomienda usar agua del rio Ortega y Seguenguito.
Concesión Minera	X		Ministerio de minas y energía		Hay propuesto diferentes proveedores.
Licencia Ambiental para explotación de materiales pétreos (Proveedores)	X		CVC		
Permiso de vertimientos		X			Se van a utilizar baños portátiles
Permiso de emisiones atmosféricas		X			No se contempla instalar equipos que puedan generar emisiones

9.9 PERSONAL Y MAQUINARIA DEL PROYECTO.

➤ PERSONAL:

- 1 Director de Obra
- 1 Ingeniero Residente de Obra
- 1 Personal SISOMA
- 1 Asesor Ambiental
- 1 Encargado de obra
- Operadores de maquinaria; aproximadamente 3 personas
- Conductores de vehículos y volquetas; aproximadamente 10 personas
- Maestros y oficiales de obra: aproximadamente 8 personas
- Mano de Obra no calificada (ayudantes de obra); se estima que este personal podría ascender a 25 personas, pero esto dependerá de las necesidades de obra.

➤ MAQUINARIA Y EQUIPO

El equipo mínimo a utilizar en el desarrollo del Contrato, será:

Tabla 84 Maquinaria a utilizar en el proyecto.

MAQUINARIA.	CANTIDAD.
Cilindro compactador	1
Compactador de asfalto sobre llantas	1
Compresor portátil	1
Excavadora hidráulica	1

MAQUINARIA.	CANTIDAD.
Motoniveladora	1
Motoniveladora hidráulica	1
Pavimentadores para asfalto	1
Tracto camión	1
Carro tanque para agua	1
Volqueta	3

En los informes ambientales bimestrales se presentarán los certificados de vigencia del técnico mecánicas y SOAT de los vehículos empleados en obra; igualmente se relacionarán las fechas de los mantenimientos y horas trabajadas de los equipos empleados en el periodo. A medida que se requieran nuevos equipos se irán relacionando en los informes ambientales del periodo que corresponda.

9.10 LÍNEA BASE AMBIENTAL

9.10.1 Área de Influencia Indirecta All

De acuerdo con la naturaleza del proyecto y de la localización del mismo descrita anteriormente se define con Área de Influencia Indirecta la zona rural de El Tambo, las veredas de Bellavista, Seguengue y Villa Nueva.

9.10.2 ÁREA DE INFLUENCIA DIRECTA

El sector en estudio se encuentra sobre el río Ortega en el corregimiento de Seguengue, municipio del Tambo, departamento del Cauca. El lugar queda aproximadamente a 28 Km del casco urbano del municipio de El Tambo y la vía de acceso se encuentra en material de afirmado con anchos entre los 6 y 7 metros, con pendientes altas y topografía ondulada y montañosa.

Se define como Área de Influencia Directa los 600 m de vías de acceso hasta el puente y el paso sobre el río Ortega, de igual manera teniendo en cuenta lo establecido en la Ley 1228 de 2008 se incluyó dentro del AID la zona de vía o derecho de vía que para este caso corresponde una faja de 30m, medidos 15m a cada lado del eje, teniendo en cuenta que el proyecto se desarrolla en una vía terciaria, puesto que comunica el municipio con sus veredas así.

9.10.3 ÁREAS DE ESPECIAL SIGNIFICACIÓN AMBIENTAL.

Estas zonas de especial significación ambiental delimitan los sistemas cuya estructura no ha sido seriamente degradada y que prestan servicios ecológicos vitales. El concepto de servicios ecológicos incluye todos los mecanismos de estabilización dinámica de los ecosistemas, tales como evapotranspiración, e intercepción del escurrimiento en el ciclo hidrológico, así como las funciones relacionadas con los procesos de evaluación que conduce a la diversidad biológica.

De acuerdo con la revisión del ordenamiento territorial, fuentes de información secundaria, análisis de alertas tempranas Tremarctos (Anexo 10) y revisión de cartografía temática ambiental se pudo establecer que en el AID no hay ecosistemas estratégicos que deban tener medidas de manejo especial.

9.11 IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

9.11.1 IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES SIN PROYECTO

De acuerdo a la información descrita en la línea base se relaciona a continuación los impactos ambientales identificados previos a la ejecución de las obras.

Tabla 85 – Identificación de Impactos Ambientales Sin Proyecto

ELEMENTO AMBIENTAL	COMPONENTE A EVALUAR	INFORMACIÓN QUE SE CONSULTAR PARA EVALUAR EL COMPONENTE AMBIENTAL
AGUA	Calidad de agua	Existen fuentes hídricas en el área de influencia del proyecto.
SUELO	Cambio de Uso del Suelo	En el AID se identificó que el uso del suelo actual es rural y la ejecución del proyecto no va a cambiar esta condición.
AIRE	Niveles de Ruido	En el AID, no hay fuentes fijas, las fuentes móviles son los automotores que transitan por las vías
	Calidad de Aire.	No hay puntos de contaminación de aire directos dentro del AID del proyecto.
VEGETACIÓN	Afectación cobertura vegetal	En el sector a intervenir se determinó que SI se debe aprovechar individuos forestales, sin embargo no hay presencia de especies endémicas y/o en vía de extinción
FAUNA	Afectación a la Fauna	En el sector a intervenir se determinó que hay presencia faunística, sin embargo no hay presencia de especies endémicas y/ o en vía de extinción
SOCIOECONÓMICO	Generación de Empleo	El empleo actual esta dinamizado por actividades agropecuarias y mano de obra no calificada.

9.11.2 EVALUACIÓN DE IMPACTOS CON PROYECTO

La identificación y evaluación de los impactos ambientales está basada en métodos reconocidos como entre ellos Matriz de causa y efecto de Leopold y la Guía Metodológica para la Evaluación del Impacto Ambiental de Conesa Fernández.

Lo anterior permite definir los lineamientos para planificar, desarrollar y documentar los aspectos e impactos ambientales de las actividades constructivas, con el propósito de:

- Identificar oportunamente los riesgos ambientales asociados a las actividades de construcción, tanto en condiciones normales como en situaciones anormales o de emergencia.
- Valorar de manera adecuada las interrelaciones con el medio ambiente, para facilitar y enriquecer el proceso de toma de decisiones.
- Establecer una base de conocimiento apropiada para la definición de objetivos, metas y medidas de manejo ambiental durante la ejecución de las actividades constructivas.

Imagen 5 - Procedimiento general para la identificación de aspectos e impactos ambientales

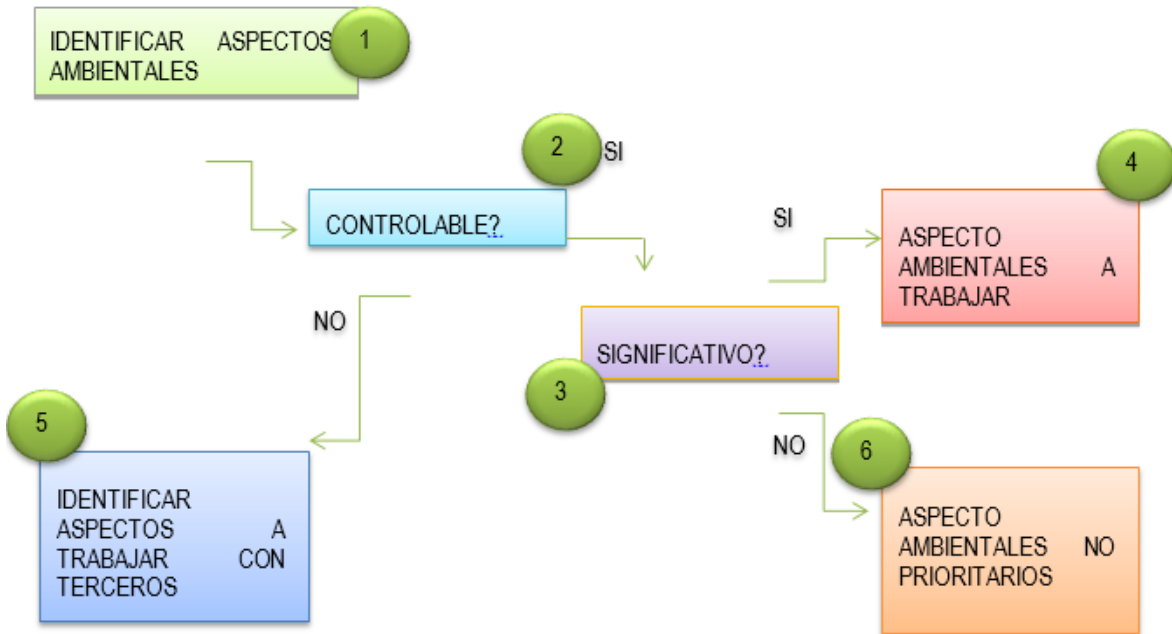
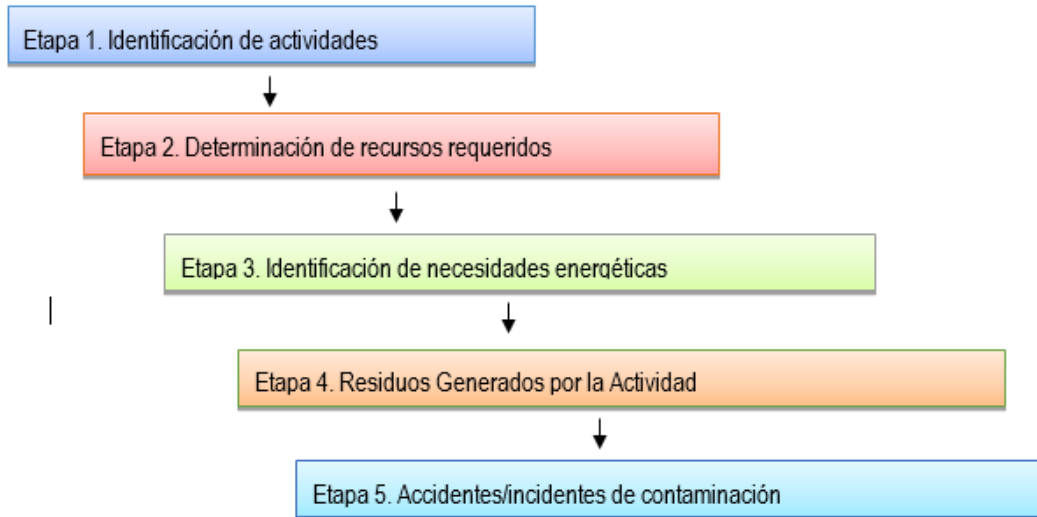


Imagen 6 - Proceso de identificación de aspectos ambientales de la actividad



9.12 PRESUPUESTO Plan de Adaptación a la Guía Ambiental (PAGA).

Con base en las actividades establecidas en el Plan de Adaptación a la Guía Ambiental (PAGA) propuesto, se tiene los costos de implementación para algunas de las fichas de los programas de manejo ambiental. Los costos de las compensaciones de los requerimientos legales, será objeto de modificación, ya que en este momento no se puede tener una estimación de las obligaciones ambientales que las Corporaciones ambientales determinen.

Para la estructuración del proyecto se estima un 5% del valor del presupuesto del proyecto, una vez se contrate las obras se deberá presentar el presupuesto PAGA atendiendo los lineamientos de la Guía Ambiental del INVIAS y el manual de interventoría INVIAS versión 2016..

9.13 PROGRAMA DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO

De acuerdo con la naturaleza del proyecto y con los Programas planteados anteriormente el Programa de Seguimiento es el siguiente:

Tabla 86 Indicadores y Forma de Evaluación

Programa	Proyecto	Objetivo del Programa y Proyecto	Nombre del Indicador	Forma de Evaluación
PROGRAMA 1	Conformación grupo gestión ambiental y social	Garantizar el cumplimiento y desarrollo eficaz de las acciones propuestas en cada programa del Plan de Adaptación a la Guía Ambiental (PAGA).	No. Profesionales propuestos para le gestión ambiental y social. Requerimientos de Entidades.	No. Profesionales contratados / No profesionales propuestos = 100% No. Requerimientos emitidos / Requerimientos superados = 100%
	Capacitación y concienciación para el personal de obra	Capacitar a todo el personal de la obra en temas técnicos, ambientales, sociales y en salud ocupacional y seguridad.	Capacitaciones realizadas.	No. de personas capacitadas / No. total de personas laborando = 100%.
	Cumplimiento de requerimientos legales	Contar con todos los permisos, autorizaciones, licencias y/o concesiones por uso e intervención de recursos naturales que requiere el proyecto.	Cumplimiento de requerimientos legales.	No. De Permisos obtenidos = al No. de permisos requeridos por el proyecto.
PROGRAMA 2	Manejo integral de materiales de construcción	Prevenir, mitigar y controlar los impactos ambientales que se generen por el manejo de los materiales de construcción.	Quejas y reclamos Calidad del Aire Calidad del Agua	No. de quejas y reclamos por manejo de materiales de construcción = 0
	Señalización frentes de obras y sitios temporales	Prevenir los impactos que se generen por la falta de una adecuada señalización de los frentes de obra y de los sitios de uso temporal	Señalización	Señales instaladas / señales propuestas Requerimientos mensuales < 1
	Manejo y disposición final de escombros y lodos	Cumplir con las normas legales vigentes para el manejo, transporte y disposición final de los escombros. Prevenir, minimizar y/o controlar los impactos que se producen sobre el medio ambiente, por la disposición de escombros.	Requerimientos autoridades e Interventoría. Quejas y reclamos de las comunidades.	Requerimientos emitidos por autoridades ambientales = 0. Quejas y reclamos=0
	Manejo y disposición final de residuos sólidos convencionales y especiales	Cumplir con la política ambiental de gestión integral de residuos sólidos. Cumplir con la política de manejo de residuos peligrosos.	Volumen de residuos sólidos dispuestos en el sitio de disposición final. Volumen residuos peligrosos (RSP)	RSD= RSG-(RSR1+RSR2)-RSP Registro de entrega de RSP a empresas autorizadas. Vol. RSP entregados/Vol. RSP generados = 100%
	Manejo de maquinaria y equipos	Definir las acciones a ejecutar para manejar los impactos generados por la operación y mantenimiento de la maquinaria, equipos y vehículos. Así como cumplir con la legislación vigente asociada a este componente.	Número de actividades ejecutadas /Número de actividades programados Número de accidentes por causa del manejo de maquinaria, equipos y vehículos/ Número de accidentes sucedidos en el periodo.	>90% Ejecución de actividades programadas <10% Accidentes por causa del de manejo de maquinaria, equipos y vehículos
Manejo de emisiones atmosféricas	Establecer el conjunto de medidas para reducir o eliminar las emisiones atmosféricas, entendidas éstas, como material particulado, gases y ruido	Número de actividades ejecutadas /Número de actividades programado Numero requerimientos por parte de la autoridad ambiental	>90% Ejecución de actividades programadas 0 requerimientos por parte de la autoridad ambiental	

PROGRAMA 3	Manejo de aguas superficiales	Cumplir con las normas legales vigentes para la captación, transporte y uso del agua. Prevenir, minimizar y/o controlar los impactos que se producen sobre el recurso hídrico.	Acciones implementadas. Calidad del agua.	Cumplir con el 100% de las medidas propuestas en los programas para manejo de agua superficial.
PROGRAMA 5	Instalación, funcionamiento y desmantelamiento de campamentos y sitios de acopio temporal.	Prevenir, minimizar y controlar los impactos generados por la instalación, operación y desmantelamiento del campamento y áreas de acopio temporal.	Medidas ambientales realizadas.	No. medidas ambientales ejecutadas / No. medidas ambientales programadas.
PROGRAMA 6	Sistema general de seguridad y salud en el trabajo	Optimizar los procesos y procedimientos de Salud Ocupacional tendientes a mejorar el desarrollo de las actividades para que se ejecuten de forma segura. Tomar las acciones necesarias con el fin de que se minimicen los factores de riesgo que se hayan identificado y que pueden afectar a los trabajadores, el ambiente y la comunidad.	Número de registros y acciones implementadas en el mes/ No. de actividades a ejecutar en el mes de acuerdo con la normativa vigente. Índice de accidentalidad= al No. total de accidentes de trabajo en el mes * K / No. de Horas Hombre Trabajadas. No. de personas afiliadas/No. de personas Contratadas	Implementar el 100% de las acciones planteadas en la ficha. Tener 0 Accidentes de Trabajo. Tener el 100% del personal empleado en la obra afiliado a ARP, EPS, y Fondo de pensiones
PROGRAMA 7	De atención a la comunidad	Recibir, atender y dar respuesta oportuna a todas las manifestaciones que las autoridades y comunidades presenten al proyecto.	Quejas y reclamos	No. de quejas recibidas = 0.No.
	Contratación de Mano de Obra	Generar ingresos en los hogares de las comunidades del o de los municipios del AID. Evitar la migración de población foránea a los entes territoriales del AID.	Empleos Generados Personas del AID	No. De empleos generados / No de personas vinculadas de la zona No de empleos requeridos para el proyecto.

9.14

PLAN DE CONTINGENCIAS

El Plan de Contingencias contiene los lineamientos y acciones que permitirán afrontar las situaciones de emergencia relacionadas con llosa riesgos ambientales y accidentes que se pudieran producir durante las etapas de construcción y operación del proyecto.

Se debe tener presente que la primera forma de reducir ó eliminar la probabilidad que ocurra una contingencia es prevenir que no ocurra. Sin embargo, es necesario tomar en cuenta que las medidas preventivas no aseguran con absoluta certeza que las emergencias no ocurrirán, por lo cual es necesaria la elaboración de un Plan de Contingencias para controlar este tipo de situaciones.

A continuación, se detalla el Plan de Contingencias para la etapa de construcción de las obras del proyecto y se proporcionan los lineamientos para la elaboración de un Plan de Contingencias para la etapa de operación del proyecto, que deberá ser desarrollado e implementado por la entidad responsable de la operación del sistema.

10 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

10.1 METODOLOGÍA

10.1.1 Revisión de estudios e información primaria

Se consultaron los estudios desarrollados para el proyecto: tránsito, geométrico, hidráulico, geotécnico, pavimentos, estructuras, etc. con el fin de seguir sus recomendaciones y lograr con ello el presupuesto según los requerimientos.

10.1.2 Definición de actividades y fuentes de material

En este aparte se establecen las características y actividades del proceso constructivo de la ejecución del proyecto en el corredor, de acuerdo con la información actualizada dada por los estudios topográficos, hidráulicos, geotécnicos, geométricos, con el fin de definir fuentes de materiales y depósitos de sobrantes.

10.1.3 Análisis de precios Unitarios

En este aparte se definen los diferentes APU que constituyen el presupuesto de los CONSTRUCCIÓN DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO ORTEGA, MUNICIPIO DE EL TAMBO, DEPARTAMENTO DEL CAUCA, de acuerdo con las normas vigentes, teniendo en cuenta las recomendaciones y exigencias de los demás estudios realizados.

10.1.4 Cantidades de obra

Una vez elaborados todos y cada uno de los precios unitarios de las actividades constructivas, se calculan las cantidades de obra.

10.1.5 Presupuesto final

Consolidando los análisis de precios unitarios y cantidades de obra, obtenemos el presupuesto de obra y costo y total del proyecto.

10.1.6 Conclusiones y recomendaciones

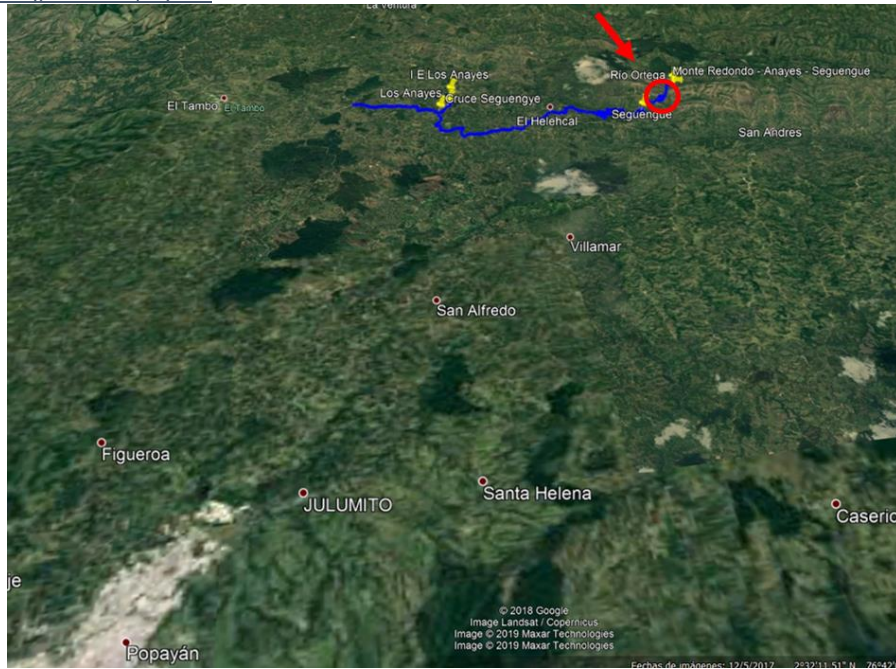
Basados en los resultados de las anteriores etapas se concluye y generan recomendaciones generales para el buen desarrollo de la ejecución de las obras.

10.2 PROCESO DE DISEÑO

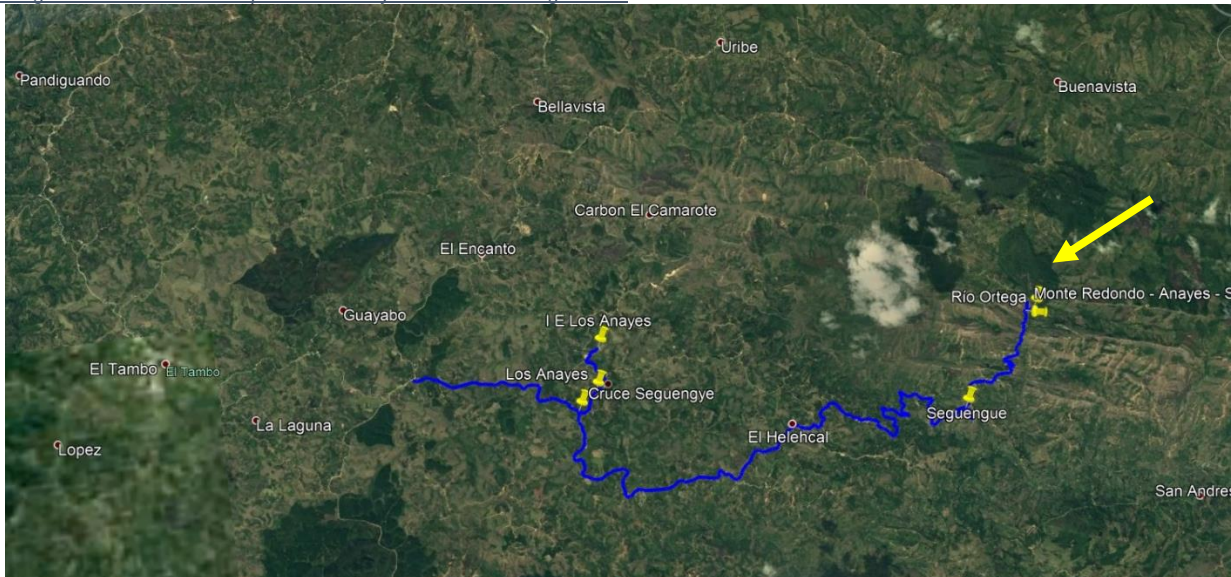
10.2.1 Localización del puente

A continuación, los mapas de localización general y específica, que nos ofrecen la visión de la ubicación del puente proyectado, municipio del Tambo.

Figura 52 Localización general del proyecto



Fotografía 12 Localización específica de Proyecto. Fuente: Google Earth



Fotografía 13 Rio Ortega en zona de empalme con rio Seguengue.



El ancho promedio de la sección del río es de 25 a 30m, se encuentra rodeado de una topografía escarpada y bosque abundante en el costado izquierdo en el avance de sus aguas. La carretera de acceso por los lados de Seguengue, tiene una sección promedio de 5m, se encuentra en afirmado de regular estado superficial con muchos baches a causa de la falta de obras de drenaje, con taludes bastante altos de más de 10 metros en suelos con presencia de rocas.

Fotografía 14 Área de implantación del puente



Este sector es donde el cauce es más angosto y recto, cruce propuesto para la alternativa 3, en frente se observa el cultivo de madera, la imagen fue tomada de uno de los carreteables del lado de Seguengue, donde se puede visualizar las altas pendientes del terreno, la vegetación del lado derecho de pastos y la izquierda de bosques.

Se proyecta la construcción de la estructura del puente en concreto hidráulico como lo indican los planos de diseño, y la construcción de estructura de pavimento hidráulico en las aproximaciones a él de tal forma que se abarquen las curvas de ingreso y salida a la estructura.

El resto del alineamiento se encuentra proyectado a nivel de afirmado conforme con las especificaciones generales de construcción, conservando la morfología de todo la vía.

De esta forma las intervenciones se definen de la siguiente manera:

Abscisa Inicial	Abscisa Final	Intervención
K0+000	K0+291.269	<ul style="list-style-type: none"> • Explanación y conformación de calzada nueva • Calzada final conformada en afirmado según especificación INVIAS • Construcción de Obras de Drenaje y protección de taludes
K0+291.269	K0+310.048	<ul style="list-style-type: none"> • Explanación y conformación de calzada nueva • Calzada final conformada por estructura en concreto hidráulico, incluida la construcción de cunetas • Construcción de obras de drenaje y protección de taludes
K0+310.048	K0+335.907	<ul style="list-style-type: none"> • Construcción de Puente de Longitud L=25m, ancho total de tablero de 9.00m incluido bordillo y andén de acuerdo con los planos de diseño. Estribos de altura 6m
K0+335.907	K0+360.069	<ul style="list-style-type: none"> • Explanación y conformación de calzada nueva • Calzada final conformada por estructura en concreto hidráulico, incluida la construcción de cunetas • Construcción de obras de drenaje y protección de taludes

10.2.2 Localización de fuente de materiales

La cantera (planta) determinada como fuente para suministro de materiales, como subbase granular, para la construcción del proyecto se localizó en los alrededores de la ciudad de Popayán, con el fin de brindar mayor eficiencia en la ejecución de la obra y evitar retrasos en transporte de los mismos. La fuente de materiales abastecedora cuenta con un acceso en buen estado, con carreteras pavimentadas hasta la vía panamericana, lo que facilita la provisión de agregados pétreos.

Para el cálculo de los valores de transporte, a continuación, se muestran las distancias de las Plantas de producción de agregados y mezcla de concreto hidráulico, propuestas para proveer los materiales para la construcción de la estructura de pavimento hasta el punto medio del proyecto:

Tabla 87 distancias estimadas a cantera de extracción de material y concretos

LUGAR	DESTINO	DISTANCIA
Popayán	Seguengue	45..5km
Cantera de Conexpe	Popayán	20km
TOTAL ACARREO		65.5km

Se determina tomar acarreo de la fuente reconocida en la ciudad de Popayán para el suministro de materiales como referencia en la planta de Conexpe (Cantera)

Cabe resaltar que la fuente abastecedora, debe contar con los permisos ambientales y mineros para su funcionamiento de acuerdo a los términos legales. Así también, deberá disponer con el permiso ambiental para la comercialización de los materiales, los cuales se deberán acoger en todo a las Especificaciones Generales de construcción de carreteras del Instituto Nacional de Vías.

Es posible la existencia de fuentes de materiales en la zona de proyecto, sin embargo no fue posible dentro de los alcances del presente estudio, determinar la propiedad, disponibilidad y caracterización de los agregados de los materiales disponibles. No existe en la zona de influencia directa instalaciones que permitan todo el proceso de transformación del material a las características requeridas por las Especificaciones Generales de Construcción vigente, razón por la cual se estiman los transportes desde fuentes certificadas de la ciudad de Popayán.

Ilustración 3 Ruta más corta entre la fuente de materiales Geoacopio Concretos y Agregados, y Seguenque. Long Aproximada 65.5Km más longitud de recorrido hasta la llegada al puente

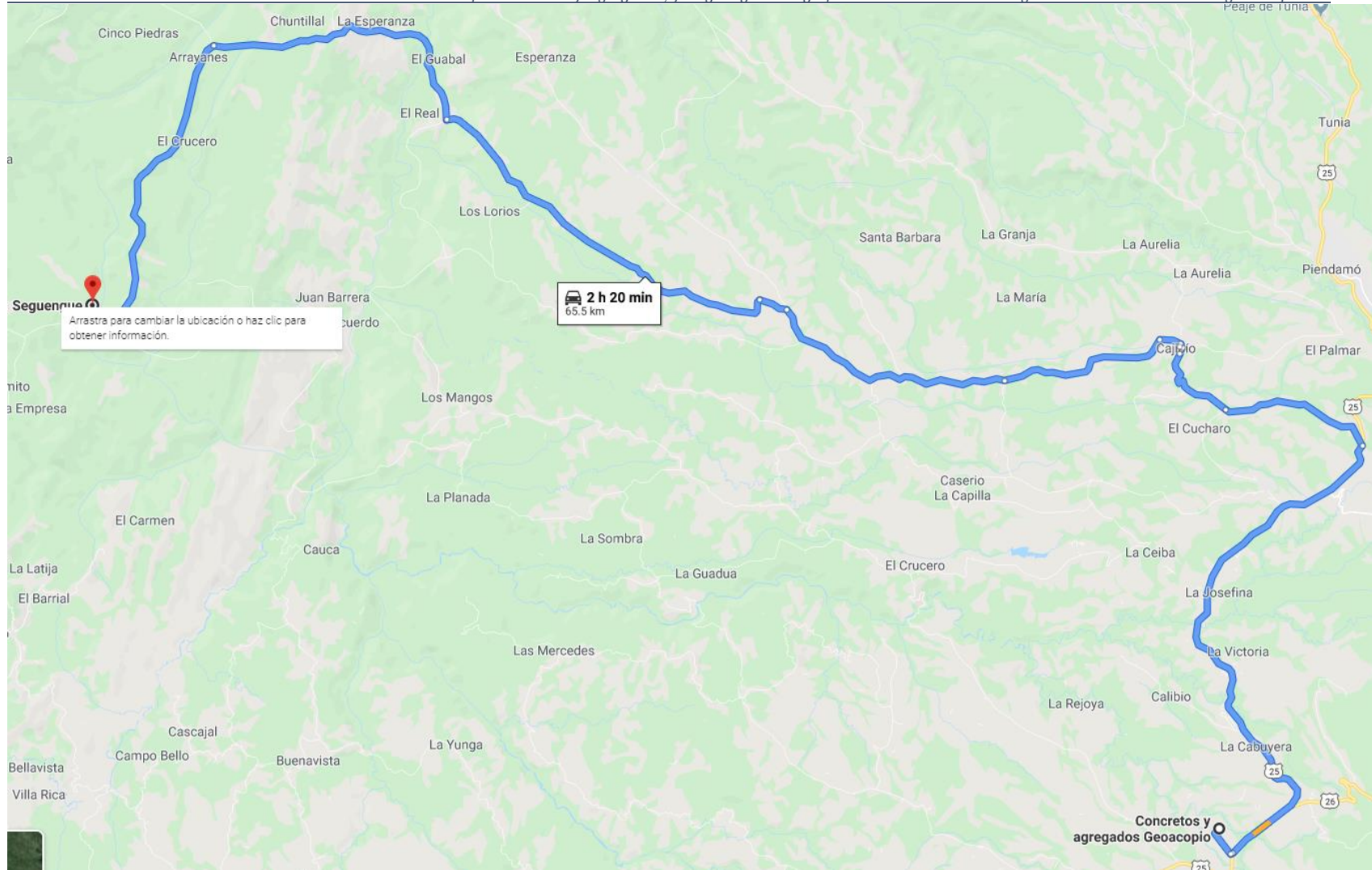


Ilustración 4 Ruta más corta entre la el centro de distribución de materiales Conexpe, y Sequengue. Long Aproximada 70.1Km más longitud de recorrido hasta la llegada al puente

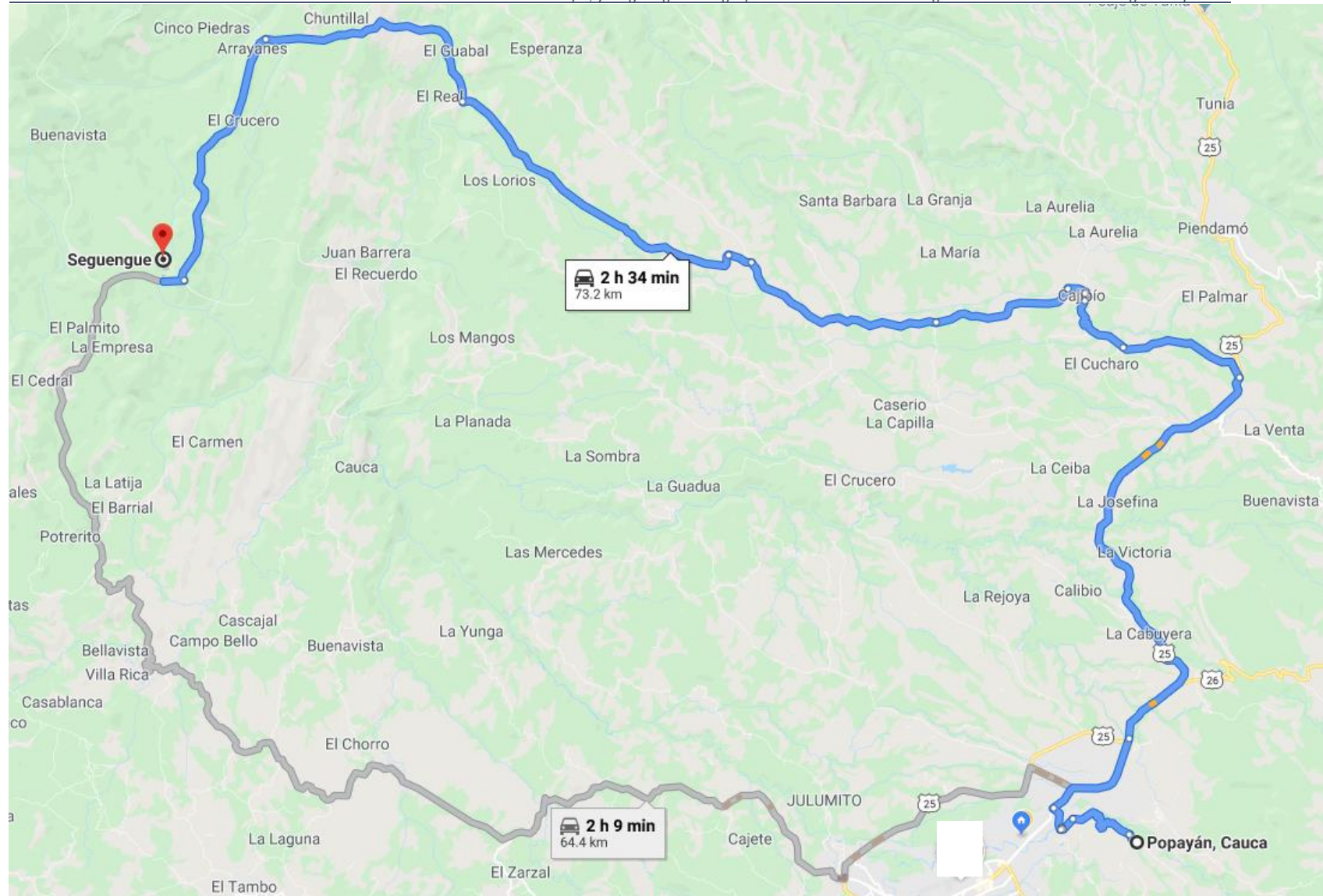
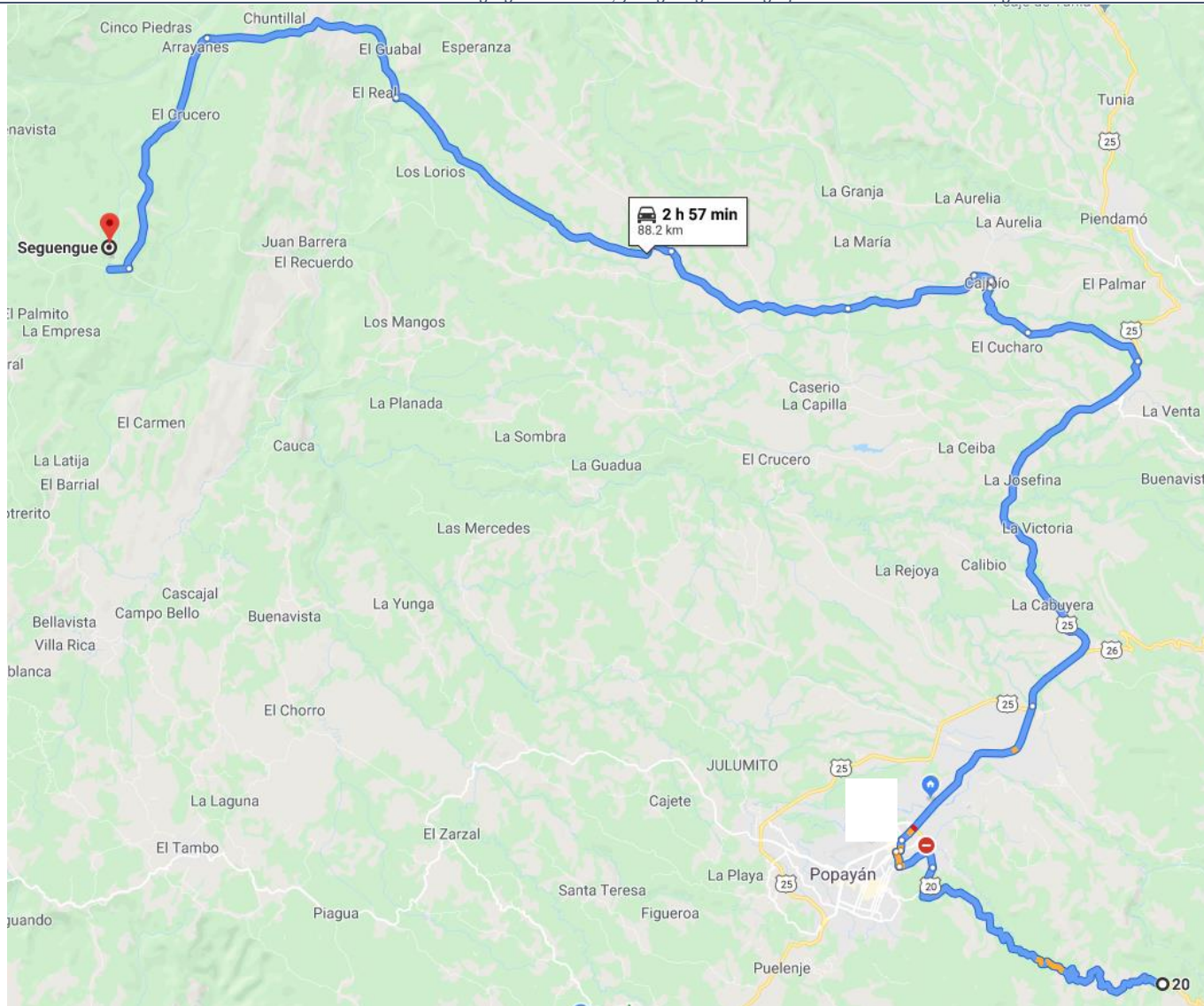


Ilustración 5 Ruta más corta entre la el centro de distribución de materiales Agregados Puracé, y Seguengue. Long Aproximada 88.1Km más longitud de recorrido hasta la llegada al puente



10.2.3 Distancias y volúmenes de zonas de disposición de materiales estériles

En el estudio geológico y ambiental se determinó una zona de disposición de materiales estériles, se verificó además que esta zona sea apta para el almacenamiento de todo el material a depositar, a 10km del centro de gravedad del proyecto.

10.2.4 Calculo de cantidades de obra

En el Anexo 2 del presente informe se especifican las cantidades de obra correspondientes a los diseños geotécnicos, estructurales y geométricos para los estudios y diseños del mejoramiento del tramo vial centro poblado de Uribe.

Para obtener las cantidades de obra se utilizaron hojas de cálculo, de acuerdo al contenido de los planos y de observaciones hechas por los especialistas que realizaron su respectivo volumen.

Dentro de los archivos digitales de Excel se pueden corroborar todos los procedimientos para el cálculo de estas cantidades.

- EXPLANACIONES

En los archivos anexos se presenta el volumen de corte y relleno de las abscisas, donde el valor acumulado es el utilizado para obtener las cantidades de excavaciones y terraplenes, las cuales se relacionan en el presupuesto. Es de resaltar que las cantidades de los movimientos de tierra, los cuales son representativos, fueron suministradas por el especialista en diseño geométrico en el archivo anexo Excel con nombre "Carteras", en la cual se presenta las memorias de cálculo para obtener un resultado veraz y representativo, por lo cual se toma la decisión de tomar las cantidades obtenidas por el diseñador geométrico a partir del programa de topo3, programa utilizado para el diseño del tramo vial y con funciones, entre ellas la obtención de dichas cantidades.

- ESTRUCTURAS Y DRENAJE

Las cantidades del puente y de las obras de drenaje transversal alcantarillas y disipadores de energía, fueron proporcionadas por los especialistas del área hidráulica y corroboradas con los planos de diseño, teniendo en cuenta despieces y notas. Las cantidades de concreto y acero del puente se tomaron de la cartilla Invias.

- TRANSPORTE

La Zona de Manejo de Escombros y Material de Excavación (ZODME) propuesto está ubicado a 10 kilómetros de la obra, estas distancias se tuvieron en cuenta para calcular el costo del transporte hasta el lugar mencionado, el cual cumple con las normas legales y ambientales requeridas por la ley. En el cálculo de cantidades de Transporte Materiales que es en metros cúbicos kilometro (m3k) siendo el ítem 900.2, se tiene en cuenta las distancias mencionadas.

10.2.5 Especificaciones de obra

Las especificaciones generales y particulares se encuentran en el documento Especificaciones Técnicas que hace parte integral del presente estudio.

10.2.5.1 ESPECIFICACIONES GENERALES

Las especificaciones generales utilizadas fueron las de la entidad Instituto Nacional de Vías (INVIAS), las cuales cuentan con la información suficiente y veraz para la utilización de estos ítems en obra. Se utilizaron los siguientes capítulos de la norma mencionada:

- 2 – EXPLANACIONES
- 3 – AFIRMADOS SUBBASES Y BASES
- 5 – PAVIMENTOS DE CONCRETO
- 6 – ESTRUCTURAS Y DRENAJE
- 7 – SEÑALIZACIÓN Y CONTROL DE TRANSITO
- 8 – OBRAS VARIAS
- 9 – TRANSPORTE

10.2.5.2 ESPECIFICACIONES PARTICULARES.

Las especificaciones particulares son todas aquellas actividades que no están mencionadas dentro de las especificaciones INVIAS, por lo tanto, se genera un APU para cada una de esas actividades particulares, con el fin de llegar a un valor muy ajustado que permita tener mayor exactitud en el presupuesto final del proyecto. Se tuvo en cuenta que algunos ítems particulares son derivados de especificaciones INVIAS, teniendo características similares, por lo cual no es necesario realizar una especificación particular para estas.

Se generaron tres (3) especificaciones particulares, las cuales son:

- 1P – BARANDAS METALICAS PARA PUENTES
- 2P – ZANJAS Y CUNETAS FLEXIBLES - RECUBRIMIENTO EN GEOMEMBRANA HDPE -40 Y SACOS DE SUELO CEMENTO RELACIÓN 5:1 (H=0.3, A=1.00) INCLUYE EXCAVACIÓN
- 3P – TUBERIA PERFORADA DE 4" PARA FILTROS

Estas especificaciones están basadas en los procesos constructivos descritos por los especialistas en los volúmenes de hidráulica y ambiental. Cada especificación cuenta con una estructuración similar a las especificaciones generales utilizadas, donde se define: unidad de medida, descripción, materiales, equipo, condiciones para el recibo de los trabajos, ejecución del trabajo, medida y forma de pago. Las definiciones de los conceptos en mención cumplen con requerimientos establecidos para la especificación de ítems particulares del documento del INVIAS, Requerimientos Técnicos Fase III de la Subdirección de Apoyo Técnico ESPECIFICACIONES GENERALES

10.2.6 Análisis de precios unitarios

Los Análisis de Precios Unitarios (APU) presentados en el Anexo 1 del presente documento, consideran los precios sugeridos por el INVIAS para el Departamento del Cauca en el periodo 2019-II, siendo la última actualización de precios a la fecha de la entidad. En el formato utilizado para los APU se encuentran apartados de equipos, materiales transportes y mano de obra, considerando cantidades, rendimientos y distancias, según aplique.

El costo total de los APU fue el utilizado para la elaboración del presupuesto de la alternativa seleccionada, el cual es la suma entre el valor de equipo, materiales, transportes, mano de obra, y el AIU, según aplique.

En el presupuesto para cada alternativa del proyecto, se incluyen los costos establecidos en el Decreto 1915 de noviembre de 2017, con el fin de cumplir con los requisitos del contratante. Por medio del decreto en mención se adicional el título 5 del aparte 6 del libro 1 del Decreto 1625 de 2016, Único Reglamentario en Materia Tributaria, el cual lleva como título “FORMAS DE EXTINGUIR LA OBLIGACIÓN TRIBUTARIA EN EL MECANISMO DE PAGO – OBRAS POR IMPUESTOS”, lo dispuesto en este título aplica a todas las personas jurídicas contribuyentes del impuesto sobre la renta y complementario, cuyos ingresos brutos sean iguales o superiores a treinta seis mil seiscientos diez (33.610) UVT, que opten por el mecanismo de pago Obras por Impuestos en los diferentes municipios definidos como ZOMAC.

La ubicación del proyecto según el objeto del contrato es en el municipio de Caloto, Cauca con código DANE: 19142 y está definido como un municipio ZOMAC en el Numero de orden 128 del Cuadro 1 “Listado de Municipios ZOMAC” del Decreto 1650 de octubre de 2017.

Según lo mencionado se incluyen en el valor total del proyecto para cada alternativa, los costos mencionados en el Artículo 1.6.5.3.2.1. y 1.6.5.3.1.3. del Decreto 1915 de 2017, correspondientes a: Costo de interventoría, administración fiduciaria, imprevistos, estudios y diseños adicionales, entre otros.

En el Anexo 1 del presente documento se presenta el presupuesto completo con los respectivos cálculos de los costos anteriormente mencionados. Cabe resaltar que en el archivo Excel además se incluyen las cantidades de obra y los APU, característica que facilitara la revisión de cálculos de cantidades y costos, los cuales son “anclados” al presupuesto general de cada alternativa.

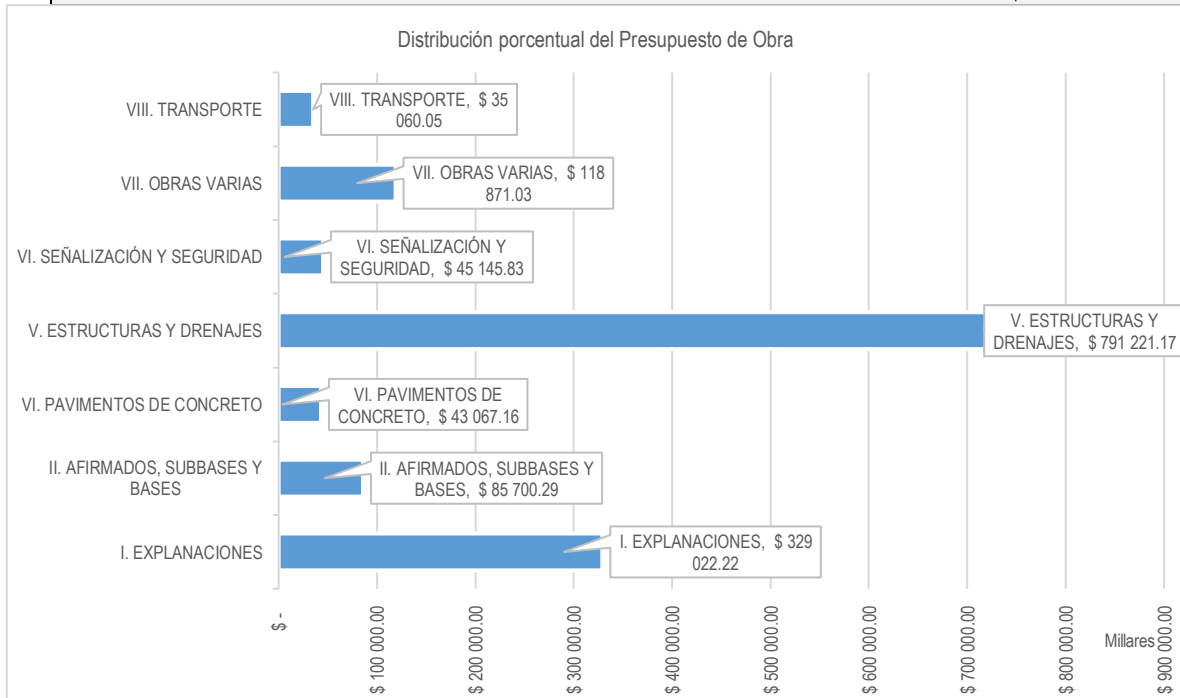
10.3 CONCLUSIONES

- ✓ Las cantidades de obra fueron calculadas con base en los planos de construcción y los planos tipo de la Cartilla Obras Menores de Drenaje y Estructuras viales del Programa Colombia Rural.
- ✓ Es responsabilidad del constructor la utilización de las fuentes de materiales, en cuanto a la calidad de estos y los requisitos y permisos de explotación.
- ✓ El constructor deberá cumplir con todos los requerimientos descritos en las especificaciones generales de construcción de carreteras Invias para recibo adecuado de las obras.
- ✓ El constructor deberá contar con el personal necesario y capacitado durante la ejecución de la obra, para asegurar el rendimiento y la buena ejecución de los trabajos.

10.4 PRESUPUESTO FINAL

CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO						
Item	Esp. Gral.	DESCRIPCION ACTIVIDAD	UND.	PRECIO UNITARIO	CANT.	TOTAL
I. EXPLANACIONES						\$ 329 022 220.00
1	200.1	DESMONTE Y LIMPIEZA EN BOSQUE	Ha	\$ 3 702 601.00	0.8	\$ 2 962 081.00
2	200.2	DESMONTE Y LIMPIEZA EN ZONAS NO BOSCOSAS	Ha	\$ 188 999.00	2.5	\$ 472 498.00
14	201.12	REMOCIÓN DE ESPECIES VEGETALES	Unidad	\$ 115 780.00	20	\$ 2 315 600.00
18	201.16	REMOCIÓN DE CERCAS DE ALAMBRE	m	\$ 2 182.00	42	\$ 91 644.00
38	210.2.1	EXCAVACIÓN EN ROCA DE LA EXPLANACIÓN Y CANALES	m3	\$ 30 535.00	2365.3	\$ 72 224 436.00
39	210.2.2	EXCAVACIÓN EN MATERIAL COMÚN DE LA EXPLANACIÓN Y CANALES	m3	\$ 13 726.00	13403	\$ 183 969 578.00
42	211.1	REMOCIÓN DE DERRUMBES	m3	\$ 12 922.00	3350.8	\$ 43 299 038.00
43	220.1	TERRAPLENES	m3	\$ 186 332.00	97.1	\$ 18 092 837.00
56	234.1	CONFORMACIÓN DE TALUDES EXISTENTES	m2	\$ 1 114.00	5022	\$ 5 594 508.00
II. AFIRMADOS, SUBBASES Y BASES						\$ 85 700 289.00
63	310.1	CONFORMACIÓN DE LA CALZADA EXISTENTE	m2	\$ 1 061.00	2502.5	\$ 2 655 153.00
64	311.1	AFIRMADO	m3	\$ 143 088.00	417	\$ 59 667 696.00
71	320.3	SUBBASE GRANULAR CLASE C	m3	\$ 194 812.00	120	\$ 23 377 440.00
VI. PAVIMENTOS DE CONCRETO						\$ 43 067 160.00
181	500.1	PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRÁULICO.	m3	\$ 717 786.00	60	\$ 43 067 160.00
V. ESTRUCTURAS Y DRENAJES						\$ 791 221 165.00
189	600.2.1	EXCAVACIONES VARIAS EN ROCA EN SECO.	m3	\$ 98 956.00	9.5	\$ 940 082.00
191	600.2.3	EXCAVACIONES VARIAS EN MATERIAL COMÚN EN SECO	m3	\$ 22 276.00	697.1	\$ 15 528 600.00
192	600.2.4	EXCAVACIONES VARIAS EN MATERIAL COMÚN BAJO AGUA.	m3	\$ 28 439.00	840	\$ 23 888 760.00
194	610.2	RELLENOS PARA ESTRUCTURAS CON RECEBO.	m3	\$ 38 495.00	694.8	\$ 26 746 326.00
195	610.3	RELLENO PARA ESTRUCTURAS CON MATERIAL GRANULAR TIPO SBG	m3	\$ 102 966.00	19.2	\$ 1 976 947.00
221	630.3	CONCRETO RESISTENCIA 28MPA (C)	m3	\$ 626 838.00	139.1	\$ 87 193 166.00
222	630.4	CONCRETO RESISTENCIA 21MPA (D)	m3	\$ 546 562.00	453	\$ 247 592 586.00
224	630.6	CONCRETO RESISTENCIA 14MPA (F)	m3	\$ 368 940.00	48.4	\$ 17 856 696.00
228	640.1	ACERO DE REFUERZO FY 4200 MPA.	kg	\$ 5 121.00	41432.9	\$ 212 177 881.00
232	642.1	APOYO ELASTOMÉRICO.	Unidad	\$ 814 390.00	8	\$ 6 515 120.00
233	642.2	SELLO PARA JUNTAS DE PUENTES.	m	\$ 52 778.00	18	\$ 950 004.00
240	661.1	TUBERÍA DE CONCRETO REFORZADO 21 MPA DE 900 MM DE DIAMETRO INTERIOR	m	\$ 426 229.00	32	\$ 13 639 328.00
249	671.1	CUNETETA DE CONCRETO (21 MPA) VACIADA IN SITU; NO INCLUYE LA CONFORMACION DE LA SUPERFICIE DE APOYO	m3	\$ 502 016.00	4.2	\$ 2 108 467.00
257	673.1.1	GEOTEXTIL TIPO NT-2500 O SIMILAR NO TEJIDO	m2	\$ 9 408.00	300	\$ 2 822 400.00
	1P	Barandas metálicas (45 kg/m).	m	\$ 528 205.00	50	\$ 26 410 250.00
	2P	ZANJAS Y CUNETAS FLEXIBLES - RECUBRIMIENTO EN GEOMEMBRANA HDPE -40 Y SACOS DE SUELO CEMENTO RELACIÓN 5:1 (H=0.3 , A=1.00) INCLUYE EXCAVACIÓN	m	\$ 110 496.00	291	\$ 32 154 336.00
	3P	TUBERIA PERFORADA DE 4" PARA FILTROS	m	\$ 33 799.00	24	\$ 811 176.00
259	673.2	MATERIAL GRANULAR DRENANTE	m3	\$ 107 124.00	120	\$ 12 854 880.00
268	681.3	GAVIÓN DE MALLA DE ALAMBRE DE ACERO ENTRELAZADO CLASE 3; RECUBRIMIENTO DE ZINC (GALVANIZADO) Y PVC	m3	\$ 246 059.00	240	\$ 59 054 160.00
VI. SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD						\$ 45 145 825.00
281	700.1	LÍNEA DE DEMARCACIÓN CON PINTURA EN FRÍO.	m	\$ 2 199.00	150	\$ 329 850.00
285	701.1	TACHA REFLECTIVA.	Unidad	\$ 14 586.00	25	\$ 364 650.00
286	710.1	SEÑAL VERTICAL DE TRANSITO TIPO 1 CON LAMINA RETRORREFLECTIVA TIPO III (75 X 75) CM	Unidad	\$ 492 785.00	38	\$ 18 725 830.00
289	730.1	DEFENSA METÁLICA.	m	\$ 196 484.00	110	\$ 21 613 240.00
290	730.2	SECCIÓN FINAL.	Unidad	\$ 98 768.00	6	\$ 592 608.00
291	730.3	SECCIÓN DE TOPE.	Unidad	\$ 98 915.00	31	\$ 3 066 365.00
294	740.1	CAPTAFAROS.	unidad	\$ 14 622.00	31	\$ 453 282.00
VII. OBRAS VARIAS						\$ 118 871 025.00
297	800.2	CERCA DE ALAMBRE DE PUAS CON POSTES DE CONCRETO.	m	\$ 16 219.00	42	\$ 681 198.00
308	810.1	PROTECCIÓN DE TALUDES CON BLOQUES DE CÉSPED.	m2	\$ 16 421.00	5022	\$ 82 466 262.00
315	820.1.2	PLANTACIÓN DE ÁRBOLES (REFORESTACIÓN PROTECTORA DENSIDAD 1100)	Ha	\$ 11 907 855.00	3	\$ 35 723 565.00
VIII. TRANSPORTE						\$ 35 060 045.00

CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO						
Item	Esp. Gral.	DESCRIPCION ACTIVIDAD	UND.	PRECIO UNITARIO	CANT.	TOTAL
316	900.1	TRANSPORTE DE MATERIALES PROVENIENTES DE LA EXCAVACION DE LA EXPLANACION, CANALES Y PRESTAMOS, ENTRE CIENTO METROS (100 M) Y MIL METROS (1000 M) DE DISTANCIA	m3/e	\$ 1 064.00	84.5	\$ 89 908.00
317	900.2	TRANSPORTE DE MATERIALES PROVENIENTES DE LA EXCAVACION DE LA EXPLANACION, CANALES Y PRÉSTAMOS PARA DISTANCIAS MAYORES DE MIL METROS (1.000 M) MEDIDO A PARTIR DE CIENTO METROS (100 M).	m3/km	\$ 1 305.00	22441	\$ 29 285 505.00
318	900.3	TRANSPORTE DE MATERIALES PROVENIENTES DE DERRUMBES, MEDIDO A PARTIR DE CIENTO METROS (100 M)	m3/km	\$ 1 305.00	4356	\$ 5 684 632.00
IX. INVERSIÓN AMBIENTAL - PRESUPUESTO P.A.G.A.						\$ 115 847 018.00
319		PROVISION PARA GESTION SOCIAL Y AMBIENTAL 8%	Global			\$ 115 847 018
TOTAL OBRA						\$ 1 563 934 747.00
COSTO INTERVENTORIA						\$ 357 071 400.00
COSTO GERENCIA						\$ 204 960 840.00
PRESUPUESTO CONTINGENTE 10% DEL VALOR DE LA OBRA						\$ 156 393 475.00
SUBTOTAL PROYECTO						\$ 2 282 360 462.00
COSTO FIDUCIA (1%)						\$ 22 823 605.00
TOTAL PROYECTO						\$ 2 305 184 067.00
I. EXPLANACIONES						\$ 329 022 220.00
II. AFIRMADOS, SUBBASES Y BASES						\$ 85 700 289.00
VI. PAVIMENTOS DE CONCRETO						\$ 43 067 160.00
V. ESTRUCTURAS Y DRENAJES						\$ 791 221 165.00
VI. SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD						\$ 45 145 825.00
VII. OBRAS VARIAS						\$ 118 871 025.00
VIII. TRANSPORTE						\$ 35 060 045.00
IX. INVERSIÓN AMBIENTAL - PRESUPUESTO P.A.G.A.						\$ 115 847 018.00



11 ESTUDIO PREDIAL

11.1 ANCHO DE LAS ÁREAS REQUERIDAS:

De acuerdo con lo dispuesto en el párrafo 2 del artículo 4 de la Ley 1682 de 2013 y en el artículo 6 del Decreto 2976 de 2010, se realizará la adquisición únicamente de las áreas de terreno que se requiera utilizar de conformidad con los estudios, diseños y/o necesidades técnicas para adelantar la ejecución de las obras, cumpliendo con la calidad del servicio y garantizando condiciones de seguridad y operación de la vía.

Es necesario tener en cuenta que el proyecto corresponde a la construcción de un puente y el mejoramiento de su acceso en una vía de Tercer Orden, sin embargo el proyecto compromete solo dos predios donde el área de compra requerida está definida por la magnitud de las obras.

11.2 CONSULTA GEOPORTAL IGAC

Teniendo en cuenta que el alcance del presente estudio se enfoca en desarrollar una investigación catastral, predio por predio para calcular la proyección de áreas afectadas de terreno, construcciones y cultivos por el proyecto de infraestructura vial, se realizó consulta al geo portal del IGAC en el módulo de consulta catastral.

Con base en la ubicación del eje de la vía se pudo establecer los predios que se encuentran a lado y lado del puente son:

Tabla 88 Consulta IGAC

N°	CÓDIGO	MARGEN	DIRECCIÓN
1	19256-00-03-0017-0029-000	IZQUIERDA	EL RECUERDO
2	19256-00-03-0016-0047-000	DERECHA	FINCA ORTEGA I

De acuerdo con la identificación catastral realizada anteriormente y una vez revisada la topografía del proyecto se pudo establecer que el proyecto se realiza sobre el rio Ortega y no presenta afectación a viviendas, solo se requiere la intervención de dos predios.

Se debe tener en cuenta que en materia predial se deberá implementar como instrumento los permisos de intervención voluntaria y se deberán diligenciar actas de vecindad previa intervención del constructor, las cuales deberán ser cerradas al finalizar el proyecto y se dejara constancia de afectaciones o reparaciones.

11.3 CONSULTA REGISTROS UNO (1) Y DOS (2) DEL IGAC

Con base en la ubicación del puente y la información disponible en el geoportal del IGAC se realizó consulta a los Registros 1 y 2 del IGAC. Una vez consultados los Registros Uno y Dos del IGAC se pudo establecer que los dos predios cuentan con matrícula inmobiliaria y tienen un propietario asociado a cada uno así:

Tabla 89 Consulta Registro Uno y Dos IGAC

N°	CÓDIGO	MARGEN	MATRÍCULA INMOBILIARIA	PROPIETARIO ASOCIADO
1	19256-00-03-0017-0029-000	IZQUIERDA	120-93556	NICOLÁS BARRERA
2	19256-00-03-0016-0047-000	DERECHA	120-28256	REFORESTADORA ANDINA SA

Los certificados de tradición fueron adquiridos con el fin de corroborar la titularidad y estado jurídico de los predios y se encuentran en el anexo 2.

11.4 REGISTRO DE CAMPO

Una vez identificados los predios reportados por el IGAC asociados a los sitios críticos se procedió a visitar cada uno de los sitios con el acompañamiento de un profesional social, donde se establece que en los predios residen las siguientes personas o manifiestan ser propietarios de los predios así:

11.4.1 Predio MI 120-28256

De acuerdo con la visita realizada en el predio, se pudo evidenciar que el predio en su mayor parte se encuentra con cobertura de cultivo forestal plantado y el resto presenta bosque nativo y no hay viviendas ni familias residentes.

11.4.2 Predio MI 120-93556

De acuerdo con la visita realizada en el área del predio donde se realizara la intervención con las obras se encuentra el señor Olegario Trochez identificado con cedula de ciudadanía No. 4.678.361 de El Tambo, Cauca quien presenta documento privado de compraventa mediante el cual le compra a Benedicto Barrera Gutierrez. El señor Trochez presenta certificación de sana posesión expedida por el Alcalde Municipal de El Tambo, Cauca, de igual manera presenta la certificación del presidente de la Junta de Acción Comunal de la Vereda Bellavista, Municipio de El Tambo.

11.5 RESUMEN DE REQUERIMIENTO PREDIAL

De acuerdo con el diseño geométrico propuesto para el mejoramiento del acceso al puente y la implantación de los estribos del puente el requerimiento predial se centra sobre dos predios así:

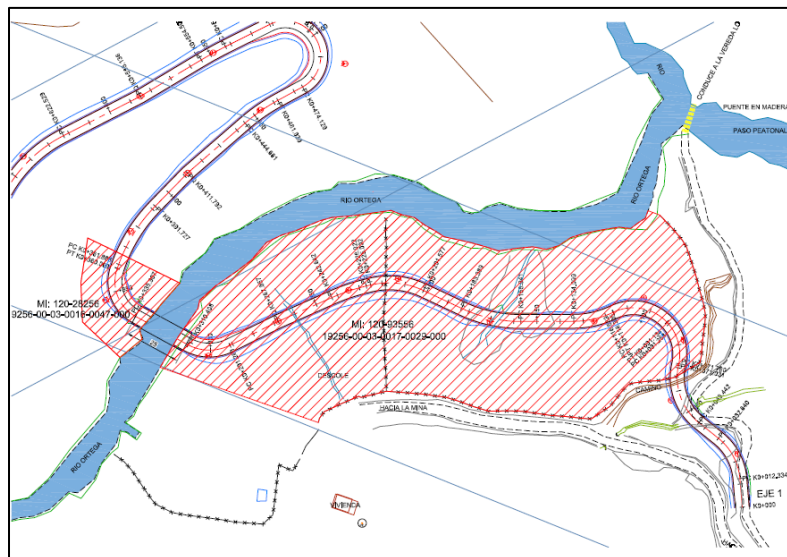


Ilustración 6 – Requerimiento Predial

11.6 CONCLUSIONES

De acuerdo con la investigación catastral en el proyecto se presentan 2 predios según la cartografía oficial del IGAC, los cuales NO presentan viviendas o mejoras que se puedan afectar.

Para la ejecución del proyecto de construcción de puente vehicular y mejoramiento de acceso al mismo, de conformidad con los estudios de títulos presentados, se evidencia que la adquisición de las áreas requeridas es viable siguiendo las recomendaciones realizadas por el profesional jurídico.

Para el caso del predio que se encuentra en falsa tradición se presentan 3 posibles soluciones al respecto para la ejecución del proyecto, así: 1) Adelantar la sucesión ilíquida, 2) Adelantar proceso de pertenencia por parte de los poseedores irregulares, 3) Aplicar saneamiento automático.

Para la ejecución de obras se deberán formalizar los permisos de intervención voluntaria con los propietarios o poseedores, quienes han manifestado la voluntad en el caso de Reforestadora Andina SA de ceder gratuitamente el área requerida (anexo 4) y en el caso del señor Olegario Trochez poseedor hacer la entrega anticipada del predio y de forma paralela legalizar el mismo.



Elaboró: **Rubén E. Caicedo Celis**
C.C. 79'569.923 de Bogotá
Ingeniero Civil
Máster en Tráfico y Seguridad Vial
M.P. 25210-58722 CND