

**ESTUDIOS Y DISEÑOS A NIVEL DE FASE III DEL CORREDOR VIAL
AGUACLARA - GUARUMITO, DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER**



JAIME MIGUEL DE LA HOZ NAVARRO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2009**

**ESTUDIOS Y DISEÑOS A NIVEL DE FASE III DEL CORREDOR VIAL
AGUACLARA - GUARUMITO, DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER**

JAIME MIGUEL DE LA HOZ NAVARRO

**Trabajo de Grado Modalidad Práctica Empresarial
Para optar al título de:
INGENIERO CIVIL**

**Director del Proyecto:
EDUARDO ALBERTO CASTAÑEDA PINZÓN
Ingeniero Civil. M Sc. PhD.
Docente Escuela de Ingeniería Civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2009

Hoy, el día en que la vida me ha puesto en el final de una etapa y el inicio de otra, quiero hacer un stop y dedicarle este triunfo a aquellos que con sus palabras, oraciones y actos han forjado el ser que soy hoy:

A Dios por hacerme sentir su presencia en cada momento de alegría, tristezas y triunfos, reconfortándome y llenándome de nuevas energías para seguir en este largo camino.

*A mis padres, **Gaspar De La Hoz** y **Cira Navarro**, más que dedicárselos, se los entrego, esta es su obra, son ustedes los principales culpables de que hoy este yo aquí alcanzando una nueva meta, su temple, sus luchas, sus esfuerzos por no dejarme caer nunca, sus trasnochos, sus consejos, sus llamadas de preocupación en las que me hacían sentir como en casa, en las que me demostraban todo el amor que sienten por mí, eso, precisamente eso y muchas cosas más me tienen hoy aquí, llenándolos de felicidad por la satisfacción del deber cumplido, de saber que educaron a un ser que con su grano de arena luchara por llenar a este mundo de todos esos valores recibidos en el seno de su hogar.*

*A mi gemelo, **Juan Pablo**, hermano: hoy yo alcanzo esta meta, tu lo harás más adelante, de eso estoy seguro, pero hoy quiero que lo sientas como si también fuera tuyo, pues así lo es, tú has sido más que mi hermano mi doble, la persona con quien más he compartido, y con la que seguiré contando para emprender muchas más batallas, seguro de que siempre estarás ahí, a mi lado, gracias mi hermano.*

*A mis hermanas, mi gorda bella y mi flaca, **Vanessa y Matty**, mis primeras amigas y mejores consejeras, las cómplices de muchas travesuras y de muchas nuevas aventuras. Hoy una de esas aventuras llega a su fin con esta obra que su Jimmy les ha preparado para devolver de cierta forma todo ese amor, cariño y ternura que me han brindado a lo largo de estos años.*

*Y como olvidarte a ti, **Abuelita Matty**, con tu empuje y tu empeño me has demostrado que las cosas en esta vida son luchadas, tu amor, sabiduría, fe en Dios y la gran confianza que siempre pusiste en mí, fueron y serán siempre el motor principal de cada una de mis luchas.*

Jaime Miguel De La Hoz Navarro

AGRADECIMIENTOS

Primero que a nadie, mis gracias totales van para aquellas personas que desde que salí de Barranquilla siguieron mis pasos, a Tío Rey, Tío Alberto, Tía Patri, Tía Marta, Mons. Carlos Ruiseco, Judith Vizcaíno, Zaira Cervantes, Rdo. Carlos Macías, Abuelita María, Tía Diana y Tío Fabia. Sus oraciones, su confianza en mí y su apoyo incondicional me trajeron hasta aquí, a dedicarles este gran triunfo.

A mis amigos-hermanos, Muni, Nathalia, Wilmar, Tatiana, Leidi y Andrés, inmensas gracias porque siendo mis más fieles cómplices se han convertido en los mejores arquitectos de este logro. Ustedes me brindaron la hermosa posibilidad de sentir el significado de familia en la distancia, de meterme en sus vidas y así compartir todos estos años llenos de estudio, tensión, nervios, sufrimientos y alegrías, años que se resumen en tardes y noches de dispersión, de trasnochos acompañados, y de vivencias y anécdotas inolvidables.

De forma muy especial quiero agradecerle al Ing. Eduardo Castañeda Pinzón el haber creído en mis capacidades, el ser un guía dispuesto a darme cada consejo y sugerencia de forma sincera y certera para que este trabajo de grado se desarrollara de la mejor forma y, por último, pero no menos importante, el haberme dado la oportunidad de compartir con personas tan especiales como lo fueron las que conformaron este maravilloso equipo de trabajo, Johanna, Carlos, Jesús, Luz María, Viviana y William, a ustedes también muchas gracias.

Gracias totales a mi hermosa y conservada familia, sinceana y piñonera; a mis primas; a la siempre cariñosa gente de la Parroquia Inmaculado Corazón de María; a mis amigos de ASOaic; a mis compañeros de estudio y a todos aquellos que no menciono acá, pero que en su paso por mi vida han dejado una huella imborrable para mí.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	3
OBJETIVO GENERAL.....	3
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1. LA EMPRESA.....	4
1.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS SERVICIOS QUE PRESTA LA UNIVERSIDAD.....	4
1.1.1. Políticas de Extensión.....	5
1.1.2. Definición y Objeto de la Función de Extensión.....	6
1.1.3. Misión de la Extensión Universitaria	7
1.1.4. Objetivos de la Extensión	7
1.1.5. Prestación de los Servicios de Extensión	8
2. EL PROYECTO.....	11
2.1. ANTECEDENTES DEL PROYECTO	11
2.2. ALCANCE DEL PROYECTO	13
2.3. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.....	14
2.4. DESCRIPCION DE LA ZONA DEL PROYECTO	15

2.5. ESTRUCTURA ORGANIZACIONAL DEL PROYECTO.....	16
2.6. ACTIVIDADES PARA EL DESARROLLO DE LOS ESTUDIOS.....	19
2.6.1. Trabajos de Campo	19
2.6.2. Trabajos de Laboratorio.....	22
2.6.3. Trabajos de Oficina.....	23
2.7. CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA VIA.....	26
2.8. PLAN DE CALIDAD DEL PROYECTO	27
2.8.1. Política de Calidad.....	28
2.8.2. Comunicación Interna.....	28
2.8.3. Comunicación Externa.....	28
2.8.4. Requisitos de la Documentación	29
2.8.5. Auditorías Internas.....	29
3. FUNCIONES Y RESPONSABILIDADES EN EL DESARROLLO DE LA PRACTICA.....	30
4. METODOLOGÍA PARA LA ELABORACIÓN DEL ESTUDIO DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA (APORTE)	34
4.1. ALCANCE DEL ESTUDIO	34
4.2. ESTUDIO DE HIDROLOGIA.....	35
4.2.1. Recopilación y Análisis de la Información Existente	35
4.2.2. Cartografía.....	35
4.2.3. Análisis Climático y de Lluvias.....	36

4.2.4. Análisis de Caudales	37
4.3. ESTUDIOS HIDRÁULICOS	40
4.3.1. Dinámica Fluvial	40
4.3.2. Hidráulica de las Obras Mayores	41
4.3.3. Hidráulica de las Obras Menores.....	41
4.3.4. Subdrenes	43
5. CONCLUSIONES.....	45
BIBLIOGRAFÍA	47
ANEXOS.....	48

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Localización General del Proyecto	14
Figura 2. Estructura Organizacional del Proyecto.....	18
Figura 3. Sección Transversal de la Vía en Terraplén	27
Figura 4. Análisis Multitemporal del Cauce del Río Pamplonita.....	31
Figura 5. Organigrama de la Metodología	44

RESUMEN

TITULO: ESTUDIOS Y DISEÑOS A NIVEL DE FASE III DEL CORREDOR VIAL AGUACLARA – GUARUMITO, DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER*

AUTORES: JAIME MIGUEL DE LA HOZ NAVARRO**

PALABRAS CLAVES: DISEÑO, VIA, AGUACLARA, GUARUMITO, HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA, SOCAVACIÓN, METODOLOGIA.

DESCRIPCIÓN:

Este documento contiene la descripción, resultados y conclusiones de un trabajo de grado desarrollado mediante la modalidad de práctica empresarial, que tenía por objetivo la participación de un estudiante, que al desempeñarse como auxiliar de ingeniería, colaborara en la elaboración de los Estudios y Diseños a Nivel de Fase III del Corredor Vial Aguaclara - Guarumito, departamento de Norte de Santander.

El proyecto, que fue posible gracias a los servicios de extensión prestados por la Universidad Industrial de Santander, se desarrolló en el marco del Convenio Interadministrativo N° 3616 de 2008, suscrito entre esta universidad (UIS) y el Instituto Nacional de Vías (INVIAS).

Es por esto que en el contenido del documento se presentan cuatro capítulos que pretenden describir la calidad de los servicios de extensión ofrecidos por la universidad, las características mismas del proyecto vial, en cuanto a sus especificaciones se refiere, las funciones desempeñadas como auxiliar y por último, el que quizás es el capítulo más importante, el aporte dado a esta universidad consistente en la metodología para elaborar Estudios de Hidrología e Hidráulica a Nivel de Fase III.

Es importante mencionar que el documento hace especial enfoque en el Estudio de Hidrología, Hidráulica y Socavación, porque fue esta el área escogida por este auxiliar para desarrollar sus diferentes tareas y actividades, las cuales se resumían en los informes de avance presentados mensualmente, y en el Informe Final, entregado al finalizar dicho convenio. Este último informe (el final) se muestra en el Anexo A del presente documento.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Ing. EDUARDO ALBERTO CASTAÑEDA PINZÓN.

ABSTRACT

TITLE: STUDIES AND DESIGNS ON LEVEL PHASE III OF AGUACLARA - GUARUMITO ROAD CORRIDOR, DEPARTMENT OF NORTE DE SANTANDER*

AUTHORS: JAIME MIGUEL DE LA HOZ NAVARRO**

KEYWORDS: DESIGN, ROAD, AGUACLARA, GUARUMITO, HIDROLOGY, HYDRAULICS, SCOUR, METHODOLOGY.

DESCRIPTION:

This document contains the description, results and conclusions of a thesis developed by the mode of business practice, which aimed to involve a student, to serve as assistant engineer, collaborate on the development of Studies and Designs to Level Phase III of Aguacalara - Guarumito Road Corridor, department of Norte de Santander.

The project, that was made possible by the extension services rendered by the Universidad Industrial de Santander, was developed in the framework of inter-administrative agreements N° 3616 of 2008, signed between this university (UIS) and the Instituto Nacional de Vías (INVIAS).

That's why the content of the document presents four chapters which seek to describe the quality of extension services offered by the university, the very characteristics of the road project, in terms of its specifications are concerned, the functions performed as auxiliary and finally, the chapter is perhaps more important, the contribution given to this university consists of the methodology for preparation of Hydrology and Hydraulics Studies Level Phase III.

Is important to mention that the document places special focus on the study of Hydrology, Hydraulics and Scour, because it was this area chosen by the assistant to develop their various tasks and activities, which were summarized in the progress reports submitted monthly, and Final Report, delivered to end that agreement. This latest report (the Final) is shown in Annex A of this document.

* Degree Thesis

** Physical-Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering School. Director: Ing. EDUARDO ALBERTO CASTAÑEDA PINZÓN

INTRODUCCIÓN

El Trabajo de Grado es concebido como un escenario en el cual el estudiante apropia conocimientos, confronta la teoría con la práctica e interpreta resultados, buscando, de esta forma, fortalecer las distintas competencias adquiridas durante su proceso de formación, y así mismo, contribuir al análisis y solución creativa de una problemática relacionada con el campo de acción de su profesión. La Universidad Industrial de Santander permite que estos fines sean alcanzados mediante el desarrollo de diferentes modalidades, siendo la Práctica Empresarial, el modelo a seguir para este trabajo.

La práctica empresarial se desarrolló en el marco del Convenio Interadministrativo entre la Universidad Industrial de Santander (UIS), y el Instituto Nacional de Vías (INVIAS), que tenía por fin la realización de los Estudios y Diseños a Nivel de Fase III del Corredor Vial Aguaclara - Guarumito, Departamento de Norte de Santander. Su ejecución permitió a los estudiantes desempeñarse como auxiliares de ingeniería para que, con el apoyo y la guía del Ingeniero Director y los diferentes Especialistas de cada área, llevaran a cabo las diferentes actividades y labores que culminarían con la entrega de los informes y diseños definitivos del corredor vial proyectado.

Al mismo tiempo se estaba marcando un hito importante en la historia de los servicios de extensión ofrecidos por la Universidad Industrial de Santander (UIS), pues fue la primera vez que se prestaron los servicios de consultoría a pesar de estarlos ofreciendo hace ya cierto tiempo. En consecuencia los procesos aquí mencionados y la metodología aquí utilizada pasaran a ser base y modelo a seguir para la elaboración de futuros proyectos de este tipo, obteniendo de esta forma soluciones acordes a las políticas técnicas, económicas y sociales de la universidad.

Sin embargo, es importante aclarar que a pesar de que la colaboración y la disposición siempre estuvieron puestas al servicio de todo el proyecto, cada auxiliar enfocó sus labores hacia un área determinada, siendo los Estudios de Hidrología, Hidráulica y Socavación, el área escogida por este auxiliar, y por tanto el área que tendrá más desarrollo en este trabajo.

El documento presenta entonces cuatro capítulos en los cuales se incluyen la descripción de los servicios de extensión prestados por la universidad, el proyecto y sus características, las funciones desempeñadas como auxiliar y el aporte dado a la universidad, el cual consiste en la metodología para elaborar los Estudios de Hidrología e Hidráulica a Nivel de Fase III.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Realizar el trabajo de grado en la modalidad de práctica empresarial, participando como auxiliar de ingeniería en la elaboración de los Estudios y Diseños a Nivel de Fase III del Corredor Vial Aguaclara - Guarumito, departamento de Norte de Santander, según convenio interadministrativo suscrito entre la Universidad Industrial de Santander (UIS) y el Instituto Nacional de Vías (INVIAS).

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Adquirir, fortalecer y desarrollar conocimientos, habilidades y competencias en este campo de la ingeniería, a través de la interacción con las diferentes personas que conforman este equipo de trabajo.
- Distinguir los diferentes volúmenes que hacen parte de un estudio a nivel de fase III, así como la influencia de ellos en el desarrollo del proyecto.
- Apoyar, mediante la realización de informes, análisis y pruebas, la elaboración de los diferentes estudios que comprende el proyecto, especialmente el Estudio de Hidrología, Hidráulica y Socavación, todo bajo la supervisión y guía del ingeniero director y los especialistas.

1. LA EMPRESA

La Universidad Industrial de Santander es una organización que tiene como propósito la formación de personas de alta calidad ética, política y profesional; la generación y adecuación de conocimientos; la conservación y reinterpretación de la cultura y la participación activa liderando procesos de cambio por el progreso y mejor calidad de vida de la comunidad.

Sustenta su trabajo en las cualidades humanas de las personas que la integran, en la capacidad laboral de sus empleados, en la excelencia académica de sus profesores y en el compromiso de la comunidad universitaria con los propósitos institucionales y la construcción de una cultura de vida.

Como parte de su Proyecto Institucional ofrece servicios de extensión enfocados al estudio de las demandas de la región, basándose en un modelo de desarrollo regional que define prioridades estratégicas para ella misma, la región y el país.

Teniendo en cuenta lo anterior, y tras haber cumplido con los requerimientos técnicos exigidos, el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) seleccionó a la Universidad Industrial de Santander como consultor para realizar los Estudios y Diseños a Nivel de Fase III del Corredor Vial Aguaclara - Guarumito.

1.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS SERVICIOS QUE PRESTA LA UNIVERSIDAD

Considerando que es necesario reorientar la función de Extensión en la Universidad hacia la satisfacción de un conjunto de necesidades prioritarias para el país, la región, la localidad, mediante la interacción y la integración con diversos actores sociales y el fomento de la cultura de trabajo en equipo como un principio

que propicia una extensión universitaria pertinente con su quehacer académico, congruente con las necesidades del entorno y persistente en el reconocimiento de la relación transformadora entre acción social y conocimiento, el Consejo Superior acordó mediante el Acuerdo No 006 de 2005, adoptar las políticas y definir los principios orientadores y los objetivos de la función de extensión de la Universidad Industrial de Santander que a continuación se presentan:

1.1.1. Políticas de Extensión

La Extensión, Función Sustantiva y Proyecto Académico de la Universidad:

En consideración de la misión institucional que reconoce nuestra participación activa en los procesos de cambio del entorno social, conducentes al mejoramiento de la calidad de vida de la comunidad, la Extensión propiciará una adecuada articulación con la Docencia y la Investigación, teniendo como referente fundamental los criterios de calidad y excelencia académica. En este sentido, las distintas unidades académicas y administrativas ofrecerán servicios y el desarrollo de programas y proyectos solo en aquellos campos en los que tengan fortalezas reconocidas. En el desarrollo de estas actividades se podrán establecer alianzas estratégicas entre varias unidades académico administrativas, propiciando la interdisciplinariedad y la cultura de trabajo en equipo. En casos específicos, las alianzas se establecerán con instituciones externas, que propicien a partir de su experiencia un aprendizaje institucional.

La Extensión y el vínculo de la Universidad con el Sector Productivo:

Las relaciones que establece la Universidad con el sector productivo se corresponden con un modelo de desarrollo institucional que le ha permitido a la Alma Máter, desde sus orígenes, mantener un diálogo fecundo con los distintos sectores económicos y sus representantes. Las relaciones de la Universidad con el sector productivo están orientadas a fortalecer la excelencia académica y a fomentar una

cultura de la investigación en el seno de la comunidad universitaria, mediante la generación y adecuación de conocimientos, así como la apropiación, uso y transferencia de tecnología. La relación con el sector productivo no puede concebirse tan solo como una relación de estricta conveniencia económica, sino como una relación en la que éste aporta al modelo universitario el conocimiento científico y los desarrollos tecnológicos alcanzados. La Universidad reconoce en el sector productivo un interlocutor válido que permite articular las actividades de Docencia e Investigación con las de Extensión a fin de lograr una verdadera comunicación universidad sociedad y un mayor impacto positivo en el medio.

La Extensión y el Vínculo de los Estudiantes a sus Programas y Proyectos:

Las unidades académico administrativas de la Universidad desarrollaran proyectos y programas de extensión que faciliten la apropiación del conocimiento y su aplicación en los distintos ámbitos de la vida social. Por medio de estos programas se incentivará en los estudiantes una actitud de compromiso y responsabilidad social y ética con la sociedad.

1.1.2. Definición y Objeto de la Función de Extensión

La Extensión es una actividad sustantiva de la universidad por medio de la cual se establece un proceso de comunicación con la sociedad, que permite transformar las prácticas culturales de la institución en materia de Docencia e Investigación. De esta manera la Extensión comporta un elemento proactivo, en el sentido de responder no solo a las demandas específicas del mercado y de diversas organizaciones sociales sino que posibilita el desarrollo de una política institucional que propicia una integración e interacción con la sociedad sobre la base de un alto ejercicio de responsabilidad ética y social en la definición, jerarquización y formulación de alternativas a los problemas del desarrollo local, regional y nacional.

1.1.3. Misión de la Extensión Universitaria

La Universidad, como lo describe su Proyecto Institucional, “sustenta su trabajo en las cualidades humanas de las personas que la integran, en la capacidad laboral de sus empleados, en la excelencia académica de sus profesores y en el compromiso de la comunidad universitaria con los propósitos institucionales y la construcción de una cultura de vida. Orientan su misión los principios democráticos, la reflexión crítica, el ejercicio libre de la cátedra, el trabajo interdisciplinario y la relación con el mundo externo”. La Extensión, específicamente tiene como misión facilitar y regular la relación existente entre la Universidad y el medio cultural, sustentándose en la calidad académica, el comportamiento ético y alto sentido de responsabilidad social de su personal. Con ello pretende impulsar el bienestar social y la calidad de vida de la población en el ámbito local, regional y nacional.

1.1.4. Objetivos de la Extensión

Serán objetivos de la extensión:

- Establecer un diálogo permanente, confiable y estable en el tiempo con la comunidad, sus actores sociales, el sector productivo, las instituciones en el ámbito local, regional, nacional por medio de determinadas acciones que se derivan de los procesos de Docencia e Investigación con el fin de intercambiar experiencias y saberes que deriven en un aprendizaje institucional.
- Promover la transferencia de conocimiento científico y tecnológico desde la Universidad hacia los sectores productivos y sociales y la

generación de conocimiento a partir de las necesidades que surjan al interior de las empresas y organizaciones.

- Fomentar una comunicación efectiva con la sociedad, conducente a ampliar el proceso de interacción e integración con sus actores sociales, atendiendo las demandas de la región y la nación con el propósito de que las distintas disciplinas nutran sus procesos de formación e investigación aportando a la construcción de capacidades individuales y sociales.
- Propiciar una actitud proactiva, que posibilite el desarrollo de un modelo de universidad que le permita participar y cooperar con las instituciones gubernamentales en la elaboración y diseño de políticas públicas.
- Establecer relaciones de intercambio con comunidades, organizaciones y gremios que permitan el desarrollo de un equilibrio entre población y recursos, respetando las formas de organización simbólica y productiva que en ellas se generan, sus identidades y valores culturales.

1.1.5. Prestación de los Servicios de Extensión

La extensión en la Universidad Industrial de Santander se desarrolla mediante diversas modalidades o campos de realización, los cuales son ofrecidos por las diferentes unidades académicas y administrativas de la institución. Estos programas, proyectos y actividades comprenden la asesoría y consultoría profesional, los servicios tecnológicos, los servicios educativos, los servicios docente asistenciales, los servicios culturales, artísticos y deportivos y los servicios de comunicación e información. Se describirá sólo el primero de estos, pues fueron ellos los servicios que presto la universidad en esta oportunidad.

1.1.5.1. Asesoría y Consultoría Profesional: A través de estos servicios la Universidad se vincula y coopera con el sector social y empresarial, para la transferencia de conocimientos y la búsqueda de solución a sus problemas, con el propósito de contribuir a una mejor calidad de vida de la comunidad. Estos servicios se ofrecen en las siguientes modalidades:

- **Asesoría:** Consiste en la búsqueda global de soluciones, o en la emisión de conceptos, por parte de la Universidad, que apoyen el proceso de toma de decisiones sin que implique desarrollos operativos específicos. A través de este servicio se da una transferencia de tecnología, de conocimientos hacia la organización, a partir de los cuales se generan cambios significativos de cierta permanencia.
- **Consultoría.** Son conceptos especializados que se emiten como respuesta a solicitudes formuladas sobre asuntos específicos, y que no implican una transferencia significativa de tecnología. Esta actividad busca que las soluciones propuestas sean las más adecuadas desde los puntos de vista técnico, económico y social.
- **Asistencia Técnica.** Es la cooperación que la Universidad da a entidades, tanto del sector público como privado, para la solución de problemas puntuales, coyunturales. Generalmente implica el uso de instrumentos, desarrollos operativos, montajes, o puesta en marcha de procesos.
- **Interventoría.** Comprende la verificación de que el desarrollo o la ejecución de un proyecto se lleven a cabo de acuerdo con las especificaciones, planos, normas y demás elementos estipulados o convenidos en el contrato. Tal vigilancia se adelanta en nombre de la entidad que dispone la ejecución del proyecto.

- **Veeduría.** Es una forma de interventoría que se efectúa con fines sociales, comúnmente para defender los intereses de la comunidad general en el desarrollo de proyectos de impacto público.

2. EL PROYECTO

El proyecto comprende la ejecución de los Estudios y Diseños a Nivel de Fase III del Corredor Vial Aguaclara - Guarumito, en el departamento de Norte de Santander, los cuales fueron debidamente planeados y programados, y en concordancia con los estándares actuales de diseño en todas las especialidades de ingeniería relacionadas con ellos.

2.1. ANTECEDENTES DEL PROYECTO

En enero de 2002, en el III Encuentro Binacional de Integración Colombo-Venezolana de Gobernadores de Táchira y Norte de Santander, celebrado en La Grita, se recomendó realizar un análisis técnico comparativo a varias propuestas viales, entre las que se encontraba la Autopista Aguaclara - Guarumito - La Fría.

El análisis técnico se fundamentó en los siguientes parámetros de comparación:

- Influencia positiva de la vía sobre la zona norte del Táchira.
- Influencia colateral sobre el área de San Antonio - Ureña y el resto de los centros poblados del Estado de Táchira.
- Influencia colateral sobre el departamento Norte de Santander.
- Valoración técnica en base a la longitud total, dificultad del recorrido, estimación de inversión, número de puentes a construir, impacto ambiental sobre las áreas no intervenidas previamente y los costos ambientales asociados.

En 2004, una vez concluidos estos análisis, y como parte de los acuerdos sostenidos en las cumbres presidenciales realizadas en El Tablazo (Venezuela) y

en Cartagena (Colombia), se aprobó como nuevo paso entre Colombia y Venezuela, la elaboración y construcción del “Corredor Vial Fronterizo La Fría - Guarumito - Aguaclara”. Adicionalmente se estableció elaborar el estudio de factibilidad técnica a nivel de Fase II para este corredor.

Fue entonces cuando la República Bolivariana de Venezuela a través de la Dirección General de Planificación del Ministerio de Infraestructura, buscando promover la integración binacional y regional mediante la realización de proyectos de infraestructura que posibiliten tales fines, decidió contratar los servicios del Consorcio City Plan - Proeza para la realización del “Estudio de Factibilidad Técnica del Corredor Vial Fronterizo La Fría – Guarumito - Agua Clara”.

El alcance geográfico de dicho estudio comprendió la frontera Colombo-Venezolana, compuesta por una franja de terreno entre las poblaciones de La Fría (territorio Venezolano), Guarumito y La Jarra en el Corregimiento Agua Clara (territorio colombiano), en la cual se desarrollaron alternativas de ruta que permitieran seleccionar la más factible.

A su vez, y teniendo en cuenta el carácter Binacional, estructuraron el corredor vial en dos tramos y un puente internacional según se detalla a continuación:

- Tramo Distribuidor Zona Industrial de la Autopista San Cristóbal – La Fría, hasta el Río Guarumito (Territorio Venezolano).
- Puente Internacional sobre Río Guarumito hasta el empalme con la carretera principal que conduce de Cúcuta a Puerto Santander, a la altura del centro poblado de La Jarra a dos kilómetros de Agua Clara (Territorio Colombiano).

El segundo de ellos, Aguaclara - Guarumito, es precisamente el corredor objeto de diseño de estos estudios.

2.2. ALCANCE DEL PROYECTO

El objetivo del proyecto es realizar los ESTUDIOS Y DISEÑOS A NIVEL DE FASE III DE LA VIA AGUACLARA – GUARUMITO, DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER, cumpliendo con los plazos estipulados y con el valor del presupuesto oficial.

El sector vial se enmarca por su importancia estratégica por ser un paso de circulación vehicular internacional en el tránsito de carga pesada referente al carbón mineral proveniente del Colombia hacia Puerto La Ceiba, y los productos agropecuarios e industriales provenientes del sector nor-occidental de Venezuela con destino hacia Colombia.

El alcance de los trabajos comprende la ejecución de los estudios a nivel de Fase III de los Estudios de tránsito capacidad y niveles de servicio, Estudios de trazado y diseño geométrico, Estudio de geología para ingeniería y geotecnia, Estudio de suelos para el diseño de fundaciones de puentes, obras de arte y otras estructuras de contención, Estudio de estabilidad y estabilización de taludes, Estudio geotécnico para el diseño del pavimento, Estudio de hidrología, hidráulica y socavación, Estudio estructural para el diseño de puentes, Estudios y diseños de túneles, Estudio de Impacto Ambiental, Estudio de señalización, Estudio para pliego de condiciones, cantidades de obra, análisis de precios unitarios y presupuesto y el Estudio de evaluación económica.

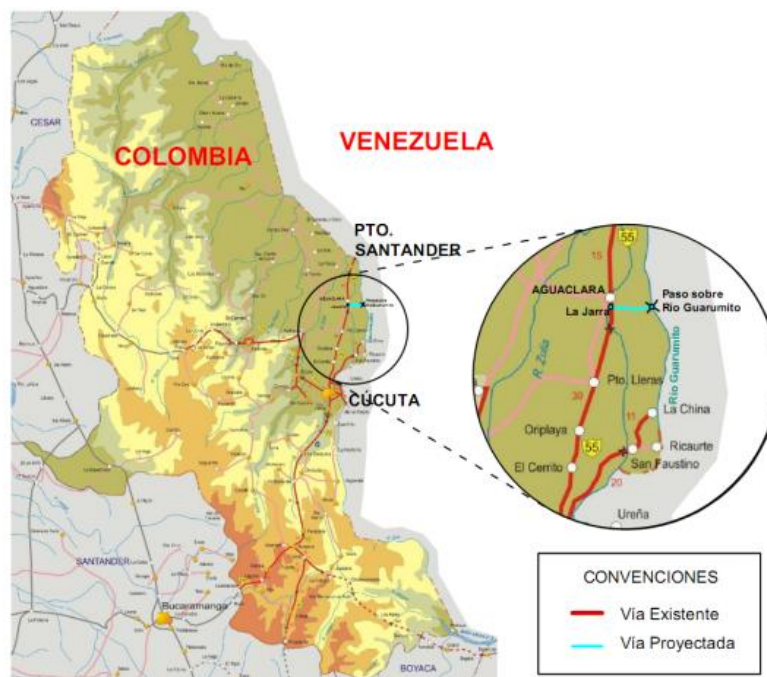
El Informe Final de los estudios de fase III comprendió los alcances, metodología, resultados, cálculos, planos, conclusiones y recomendaciones de cada una de las áreas que lo conforman.

2.3. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

Localizado entre la margen izquierda del río Guarumito y la población de La Jarra, en el departamento de Norte de Santander, se encuentra el corredor vial Aguaclara - Guarumito; una vía de aproximadamente 5.8 Km, que nació con el fin de conectar el departamento de Norte de Santander en la República de Colombia, con el estado fronterizo de Táchira en la República Bolivariana de Venezuela, para superar así, el problema de las malas conexiones viales de la región, e incrementar el flujo comercial entre las dos naciones.

El proyecto, como se mencionó anteriormente, forma parte de la interconexión vial binacional Aguaclara - Guarumito - La Fría, la cual es parte integral del corredor vial inter-oceánico Lago de Maracaibo - Tribugá, siendo este ultimo el puerto de aguas profundas con mayor proyección internacional en el pacifico colombiano.

Figura 1. Localización General del Proyecto



FUENTE: Elaboración propia con base en Mapa Territorial INVIAS.

Debido a toda esta integración, serán muchos los beneficios que traerá esta nueva conexión a la región, siendo quizás uno de los más importantes, el estímulo que se le hace al sector minero de la zona, representado principalmente por el carbón, para multiplicar sus exportaciones hacia los Estados Unidos. No menos importante es la reactivación en el intercambio comercial, turístico e industrial, entre el occidente de Venezuela y el oriente de Colombia, así como el impulso a todo lo largo de la vía de diferentes polos de desarrollo.

En Colombia, la principal vía regional existente favorecida con la interconexión binacional se inicia en la ciudad de Cúcuta, en dirección Norte, desde donde conduce a la población limítrofe de Puerto Santander (Ruta 55). Sobre esta vía, después de un recorrido aproximado de 41 km se llega al punto más occidental de la interconexión binacional, localizado al Sur de la población de Agua Clara, en la localidad de La Jarra.

En territorio Venezolano, la principal vía regional beneficiada con la interconexión binacional se encuentra en el estado de Táchira. El Punto más oriental se ubica en la margen derecha del río Guarumito, y desde allí conecta con el distribuidor vial localizado en la progresiva K57+500 de la autopista San Cristóbal.

2.4. DESCRIPCION DE LA ZONA DEL PROYECTO

En general, el proyecto se ha cimentado sobre un valle aluvial compuesto por terrenos muy planos, con predominio de pastos y cultivos, principalmente de arroz. Estos cultivos se alimentan mediante un sistema de canales pertenecientes a distritos de riego, originando un patrón de ciénagas en forma tal que las zonas cultivadas permanecen anegadas durante las épocas de siembra.

Foto 1. La topografía plana y los cultivos de arroz propios de la región.



FUENTE: Registro fotográfico del proyecto.

La hidrografía de la zona se compone de corrientes de agua relativamente medianas, y sólo algunas mayores. Las corrientes mayores corresponden a los ríos Guarumito y Pamplonita, mientras que las medianas a los caños Negro, Grande, Bocají y Guarumito.

Las mayores elevaciones que se presentan, no superan los 3 o 4 mts de altura, y se aprecian solo de forma eventual y puntual.

2.5. ESTRUCTURA ORGANIZACIONAL DEL PROYECTO

Para el correcto desarrollo del proyecto, la Universidad Industrial de Santander realizó una exigente fase de selección tomando como base el dominio que tuvieran de los estándares actuales de diseño para su respectiva especialidad de ingeniería, dando como resultado un equipo de trabajo multidisciplinario, competente, responsable y siempre dispuesto a laborar para alcanzar las metas

requeridas en los tiempos definidos. El equipo de trabajo estuvo conformado de la siguiente manera:

1 Ingeniero Director

1 Ingeniero Residente

10 Ingenieros Especialistas en:

- Tránsito y Transporte
- Trazado y Diseño Geométrico
- Geología y Geotecnia
- Diseño de Pavimentos
- Hidrología, Hidráulica y Socavación
- Estructuras
- Impacto Ambiental
- Presupuestos
- Evaluación Económica
- Calidad

1 Ingeniero Catastral

1 Biólogo

2 Ingenieros de Apoyo

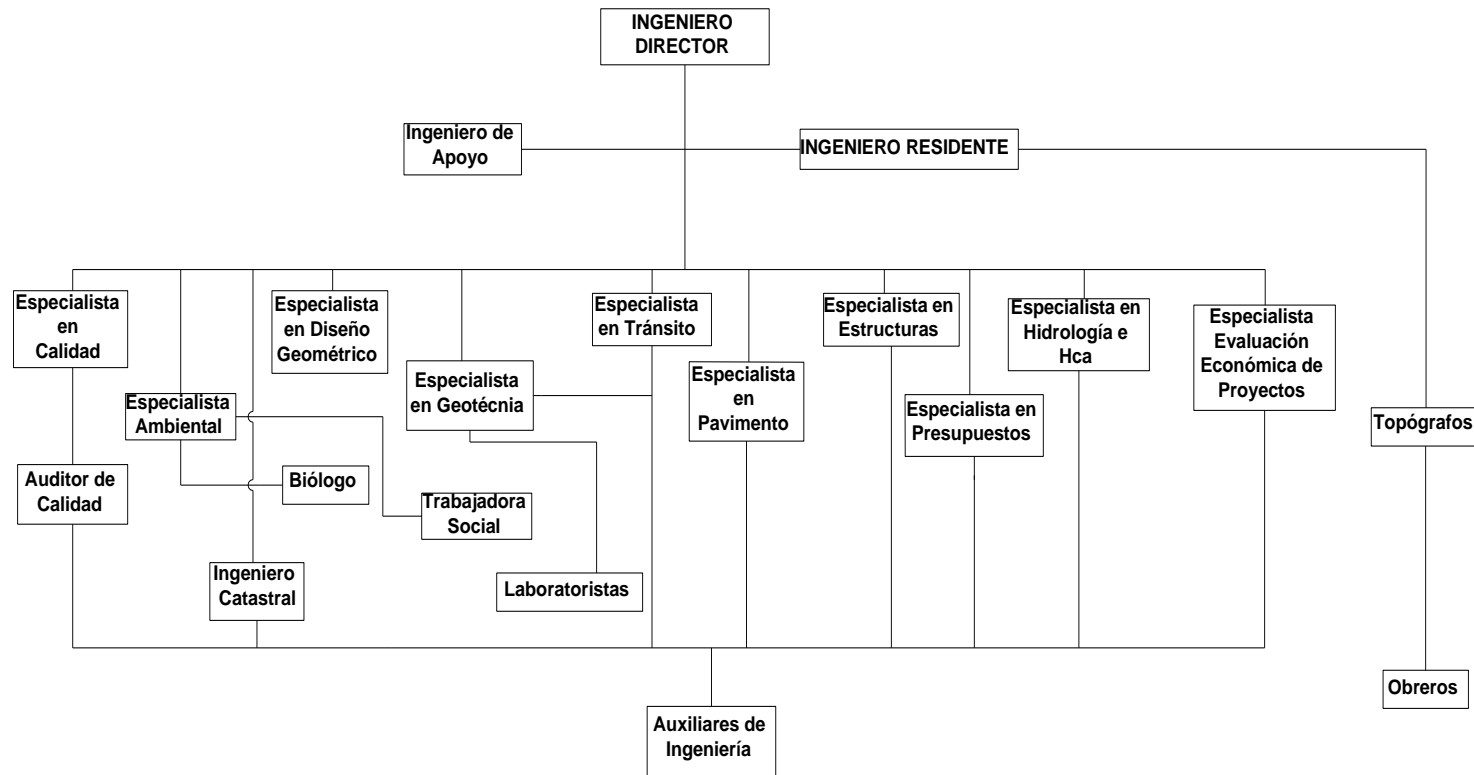
1 Topógrafo

2 Auxiliares de Laboratorio

5 Auxiliares de Ingeniería

En la Figura 2 se representa gráficamente la estructura organizacional del proyecto.

Figura 2. Estructura Organizacional del Proyecto.



FUENTE: Elaboración propia.

2.6. ACTIVIDADES PARA EL DESARROLLO DE LOS ESTUDIOS

Al iniciar los estudios lo primero que se hizo fue disponer de la información existente referente al corredor vial con el objetivo de conocer con que información se contaba, que información se debía actualizar, y cual era necesaria adquirir.

Partiendo de esto se definieron tres tipos de actividades que se desarrollarían para alcanzar estos objetivos. Son ellas: trabajos de campo, trabajos de laboratorio y trabajos de oficina.

2.6.1. Trabajos de Campo

Los trabajos de campo se caracterizaron principalmente por desarrollarse en la franja de terreno afectada por el corredor y tenían por objetivo obtener los parámetros necesarios para responder a las necesidades concretas de cada uno de los estudios. Los estudios que desarrollaron este tipo de actividades son:

2.6.1.1. Estudios de Transito: Con el objetivo de complementar estos estudios fue necesario realizar encuestas de origen y destino que permitieran cuantificar el transito en sus flujos más importantes, tomar muestras para determinar la distribución direccional del tránsito y efectuar conteos continuos en días de la semana representativos para así valorar la eficiencia del sistema.

2.6.1.2. Estudios de Trazado y Diseño Geométrico: Contiene a los trabajos de topografía, de los cuales se puede asegurar que son los trabajos de campo más importantes, debido a que sus resultados y conclusiones afectan la mayor parte de los estudios.

Los trabajos de topografía comprendieron, entre otras las siguientes actividades: referenciación de los elementos del eje con mojones de concreto que posean las coordenadas del proyecto, planteamiento de la poligonal preliminar de topografía, obtención de la topografía en el ancho definido, nivelación de todas las estacas del eje, levantamiento del perfil longitudinal del terreno, contranivelación, toma de secciones en los cruces menores y mayores de agua, planimetría de detalles, levantamientos topográficos detallados para localización de estructuras, y referenciación del proyecto.

Foto 2. Trabajos de Topografía



FUENTE: Registro fotográfico del proyecto.

2.6.1.3. Investigación Catastral: para poder cumplir con los requisitos exigidos fue necesario el desarrollo de las siguientes actividades: visitas a los propietarios de los predios informándoles el trabajo a realizar, levantamiento de la información jurídica y catastral básica de cada predio, localización técnica de cada franja requerida teniendo en cuenta puntos de referencia y la descripción de áreas construidas y de mejoras.

2.6.1.4. Estudios de Geología para Ingeniería y Geotécnica: de acuerdo a los alcances del estudio se realizó reconocimiento geológico y geotécnico de la superficie, exploración del subsuelo y ensayos “in situ”.

2.6.1.5. Estudio de Suelos para el Diseño de Fundaciones: incluyo la descripción de los tipos de perforaciones realizadas, su localización, abscisado, número y profundidad. Así mismo la definición de los sitios de exploración para los sitios de ponteadero.

2.6.1.6. Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes: fue necesario hacer un diagnostico identificando zonas de inestabilidad y sus diferentes causas.

2.6.1.7. Estudio Geotécnico para el Diseño del Pavimento: para poder cumplir con los alcances se hicieron investigaciones de campo que incluían la planeación, localización, ejecución de perforaciones y apiques y toma de muestras para ensayos. Los objetivos del muestreo incluyeron: determinación de los espesores de los diversos estratos y la obtención del material para los ensayos requeridos de laboratorio. Adicionalmente se hizo una exploración por la zona con el objetivo de localizar fuentes de materiales para posteriormente hacerles su respectiva caracterización.

2.6.1.8. Estudios de Socavación: para cada una de las corrientes de agua que atraviesan el corredor y que se tenía previsto cruzarlas con puente, se tomaron perfiles topográficos longitudinales y se realizaron muestreos del tipo de suelo en las orillas y el lecho.

2.6.1.9. Estudio Estructural para el Diseño de Puentes: fue necesario realizar un levantamiento topográfico detallado en toda la zona de ponteadero, así como también referenciar el eje del proyecto horizontal a la entrada y salida del ponteadero.

2.6.1.10. Estudio de Impacto Ambiental: de acuerdo a los alcances del estudio fue necesario hacer una zonificación de manejo ambiental del proyecto. Además, se estudiaron los componentes ambientales más susceptibles al impacto y las posibles actividades de construcción y operación ejecutados en la zona que causes efectos contraproducentes para el proyecto.

2.6.1.11. Presupuesto de Construcción: se realizó una investigación de campo sobre los costos en la región.

2.6.2. Trabajos de Laboratorio

Con el objetivo de caracterizar la información encontrada en campo y así poder obtener conclusiones certeras, se hicieron ensayos según el tipo de estudio de la forma que se muestra a continuación:

2.6.2.1. Estudio de Suelos para el Diseño de Fundaciones: se ejecutaron ensayos de clasificación, como Granulometría y Límites de Atterberg, humedad natural y de resistencia y deformación a lo largo del perfil del suelo con el fin de caracterizar el subsuelo.

2.6.2.2. Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes: se ejecutaron ensayos, con el fin de determinar las características físicas y parámetros de resistencia requeridos para llevar a cabo el análisis de estabilización de los taludes.

2.6.2.3. Estudio Geotécnico para el Diseño del Pavimento: La investigación de laboratorio abarcó todos los ensayos y clasificaciones necesarias para identificar adecuadamente las condiciones del suelo a lo largo del corredor del proyecto. Los ensayos se realizaron de acuerdo con las normas vigentes del

Instituto Nacional de Vías. De igual forma para el estudio de fuentes de materiales se llevaron a cabo ensayos de laboratorio, que permitieran indicar los usos, métodos de explotación, normas y las observaciones que se deriven de cada uno de ellos para cada fuente.

2.6.3. Trabajos de Oficina

Los trabajos de oficina correspondieron a todos los cálculos y análisis necesarios para la generación de la información solicitada en los términos de referencia y que se presento en los informes finales. Adicionalmente se elaboraban informes de avance mensual con el fin de demostrar los adelantos en el cronograma. Los trabajos de oficina para cada estudio fueron:

2.6.3.1. Estudios de Tránsito: Generación de modelos de tránsito en la vía proyectada, Estimación de tránsito atraído y generado, Proyección de tránsito para periodo de análisis, Cálculo de costos de operación de vehículos, Cálculo de carga en ejes equivalentes, Estudio de capacidad y Nivel de servicio de la vía.

2.6.3.2. Estudio de Trazado y Diseño Geométrico: Selección de especificaciones del trazado, Diseño en planta del eje de la vía, Diseño en perfil de la vía y de las secciones transversales, Cálculo de secciones transversales y de movimiento de tierras, Elaboración de planos de diseño geométrico.

2.6.3.3. Investigación Catastral: Determinación del tipo de tenencia de cada predio, Definición de área requerida y sobrante en cada predio, Definición de áreas cubiertas y clasificación en cada predio, Definición de materiales, acabados y características especiales de las construcciones, Medición y cuantificación de áreas de cultivos, Elaboración de planos prediales, Elaboración de fichas prediales.

2.6.3.4. Estudio de Geología para Ingeniería y Geotecnia: Estudios de antecedentes, Definición de zonas homogéneas en la zona del proyecto, Elaboración de perfiles con base en observación de superficie, Elaboración de planos geológicos.

2.6.3.5. Estudio de Suelos para el Diseño de Fundaciones: Elaboración de perfiles estratigráficos, Definición de socavación en sitios de ponteadero, Selección de la capacidad del suelo de cimentación y del tipo de cimiento.

2.6.3.6. Estudio de Estabilidad y Estabilización de Taludes: Elaboración de perfiles estratigráficos, Ejecución de ensayos de laboratorio, Evaluación de estabilidad de taludes y diseño de los mismos, Presentación de alternativas para sitios inestables, Diseños de estabilización.

2.6.3.7. Estudio Geotécnico para el Diseño del Pavimento: Recopilación de información existente sobre tránsito, geología, suelos y fuentes de materiales, Diseño de mezclas de concreto hidráulico y bituminoso, Elaboración de planos de fuentes de materiales, Análisis de utilización de cada una de las fuentes seleccionadas. Selección del periodo de análisis, Definición de tránsitos promedios diarios en el periodo de análisis, Definición de valores de factores de equivalencia para los vehículos, Cálculo de la carga de diseño. Dimensionamiento de estructuras de pavimento rígido, Dimensionamiento de estructuras de pavimento flexible, alternativa 1, Dimensionamiento de estructuras de pavimento flexible, alternativa 2, Evaluación económica de las alternativas propuestas, Selección de estructura para diseño de secciones transversales, Diseño de secciones transversales.

2.6.3.8. Estudio de Hidrología, Hidráulica y Socavación: Análisis Climático, Delimitación de cuencas hidrográficas a partir de la cartografía,

Hidrografía de la zona, Análisis de caudales en la Estación Aguas Claras para el río Pamplonita, Predicción de la Precipitación de Diseño, Generación de Hidrogramas Unitarios, Obtención de caudales de diseño, análisis multitemporal de los cauces, cálculo de cotas de inundación, niveles máximos, definición de las características hidráulicas de las corrientes de agua, dimensionamiento y diseño de obras de cruce, y cálculo de la socavación en zonas de ponteaderos.

Foto 3. Río Pamplonita



FUENTE: Registro fotográfico del proyecto.

2.6.3.9. Estudio Estructural para Diseño de Puentes: Estudio geotécnico para la cimentación de los puentes, Definición de alternativas para puentes de luces inferiores a 20 metros, Evaluación económica de las alternativas de puentes menores, Diseño de superestructura de puentes menores, Definición de alternativas puentes mayores, Evaluación económica de las alternativas de puentes mayores, Predimensionamiento de infraestructura puentes menores, Diseño de infraestructura de puentes menores, Predimensionamiento de superestructura de puentes mayores, Diseño de superestructura de puentes mayores, Predimensionamiento de infraestructura puentes mayores, Diseño

definitivo de infraestructura de puentes mayores, Elaboración de planos de construcción.

2.6.3.10. Estudio de Impacto Ambiental: Descripción técnica del proyecto, Caracterización del área de influencia (Línea Base), Demanda, uso, aprovechamiento y/o afectación de recursos naturales, Evaluación ambiental, Plan de Manejo Ambiental, Plan de contingencia, Programa de seguimiento y monitoreo del proyecto.

2.6.3.11. Presupuesto de Construcción: análisis de la investigación realizada en campo sobre costos en la región, Elaboración de precios unitarios, Cálculo de cantidades de obra, Elaboración de presupuesto.

2.6.3.12. Evaluación Económica: Cálculo de costos de operación sin proyecto, Cálculo de costos de operación con proyecto, Determinación de beneficios del proyecto, Cálculo de indicadores económicos.

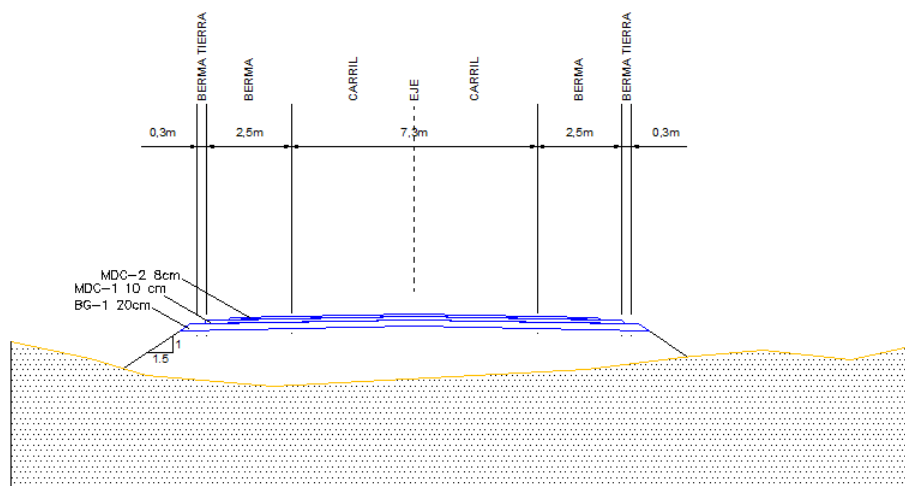
2.7. CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA VIA

Como resultado de la realización de las anteriores actividades se obtuvo una vía de modernas especificaciones que se desarrolla en una longitud de 5.74 km sobre una superficie de rodadura asfáltica, con 6 curvas horizontales y 5 puentes vehiculares utilizados para salvar las corrientes de agua que atraviesan el corredor.

Aunque la capacidad de servicio es igual para todo el trazado, 2523 vehículos, el proyecto ha sido dividido en dos zonas: la comprendida entre la localidad de La Jarra y el cruce con el río Pamplonita y la segunda que se desarrolla entre el río Pamplonita y el río Guarumito.

Es importante decir también que el corredor avanza en casi toda su longitud (97%) sobre un terraplén adecuadamente drenado de aproximadamente 12.3 m de ancho y de altura entre 2 y 3.5 m y que solo un tramo corto, justo al inicio, se presenta en corte. La sección transversal típica en terraplén se muestra en la Figura 3.

Figura 3. Sección Transversal de la Vía en Terraplén



FUENTE: Estudio de Trazado y Diseño Geométrico del Corredor Vial Aguaclara - Guarumito

2.8. PLAN DE CALIDAD DEL PROYECTO

El Plan de Calidad tiene como objeto, establecer la metodología para controlar las actividades relacionadas con los estudios y diseños del proyecto. Se elaboró tomando como referencia los siguientes documentos:

- Las Normas técnicas para diseño, construcción, operación y mantenimiento del Instituto Nacional de Vías – INVIAS.
- Propuesta Técnica y Económica.

- Documentos Convenio INVIAS – UIS
- Norma NTC-ISO 9001 Versión 2000.
- Normas INVIAS.
- Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, versión 2007.

Como auxiliar de ingeniería se debían seguir ciertos parámetros para cumplir con los estándares de calidad de la universidad, de los cuales los más importantes son:

2.8.1. Política de Calidad

La UIS, tiene como política de calidad, satisfacer los requisitos de su cliente, entregando proyectos de calidad, a tiempo, utilizando personal competente, idóneo y comprometido, buscando el mejoramiento continuo de sus procesos.

2.8.2. Comunicación Interna

Se realizará a través de reuniones internas y mediante memorandos, el responsable de estas actividades será el Ingeniero Residente (Coordinador de Diseños).

2.8.3. Comunicación Externa

Toda comunicación ya sea con el INVIAS, la Interventoría o cualquier otro ente externo que se relacione con el proyecto, será en forma escrita. Para asegurar una adecuada comunicación con el cliente se establecen los siguientes medios de acuerdo al evento:

2.8.4. Requisitos de la Documentación

2.8.4.1. Control de documentos: El control de los documentos como planos, estudios, memorias, serán controlados a través del un listado maestro. Los documentos de origen externo, como son los documentos suministrados por el Cliente, o las Normas aplicables serán controlados también a través del Listado Maestro de Documentos Externos.

2.8.4.2. Control de registros: Los registros serán relacionados en la Matriz de Registros de Calidad, con el fin de garantizar el adecuado control de éstos.

2.8.4.3. Planificación de la realización de los diseños: El plan de calidad, pretende garantizar que se cumplan los requisitos y expectativas del cliente, la UIS, la comunidad y demás partes interesadas estableciendo la metodología para realizar adecuadamente las actividades relacionadas con el Proceso de Desarrollo y Control de Estudios y Diseños.

2.8.5. Auditorías Internas

Se realizaron 2 auditorías internas al proyecto.

3. FUNCIONES Y RESPONSABILIDADES EN EL DESARROLLO DE LA PRACTICA

El objetivo general al inicio de la práctica era que los estudiantes desempeñándose como Auxiliares de Ingeniería colaboraran con la realización de todos los Estudios y Diseños a Nivel de Fase III del Corredor Vial Aguaclara - Guarumito. Sin embargo y aunque siempre se estuvo dispuesto a atender cualquier solicitud, los auxiliares fueron tomando la especialidad o estudio de su preferencia según como mejor se pudiera desempeñar.

En ese sentido, para el caso de este auxiliar los esfuerzos fueron concentrados en la elaboración de los Estudios de Hidrología, Hidráulica y Socavación. Para ello se dio inicio leyendo e interpretando la información existente en cuanto a estudios previos, análisis, documentos y cartografía se refiere.

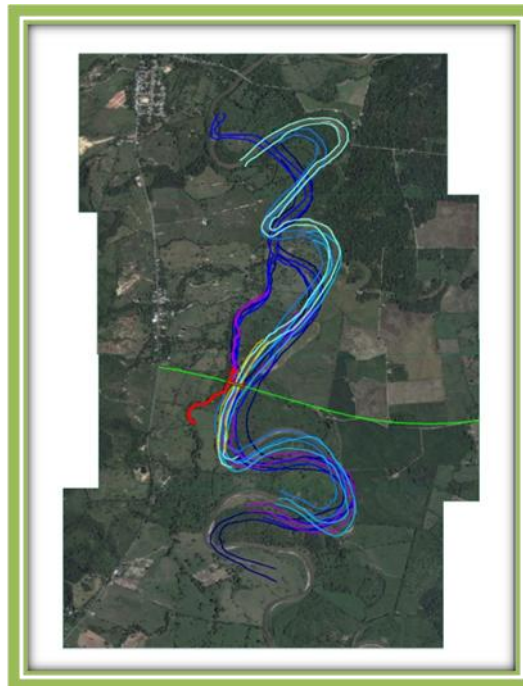
En base a esto se realizó un diagnóstico detallado en el cual se anotó la información con la que se contaba, la información que era necesario adquirir y la información que sólo se necesitaba actualizar. Fue así como se actualizaron todos los registros de las estaciones climatológicas de la zona que poseía el IDEAM, y en base a ellos se elaboró una vez más el análisis climático del corredor, ya con las condiciones presentes en la actualidad.

Una vez obtenida dicha información fue procesada para la utilización de diferentes metodologías entre las que se destaca la elaboración de las Curvas IDF.

Paralelamente se venía adelantando los análisis multitemporales de los cauces de los ríos presentes en la zona, estableciéndoles sus principales tendencias de movimiento, detectando sus cambios y variaciones y estudiando la influencia que puede tener estos aspectos sobre la estabilidad del corredor proyectado.

Para el caso del río Pamplonita, este análisis fue necesario hacerlo al principio con unos calcos de las diferentes épocas del río suministrados por el IGAC. Para utilizarlos fue necesario escalarlos con la imagen de la zona del software Google Earth como base y tomando como punto de referencia la ruta 55, pues es un objeto de poco o nulo movimiento a lo largo del tiempo. Como resultado se obtuvo la imagen que se muestra en la Figura 4 y que tiene el cauce del río a lo largo de todas las épocas estudiadas.

Figura 4. Análisis Multitemporal del Cauce del Río Pamplonita



FUENTE: Elaboración propia con base en imagen de Google Earth

Teniendo en cuenta que los colores más oscuros representan las épocas más antiguas, y los más claros las más nuevas se pudieron trazar dos conclusiones principales: el ancho del cauce disminuyó en el sitio de ponteadero y en la zona de estudio el río tiende a moverse hacia el occidente. Estas conclusiones coincidieron

con las obtenidas en el estudio hecho a partir de restituciones fotogramétricas por parte de un especialista en esta clase de estudios. Lo anterior señala que las consideraciones hechas por parte de este auxiliar fueron acertadas.

Es importante mencionar también que a mediados de cada mes se presentaba un informe en el cual se mostraban los avances del estudio durante este periodo. Dichos informes también fueron realizados por este auxiliar bajo la coordinación y guía del especialista en el área. Lo plasmado en ellos era el resultado de analizar la información procesada en ese periodo y ordenarla a manera de informe para la fácil comprensión de quien lo leyera, es decir, incluir los objetivos, metodología empleada y conclusiones de todo lo realizado.

Al mismo tiempo se adelantaban los planos que contenían, entre otras cosas, la delimitación de las cuencas y subcuencas, la descripción hidrológica del corredor y la localización de las estaciones climatológicas en la zona.

Luego, en reunión sostenida entre los especialistas se decidió que uno de los aportes que podía hacer el proyecto a la comunidad era el diseño de los canales de riego con las especificaciones hidráulicas adecuadas. Dicha tarea fue asignada a este auxiliar.

Teniendo en cuenta la importancia que revestía esta nueva tarea, se investigó y se pidió asesoría para conocer las demandas de agua que requieren los cultivos de arroz, pues son ellos los que mayor presencia hacen en la zona y por tanto son el objetivo de los diseños. El canal tomaría sus aguas del río Pamplonita a través de una bocatoma ya instalada por los lugareños. Una vez se conoció esta y otras características se procedió al diseño hidráulico de ellos, dando como resultado un canal de sección trapezoidal con base de 0.6 m y pendiente promedio de 0.15 %. En el informe final del estudio referido al inicio fueron anexados tanto las memorias de cálculo como los planos en planta perfil generados.

Finalmente y para dar cumplimiento a los requisitos exigidos por el INVIAS se elaboró el Informe Final del Estudio de Hidrología, Hidráulica y Socavación según las indicaciones dadas en los términos de referencia. Para su elaboración fue necesario hacer un proceso de recopilación de toda la información generada a partir de los insumos ya mencionados y posteriormente seleccionar la información requerida y presentarla de tal forma que fuera incluida en ella los alcances, metodología, resultados, cálculos, planos, conclusiones y recomendaciones de cada una de las áreas que conformaban dicho volumen. El documento que contiene el Informe Final del Estudio de Hidrología, Hidráulica y Socavación se presenta en el Anexo A.

Con la entrega de los informes, resultados y conclusiones, termina la labor de auxiliar pero inicia la vida profesional de la cual ya se tiene una pequeña noción y perspectiva de la responsabilidad, dedicación y desempeño que se debe tener a la hora de laborar, y todo esto gracias al desarrollo de la práctica empresarial.

4. METODOLOGÍA PARA LA ELABORACIÓN DEL ESTUDIO DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA (APORTE)

La presente metodología tiene por objetivo proveer las indicaciones y aspectos básicos a seguir para la elaboración de los Estudios de Hidrología e Hidráulica según las exigencias y condiciones que corresponden a un Estudio a Nivel de Fase III.

Reviste importancia por el hecho de ser el primer documento de este tipo y referente a este tema que se genera en esta universidad y por tanto lo consignado aquí se convierte en modelo a seguir para la elaboración de posteriores estudios en los cuales la universidad preste sus servicios de consultoría.

4.1. ALCANCE DEL ESTUDIO

El Estudio de Hidrología e Hidráulica siempre se concentrara, en primer lugar, en calcular el caudal máximo instantáneo de diseño, asignado a un periodo de retorno específico, y a caracterizar la hidráulica del flujo, para así poder calcular el tamaño de las estructuras hidráulicas definidas para transportar el referido caudal de diseño, analizando el comportamiento de este último dentro de las primeras.

En segundo lugar, el estudio buscara definir las condiciones climáticas del área de estudios, partiendo de los registros de los principales parámetros hidroclimatológicos encontrados en las estaciones pluviométricas, pluviográficas y climatológicas con aferencia en el sector.

4.2. ESTUDIO DE HIDROLOGIA

El Estudio de Hidrología buscará siempre identificar y cuantificar las condiciones climáticas e hidrológicas existentes en el área de influencia del proyecto, con el fin de calcular el caudal máximo instantáneo de diseño, que servirá para dimensionar y diseñar las distintas obras de drenaje de la vía.

Comprende una serie de actividades, acopladas en cuatro subcapítulos, que desarrolladas en el orden descrito conducirán hacia la consecución del objetivo principal. Ellas son:

4.2.1. Recopilación y Análisis de la Información Existente

- Investigar minuciosamente todo lo relacionado con información existente, recopilando lo referente a estudios previos que aporten un conocimiento del clima, suelos, vegetación, comportamiento de obras, etc., en especial lo consignado en el E.I.A. para el proyecto.
- Evaluar la calidad de esta información para que en base a esto se pueda hacer un diagnóstico que permita identificar la información faltante, la información por actualizar y la información presente.
- Encontrar y/o actualizar la información que haga falta para el desarrollo de los estudios.

4.2.2. Cartografía

La información cartográfica es, quizás, una de las más importantes para el desarrollo de los estudios puesto que proporciona los planos que permitirán definir el área de las cuencas y subcuencas hidrográficas de las corrientes de agua que atraviesan el corredor vial proyectado, teniendo en cuenta las siguientes disposiciones: Si el área es menor de 1 km², los planos conseguidos deben estar a

escala 1:10000, mientras que si el área es mayor de 1 km² la escala de los planos utilizados debe ser de 1:25.000.

Es importante recolectar también las aerofotografías que a lo largo del tiempo se hayan tomado en el sector, esto con el fin de que más adelante se puedan hacer análisis multitemporales de la estabilidad de los cauces.

4.2.3. Análisis Climático y de Lluvias

Con base en la información obtenida a partir de los registros históricos de las estaciones del IDEAM representativas del sector, se procederá a incluir en el estudio un análisis de registros de cantidad e intensidad que permitan dar valores de tipo local y regional, para conocer así el comportamiento espacial y temporal de los diferentes fenómenos, tales como la precipitación, la temperatura, la humedad relativa, la evaporación, la nubosidad, el brillo solar, etc. El análisis se representará a través de diferentes parámetros, tales como:

- Precipitación Total Media Mensual Multianual
- Distribución de la Precipitación Total Mensual Multianual
- Precipitación Máxima en 24 horas
- Número de días de Precipitación
- Temperatura Media Mensual Multianual
- Temperatura Máxima Mensual Multianual
- Temperatura Mínima Mensual Multianual
- Humedad Relativa Media Mensual Multianual
- Evaporación Total Media Mensual Multianual
- Brillo Solar Medio Mensual Multianual
- Nubosidad Media Mensual Multianual

4.2.4. Análisis de Caudales

El análisis de caudales se realiza para toda la hidrografía de la zona que cruce el corredor vial proyectado, sin importar su naturaleza o el tamaño de su área de drenaje. Es así que para llegar a los caudales de diseño se deben tener en cuenta los siguientes puntos:

4.2.4.1. Hidrografía de la zona: en este aparte se enunciarán todos los cuerpos de agua con afluencia en el sector, describiéndoles su comportamiento y sus principales características geomorfológicas tales como área, longitud del cauce principal, cota superior e inferior de la cuenca, cota superior e inferior del río principal, pendiente del cauce principal y pendiente promedio de la hoya, distancia en línea recta al punto más alejado de la cuenca, perímetro de la cuenca y longitud al centroide de la cuenca.

4.2.4.2. Análisis de las Precipitaciones Máximas en 24 Horas: para aquellas subcuencas hidrográficas, que no poseen ningún tipo de registro de caudales, y que por tanto les corresponden la generación de caudales máximos a través de diferentes metodologías, se les ponderarán los valores máximos anuales de precipitación en 24 horas registrados en cada una de las estaciones representativas del sector, y se ajustarán a la distribución que mejor represente esa variación, que en la mayoría de los casos termina siendo la de Gumbel. Con los resultados se calcula la probabilidad de excedencia en 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años.

4.2.4.3. Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia (I-D-F): Primero que todo, es pertinente aclarar que la familia de Curvas I-D-F en rigor se denomina Intensidad de la lluvia (en milímetros por hora) - Duración del Aguacero (en minutos) - Frecuencia (en años). Una vez elaborada la familia de curvas I-D-F es posible inferir, para la zona del proyecto, qué cantidad de lluvia caería

(INTENSIDAD), medida en mm/hora, durante un aguacero de un número de minutos dado (DURACIÓN), bajo el supuesto de que dicho aguacero se presenta una vez cada cierto número de años (FRECUENCIA O PERÍODO DE RETORNO). Para elaborarlas existen numerosas metodologías, sin embargo este autor recomienda el método de Vargas - Díaz Granados y el método expuesto en el Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos para Vías con Bajos Volúmenes de Tránsito.

4.2.4.4. Tiempos de Concentración: Se deberá calcular el tiempo de concentración de cada cuenca usando, al menos, uno de los siguientes métodos, que se deberán escoger, de acuerdo con la morfometría de la cuenca: Kirpich, Johnstown y Cross, California Culverts Practice, Giandotti, S.C.S, entre otros.

4.2.4.5. Escorrentía Directa: El hidrograma de escorrentía directa brinda al diseñador los datos necesarios para dar al puente, al pontón o al box culvert y alcantarilla las dimensiones adecuadas para soportar la crecida máxima probable. El método más común y el recomendado por este autor para calcular la escorrentía directa es el método del Natural Resources Conservation Service (NRCS) conocido también como USCS pues es del que se obtienen resultados más ajustados a la realidad. Partiendo de ciertas suposiciones, incluye magnitudes para el número de curva, duración de la lluvia, periodos de retorno y precipitación de diseño y arroja al final un valor para la precipitación efectiva que al asociarla con un hidrograma unitario nos podría dar la magnitud del caudal de diseño de periodo de retorno específico.

4.2.4.6. Caudales de Diseño: La obtención de los caudales de diseño requeridos para diseñar la obra de paso necesaria que permitirá el drenaje del caudal máximo de los cuerpos de agua presentes en la zona, se fundamenta en la utilización de dos herramientas principales: el estudio estadístico de registros periódicos, idóneos y suficientes de caudales efectivamente ocurridos, medidos y

registrados en una estación de aforos creada en años anteriores, debidamente calibrada y apta para ese fin; y la utilización de un Modelo Lluvia Escorrentía, por medio del cual se obtendrán los caudales máximos en el sitio de la intersección vial con la corriente, a partir de la escorrentía directa calculada para el período deseado de diseño.

Para el primer caso, en las corrientes importantes de Colombia, el IDEAM cuenta con estaciones de aforo construidas para suministrar registros continuos y clasificados de niveles y caudales, a partir de los cuales se pueden seleccionar los hidrogramas de creciente que permiten construir un hidrograma unitario típico de diseño para períodos de retorno que oscilan entre un año y 100 o 200 años de recurrencia. Tales hidrogramas, inicialmente construidos para una altura unitaria de precipitación (1 pulg. o 1 cm), constituyen la forma idónea de representar en forma física el pulso de creciente efectivamente ocurrido, a la vez que conducen a la obtención del hidrograma de creciente y posibilitan la separación de la escorrentía del caudal base.

En el caso del Modelo Lluvia Escorrentía, la metodología utilizada para obtener los caudales de diseño en cuencas hidrográficas interceptadas por una vía, cuando no se cuenta con registros extensos y confiables de caudales, se basa en la obtención de hidrogramas unitarios y posterior conversión en hidrogramas de caudales. Para llegar a ellos se hace necesario determinar el hidrograma de la lluvia de diseño y el de la lluvia efectiva. El primero de estos se deduce a partir de la única información disponible: la precipitación máxima en 24 horas; mientras que el segundo se obtiene a través de la estimación de las pérdidas.

Los métodos existentes para calcular el caudal de diseño en las cuencas difieren según el área y las condiciones de las cuencas. Se recomienda entonces, utilizar el método Racional para cuencas menores de 1 km² o hasta un máximo de 2 km² y el método del Hidrograma Unitario, para cuencas mayores de 1-2 km².

El caudal de diseño es aconsejable obtenerlo para períodos de retorno de 2, 3, 5, 10, 25, 50 y 100 años. Sin embargo, esto es discrecional del tipo de estructura que se vaya a diseñar con él.

4.3. ESTUDIOS HIDRÁULICOS

Los estudios hidráulicos están orientados al diseño de las estructuras requeridas para el manejo y control de la escorrentía superficial. Los análisis toman como base los caudales máximos instantáneos de los cuerpos de agua que interceptan la vía proyectada, y que fueron obtenidos a partir del estudio hidrológico previo. Adicionalmente, y con el fin de que estos diseños sean congruentes con lo proyectado, se agregan la topografía y el diseño geométrico de la vía, como insumos principales de estos estudios.

Para su desarrollo se ven involucrados los siguientes apartes:

4.3.1. Dinámica Fluvial

Este capítulo está orientado a explicar la dinámica evolutiva de las corrientes presentes en la zona. Al analizarla se debe observar y cuantificar los cambios registrados por el cauce de ellas en diferentes épocas, así como también verificar ciertos puntos de vital atención como la cantidad de agua en cada una de las épocas, la dirección del río, y los cambios ejecutados por la naturaleza o elementos antrópicos en accidentes como islas, brazos, bancos de arena. etc. Con base en esto se ubicaran y adoptaran las obras de control y corrección más convenientes.

4.3.2. Hidráulica de las Obras Mayores

Se consideran obras mayores de cruce con la vía los puentes y pontones que salvan los distintos cuerpos de agua. Con base en esto, y en los caudales máximos instantáneos generados para los diferentes períodos de retorno especificados, se elaborara un modelo de crecientes, que arroje el perfil longitudinal del flujo y las respectivas cotas de inundación. El Modelo recomendado por este autor es el HEC RAS, basado en el método de Paso Directo, el cual equilibra el flujo mediante las ecuaciones de Energía y Cantidad de Movimiento en diferentes condiciones. La metodología consiste en iniciar las ecuaciones de balance en la sección inferior suponiendo una condición de borde inicial y luego, aplicando incrementos de intervalos de abscisa en la corriente a las ecuaciones de energía o de momento y así se va obteniendo el perfil de flujo aguas arriba en cada sección en forma sucesiva. Esto para el caso de flujo subcrítico, en que el control se encuentra aguas abajo, para el caso de un flujo supercrítico se deben hacer las respectivas modificaciones pues ya el control se encontraría aguas arriba.

Como resultado de lo anterior se establecen las cotas a las cuales se desbordan las corrientes principales que afectan el tramo vial y las distintas características hidráulicas de estas.

4.3.3. Hidráulica de las Obras Menores

La definición del diseño hidráulico de las obras que drenarán las corrientes menores se apoya en el régimen hidráulico encontrado. Con base en lo anterior se determinan las características geométricas de estas obras que permitirán un adecuado drenaje.

4.3.3.1. Hidráulica de Alcantarillas: Primero es conveniente dejar claro que en este documento la denominación de alcantarillas incluye tanto las estructuras dotadas de conductos en cajón (Box Culvert), como las construidas con tubería. Con esto claro se puede decir que las alcantarillas se diseñan de acuerdo a las condiciones de flujo, sea que vayan a conducto lleno o parcialmente lleno, y a las condiciones de entrada y de salida, si están sumergidos o no estos controles. Para cada uno de esos casos existen metodologías de diseño particulares, sin embargo en la mayoría de los casos se presenta flujo no sumergido en conducto parcialmente lleno. Otro punto de vital importancia es la autolimpieza en el conducto: un diseño adecuado debe asignar unas dimensiones que permitan el arrastre de los sedimentos dentro del conducto e impidan su obstrucción; así mismo es preferible tener el control hidráulico a la entrada, de manera que el flujo no dependa de la pendiente, sin perjuicio de fijar pendientes entre el 1% y el 3% de manera que el flujo uniforme se desarrolle más rápidamente.

4.3.3.2. Hidráulica de Cunetas: Las cunetas son canales abiertos construidos en los costados de la carretera y tienen como objetivo principal recoger las aguas de escorrentía procedentes de la calzada y de los taludes de corte y laderas adyacentes. El diseño de ellas no es algo en lo que se pueda generalizar pues en la selección de su forma se debe tener en cuenta factores como la capacidad del canal, la estabilidad del sector, el revestimiento (en concreto o tierra) y los equipos empleados en su construcción y mantenimiento. Las secciones típicas utilizadas en cunetas son las triangulares y trapezoidales; cada una de ellas tiene una forma de determinar los elementos de su geometría, los cuales serán útiles en los cálculos posteriores sobre su velocidad, capacidad, profundidad crítica y normal.

4.3.4. Subdrenes

Para obtener una disminución del nivel freático de manera que no se afecte la banca, se requiere construir drenes longitudinales localizados bajo las cunetas, especialmente en aquellos sitios que requieran incremento de la resistencia al corte, como las zonas en cajón. Los drenes, adicionalmente deben retener e impedir el viaje de partículas y para esos efectos deben tener la propiedad de filtrar el material de recubrimiento ya sea dotándoles de un sistema natural de filtros (gradación de arenas de distintos diámetros) o de un sistema de geotextil.

Por métodos experimentales se llegó a la siguiente igualdad, en un filtro (ecuación ampliamente conocida, a partir de Terzagui):

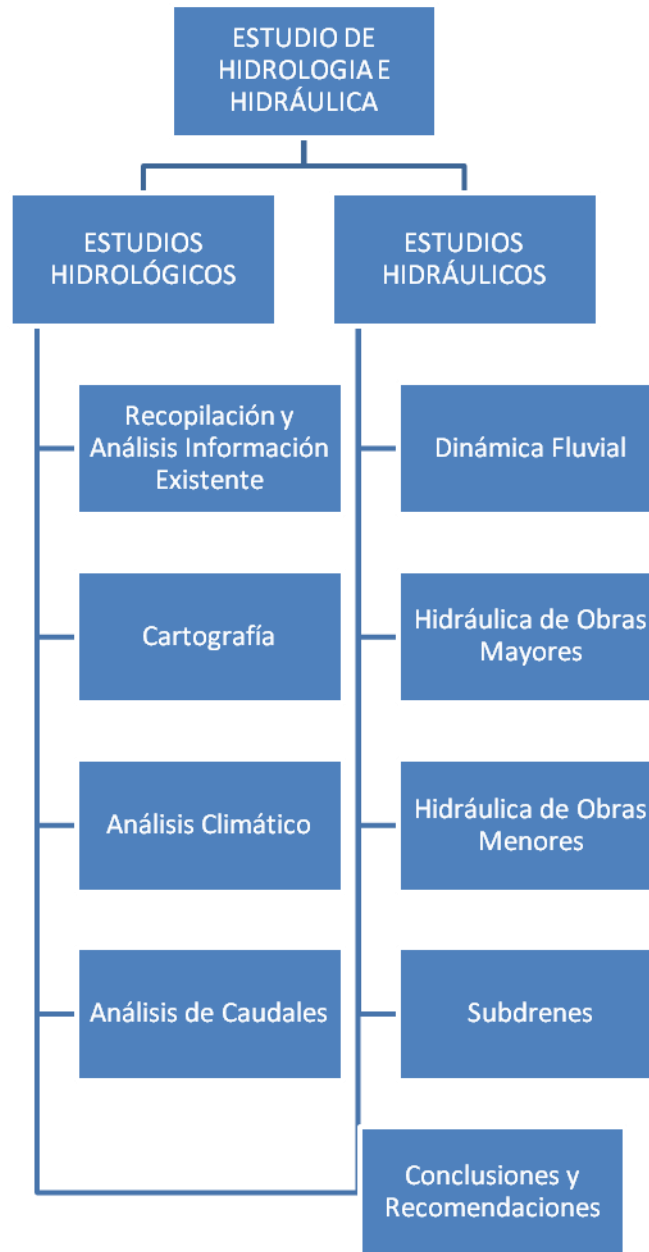
$$(4-5)D_{15,suelo} \leq D_{15,filtro} \leq (4-5)D_{85,suelo}$$

El elemento de la izquierda corresponde al suelo que se está filtrando, es decir el de las laderas, o el de la banca; el del centro corresponde al material con el que se construye el elemento filtrante, en este caso está representado por el geotextil y el de la derecha corresponde al suelo que se está filtrando.

Es importante advertir que el diseño y localización de drenes y cunetas constituye un elemento multidisciplinario, en el cual intervienen la geotecnia, el diseño de la estructura, la geometría y la hidrología del estudio. De esta forma las características y localización de drenes y cunetas no son exclusivas de estos estudios.

En la siguiente hoja se muestra un diagrama que representa de forma resumida esa metodología:

Figura 5. Organigrama de la Metodología



FUENTE: Elaboración Propia

5. CONCLUSIONES

- Los “Estudios y Diseños a Nivel de Fase III del Corredor Vial Aguaclara - Guarumito, departamento de Norte de Santander” cumplieron con los objetivos y alcances trazados inicialmente lográndole entregar a esta comunidad fronteriza, a la región y a Colombia los diseños de una carretera con modernas especificaciones que luego de su materialización podrá traer el desarrollo económico, político y social planteado inicialmente.
- Al culminar este proyecto la Universidad Industrial de Santander, cumplió con los objetivos planteados en su política de calidad, en cuanto a satisfacer los requisitos de su cliente, entregando proyectos de calidad y a tiempo, utilizando personal competente, idóneo y comprometido, como lo fue este gran equipo de trabajo.
- La Metodología planteada para la Elaboración del Estudio de Hidrología e Hidráulica, es el primer documento de este tipo y referente a este tema que se genera en esta universidad, y por tanto, lo consignado aquí se convierte en modelo a seguir para la elaboración de posteriores estudios en los cuales la universidad preste sus servicios de consultoría.
- Las funciones desempeñadas durante el desarrollo de la práctica, permitieron reforzar los conocimientos previamente adquiridos en las aulas de clase, y aprender otros más que el tiempo y la misma grandeza de la ciencia no habían permitido adquirir. Pero quizás lo más importante fue que todos ellos se pudieron aplicar de forma real y tangencial en la elaboración de los estudios, y aún mejor, se pudo comprobar que los resultados y conclusiones arrojadas eran acertadas y por tanto dieron cuenta del buen dominio que este auxiliar tenía de ellos.

- El laborar con este equipo de trabajo le permitió al autor la oportunidad de desarrollar nuevas habilidades y competencias que aún no conocía y adicionalmente poder compartir de forma grata y amena la experiencia de los especialistas con el empeño y las ganas de los auxiliares, todo esto rodeado de un entorno nuevo en el cual la presentación, el cumplimiento de las responsabilidades y las relaciones interpersonales son fichas clave para alcanzar el éxito.

BIBLIOGRAFÍA

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS, Subdirección de Apoyo Técnico. Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos para Vías con Bajos Volúmenes de Tránsito. Abril, 2007.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS, Subdirección de Apoyo Técnico. Manual de Diseño Geométrico de Carreteras. 2008.

CHOW, Ven Te, MAIDMENT, David y MAYS, Larry. Hidrología Aplicada. 1 edición. Mc GRAW-HILL. 1994.

CHOW, Ven Te. Hidráulica de Canales Abiertos. 1 edición. Mc GRAW-HILL. 1994.

REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA, Ministerio de Infraestructura. "Estudio de Factibilidad Técnica del Corredor Vial Fronterizo La Fría – Guarumito - Agua Clara". 2006.

ANEXOS

**Anexo A. INFORME FINAL DEL ESTUDIO DE
HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y
SOCAVACIÓN**

VOLUMEN VII
INFORME FINAL: ESTUDIO DE HIDROLOGIA, HIDRAULICA Y SOCAVACIÓN
Versión 0.

Septiembre de 2009

1. OBJETIVO Y ALCANCES

El propósito de este capítulo es definir los objetivos y alcances necesarios para la elaboración de los estudios hidrológicos, hidráulicos y de socavación del área de proyecto, y contar con las bases para proyectar, calcular y dimensionar las obras de drenaje mayores y menores necesarias para el corredor vial.

1.1. INTRODUCCIÓN

Nacido en las declaraciones de El Tablazo (2004) y Cartagena (2004), como una solución para superar el problema de las malas conexiones viales de la región, e incrementar el flujo comercial entre las dos naciones, el corredor vial Aguaclara - Guarumito - La Fría concibe e incorpora a la red vial internacional Colombo-Venezolana una nueva carretera de modernas especificaciones. Está conformado por dos tramos: Aguaclara - Guarumito y Guarumito - La Fría. El primero de ellos, Aguaclara - Guarumito, es precisamente el corredor objeto de diseño de estos estudios.

El alcance de los trabajos comprende la ejecución de los estudios a nivel de Fase III, debidamente planeados y programados, y en concordancia con los estándares actuales de diseño en todas las especialidades de ingeniería relacionadas con el estudio. En este volumen se verificarán los estándares relacionados con los Estudios de Hidrología, Hidráulica y Socavación.

Los estudios tienen por objeto obtener los parámetros hidrológicos básicos, a partir de los cuales se diseñarán las estructuras requeridas para el manejo y control de la escorrentía superficial. Las profundidades críticas de tipo erosivo inducidas por las corrientes, también serán otro aspecto a determinar.

El corredor vial requiere cruzar en forma adecuada y segura dos corrientes importantes de agua (ríos), ameritando el diseño de puentes en cada una de ellas para salvar los cauces en forma adecuada y originando dos obras de regular tamaño.

1.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El objetivo principal de este estudio consiste en identificar y cuantificar diversos parámetros hidrológicos y climáticos que permitan calcular los caudales máximos instantáneos teóricos de las corrientes de agua que atraviesan la vía objeto de los estudios, y seguidamente proceder al diseño y dimensionamiento de las obras hidráulicas que permitan el manejo y control de la escorrentía superficial. Los análisis han tomado como base la información cartográfica, climatológica, e hidrológica disponible sobre el área de estudios, recopilada en el Instituto Geográfico Agustín Codazzi, IGAC y en el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM, complementándola con información secundaria recolectada por los Consultores durante el trabajo de campo.

Los estudios se concentraron en calcular el caudal máximo instantáneo de diseño, asignado a un periodo de retorno específico, y a caracterizar la hidráulica del flujo, para así poder calcular el tamaño de las estructuras hidráulicas adecuadas para transportar el referido caudal de diseño, analizando su comportamiento durante el trayecto de paso, y los posibles procesos de socavación que se podrían ocasionar dentro de estas estructuras hidráulicas, aguas arriba y abajo.

Para este último análisis, el de socavación, los estudios se apoyaron en los resultados de los levantamientos topográficos y batimétricos, así como de la caracterización geotécnica.

En segundo lugar, y como otro objetivo importante, se procesaron los principales parámetros hidroclimáticos registrados en las estaciones pluviométricas y climatológicas representativas del sector, que pudieran servir tanto a los demás

especialistas de la consultoría para la elaboración de sus estudios, como a los contratistas de construcción para definir adecuadamente sus rendimientos y forma óptima de trabajo.

1.3. ALCANCE DE LOS ESTUDIOS

El Estudio de Hidrología, Hidráulica y Socavación pretende realizar el diseño óptimo de las diferentes estructuras hidráulicas propuestas con el fin de garantizar su funcionamiento durante la ocurrencia de las crecientes representadas por los pulsos de escorrentía superficial, de diversos tamaños y frecuencias, con base en los siguientes alcances:

1.3.1. Alcance Específico de los Estudios Hidrológicos

Los estudios hidrológicos tienen como objetivos específicos los siguientes:

- Consultar y adquirir toda la información cartográfica, aerofotogramétrica, topográfica, batimétrica, hidrológica e hidráulica relacionada con el objeto del estudio, con el fin de identificar todos los cuerpos y cursos de agua que cruzan la vía, así como las características generales del relieve.
- Definir y dibujar las cuencas de los ríos, quebradas y demás corrientes de agua que cruzan la vía, calculando para cada una de éstas el área de drenaje de las mismas, su longitud, las distancias existentes entre el centro de gravedad y la intersección vial y las elevaciones máximas y mínimas del cauce principal.
- Analizar la información obtenida a partir de las diferentes estaciones hidroclimatológicas de la zona, pertenecientes al Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM, para conocer la magnitud distribución y comportamiento temporal de la

precipitación, la temperatura, la humedad relativa, la evaporación, la nubosidad y el brillo solar, con el fin de definir las condiciones climáticas existentes en el área de influencia del proyecto.

- Obtener los caudales de diseño de los ríos Guarumito y Pamplonita así como de los diferentes caños intermedios existentes, con fundamento en la utilización de dos herramientas principales: los registros de aforos existentes en esas corrientes y la utilización de un modelo Lluvia escorrentía, por medio del cual se hallaran los caudales máximos en el sitio de la intersección vial con la corriente, a partir de la escorrentía directa calculada para el período deseado de diseño.

1.3.2. Alcance Específico de los Estudios Hidráulicos

Los estudios hidráulicos tienen como objetivos específicos los siguientes:

- Determinar y verificar el tamaño y localización de las obras hidráulicas para lograr un adecuado drenaje de la vía.
- Establecer las cotas a partir de las cuales se desbordan las corrientes principales, así como los caños y pequeñas corrientes existentes entre estas corrientes, originando afectación del tramo vial de interconexión.
- Determinar el nivel de agua máximo instantáneo, asociado al periodo de retorno de diseño, de las obras específicas.
- Calcular las características geométricas de las obras de drenaje de cruce de la vía (alcantarillas, box culverts, etc.) teniendo en cuenta la inundación producida por las corrientes principales.

1.3.3. Alcance Específico de los Estudios de Socavación

Los estudios de socavación tienen como objetivos específicos los siguientes:

- Calcular la socavación máxima en el fondo de los cauces y en pilas y estribos para propósito de fundación de los puentes, basados en análisis geológicos, y caracterizaciones de campo.
- Obtener la magnitud de la socavación general y transversal en los sitios de ponteadero.
- Establecer las recomendaciones necesarias para el diseño de las obras de protección requeridas, que garanticen la estabilidad en los sitios de ponteadero. Esto, en caso tal de que se presenten fenómenos importantes por acción de la dinámica del flujo.

1.4. LOCALIZACION DEL PROYECTO

El corredor vial Aguaclara - Guarumito, objeto del presente estudio, se encuentra localizado entre la margen izquierda del río Guarumito y la población de La Jarra, en el departamento de Norte de Santander; configura una vía de aproximadamente 5.8 Km, que se originó en el propósito binacional manifiesto de conectar el departamento de Norte de Santander en la República de Colombia, con el estado fronterizo de Táchira en la República Bolivariana de Venezuela, para superar así, el problema de las malas conexiones viales de la región, e incrementar el flujo comercial entre las dos naciones.

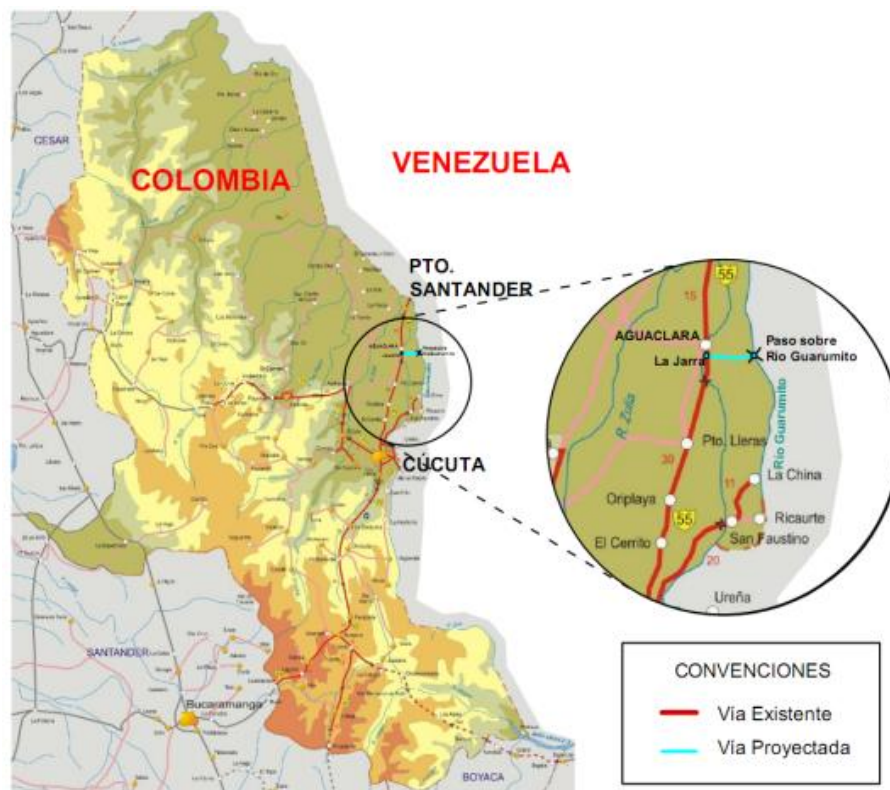
El proyecto, a su vez, forma parte de la interconexión vial binacional Aguaclara - Guarumito - La Fría, la cual es parte integral del corredor vial inter-oceánico Lago de Maracaibo - Tribugá, constituyendo este último el puerto de aguas profundas con mayor proyección internacional en el pacífico colombiano.

Como consecuencia de todas estas nuevas posibilidades, serán muchos los beneficios que traerá la interconexión para la integración regional, constituyendo

uno de los más importantes, el estímulo al sector minero de la zona, representado principalmente por el carbón, al facilitar la expansión de las exportaciones hacia los Estados Unidos. No menos importante es la reactivación en el intercambio comercial, turístico e industrial, entre el occidente de Venezuela y el oriente de Colombia, así como el impulso a todo lo largo de la vía de diferentes polos de desarrollo.

En Colombia, la principal vía regional existente favorecida con la interconexión binacional se inicia en la ciudad de Cúcuta, en dirección Norte, desde donde conduce a la población limítrofe de Puerto Santander (Ruta 55). Sobre esta vía, después de un recorrido aproximado de 40.9 km se llega al punto más occidental de la interconexión binacional, localizado al Sur de la población de Agua Clara, en la localidad de La Jarra.

Figura 0.1. Localización general del proyecto.



FUENTE: Elaboración propia.

En territorio Venezolano, la principal vía regional beneficiada con la interconexión binacional se encuentra en el estado de Táchira. El Punto más oriental de la interconexión binacional de 5.75 km, se encuentra en la margen derecha del río Guarumito, y desde allí conecta con el distribuidor vial localizado en la progresiva K57+500 de la autopista San Cristóbal.

1.5. DESCRIPCION DE LA ZONA DEL CORREDOR VIAL

La vía proyectada en sentido oriente occidente se desarrolla mediante un terraplén adecuadamente drenado e hidráulicamente conectado en ambos costados por estructuras de paso. Se ha cimentado sobre un valle aluvial compuesto por terrenos muy planos, con predominio de pastos y cultivos, principalmente de arroz. Solo en las orillas de los cuerpos de agua principales se aprecia la existencia de bosques de galería.

Foto 0.1. La topografía plana y los cultivos de arroz propios en esta región.



FUENTE: Registro fotográfico del proyecto

Los cultivos tradicionales se alimentan mediante un sistema de canales pertenecientes a distritos de riego, originando un patrón de ciénagas en forma tal que las zonas cultivadas permanecen anegadas durante las épocas de siembra. Las mayores elevaciones que se presentan, no superan los 3 o 4 mts de altura, y se aprecian solo de forma eventual y puntual.

Los cuerpos de agua principales discurren sobre suelos finos, en su mayoría limos arenosos típicos de los ríos de llanura, que otorgan cierta cohesión en las orillas.

Foto 0.2. Margen izquierda del Río Pamplonita en el sitio de ponteadero.



FUENTE: Registro Fotográfico del Proyecto

Partiendo de la intersección a nivel diseñada para desprenderse de la ruta 55, se recorre el corredor vial proyectado. Lo primero que se encuentra, y antes de completar el primer kilómetro, es el cauce de la quebrada Caño Negro, considerada como un brazo del río Pamplonita y cuenta con un lecho de ancho cercano a los 15 m y profundidad de aproximadamente 3 m en el sitio posible de ponteadero. A solo 40 m del cauce anterior, se halla el río Pamplonita (ver Foto 1.2), una corriente que aunque posee régimen lento y meándrico, en el punto

escogido para su cruce presenta un gran tramo recto, con un ancho cercano a 80 mts, y profundidad variable entre 3.8 y 4.5 mts. En su estado normal presenta bajas velocidades que favorecen la existencia de un lecho suave, con alto contenido de finos, limos y arcillas y bajos contenidos de gravas y arenas.

Durante las crecientes superiores a 4 o 5 años de período de retorno el Caño Negro y el Río Pamplonita aumentan su nivel y anchura conformando un gran y único cauce que se desborda y anega las planicies circundantes. Por esta razón, para salvar estas dos corrientes de agua se tiene proyectado un solo puente vehicular.

La franja localizada entre los dos ríos Pamplonita y Guarumito, se encuentra sembrada con cultivos de arroz, las pendientes son bastante horizontales y permanece inundada durante varios períodos al año, de conformidad con los requerimientos de estos cultivos. Tres caños hacen parte de esta franja, el primero de ellos es el Caño Grande, afluente del Caño Bocaji, que es el que sigue en el desarrollo de la vía. El último encontrado es una corriente que se denominó Caño Guarumito, por discurrir paralelamente a este río. En general, la granulometría presentada en estos caños es mayor a la de los ríos, encontrándose en su fondo pequeñas gravas de varios cms de diámetro.

Una vez superada esta franja se llega al límite del proyecto, constituido por la margen occidental del río Guarumito, el cual funciona como frontera entre los dos países en este sector. Esta corriente es de menor dimensión y caudal que el río Pamplonita. Su cauce presenta un ancho medio de 35 a 40 mts, y una profundidad de incisión cercana a los 8 mts.

Usualmente sus inundaciones o desbordes, en la zona del proyecto, se dirigen hacia el lado Venezolano debido a la altura y pendiente de la margen izquierda (Colombiana) que le impiden hacerlo en este costado.

El río Guarumito en su época seca deja a la vista playas conformadas por arenas con contenido importante de gravillas o gravas de menor tamaño, evidencia de que posee velocidades relativamente altas.

2. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

En el presente capítulo tiene por objetivo realizar los estudios hidrológicos que permitan identificar y cuantificar las condiciones climáticas e hidrológicas existentes en el área de influencia del proyecto, con el fin de calcular el caudal máximo instantáneo de diseño, que servirá para dimensionar y diseñar las distintas obras de drenaje de la vía.

2.1. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE

La información existente fue recopilada de diferentes fuentes, siendo las principales, el Instituto Geográfico Agustín Codazzi, IGAC, el Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar, IGVS, el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM, el Consorcio City Plan - Proeza (Autor de los estudios de factibilidad técnica del corredor), y los diferentes miembros de la consultoría que realizaron trabajos de campo.

Los documentos y registros encontrados que contribuyen con el desarrollo de los estudios exigidos, son presentados a continuación para su respectivo análisis:

2.1.1. Estudio Hidrológico e Hidráulico Preliminar (COLOMBIA) del Estudio de Factibilidad Técnica del Corredor Vial Fronterizo La Fría - Guarumito - Aguaclara.

Estos estudios, cuyo autor es el Consorcio City Plan - Proeza, fueron realizados para el Ministerio de Infraestructura, MINFRA, de la República Bolivariana de Venezuela, y tenían por objetivo evaluar la factibilidad técnica del corredor desde el punto de vista hidráulico fluvial, considerando las posibles rutas a ser evaluadas para la conexión vial.

En general, los estudios efectuados son aceptables en cuanto a los resultados producidos, pues se consideran completos y la metodología es la adecuada. En los estudios hidrológicos se hace necesario revisar el modelo lluvia escorrentía, para actualizar el método que condujo al caudal de diseño, ya sea el hidrograma triangular o el hidrograma de Clark. Por otra parte, de los estudios de socavación, conviene revisar los valores de las socavaciones generales y locales, basándonos en el nuevo caudal de diseño, el coeficiente de rugosidad, los pesos específicos y las granulometrías del material de fondo y en suspensión de la zona de ponteadero.

2.1.2. Registros Climáticos del IDEAM

Obtenidos del análisis climático del estudio antes mencionado, estos registros tienen todos, un periodo de medición que data desde la fecha de instalación de cada una de las respectivas estaciones, hasta el año 2005 y máximo parte de 2006. Por ser la información existente bastante completa en cuanto respecta a los parámetros de temperatura, humedad relativa, precipitación y evaporación, se considera innecesario adicionar algún otro parámetro, pero si conviene adquirir la información adicional generada en el IDEAM y efectuar nuevamente los cálculos para determinar la estadística normal producida a partir de estos tres años adicionales de registros.

2.1.3. Aerofotografías del Instituto Geográfico Agustín Codazzi - IGAC

Se recopilaron 28 fotografías aéreas en blanco y negro, y en formato análogo (Papel Topográfico) de 8 vuelos diferentes, con el objetivo de realizar el análisis multitemporal del cauce del río Pamplonita. El rango de tiempo es de aproximadamente 40 años.

2.1.4. Cartografía del IGAC y del IGVS

La información cartográfica es fundamental para el desarrollo del estudio, por lo cual se recopilaron las planchas más actualizadas existentes en los dos institutos para la zona del proyecto, en las escalas que se consideraron necesarias.

2.1.5. Información de Campo

Con ella hacemos referencia a toda la información recopilada durante el trabajo de campo, a saber: topografía de precisión, batimetrías, observaciones sobre cobertura vegetal, apiques, sondeos y demás caracterizaciones pertinentes para el diseño de las estructuras y el adecuado drenaje de la vía.

2.2. METODOLOGÍA

En primer término, los estudios hidrológicos se dirigieron a analizar la información obtenida a partir de las diferentes estaciones hidroclimatológicas de la zona, pertenecientes al Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM, para conocer la distribución y el comportamiento temporal de la precipitación, la temperatura, la humedad relativa, la evaporación, la nubosidad y el brillo solar, con el fin de definir las condiciones climáticas existentes en el área de influencia del proyecto.

Adicionalmente y, con base en la información de precipitación, se incluyó en el estudio una revisión del modelo lluvia escurrentía, necesaria para incluir la información registrada a partir de 2005 o 2006 y comprendió no solo la actualización del método que condujo al caudal de diseño, ya sea el hidrograma triangular o el hidrograma de Clark sino la inclusión de un método adicional de verificación, el hidrograma Unitario de Snyder.

Por otra parte, el cálculo de las precipitaciones efectivas se efectuó tanto por el método inicialmente utilizado en el estudio como por el método del NRCS

(National Resources Conservation Service, antiguo SCS) y para esos efectos se estudiaron los usos del suelo a partir de la información existente, de las fotografías de satélite disponibles y de los datos recogidos en las observaciones de campo.

Con los caudales de diseño y los periodos de retorno definidos, se pasó a diseñar las diferentes estructuras hidráulicas necesarias para el proyecto.

2.3. CARTOGRAFIA

Por ser este un corredor vial fronterizo, fue necesario recopilar no sólo cartografía colombiana sino también venezolana, con el fin de definir las áreas de drenaje de las diferentes cuencas y subcuencas que cubren la zona del proyecto.

Del Instituto Geográfico Agustín Codazzi, IGAC, se obtuvieron las siguientes planchas cartográficas:

- Plancha: Departamental.
Escala: 1:300,000.
Región: Norte de Santander.
- Plancha: 78, 87, 88, 98, 99, 110 y 111.
Escala: 1:100,000.
Región: Norte de Santander.
- Plancha: 78-III-D, 78-IV-C, 88-I-B, 88-II-C.
Escala: 1:25,000.
Región: Norte de Santander.

Del Instituto Geográfico de Venezuela Simón Bolívar, IGVSb, se dispuso de la siguiente información:

- Plancha: 5739, 5740.
Escala: 1:100,000.
Estado: Táchira.

Además de la cartografía antes mencionada, se recopilaron también 28 fotografías aéreas en blanco y negro, en formato análogo (Papel Fotográfico) de 8 vuelos diferentes (ver Tabla 2.1.).

Tabla 0.1. Información Fotografías Aéreas.

Vuelo	Fotos	Época
R-0439	050, 051, 052, 053	1958
M-0062	6658, 6659, 6660	1962
M-1115	17838, 17839, 17840	1969
C-1018	094, 095, 095	1973
C-1741	034, 035, 036	1977
C-1851	007, 008, 009, 010	1978
C-2594	0107, 0108	1996
C-2595	0101, 0102, 0124, 0125, 0126, 0127	1996

FUENTE: Elaboración propia.

Con el fin de generar información en formato digital a partir de los datos análogos, las fotografías fueron sometidas a procesos de escaneo, georeferenciación y ortorectificación.

2.4. ANALISIS DE LLUVIAS Y CLIMATICO

Con el fin de caracterizar climatológicamente el área de estudios, y conocer la variación de los principales parámetros climáticos, se recopiló la información de la zona en el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales IDEAM, para así seleccionar las estaciones representativas que, por medio de sus distribuciones temporales mensuales, registradas durante el año, servirán como base para generar estos datos.

Las estaciones utilizadas son las más cercanas al área del proyecto y, en su mayoría, pertenecen a cuencas vecinas, sin embargo, se tuvieron en cuenta por la baja densidad de la red hidroclimatológica que se presenta en la zona.

En la Tabla 2.3 se relacionan el nombre, tipo y código de las estaciones hidroclimatológicas seleccionadas y sus características de localización, elevación y periodo de registro, para los diferentes tipos.

Así mismo, se dispuso de la estación hidrométrica Aguas Claras localizada sobre el río Pamplonita, aguas abajo del sitio previsto para el puente vial proyectado, la cual está dotada con limnómetro y registros desde el año 1966, de gran utilidad para efectuar el análisis de caudales máximos (ver Tabla 2.2.).

Tabla 0.2. Estación Hidrométrica Básica.

Nombre	Tipo	Código	Subcuenca	Municipio	Depto.	Coord.	Elev. (msnm)	P. Registro
Agua Clara	LM	1601701	Pamplonita	Cúcuta	N. de Santander	08 14 N 72 25 W	70	1966 - 2005

FUENTE: Elaboración propia.

LM: Limnimétrica

Tabla 0.3. Estaciones Hidroclimatológicas Básicas

Nombre	Tipo	Código	Subcuenca	Municipio	Depto.	Coord.	Elev. (msnm)	P. Registro
Sta. Rita	PM	1601004	Guarumito	Cúcuta	N. de Santander	08 14 N 72 23 W	72	1963 - 2008
La Jarra	PM	1601006	Pamplonita	Cúcuta	N. de Santander	08 12 N 72 26 W	87	1963 - 2008
Ricaurte	PM	1601010	Pamplonita	Cúcuta	N. de Santander	08 01 N 72 20 W	200	1985 - 2008
Apto. Camilo Daza	SP	1601501	Pamplonita	Cúcuta	N. de Santander	07 56 N 72 31 W	250	1941 - 2009
Barrancas	PM	1602013	Caño Barrancas	Cúcuta	N. de Santander	08 19 N 72 29 W	50	1967 - 2008
Las Vacas	PM	1602025	Zulia	Cúcuta	N. de Santander	08 13 N 72 32 W	70	1969 - 2008
Agua blanca	PM	1602032	Q. Floresta	Cúcuta	N. de Santander	08 06 N 72 30 W	250	1964 - 2008
Planadas	PM	1602034	Caño Cuevas	Cúcuta	N. de Santander	08 13 N 72 29 W	100	1967 - 2008
Pto. Santander	PM	1602037	Zulia	Pto. Santander	N. de Santander	08 22 N 72 25 W	50	1966 - 2008
Cinera - Villa Olga	CO	1602504	Q. La Floresta	Cúcuta	N. de Santander	08 09 N 72 29 W	100	1965 - 2008
La Don Juana N 2	PM	1601002	Pamplonita	Bochalema	N. de Santander	07 42 N 72 36 W	770	1973 - 2009
Manzanares	PM	1601011	Pamplonita	Chinácota	N. de Santander	07 37 N 72 36 W	1350	1990 - 2007
Iser Pamplona	AM	1601502	Pamplonita	Pamplona	N. de Santander	07 22 N 72 39 W	2340	1972 - 2008

FUENTE: Elaboración propia.

Las convenciones de la tabla anterior son las siguientes:

PM: Pluviométrica.

SP: Sinóptica Principal.

CO: Climatológica Ordinaria.

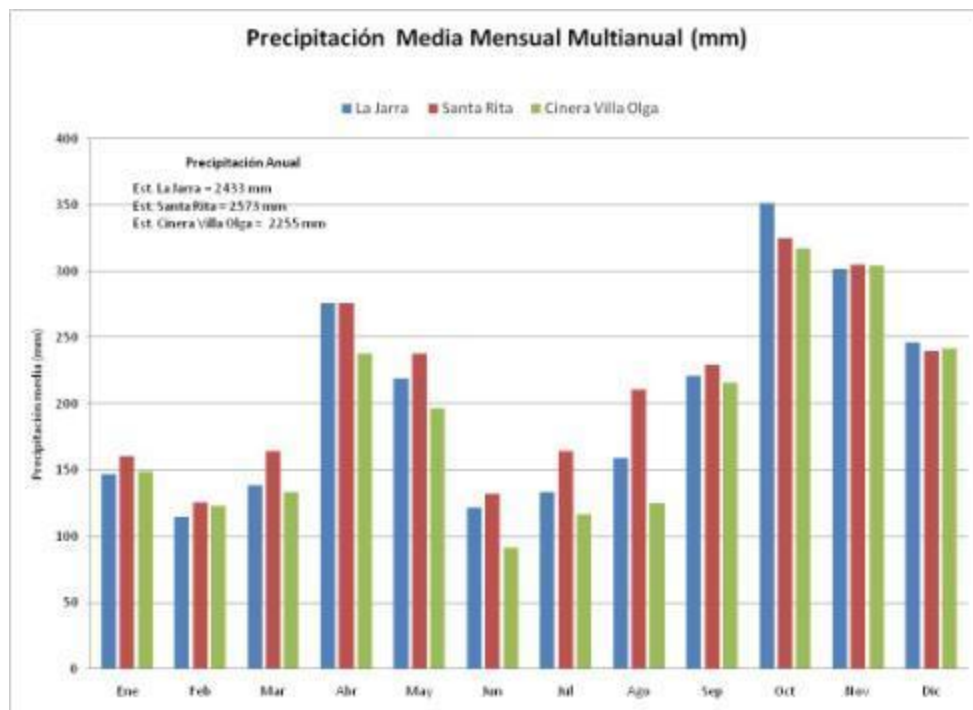
AM: Agrometeorológica

2.4.1. Precipitación Total Media Mensual Multianual

Para generar este parámetro se escogieron las tres estaciones más representativas y cercanas al proyecto, las cuales a través de su régimen pluviométrico registraron un modulo mensual de precipitación media que varía durante el año entre 114.5 y 351.7 mm.

Así mismo, en la Gráfica 2.1 se puede observar la ocurrencia de dos periodos lluviosos y dos secos bien definidos que revelan un patrón climático bimodal.

Gráfica 0.1. Precipitación Media Mensual Multianual (mm)



FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Las precipitaciones medias máximas, con valores mensuales cercanos a los 350 mm, se presentan entre los meses de abril y mayo para el primer semestre y, entre los meses de octubre y noviembre para el segundo semestre, registrándose los valores más altos en este último.

Por otra parte las precipitaciones medias mínimas, tienen lugar entre los meses de enero y marzo para el primer semestre y, entre junio y julio para el segundo ciclo, registrándose datos inferiores a 150 mm.

La precipitación total anual asciende a una magnitud de 2433 mm y es la registrada en la estación La Jarra, siendo esta la más representativa por ser la más cercana a la zona del proyecto.

Para todos los rangos de precipitación, las estaciones La Jarra y Santa Rita, tuvieron magnitudes muy similares, mostrando un comportamiento que genera tendencias muy parecidas.

2.4.2. Distribución de la Precipitación Total Media Mensual Multianual

La distribución de la precipitación total media mensual multianual compila las características más frecuentes de la subcuenca a través del año, definiendo de esta forma el régimen normal de precipitación en la zona.

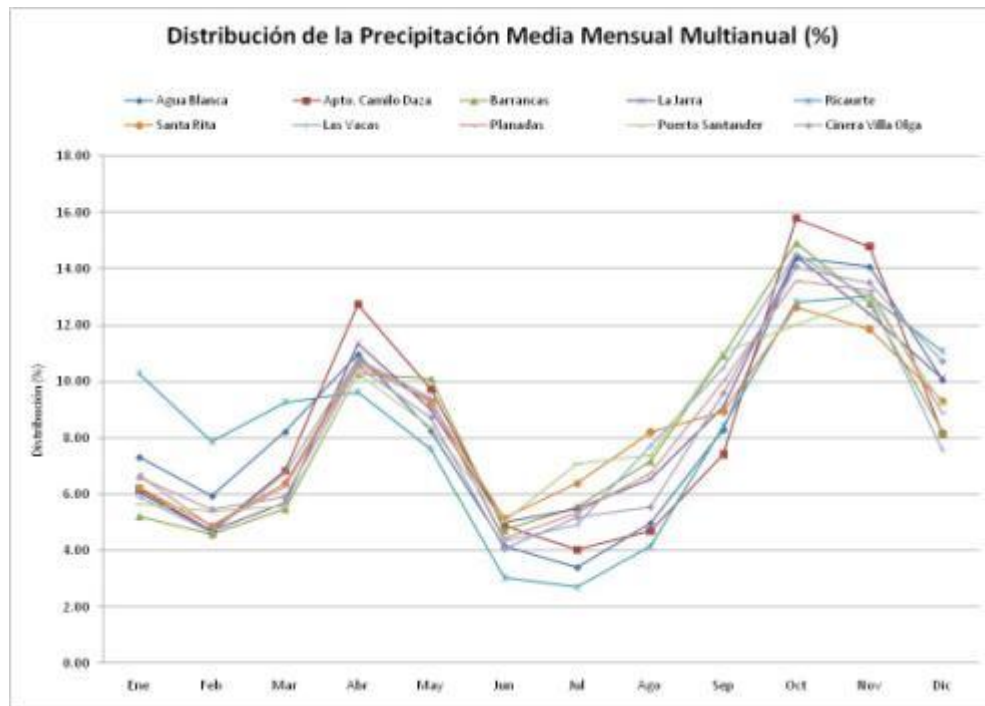
Para determinarla fue necesario reunir la totalidad de registros pluviométricos de las estaciones aledañas al sitio del proyecto, y evaluar el porcentaje de distribución de precipitaciones mensuales durante el año (Figura II - 2).

La similitud en la variabilidad de este parámetro en los registros de las estaciones, confirma la afinidad hidrológica entre estas y evidencia el comportamiento bimodal de la cuenca, marcándose la ocurrencia de los valores máximos durante los meses de abril y octubre, y la de los valores mínimos durante los meses de febrero y junio.

Debido a que el periodo de registro inicia entre los años 1963 y 1969, para una muy buena parte de las estaciones medidoras de lluvia, las variaciones en los valores mínimos y máximos registrados en ellas no son muy notables, y por el contrario muestran todas una tendencia similar. Sólo en las estaciones Aeropuerto

Camilo Daza y Ricaurte se presentan ligeras variaciones, esto debido a que son la de mayor y menor récord, respectivamente.

Gráfica 0.2. Distribución de la Precipitación Media Mensual Multianual (%)

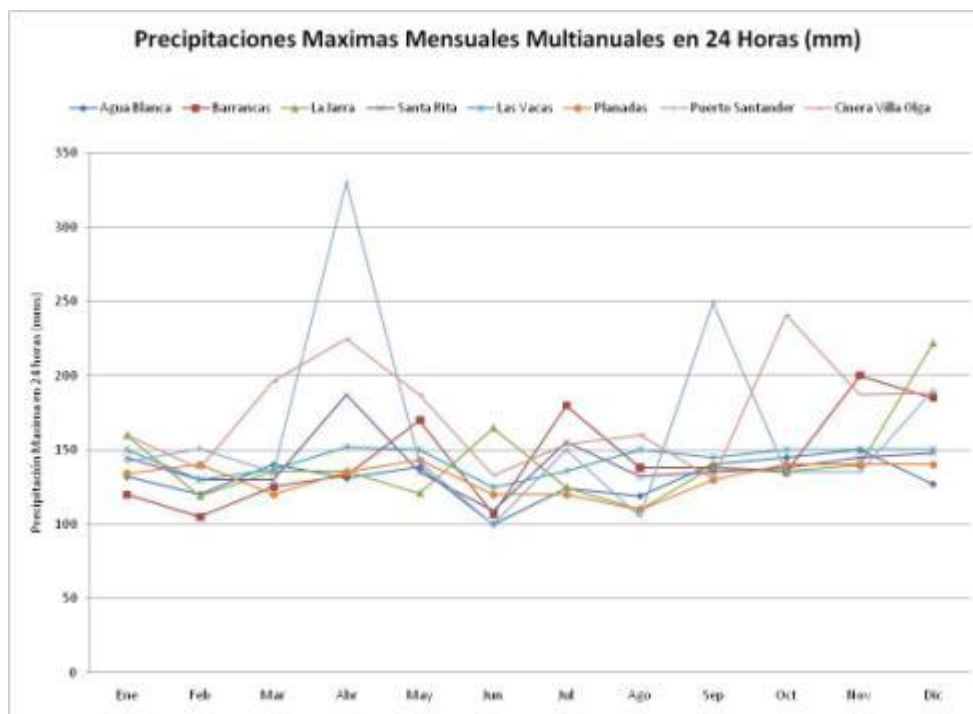


FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

2.4.3. Precipitación Máxima en 24 Horas Mensual Multianual

La precipitación máxima a nivel máximo mensual multianual en un tiempo de 24 horas, reportada para los periodos históricos analizados, presenta una variación entre 100 y 330 mm. Sin embargo es importante mencionar que existen valores máximos que se salen de la tendencia general, registrándose dichos valores en las estaciones Puerto Santander y Ciénega Villa Olga principalmente.

Gráfica 0.3. Precipitaciones Máximas Mensuales Multianuales en 24 Horas (mm)



FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Como lo evidencia la Figura II - 3, en este parámetro a diferencia de los anteriores no se presenta una afinidad en los registros de la estaciones, esto debido a que estamos trabajando con valores máximos que son por naturaleza de muy alta variabilidad. No obstante, por la misma ubicación de estas, se puede concluir que la precipitación máxima en 24 horas crece desde el sur en la estación Agua Blanca hasta el norte en la estación Puerto Santander, en donde alcanza sus valores máximos, con magnitudes que ascienden a los 330 mm.

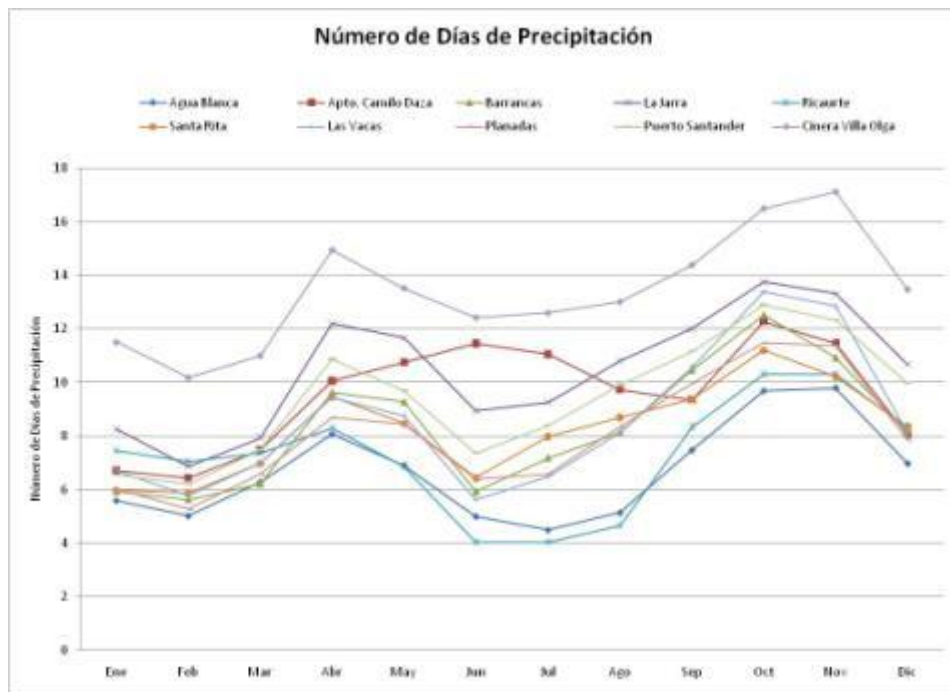
2.4.4. Número de Días de Precipitación Multianual

El número de días con lluvia a nivel mensual multianual en cercanías a la zona del proyecto, es relativamente alto en comparación a los registrados alrededor de toda

la subcuenca, dado que los valores varían entre 4 y 17 días. En la estación La Jarra, ubicada cerca al punto donde se desprende el corredor vial proyectado, se registran valores que en promedio rondan los 10 días con lluvia en el mes, mientras que en la Cintera Villa Olga, ubicada también en las inmediaciones de este, los números de días con lluvia llegan a 13. Si por el contrario nos alejamos de la zona del proyecto y se miran los registros de las estaciones Agua blanca y Ricaurte los días con lluvia, en promedio, disminuyen a 7 (ver Gráfica 2.4.).

En general, la mayor frecuencia de días con precipitación se registra en los meses de abril y octubre, coincidiendo de esta forma con el comportamiento bimodal de la cuenca.

Gráfica 0.4. Número de Días de Precipitación

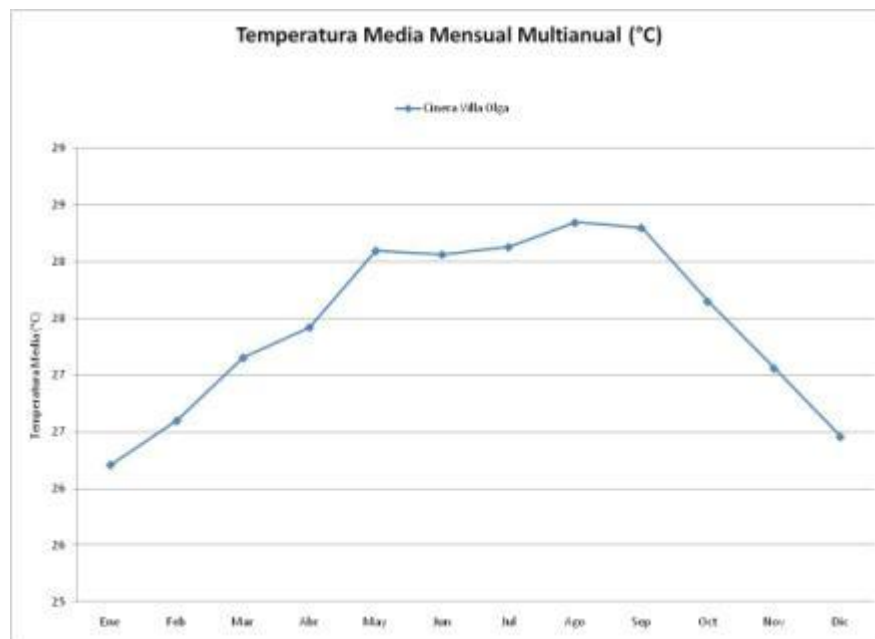


FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

2.4.5. Temperatura Media Mensual Multianual

La temperatura media mensual multianual presenta variaciones que se ajustan a las características de altitud y a la distribución de temperatura de la región en estudio. En general, el comportamiento de la temperatura se presenta así: de Enero a Mayo la temperatura media aumenta, en Junio disminuye un poco, en Julio y Agosto vuelve a aumentar hasta alcanzar los niveles más altos del año, para finalmente disminuir entre los meses de Septiembre y Diciembre (Gráfica 2.5.).

Gráfica 0.5. Temperatura Media Mensual Multianual (°C)



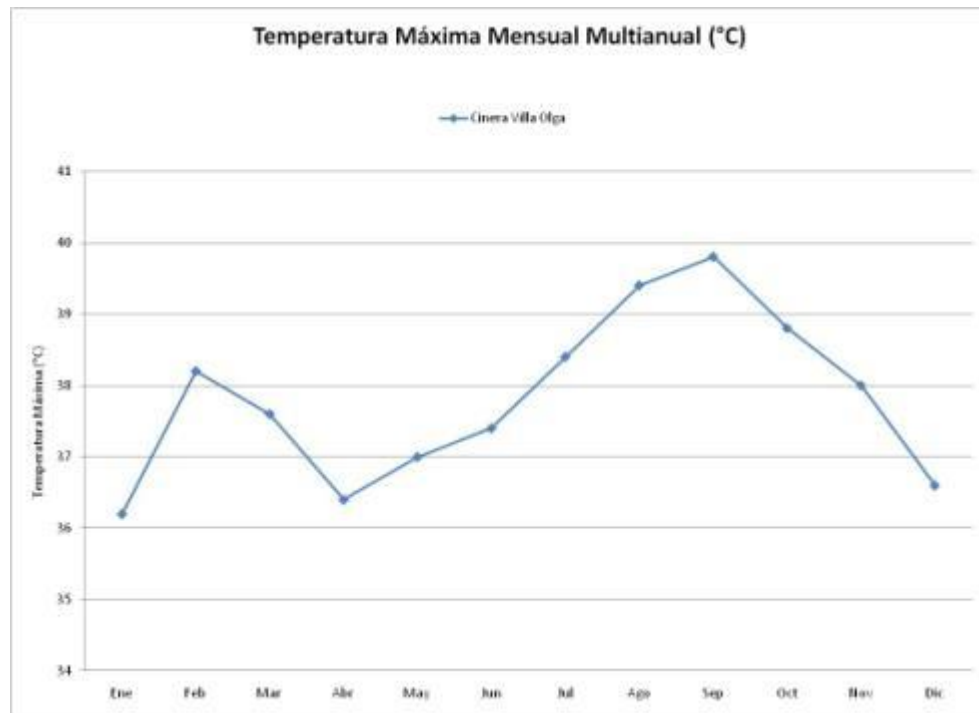
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Los mayores valores de temperatura media se registran en los meses de agosto y Septiembre llegando a los 28.3°C, mientras que los valores mínimos ocurren entre Diciembre y Enero con valores de 26.4°C y 26.2°C respectivamente. En resumen, la zona del proyecto presenta una temperatura media de 27.5°C.

2.4.6. Temperatura Máxima Mensual Multianual

Según los datos obtenidos de la estación Cintera Villa Olga, y que se reflejan en la Gráfica 2.6, la temperatura máxima mensual multianual muestra un comportamiento bimodal a lo largo del año.

Gráfica 0.6. Temperatura Máxima Mensual Multianual (°C)



FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Los mayores valores de temperatura máxima se presentan en dos picos, uno en cada semestre del año, en los meses de Febrero y Septiembre respectivamente, pero es solo en este último donde se alcanza la máxima temperatura del año, con una magnitud de 39.8°C. Por su parte, las temperaturas máximas más bajas, ocurren entre los meses de Diciembre y Enero, con valores de 36.6°C y 36.2°C, respectivamente.

Es de destacar también que las mayores variaciones de temperatura máxima se presentan en el primer semestre del año, pues así como la temperatura sube

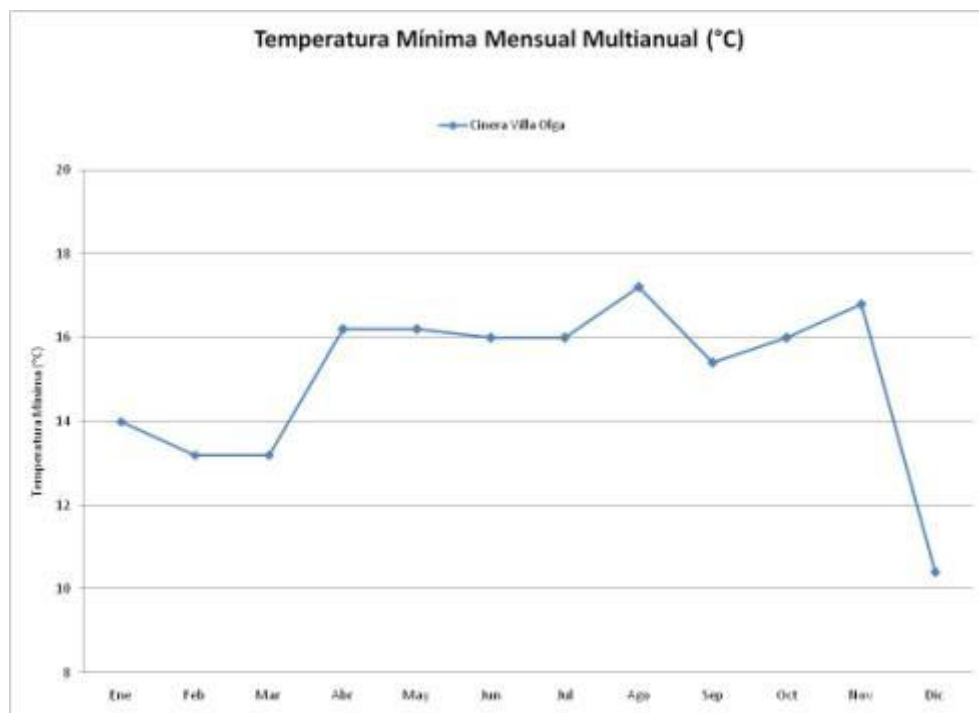
considerablemente entre Enero y Febrero (2°C), de la misma forma desciende de Febrero hasta Abril (1.8°C).

En general, y según los valores observados, la época más calurosa del año ocurre entre los meses de Agosto y Septiembre.

2.4.7. Temperatura Mínima Mensual Multianual

La temperatura mínima mensual no presenta una tendencia marcada a lo largo del año (ver Gráfica 2.7.). Sin embargo se puede observar que el periodo con las temperaturas más bajas es el comprendido entre los meses de Diciembre y Marzo, siendo Diciembre el mes en donde se registra el menor valor con magnitud de 10.4°C.

Gráfica 0.7. Temperatura Mínima Mensual Multianual (°C)



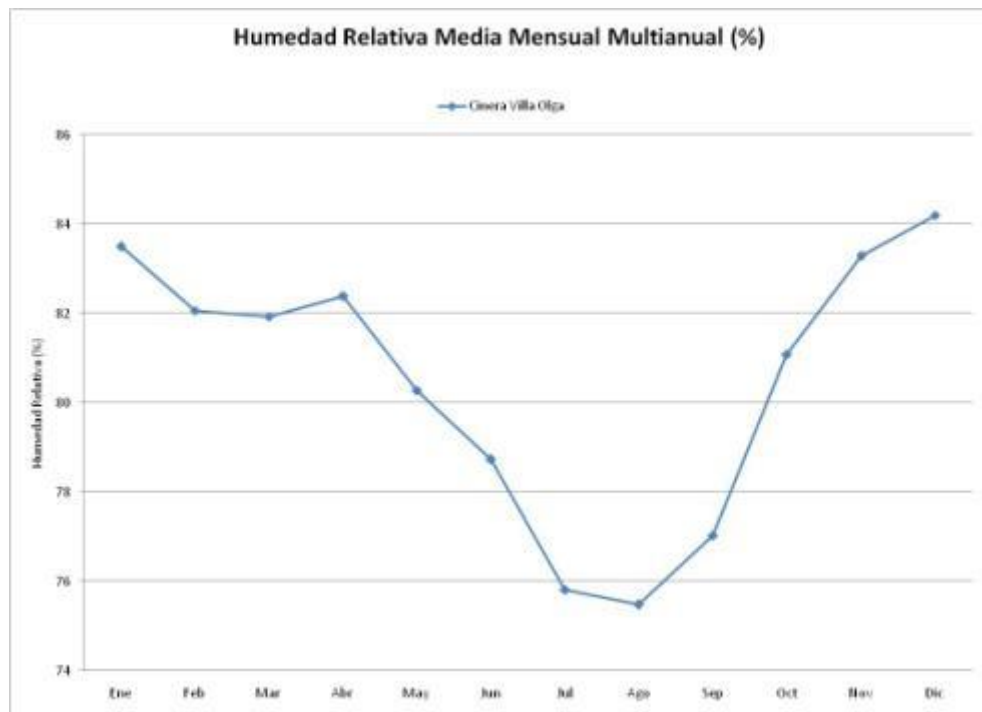
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

En el resto del año las temperaturas mínimas se mantienen por encima de los 15°C, alcanzando su valor máximo en el mes de Agosto con 17.2°C.

2.4.8. Humedad Relativa Media Mensual Multianual

La humedad relativa media mensual se mantiene por encima del 80% en la mayor parte del año (ver Gráfica 2.8), y alcanza su pico en el mes de Diciembre cuando llega a 84.2%. Sólo en el periodo comprendido entre los meses de Junio a Septiembre los datos registrados en la estación Cinera Villa Olga se presentan por debajo de este valor, en especial en el mes de Agosto en donde se registra el menor valor de humedad relativa en el año con una magnitud de 75.5%.

Gráfica 0.8. Humedad Relativa Media Mensual Multianual (%)



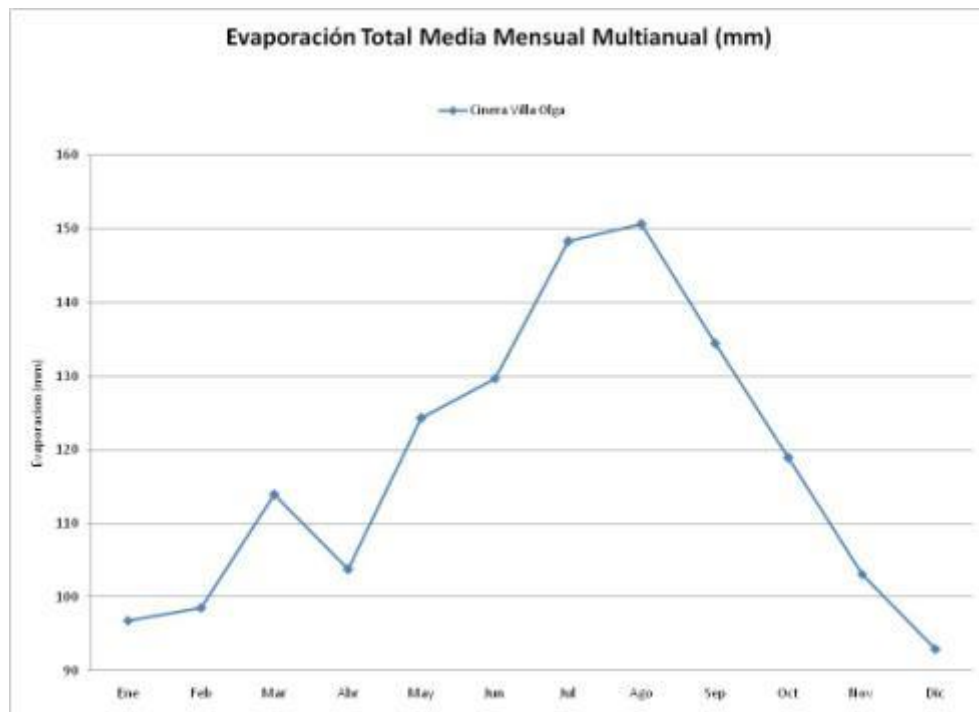
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

2.4.9. Evaporación Total Media Mensual Multianual

La estación Cintera Villa Olga reporta para los periodos históricos analizados, un modulo mensual de evaporación media que varía durante el año entre 93 mm y 151 mm (ver Gráfica 2.9.).

Contrario al comportamiento observado en los demás parámetros analizados, la evaporación total media mensual presenta una distribución unimodal a lo largo del año, con valores máximos en los meses de Julio y Agosto, equivalentes a 151 mm, y mínimos en los meses de Diciembre y Enero, equivalentes a 93 mm y 98 mm, respectivamente.

Gráfica 0.9. Evaporación Total Media Mensual Multianual (mm)



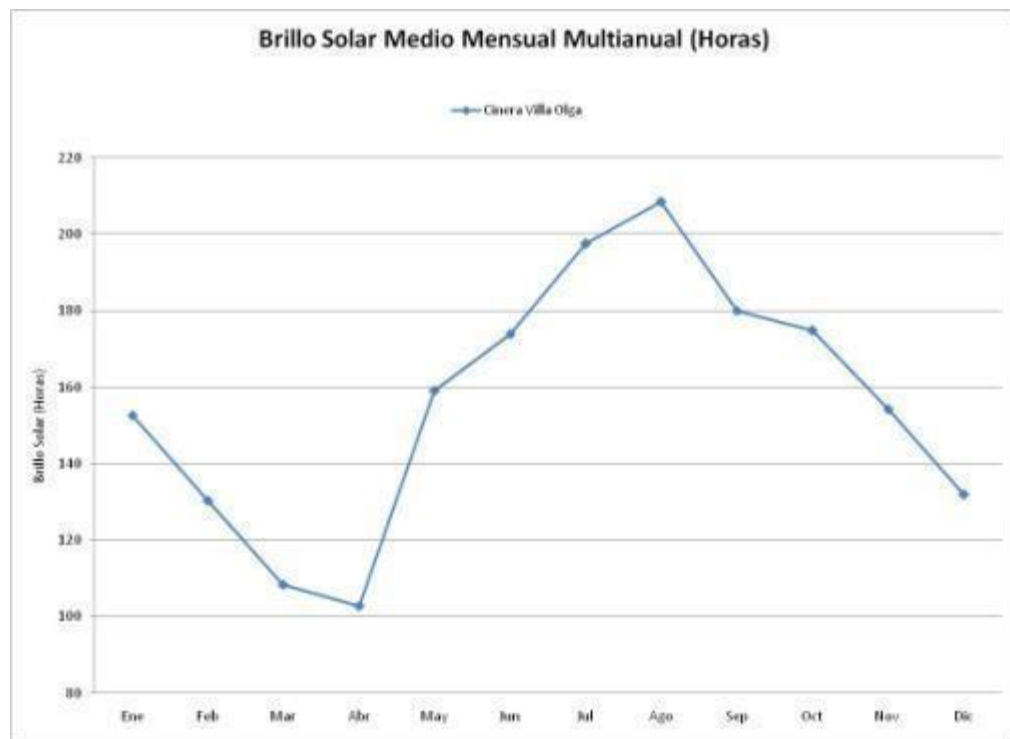
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

La evaporación total anual ocurre con una magnitud de 1415.5 mm.

2.4.10. Brillo Solar Medio Mensual Multianual

El brillo solar medio mensual presenta también una distribución unimodal (ver Gráfica 2.10.), con un solo pico, esta vez ubicado en el mes de Agosto con una magnitud de 208.5 horas, en tanto que los mínimos valores ocurren en el primer semestre del año en los meses de Marzo y Abril con magnitudes de 108.4 horas y 103 horas, respectivamente. El valor total anual de brillo solar es de 1874.8 horas.

Gráfica 0.10. Brillo Solar Medio Mensual Multianual (Horas)



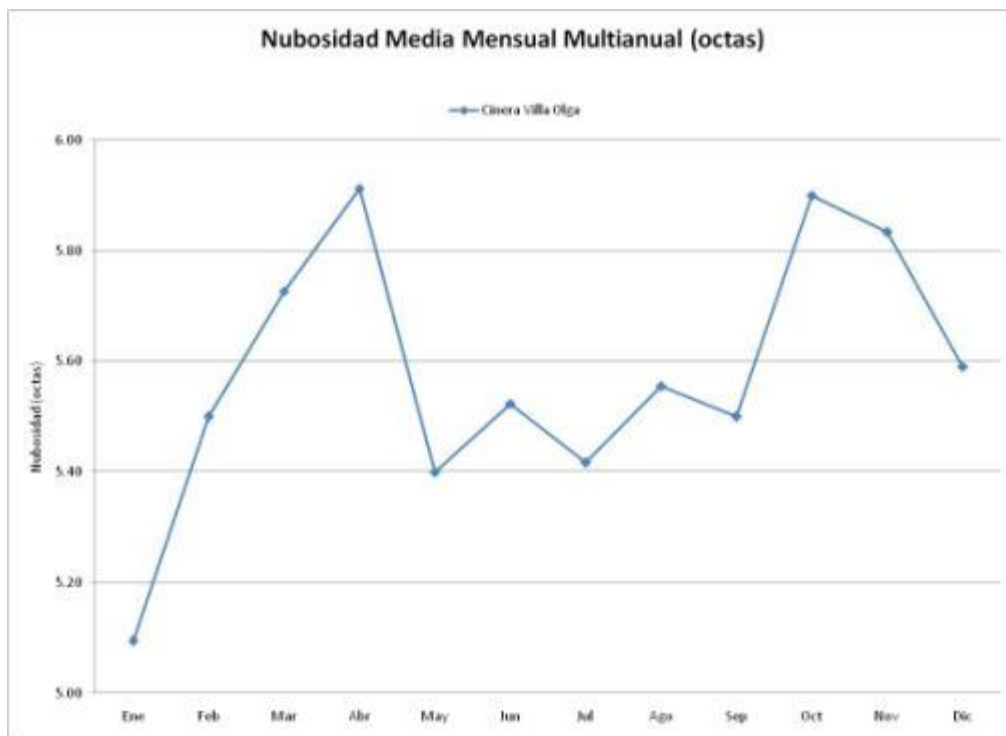
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

2.4.11. Nubosidad Media Mensual Multianual

La nubosidad media mensual, medida en la estación Cinera Villa Olga, presenta una variación durante el año que oscila entre 5 y 6 octas (ver Gráfica 2.11.). Evidencia también una distribución de tipo bimodal con dos periodos de valores altos de nubosidad y dos periodos con valores bajos de nubosidad.

Los periodos nublados se presentan en los meses de Marzo y Abril para el primer semestre, y en los meses de Octubre y Noviembre para el segundo semestre, ocurriendo el mayor valor de nubosidad en el mes de Abril con magnitud de 5.91 octas.

Gráfica 0.11. Nubosidad Media Mensual Multianual (octas)



FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Por otra parte el menor valor de nubosidad durante el año se presenta en el mes de Enero con magnitud de 5.09 octas. En general para la zona de estudio, la nubosidad media mensual tiene un valor de 5.58 octas.

2.5. ANALISIS DE CAUDALES

El análisis de caudales se realizó para la hidrografía de la zona más vinculada al corredor vial, compuesta por varias corrientes de agua de menor importancia, y solo dos cuencas mayores. Las corrientes mayores corresponden a los ríos Guarumito y Pamplonita, mientras que las medianas a los caños Negro, Grande y Bocají.

2.5.1. Hidrografía

La zona del proyecto se encuentra inmersa dentro de la vertiente hidrográfica del Caribe, una de las 5 que componen a Colombia (Caribe, Pacífico, Orinoquía, Amazonía y Magdalena), dentro de esta se encuentra la gran cuenca del Catatumbo, que drena sus aguas al Lago de Maracaibo en el estado fronterizo de Zulia de la República Bolivariana de Venezuela. La cuenca de segundo orden del río Zulia a su vez tributa sus aguas al Catatumbo para formar la red de alimentación más grande de una parte del sistema hídrico de los Andes Nororientales del país.

Inmersas en esta cuenca se encuentran todas las corrientes de agua que cruzan la vía, las cuales son:

2.5.1.1. Río Pamplonita

El río Pamplonita constituido como el principal afluente del río Zulia, nace en el paramo de Fontibón, en la conjunción de las quebradas Volcán, Tanauca, Ulagá, Batagá, entre otras, localizadas al sureste del municipio de Pamplona, a una elevación de 3.100 m.s.n.m. y finaliza cerca del centro poblado de Puerto Villamizar a una altura de 50 m.s.n.m. cuando vierte sus aguas en el río Zulia, el cual a su vez confluye en el río Catatumbo.

Con una dirección general norte, el río avanza paralelo a los ríos Táchira y Zulia, recibiendo aportes de las quebradas: El Naranjo, Corral de Piedra, Tulanta, El Laurel y Chiracoca, las cuales confluyen en él justo antes de pasar por los municipios de Bochalema y Chinácota; aguas abajo de estas poblaciones el río continua su recorrido recibiendo a las quebradas: La Honda, La Abejuca, Garza y La Ciénaga, para luego adentrarse en la ciudad de Cúcuta, en el denominado valle del Pamplonita, donde su cauce sirve de límite entre Colombia y Venezuela en un trayecto de 13 km.

A partir de este punto, el río desciende en dirección norte, hasta verter sus aguas en el río Zulia, pasando por la vereda La Jarra, en el corregimiento de Aguaclara. Es justo en este sitio donde se emplaza nuestro sistema de interconexión vial proyectado, el cual prevé la construcción de un puente vehicular para el cruce del río (ver Foto 2.1.), aguas arriba de la estación hidrométrica del IDEAM, Aguas Claras, hasta donde la longitud aproximada del cauce principal es de 148 Kms.

Foto 0.3. Panorámica de la ribera del río Pamplonita mirando aguas arriba del sitio de ponteadero.



FUENTE: Reaistro fotoaráfico del proyector.

El área de la subcuenca hidrográfica hasta el sitio de cruce de la vía es de 1873 km², y comprende diez municipios, seis de los cuales se encuentran incluidos en su totalidad, siendo ellos: Villa del Rosario, Los Patios, Chinácota, Pamplonita, Herrán y Ragonvalia. El resto se encuentran parcialmente incluidos y son: Cúcuta, Puerto Santander, Bochalema y Pamplona.

En la zona del proyecto el río es de régimen lento y sigue un trazado meándrico, aunque existe un gran tramo recto, ubicado en el sitio de cruce, que alcanza un ancho cercano a 80 mts; Su cauce se encuentra bien definido, manteniendo una profundidad variable entre 3.8 y 4.5 mts, sin embargo, en épocas de inviernos las aguas suben hasta 1.5 mts por encima del nivel superior de la margen, uniendo su cauce con el de la quebrada Caño Negro. En su estado normal presenta bajas velocidades que favorecen la existencia de un lecho suave, con alto contenido de finos, limos y arcillas y bajos contenidos de gravas y arenas.

2.5.1.2.

Río Guarumito

El río Guarumito se forma en las inmediaciones del sitio denominado Batatal, a una altura aproximada de 1680 m.s.n.m., gracias a los aportes de el río Riecito, que corre por tierras venezolanas, por otro de mayor caudal llamado río Lobatera, el cual recoge las aguas de las regiones de Lobatera, Colón y Estación Táchira, y por último de la quebrada La China. Aguas abajo de esta última confluencia, el río sirve de límite fronterizo entre la República de Colombia y la República Bolivariana de Venezuela, hasta su confluencia en el río La Grita. El río La Grita es una corriente que desemboca en el río Zulia, quien drena sus aguas en el río Catatumbo y por último en el Lago de Maracaibo. Lo anterior hace que el río Guarumito sea parte de la Vertiente del Caribe.

La longitud aproximada de su cauce principal es de 72 Km. con un área de subcuenca hidrográfica de 726 Km², y un desnivel aproximado de 3182 m.

Foto 0.4. Río Guarumito. Aguas abajo del sitio de Ponteadero.



FIIFNTE: Registro fotográfico del proyecto

En la zona del proyecto (ver Foto 2.2), su cauce presenta un ancho medio de 35 a 40 mts. y su margen izquierda, la del lado colombiano, presenta mayor altura y pendiente que la del costado derecho, lo que provoca que sus inundaciones y desbordes se dirijan usualmente hacia el lado Venezolano. Sin embargo, la deforestación de su cuenca sumada a la alta precipitación que caracteriza esta zona, han contribuido de manera sustancial en los procesos de erosión, transporte y colmatación que afectan su lecho activo, disminuyendo su capacidad de evacuación de sedimentos, lo que provoca la ocurrencia de serios desbordamientos e inundaciones hacia ambos lados en periodos de invierno prolongados. Aguas arriba del sitio previsto de ponteadero, el río Guarumito presenta una serie de meandros con ligeros visos trenzados, pero que no tienen mucha extensión.

2.5.1.3. Caño Negro

Constituido inicialmente como un brazo del río Pamplonita, el Caño Negro es hoy, el último de los afluentes que vierte sus aguas a lo largo del recorrido de este río. El evento tiene lugar aguas abajo de La Jarra, un poco antes de llegar al corregimiento de Aguacalara, a una altura de 83 m.s.n.m. La longitud de su cauce principal es de 12.6 Kms., a lo largo de los cuales recibe el aporte de un conjunto de cañadas provenientes de las estribaciones de la sierra, siendo las más relevantes los Caños Tigre, La Julieta y El Llegro. La pendiente del curso principal no supera el 1%, mientras que el área de subcuenca llega a los 30 Km² hasta el sitio de cruce con la vía proyectada.

2.5.1.4. Caño Grande

El Caño Grande nace en cercanías a la vereda La China a una elevación de 189 m.s.n.m., gracias a los aportes que le hacen corrientes de agua de menor importancia; en su recorrido avanza en sentido nororiente con una pendiente del orden del 2 %, en medio de una gran planicie que permanece inundada, formada entre los dos ríos antes mencionados, para al final verter sus aguas en el Caño Bocají, quien a la vez es afluente del río Guarumito.

Hasta el punto de cruce con la vía, que se localiza a una altitud de 70 m.s.n.m., la longitud de su cauce principal es de aproximadamente 7.8 Kms., con un área de la subcuenca hidrográfica de 11.9 Km²

2.5.1.5. Caño Bocají

A la altura de 98 m.s.n.m. y en inmediaciones de la Hacienda Cartagena, nace el Caño Bocají, una corriente de agua que a su paso por la vía, registra una altitud de 70 m.s.n.m., una longitud de su cauce principal de 10 Kms. y un área de subcuenca hidrográfica de 6.14 Km². Aguas abajo de este sitio recibe las aguas

del Caño Grande para más adelante verter las suyas en el Río Guarumito, en cercanías a un sitio conocido como El Tropezón.

2.5.2. Análisis de las Precipitaciones Máximas en 24 horas

Los valores máximos, obtenidos a partir del análisis de las precipitaciones máximas, fueron ponderados para aquellas subcuencas hidrográficas, que no poseen ningún tipo de registro de caudales, y que por tanto les corresponden la generación de caudales máximos a través de diferentes metodologías. En este caso utilizaremos el Modelo Lluvia - Escorrentía, para el cual los valores máximos de precipitación se convierten en su insumo principal.

Tabla 0.4. Precipitaciones Máximas esperadas en las estaciones según Periodo de Retorno.

Nombre	Tipo	Distribución	Periodo de Retorno (Años)					
			5	10	25	50	100	200
Sta. Rita	PM	Gumbel	138.65	152.38	169.73	182.60	195.37	208.10
La Jarra	PM	Gumbel	138.86	156.47	178.73	195.25	211.64	227.97
Ricaurte	PM	Gumbel	137.80	150.96	167.59	179.92	192.17	204.37
Apto. Camilo Daza	SP	Gumbel	85.32	101.03	120.89	135.61	150.23	164.80
Barrancas	PM	Gumbel	142.38	157.66	176.96	191.28	205.50	219.66
Las Vacas	PM	Gumbel	143.20	156.96	174.34	187.24	200.04	212.79
Agua Blanca	PM	Gumbel	126.90	141.42	159.76	173.36	186.87	200.32
Planadas	PM	Gumbel	132.26	148.10	168.13	182.98	197.73	212.42
Pto. Santander	PM	Gumbel	169.49	197.07	231.92	257.77	283.43	308.99
Cinera - Villa Olga	CO	Gumbel	161.80	186.27	217.18	240.11	262.87	285.55

FUENTE: Elaboración propia con base en datos del IDEAM.

Tabla 2.4. (Continuación).

Nombre	Tipo	Distribución	Periodo de Retorno (Años)					
			5	10	25	50	100	200
La Don Juana No 2	PM	Gumbel	112.09	128.75	149.80	165.42	180.92	196.36
Manzanares	PM	Gumbel	81.34	91.64	104.65	114.30	123.89	133.43
Iser Pamplona	AM	Gumbel	52.80	59.21	67.32	73.34	79.31	85.25

FUENTE: Elaboración propia con base en datos del IDEAM.

El proceso inició con la consecución de la información básica, para lo cual se observó que en las subcuencas relacionadas con el corredor vial proyectado, a excepción de la del río Pamplonita, es decir, Caño Negro, Caño Grande, Caño Bocají y Río Guarumito, se presenta una baja densidad de estaciones pluviométricas, por lo cual fue necesario acudir a estaciones localizadas en cuencas vecinas.

Los valores máximos anuales en 24 horas, registrados en cada una de ellas, se ajustaron a la distribución de Gumbel, y con los resultados se calculó la probabilidad de excedencia en 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años. Estos valores fueron consignados en la Tabla 2.4.

2.5.3. Curvas Intensidad, Frecuencia y Duración

Las precipitaciones de diseño de cada cuenca se obtuvieron a partir de curvas IDF elaboradas por el método de Vargas y Díaz Granados, ingresando el tiempo de concentración, equivalente a la duración de la lluvia y el período de retorno asignado a cada cuenca hasta obtener la intensidad de la lluvia en mm/hora.

Vargas (2000), evaluó la aplicabilidad de las principales ecuaciones propuestas por la literatura para generar curvas IDF sobre una amplia región colombiana. En primera instancia, se utilizó la ecuación de Kothyari y Garde en forma generalizada:

$$I = a \frac{T^b}{t^c} M^d N^e$$

En donde:

M: precipitación máxima en 24 horas durante el año (Promedio anual)

N: Número de días promedio con lluvia al año

Tr: Período de retorno

A,b,c,d,e: coeficientes de regresión.

Los cálculos de las curvas IDF fueron ajustados con base en la información más reciente. A partir del Método de Vargas y Díaz Granados se ajustó una ecuación para este sector. Resultó una ecuación de la siguiente forma:

$$\text{Intensidad (mm/hr)} = m * D^{-d}$$

$$m = k_1 (\ln Tr) + k_2$$

En donde:

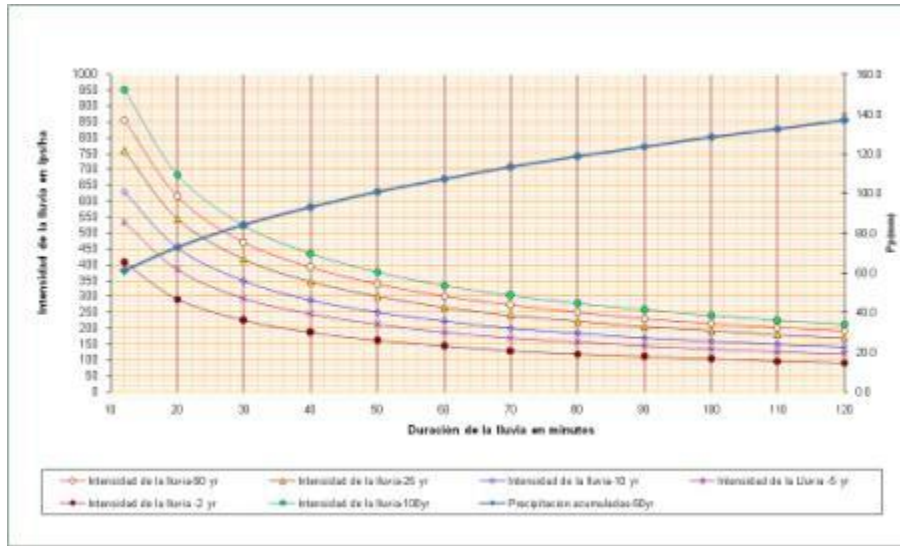
D: Duración de la lluvia en horas (o minutos/60)

Tr: tiempo de retorno del evento en años.

K₁ y k₂: coeficientes de regresión.

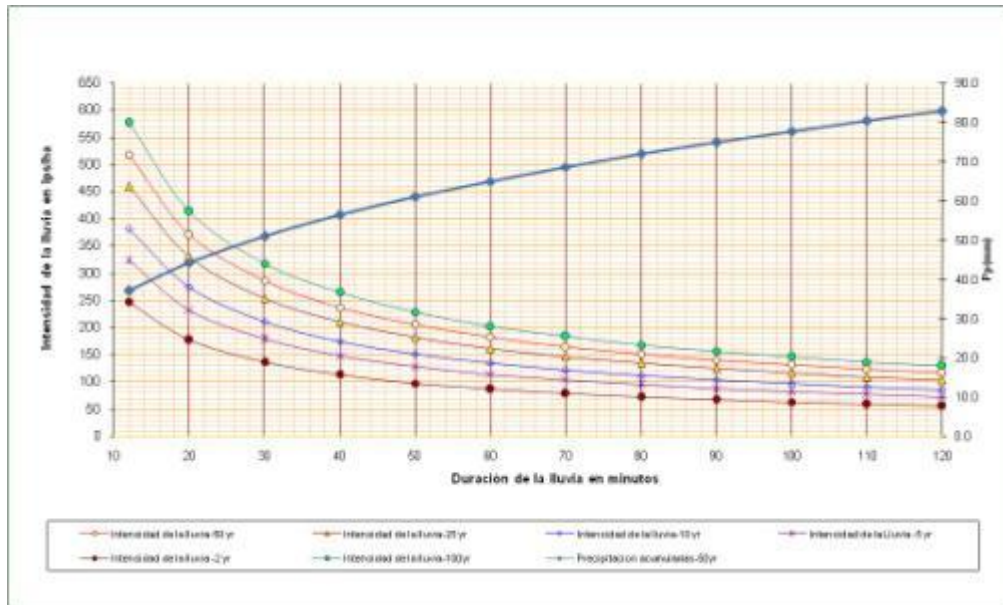
Aplicando el anterior proceso en los registros de cada una de las estaciones relacionadas anteriormente (ver Tabla 2.3), se obtuvieron las Curvas IDF para todas ellas (ver Gráficas 2.12 a 2.24), con el fin de obtener intensidades de lluvia en las subcuencas hidrográficas aferentes al corredor vial.

Gráfica 0.12. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Agua Blanca.

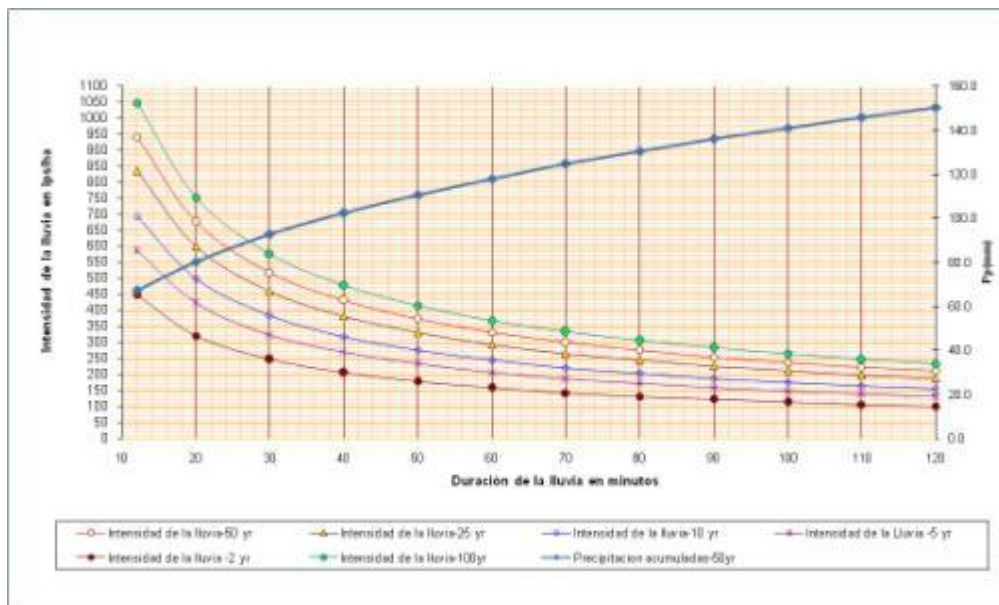


Fuente: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.13. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Apto. Camilo Daza.

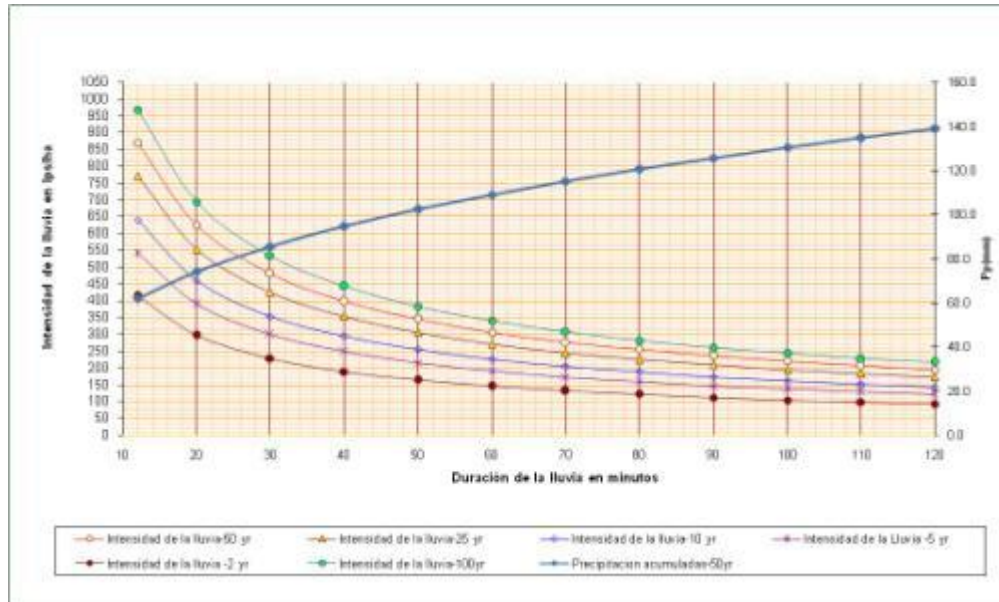


Gráfica 0.14. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Barrancas.



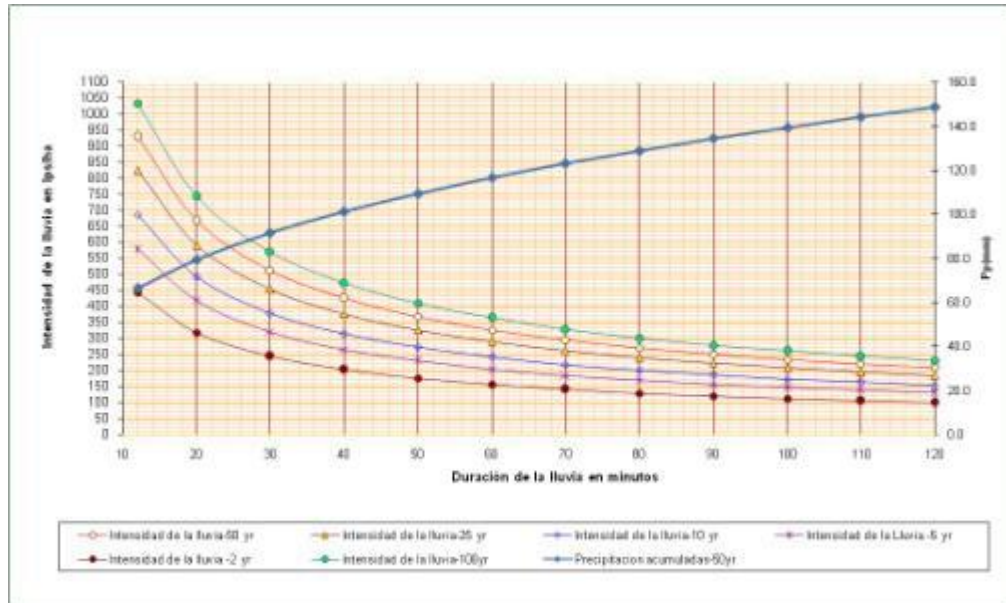
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.15. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación La Jarra.



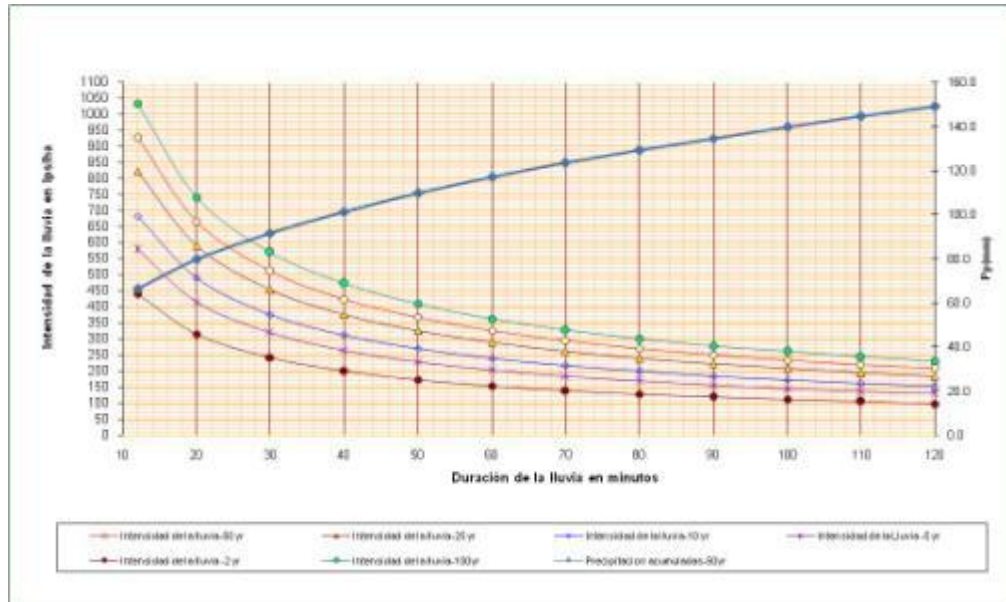
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM.

Gráfica 0.16. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Ricaurte.



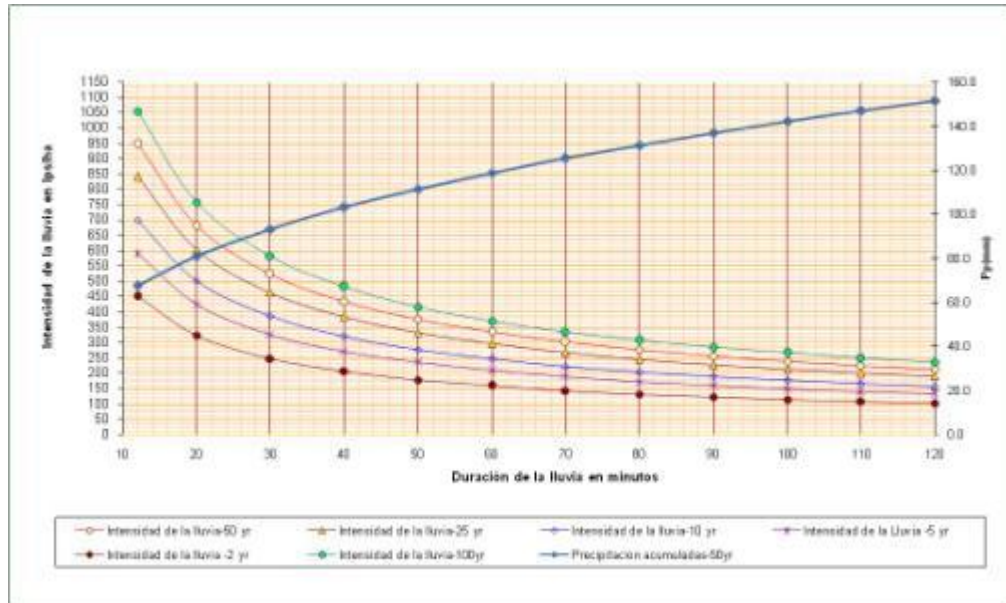
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.17. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Sta. Rita.



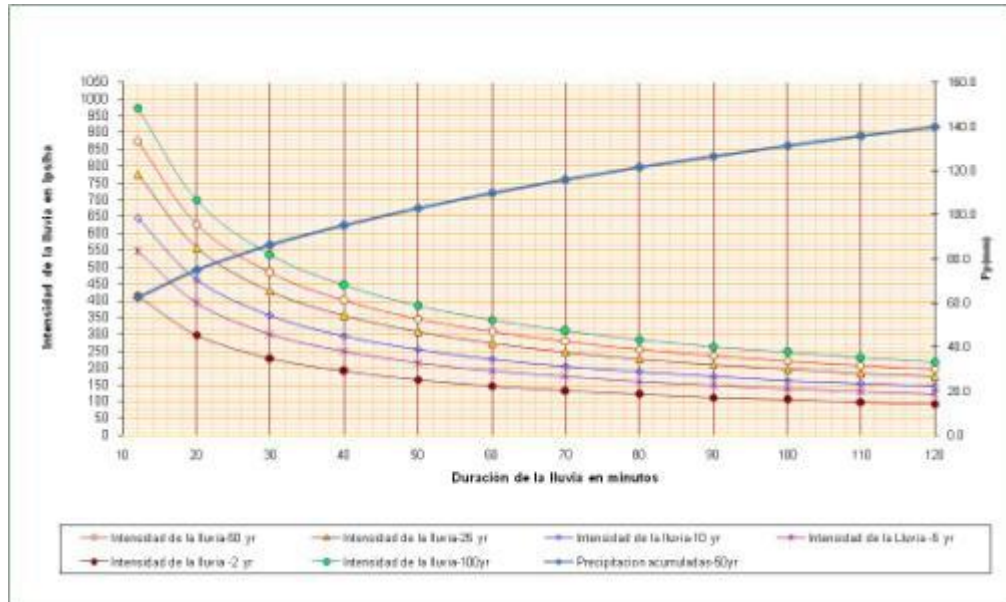
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.18. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Las Vacas.



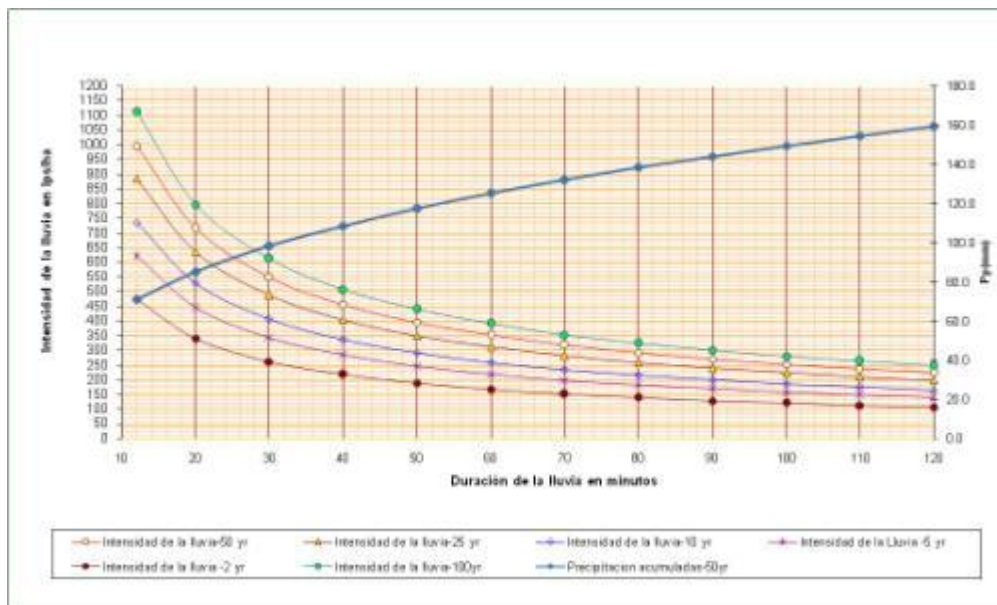
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.19. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Planadas.



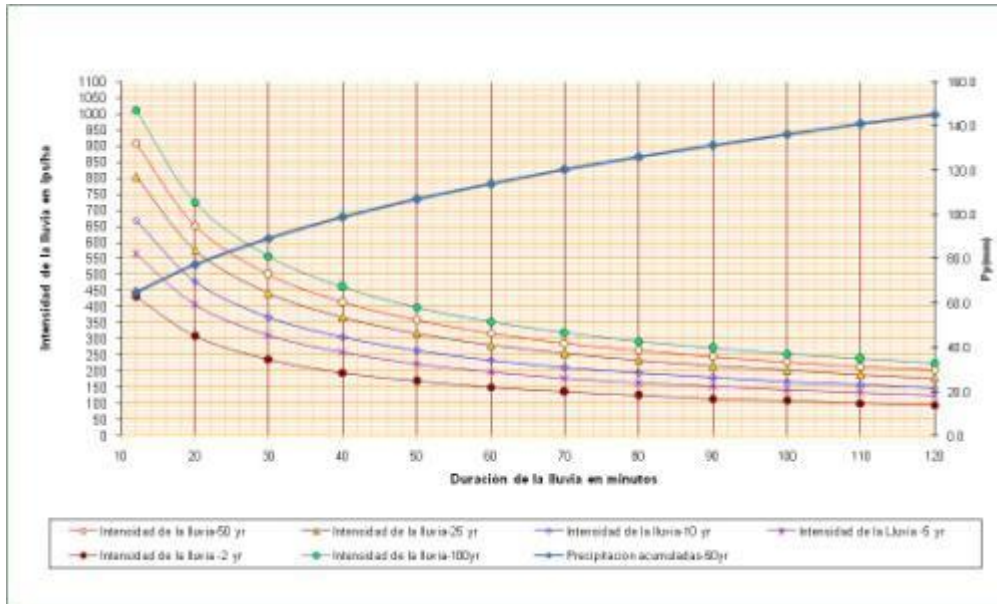
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.20. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Puerto Santander.



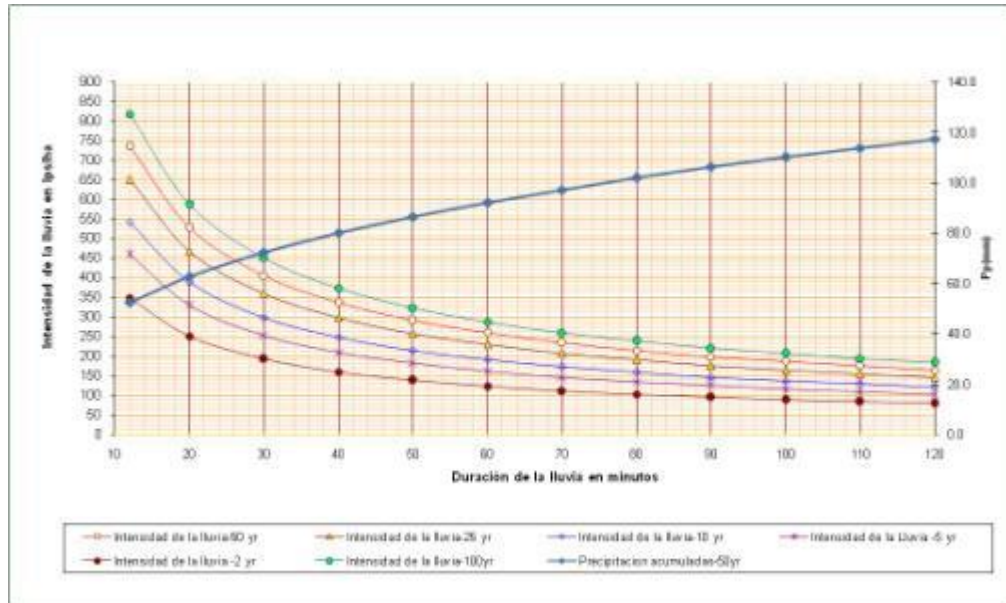
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.21. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Cinera Villa Olga.



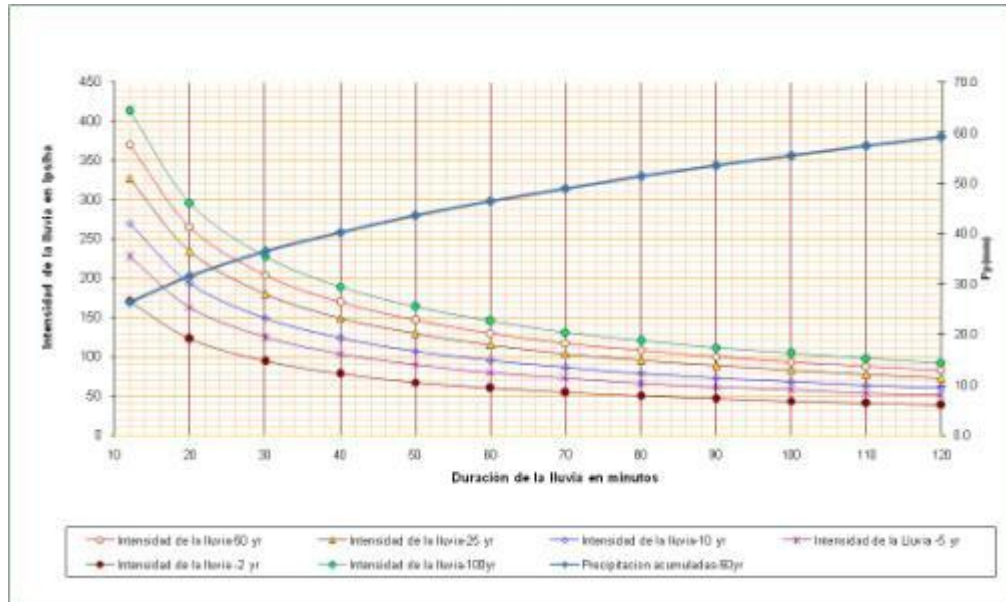
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.22. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación La Don Juana No 2.



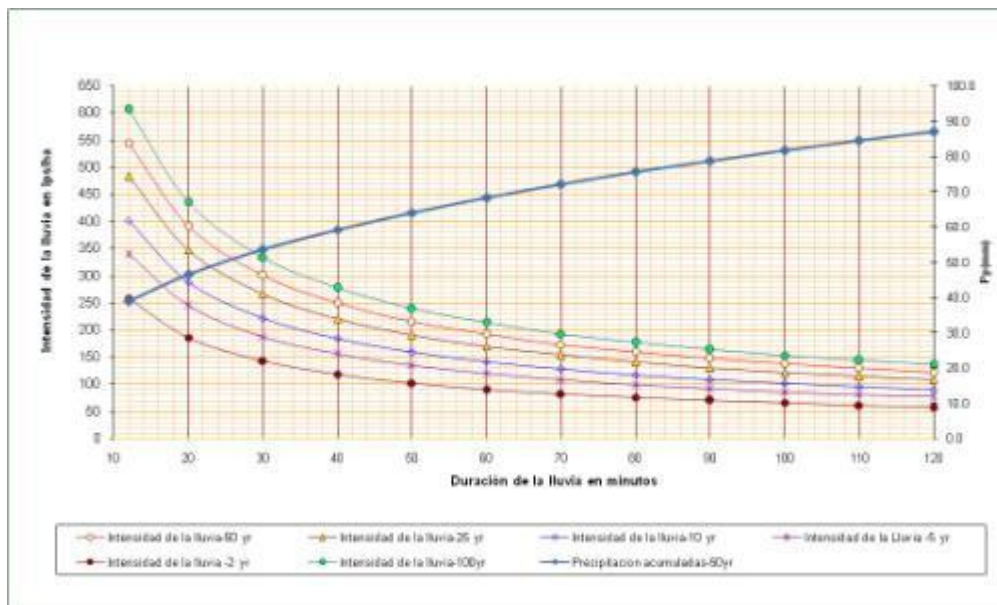
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.23. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Iser Pamplona.



FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.24. Curvas IDF Tr = 2-100 años. Estación Manzanares.



FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

2.5.4. Tiempos de Concentración

El tiempo de concentración se obtuvo por dos métodos:

- ✓ La ecuación de California Culverts Practice.
- ✓ Método de Snyder

2.5.4.1. Tiempos de Concentración según la Ecuación de California Culverts Practice.

La ecuación de California Culverts Practice equivale a la fórmula de Kirpich en alcantarillados. En nuestro proyecto fue aplicada al Método Racional, fórmula que para estos casos define al tiempo de concentración como el tiempo requerido para que la escorrentía superficial llegue al punto bajo consideración desde la parte más apartada del área de drenaje.

$$T_C = 60(11.9L^3/H)^{0.385}$$

En donde:

L : Longitud del cauce principal, en millas.

H: Diferencia de nivel entre el punto más alto de la divisoria topográfica de la hoya hidrográfica y el sitio de salida, en ft.

T_C: Tiempo de concentración de la hoya hidrográfica, en minutos.

Se hicieron las respectivas conversiones con el fin de utilizar los datos con las unidades mostradas en la Tabla 2.5, la cual a su vez muestra los tiempos de concentración encontrados para cada cuenca y subcuenca del estudio.

Tabla 0.5. Tiempos de Concentración según la Ecuación de California Culverts Practice

Nombre Corriente	H	L	Cota Fondo	S	Área		Tc
	[m]	[m]	[m]	[m/m]	[km ²]	[millas ²]	[horas]
Río Pamplonita	3429	148200	71.5	0.0231	1873.82	723.48	13.28
Río Guarumito	3182	71900	68.5	0.0443	725.32	280.04	5.93
Caño Negro	48	12600	72.5	0.0038	30.07	11.61	4.00
Caño Grande	119	7780	72.0	0.0152	11.89	4.59	1.61
Caño Bocají	28	9980	72.0	0.0028	6.14	2.37	3.75
Caño Guarumito	3	1190	72.5	0.0021	0.62	0.24	0.81

FUENTE: Elaboración propia.

2.5.4.2. Tiempo de Concentración según el Método de Snyder

Para el método de Snyder, el tiempo de concentración equivale a la duración de la lluvia estándar, parámetro obtenido dentro del mismo método. Este método se desarrolló de forma muy detallada y tanto su metodología como sus resultados se encuentran más adelante en el documento.

2.5.5. Hidrograma de Escorrentía Directa

Con el fin de diseñar las obras que permitirán el paso de la creciente de diseño sin afectar la obra propuesta ni el tráfico sobre ella es preciso conocer la forma del hidrograma unitario de crecientes con base en el cual se obtiene el hidrograma de escorrentía directa para diferentes frecuencias o períodos de recurrencia . El hidrograma de escorrentía directa brinda al diseñador los datos necesarios para dar al puente, al portón o al box culvert y alcantarilla las dimensiones adecuadas para soportar la creciente máxima probable.

Para el tramo de interconexión vial se utilizó el método del Natural Resources Conservation Service (NRCS) conocido también como USCS para calcular la escorrentía directa. Sin embargo, cabe anotar que el método SCS también proporciona un hidrograma unitario con base en el cual se llega a obtener el caudal máximo de diseño al aplicarle la escorrentía directa por el método de convolución.

Existen dos variantes del método SCS: la primera utiliza un hidrograma curvilíneo adimensional y la segunda un hidrograma triangular en que el tiempo base del hidrograma es igual a $2.67 T_p$ (horas), pero los valores de caudal máximo obtenidos son iguales.

Las principales variables en el hidrograma unitario son:

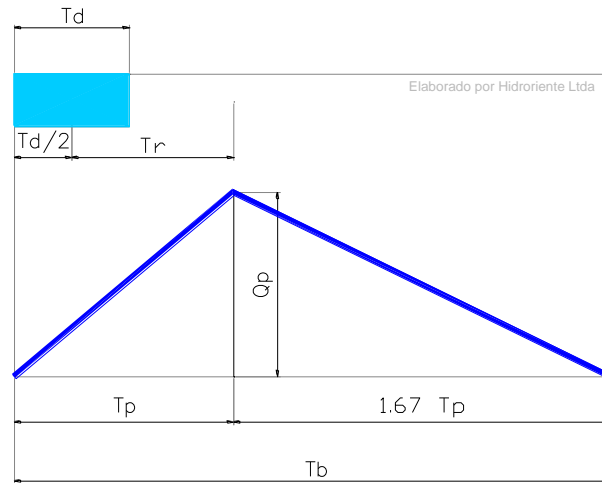
$$T_p = 2/3 T_c$$

$$Q_p = 2.08 A/T_p.$$

$$A = \text{en km}^2$$

$$T_p = \text{en Horas}$$

Figura 0.2. Hidrograma Unitario Triangular del NRCS



FUENTE: "Design of Small Dams". México 1967

Figura 0.3. Hidrograma Unitario Curvilíneo Adimensional del USCS



FUENTE: "Design of Small Dams". México 1967

Los conceptos generales utilizados en el método NRCS son:

- Considerar la precipitación efectiva, P_e , siempre menor o a lo sumo igual a la precipitación total, P .
- Considerar la retención acumulada, F_a , siempre menor o a lo sumo igual a la retención potencial máxima, S .
- Considerar la escorrentía potencial, es decir, el máximo volumen de agua que puede convertirse en escorrentía como $P - I_a$.

La hipótesis fundamental del método NRCS acepta la validez de la siguiente relación:

$$\frac{F_a}{S} = \left(\frac{P_e}{P - I_a} \right)$$

Por continuidad se sabe que

$$P = P_e + I_a + F_a.$$

Al combinar las dos ecuaciones anteriores se obtiene:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

Basados en los datos de muchas cuencas, el NRCS, determinó que $0,2 S$, con lo cual:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

Donde:

P_e = Escorrentía directa ó Precipitación efectiva, en pulgadas.

P = Precipitación total, en pulgadas.

S = Equivale al almacenamiento máximo, en pulgadas.

A su vez S se define como:

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

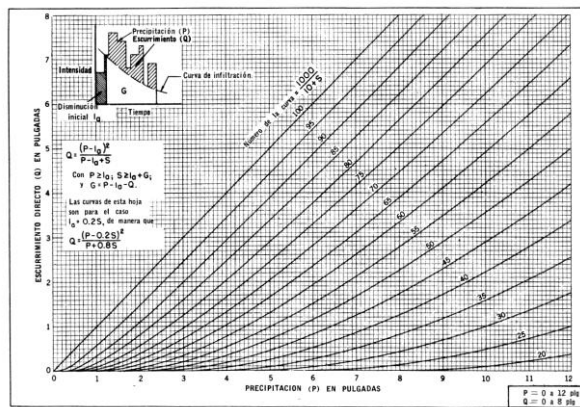
Donde:

CN = Número de Curva.

- **Número de Curva - CN**

El número de curva, CN, es un parámetro que se definió a partir de un estudio realizado por el SCS, en el cual se analizó la relación entre P y Pe para muchas cuencas y se encontraron curvas que son función del tipo de superficie de las cuencas. Las estandarizaron de tal forma que $0 \leq CN \leq 100$, para luego recopilarlas en una figura, que se muestra a continuación (Ver Figura 2.3):

Figura 0.4. Números de Curva - CN.



Solución de la ecuación del escurrimiento, $Q = \frac{(P - 0.25)^2}{P - 0.85}$. (Hoja 1 de 2.) (U.S. Soil Conservation Service.)

FUENTE: "Design of Small Dams". México, 1967.

Las condiciones extremas permiten determinar que a las superficies impermeables y superficies de agua les corresponde un CN igual a 100, ya que toda el agua que

cae en ellas se convierte en escorrentía. Para las superficies naturales, en general permeables, el CN será menor que 100.

En el método del USCS se utilizan tres variables para determinar la escorrentía directa que se aplica al hidrograma unitario: la precipitación, la humedad antecedente y el complejo hidrológico suelo-vegetación. El método ha sido ampliamente debatido desde su publicación y ha sido objeto de modificaciones que no se incluyen en este texto por su extensión.

Para esta zona, con el fin de caracterizarla desde el punto de vista de su valor promedio de número de curva CN, se tiene:

✓ Clasificación del Suelo

Teniendo en cuenta la matriz limosa y limo arenosa observada en las visitas y corroborada en los análisis de suelos tomados en diferentes sitios, así como la observación del suelo tanto en época seca como en invierno en este sector se adoptó un tipo de suelo intermedio entre B-C.

Grupo B se compone fundamentalmente de suelos poco profundos, moderadamente bien a bien drenados, con textura moderadamente fina a moderadamente gruesa; Grupo C, consiste principalmente en suelos con una capa que impide el movimiento descendente de agua o suelos con texturas moderadamente delgadas a finas.

✓ Condición de Humedad Antecedente del Suelo

Condición Tipo II, la cual se presenta cuando la precipitación acumulada de los cinco días previos al evento en consideración es mayor a 35 mm y menor a 53 mm, lo cual ocurre con mayor frecuencia en la zona de proyecto.

✓ Uso del Suelo

Corresponde a terrenos con buena cobertura vegetal y un porcentaje alto de áreas intervenidas, bajas pendientes, con núcleos pequeños de bosque en buenas

condiciones, y con moderada a elevada impermeabilidad producida por suelos de finas texturas.

Para estas condiciones, se adoptó un número de curva entre 70 y 80, a partir de la cual se calcularon las precipitaciones efectivas.

- **Duración de la Lluvia**

La duración de la lluvia se toma equivalente al tiempo de concentración de cada cuenca. El tiempo de concentración por el método de Snyder equivale a la duración de la lluvia estándar, parámetro definido con una ecuación dentro del mismo método. Con esta duración se produce el valor máximo de Intensidad, por resultar de menor valor al calculado por el método de CCP o Kirpich.

- **Periodos de Retorno**

Los periodos de retorno asignados a cada corriente dependerán del orden de las cuencas y del evento escogido. En el caso de los ríos, cuyas áreas son considerables, se tomaran frecuencias de 100 años, mientras que para los caños estas frecuencias serán de 50 años.

- **Precipitación de Diseño**

La precipitación de diseño se obtiene de las curvas IDF para la región, conociendo de antemano el período de retorno del evento escogido y la duración de la lluvia. Las Curvas IDF utilizadas variaron de acuerdo al tamaño de la cuenca, así: para las cuencas mayores (Ríos Pamplonita y Guarumito) se tomaron las curvas generadas en la estación Aeropuerto Camilo Daza, mientras que para las cuencas menores o subcuencas, se tomaron las de la estación La Jarra.

Los resultados encontrados para la escorrentía directa, aplicable a cada una de las cuencas y subcuencas del corredor vial proyectado, se consignaron en la Tabla 2.6.

Tabla 0.6. Escorrentía Directa Aplicable al Hidrograma de Snyder - Método USCS

Nombre Corriente	Tr [años]	D [horas]	D [min]	I [mm/h]	I [lps/ha]	Pp [mm]	CN	Pe [mm]
Río Pamplonita	100	4.44	266.18	27.70	76.94	122.87	72.3	53.21
Río Guarumito	100	2.78	166.51	37.57	104.37	104.27	70	35.57
Caño Negro	50	0.97	57.98	112.4	312.23	108.62	80	57.71
Caño Grande	50	0.72	43.47	135.5	376.50	98.20	80	49.06
Caño Bocají	50	0.88	52.81	119.4	331.77	105.12	80	54.78

FUENTE: Elaboración propia.

2.5.6. Caudales de Diseño

La obtención de los caudales de diseño requeridos para diseñar la obra de paso necesaria que permitirá el drenaje del caudal máximo de los cuerpos de agua presentes en la zona, se fundamenta en la utilización de dos herramientas principales: el estudio estadístico de registros periódicos, idóneos y suficientes de caudales efectivamente ocurridos, medidos y registrados en una estación de aforos creada en años anteriores, debidamente calibrada y apta para ese fin; y la utilización de un Modelo Lluvia Escorrentía, por medio del cual se obtendrán los caudales máximos en el sitio de la intersección vial con la corriente, a partir de la escorrentía directa calculada para el período deseado de diseño. En esta última opción es necesario contar con registros suficientes de precipitación representativos de la pluviometría del área aferente

2.5.6.1. Caudal Máximo Probable para el Río Pamplonita según los Registros Estadísticos de Aforo de la Estación Aguas Claras.

En las corrientes importantes de Colombia, el IDEAM cuenta con estaciones de aforo construidas para suministrar registros continuos y clasificados de niveles y

caudales, a partir de los cuales se pueden seleccionar los hidrogramas de creciente que permiten construir un hidrograma unitario típico de diseño para períodos de retorno que oscilan entre un año y 100 o 200 años de recurrencia. Tales hidrogramas, inicialmente contruidos para una altura unitaria de precipitación (1 pulg. o 1 cm), constituyen la forma idónea de representar en forma física el pulso de creciente efectivamente ocurrido, a la vez que conducen a la obtención del hidrograma de creciente y posibilitan la separación de la escorrentía del caudal base.

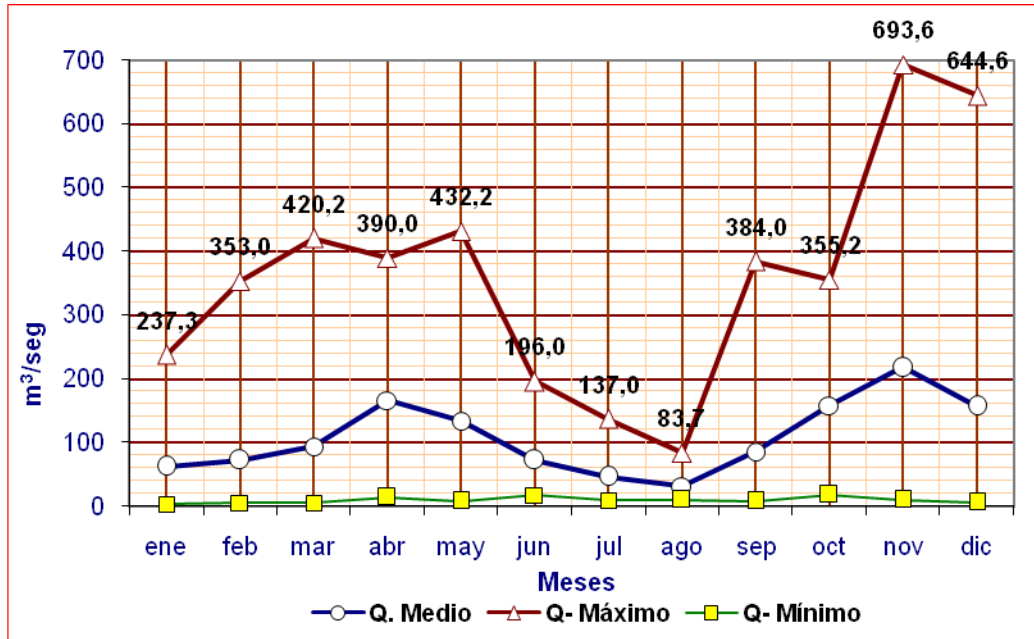
En la zona del proyecto sólo existe una estación de aforos administrada por el IDEAM, la estación Aguas Claras, una estación de tipo limnimétrica que se encuentra ubicada aguas abajo del sitio de Ponteadero previsto para el Río Pamplonita, y en lugar ideal para verificar las suposiciones planteadas para construir el hidrograma unitario de dicha corriente y aplicarlas análogamente en el Río Guarumito, de menor caudal y menor área aferente.

Precisamente para este fin, se realizó un análisis de caudales a partir de la información registrada, graficándose los diferentes rangos con tres escenarios: Caudales Máximos Mensuales, Caudales Medios Mensuales y Caudales Mínimos Mensuales (ver Figuras 2.25 a 2.27).

El comportamiento observado es similar al obtenido en los estudios anteriores, con valores máximos en los meses de abril y noviembre y mínimos durante los periodos de verano entre Enero y Febrero para el primer semestre y entre Julio y Septiembre para el segundo.

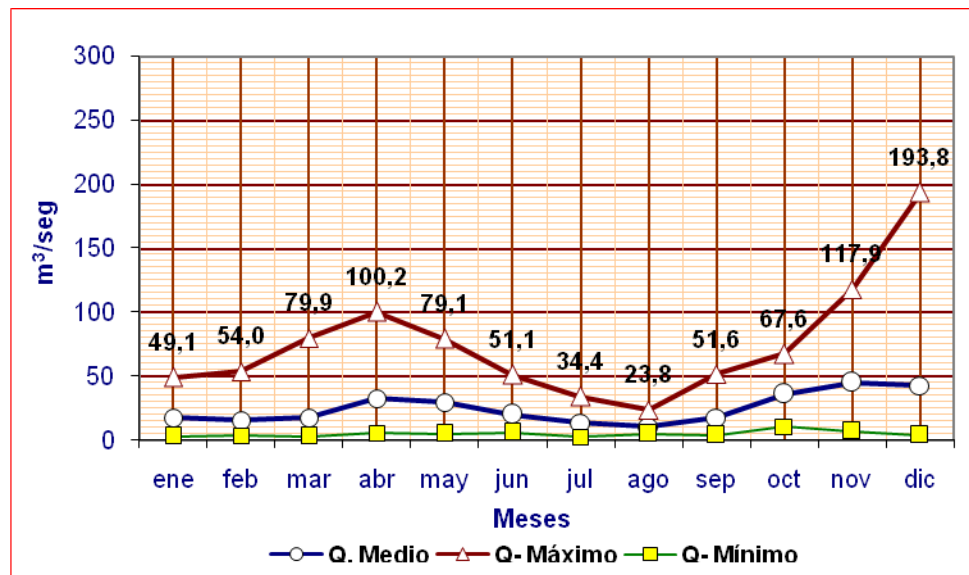
El caudal máximo registrado corresponde a un período de retorno de 67 años y asciende a 693.6 m³/seg.

Gráfica 0.25. Rango de Caudales Máximos Mensuales - Est. Aguas Claras - Río Pamplonita



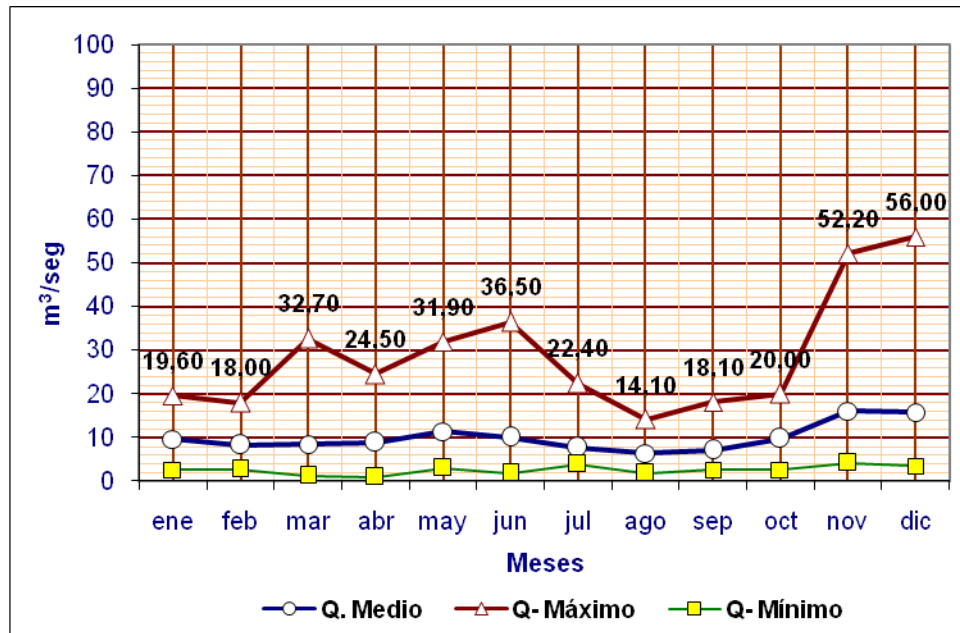
FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM.

Gráfica 0.26. Rango de Caudales Medios Mensuales - Est. Aguas Claras - Río Pamplonita



FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Gráfica 0.27. Rango de Caudales Mínimos Mensuales - Est. Aguas Claras - Río Pamplonita



FUENTE: Elaboración propia. Datos IDEAM

Tomando la serie de caudales máximos mensuales, se calculó la probabilidad de excedencia por el método probabilístico de Gumbel (ver Tabla 2.7.).

Tabla 0.7. Cálculo de Probabilidad de Excedencia - Valores Máximos de Caudales

DISTRIBUCION NORMAL		DISTRIBUCION ORDENADA								
AÑO	VALOR m ³ /s	m	AÑO	VALOR	f>m/(n+1) EMPIRICA	f>m/n	AÑOS Tr	P>m/(n+1)	RIESGO GUMBEL	Tr anos
1968	248	1	1999	78.00	3.13%	3.23%	1.03	96.88%	98.88%	1.01
1969	390	2	1982	95.25	6.25%	6.45%	1.07	93.75%	97.82%	1.02
1970	386	3	1996	145.20	9.38%	9.68%	1.10	90.63%	91.02%	1.10
1971	301	4	1994	154.00	12.50%	12.90%	1.14	87.50%	89.16%	1.12
1972	273	5	2003	159.00	15.63%	16.13%	1.19	84.38%	88.02%	1.14
1973	598	6	2005	203.00	18.75%	19.35%	1.23	81.25%	75.64%	1.32
1974	444	7	1986	212.20	21.88%	22.58%	1.28	78.13%	72.66%	1.38
1975	694	8	2000	215.50	25.00%	25.81%	1.33	75.00%	71.58%	1.40
1976	420	9	1981	215.80	28.13%	29.03%	1.39	71.88%	71.48%	1.40
1977	159	10	1998	221.50	31.25%	32.26%	1.45	68.75%	69.58%	1.44
1978	350	11	1972	224.60	34.38%	35.48%	1.52	65.63%	68.54%	1.46
1979	228	12	2001	228.20	37.50%	38.71%	1.60	62.50%	67.32%	1.49
1980	154	13	1992	247.60	40.63%	41.94%	1.68	59.38%	60.73%	1.65
1981	374	14	1985	273.20	43.75%	45.16%	1.78	56.25%	52.17%	1.92
1982	216	15	1989	274.00	46.88%	48.39%	1.88	53.13%	51.91%	1.93
1983	212	16	1983	275.00	50.00%	51.61%	2.00	50.00%	51.59%	1.94
1984	275	17	1974	285.00	53.13%	54.84%	2.13	46.88%	48.38%	2.07
1985	286	18	1979	285.70	56.25%	58.06%	2.29	43.75%	48.16%	2.08
1986	225	19	1977	300.60	59.38%	61.29%	2.46	40.63%	43.59%	2.29
1987	222	20	1978	350.40	62.50%	64.52%	2.67	37.50%	30.31%	3.30
1988	512	21	1988	353.00	65.63%	67.74%	2.91	34.38%	29.71%	3.37
1989	274	22	1980	362.40	68.75%	70.97%	3.20	31.25%	27.61%	3.62
1990	362	23	1997	374.00	71.88%	74.19%	3.56	28.13%	25.19%	3.97
1991	95	24	2004	385.70	75.00%	77.42%	4.00	25.00%	22.93%	4.36
1994	216	25	1991	390.00	78.13%	80.65%	4.57	21.88%	22.15%	4.52
1995	145	26	1975	406.60	81.25%	83.87%	5.33	18.75%	19.32%	5.18
1996	203	27	1995	420.20	84.38%	87.10%	6.40	15.63%	17.25%	5.80
1997	78	28	1990	444.00	87.50%	90.32%	8.00	12.50%	14.09%	7.10
1998	407	29	1976	512.40	90.63%	93.55%	10.67	9.38%	7.75%	12.90
1999	353	30	1987	597.80	93.75%	96.77%	16.00	6.25%	3.59%	27.82
2003	285	31	1993	693.60	96.88%	100.00%	32.00	3.13%	1.50%	66.78

FUENTE: Elaboración propia.

Luego, con el fin de generar caudales máximos para frecuencias de 5, 10, 25, 50, 100 y 200 años, se hicieron los cálculos respectivos en base a sus correspondientes probabilidades de excedencia, obteniéndose los valores consignados en la Tabla 2.8

Tabla 0.8. Caudales esperados según Probabilidad y Periodo de Retorno - Est. Aguas Claras

Q (m3/s)	Probabilidad	T. Retorno [años]
402.4	20.00%	5.00
483.5	10.00%	10.00
586.0	4.00%	25.00
662.0	2.00%	50.00
737.5	1.00%	100.00
812.7	0.50%	200.00

FUENTE: Elaboración propia.

Debido a que el periodo de retorno escogido para las corrientes mayores del proyecto, fue de 100 años, los análisis de los registros estadísticos de aforo concluyen que el caudal máximo probable del río Pamplonita es de 737.5 m³/s.

2.5.6.2. Modelo Lluvia Escorrentía

La metodología utilizada para obtener los caudales de diseño en cuencas hidrográficas interceptadas por una vía, cuando no se cuenta con registros extensos y confiables de caudales, se basa en la obtención de hidrogramas unitarios y posterior conversión en hidrogramas de caudales. Para llegar a ellos se hace necesario determinar el hietograma de la lluvia de diseño y el de la lluvia efectiva. El primero de estos se deduce a partir de la única información disponible: la precipitación máxima en 24 horas; mientras que el segundo se obtiene a través de la estimación de las pérdidas. Para efectos de este documento se considerarán pérdidas o abstracciones a aquellas partes de la precipitación que no llegan a formar parte de la escorrentía directa o del hidrograma de creciente. Las principales pérdidas hidrológicas son: interceptación, almacenamiento en depresiones, evaporación e infiltración. Puesto que no se cuenta con la información suficiente para hacerlo por un método más aproximado, el cálculo de ellas lo haremos a través del método NRCS (SCS), el cual será descrito posteriormente.

Para finalizar se procede a calcular el hidrograma de escorrentía directa y el hidrograma de caudal, sumándole a este último un flujo base estimado.

Los métodos existentes para calcular el caudal de diseño en las cuencas difieren según el área y las condiciones de las cuencas. En esta región de la geografía Andina, con cuencas pequeñas, es recomendable utilizar el método Racional para cuencas menores de 1 km^2 o hasta un máximo de 2 km^2 y para cuencas mayores de $1-2 \text{ km}^2$, el método del Hidrograma Unitario.

2.5.6.3. Caudal de Diseño para Corrientes de Agua Mayores a 1 km^2

En esta oportunidad el cálculo se llevó a cabo por medio del hidrograma unitario de Snyder, método que se describe a continuación:

El hidrograma Unitario Sintético de Snyder (1938) se basa en las relaciones matemáticas por él encontradas entre tres (3) características del hidrograma unitario Standard y las propiedades de la morfología de cuencas. Estas relaciones se fundamentan en un estudio de 20 cuencas localizadas en los montes Apalaches de tamaños que oscilan entre 10 y 10000 millas cuadradas..

Las tres características mencionadas son:

- ✓ La duración efectiva de la lluvia, t_{ll} ,
- ✓ La relación entre el caudal pico y la escorrentía directa en el punto del pico de la creciente, q_p
- ✓ El tiempo de retardo de la cuenca, t_R .

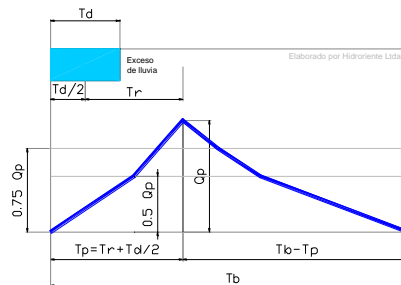
A partir de esas relaciones, expresadas matemáticamente, se pueden calcular cinco parámetros de un hidrograma unitario deseado, correspondiente a una lluvia efectiva de una duración dada. (e.g., Chow et al., 1988; Bras, 1990) a saber:

- ✓ El caudal pico por unidad de área de la Cuenca, q_{pR} ,
- ✓ El tiempo de retardo de la cuenca, t_R
- ✓ El tiempo base, t_b , y

- ✓ Los anchos, W (en unidades de tiempo) de la hidrógrafa unitaria para los porcentajes del 50 y el 75% del caudal pico.

A diferencia del Método racional (lps/ha), el método de Snyder utiliza alturas de precipitación directa (mm) para el cálculo del caudal máximo. El hidrograma unitario de Snyder (ver Figura 2.4.) tiene en las ordenadas las dimensiones de caudal /altura de pp. Al multiplicar la ordenada máxima por la pp de diseño resulta el caudal de la creciente.

Figura 0.5. Hidrograma Unitario de Snyder



FUENTE: Base de datos del Consultor

El procedimiento seguido en las hojas de cálculo para obtener un hidrograma unitario y posteriormente aplicar la escorrentía directa calculada como se describió anteriormente es el siguiente:

Se obtiene la creciente máxima de cada cuenca por el método de Snyder, el cual suministra un hidrograma unitario (L^3/T) para una precipitación de 25.4 mm, o 1 Pulgada, conforme a los siguientes parámetros:

Para una estación, en el cauce de un río se tiene:

$$T_{ret} = \text{Tiempo de retardo} = C_t * (L * L_c)^{0.3}$$

Donde:

Tret: Tiempo transcurrido desde el centro de gravedad de la lluvia efectiva hasta el momento en que el Caudal Pico pasa por la estación (horas).

$L =$ Longitud de la corriente principal, por el cauce, desde la estación hasta la divisoria, tomada cerca al nacimiento. (km)

$L_c =$ Distancia desde la estación, por el cauce, hasta el punto en el cauce más cercano al centroide de la hoya. (km)

$C_t =$ Coeficiente que varía entre 1.35 y 1.65. Siendo 1.35 apropiado para altas pendientes y 1.65 para bajas. En este caso se adoptó 1.35

Además:

$T_{II} =$ Duración de la lluvia neta en horas $= T_r / 5.5$

$T_p =$ Tiempo al pico $= T_r + T_{II}/2$. Todo en horas.

El caudal máximo correspondiente a una precipitación de 25.4 mm, caídos durante T_{II} , se hallará por medio de esta ecuación:

$$Q_{\max} = 7 * C_p * A / T_r.$$

Donde:

$Q_{\max} =$ Caudal, en m^3/seg ,

$A =$ Área, en Km^2

$C_p =$ Coeficiente que varía entre 0.56 y 0.69. Se adoptó 0.56

$T_r =$ Tiempo de retardo, en horas.

$$T_b = 3 + 3 * T_r / 24$$

Donde:

$T_b =$ Tiempo base del hidrograma (días).

T_r en horas

Si desea efectuarse un cálculo para una duración, T_2 , de la lluvia diferente a T_{II} , se debe calcular un nuevo tiempo de retardo así:

$$Tr' = Tr + (T_2 - T_{II})/4$$

En efecto se calcularon tiempos de retardo adicionales para diferentes duraciones de lluvia (1 y 6 horas), y para el tiempo de concentración de la cuenca (Tret-n).

Al aplicar lo anterior a cada una de las corrientes que interceptan el corredor vial proyectado, se obtiene el Hidrograma Unitario por el Método de Snyder para una Pp = 1 pulgada (ver tabla 2.9).

Tabla 0.9. Hidrograma Unitario de Snyder para Pp = 1 pulgada

Nombre Corriente	Área [km ²]	L [km]	Lc [km]	Tret [horas]	TII [horas]	Tret-n [horas]	Qp/pulg [m ³ /s]	Tb [días]
Río Pamplonita	1873.8	148.20	104.54	24.40	4.44	26.61	349.43	6.05
Río Guarumito	725.32	71.90	45.12	15.26	2.78	16.05	216.22	4.91
Caño Negro	30.07	12.60	7.65	5.31	0.97	6.07	25.74	3.66
Caño Grande	11.89	7.78	4.74	3.98	0.72	4.21	13.58	3.50
Caño Bocají	6.14	9.98	7.07	4.84	0.88	5.56	5.77	3.61
Caño Guarumito	0.62	1.19	0.59	1.21	0.22	1.36	2.33	3.15

FUENTE: Elaboración propia.

Para este caso el cálculo del tiempo base con la fórmula original de Snyder no es muy válido, por el tamaño reducido de las cuencas. Se puede utilizar un valor de $T = 3 \text{ a } 5 \times T_p$, o calcularlo solucionando una ecuación a partir del área de hidrograma.

Este consultor obtuvo, a partir de igualar el volumen del hidrograma con el volumen de una precipitación de una pulgada, o 1 cm las siguientes fórmulas:

$$T_b = 28.22 \times \text{Area}(\text{km}^2) / Q(\text{m}^3/\text{seg}/\text{in}) - 1.5 W_{50} - W_{75} \text{ (en horas)}$$

$$\text{o, } T_b = 11.11 \times \text{Area}(\text{km}^2) / Q(\text{m}^3/\text{seg}/\text{cm}) - 1.5 W_{50} - W_{75} \text{ (en horas)}$$

Se calcularon entonces los anchos W (en unidades de tiempo) de la hidrógrafa unitaria para los porcentajes del 50 y el 75% del caudal pico, y con esto se procedió a hallar los nuevos valores de T_b , para así obtener un nuevo hidrograma unitario, correspondiente esta vez a 1 cm de precipitación efectiva (ver tabla 2.10).

Tabla 0.10. Hidrograma Unitario de Snyder para $P_p = 1$ cm

Nombre Corriente	Tret [horas]	Qp/cm [m³/s]	W₅₀ [km]	W₇₅ [horas]	Tb [horas]
Río Pamplonita	24.40	137.57	35.92	2.48	76.96
Río Guarumito	15.26	85.13	21.64	12.34	49.86
Caño Negro	5.31	10.13	6.93	6.93	18.62
Caño Grande	3.98	5.35	5.08	5.08	14.21
Caño Bocají	4.84	2.27	6.26	6.26	17.06

FUENTE: Elaboración propia.

Finalmente, el hidrograma de la lluvia efectiva de diseño se obtuvo de multiplicar las ordenadas del hidrograma unitario de Snyder de 1 cm por la precipitación efectiva obtenida a partir del método ya mencionado del USCS. Los resultados se consignan en la Tabla 2.11.

Tabla 0.11. Caudales de Diseño según el Método de Snyder

Nombre Corriente	Qp/cm [m ³ /s]	Pe [cm]	Qp [m ³ /s]
Río Pamplonita	137.57	5.32	732.05
Río Guarumito	85.13	3.56	302.76
Caño Negro	10.13	5.77	58.48
Caño Grande	5.35	4.91	26.24
Caño Bocají	2.27	5.48	12.45

FUENTE: Elaboración propia.

Una vez obtenidos los caudales pico para cada corriente, se paso a definir los parámetros de sus respectivos hidrogramas de creciente (ver Tabla 2.12).

Tabla 0.12. Parámetros de los Hidrogramas de Creciente

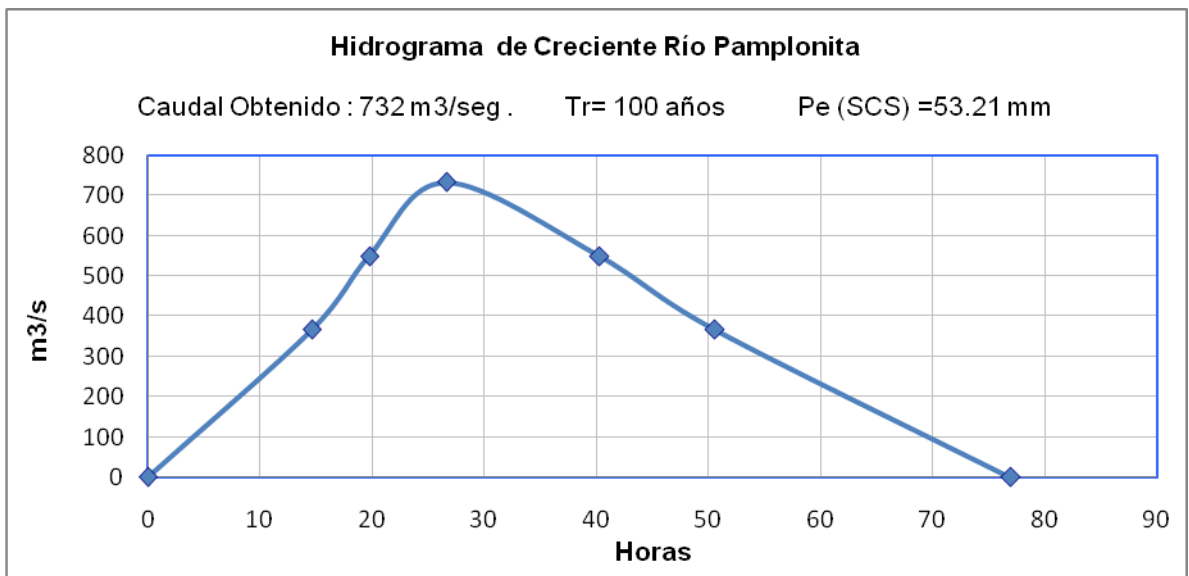
Nombre Corriente	Qp [m ³ /s]	W ₅₀ [km]	W ₇₅ [horas]	Tb [horas]	Tp [horas]
Río Pamplonita	732.05	35.92	20.48	76.96	26.62
Río Guarumito	302.76	21.64	12.34	49.86	16.65
Caño Negro	58.48	6.93	3.95	18.62	5.80
Caño Grande	26.24	5.08	2.89	14.21	4.35
Caño Bocají	12.45	6.26	3.57	17.06	5.28

FUENTE: Elaboración propia.

Los hidrogramas de creciente para las diferentes corrientes que interceptan el corredor vial fueron elaborados para que, con base en la forma de ellos, se pudieran diseñar las obras que permitirán el paso de la creciente de diseño sin afectar la obra

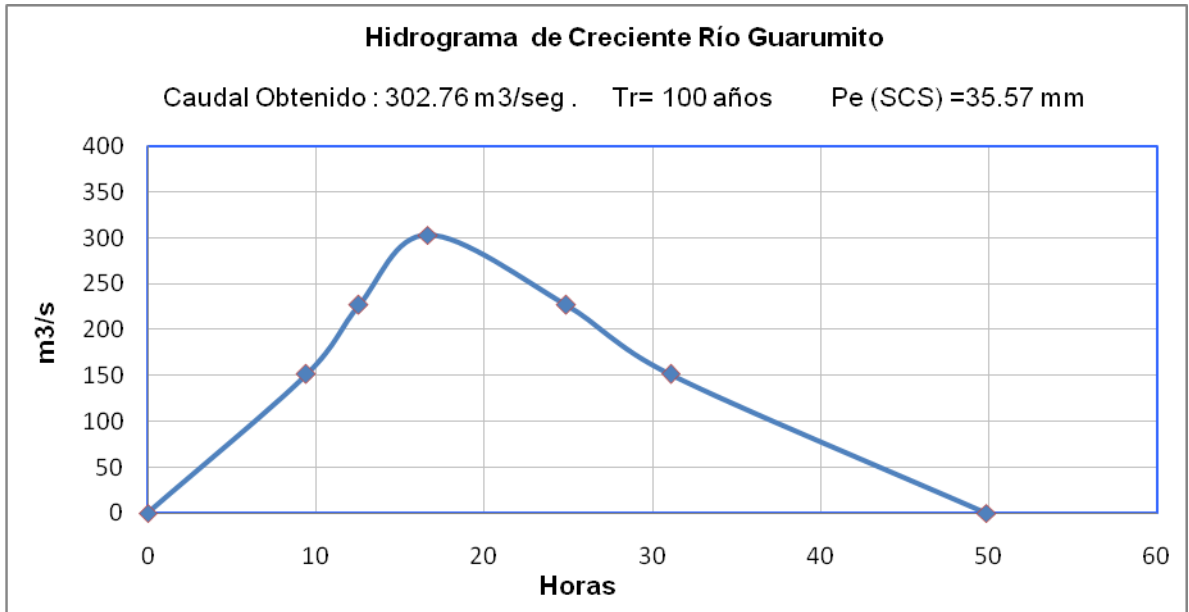
propuesta ni el tráfico sobre ella. Las figuras 2.28 a la 2.32 muestran los respectivos hidrogramas para las respectivas corrientes.

Gráfica 0.28. Hidrograma de Creciente Río Pamplonita - Método HU Snyder



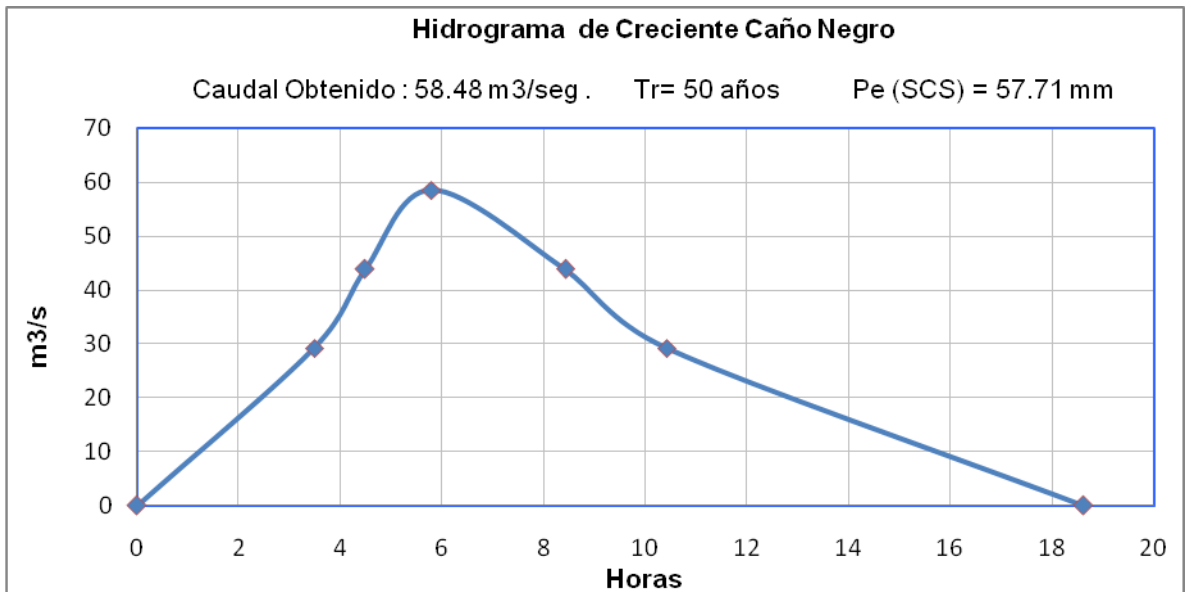
FUENTE: Elaboración propia.

Gráfica 0.29. Hidrograma de Creciente Río Guarumito - Método HU Snyder



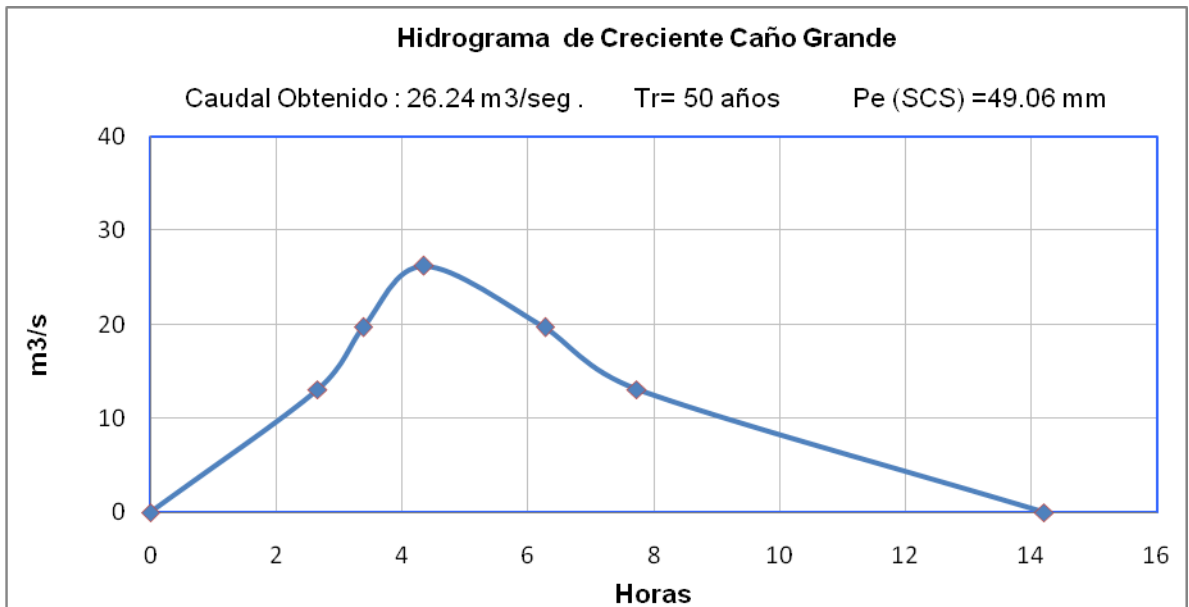
FUENTE: Elaboración propia.

Gráfica 0.30. Hidrograma de Creciente Caño Negro - Método HU Snyder



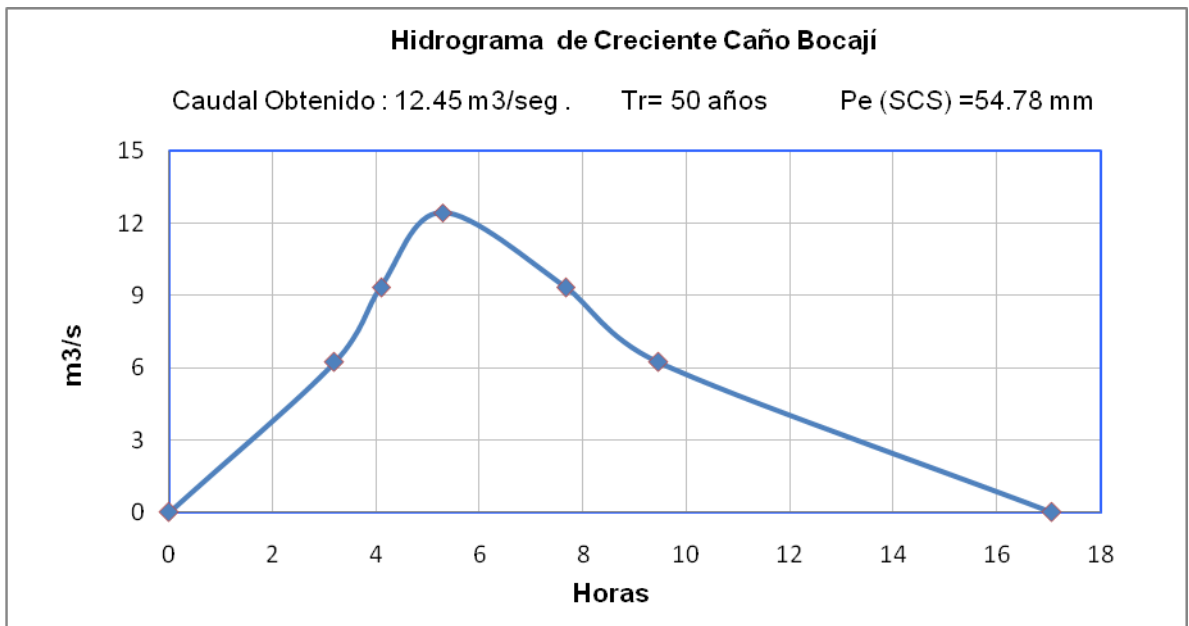
FUENTE: Elaboración propia.

Gráfica 0.31. Hidrograma de Creciente Caño Grande - Método HU Snyder



FUENTE: Elaboración propia.

Gráfica 0.32. Hidrograma de Creciente Caño Bocají - Método HU Snyder



FUENTE: Elaboración propia.

2.5.6.4. Caudal de Diseño para Corrientes de Agua Menores a 1 km²

En esta oportunidad el cálculo se llevó a cabo por medio del Método Racional, el cual se describe a continuación:

El Método racional se basa en la estimación del caudal con base en la existencia de una relación de proporcionalidad entre el caudal resultante y el área de la cuenca, la intensidad de la lluvia y las condiciones de retención de lluvia del suelo y la masa boscosa. Parte sin embargo de algunas hipótesis que limitan su exactitud a saber: el máximo caudal ocurre cuando todos los sectores de la cuenca aportan escorrentía al caudal pico en la estación y, el aguacero que genera la creciente, se distribuye uniformemente sobre el área.

El Método racional calcula el caudal pico de aguas lluvias con base en la intensidad media del evento de precipitación, con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escorrentía estimado con base en el uso del suelo y los materiales de la zona donde se genera la escorrentía.

La ecuación del método racional es

$$Q = C \times i \times A$$

Donde:

Q= Caudal (m³/seg o lps)

C= Coeficiente de escorrentía (Varía en estos tramos entre 0.15 y 0.25)

i= intensidad de la lluvia en mm/hora o lps/Ha.

A= Área de la cuenca hasta la estación, en el sitio de cruce con la vía. (ha)

El coeficiente de escorrentía, C, es función del tipo de suelo, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y de otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escorrentía. En su determinación deben considerarse las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores de la escorrentía. De igual manera, debe incluir

consideraciones sobre el desarrollo urbano y las variaciones previsibles del uso del suelo. El valor del coeficiente C debe ser estimado tanto para la situación inicial como la futura, al final del periodo de diseño.

La Intensidad de precipitación, i , que debe usarse en la estimación del caudal pico de aguas lluvias corresponde a la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el periodo de retorno de diseño definido para cada estructura en particular y una duración equivalente al tiempo de concentración de la parte de la lluvia que se convierte en escorrentía.

El procedimiento seguido en la hoja de cálculo para estimar el caudal pico como se describió anteriormente es el siguiente:

Se seleccionó la duración de la lluvia de diseño en cada cuenca de conformidad con los tiempos de concentración calculados. Se obtuvieron los tiempos de concentración según los métodos de Snyder y California Culverts Practice escogiendo el menor, puesto que arroja la mayor intensidad. Previamente se definió un tiempo mínimo de concentración para todas las hoyas hidrográficas igual 7.5 min, como es usualmente recomendado en diferentes referencias bibliográficas que, finalmente no se aplicó por resultar superiores.

En las cuencas menores, calculadas por este método, el coeficiente de escorrentía adoptado fue de 0.25, siendo este el máximo de los que se presentan en la zona, correspondiente a áreas rurales y suburbanas de baja pendiente cubiertas en pastos.

Los valores de intensidad, entre 120 y 350 lps/ha, corresponden a los hallados a través de las curvas IDF referenciadas a la estación de más influencia según lo establecido anteriormente. En la Tabla 2.12 se presentan los valores para cada hoyo hidrográfica de la duración de la lluvia de diseño, la intensidad media de precipitación, el coeficiente de escorrentía y el caudal pico de aguas encontrado. (*) = El Valor para el Caño Grande no se aplica por ser de tamaño correspondiente al método de Snyder.

Tabla 0.13. Caudales de Diseño según el Método Racional

Nombre Corriente	D [horas]	C	I [lps/ha]	A [ha]	Qp [lps]	Qp [m ³ /s]
Caño Grande (*)	1.61	0.25	223.1	459	66355	66.4
Caño Bocají	3.75	0.25	129.1	614	19811.6	19.8
Caño Guarumito	0.81	0.25	348.8	62	5416.9	5.4

FUENTE: Elaboración propia.

2.5.6.5. Caudales Máximos Esperados

De acuerdo con los criterios y metodologías expuestas en los capítulos anteriores, los caudales máximos esperados en las diversas subcuencas aferentes a la vía proyectada se presentan en la Tabla 2.14, junto a sus valores de área de la subcuenca, método empleado y periodo de retorno utilizado.

Tabla 0.14. Caudales Máximos Esperados

Nombre Corriente	Método	Área [km ²]	Periodo de Retorno [años]	Q [m ³ /s]
Río Pamplonita	Método Probabilístico de Gumbel	1873.8	100	737.5
Río Guarumito	Hidrograma de Snyder	725.32	100	302.76
Caño Negro	Hidrograma de Snyder	30.07	50	58.48
Caño Grande	Hidrograma de Snyder	11.89	50	26.24
Caño Bocají	Hidrograma de Snyder	6.14	50	12.45
Caño Guarumito	Método Racional	0.62	50	5.4

FUENTE: Elaboración propia.

2.6. JUSTIFICACIÓN DE LAS FORMULAS EMPLEADAS

A continuación se presenta una justificación de las formulas empleadas para cada uno de los parámetros involucrados en el desarrollo de estos estudios, procurando siempre que el método escogido sea el más apto para lograr los resultados ajustados a la realidad.

2.6.1. Método de Vargas y Díaz Granados. Curvas IDF

Vargas (2000), evaluó la aplicación de las principales ecuaciones propuestas por la literatura para generar curvas IDF sobre una amplia región colombiana. En primera instancia, utilizó la ecuación de Kothyari y Garde (ecuación 1) en forma general:

$$I = a \frac{Tr}{tc} (R_{24}^2)^d \quad (1)$$

Luego, reemplazó el término R_{24}^2 , por el valor promedio anual máximo de precipitación diaria M

$$I = a \frac{T^b}{t^c} (M)^d \quad (2)$$

Posteriormente, Vargas y Díaz propusieron modificaciones a la ecuación (2) de tal manera que incluyera un parámetro correspondiente al número de días con lluvia del año N, parámetro de fácil consecución en los registros climatológicos:

$$I = a \frac{T^b}{t^c} (M)^d (N)^e \quad (3)$$

Donde a, b, c, d y e son coeficientes determinados por análisis de regresión para las estaciones consideradas.

Finalmente, adicionaron parámetros como la precipitación medial anual PT en mm y la elevación sobre el nivel del mar ELEV en msnm obteniéndose las ecuaciones 4 y 5.

$$I = a \frac{T^b}{t^c} (M)^d (N)^e (Pt)^f \quad (4)$$

$$I = a \frac{T^b}{t^c} (M)^d (N)^e (Pt)^f (ELEV)^g \quad (5)$$

Fuente: Aplicación de diferentes metodologías para estimación de curvas Intensidad – Frecuencia – Duración en Colombia . Jaime I. Vélez, Germán Poveda, Oscar Mesa, Carlos D. Hoyos, J. Freddy Mejía, Diana I. Quevedo, Luis F. Salazar, Sara C. Vieira. Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos, Universidad Nacional de Colombia, Medellín, Colombia.2002

2.6.2. Formula de California Culverts Practice. Tiempos de Concentración

La aplicación de las fórmulas de California Culverts Practice y Kirpich, explicada en textos anteriores, parten de la base del conocimiento de las cotas máximas y mínimas de cada cuenca, de la longitud recorrida por el flujo en el cauce y del área aferente y usualmente ofrecen valores ligeramente mayores a los métodos SCS y Snyder. Sin embargo no siempre es así y se prefiere su uso muchas veces por la confiabilidad de las duraciones de lluvia resultantes.

2.6.3. Método del Natural Resources Conservation Service (NRCS). Precipitación Efectiva.

El método del NRCS es uno de los más usados en América para obtener la escorrentía directa debido a la gran cantidad de variables involucradas, como humedad antecedente, cobertura vegetal, pendiente del terreno, tipo del suelo

drenado, etc. pero sobre todo por la sencillez de su aplicación. En esta oportunidad las precipitaciones que finalmente se convierten en escorrentía son cercanas al 50% de la precipitación total, perdiéndose el 50 % restante por efectos de la infiltración , evaporación y otros procesos.

2.6.4. Método Probabilístico de Gumble. Proyección de Caudales Máximos.

La Aplicación de la Distribución de valores extremos de Gumbel es presentada en anexo especial y se ha preferido su utilización no solo por su coeficiente de ajuste sino por su veracidad recomendada por todos los autores en diferentes oportunidades en que se han calibrado con datos reales los modelos climatológicos que involucran estos cálculos.

2.6.5. Hidrograma Unitario de Snyder

La aplicación del método de Snyder presentada en texto previos data desde mediados del siglo pasado y ha sido objeto de mejoramientos consecutivos, constituyendo el más destacado el efectuado por el USBR, departamento oficial que estudió y propuso llevar el tiempo base de los hidrogramas, anteriormente siempre mayor a tres días, a un valor mas real y adicionalmente dio forma al hidrograma con valores horarios para el 50% de T_b y el 75 % de T_b . En combinación con el método de SCS para las precipitaciones efectivas permite obtener caudales de crecientes en forma rápida y confiable y permite así mismo obtener hidrogramas unitarios de precipitación efectiva para duraciones de la denominada lluvia estándar, equivalentes al tiempo de concentración y con una formula de conversión llevarlas a hidrogramas unitarios para lluvias de duración horaria. Su uso ha sido siempre recomendado para áreas entre 10 y 10000 millas cuadradas.

2.6.6. Método Racional

La aplicación de este método es muy sencilla y fue descrita previamente constituyendo la mayor restricción la recomendación de no ser usado en áreas mayores a 200 o trescientas Has y nunca de mas de 500 Has pues a partir de allí sobreestima exageradamente los caudales llevando las dimensiones de las estructuras a cifras que no son económicas. Es recomendado por autores como Linsley y por reglamentaciones nacionales para diseño de drenajes como el RAS-2000

2.7. APLICACIÓN DE LAS TEORÍAS Y MÉTODOS DE PREDICCIÓN

De manera sucinta puede resumirse la aplicación de las fórmulas de caudal en la siguiente forma:

Las cuencas mas grandes fueron analizadas por medio del hidrograma unitario de Snyder y el método del SCS, pero en el caso del río Pamplonita se consideró de mayor ajuste el resultado obtenido a partir del método probabilístico, extraído de la distribución de frecuencia Tipo Gumbel con una frecuencia de 0.01, con base en una serie de registros históricos de la estación de aforos de Aguas Claras con mas de 30 años de datos confiables, localizada en sitio muy cercano al ponteadero y administrada por una entidad de gran confiabilidad como es el IDEAM. A pesar de ello se calibró el Modelo SCS con el hidrograma unitario de Snyder para obtener un Numero de curva NC confiable y aplicar la metodología al río Guarumito, carente de estación de aforo.

3. ESTUDIOS HIDRÁULICOS

En este capítulo se presentan los estudios hidráulicos, los cuales están orientados al diseño de las estructuras requeridas para el manejo y control de la escorrentía superficial. Los análisis han tomado como base los caudales máximos instantáneos de los cuerpos de agua que interceptan la vía proyectada, y fueron obtenidos a partir del estudio hidrológico previo elaborado por los consultores de estos estudios. Adicionalmente, y con el fin de que estos diseños fueran congruentes con lo proyectado, se agregaron la topografía y el diseño geométrico de la vía, como insumos principales de estos estudios.

3.1. METODOLOGIA

Fundamentados en la caracterización hidráulica orientada al diseño de las estructuras requeridas para el manejo y control de la escorrentía superficial, con base en los caudales máximos obtenidos del estudio hidrológico, la topografía y el diseño geométrico de la vía, se realizó el diseño hidráulico de las obras de disipación de energía, de protección del cauce, de cobertura o de paso.

Teniendo en cuenta el cambio climático y la dificultad en el mantenimiento de las obras binacionales, el diseño de las obras hidráulicas se efectuó para períodos de retorno diferentes: 100 años para las obras relacionadas con el caudal de los ríos y 50 años para las obras menores.

Por medio de fotointerpretación se identificaron los cuerpos de agua involucrados, y lo encontrado se comparó con la información de las entidades comprometidas para así dar por confirmado el sistema hídrico del lugar.

En el caso de las obras hidráulicas, se definieron primero todos los parámetros correspondientes para luego proceder a dimensionar las obras requeridas por el proyecto. Para las estructuras mayores se utilizó el Modelo Matemático

denominado Hec-Ras con sus respectivas simulaciones. En el caso de las estructuras menores, en lo relacionado con las alcantarillas, se determinó el funcionamiento hidráulico en los aspectos de control de entrada y de salida, y se estudió detalladamente su localización con respecto al perfil longitudinal de la vía y se determinó la cota batea de las tuberías, teniendo en cuenta que a través de ellas se establecerá la cota de la rasante, dadas las características planas de la vía. Para las cunetas fue necesario poner especial cuidado al área aferente de escorrentía superficial.

3.2. GEOMORFOLOGIA - DINAMICA FLUVIAL

La geomorfología fluvial es el resultado del modelado que sobre la superficie terrestre ejercen los cursos de agua. Al analizarla se debe tener muy en cuenta la dinámica fluvial, pues es uno de los eventos que más influyen en el modelado, ya que se relaciona estrechamente con otros eventos como lo son la erosión, el transporte y la depositación.

En nuestro caso, los estudios de dinámica fluvial fueron orientados a la observación y cuantificación de los cambios registrados por el cauce de cada uno de los ríos, Pamplonita y Guarumito, en diferentes épocas. Aquí existen varios puntos que deben ser verificados: primero, la cantidad de agua en cada una de las épocas; segundo, la dirección del río; y tercero, los cambios ejecutados por la naturaleza o elementos antropicos en accidentes como islas, brazos, bancos de arena. etc. En base a esto se definió la localización definitiva de las estructuras que salvarán estas corrientes de agua.

3.2.1. Análisis Multitemporal del Lecho Activo del Río Pamplonita

Con base en la información recopilada, la consultoría de los Estudios y Diseños a Nivel de Fase III del Corredor Vial Aguaclara - Guarumito realizó la interpretación multitemporal del lecho activo del Río Pamplonita, con el fin de conocer aspectos de su dinámica y comportamiento durante los últimos 50 años, para así definir la localización definitiva de la estructura que salvará este cuerpo de agua (Foto 3.1.), y también, la estabilidad del corredor vial proyectado.

Foto 0.5. Río Pamplonita



FUENTE: Registro fotográfico del proyecto

Para el desarrollo del trabajo se hizo una búsqueda de las aerofotografías, cartografía e imágenes que representaran información suficiente para el análisis a lo largo del tiempo.

Se encontraron aerofotografías de diferentes décadas y cartografía a escala 1:25000, las dos pertenecientes al archivo técnico del IGAC. Además de una imagen obtenida del software Google Earth.

Una vez recopilado el material necesario, se llevo a cabo la interpretación visual de las fotografías aéreas.

3.2.1.1. Objetivos

- Detectar los cambios y variaciones del lecho activo del río Pamplonita, durante los últimos cincuenta años, mediante la interpretación de aerofotografías de las décadas 50, 60, 70, 90 y las imágenes obtenidas a partir de las demás fuentes.
- Establecer las principales tendencias en el comportamiento del lecho del río, basados en la comparación realizada entre las diferentes imágenes de las décadas en cuestión.
- Basados en el comportamiento del lecho, reconocer que tanto puede verse afectado el corredor, en especial en la zona del ponteadero y en la zona de los meandros.

3.2.1.2. Metodología

La información inicial para la realización del análisis multitemporal del cauce del rio pamplonita, consta de 28 fotografías aéreas en blanco y negro en formato análogo (Papel fotográfico) de 8 vuelos diferentes, sobre los cuales se logro establecer 7 épocas de trabajo a saber:

Tabla 0.15. Índice de vuelos y épocas de cada uno.

Vuelo	Época
R - 0439	1958
M - 0062	1962
M - 1115	1969
C- 1018	1973
C - 1741	1977
C - 1851	1978
C - 2595	1996
Google Earth	2002

FUENTE: Elaboración propia.

Tal como se puede ver en la tabla anterior existe buena cantidad de información para la realización del proceso de análisis, el rango de tiempo es de aproximadamente 40 años, además de la información de las fotografías aéreas se tomo también como elemento de análisis la imagen Quikc Bird (60 cm de resolución espacial) que se encuentra publicada en la herramienta google earth, (información disponible en internet) con el fin de obtener datos más recientes a los encontrados en fotos.

Las fotografías aéreas fueron sometidas a un proceso de escaneo, esto se llevo a cabo con el fin generar información en formato digital a partir de los datos análogos. Uno de los elementos requeridos para el escaneo de este tipo de datos es un escáner de capacidad fotogramétrica, dado que el formato de entrega de estas fotografías es de 23 x 23 cm un escáner normal de capacidad carta no alcanza a cubrir la totalidad de las fotos dejando por fuera los elementos conocidos como marcas fiduciales que son de suma importancia al momento de realizar cualquier proceso fotogramétrico.

Además de la capacidad en cuanto a tamaño también se esperan características de calidad de la imagen producida, ya que la finalidad última de estos procesos de digitalización es la de generar cartografía se requiere un nivel de calidad bastante

alto con el fin de crear datos confiables. Para el caso de este proyecto las fotografías fueron escaneadas en formato jpg con una densidad de 1200 dpi reales, lo cual quiere decir que se llega a pixeles de entre 10 y 25 cm en tamaño real (dependiendo de la escala de toma de la fotografía). A continuación se presenta una muestra del nivel de detalle alcanzado con este proceso en cada una de las fotografías (Figura 3.1.).

Figura 0.6. Ejemplo del nivel de detalle alcanzado en las fotografías escaneadas.



FUENTE: Aerofotografías escaneadas del IGAC

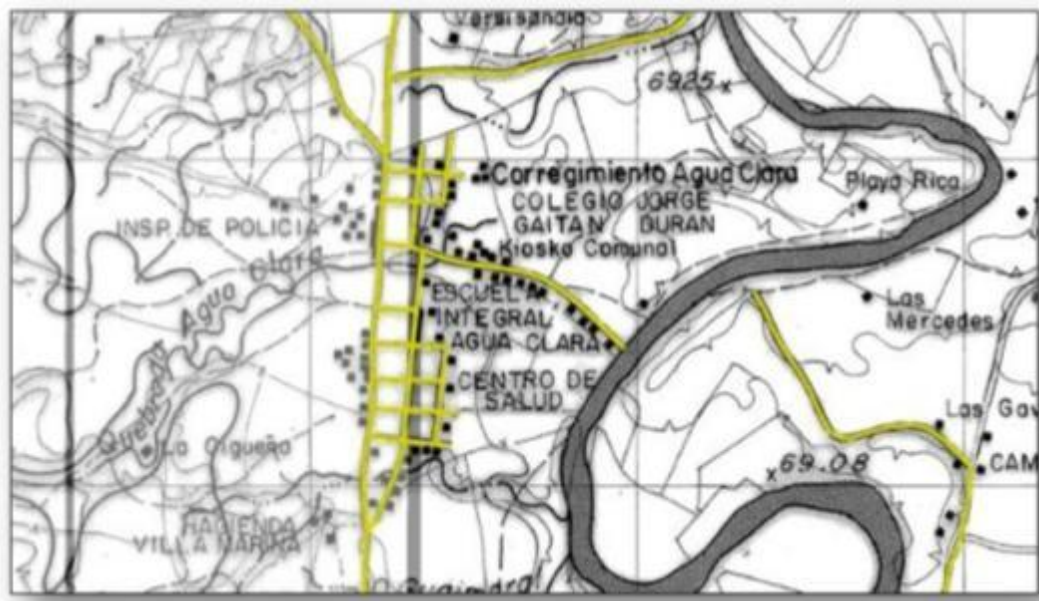
Otra parte del proceso fue la realizada con la información de las planchas a escala 1:25000 del Instituto geográfico Agustín Codazzi "IGAC", las cuales se encontraban en formato digital y solo se realizo con ellas el proceso de georeferenciación y digitalización. Estas planchas sirvieron como base al ser el único dato inicial que tenía como característica una referencia espacial, las planchas utilizadas son:

- 88 - II - A
- 88 - I - B

- 78 - III - D
- 78 - IV - C

Tal como se muestra en la Figura 3.2 después de ubicar las imágenes correspondientes a las planchas a escala 1:25000 del IGAC se llevo a cabo el proceso de digitalización de elementos cartográficos representativos, el cual se realiza con el fin de utilizar estos datos capturados de las planchas como base para la rectificación de las fotografías aéreas, por lo tanto se buscan elementos que sean antiguos para que sean visibles aun en las fotografías más lejanas en el tiempo.

Figura 0.7. Planchas 1:25000 IGAC georreferenciadas con las vías digitalizadas.



FUENTE: Elaboración propia.

Otra característica es precisamente que sean elementos que no tengan dinámica espacial, dicho de otra forma (que no se muevan), por ejemplo en una plancha como la de esta zona las cercas y los lotes son elementos que tienen mucha dinámica, cambian demasiado con el tiempo, el mismo río, por lo tanto estos no

pueden ser usados como referencia, al observar la plancha contra las fotografías aéreas se decidió utilizar como amarre las vías, que es un elemento que no cambia mucho de una época a otra.

Teniendo la información en formato digital y las vías digitalizadas se procede a la realización del proceso de georeferenciación y ortorectificación de las mismas. Este proceso se inicia con la observación de las diferencias de nivel existentes entre los diferentes puntos de la fotografía con el fin de evaluar el cambio sufrido en las mismas por la diferencia de escala, la norma dice que se debe aplicar esta corrección cuando la diferencia en altura es mayor del 10% en pendiente, esta observación se realizó sobre el área total de cada una de las fotografías comparándola con la altura presentada en las curvas de nivel, llegando a la conclusión que debido a la topografía del terreno y la escala de las fotografías no es necesario realizar la corrección por altura o diferencia de escala cuando se esta ortorectificando las imágenes.

Con la conclusión anterior se da inicio al procedimiento que consiste en ubicar de manera primaria la imagen sobre la cartografía, después se dan algunos puntos de control y se verifica la calidad por medio del cálculo del error medio cuadrático que el sistema va arrojando con la inclusión de cada uno de los puntos, lo ideal es mantener este error por debajo de 10. El software utilizado para este proceso es Arcgis de la empresa ESRI.

3.2.1.3. Análisis de la Dinámica Fluvial

El proceso de análisis de la dinámica fluvial del río comienza con la recopilación y adecuación de los datos base, una vez se tiene esta información con los elementos necesarios se comienza a revisar época por época y resaltar los aspectos más importantes en cada una de las épocas para finalizar con algunas conclusiones generales acerca de la forma como se ha movido el drenaje a través de los años.

3.2.1.3.1. Época Numero 1 (1958).

La principal característica que se puede observar en la fotografía aérea del año 1958 es que en el lugar en el cual se plantea la realización de la obra civil el río presenta una división del flujo, generándose lo que se conoce comúnmente como un brazo, este proceso de división trae como consecuencia la acumulación de material en el área de inflexión de la corriente, además genera que el ancho del río en este sector sea superior al requerido para el transporte del caudal real del río, en la figura 3.3 se ve un detalle de esta zona.

Figura 0.8. Ubicación del área de análisis fluvial en la fotografía de 1958.



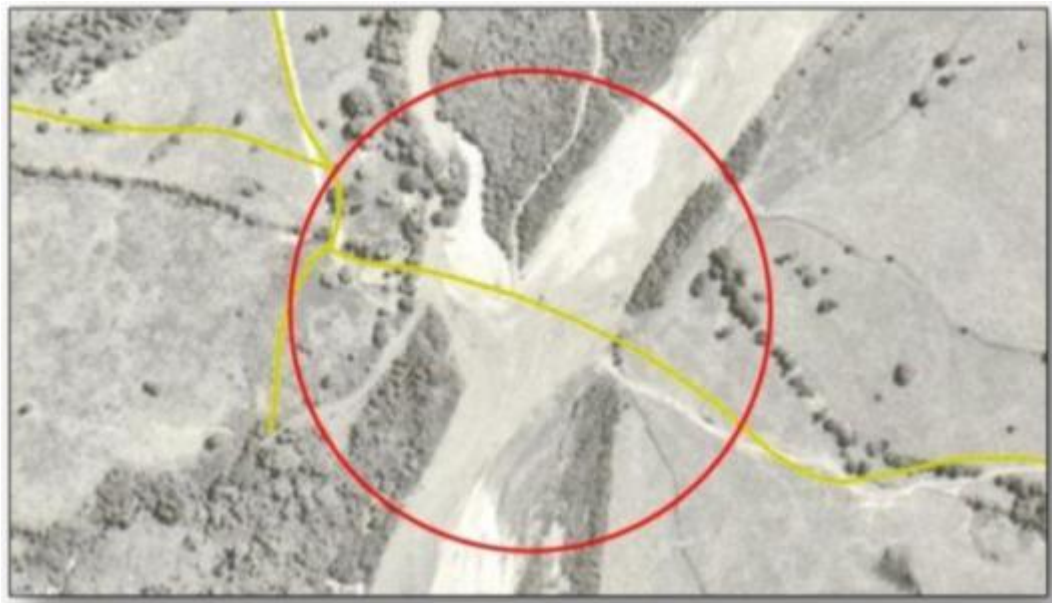
FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

Se puede observar la diferencia en los tonos de gris, el tono más oscuro que se encuentra dentro del lecho del río corresponde al agua y el más claro al material de arrastre acumulado debido al fenómeno del brazo y a los movimientos naturales de la corriente hídrica.

Según la información del proyecto la obra que se desea construir en esta parte del río es un puente, lo cual quiere decir que debe establecer de forma detallada el ancho del lecho del río en este punto como dato de diseño inicial.

Según lo observado y gracias al proceso de georreferenciación realizado se pueden tomar medidas muy aproximadas sobre las fotografías aéreas, utilizando esto y después de realizar una comparación de la fotografía con el trazado de la vía actual (Planchas 1:25000 IGAC) con el fin de establecer una dirección aproximada del puente la distancia mínima de la luz de esta obra bajo esas condiciones es de 210 metros, esta comparación se aprecia en la siguiente figura (Figura 3.4.).

Figura 0.9. Ampliación del área de análisis en la fotografía de 1958 con la vía actual.



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

3.2.1.3.2. Época Numero 2 (1962)

Tal como se puede ver en la Figura 3.5, en esta época aun se conserva la separación del flujo del río que da origen al brazo pero su amplitud se ve

disminuida por el proceso de acumulación de material. Otro elemento que se debe tener en cuenta en este análisis es que la escala de la fotografía es mucho menor a la que se tiene como base en la época anterior; Se toman, entonces, las medidas correspondientes teniendo en cuenta los parámetros mencionados anteriormente y se obtiene una luz necesaria de 190 metros como mínimo.

Figura 0.10. Ubicación del área de análisis fluvial en la fotografía de 1962.



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

En la tercera de las figuras generadas por el análisis de esta época del río (Figura 3.6), se reconoce un desplazamiento muy notorio en su margen derecha, este desplazamiento se hace evidente cuando se compara la imagen de 1958 con la información digitalizada de 1962 y se encuentra una diferencia de 20 metros que corresponden a un desplazamiento de aproximadamente 10 metros hacia el oeste y una disminución en el ancho del cauce de otros 10 metros, esta disminución se da por la invasión de cobertura vegetal hacia el cauce al sur de la separación de flujo en la margen derecha.

Figura 0.11. Comparación del cauce de 1958 a 1962



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

3.2.1.3.3. Época Número 3 (1969)

En esta época se observa la continuación de los fenómenos presentados en las dos épocas anteriores (Figura 3.7.), una disminución en el ancho del río producida por la invasión de cobertura vegetal desde la margen derecha del mismo y un corrimiento de todo el cauce hacia el accidente, este proceso se ve claramente en la comparación de las imagen de la apoca anterior con el cauce de la época que se está analizando (Figura 3.8.), en la figura trece además de los fenómenos ya mencionados se presenta una invasión de cobertura vegetal sobre el cauce del brazo que genera la separación del flujo, este fenómeno genera que el ancho del brazo también se encuentre disminuido con respecto a los años anteriores, este fenómeno se puede apreciar de forma más clara en una de las imágenes presentadas a continuación (Figura 3.7).

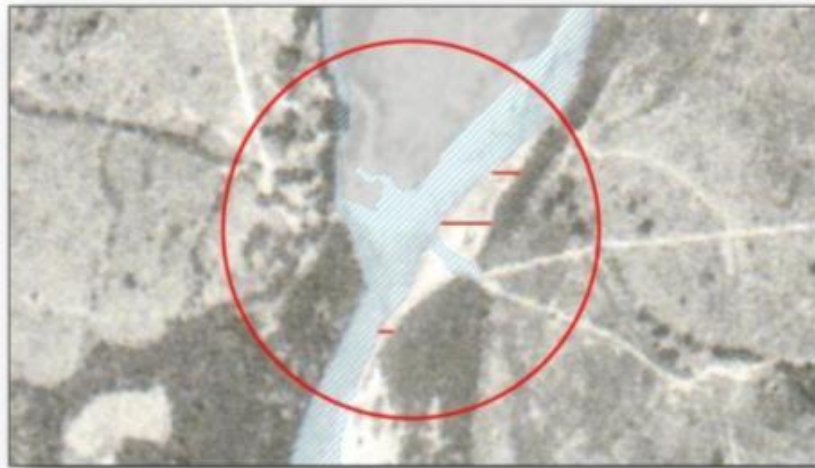
La luz necesaria para la construcción del puente con las condiciones presentadas en las fotografías evaluadas de esta época es de 160 metros.

Figura 0.12. Ampliación del área de análisis en la fotografía de 1969.



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

Figura 0.13. Comparación del cauce de 1962 a 1969.



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC

3.2.1.3.4. Época Número 4 (1973)

En el análisis realizado sobre la información de esta época se encontró que se continua con los procesos que tenía el río en su dinámica fluvial propia, pero ocurrió una disminución en la celeridad con la que suceden, por lo tanto se puede ver que el río sí se desplazo, pero una distancia menor por año que en las comparaciones anteriores. Otro tema es el que el brazo comienza a desaparecer debido a la acumulación de material de arrastre en el nacimiento del mismo, además del taponamiento natural debido al crecimiento en la cobertura vegetal de este cauce. En esta época en especial hay que destacar que el cauce del río se encuentra muy definido en comparación con las épocas anteriores.

En la siguiente imagen (Figura 3.9.) podemos ver la diferencia entre el cauce que tenía el río en 1958 y el que tiene en 1973, se pasa de un cauce muy exployado a uno mucho más definido, además se ve la diferencia en la cobertura vegetal presente en la margen derecha del río causante en gran medida del corrimiento del mismo.

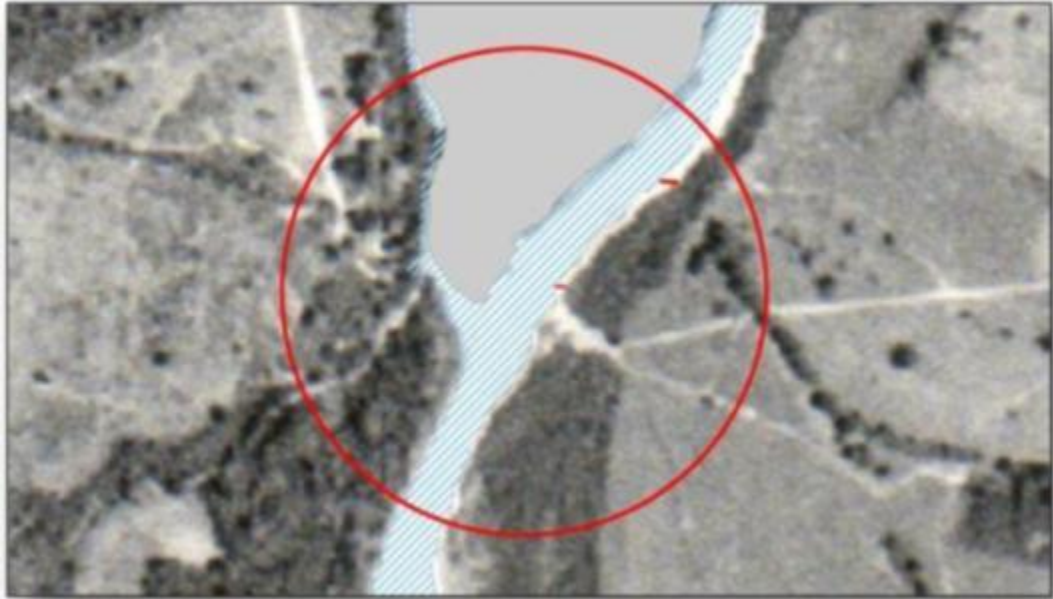
Figura 0.14. Comparación del cauce 1973 (izquierda) a 1958 (derecha).



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

Bajo las condiciones presentadas en esta época con una luz de 137 metros sería posible la realización del puente en este punto.

Figura 0.15. Comparación del cauce de 1969 a 1973.



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

3.2.1.3.5. Época Número 5 (1977)

En el análisis efectuado sobre esta época sucede un cambio bastante notorio sobre el cauce del río, el brazo existente desaparece (Figura 3.11.) y se da un corrimiento pero esta vez no de manera uniforme, por el contrario se crea una curva, que es el resultado de dos procesos que ocurren aguas arriba y aguas abajo del lugar del análisis. Esta morfología nueva del río se ve representada por dos curvas acentuadas con cambios de cauce aguas arriba de aproximadamente 100 metros y aguas debajo de 300 metros hablando solo de los eventos más cercanos al punto de análisis (Figura 3.12.).

Figura 0.16. Ubicación de la zona de análisis sobre la fotografía aérea de 1977.



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

Figura 0.17. Cambios severos sobre el flujo. Fotografía aérea de 1977.



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

Tal como se puede ver en la imagen (Figura 3.13.) debido a la desaparición del brazo y a la corrección efectuada de manera natural por el cauce del río la distancia necesaria para la luz del puente propuesto se disminuye de manera radical pasando de 137 metros a 80 metros

Figura 0.18. Ubicación del corredor vial sobre la fotografía aérea de 1977.



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

3.2.1.3.6. Época Número 6 (1996)

Uno de los elementos que se encontró en el análisis de esta época y que resulta de gran notoriedad es el ancho del río que continua con el proceso de disminución (Figura 3.14), sin embargo es importante aclarar que las demás épocas analizadas eran cercanas en el tiempo, diferente a esta que se encuentra 19 años distanciada de la más cercana, aún así los cambios no son tan drásticos como en otras épocas analizadas (Figura 3.15).

Figura 0.19. Ubicación de la zona de análisis sobre la fotografía aérea de 1996.



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

Figura 0.20. Comparación de tres épocas distintas 1973 (izquierda), 1977 (centro), 1996 (derecha).



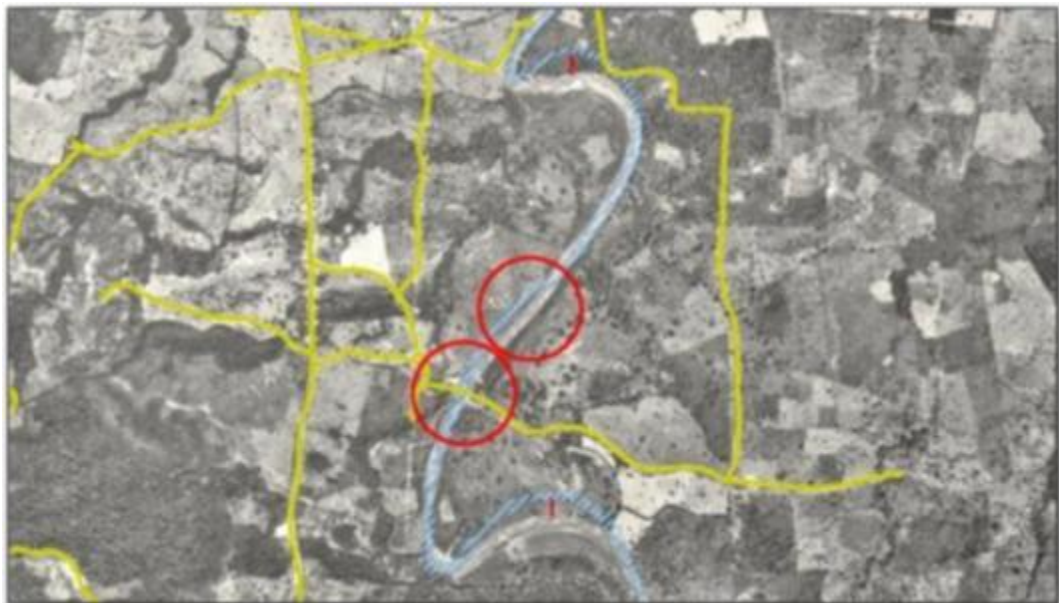
FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

Se da continuidad a los procesos que se vienen llevando a cabo en el río con la ampliación de las curvas aguas abajo y aguas arriba de la zona de análisis debido a la socavación propia del río, pero como ya se dijo a un ritmo más lento, este

fenómeno se puede ver con claridad en las imágenes presentadas a continuación (Figura 3.16 y Figura 3.17).

Para este proceso de análisis uno de los indicadores es el ancho del río en la zona en la que se desea realizar la construcción del puente, esta medida se toma teniendo en cuenta los parámetros establecidos con anterioridad en este documento, para esta época el puente podría cumplir con su misión con una luz de 55 metros.

Figura 0.21. Cambios sufridos por el flujo del río en los últimos 19 años.



FUENTE: Elaboración propia con base en aerofotografías del IGAC.

Figura 0.22. Imagen fuente Google año 2002.



FUENTE: Software Google Earth Año 2002

3.2.1.4. Conclusiones del Análisis

La primera conclusión que salta a la vista es la reducción en el ancho del río, esta reducción que según el análisis realizado es de 155 metros en aproximadamente 40 años, se debe a varios factores, el avance de la cobertura vegetal, la desaparición del brazo o división de flujo existente en las primeras épocas analizadas, la sedimentación que ocasiono ese cambio, la socavación que hace más profundo el lecho pudiendo albergar mas caudal con una sección más pequeña, factores climáticos, etc.

Para entrar a definir con exactitud estos factores se debería realizar un estudio detallado de cambio climático sobre esta región, además de averiguar los cambios sucedidos en los usos del suelo de la zona de análisis.

En la Tabla 3.2 se muestra el cambio en el ancho del río en el tiempo.

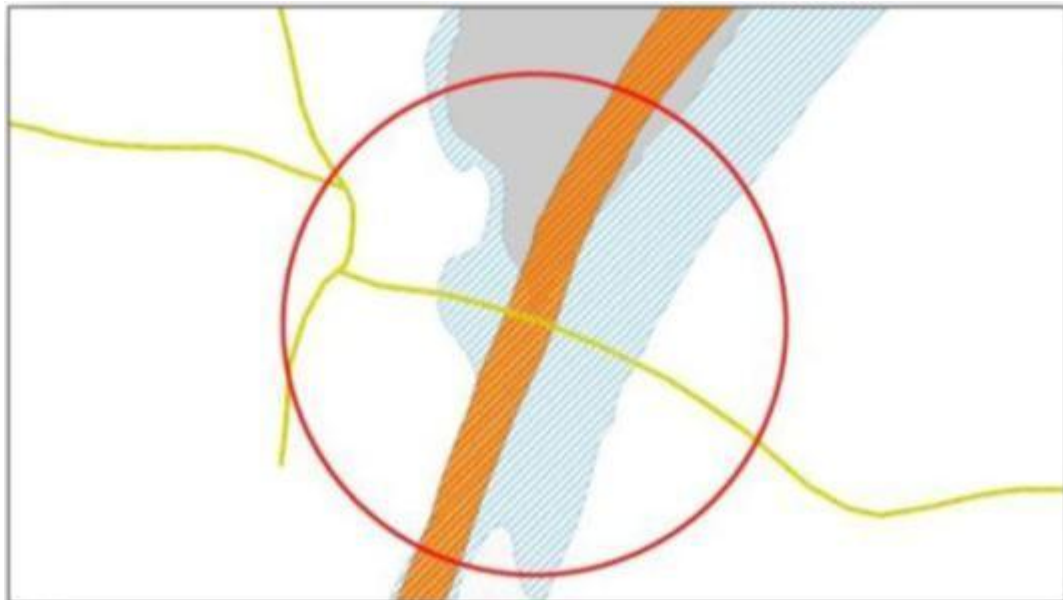
Tabla 0.16. Ancho aproximado del río en las épocas analizadas.

Año	Ancho (m)
1958	210
1962	190
1969	160
1973	145
1977	137
1996	55

FUENTE: Elaboración propia.

Otras de las conclusiones lógicas del estudio es el movimiento que presenta el cauce hacia el occidente, este movimiento según el resultado del análisis es de aproximadamente 80 metros (Figura 3.18.)

Figura 0.23. Cambios en el ancho del río y movimiento de la margen derecha hacia el occidente.



FUENTE: Elaboración propia.

3.2.2. Análisis Multitemporal del Lecho Activo del Río Guarumito

La Consultoría de los Estudios y Diseños a Nivel de Fase III del Corredor Vial Aguaclara - Guarumito realizó la interpretación multitemporal del lecho activo del Río Guarumito, con el fin de conocer aspectos de su dinámica y comportamiento durante los últimos 50 años, para así definir la localización definitiva de la estructura que salvará este cuerpo de agua (Figura 3.2.).

Foto 0.6. Río Guarumito.



FUENTE: Registro fotográfico del proyecto

La realización del trabajo incluyó la búsqueda de la cartografía básica y de las aerofotografías que representaran información suficiente para el análisis de las diferentes décadas.

Una vez obtenido el material necesario, se llevó a cabo la interpretación visual de las fotografías aéreas y se transfirió dicho producto a mapas base de escala 1:25000, correspondientes a las planchas 78 IV A, 78 IV C y 88 II A.

3.2.2.1. Objetivos

- Detectar los cambios y variaciones del lecho activo del río Guarumito, durante los últimos cincuenta años, mediante la interpretación de aerofotografías de las décadas 50, 60, 70, 90 y las imágenes obtenidas a partir de las demás fuentes.
- Establecer las principales tendencias en el comportamiento del lecho del río, basados en la comparación de las observaciones realizadas durante la interpretación de las diferentes décadas.
- Basados en el comportamiento del lecho, reconocer que tanto puede verse afectado el corredor, en especial en la zona del ponteadero y en la zona de los meandros.

3.2.2.2. Procedimiento

El análisis se efectuó mediante la recopilación y evaluación de información existente en el IGAC, que comprendió:

- Fotografías aéreas de julio 4 y 10 de 1958, escala 1:20.000
- Fotografías aéreas de agosto 25 a 31 de 1978, escala 1:30.700
- Cartografía básica escala 1:25.000, Publicada en 1991

Dicho análisis, consistió en la interpretación visual de cada uno de los rasgos asociados con la dinámica del Río Guarumito, tales como la delimitación de su lecho activo, playones, meandros abandonados, causes antiguos y abandonados, diques y orillares, principalmente.

Posteriormente, el resultado de la interpretación fue transferido a la base cartográfica del año 1991, teniendo esta referencia más actualizada de todo el

sector en revisión, usando una convención específica que permitiera observar los cambios en cada década.

3.2.2.3. Conclusiones y Discusión De Resultados

En general el río Guarumito presenta una configuración meándrica con ligeros visos trenzados en algunos tramos de escasa extensión. Su lecho activo muestra mucha estabilidad, sobre todo en los últimos años, pues al observar las comparaciones hechas entre los años 1978 y 1996 los cambios son prácticamente imperceptibles. Incluso, la aparición de pocos meandros abandonados a lo largo de su cauce, es un hecho más que confirma este comportamiento.

El sitio seleccionado para ponedero se encuentra comprendido entre los sectores La Libertad y Las Acacias, y se caracteriza por ser un tramo recto en donde el ancho del cauce ha sido de muy poca variabilidad a lo largo del periodo, y en donde la erosión no tiene una presencia tan marcada. Sin embargo, es importante mencionar que aguas arriba de este sitio, se localiza la zona de mayor movimiento del cauce, por lo que se recomienda tener presente las consideraciones antes hechas para el río Pamplonita.

Por recuento histórico entre los años 1958 y 1978, se evidencia un desplazamiento lateral hacia el occidente (lado Colombiano).

La deforestación de las cuencas de los ríos Grita, Guarumito y las quebradas La China y Guarumito, ha contribuido de manera sustancial en los procesos de erosión, transporte y colmatación que afectan el lecho activo del río Guarumito, debido especialmente a las fuertes descargas de carácter fluvio-torrencial que ocasionalmente se producen en los lechos de los ríos y quebradas mencionadas, disminuyendo la capacidad de evacuación de los sedimentos en el lecho activo durante las épocas de creciente, causando seguramente algunos desbordamientos e inundaciones durante inviernos prolongados.

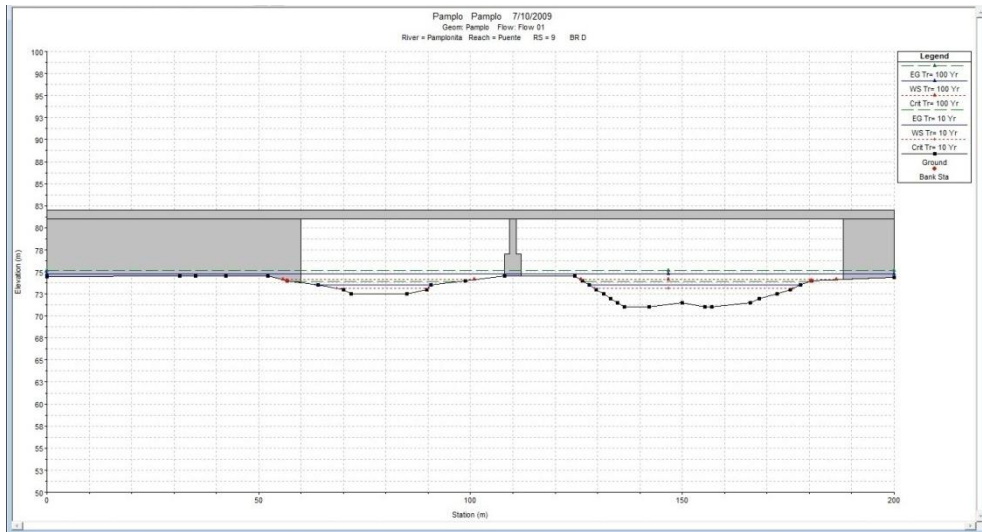
3.3. HIDRÁULICA DE LAS OBRAS MAYORES

Se consideran obras mayores de cruce con la vía los puentes y pontones que salvan los distintos cuerpos de agua. Con base en esto, se decidió que para las corrientes de agua mayores del proyecto, y teniendo en cuenta los caudales máximos instantáneos para los diferentes períodos de retorno especificados, se elaborara un modelo de crecientes, obteniéndose así un perfil longitudinal del flujo y cotas de inundación. Se utilizó el Modelo HEC RAS 2.2, basado en el método de Paso Directo, el cual equilibra el flujo mediante las ecuaciones de Energía y Cantidad de Movimiento en diferentes condiciones, desde flujo subcrítico, condición predominante, hasta flujo mixto, incorporando secciones de flujo crítico y super crítico donde ello sea posible. La metodología consiste en iniciar las ecuaciones de balance en la sección inferior suponiendo una condición de borde inicial y luego, aplicando incrementos de intervalos de abscisa en la corriente a las ecuaciones de energía o de momento y así se va obteniendo el perfil de flujo aguas arriba en cada sección en forma sucesiva. Esto en el caso de flujo subcrítico en que el control se encuentra aguas abajo. Como resultado de lo anterior se establecieron las cotas a las cuales se desbordan las corrientes principales que afectan el tramo vial de interconexión y las distintas características hidráulicas de estas.

3.3.1. Río Pamplonita

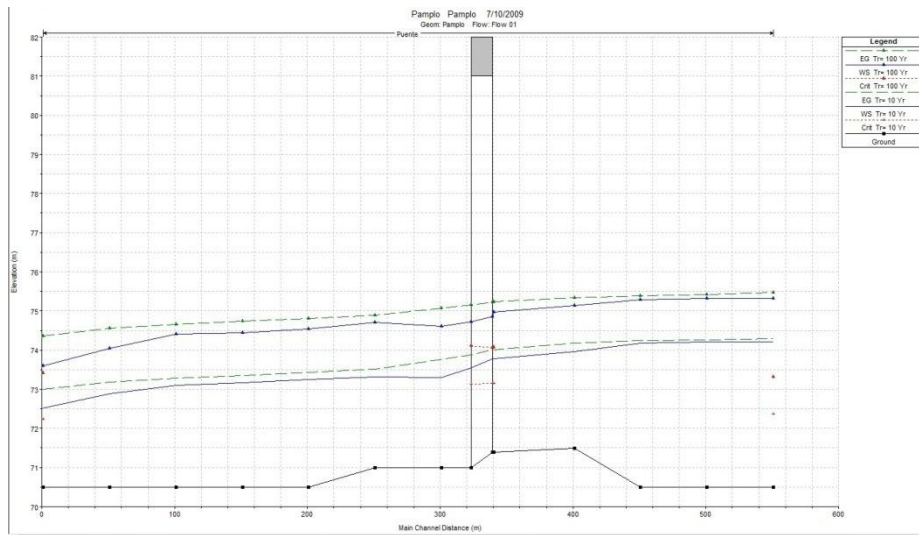
Los valores de niveles máximos obtenidos en la sección del ponteadero en el río Pamplonita, tanto para el valor de caudal de 100 años de período de retorno obtenido probabilísticamente, como para el valor obtenido con el Modelo lluvia escorrentía, están comprendidos entre la cota 75 y la 76. Se adoptó un valor para todos ellos de 76 mt sobre el nivel del Mar. Con este valor se considera oportuno dejar unos 3 mts de libre borde para el galibo, faltando por definir otros factores que puedan sugerir los demás especialistas.

Figura 0.24. Sección transversal modelación Río Pamplonita



FUENTE: Elaboración propia.

Figura 0.25. Perfil longitudinal del cauce del Río Pamplonita



FUENTE: Elaboración propia.

Así mismo se definieron las diferentes características hidráulicas del río para el tramo de 550 metros analizado. La pendiente hidráulica oscila entre 0.000510 y 0.005001 m/m. La profundidad media se presenta entre 3.1 y 4.8 metros, en tanto que el número de Froude varía entre 0.27 y 0.72, caracterizándose por ser de régimen subcrítico.

La velocidad del flujo y el ancho del canal por ser parámetros de mayor influencia en la creciente de la corriente, serán descritos a continuación con mayor detenimiento.

3.3.1.1. Velocidad de Flujo

Los valores obtenidos a partir del perfil longitudinal de velocidad de flujo para el caudal referido en la sección del puente, muestran un incremento de la velocidad al llegar al puente por efectos de la contracción del flujo al pasar de un lecho natural a una sección entre dos estribos y algunas pilas, originándose valores de 3.20 m/seg. De allí y hacia aguas abajo los valores continúan a ese valor durante los siguientes 300 mts. Se usó un período de retorno de 100 años en condiciones de creciente en época seca, precedente a una situación de humedad antecedente elevada. La incidencia de la época seca consiste en tener una menor cobertura de pastos o en considerar una época de la siembra con follaje incipiente. Aguas arriba del puente, se forma previamente un leve remanso donde las velocidades son menores y oscilan entre 1.4 y 2.3 m/seg. Para el caudal de 100 años en todos los sitios del “reach” analizado, el río se desborda por sus costados y por ello el modelo arroja un ancho de 200 mts equivalente a la base topográfica máxima usada. Observando el modelo HEC RAS con caudales incrementales, el río inicia su desborde con caudales entre 200 y 290 m³/seg, que corresponden según la época de la creciente a caudales entre 4 y 9 años de período de retorno. Es de esperar que para valores menores los flujos se separen entre el Caño Negro y el río Pamplonita y a partir de 200 m³/seg de caudal compartido se desborda el Caño Negro conformando un solo cauce con el río Pamplonita. Los valores

exactos podrían calcularse de contar con una topografía de precisión del Caño negro desde donde nace hasta su confluencia.

3.3.1.2. Ancho del canal

Se simuló en el modelo el perfil de flujo con caudales en el rango de 5 hasta 100 años de período de retorno. Para el caudal de 196.6 m³/seg el ancho de la sección del río varía entre 60 y 120 mts. El puente ejerce una acción de remanso pero en estos rangos aún no se desborda, situación que se empieza a producir a partir de los 290 m³/seg correspondientes aproximadamente a los 10 años de período de retorno. Los primeros desbordes, muy leves, ocurren con una lámina de agua en el nivel 74 en la sección 2 aproximadamente 150 mts aguas arriba del puente.

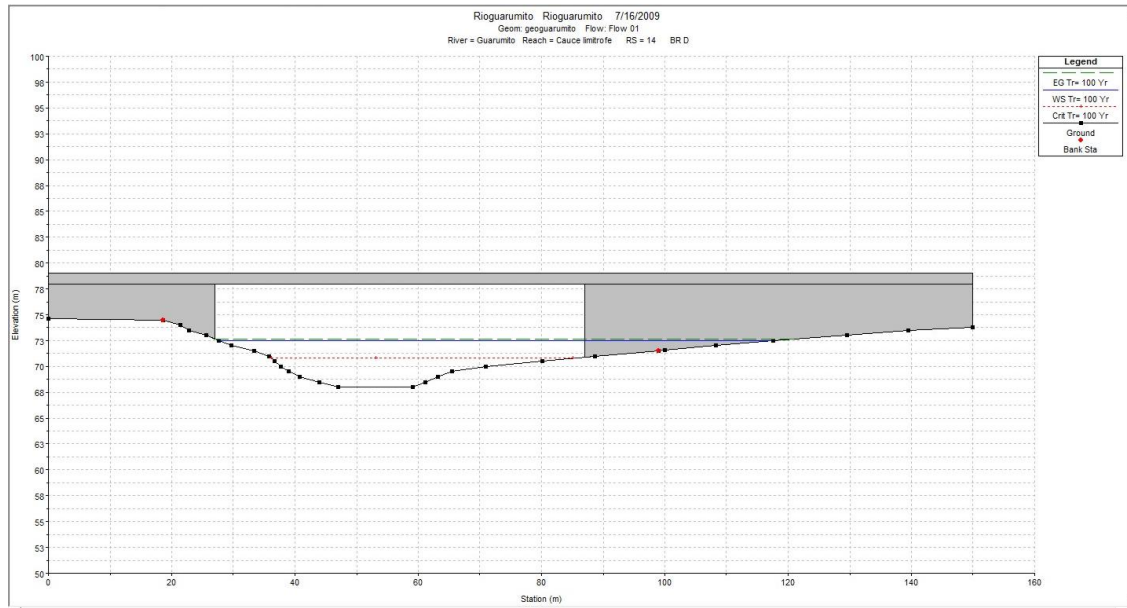
3.3.2. Río Guarumito

De la modelación realizada a través de la herramienta informática HEC - RAS, se pudo comprobar que el desborde del río se presenta hacia su margen oriental, por lo que no se vería afectada la interconexión vial.

Al no existir estación de aforos en el río, el caudal de diseño obtenido es producto del Modelo Lluvia Escorrentía. Para un periodo de retorno de 100 años el modelo arroja un valor igual a 302.76 m³/s.

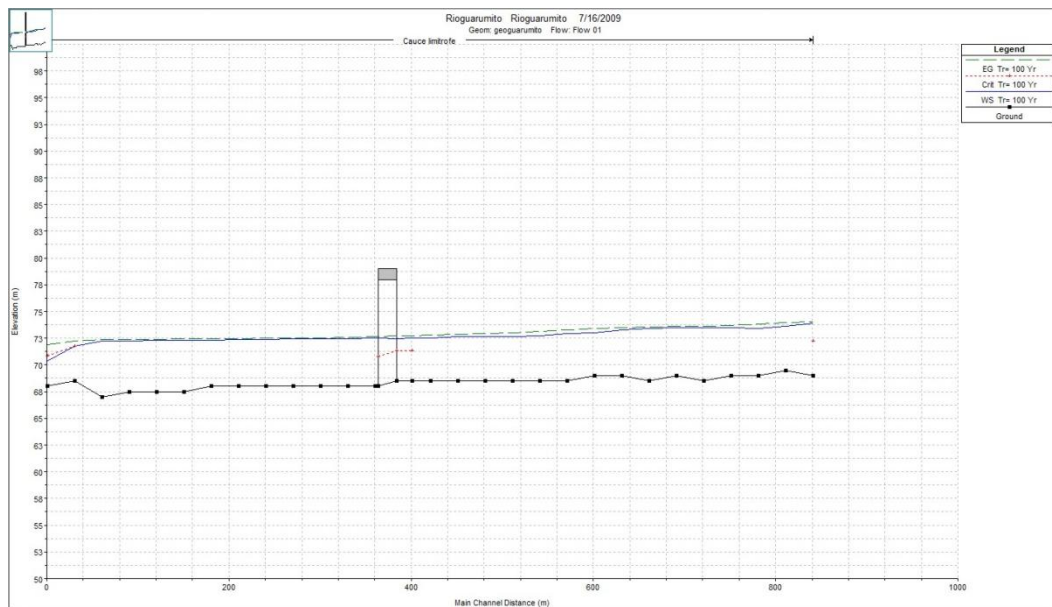
El agua llega hasta la cota 73, y por seguridad se asumirá como 73.5. Se considera oportuno dejar unos 3 mts de libre borde para el galibo, faltando por definir otros factores que puedan sugerir los demás especialistas.

Figura 0.26. Sección transversal modelación Río Guarumito



FUENTE: Modelación HEC - RAS.

Figura 0.27. Perfil longitudinal del cauce del Río Guarumito



FUENTE: Modelación HEC - RAS

Así mismo se definieron las diferentes características hidráulicas del río para el tramo de 840 metros analizado. La pendiente hidráulica oscila entre 0.000563 y 0.023256 m/m, la velocidad media del flujo fluctúa entre 1.37 y 2.86 m/s, el ancho de la lamina de agua varía entre 50.17 y 130.36 metros, la profundidad media se presenta entre 3.2 y 5.3 metros, en tanto que el número de Froude oscila entre 0.25 y 0.70, caracterizándose por ser de régimen subcrítico.

Es recomendable que, una vez este el diseño preliminar del puente, se haga un canal o solera de acceso al río, que sirva de transición en periodos de creciente, y haga que el ancho se reduzca de 80 a 70 a 60 hasta que pase bajo el puente.

3.4. HIDRAULICA DE OBRAS MENORES

La definición del diseño hidráulico de las obras que drenarán las corrientes menores y los demás cuerpos de agua presentes, se apoyó en el régimen hidráulico encontrado. Con base en lo anterior se determinaron las características geométricas de estas obras que permitirán un adecuado drenaje.

3.4.1. Alcantarillas

En este proyecto su labor principal será drenar toda el agua acumulada en la planicie inundable, sirviendo como vasos comunicantes entre ambas caras del terraplén, dadas las frecuentes inundaciones durante los ciclos de invierno. Sus áreas de drenaje específicas no fueron posibles de definir por la carencia de planos topográficos a escalas con suficiente detalle, por lo que para su diseño se decidió utilizar alcantarillas de cajón de 2 x 2 que permitirán no sólo el mantenimiento adecuado, sino también el drenaje eficiente de estas aguas.

La mayor cantidad de agua por drenar se encuentra en la planicie inundable comprendida entre los ríos Guarumito y Pamplonita, la cual junto con los caños debe absorber el caudal desbordado de 357 m³/seg equivalentes a la diferencia

entre el caudal máximo de la cuenca del río Pamplonita y el contenido por el cauce.

De esa forma y suponiendo que el terraplén vial actúa como embalse debe drenarse un caudal unitario de 0.0622 m³/seg/mt (357/5740).

Para tal fin, se ha planteado dotar a la vía de un drenaje adecuado cada 100 mts, de esa forma la capacidad de drenaje de cada estructura debe ser como mínimo de 6.22 m³/seg. Al adoptar como estructuras típicas box culverts de concreto de una altura de dos metros, con una pendiente de auto limpieza mínima hacia el norte de 2%, se puede deducir que la lámina crítica correspondiente es de 0.99 metros, permitiendo un borde libre de 1 m en cada estructura, funcionando por gravedad.

En caso de llegar a presentarse el valor de 737.5 obtenido por el método de Gumbel para los registros de la estación de Agua Clara, sin efectuar ninguna corrección por encontrarse un poco más bajo, el valor a drenar sería de 447.5 m³/seg .

De esa forma y suponiendo análogamente que el terraplén vial actúa como embalse debe drenarse un caudal unitario de 0.0779 m³/seg/mt correspondiendo a cada box un caudal de 7,79 m³/seg. En tal caso la lámina crítica sería de 1.16 mts permitiendo un borde libre de 0.84 mts, quedando igualmente holgado el sistema.

Los caudales de los caños, por ser de menor cuantía (menores de 30 m³/seg) se consideran drenados por sus propios cauces y sus desbordes, valores muy bajos, drenados por las estructuras de alivio proyectadas

3.4.2. Cunetas

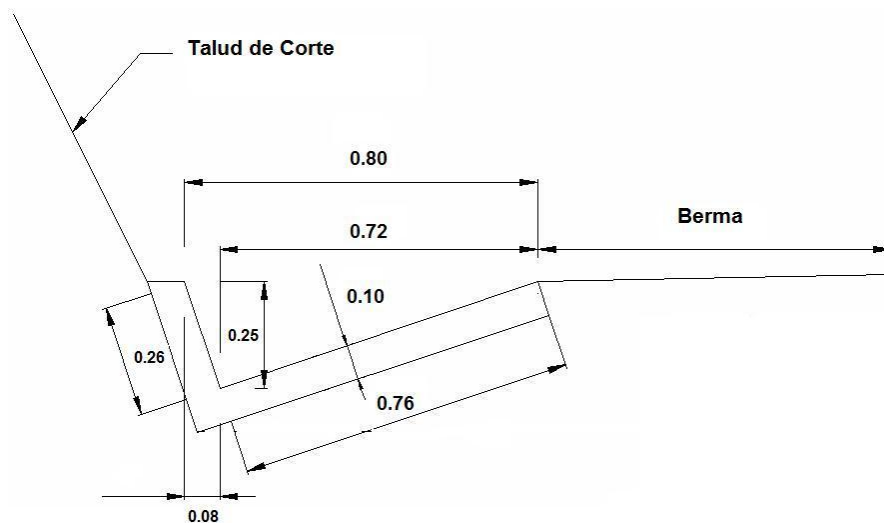
Las cunetas son el complemento y apoyo de la red de drenaje del corredor vial proyectado. Fueron localizadas sobre el lado de la vía en que existía corte del terreno, con el fin de recoger el agua de los taludes cortados y la propia

escorrentía superficial de las calzadas, y así evacuarla a las corrientes de agua o a cajas de inicio de las alcantarillas diseñadas. Para tal fin es necesario conocer las características del régimen pluviométrico del área del proyecto y sus caudales respectivos, el diseño geométrico de la vía en relación con sus pendientes longitudinales y transversales, y las condiciones de los suelos presentes, referentes a erosionabilidad y permeabilidad.

La verificación de su cálculo se ha basado en la fórmula racional, con intensidades de lluvia correspondiente a un tiempo de concentración de 10 minutos y un período de retorno de 10 años, y coeficientes de escorrentía adecuados según lo muestran los capítulos anteriores.

Desde el punto de vista práctico constructivo, para todos los casos se definió una sección de cuneta como la que se muestra en la Figura 3.23, revestida en concreto, la cual está en capacidad de transportar adecuadamente los caudales máximos aferentes hallados.

Figura 0.28. Sección Transversal de la Cuneta



FUENTE: Elaboración propia.

El cálculo de la hidráulica del flujo se halló por medio de la fórmula de Manning para flujo uniforme, teniendo en cuenta las características de la sección definida, la pendiente longitudinal de la cuneta y un coeficiente de rugosidad de Manning para el revestimiento en concreto de 0,015.

Las cunetas típicas tienen, para un borde libre de 0,05 m (altura total de la cuneta de 0,25 m, es decir una lámina de agua del 80% de la altura total de la estructura), capacidades entre 103 y 403 l/s, para pendientes entre el 1% y el 4%, y velocidades promedio del agua entre 1,35 y 2,70 m/s.

En la siguiente tabla (Tabla 3.3) se presenta el listado de las cunetas a lo largo de la vía, mientras que en el plano de obras típicas de drenaje se muestra con más detalle la sección de cuneta elegida.

Tabla 0.17. Listado de Cunetas de la Vía

Abscisa		Tipo de	Hombro		Longitud Total
Inicia	Finaliza	Sección	Izquierdo	Derecho	[m]
K00+160	K00+290.5	Corte	x	x	130.5
K00+290.5	K00+291.8	Mixta	x		1.3
K00+362.5	K00+374.8	Mixta		x	12.3
K00+374.8	K00+405.6	Corte	x	x	30.8
K00+405.6	K00+420.6	Mixta		x	15

FUENTE: Elaboración propia.

Como conclusión, en los sitios donde la pendiente longitudinal de la vía sea igual a la mínima, 0.5%, con esta cuneta y bajo el régimen de lluvias previsto, la distancia máxima de descargas no debe exceder de 170 mts. En los demás tramos de la vía con pendientes superiores a la mínima la distancia entre alcantarillas puede superar los 170 metros sin peligro de rebosamiento.

3.5. SUBDRENAJE

Para el corredor vial proyectado, la consultoría de estos estudios, basada en la geometría del trazado y en un análisis crítico y detallado de la información obtenida en las diferentes visitas de campo, y de los estudios geológicos e hidrológicos, concluye que no es necesario construir drenes, ni en los sitios de corte del terreno, ni debajo de las cunetas previamente mencionadas.

Sin embargo, y teniendo en cuenta que este tipo de drenaje resulta difícil de determinar de forma exacta en la etapa de proyecto, se sugiere que durante la construcción se ponga especial cuidado en este aspecto, sobre todo si el movimiento de tierras se hace en periodos de estiaje en los cuales dichos fenómenos no suelen manifestarse con total claridad.

En caso de requerirse un diseño particular, se presenta a continuación un método para el cálculo del drene y adicionalmente se anexa un plano de un drenaje típico, construido bajo las cunetas, con las especificaciones correspondientes a los tipos de suelo existentes en la zona.

Los drenes longitudinales, localizados bajo cunetas, son construidos para obtener una disminución del nivel freático de manera que no se afecte la banca, especialmente en aquellos sitios que requieren incremento de la resistencia al corte, como las zonas en cajón. Los drenes adicionalmente deben retener e impedir el viaje de partículas y para esos efectos deben tener la propiedad de filtrar el material de recubrimiento ya sea dotándoles de un sistema natural de filtros (gradación de arenas de distintos diámetros) o de un sistema de geotextil.

Por métodos experimentales se llegó a la siguiente igualdad, en un filtro (ecuación ampliamente conocida, a partir de Terzagui):

$$(4 - 5)D_{15}suelo \leq D_{15}filtro \leq (4 - 5)D_{85}suelo$$

El elemento de la izquierda corresponde al suelo que se está filtrando, es decir el de las laderas, o el de la banca; el del centro corresponde al material con el que se construye el elemento filtrante, en este caso está representado por el geotextil y el de la derecha corresponde al suelo que se está filtrando.

Cabe advertir que el diseño y localización de drenes y cunetas constituye un elemento multidisciplinario, en el cual intervienen la geotecnia, el diseño de la estructura, la geometría y la hidrología del estudio. De esta forma las características y localización de drenes y cunetas no son exclusivas de este volumen.

Se proveerán drenes de fondo de cuneta, dotados de Geotextil adecuado para la granulometría circundante, así como un medio filtrante escogido a partir de la granulometría del material de conformación del dren. La granulometría de los cauces en matriz arenosa de gradación fina con presencia importante de limos y arcillas permite seleccionar una base o material de cobertura en material no tejido tipo NT-2500 o NT-3000. Los filtros en forma de cajón rectangular pueden conformarse con gravas de diámetro entre 4" y 10".

4. ESTUDIOS DE SOCAVACIÓN

El presente capítulo contiene los criterios básicos para el análisis de socavación general y local en estribos, en los cauces principales donde se prevé la construcción de puentes, con el objeto de definir la cimentación de sus estructuras con relación al comportamiento de la dinámica del flujo. Dichos análisis fueron llevados a cabo con base en una inspección muy detallada en el sitio del proyecto, habiendo previamente determinado su estabilidad geomorfológica.

4.1. METODOLOGÍA

Los estudios de socavación consistieron en determinar profundidades críticas de tipo erosivo inducidas por las corrientes.

Fueron actualizados los valores estimados no solo de caudales de diseño, obtenidos con base en el modelo lluvia escorrentía, sino con respecto al coeficiente de rugosidad adoptado en las corrientes, a los pesos específicos y a las granulometrías del material de fondo y en suspensión de la zona de ponteadero. En consecuencia se revisaron los valores de las socavaciones tanto generales como locales.

En base a lo anterior, se presentaron las fórmulas más adecuadas a la morfología de la zona que permitieron conocer la profundidad de socavación, a todo lo ancho del lecho.

Finalmente se incluyeron recomendaciones concretas en las calidades de los materiales usados con el propósito especial de extender la vida de las obras, minimizar los efectos de las inundaciones en el área sobre estas y reducir los mantenimientos que en una obra de carácter binacional resultan difíciles de programar y más costosos. Así mismo se recomendaron las obras de protección

que permitirán reducir a un mínimo los efectos de la socavación sobre las bases de las estructuras expuestas a este fenómeno

4.2. ANÁLISIS DE INFORMACIÓN DE CAMPO

Este aparte hace referencia, en primera instancia, a toda la información recopilada durante el trabajo de campo, a saber: topografía de precisión, batimetrías, apiques, sondeos y demás caracterizaciones pertinentes.

De igual forma van incluidos los resultados de los estudios hidrológicos e hidráulicos previos, realizados por los consultores de estos estudios, que permitían conocer el caudal de diseño equivalente al periodo de retorno seleccionado, los niveles máximos de agua, las velocidades de flujo, las pendientes medias, y el régimen hidráulico encontrado.

Una vez recopilada se procedió a su análisis, teniendo en cuenta que esta es de vital importancia para el cálculo de la socavación general.

4.2.1. Topografía

El equipo topográfico contempló, para el diseño de los puentes sobre los ríos Pamplonita y Guarumito y los análisis que ellos conlleven, levantar una topografía especial que cubriera una longitud de 1 kilometro de río y un ancho de 100 m a lado y lado del eje principal. Como resultado de esto se obtuvieron secciones transversales del cauce de los ríos cada 20 metros, definiendo en cada una de ellas los bordes del río, los niveles del agua y la cota de máxima profundidad.

4.2.2. Geología Local

Los rasgos geológicos más importantes del corredor vial se describen a partir de observaciones realizadas en ocho estaciones distribuidas a lo largo de este. Tres

de ellas fueron ubicadas a orillas de los mencionados ríos, por lo que serán estas las que se tomarán de referencia.

La estación N.4 está localizada en la abscisa K00+615, ribera occidental del río Pamplonita y por tanto sitio proyectado de ponedero. En ella se observa la extensa erosión ocasionada en la margen externa del meandro, la cual expone cortes geológicos de hasta un metro de profundidad que muestran depósitos lodo gravosos de desborde de canal.

Más adelante, en la ribera oriental del mismo río (Pamplonita), se ubica la estación N.5, en la abscisa K00+660. Aquí, los procesos erosivos son menos intensos por lo cual el borde del canal esta menos excavado, formando una pendiente más moderada hacia el cauce. El terreno es predominantemente lodoso debido a la intensa precipitación, la cual a su vez provoca el flujo hipodérmico en el suelo presente, fenómeno que se ve más acentuado en la medida que estos sean más arenosos.

Finalmente se tiene la estación N.8, localizada en la orilla occidental del río Guarumito sobre el trazo del proyecto vial en lo que sería el sitio de ponedero; Este río es una corriente fluvial que, en este tramo, sirve para delimitar la frontera entre Colombia y Venezuela. En la orilla estudiada, se siguen observando los mismos fenómenos erosivos anteriormente mencionados, agregándole en este caso la aparición de una amplia zona de roca expuesta, debida a la misma forma escarpada de ella. Estas rocas son principalmente arena arcillosas de color marrón con estados de consistencia medios.

4.2.3. Aspectos Hidrológicos e Hidráulicos

En la zona del proyecto se hacen presente seis corrientes de agua, las cuales atraviesan el corredor vial proyectado en diferentes puntos. Dos de ellas son ríos, Pamplonita y Guarumito, y cuatro son quebradas, siendo ellas los Caños Negro,

Grande, Bocají y Guarumito. Son corrientes que se caracterizan por ser meándricas y de curso lento, y por tanto de baja capacidad de arrastre.

El río Pamplonita es la corriente más importante, por la amplitud de su área de drenaje. El caudal proyectado para él, con un periodo de retorno de 100 años es de $737.5 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que la cota del nivel del agua en la sección prevista para el cruce con la vía es de 76 metros sobre el nivel del mar. La pendiente hidráulica oscila entre 0.000510 y 0.005001 m/m, la velocidad media del flujo varía entre 1.4 y 3.20 m/s, la profundidad media se presenta entre 3.1 y 4.8 metros, en tanto que el número de Froude oscila entre 0.27 y 0.72, caracterizándose por ser de régimen subcrítico.

El río Guarumito, por su parte, es una corriente de menores dimensiones que las del Pamplonita; el caudal calculado para él a través del modelo lluvia escorrentía para un periodo de retorno de 100 años fue de $302.76 \text{ m}^3/\text{s}$, la cota de inundación adoptada para el sitio de cruce con la vía es de 73.5 m, la pendiente hidráulica oscila entre 0.000563 y 0.023256 m/m, la velocidad media del flujo fluctúa entre 1.37 y 2.86 m/s, la profundidad media se presenta entre 3.2 y 5.3 metros, en tanto que el número de Froude oscila entre 0.25 y 0.70, caracterizándose también por ser de régimen subcrítico.

Es importante resaltar que en la zona del proyecto, las inundaciones del río Guarumito se dirigen hacia el lado venezolano, debido a la altura y pendiente de la margen izquierda (lado colombiano) que le impiden hacerlo en este costado. Por lo tanto las únicas inundaciones que afectaran el corredor son las generadas por las aguas del Río Pamplonita.

4.3. APLICACIÓN DE LAS TEORIAS DE SOCAVACIÓN

Los análisis de socavación general y local en estribos fueron realizados utilizando los métodos que más se ajustaran a la situación en estudio. Fue así como para la socavación general se decidió utilizar el método de Lischtvan-Levediev, mientras que para la socavación local en estribos se utilizó la metodología planteada por Artamonov.

Es importante aclarar que para este último caso (socavación local) el consultor solo plantea el método, subrayándolo como el más oprimado en el caso de requerirse un diseño particular.

4.3.1. Socavación General

Para calcular la socavación general se utilizó el método de Lischtvan-Levediev, adaptado por el mejicano Maza en 1967 y descrito por Isabel Flórez en 1981 en su texto de Socavación, utilizado por esta consultoría con buenos resultados en varios proyectos. El método básicamente se utiliza de la siguiente forma:

Inicialmente, se establece si se trata de un cauce definido o no; según el autor, un cauce definido es aquel que cuenta con una sección claramente definida, sin o con muy pocas islas; mientras que uno indefinido es aquel en que el río, incluso en verano, circula por varios canales. Para el caso en estudio, los cauces se clasifican como definidos, pues sus riberas se muestran claramente identificables.

Seguidamente, se efectúa una selección del tipo de suelo dependiendo de la textura del material de fondo. Básicamente se clasifican distinguiéndolos entre suelos cohesivos, como limos y arcillas o suelos no cohesivos, como gravas y arenas. En este sector se adoptó una granulometría entre 0.10 y 0.50 mm, correspondiente a suelos no cohesivos. Adicionalmente se sabe que los cauces están discurriendo sobre lechos de matriz areno-arcillosa por lo que puede preverse desde un principio socavaciones elevadas por encima de tres metros.

Luego, se estableció una clasificación de acuerdo a la distribución del material de base. Si es homogéneo en profundidad se trata en forma diferente de los suelos heterogéneos, que presentan capas diversas.

Finalmente, y basándonos en la sección transversal, el caudal de diseño, la lámina que le corresponde, la granulometría del material y la distribución mencionada, se procede a hacer los cálculos correspondientes.

Se aplican las siguientes formulas en unidades métricas:

Se define la velocidad media real del agua = V_r

Se define la velocidad a la cual se detiene la socavación.

Se supone un caudal unitario constante por unidad de ancho $(\Delta B) = \Delta Q$

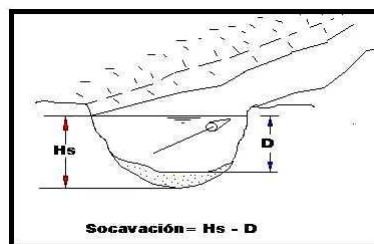
$$\Delta Q = V * \Delta A = \Delta B * S^{1/2} Y_n^{5/3} / n ; \quad (\text{Ec.1})$$

$$\text{haciendo } S^{1/2}/n = \alpha' \quad (\text{Ec.2})$$

$$\Delta Q = \alpha' * Y_n^{5/3} / n \quad (\text{Ec.3})$$

La profundidad de una franja de ancho = ΔB después de producida la socavación es H_s .

Figura 0.29. Esquema de la Socavación General



FUENTE: Elaboración propia.

Si $H_s = Y_n + \text{Socavación}$; resulta

$$\Delta Q = V_r * \Delta A = V_r * H_s \Delta A \quad (\text{Ec.4})$$

Igualando:

$$V_r = \alpha' * Y_n^{5/3} / H_s \quad (\text{Ec.5})$$

En la ecuación anterior puede verse que al aumentar la erosión, H_s , disminuye la velocidad real del agua. El proceso erosivo se detiene cuando se alcanza la velocidad de equilibrio V_e .

Conocida la profundidad normal Y_n y V_r , falta determinar α' , para obtener H_s . Se determina reemplazando el caudal de diseño Q_d en las formulas anteriores así:

$$Q_d = B_e * C_c * S^{1/2} Y_m^{5/3} / n \quad (\text{Ec.6})$$

Donde:

Y_m : Altura promedio del agua en la sección, obtenida de dividir el área de la sección por el ancho, B.

C_c : Coeficiente de contracción, obtenido de las tablas de los autores, función de la velocidad media del río y de la longitud libre entre pilas o entre estribos, si no hay pilas.

B_e : Ancho efectivo del río (descontando las pilas) y aplicando una proyección sobre un eje paralelo al eje de la vía.

Por lo tanto,

$$\alpha' = Q_d / (B_e * C_c * Y_m^{5/3}) \quad (\text{Ec.7})$$

Ahora se calcula V_e que es la velocidad que inicia el arrastre de sedimentos:

Existe una fórmula para cada tipo de suelo. Para cauces definidos y suelos no cohesivos, que es el caso del estudio se tiene:

$$V_e = 0.68 \beta (d_{50})^{0.28} H_s^x ; \quad (\text{Ec.8})$$

Donde:

D_{50} : Diámetro medio del sedimento de fondo

β : Coeficiente en función de la probabilidad de ocurrencia P y de la Creciente de diseño Qd. En nuestro caso es igual a 1, debido a que el caudal de diseño es el correspondiente a un periodo de retorno de 100 años.

Igualando las ecuaciones 8 y 5 se obtiene:

$$H_s = (\alpha' * Y_n^{5/3} / [0.68 \psi \beta (d)^{0.28}])^{1/(1+x)} \quad (\text{Ec.9})$$

El valor $1/(1+x)$ depende de γ_s (peso específico del sedimento) y es diferente en suelos cohesivos y no cohesivos. Para $d(\text{mm})$ de 0.1, 0.5, 1, 5, 10 y 20 mm, $1/(1+x)$ es respectivamente 0.7, 0.71, 0.71, 0.735, 0.75 y 0.76.

Si el agua transporta material en suspensión en cantidad apreciables, como es el caso de cuencas en proceso de deforestación el valor de H_s debe dividirse por un factor ψ , que depende del peso específico del agua en suspensión.

Para un γ_w (gr/cm^3 mezcla) = 1,05-1,10-1,15-1,20-1,25-1,30-1,35-1,40

ψ es respectivamente = 1,06-1,13-1,20-1,27-1,34-1,42-1,50-1,60

El valor de la socavación que se debe adoptar es el obtenido a partir de los caudales generados por la precipitación media efectiva correspondiente a un periodo de retorno de 100 años y un $\beta = 1$.

En la Tabla 4.2 se muestran los resultados para cada punto donde se realizaron los cálculos. En general, las socavaciones calculadas se encuentran entre 4 y 5 metros, siendo estas muy significativas. Por ello se han calculado en diferentes sitios con las granulometrías correspondientes a ese sitio y a diferentes profundidades. Los suelos encontrados hasta 4 metros de profundidad son arenas limosas o gravosas altamente susceptibles a la socavación.

Tabla 0.18. Parámetros del Cálculo de la Socavación General

Estación		Nombre	Q_{max}	S	D_{50}	B	$V_{manning}$	R	V_{media}
Absc.	#	Vínculos	[m ³ /s]	Pend.	[m]	[m/s]	[m/s]	[m]	[m/s]
K0+590	1	Caño Negro - Puente Río Pamplonita	732.05	0.0038	0.00048	110	2.26	1.660	4.44
K0+590	2	Caño Negro - Puente Río Pamplonita	732.05	0.0038	0.00028	110	2.34	1.660	4.44
K0+670	1	Puente Río Pamplonita - Sección 8. Fondo	732.05	0.0038	0.00010	110	2.06	1.460	4.44
K0+670	2	Puente Río Pamplonita - Sección 8. Fondo	732.05	0.0038	0.00035	110	1.90	1.460	4.44
K0+710	1	Puente Río Pamplonita - Estribo Derecho	732.05	0.0038	0.00016	110	2.07	1.460	4.44
K0+710	2	Puente Río Pamplonita - Estribo Derecho	732.05	0.0038	0.00039	110	1.95	1.460	4.44
K5+650	1	Río Guarumito	302.76	0.0014	0.00035	75	1.64	2.016	1.90

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla 0.19. Resultados de la Socavación General

Estación		Nombre	n	H _s	D	Socavación [m]	Socavación
Absc.	#	Vínculos		[m]	[m]	Soc = H _s - D	Adoptada [m]
K0+590	1	Caño Negro - Puente Río Pamplonita	0.030	4.33	1.50	2.83	4.00
K0+590	2	Caño Negro - Puente Río Pamplonita	0.029	4.98	1.50	3.48	4.00
K0+670	1	Puente Río Pamplonita - Sección 8. Fondo	0.029	6.15	1.50	4.65	5.50
K0+670	2	Puente Río Pamplonita - Sección 8. Fondo	0.032	4.47	1.50	2.97	5.00
K0+710	1	Puente Río Pamplonita - Estribo Derecho	0.029	5.60	1.50	4.10	5.00
K0+710	2	Puente Río Pamplonita - Estribo Derecho	0.031	4.46	1.50	2.96	5.00
K5+650	1	Río Guarumito	0.031	4.88	2.13	2.75	3.50

FUENTE: Elaboración propia.

En el río Pamplonita se recomienda usar como valor mínimo 5 m y en el caso de cimentaciones de muros y estribos se recomienda usar el valor calculado más 1 m. Este factor puede reducirse si se encuentra roca de cimentación en perfecto estado y es de buena dureza certificada mediante perforaciones y pruebas de resistencia.

Para la cimentación de los puentes, se recomienda principalmente evitar al máximo instalar pilas o estribos dentro del lecho, de esa forma se evitan muchos costos de mantenimiento y se asegura la vida prolongada de la cimentación.

4.3.2. Socavación Local en Estribos

Se presenta un método para el cálculo de la socavación local en estribos en el caso de requerirse un diseño particular. (No hay puentes con pilas intermedias).

Los métodos analizados fueron: El de Artamonov, el de Laursen, y el de Liu y Gill. Se analizó la conveniencia de utilizar métodos como los de Larras, Maza y Alvarez, Carstens, Breusers, Neil, y Coleman.

Por su simplicidad y por ser muy completo se seleccionó el método de Artamonov, el cual se aplica en la siguiente forma:

$$Y_{st} = P_q P_\theta P_k Y_n$$

Donde:

Profundidad de socavación al pie del estribo	=	Y_{st} .
Profundidad normal (Manning)	=	Y_n .
Coefficiente Adimensional	=	P_q
Coefficiente de Ángulo de incidencia	=	P_θ
Coefficiente del talud del estribo	=	P_k

Para cada uno de los mencionados coeficientes se tienen las siguientes tablas, en las cuales se encuentran sus valores dependiendo de diferentes parámetros:

Tabla 0.20. Tabla de Coeficientes para P_K

Talud K	P_K
0.00	1.00
0.50	0.91
1.00	0.85
1.50	0.83
2.00	0.61
3.00	0.50

Tabla 0.21. Tabla de coeficientes para el ángulo Θ , P_Θ

Talud Θ	P_Θ
30.00	0.84
60.00	0.94
90.00	1.00
120.00	1.07
150.00	1.188

Tabla 0.22. Tabla de Coeficiente P_q en función de Q_o/Q_d

Q_o / Q_d	P_q
0.00	0.00
0.10	2.00
0.20	2.65
0.30	3.22
0.40	3.45
0.50	3.67
0.60	3.87
0.70	4.06
0.80	4.20

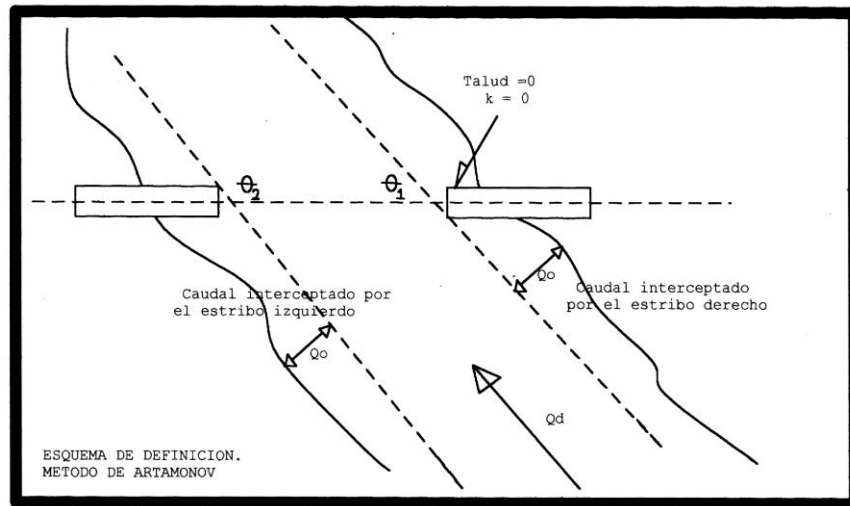
Para la Tabla 4.5, las convenciones son las siguientes:

Q_o : Caudal teóricamente interceptado por el estribo. Si los estribos son diferentes el caudal interceptado se debe calcular independientemente para cada caudal y la socavación será igualmente diferente.

Q_d : Caudal total de diseño.

Ver la Figura 4.2, en la cual se explican los detalles.

Figura 0.30. Esquema de Definición del Método de Artamonov



FUENTE: Elaboración propia.

5. RESULTADOS Y MEMORIAS DE CALCULO

5.1. RESULTADOS

El Estudio de Hidrología, Hidráulica y Socavación estuvo encaminado a identificar y cuantificar los diversos parámetros hidrológicos y climáticos que permitieran calcular los caudales máximos instantáneos teóricos de las corrientes de agua que atraviesan la vía objeto de los estudios, y seguidamente proceder al diseño y dimensionamiento de las obras hidráulicas que permitieran el manejo y control de la escorrentía superficial.

Fue así como se dio inicio al estudio realizando el análisis climático del corredor vial, en el cual se evidenció la alta pluviosidad de la zona, registrándose una precipitación total anual que asciende a los 2433 mm, y una precipitación media mensual que varía entre 114.5 y 351.7 mm. La precipitación máxima en 24 horas fluctúa entre 100 y 330 mm, en tanto que el número de días con lluvia en el mes oscilan entre 4 y 17 días.

La distribución de la precipitación media mensual multianual, evidencio el comportamiento bimodal de la cuenca, en el cual se marca la ocurrencia de valores máximos durante los meses de abril y octubre, y de valores mínimos durante los meses de febrero y junio.

Siguiendo con el análisis se pudo confirmar que la temperatura mensual multianual presenta variaciones que se ajustan a las características de altitud y a la distribución de temperatura de la región en estudio. En general, el comportamiento de la temperatura se presenta así: de Enero a Mayo la temperatura media aumenta, en Junio disminuye un poco, en Julio, Agosto y Septiembre vuelve a aumentar hasta alcanzar los niveles más altos del año, para finalmente disminuir entre los meses de Octubre y Diciembre

Los mayores valores de temperatura se registran en los meses de agosto y Septiembre llegando a los 39.8°C, mientras que los valores mínimos ocurren entre Diciembre y Enero con valores de 10.4°C y 14°C respectivamente. En resumen, la zona del proyecto presenta una temperatura media de 27.5°C.

Adicionalmente, y para hacer de este análisis climático un análisis integral, se incluyeron parámetros como la humedad relativa, que registro valores superiores al 80 %, la evaporación total mensual con magnitudes que variaron entre 93 y 151 mm, el brillo solar cuyo valor total anual ascendió a 1874.8 horas y por último, la nubosidad media mensual que varió entre 5 y 6 octas.

Una vez superada esta etapa, los estudios se concentraron en calcular el caudal máximo instantáneo de diseño, fundamentándose en la utilización de dos herramientas principales: el estudio estadístico de registros periódicos, idóneos y suficientes de caudales efectivamente ocurridos, medidos y registrados en una estación de aforos creada en años anteriores, debidamente calibrada y apta para ese fin; y la utilización de un Modelo Lluvia Escorrentía, por medio del cual se obtienen los caudales máximos en el sitio de la intersección vial con la corriente, a partir de la escorrentía directa calculada para el período deseado de diseño.

En esta última opción, los métodos difirieron según el área y las condiciones de las cuencas. Para las cuencas pequeñas, menores de 1 km² o hasta un máximo de 2 km², se utilizó el método Racional; mientras que, para las mayores el método empleado fue el del Hidrograma Unitario de Snyder.

Teniendo en cuenta lo anterior, para un periodo de retorno de 100 años, se esperan caudales máximos iguales a 737.5 m³/s en el río Pamplonita y 302.76 m³/s en el río Guarumito, mientras que para un periodo de retorno de 50 años, los caudales máximos esperados son de: 58.48 m³/s en el Caño Negro, 26.24 m³/s en el Caño Grande, 12.45 m³/s en el Caño Bocají y 5.4 m³/s en el Caño Guarumito.

Con los caudales de diseño ya calculados, se elaboró un modelo de crecientes a través del cual se caracterizaron las corrientes de agua mayores, obteniéndose así

un perfil longitudinal de flujo y sus respectivas cotas de inundación. Los resultados arrojados para cada una de las corrientes fueron los siguientes:

El río Pamplonita fue modelado con un caudal $737.5 \text{ m}^3/\text{s}$, que fue el proyectado para un periodo de retorno de 100 años. La cota del nivel del agua en la sección prevista para el cruce con la vía es de 76 metros sobre el nivel del mar. La pendiente hidráulica oscila entre 0.000510 y 0.005001 m/m , la velocidad media del flujo varía entre 1.4 y 3.20 m/s , la profundidad media se presenta entre 3.1 y 4.8 metros, en tanto que el número de Froude oscila entre 0.27 y 0.72 , caracterizándose por ser de régimen subcrítico.

El río Guarumito, por su parte, es una corriente de menores dimensiones que las del Pamplonita; el caudal calculado para él a través del modelo lluvia escorrentía para un periodo de retorno de 100 años fue de $302.76 \text{ m}^3/\text{s}$, la cota de inundación adoptada para el sitio de cruce con la vía es de 73.5 m , la pendiente hidráulica oscila entre 0.000563 y 0.023256 m/m , la velocidad media del flujo fluctúa entre 1.37 y 2.86 m/s , la profundidad media se presenta entre 3.2 y 5.3 metros, en tanto que el número de Froude oscila entre 0.25 y 0.70 , caracterizándose también por ser de régimen subcrítico.

Por otro lado, el diseño hidráulico de las obras menores que permitirán el adecuado drenaje del corredor vial se enfocó hacia la caracterización geométrica de las alcantarillas y cunetas.

En el caso de las alcantarillas, su labor principal será drenar toda el agua acumulada en la planicie inundable, sirviendo como vasos comunicantes entre ambas caras del terraplén, dadas las frecuentes inundaciones durante los ciclos de invierno. Sus áreas de drenaje específicas no fueron posibles de definir por la carencia de planos topográficos a escalas con suficiente detalle, por lo que para su diseño se decidió utilizar alcantarillas de cajón de 2×2 que permitirán no sólo el mantenimiento adecuado, sino también el drenaje eficiente de estas aguas.

En efecto, la mayor cantidad de agua por drenar será la originada por el caudal desbordado del río Pamplonita, equivalente a $357 \text{ m}^3/\text{s}$. Suponiendo que el terraplen vial actúa como embalse y teniendo en cuenta que se pretende dotar a la vía de un drenaje adecuado cada 100 metros, se concluye que la capacidad de drenaje de cada estructura debe ser como mínimo de $6.22 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Para el caso de las cunetas, estas serán localizadas sobre el lado de la vía en que existía corte del terreno, con el fin de recoger el agua de los taludes cortados y la propia escorrentía superficial de las calzadas, y así evacuarla a las corrientes de agua o a cajas de inicio de las alcantarillas diseñadas.

Desde el punto de vista práctico constructivo, para todos los casos se definió una sección de cuneta revestida en concreto, la cual está en capacidad de transportar adecuadamente los caudales máximos aferentes hallados.

Finalmente, para calcular la socavación general se utilizó el método de Lischtvan-Levediev, adaptado por el mejicano Maza en 1967 y descrito por Isabel Flórez en 1981 en su texto de Socavación, utilizado por esta consultoría con buenos resultados en varios proyectos.

En general, las socavaciones calculadas se encuentran entre 4 y 5 metros, siendo estas muy significativas. Por ello se han calculado en diferentes sitios con las granulometrías correspondientes a ese sitio y a diferentes profundidades. Los suelos encontrados hasta 4 metros de profundidad son arenas limosas o gravosas altamente susceptibles a la socavación.

En el río Pamplonita se recomienda usar como valor mínimo 5 m y en el caso de cimentaciones de muros y estribos se recomienda usar el valor calculado más 1 m.

5.2. MEMORIAS DE CALCULO

Se presenta aparte a este informe un CD en el que se presentan los archivos magnéticos del mismo, así como las memorias de cálculo.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

El comportamiento de las lluvias en el sector del proyecto revelan un patrón climático bimodal que se ve evidenciado en la ocurrencia de dos periodos lluviosos y dos secos bien definidos con valores máximos durante los meses de abril y octubre, y mínimos durante los meses de febrero y junio.

La precipitación máxima en 24 horas crece desde el sur en la estación Agua Blanca hasta el norte en la estación Puerto Santander, en donde alcanza sus valores máximos, a una altitud de 50 m.s.n.m.

La mayor frecuencia de días con precipitación se registra en los meses de abril y octubre, con valores relativamente mayores a los que se presentan alrededor de toda la subcuenca.

La temperatura mensual multianual presenta valores máximos en los meses de Agosto y Septiembre, y mínimas en Febrero y Marzo. Comportamiento similar tiene la evaporación. Con la humedad relativa, como es de esperarse, ocurre todo lo contrario, los valores máximos se presentan en Abril, mientras que los mínimos lo hacen en Agosto.

Los caudales registrados del río Pamplonita en la estación Aguas Claras, presentan un comportamiento similar al obtenido en los demás parámetros, con valores máximos en los meses de abril y noviembre y mínimos en los meses de Enero y Agosto. El caudal máximo registrado corresponde a un período de retorno de 67 años.

Las suposiciones planteadas para construir el hidrograma unitario del río Pamplonita correspondieron con los registros históricos de caudales máximos que

se tenían para dicha corriente, por tanto, las suposiciones que se habían hecho de manera análoga para el río Guarumito, son ciertas.

6.2. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO HIDRÁULICO

Tras analizar la dinámica del río Pamplonita, salta a la vista la reducción en el ancho de su cauce. Esta reducción, que según los análisis realizados, es de 155 metros en aproximadamente 40 años, se debe a varios factores: el avance de la cobertura vegetal, la desaparición del brazo o división de flujo existente en las primeras épocas analizadas, la sedimentación que ocasiono ese cambio, la socavación que hace más profundo el lecho pudiendo albergar mas caudal con una sección más pequeña, factores climáticos, etc. Para entrar a definir con exactitud estos factores se debería realizar un estudio detallado de cambio climático sobre esta región, además de averiguar los cambios sucedidos en los usos del suelo de la zona de análisis.

En este mismo análisis también se observó el movimiento que presenta el cauce del río Pamplonita hacia el occidente, movimiento que es, según el resultado del estudio realizado, de aproximadamente 80 metros, es decir el ancho actual de su cauce.

En el análisis de la dinámica fluvial del río Guarumito se observo que su lecho activo muestra mucha estabilidad, sobre todo en los últimos años, pues al observar las comparaciones hechas entre los años 1978 y 1996 los cambios son prácticamente imperceptibles. Incluso, la aparición de pocos meandros abandonados a lo largo de su cauce, es un hecho más que confirma este comportamiento.

El sitio seleccionado para ponedero del río Guarumito, que se encuentra comprendido entre los sectores La Libertad y Las Acacias, se caracteriza por ser un tramo recto en donde el ancho del cauce ha sido de muy poca variabilidad a lo largo del periodo, y en donde la erosión no tiene una presencia tan marcada. Sin

embargo, es importante mencionar que aguas arriba de este sitio, se localiza la zona de mayor movimiento del cauce, por lo que se recomienda tener presente las consideraciones antes hechas para el río Pamplonita.

La deforestación de las cuencas de los ríos Grita, Guarumito y las quebradas La China y Guarumito, ha contribuido de manera sustancial en los procesos de erosión, transporte y colmatación que afectan el lecho activo del río Guarumito, debido especialmente a las fuertes descargas de carácter fluviotorrencial que ocasionalmente se producen en los lechos de los ríos y quebradas mencionadas, disminuyendo la capacidad de evacuación de los sedimentos en el lecho activo durante las épocas de creciente, causando seguramente algunos desbordamientos e inundaciones durante inviernos prolongados.

Observando el modelo HEC RAS con caudales incrementales, se concluye que el río Pamplonita inicia su desborde con caudales entre 200 y 290 m³/seg, que corresponden según la época de la creciente a caudales entre 4 y 10 años de período de retorno. Es de esperar que para valores menores los flujos entre el Caño Negro y el río Pamplonita, se separen.

De la modelación realizada al río Guarumito, a través de la herramienta informática HEC - RAS, se pudo comprobar que su desborde se presenta hacia su margen oriental, por lo que no se vería afectada la interconexión vial.

En general los cauces presentan un régimen hidráulico subcrítico, es decir de flujo tranquilo, para la simulación con el modelo Hec-Ras, considerando en esta etapa un tipo de flujo permanente y no uniforme.

La mayor cantidad de agua por drenar se encuentra en la planicie inundable comprendida entre los ríos Guarumito y Pamplonita, la cual junto con los caños debe absorber el caudal desbordado de 357 m³/seg equivalentes a la diferencia entre el caudal máximo de la cuenca del río Pamplonita y el contenido por el cauce.

Para el corredor vial proyectado, la consultoría de estos estudios, basada en la geometría del trazado y en un análisis crítico y detallado de la información obtenida en las diferentes visitas de campo, y de los estudios geológicos e hidrológicos, concluye que no es necesario construir drenes, ni en los sitios de corte del terreno, ni debajo de las cunetas previamente mencionadas.

6.3. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO DE SOCAVACIÓN

En general, las socavaciones calculadas se consideran muy significativas. Por ello se han calculado en diferentes sitios con las granulometrías correspondientes a ese sitio y a diferentes profundidades. Los suelos encontrados hasta 4 metros de profundidad son arenas limosas o gravosas altamente susceptibles a la socavación.

6.4. RECOMENDACIONES

Es importante tener en cuenta que el análisis multiemporal sobre el río Pamplonita nos muestra que, en esta zona, el cauce del río tiende a desplazarse hacia la izquierda (Occidente), por lo que se hace necesario realizar obras de protección de laderas.

Es recomendable que, una vez este el diseño preliminar del puente sobre el río Guarumito, se haga un canal o solera de acceso al río, que sirva de transición en periodos de creciente, y haga que el ancho se reduzca de 80 a 70 a 60 hasta que pase bajo el puente.

En el río Pamplonita se recomienda usar como valor mínimo 5 m y en el caso de cimentaciones de muros y estribos se recomienda usar el valor calculado más 1 m. Este factor puede reducirse si se encuentra roca de cimentación en perfecto estado y es de buena dureza certificada mediante perforaciones y pruebas de resistencia.

Para la cimentación de los puentes, se recomienda principalmente evitar al máximo instalar pilas o estribos dentro del lecho, de esa forma se evitan muchos costos de mantenimiento y se asegura la vida prolongada de la cimentación.

