



ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA DOBLE CALZADA
VARIANTE DE PALMAR DE VARELA

INFORME FINAL

ESTUDIO DE HIDROLOGIA, HIDRAULICA
Y SOCAVACION

Versión 01

CONTROL DE MODIFICACIONES

Versión N°	Fecha	Numeral Modificado	Descripción de la Modificación	Responsable
01	Dic. 15 de 2010	N/A	Emisión original	Especialista Hidrología
02	Nov. 15 de 2011		Emisión original	Especialista Hidrología

ELABORO:	REVISÓ:  Ing. Salomón Niño	APROBÓ: Ing. Salomón Niño	FECHA: Dic. 15 de 2010
----------	---	------------------------------	---------------------------

MAR 20 2012

AUTOPISTAS DEL SOL S.A.

**VOLUMEN II TOMO I
INFORME FINAL ESTUDIO DE HIDROLOGIA, HIDRAULICA Y SOCAVACIÓN**

INDICE

CAPITULO I.....	I-1
I. ESTUDIOS HIDROLOGICOS	I-1
I.1 Objeto y localización del proyecto	I-1
I.1.1 Objeto.....	I-1
I.1.2 Localización del Proyecto.....	I-1
I.2 Recopilación y Análisis de la Información Existente.....	I-1
I.3 Distribución del Informe.....	I-2
I.4 Alcance de los Estudios	I-2
I.5 Cartografía	I-3
I.6 Información Hidrometeorológica.....	I-3
I.6.1 Precipitación	I-3
I.6.2 Climatología.....	I-8
I.6.3 Niveles.....	I-10
I.7 Justificación de las Fórmulas Empleadas.....	I-10
I.8 Aplicación de Teorías y Métodos de Predicción	I-10
I.8.1 Metodología utilizada en el cálculo de las crecientes	I-10
I.8.2 Crecientes en los sitios de cruce	I-19
I.9 Conclusiones y Recomendaciones.	I-20
I.9.1 Conclusiones.....	I-20
I.9.2 Recomendaciones.....	I-20
CAPITULO II.....	II-1
II. ESTUDIOS HIDRÁULICOS	II-1
Objeto	II-1
Metodología.....	II-1
II.1 Geomorfología, Hidráulica Fluvial.....	II-4
II.2 Hidráulica de estructuras menores (Alcantarillas).....	II-4
II.3 Hidráulica de estructuras mayores	II-5
II.3.1 Características del cauce del arroyo Caña Fistula.....	II-5
II.3.2 Hidráulica de la sección transversal.....	II-5
II.4 Hidráulica de Cunetas	II-7

II.5	Hidráulica Para Rápidas Escalonadas	II-8
II.6	Subdrenes	II-9
	CAPITULO III	III-1
III.	ESTUDIO DE SOCAVACIÓN.....	III-1
	Objeto	III-1
III.1	Análisis de la información de campo	III-1
III.2	Aplicación de las teorías de socavación general	III-1
III.3	Aplicación de las Teorías de Socavación Lateral en Estribos.....	III-3
	CAPITULO IV	III-1
IV.	RECOMENDACIONES	IV-1
	CAPITULO V	IV-1
V.	MEMORIAS DE CÁLCULO	V-1
	CAPITULO VI	V-1
VI.	BIBLIOGRAFIA.....	VI-1
ANEXO A	INFORMACIÓN METEOROLOGICA DEL IDEAM	
ANEXO B	REGISTRO FOTOGRAFICO	
ANEXO C	PLANOS LOCALIZACIÓN	

LISTA DE CUADROS

CUADRO N° I-1	ESTACIONES DE PRECIPITACIÓN	I-4
CUADRO N° I-2	PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL MULTIANUAL (mm).....	I-4
CUADRO N° I-3	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)	I-6
CUADRO N° I-4	RESUMEN DE MAXIMOS ANUALES EN 24 HORAS (mm).....	I-6
CUADRO N° I-5	DATOS CLIMATOLOGICOS	I-9
CUADRO N° I-6	CURVAS INTENSIDAD DURACIÓN Y FRECUENCIA POLONUEVO....	I-12
CUADRO N° I-7	CAUDALES HIDROLOGICOS PARA CUENCAS MENORES DE 500 Ha. MÉTODO RACIONAL.....	I-15
CUADRO N° I-8	CAUDALES HIDROLOGICOS PARA CUENCAS MAYORES DE 500 Ha. .	I-16
CUADRO N° II-1	CALCULO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ESTRUCTURASII-2	
CUADRO N° II-2	CALIBRACIÓN TEORICA SECCIÓN DEL PUENTE ARROYO CAÑA FISTULA.....	II-6
CUADRO N° II-3	CALIBRACIÓN TEORICA SECCIÓN DEL PUENTE ARROYO BOYE ...	II-7
CUADRO N° II-4	DISTRIBUCION DE CUNETAS NUEVAS A COLOCAR EN LA VIA.....	II-8
CUADRO N° III-1	CALCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL EN LA SECCION.....	III-4
CUADRO N° III-2	CALCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL EN LA SECCIÓN	III-5
CUADRO N° III-3	CÁLCULO DE SOCAVACIÓN LATERAL EN LOS ESTRIBOS	III-6
CUADRO N° III-4	CALCULO DE SOCAVACIÓN LATERAL EN LOS ESTRIBOS	III-7

LISTA DE FIGURAS

FIGURA N° I-1	PLUVIOGRAMA MEDIO MENSUAL ESTACIÓN POLONUEVO	I-5
FIGURA N° I-2	PLUVIOGRAMA MEDIO MENSUAL ESTACIÓN Ponedera	I-5
FIGURA N° I-3	ESTACIÓN POLONUEVO ANALISIS DE FRECUENCIAS	I-8
FIGURA N° I-4	CURVA IDF ESTACIÓN POLONUEVO.....	I-13
FIGURA N° I-5	Hietograma de precipitación 100 años estación Polonuevo	I-13
FIGURA N° II-1	NOMOGRAMA DEL MOPT PARA TUBOS CIRCULARES	II-10
FIGURA N° II-2	NOMOGRAMA DEL MOPT PARA CAJONES.....	II-10
FIGURA N° II-3	CURVA DE DESCARGA CUNETA.....	II-11
FIGURA N° II-4	ESQUEMA DE RÁPIDAS ESCALONADAS.....	II-12

CAPITULO I

I. ESTUDIOS HIDROLOGICOS

I.1 Objeto y localización del proyecto

I.1.1 Objeto

Los análisis hidrológicos, hidráulicos y de socavación que se describen en este informe hacen parte de los estudios que TECNOCONSULTA S.A, se comprometió a realizar a la CONCESION RUTA CARIBE S.A, para los estudios hidrológicos e hidráulicos del diseño definitivo de la doble calzada de la Variante Palmar de Varela, con una longitud de 10 Km., en los municipios de Sabana Grande, Santo Tomas y Palmar de Varela, en el departamento de Atlántico.

El objeto del estudio consiste en establecer los caudales máximos en los sitios de cruce de la vía, los cuales deberán ser evacuados por el sistema de drenaje del corredor vial, con el fin de utilizarlos posteriormente para los cálculos hidráulicos y de socavación que definirán la capacidad hidráulica de las estructuras.

I.1.2 Localización del Proyecto

El proyecto se ubica en los municipios de Sabana Grande, Santo Tomas y Palmar de Varela, departamento de Atlántico, entre el Km. 28+325 al Km. 18+818. En el Anexo C Se presenta la localización del corredor vial.

En el Anexo C se presenta el inventario de las cuencas de drenaje que cruza el eje de la variante.

Hidrográficamente el proyecto se ubica en la zona baja de inundación del río Magdalena, departamento del Atlántico.

El corredor vial corre paralelo al río Magdalena, entre las divisorias de aguas del arroyo Caña Fistula y arroyo Fernández, el uso del suelo de las cuencas de drenaje es de pastoreo de ganado vacuno.

I.2 Recopilación y Análisis de la Información Existente

La actividad de recopilación y análisis de la información básica se concentró en los aspectos de cartografía general y específica, secciones topográficas, datos de lluvias y caudales de las estaciones existentes.

En el Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) se obtuvieron los planos en escala 1:25.000 y 1:100.000, utilizados en la definición de las cuencas del proyecto.

En el IDEAM se obtuvo los registros de lluvias de las estaciones ubicadas en las cuencas hidrográficas del estudio.

Adicionalmente la información fue complementada con una visita técnica realizada a cada uno de los sitios de cruce de la vía, en la cual se comprobaron algunos datos y parámetros obtenidos previamente, y se tomaron algunas fotografías.

La variante Palmar de Varela corre paralelo a las inundaciones del río Magdalena, entre Sabana Grande y Palmar de Varela, el drenaje cruza de oeste a este, para entregar en las diferentes ciénagas bajas del cauce del río.

I.3 Distribución del Informe

En el Capítulo I “Estudios Hidrológicos” se describe el objeto del estudio y se indica la localización del proyecto.

De igual manera se describe la información disponible y utilizada para el proyecto que comprende la cartografía, la información meteorológica e hidrológica, el análisis de las lluvias en el sector. Se justifican las fórmulas empleadas en la aplicación de las teorías y métodos de predicción, se da a conocer la metodología utilizada para el cálculo de los caudales máximos y finalmente se presentan los resultados de las crecientes de diseño en cada sitio de cruce.

En el capítulo II “Estudios hidráulicos” se describen y analizan los parámetros hidráulicos de cada sección de cruce; se presenta la evaluación de la capacidad hidráulica de cada estructura, se valida su funcionamiento y se definen las nuevas obras donde hay insuficiencia en el drenaje.

En el capítulo III se describe la metodología empleada para el cálculo de socavación general y lateral.

En el capítulo IV se presentan los resultados del estudio donde se dan a conocer las conclusiones y recomendaciones del estudio.

En el capítulo V se hace referencia a las memorias de cálculo, y finalmente en el capítulo 6 se hace el resumen de la información bibliográfica empleada en el estudio.

En el anexo A se presenta la información del IDEAM, en el anexo B el registro fotográfico de la visita y en el Anexo C el corredor vial.

I.4 Alcance de los Estudios

El alcance del estudio hidrológico comprende la definición de los caudales máximos en los sitios de cruce de la vía, para períodos de retorno de 25 años para las alcantarillas y box - culvert; y de 100 años para los puentes mayores de 10 m de luz y 500 has de área aferente al puente.

El alcance del estudio hidráulico consiste en dimensionar la capacidad hidráulica de cada estructura que cruza la vía con los caudales establecidos en el estudio hidrológico; validar el funcionamiento de las obras de cruce de la vía, y definir las que demande el proyecto para el eficiente drenaje de la vía.

El diseño de las alcantarillas de la vía se realizará para 25 años de periodo de retorno.

I.5 Cartografía

En el Instituto Geográfico Agustín Codazzi IGAC se recopiló la información cartográfica de toda la zona del proyecto.

La información cartográfica seleccionada fue la siguiente:

Escala 1:25.000:

Planchas números: 17-IV, C, D; 24-II- A, B

Escala 1:100.000:

Planchas números: 17, 24

Mediante el uso de la cartografía disponible se determinaron los parámetros morfométricos de las cuencas, como área, longitud, pendiente; necesarios para evaluar posteriormente los caudales en los sitios de cruce de la vía.

I.6 Información Hidrometeorológica

Antes de iniciar el procesamiento de la información fue necesario evaluar "a priori" las condiciones de los datos utilizables en función de la historia de la estación, la calidad, representatividad y garantía de los datos.

La selección de las estaciones del proyecto se realizó según el criterio de proximidad geográfica y semejanza de precipitaciones. En el anexo C se presenta la localización de las estaciones utilizadas y en el Anexo A se adjunta toda la información hidrometeorológica del IDEAM utilizada en su versión original.

I.6.1 Precipitación

Se recolectó en el IDEAM la información hidrometeorológica correspondiente al alineamiento de la vía entre Barranquilla y Ponedera, el drenaje va directamente al arroyo Caña Fistula y luego al río Magdalena.

La información consta de los registros de tres estaciones de precipitación, Polonuevo ubicado en su mismo nombre, Ponedera y Aeropuerto Ernesto Cortissoz, las cuales se relacionan en el CUADRO N° I-1 y en el Anexo C se presenta su localización.

La estación con mayores registros pluviométricos son: Polonuevo localizada en el casco urbano con su nombre, código 2904008, periodo 1959-2008, con 50 años de registros, la estación Ponedera código 2904007, periodo 1959-2007, con 48 años de registros y la estación Aeropuerto Ernesto Cortissoz, código 2904502, periodo 1941-2008, con 68 años de registros.

La información es homogénea y confiable entre las cotas 80 a 8 msnm y registros de 50 años, siendo representativa de las características pluviométricas de la zona de estudio.

I.6.1.1 Precipitación media

En la CUADRO N° I-2 se observan las lluvias medias mensuales multianuales en las estaciones seleccionadas y en las FIGURA N° I-1 a FIGURA N° I-2 se observan los pluviogramas correspondientes.

La distribución temporal de la lluvia en el sector tiene una tendencia monomodal, la cual presenta un período de pocas lluvias de diciembre a marzo, siendo enero el mes más bajo; el período húmedo transcurre de abril a noviembre, siendo septiembre y octubre los meses con mayor pluviosidad.

La pluviosidad anual en Polonuevo es de 1177 mm, cota 80 msnm, en Ponedera de 1006 mm, cota 8 msnm, en Aeropuerto Ernesto Cortissoz es de 802 mm, cota 14 msnm.

La precipitación en las cuencas de drenaje del proyecto es de 1100 mm, disminuyendo de sur a norte, siendo una zona baja húmeda y de pendiente baja de escurrimiento.

CUADRO N° I-1 ESTACIONES DE PRECIPITACIÓN

CODIGO IDEAM	NOMBRE DE LA ESTACIÓN	TIPO DE ESTACIÓN	MUNICIPIO	CORRIENTE	ELEVACION (m.s.n.m)	PERIODO	AÑOS DE SERVICIO	LLUVIA ANUAL (mm)
2904008	POLONUEVO	PM	POLONUEVO	MAGDALENA	80	1959-2008	50	1177
2904007	PONEDERA	PM	PONEDERA	MAGDALENA	8	1941-2008	66	1006
2904502	A.ERNESTO CORTISSOZ	PM	SOLEDAD	MAGDALENA	14	1941-2008	50	802

CUADRO N° I-2 PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL MULTIANUAL (mm)

NOMBRE DE ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
POLONUEVO	8,2	2,9	12,3	68,6	142,5	141,5	135,8	152,8	176,4	196,6	114,7	24,5	1176,8
PONEDERA	2	7,4	11,2	71,2	105,2	107,1	102,5	135,1	159	168,5	109,8	27,3	1006,3
A.ERNESTO CORTISSOZ	3,4	0,7	0,9	23,2	97,7	90,3	69,9	97,5	146,7	168,8	80,7	22	801,8

FIGURA N° I-1 PLUVIOGRAMA MEDIO MENSUAL ESTACIÓN POLONUEVO

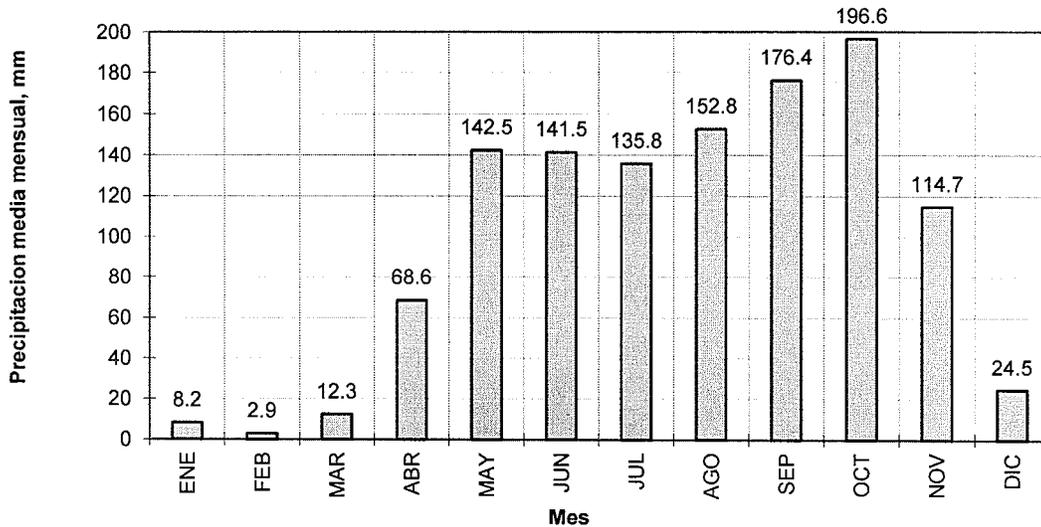
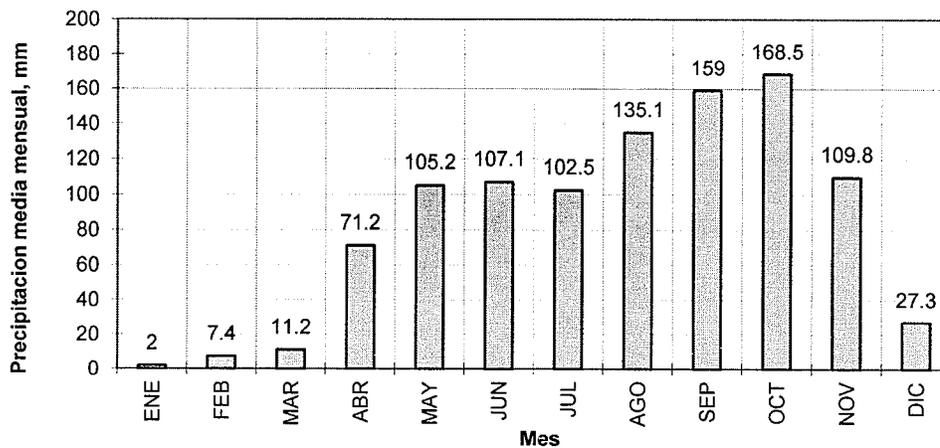


FIGURA N° I-2 PLUVIOGRAMA MEDIO MENSUAL ESTACIÓN PONEDERA



I.6.1.2 Precipitaciones máximas en 24 horas

En el FIGURA N° I-3 se presentan las precipitaciones máximas en 24 horas mensuales multianuales de las estaciones seleccionadas.

En el CUADRO N° I-4 se presenta el resumen de la serie anual de máximos en 24 horas para Polonuevo y Ponedera, en la FIGURA N° I-3 se muestra la distribuciones de probabilidades de máximos, con las tendencias de Gumbel, log-pearson tipo III, log-normal y Pearson tipo III para la estación Polonuevo, como la representativa de la vía, con 40 años de registros.

Para las tormentas de diseño en las cuencas de cruce de la vía se tomó la información de Polonuevo, por ser la más cercana a la vía. A continuación se resumen los resultados del análisis de Gumbel, cuyas tormentas son inferiores a 12 horas de duración.

<u>Años</u>	<u>Polonuevo, mm</u>
2,33	95
5	117
10	136
25	159
50	176
100	193

Los máximos aguaceros registrados en el área corresponden a valores entre 50 mm hasta 181 mm. De la información de los residentes del sector se pudo establecer que estos aguaceros son característicos del Caribe tropical, con tiempos menores a 6 horas.

Para la distribución del hietograma de diseño se utilizó la información de la curva I-D-F de la estación Polonuevo que se presenta en la FIGURA N° I-4, CUADRO N° I-6. A la intensidad de 100 años se le aplicó la metodología del bloque alterno en donde las alturas de precipitación se ordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración utilizada (Td) y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y la izquierda del bloque central formando el hietograma de diseño que se presenta en la FIGURA N° I-5.

CUADRO N° I-3 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

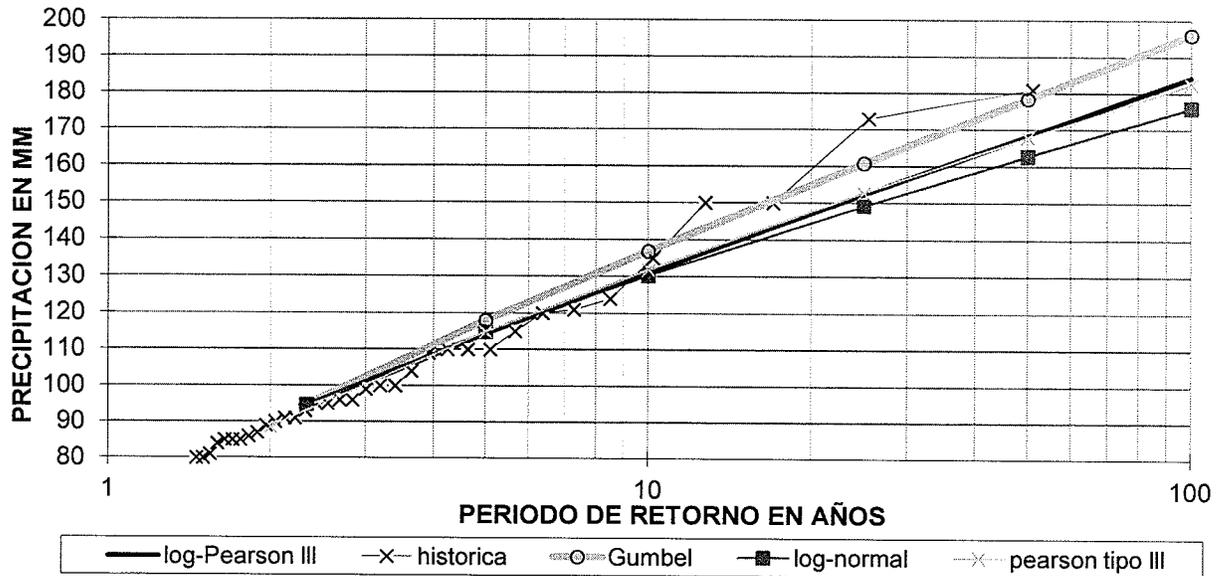
NOMBRE DE ESTACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
POLONUEVO	67	21	70	150	124	135	150	140	162	181	100	61	181
PONEDERA	16	55	53	150	110	109	116	135	149	159	135	137	159
A.ERNESTO CORTISSOZ	62	7	12	57	119	104	101	100	93	123	98	118	123

CUADRO N° I-4 RESUMEN DE MAXIMOS ANUALES EN 24 HORAS (mm)

AÑO	POLONUEVO	PONEDERA
1959	110	110
1960	115	90
1961	95	90
1962	50	61
1963	64	90
1964	95	90
1965	73	90
1966	96	58
1967	62	60
1968	85	82
1969	150	128
1970	85	98
1971	60	60
1972	50	63
1973	110	87

1974	80	132
1975	75	157
1976	93	100
1977	80	157
1978	90	157
1979	120	
1980	91	
1981	65	107
1982	135	55
1983	99	80
1984	75	96
1985	100	80
1986	74	72
1987	110	59
1988	181	159
1989	173	159
1990	91	65
1991	104	67
1992	100	114
1993	84	93
1994	96	42
1995	150	123
1996	109	115
1997	64	95
1998	89	137
1999	53	107
2000	124	116
2001	87	72
2002	86	150
2003	74	95
2004	77	80
2005	81	90
2006	77	91
2007	85	135
2008	121	
PERIODOS DE RETORNO (GUMBEL)		
2,33	95	99
5	117	125
10	136	146
25	159	172
50	176	192
100	193	211

FIGURA N° I-3 ESTACIÓN POLONUEVO ANALISIS DE FRECUENCIAS



1.6.2 Climatología

En la CUADRO N° I-5 se resume la información de climatología de la estación Aeropuerto Ernesto Cortissoz, para el periodo 1941-2008, en donde se presentan los principales parámetros del clima, a continuación se comenta cada parámetro característico de la zona.

La precipitación total anual es de 802 mm, con valores máximos en 24 horas entre 48 a 123 mm, con 75 números de días con lluvia.

La evaporación promedio tiene un valor de 2780 mm en el tanque clase A, siendo abril el mes de mayor evaporación con 270 mm y noviembre el de menor evaporación con 125 mm.

La humedad relativa media es del 80%, con variaciones estacionales entre 73 a 93%

El brillo solar tiene 2458 horas de sol al año, con variaciones mensuales entre 85 a 302 horas al mes

La temperatura promedio es de 27.5 °C con variaciones promedios entre 24.9 a 29.8 °C

La temperatura máxima promedio es de 34.8 °C al medio día y en las tardes

La temperatura mínima promedio es de 22.1 °C en las madrugadas

**CUADRO N° I-5 DATOS CLIMATOLOGICOS
CLIMATOLOGIA AEROPUERTO ERNESTO CORTISSOZ**

IDEAM 2904502													
LATITUD 1053N		LONGITUD 7546W		periodo 1941 - 2008									
ELEVACION 14 msnm													
VALORES TOTALES MENSULES DE PRECIPITACION, mm													
VALORES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
MEDIOS	3,4	0,7	0,9	23,2	97,7	90,3	69,9	97,5	146,7	168,8	80,7	22	801,8
MAXIMOS	133	8	14,6	142,9	320,8	271,4	296,8	309,9	299,5	375	242,7	241,1	375
MINIMOS	0	0	0	0	0	1	0	1	20	19	1	0	0
VALORES TOTALES MENSULES DE EVAPORACION, mm													
VALORES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
MEDIOS	156	161	176	155	132	134	144	143	123	124	111	132	1691
MAXIMOS	186	190	211	197	162	159	186	174	199	183	136	161	211
MINIMOS	128	120	143	128	69	99	114	117	91	99	93	84	69
VALORES MEDIOS MENSULES DE HUMEDAD RELATIVA, %													
MEDIOS	74	73	74	77	80	81	79	80	82	83	82	78	79
MAXIMOS	85	85	84	83	87	87	88	88	90	88	89	86	90
MINIMOS	58	58	65	69	71	71	72	70	67	77	74	68	58
NUMERO DE DIAS CON LLUVIA													
MEDIOS	0	0	0	3	9	9	7	9	13	15	8	2	75
MAXIMOS	4	2	4	11	16	19	15	22	21	23	18	8	23
MINIMOS	0	0	0	0	0	2	1	1	3	6	1	0	0
VALORES MEDIOS MENSULES DE TEMPERATURA, °C													
MEDIOS	27,6	27,9	28,2	28,1	27,6	27,5	27,8	27,5	27,1	26,7	26,8	27,3	27,5
MAXIMOS	28,9	29,4	29,8	29,7	28,9	29,4	29,4	29	28,3	27,9	28,5	28,9	29,8
MINIMOS	26,1	26,3	26,6	26,6	26,2	26,4	26,3	26,1	25,7	25,5	25,6	25,6	25,5
VALORES MAXIMOS MENSULES DE TEMPERATURA, °C													
MEDIOS	36,3	37	37,3	36,8	36	35,1	35,8	35,6	35,2	34,4	34,3	35,3	35,8
MAXIMOS	40	40	40	41	40	38,5	39	38	38	40	38	38,5	41
MINIMOS	33,4	34,3	35	34,4	32,6	33,2	32,4	32,4	32	32	31,4	31,8	31,4
VALORES MINIMOS MENSULES DE TEMPERATURA, °C													
MEDIOS	19,7	20,1	20,4	20,5	20,3	20,1	20,2	19,9	19,7	20,2	20,3	20	20,1
MAXIMOS	23,9	21,8	23	23	22,4	22	22,6	21,6	21,6	22	22,5	21,5	23,9
MINIMOS	17,5	18	18,5	18	17,4	17,4	18	18	17	17	17,4	16	16

I.6.3 Niveles

En Palmar de Varela no se cuenta con lectura de niveles del río Magdalena. Se tienen lecturas diarias en Calamar Km 93 del río, y en PIMSA km 38, información suministrada por el IDEHA de la universidad del Norte.

I.6.3.1 Niveles máximos

En Calamar el nivel máximo registrado fue de 8,60 msnm, en diciembre de 2008, en Pimsa el nivel máximo registrado fue de 3,80 msnm, en noviembre de 2008, estableciendo una correlación directa para el km 51, frente a Palmar de Varela, se tendrá un nivel máximo de inundación del río de 4,94 msnm, por lo que la rasante de la vía deberá estar por encima de la cota 5,30 msnm, para no ser afectada por los niveles de inundación del río Magdalena en los meses de noviembre y diciembre.

En el sector del arroyo Caña Fístula se recomienda un nivel de rasante de la vía superior a la cota 12 msnm, para evitar sobre cruces de las inundaciones del arroyo a la vía en periodos de inviernos extremos.

I.7 Justificación de las Fórmulas Empleadas

Las fórmulas empleadas que se describen más adelante son justificadas y sustentadas ampliamente en la literatura que se relaciona en el capítulo VI; generalmente son las que se utilizan en los procedimientos de modelación hidrológica por la comprobada bondad y ajuste de sus resultados.

I.8 Aplicación de Teorías y Métodos de Predicción

I.8.1 Metodología utilizada en el cálculo de las crecientes

El cálculo de los caudales máximos en los sitios de cruce de la vía fue dividido en función del área de la cuenca: para cuencas menores a 500 has se utilizó el método Racional y para cuencas mayores a 500 has se utilizó el método que establece una relación lluvia - cuenca - caudal, más conocido como el método del Soil Conservation Service (SCS), el cual se utiliza cuando no se dispone de información hidrológica.

El cálculo de los caudales se hizo para los períodos de retorno 10 y 25 años, con el fin de evaluar la capacidad de las obras existentes para estos dos periodos de retorno.

I.8.1.1 Caudales de diseño para cuencas menores de 500 Ha

El método "Racional" es utilizado en Hidrología por su sencillez para generar caudales en cuencas pequeñas hasta 500 Ha, donde no exista información hidrométrica. Cuando se usa el método racional, se supone que la máxima variación del caudal correspondiente a una lluvia de cierta intensidad sobre el área, es producida por la lluvia que se mantiene por un tiempo igual al que tarda el caudal máximo en llegar al punto de observación considerado. Teóricamente éste período es el tiempo de concentración que se define como el tiempo

requerido por el escurrimiento superficial para llegar desde la parte más lejana de la cuenca hasta el punto a estudiar.

De acuerdo con la ref. 1, Capítulo 15, Pág. 509, la fórmula racional se expresa en los siguientes términos:

$$Q = \frac{(C * I * A)}{3.6}$$

Donde:

- Q = Caudal máximo (m³/s)
C = Coeficiente de escorrentía, que depende de la pendiente, cobertura y suelos (adimensional < 1.0)
I = Intensidad de la lluvia más desfavorable (mm/h)
A = Superficie de drenaje de la cuenca (Km²)

El coeficiente de escorrentía, relaciona el volumen total del agua precipitada con el volumen real de la escorrentía producida después de descontar las pérdidas por almacenamiento, retención e infiltración, es propio de cada cuenca y depende de la morfometría, del tipo de suelo, la cobertura y la condición de humedad antecedente.

La intensidad se selecciona para una duración igual a la del tiempo de concentración propio de la cuenca y para el período de retorno establecido; por lo cual, el caudal calculado corresponderá a la creciente con una frecuencia igual a la de la precipitación con la intensidad seleccionada.

El valor del tiempo de concentración de una cuenca es función de sus características morfológicas y puede estimarse teóricamente. Ramser Kirpich determinó para cuencas pequeñas de uso agrícolas el tiempo de concentración, considerándolo como el tiempo necesario para que el nivel del agua en un sitio específico, se eleve desde el mínimo registrado antes del escurrimiento hasta que se produzca la máxima elevación registrada en ese sitio. La fórmula adoptada para el presente estudio es la desarrollada por Kirpich, la cual se representa de la siguiente forma:

$$T_c = 3.9756 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Donde:

- T_c = Tiempo de concentración, en minutos
L = Longitud del cauce hasta el sitio de interés en Km.
S = Pendiente media de la cuenca (m/m)

Curva Intensidad Duración Frecuencia

Para la aplicación del método racional se requiere conocer la Intensidad y la Duración de la lluvia para un periodo de retorno determinado. Para la zona de estudio se calculó la curva de Intensidad - Duración - Frecuencia en Polonuevo, la cual fue calculada con base en el periodo 1959-2008 con 50 años de registros, utilizando las ecuaciones desarrolladas para la Región Caribe en el estudio "Curvas sintéticas regionalizadas de intensidad - Duración -

frecuencia para Colombia” elaborado por Rodrigo Vargas y Mario Díaz-Granados O, en el CUADRO N° I-6 se presentan los datos IDF de la FIGURA N° I-5.

$$I = 16.66 * \frac{T^{0.21}}{t^{0.50}} * M^{0.03} * N^{0.15}$$

Donde

I= intensidad en mm/hr

T= tiempo de retorno en años

t= duración de la lluvia en horas.

M= valor promedio de precipitación máxima anual diaria, 37 mm

N= Numero de días con lluvia al año, 63 días

CUADRO N° I-6 CURVAS INTENSIDAD DURACIÓN Y FRECUENCIA POLONUEVO

DURACION minutos	INTENSIDAD (mm/hora)					
	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS					
	2,33	5	10	25	50	100
15	82,6	97,0	112,2	136,0	157,3	181,9
30	58,4	68,6	79,3	96,1	111,2	128,6
45	47,7	56,0	64,8	78,5	90,8	105,0
60	41,3	48,5	56,1	68,0	78,6	91,0
75	36,9	43,4	50,2	60,8	70,3	81,4
90	33,7	39,6	45,8	55,5	64,2	74,3
105	31,2	36,7	42,4	51,4	59,4	68,8
120	29,2	34,3	39,7	48,1	55,6	64,3
135	27,5	32,3	37,4	45,3	52,4	60,6
150	26,1	30,7	35,5	43,0	49,7	57,5
165	24,9	29,2	33,8	41,0	47,4	54,8
180	23,8	28,0	32,4	39,2	45,4	52,5

FIGURA N° I-4 CURVA IDF ESTACIÓN POLONUEVO

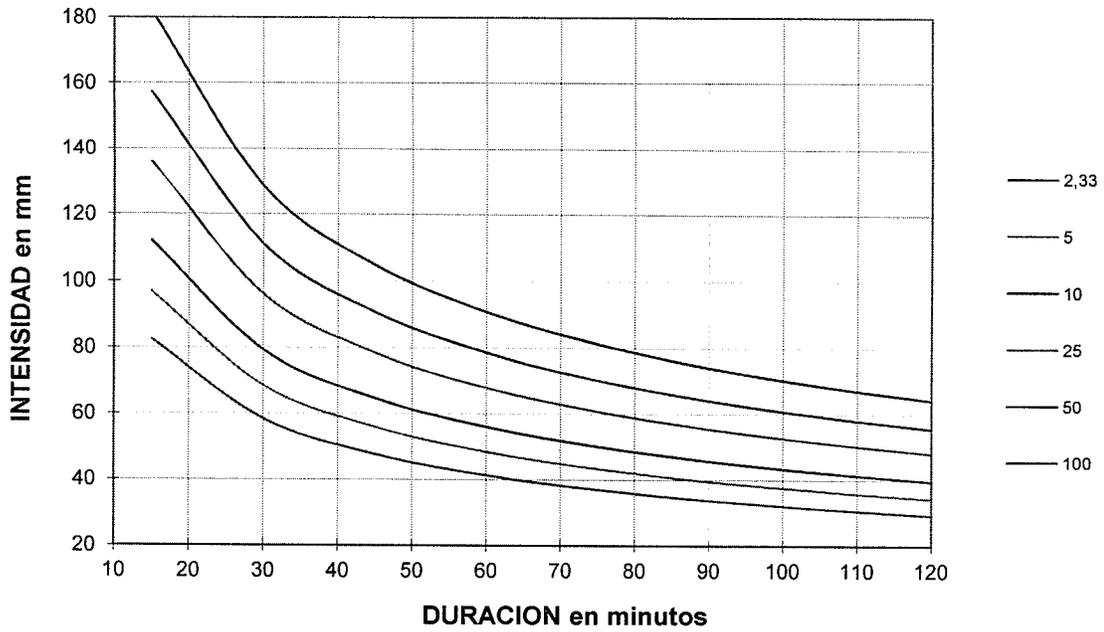
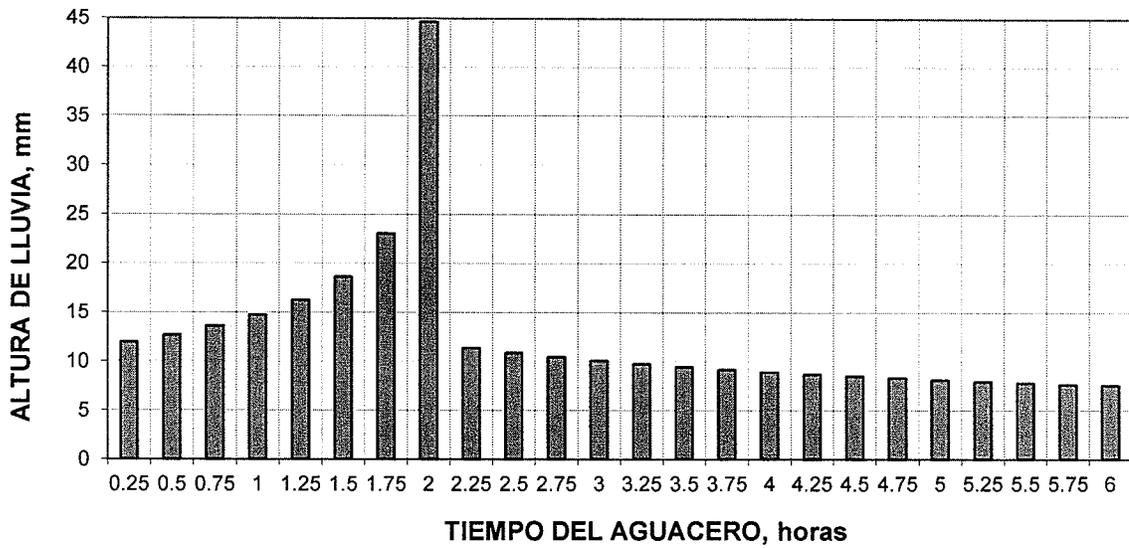


FIGURA N° I-5 HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN 100 AÑOS ESTACIÓN POLONUEVO



Coefficientes de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía, C, a aplicar en la fórmula racional se tomó como base los valores presentados en la Tabla 15.1.1, pág. 511 de la Referencia 1, que para la morfometría, tipo y uso de los suelos promedios de las cuencas en estudio, tienen un valor entre 0.44 y 0.50 (área de pastizales mayor al 50 % del área y pendiente superior al 7%, para $T_r = 10$ y 25 años).

Es importante resaltar que este factor de escorrentía será variable en el tiempo en función del manejo medioambiental de la cuenca, que depende del uso del suelo que hacen los agricultores.

Para la determinación de los parámetros morfométricos de las cuencas, tales como longitud del cauce principal, área de drenaje y diferencia de nivel desde el punto más alto de la cuenca hasta el punto de intersección con la vía, y la pendiente media del cauce, se utilizó la cartografía disponible. La localización y nomenclatura de las cuencas se presenta en el Anexo C.

En la variante Palmar de Varela se proyectaron 40 obras de cruce, distribuidas así: 37 obras menores, repartidas en 7 alcantarillas de 36", 31 box culvert, y dos obras mayores en 2 puentes, correspondientes a 2 cuencas de Caña Fistula y Boye, las cuales se presentan en el CUADRO N° I-7 y CUADRO N° I-8. Para la conexión con la oriental se diseñaron siete (7) estructuras menores box culvert. La numeración de las obras se realizó en el sentido viajando de sur a norte.

Los tiempos de concentración y los caudales de diseño de las obras de drenaje de los cauces se presentan en el CUADRO N° I-7, en donde se muestran las intensidades para un tiempo mínimo utilizado de 10 minutos sumado al tiempo de concentración de la cuenca y los caudales para 10 y 25 años de periodo de retorno.

Por la escala de trabajo 1:25000 se dibujo la divisoria de aguas alta, el área de drenaje se cálculo como un rectángulo con base en la longitud entre la divisoria y la vía, multiplicado por la distancia de escurrimiento superficial entre alcantarilla y alcantarilla vecina, en la dirección de la pendiente longitudinal del eje vial.

CUADRO N° 1-7 CAUDALES HIDROLOGICOS PARA CUENCAS MENORES DE 500 Ha. MÉTODO RACIONAL

Estructura de cruce	Abscisa IZQ m	Abscisa DER M	Área Ha	Pendiente media m/m	Tiempo de concentración min	Coefficiente escorrentía 10 años	Coefficiente escorrentía 25 años	Intensidad 10 años mm/hr	Intensidad 25 años mm/hr	Caudal 10 años m ³ /s	Caudal 25 años m ³ /s
1	28280	28300	32,64	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	5,09	7,01
2	27785	27798	34,96	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	5,45	7,51
3	27310	27395	44,84	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	6,99	9,63
4	27085	27133	217,52	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	33,90	46,70
5	27035	27060	145,01	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	22,60	31,13
6	26530	26569	76,26	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	11,89	16,37
7	26400	26439	2,48	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	0,39	0,53
8	26330	26369	11,85	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	1,85	2,54
10	25940	25985	17,15	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	2,67	3,68
11	25580	25630	37,89	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	5,91	8,14
12	25460	25511	27,17	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	4,23	5,83
13	25360	25430	8,01	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	1,25	1,72
14	25220	25287	19,85	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	3,09	4,26
15	25075	25126	13,39	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	2,09	2,87
16	24800	24849	80,61	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	12,56	17,31
17	24556	24583	45,18	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	7,04	9,70
18	24375	24402	38,37	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	5,98	8,24
19	24130	24168	7,14	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	1,11	1,53
20	24050	24077	2,05	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	0,32	0,44
22	23540	23553	0,61	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	0,10	0,13
23	23420	23446	0,72	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	0,11	0,15
24	23296	23322	0,94	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	0,15	0,20
25	23160	23193	1,15	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	0,18	0,25
26	23010	23040	1,91	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	0,30	0,41
27	22930	22964	4,68	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	0,73	1,00
28	22650	22670	6,95	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	1,08	1,49
29	22510	22530	7,61	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	1,19	1,63
30	21930	21855	14,02	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	2,19	3,01

31	21809	21855	6,43	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	1,00	1,38
32	21366	21367	34,47	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	5,37	7,40
33	20678	20720	31,08	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	4,84	6,67
34	20670	20664	30,39	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	4,74	6,52
35	20446	20486	24,78	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	3,86	5,32
36	20320	20365	14,32	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	2,23	3,07
37	20020	20100	11,15	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	1,74	2,39
38	19945	19970	36,36	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	5,67	7,81
39	19710	19737	70,08	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	10,92	15,05
40	19450	19470	310,37	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	48,37	66,64

CAUDALES HIDROLOGICOS PARA CUENCAS MENORES DE 500 Ha. CONECTANTE CON LA ORIENTAL

Estructura de cruce	Abscisa IZQ m	Abscisa DER M	Área Ha	Pendiente media m/m	Tiempo de concentración min	Coefficiente escorrentía 10 años	Coefficiente escorrentía 25 años	Intensidad 10 años mm/hr	Intensidad 25 años mm/hr	Caudal 10 años m ³ /s	Caudal 25 años m ³ /s
1	K0+120	K0+120	32,64	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	5,09	7,01
2	K0+354	K0+354	34,96	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	5,45	7,51
3	K0+534	K0+534	44,84	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	6,89	8,0
3A	K0+700	K0+700	44,84	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	6,89	8,0
4	K0+790	K0+790	44,84	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	6,89	8,0
4A	K0+840	K0+840	30,00	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	5,0	7,0
5	K0+930	K0+930	76,26	0,01	10,0	0,44	0,50	128	155	5,8	8,4

CUADRO N° I-8 CAUDALES HIDROLOGICOS PARA CUENCAS MAYORES DE 500 Ha. METODO SCS

Obra No	Estructura de cruce	Abscisa m	Área Ha	Longitud cauce m	Pendiente media m/m	Tiempo de concentración min	Caudal 100 años m ³ /s
21	PUENTE BOYE	23880	2784,89	9500	0,005	173	179
9	PUENTE FISTULA	26110	8493,61	23126	0,0048	349	250

1.8.1.2 Caudales de diseño para cuencas mayores de 500 ha.

1.8.1.2.1 Método del Soil Conservation Service (SCS)

En las cuencas donde no se dispone de información hidrológica, los caudales se determinaron con base en las relaciones lluvia - cuenca - caudal de acuerdo con la metodología desarrollada por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos. El procedimiento utilizado fue el siguiente.

La cuenca del arroyo Caña Fístula se dividió en 6 subcuencas homogéneas, para cada subcuenca se determinaron las características morfométricas que se utilizan en el método del hidrograma unitario, a saber: área, longitud del curso principal, pendiente del cauce, tiempo de concentración y tiempo de recorrido a lo largo del cauce principal entre las subcuencas y el sitio de cruce de la vía.

El método del Soil Conservation Service estima que la escorrentía producida por una tormenta es función de la relación que existe entre la humedad antecedente del terreno y el complejo suelo - cobertura.

Toda la precipitación ocurrida antes del comienzo de la escorrentía se considera como pérdida (intercepción, almacenamiento en depresiones, infiltración inicial) y no contribuye al escurrimiento superficial.

Las pérdidas iniciales de la precipitación se denominan abstracciones iniciales (I_a), y se estiman con la siguiente relación Teórica.

$$I_a = 0.2 * S$$

Donde S es la retención potencial máxima en mm.

El escurrimiento o la precipitación efectiva fue calculado por la ecuación:

$$E = \frac{[P - 5.08(1000/CN - 10)]^2}{(P + 20.32(1000/CN - 10))}$$

Donde

E = Escurrimiento en mm
P = Precipitación en mm
CN = Número de la curva

El S.C.S. analizó una gran cantidad de hidrogramas de cuencas, encontrando un procedimiento para calcular el valor de S con base la Curva Número (CN), mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

En donde S esta expresado en milímetros.

El valor de CN para cada condición de humedad antecedente es propio de cada cuenca y se obtiene con base en el tipo de suelo y la condición hidrológica que se define:

Buena = Cobertura vegetal mayor del 75%
Regular = Cobertura vegetal entre el 50% y el 75%
Mala = Cobertura vegetal menor del 50%

El método impone que los suelos de la cuenca en estudio deben clasificarse dentro de los siguientes grupos de suelos:

A = (Bajo potencial de escorrentía). Suelos que tienen alta velocidad de infiltración. Arenas y gravas profundas.

B = (Moderadamente bajo potencial de escorrentía). Suelos con velocidades de infiltración moderadas, con texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas y poco profundos.

C = (Moderadamente alto potencial de escorrentía). Suelos de infiltración lenta, con bajo contenido de materia orgánica y alto contenido de arcilla, arenas arcillosas poco profundas y arcillas.

D = (Alto potencial de escorrentía). Suelos con infiltración muy lenta. Suelos arcillosos con alto potencial expansivo, suelos salinos con nivel freático alto permanente.

En la referencia 1, Tabla 5.5.2, Pag 154 se presentan los números de curva CN en función del grupo hidrológico y del uso de la tierra.

Para el presente estudio se consideró que la condición de humedad antecedente del suelo es intermedia (II), o sea, que el suelo no se encuentra saturado ni seco. Aplicando el criterio anterior se establece que los suelos de la cuenca del arroyo Caña Fistula se clasifican en el grupo C, zonas de pastizales en condición hidrológica buena; para la cuenca se adoptó un valor de **CN = 60** para la cuenca cubierta de potreros con pasto.

Para calcular la escorrentía máxima se recurre al método del hidrograma unitario triangular, el cual está definido por las siguientes ecuaciones:

$$qp = \frac{0.208 * A * E}{T_p}$$

T_p = $D/2 + 0.6 * T_c$
 T_b = $8/3 * T_p$

Donde:

qp = Caudal unitario máximo, en m^3/s por cada mm de lluvia efectiva
 A = Área de drenaje, en Km^2
 E = Escurrimiento unitario, en mm.
 T_p = Tiempo al pico, en horas, medido desde el comienzo del hidrograma unitario.
 D = Duración de la lluvia efectiva o del hietograma unitario en horas.

T_c = Tiempo de concentración de la cuenca, en horas; calculado con la expresión de Kirpich
 T_b = Tiempo base del hidrograma unitario, en horas

En la FIGURA N° I-5 se presenta el hietograma de diseño para 100 años de periodo de retorno.

I.8.2 Crecientes en los sitios de cruce

En el CUADRO N° I-7 se presenta para cada cuenca menor, el tiempo de concentración, las intensidades y los caudales máximos calculados.

En la variante Palmar de Varela se tienen 40 obras de cruce de la vía repartidas así: 37 obras menores, conformadas por 7 alcantarillas de 36" y 31 box culvert, y 2 puentes, correspondientes a las cuencas del arroyo Boye y Caña Fistula. Para la conexión, con la oriental se diseñaron siete (7) estructuras menores (box culvert de 1.5 x 1.5 metros).

Para la cuenca del Arroyo **Caña Fistula** se calculó el hidrograma unitario al cual se le aplicó las lluvias efectivas determinadas como tormentas de diseño, FIGURA N° I-5.

A continuación se resumen los valores máximos de caudales (m³/seg) calculados en el sitio del puente del Arroyo Caña Fistula:

Área vertiente	84,93	Km ²
Longitud del cauce principal	23.13	Km.
Cota del nacimiento	125	msnm
Cota del cruce	14	msnm
Lluvia media anual	1100	mm
Lluvia máxima en 24 horas	181	mm
Número de días con lluvia	63	
Rendimiento medio anual	10	L/s-km ²
Caudal medio anual	0,849	m ³ /s
Creciente 2 años	73	m ³ /s
Creciente 5 años	109	m ³ /s
Creciente 10 años	139	m ³ /s
Creciente 25 años	182	m ³ /s
Creciente 50 años	215	m ³ /s
Creciente 100 años	250	m ³ /s

I.9 Conclusiones y Recomendaciones.

I.9.1 Conclusiones

1. La información meteorológica básica utilizada en el presente estudio se considera confiable, consistente y suficiente en cuanto al tipo de información y a la extensión de los períodos de medición, siendo representativa de la zona de estudio.
2. La distribución temporal de la lluvia en el sector tiene una tendencia monomodal, la cual presenta un período de pocas lluvias de diciembre a marzo, siendo enero el mes más bajo; el período húmedo transcurre de abril a noviembre, siendo agosto a octubre los meses con mayor pluviosidad
3. Del análisis de la información básica en las estaciones de precipitación se considera que existe un régimen monomodal meteorológico para toda la zona y su aplicación al cálculo de los caudales.
4. La curva de Intensidad - Duración - Frecuencia fue calculada con la información del IDEAM para la estación Polonuevo, mediante la metodología propuesta por la universidad de los Andes, y fue utilizada en el cálculo de los caudales de las cuencas menores de la variante Palmar de Varela.
5. La cuenca del arroyo Caña Fistula se modeló en 6 subcuencas, mediante las cuales se calcularon las crecientes para el sitio del puente.

I.9.2 Recomendaciones

Se deben diseñar las estructuras de drenaje con los caudales establecidos en el presente capítulo que se resumen en los CUADRO N° I-7 y CUADRO N° I-8.

CAPITULO II

II. ESTUDIOS HIDRÁULICOS

Objeto

El objeto del estudio es dimensionar el sistema de drenaje de la variante Palmar de Varela, con base en la determinación de los caudales máximos que deben ser evacuados por éste a través de las estructuras de cruce.

Metodología

El procedimiento para la realización del estudio hidráulico fue el siguiente:

- Se localizaron en campo los cruces existentes, separándolos en grupos de estructuras que drenan las cuencas mayores y menores de 500 Ha.
- Se definieron las condiciones de flujo y el tipo de control hidráulico en las estructuras para evaluar posteriormente su capacidad respecto a los caudales estimados con un período de retorno de 25 años para las alcantarillas y los box - culvert y de 100 años para los puentes: Arroyo Boye y Arroyo Caño Fistula.
- Se determinaron los parámetros hidráulicos con base en la geometría obtenida de la topografía, registros y observaciones de campo; los parámetros faltantes se definieron a criterio según las normas vigentes y la bibliografía disponible.
- Se dimensionaron las obras de cruce mediante los caudales obtenidos en la modelación hidrológica
- Otra parte importante del estudio fue la localización y evaluación hidráulica del drenaje superficial en cuanto a cunetas y drenes se refiere.
- Mediante inspección directa en el terreno se realizó un inventario de las estructuras menores en la variante Palmar de Varela. En el Anexo B se presenta el registro fotográfico correspondiente.

En el CUADRO N° II-1 se presenta el listado de las 40 estructuras que drenarán la variante Palmar de Varela, y las siete (7) que drenarán la conexión con la vía Oriental.

Generalmente el drenaje de una cuenca mayor es asociado con una estructura mayor y el drenaje de una cuenca menor con una estructura pequeña. Lo anterior generalmente sucede en zonas de montaña, con cuencas y drenajes bien definidos.

La morfología de la variante es una zona ondulada a plana, en donde los taludes permanecen secos y se tienen alcantarillas cada 220 m en promedio, la vía corre sobre una zona de divisoria de aguas que se convierte en divisoria natural de aguas.

CUADRO N° II-1 CALCULO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE LAS ESTRUCTURAS

Obra No	Abscisa IZQ	Abscisa DER	Tipo	#	Diam D,m	Luz L,m	Altura H,m	COTAS		SENTIDO	So m/m	Caudal,m3/s		Diferencia m3/s	Condición Actual	
								IZQ	DER			Tubo	Box			
1	28280	28300	BOX CULVERT	2		2	1.2	6.1	6.52	D-I	0.01		8.1	7.0	1.1	O.K
2	27785	27798	BOX CULVERT CALZON QUITAO	3		2.5	2.5	9.61	9.86	D-I	0.01		45.7	46.7	-1.0	
3	27310	27325	BOX CULVERT	1		3	2	10.78	10.55	I-D	0.01		13.1	9.6	3.4	O.K
4	27085	27133	BOX CULVERT CALZON QUITAO	3		2.5	2.5	11.18	11.1	I-D	0.01		45.7	46.7	-1.0	
5	27035	27060	BOX CULVERT	2		3	2.5	11.85	12.06	D-I	0.01		36.5	31.1	5.4	O.K
6	26530	26569	BOX CULVERT	2		3	1.5	11.72	11.49	I-D	0.01		17.0	16.4	0.6	O.K
7	26400	26439	ALC 1	1	0.91			11.57	11.34	I-D	0.01	1.01		0.5	0.5	O.K
8	26330	26369	BOX CULVERT	1		2	1.5	12.1	11.87	I-D	0.01		5.7	2.5	3.1	O.K
9	26110	26152	PUENTE CAÑAFISTULA			30	4	12.25	11.72	I-D				250.0		
10	25940	25985	BOX CULVERT 3	1		2	1.5	12.45	12.19	I-D	0.01		5.7	3.7	2.0	O.K
11	25580	25630	BOX CULVERT 4	1		3	1.5	11.9	11.67	I-D	0.01		8.5	8.1	0.4	O.K
12	25460	25511	BOX CULVERT	1		2	2	11.3	11.16	I-D	0.01		8.7	5.8	2.9	O.K
13	25360	25430	BOX CULVERT	1		2	1	9.98	9.72	I-D	0.01		3.1	1.7	1.4	O.K
14	25220	25287	BOX CULVERT	1		2	1.5	10.73	10.52	I-D	0.01		5.7	4.3	1.4	O.K
15	25075	25126	BOX CULVERT	1		2	1	8.76	8.6	I-D	0.01		3.1	2.9	0.2	O.K
16	24800	24849	BOX CULVERT	1		3	2.5	8.4	8.68	D-I	0.01		18.3	17.3	1.0	O.K
17	24556	24583	BOX CULVERT	1		3	2	7.34	7.82	D-I	0.01		13.1	9.7	3.4	O.K
18	24375	24402	BOX CULVERT	2		1.5	1.5	9.66	8.17	D-I	0.01		8.5	8.2	0.2	O.K
19	24130	24168	BOX CULVERT	1		1	1	7.89	7.78	I-D	0.01		1.5	1.5	0.0	O.K
20	24050	24077	ALC 1	1	0.91			7.8	7.56	I-D	0.01	1.01		0.4	0.6	O.K
21	23880	23900	PUENTE BOYE			15	3	7.87	7.64	I-D				179.0		
22	23540	23553	ALC 1	1	0.91			9	10.24	D-I	0.01	1.01		0.1	0.9	O.K
23	23420	23446	ALC 1	1	0.91			6.93	6.21	I-D	0.01	1.01		0.2	0.9	O.K
24	23296	23322	ALC 1	1	0.91			6.88	7.64	D-I	0.01	1.01		0.2	0.8	O.K

II.1 Geomorfología, Hidráulica Fluvial

De acuerdo con el estudio de geología y suelos, la variante Palmar de Varela será construida sobre un relieve ondulado, en zonas de baja recarga sub-superficial, sobre suelos sedimentarios de textura fina a gruesa compuestos en su mayoría por limos, arenas finas a gruesa.

La dinámica fluvial esta directamente asociada con el transporte de sedimentos y estabilidad de los taludes de las quebradas por colmatación de los cauces con material vegetal y derrumbes, reduciendo la capacidad hidráulica de las secciones produciendo obstrucciones y elevación del nivel del agua.

Los problemas de dinámica fluvial están relacionados mas con los sectores bajos de planicie, por las reducidas pendientes hidráulicas y sección de las corrientes, aunada al alto grado de intervención humana que invaden las rondas hidráulicas favoreciendo la invasión del cauce.

El corredor de la nueva vía se ve afectado por los niveles de inundación del rio Magdalena y del arroyo Caña Fistula.

II.2 Hidráulica de estructuras menores (Alcantarillas)

Existen dos formas típicas de escurrimiento en alcantarillas; una supone un escurrimiento con control de entrada y la otra un control a la salida.

Para determinar la capacidad hidráulica de una alcantarilla dependiendo del tipo de control se utilizan diferentes factores y formulaciones. Para calcular la capacidad con control a la entrada se requieren los datos de la sección transversal del conducto, la geometría de la embocadura y la profundidad del agua a la entrada o la altura del remanso. Con control a la salida se debe tener en cuenta, adicionalmente, el nivel de agua a la salida, la longitud del conducto, la rugosidad y la pendiente.

Para el caso de las estructuras pequeñas en la variante se calculó su capacidad a sección llena suponiendo un flujo uniforme con control a la entrada. El control de entrada significa que la capacidad de descarga de una alcantarilla está regida en su entrada por la profundidad del agua (H_e) y por la geometría de la embocadura, que incluye la forma y área de la sección transversal del conducto y el tipo de aristas de la misma.

En el diseño de alcantarillas está demostrado que la profundidad del agua a la entrada es el factor dominante en la determinación de la capacidad de descarga, la cual relega a un segundo plano la rugosidad, la longitud del conducto y las condiciones de la salida. El aumento en la pendiente de una alcantarilla se traduce en la disminución de la profundidad de la lámina de agua a su entrada en una cantidad ínfima de tal manera que una corrección en la pendiente se puede despreciar.

El cálculo de la capacidad en la entrada se realizó con base en la ecuación de un orificio en el fondo, la cual es utilizada en alcantarillas que tienen la entrada sumergida, la salida libre y la pendiente del fondo es mayor de la crítica. Estos colectores funcionan con control a la entrada.

La ecuación para un orificio es:

$$Q = C_d \times A \times \sqrt{2gh}$$

Donde:

Q es el caudal que pasa por la tubería en m³/seg.

Cd es el coeficiente de descarga del orificio, para una entrada con bordes rectos Cd = 0.50.

A es el área de la sección del conducto en m²

g es la aceleración de la gravedad de 9.81 m/seg²

h es la carga de altura con relación al centro del orificio, m

Para las secciones con control a la entrada o de flujo crítico en la boquilla se evaluaron mediante el nomograma elaborado por el MOPT en el año de 1985, en las FIGURA N° II-1 FIGURA N° II-2 se presentan los nomogramas para tubos circulares y cajones con control en la entrada.

El dimensionamiento de las estructuras se presenta en el CUADRO N° II-1 basados en el caudal hidrológico del CUADRO N° I-7 y CUADRO N° I-8.

II.3 Hidráulica de estructuras mayores

La vía cruza el Arroyo Caño Fistula en el K26+110 con un puente de 30 m de luz, A continuación se describe el cruce.

II.3.1 Características del cauce del Arroyo Caña Fistula

El Arroyo Caña Fistula ha desarrollado un cauce de 16 m de ancho con una profundidad de 3,0 m, con pendiente transversal suave en ambas márgenes. El flujo desciende con velocidades bajas, observándose un lecho estable en grava y arena, bien conformado en su talud.

El lecho del arroyo está conformado con gravas y arenas redondeadas, el río en esta zona no tiene capacidad de arrastre y socavación, sino de depositación.

II.3.2 Hidráulica de la sección transversal

El cálculo de la calibración de las secciones transversales se realizó según la metodología de Thorne y Zevenbergen¹, que fue desarrollada especialmente para ríos de montaña con cauce aluvial, quienes utilizan las ecuaciones de Darcy-Weisbach, permitiendo calcular la velocidad media en el río. Adicionalmente se calculó el número de Mannig como medio de control de la calibración.

¹ Thorne Colin R, and Zevenbergen Lyle W. Estimating Mean Velocity in Mountain Rivers, Journal of Hydraulic Engineering, April 1985, pg. 612-623.

Las principales ecuaciones utilizadas en la calibración se presentan a continuación:

$$\frac{U}{(g \times R \times S)^{0.5}} = 5.62 \log \frac{d \times R}{3.5 \times D_{84}} = \left[\frac{8}{f} \right]^{0.5}$$

$$a' = 11.1 \times \left(\frac{R}{d_o} \right)^{-0.314}$$

Donde

- U = Velocidad media en la sección transversal en m/seg.
- g = Aceleración debida a la gravedad en m/seg²
- R = Radio hidráulico de la sección
- S = Pendiente hidráulica del fondo del río
- a' = Factor de cálculo de rugosidad de Thorne and Zevenbergen
- D₈₄ = Diámetro 84 del material del lecho en m.
- f = Factor de fricción de Darcy-Weisbach
- d_o = Altura máxima de variación de niveles del río, m.

Para el arroyo Caña Fistula se tiene velocidades hasta 2.40 m/s y una cota de inundación de 13,0 msnm, para 100 años, su cauce natural solo maneja la creciente de 5 años, por lo que se presentan inundaciones en su entorno. En el CUADRO N° II-2 se presenta la calibración hidráulica del puente arroyo Caña Fistula.

Para el arroyo Boye se tienen velocidades hasta 4 m/s y una cota de inundación de 8 msnm. Ver CUADRO N° II-3.

CUADRO N° II-2 CALIBRACIÓN TEORICA SECCIÓN DEL PUENTE ARROYO CAÑA FISTULA

PARÁMETROS HIDRAULICOS ARROYO CANA FISTULA													
Nivel	Anchura	Ymax.	Radio	Pendiente	Área	D ₈₄	a'	Velocidad*1	Caudal*1	f*1	n*2	Velocidad*2	Caudal*2
m	m	m	hid.	m/m	m ²	m		m/s	m ³ /s			m/s	m ³ /s
7.40	3.75	0.00						0	0				
8.00	6.5	0.60	0.433	0.0020	3.1	0.05	12.30	0.77	2	0.115	0.033	0.77	2
9.00	8.75	1.60	1.034	0.0020	10.7	0.05	12.73	1.50	16	0.072	0.030	1.50	16
10.00	11	2.60	1.513	0.0020	20.6	0.05	13.16	1.99	41	0.060	0.030	1.99	41
11.00	14.25	3.60	1.860	0.0020	33.2	0.05	13.66	2.32	77	0.054	0.029	2.32	77
12.00	40	4.60	1.353	0.0020	60.3	0.05	16.30	1.92	116	0.057	0.028	1.92	116
13.00	70	5.60	1.525	0.0020	115.3	0.05	16.70	2.10	243	0.054	0.028	2.10	242
14.00	100	6.60	1.879	0.0020	200.3	0.05	16.47	2.43	486	0.050	0.028	2.42	485

CUADRO N° II-3 CALIBRACIÓN TEORICA SECCIÓN DEL PUENTE ARROYO BOYE

PARÁMETROS HIDRÁULICOS ARROYO BOYE													
nivel	anchura	Ymax.	Radio.	pendiente	área	D ₈₄	a'	velocidad*1	caudal*1	f*1	n*2	velocidad*2	cauda.
m	m	m	hid	m/m	m ²	m		m/s	m ³ /s			m/s	m ³ /s
4.50	0.84	0.00						0	0				
5.00	2.61	0.50	0.277	0.005	0.9	0.05	13.36	0.87	1	0.144	0.035	0.87	1
6.00	15	1.50	0.586	0.005	9.7	0.05	14.91	1.62	16	0.088	0.031	1.62	16
7.00	15	2.50	1.410	0.005	24.7	0.05	13.29	3.00	74	0.061	0.030	3.00	74
8.00	15	3.50	2.144	0.005	39.7	0.05	12.95	4.01	159	0.052	0.029	4.01	159

II.4 Hidráulica de Cunetas

El estudio hidráulico de drenaje superficial de la vía consistió en la localización de los sectores de corte que requieren cunetas las cuales se indican en el CUADRO N° II-4; una vez realizada esta labor se procedió a proyectar las nuevas con base en las lluvias obtenidas de los resultados del estudio hidrológico.

En la zona donde la vía vaya en terraplén por encima del nivel del terreno no se colocará cuneta, sin embargo para garantizar la evacuación de agua en las intersecciones y retornos es importante la construcción de éstas en dichos puntos, para lo cual se recomienda un diseño de cuneta triangular en concreto, con pendiente transversal de fondo 1:4 (St=22,5%) y del talud ¼:1, altura de 0.30 metros, ancho en la base de 1.20 metros y espesor de concreto 0,15 metros.

Para el diseño hidráulico de la cuneta se estimó el área de drenaje asumiendo una anchura aferente de 10 metros, una pendiente longitudinal paralela a la rasante de la vía, un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.015 y una condición de flujo uniforme.

En los planos de planta – perfil se indica la localización de las cunetas de las intersecciones y zonas de retornos, mientras que en los planos de detalles el esquema de la cuneta.

En la FIGURA N° II-3 se presenta la curva de capacidad hidráulica de la cuneta para pendiente transversal St = 25 %, L= 1,2 m.

CUADRO N° II-4 DISTRIBUCION DE CUNETAS NUEVAS A COLOCAR EN LA VIA DE ACUERDO AL ABSCISADO

ABS INICIAL	ABS FINAL	LONGITUD	EJE
K 20+250	K 20+175	75	IZQUIERDO
K 20+790	K 21+351	561	IZQUIERDO
K 21+810	K 21+351	459	IZQUIERDO
K 21+230	K 22+490	1260	IZQUIERDO
K 22+980	K 22+850	130	IZQUIERDO
K 25+180	K 25+075	210	IZQUIERDO
K 25+310	K 25+220	180	IZQUIERDO
K 27+310	K 27+785	475	IZQUIERDO
K 21+385	K 20+827	1116	DERECHO
K 21+640	K 21+855	215	DERECHO
K 22+511	K 21+953	558	DERECHO
K 22+800	K 23+090	580	DERECHO
K 23+510	K 23+446	64	DERECHO
K 25+250	K 25+126	248	DERECHO
K 27+802	K 27+450	352	DERECHO

II.5 Hidráulica Para Rápidas Escalonadas

Durante construcción la interventoría basados en solicitud del contratista podrá aprobar en que sitios se requiere la construcción de rápidas escalonadas en sus descoles en la FIGURA N° II-4 se presenta el esquema de los escalones a construir.

La rápida escalonada permite la conducción del agua desde un nivel superior a otro inferior, manteniendo la energía cinética constante. Los criterios que predominan en su diseño son:

- La altura entre escalones debe ser limitada, teniendo en cuenta la acción dinámica del flujo y avance del chorro en el escalón.
- La longitud de cada escalón debe permitir la formación de resalto hidráulico
- En cada escalón se debe producir el ahogamiento del resalto hidráulico, como control sobre el nivel del agua y su velocidad.
- El diseño de cada rápida escalonada es función de su topografía y del caudal que maneje la cañada y será un diseño específico para cada una.

En la vía es necesario la construcción de rápidas escalonadas, cunetas y canales que controlen la erosión aguas abajo de la estructura, así mismo para evitar las fuertes velocidades de las corrientes. En los planos de secciones transversales de detallan las obras de drenaje y obras complementarias.

II.6 Subdrenes

La vía no corre en media ladera, por lo tanto la construcción de subdrenes solo es necesaria donde hay suelos saturados o infiltraciones que pueden comprometer la estabilidad de la banca, esto no ocurre en el sector de estudio.

En el presente diseño no se necesita la instalación de geodrenes a lo largo de la vía, en la zona en contacto con el talud interno que presenta afloramiento y escurrimiento superficial del agua.

FIGURA N° II-1 NOMOGRAMA DEL MOPT PARA TUBOS CIRCULARES CON CONTROL A LA ENTRADA

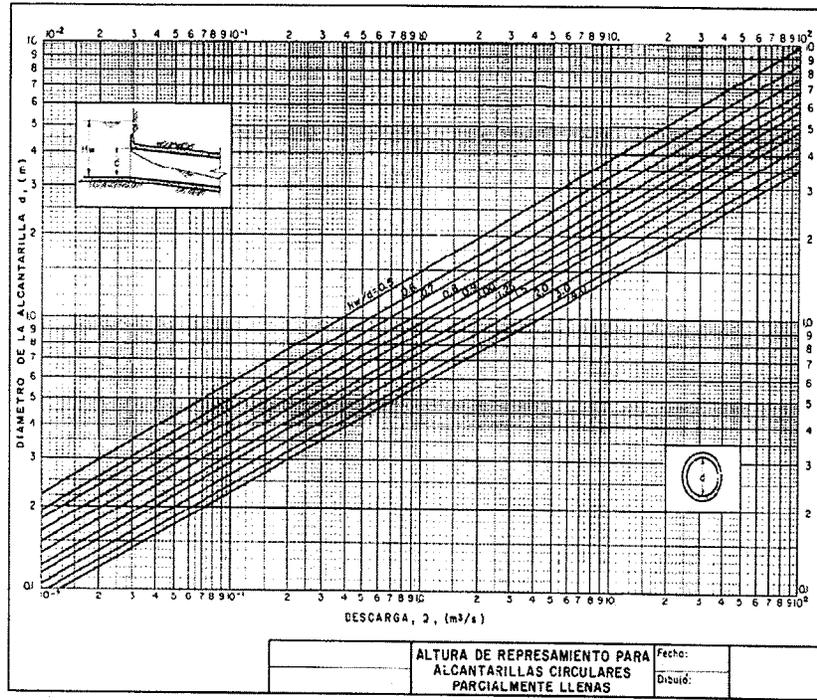


FIGURA N° II-2 NOMOGRAMA DEL MOPT PARA CAJONES CON CONTROL A LA ENTRADA

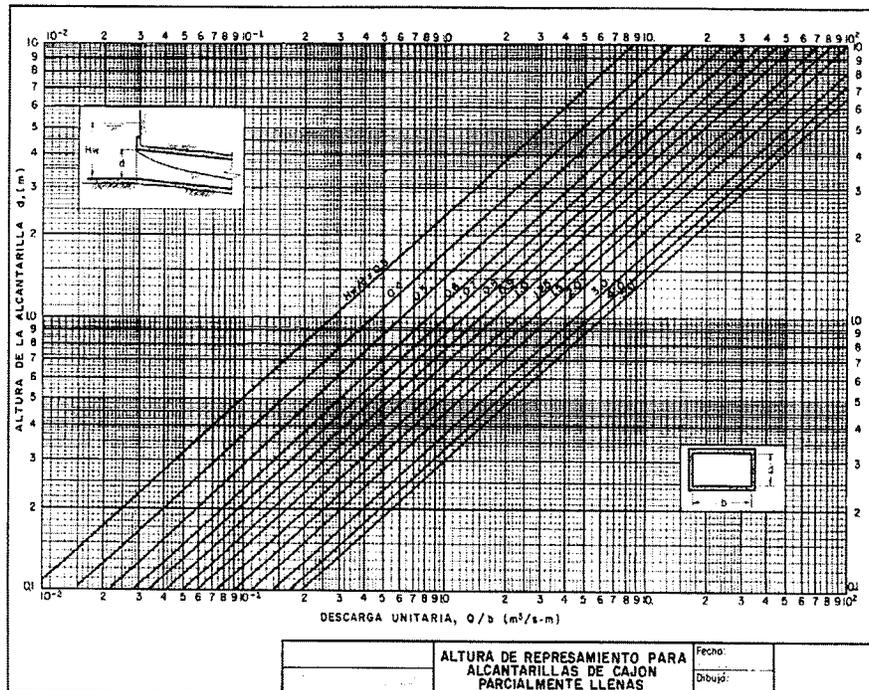


FIGURA N° II-3 CURVA DE DESCARGA CUNETETA
St= 25%, B=1.2 m, H=0.30 m

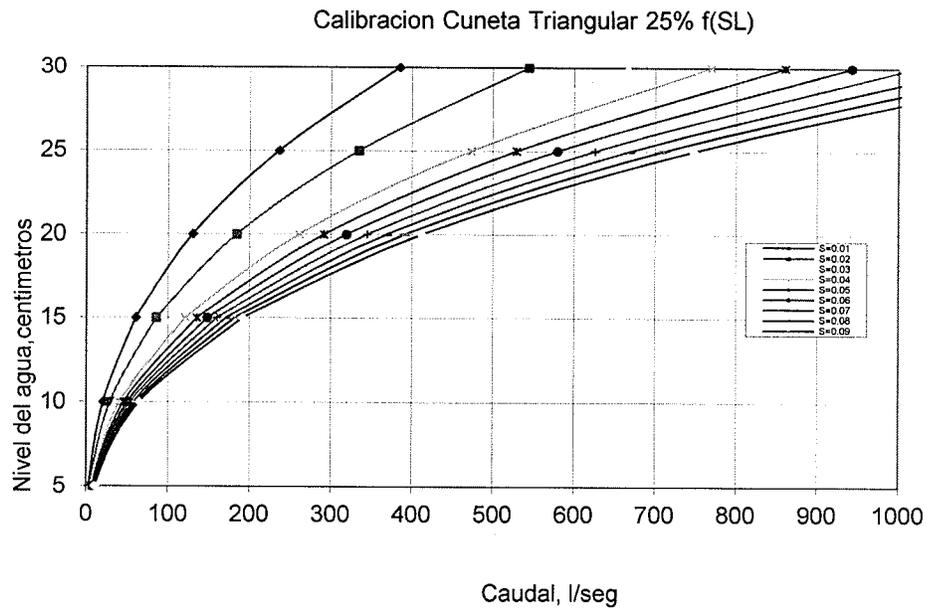
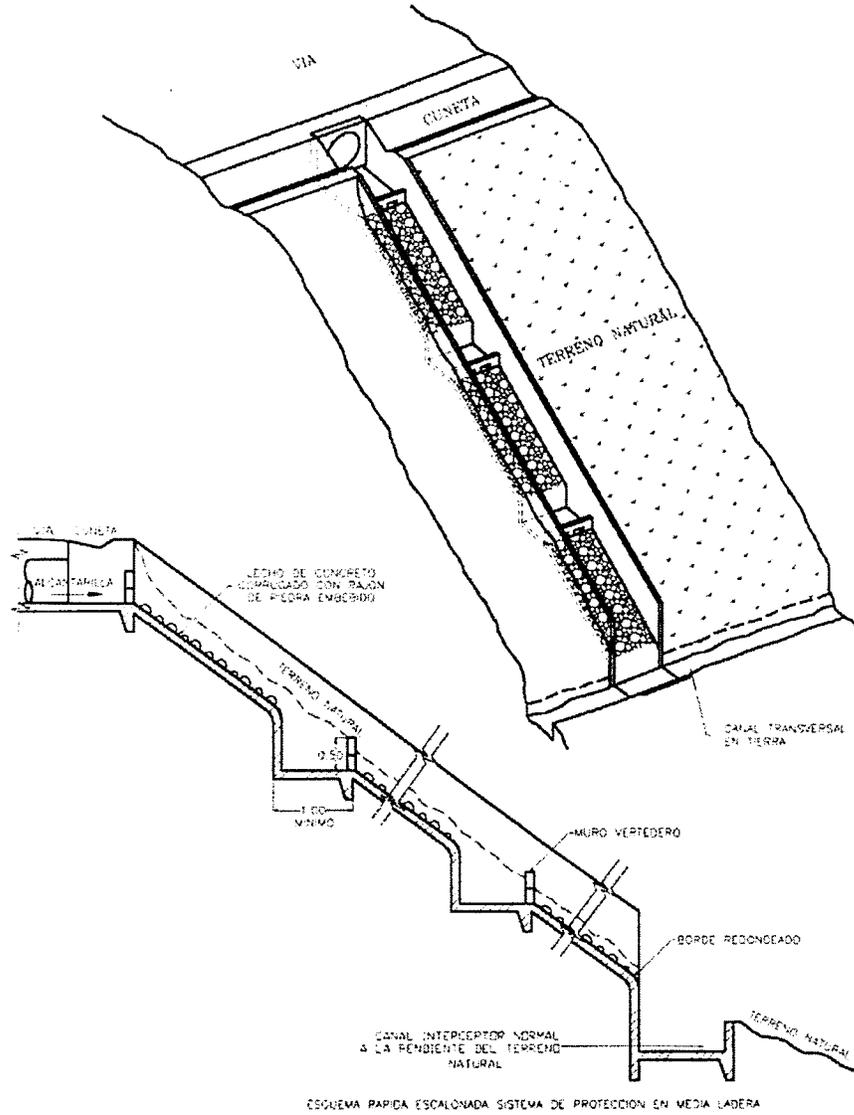


FIGURA N° II-4 ESQUEMA DE RÁPIDAS ESCALONADAS



CAPITULO III

III. ESTUDIO DE SOCAVACIÓN

Objeto

Para adecuar y mejorar el drenaje de una vía se requiere no solo verificar que las crecientes de diseño puedan transitar holgadamente a través de las estructuras existentes y proyectadas, sino también se debe garantizar la estabilidad de las estructuras de drenaje respecto a los procesos erosivos que sufre el cauce después de las crecidas.

A continuación se presenta el análisis de la información de campo en los aspectos de sedimentología, topografía e hidráulica; se da a conocer la metodología empleada para calcular la socavación en el puente y finalmente se dan a conocer las observaciones y recomendaciones correspondientes.

III.1 Análisis de la información de campo

El puente sobre el arroyo Caña Fistula amerita un estudio de socavación general por contracción y de socavación lateral en estribos.

III.2 Aplicación de las teorías de socavación general

La socavación general del cauce fue calculada por el método propuesto por Lischtvan-Levediev². El método se basa en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad media del arroyo y la velocidad media que éste necesita para erosionar un material de diámetro y densidad conocido.

La condición de equilibrio se establece de la siguiente manera:

$$U_e = U_r$$

Donde: U_e = Velocidad media que debe tener la corriente para erosionar el material del fondo (inicio de arrastre) en m/seg.

$$U_r = \text{Velocidad media real de la corriente en m/seg.}$$

a) Cálculo de U_r :

La hipótesis básica: el caudal unitario que pasa por cualquier franja de la sección permanece constante durante el proceso de erosión.

Para cualquier profundidad, U_r se calcula con la fórmula siguiente:

² Levediev, V.V. " Hidrologia i gidraulica v mostovom i poroshonom strailtiesvie, gidrometeorologischeskoie Isdlstelbstvo, Leningrad, 1959, chapters 6 and 7

$$\alpha = \frac{Q_d}{m \times B_e \times d_m^{5/3}}$$

Donde

α = Coeficiente para calcular la velocidad media y es función de la geometría de la sección del río.

d_m = Profundidad media de la sección en m

d_o = Altura, entre el nivel del agua al pasar la crecida y el nivel del fondo, en m.

d_s = Profundidad de socavación medida desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado.

Q_d = Caudal máximo de diseño en m³/s

B_e = Anchura efectiva de la sección, en m

m = Coeficiente que tiene en cuenta el efecto de contracción lateral del flujo por los estribos del puente.

b) cálculo de U_e

Maza³ propone la siguiente ecuación:

$$U_e = 4.7\beta D_{84}^{0.28} d_s^{0.223/D_{84}^{0.092}} \quad \text{Si } 0,0028 \leq D_{84} \leq 0.182$$

Donde: $\beta = 0,8416 + 0,03342 \ln T$

T = Período de retorno en años

D_{84} = Diámetro de la muestra del lecho en la cual el 84 % en peso es menor que ese tamaño (0,01 m). El D_{84} corresponde aproximadamente al diámetro medio de la coraza para distribuciones logarítmicas normales o normal de los tamaños de las partículas.

La ecuación de cálculo de la socavación general es la siguiente:

$$d_s = \left(\frac{ad_o^{5/3}}{4.7\beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{d_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}}$$

³ Maza Álvarez, José Antonio, " Manual de ingeniería de Ríos", Capítulo 6: "Estabilidad de Cauces", Instituto de Ingeniería UNAM, México, Septiembre de 1989

Se debe tener en cuenta que las fórmulas anteriormente escritas, según la teoría de Maza (Ref. 4) son las que se aplican para suelos granulares no cohesivos, como es el caso del material de lecho del arroyo Caña Fistula.

En la CUADRO N° III-1 se muestra el cálculo de la socavación general para el cauce del arroyo Caña Fistula, con una socavación general de 0.8 m.

En la CUADRO N° III-2 se presenta el cálculo de la socavación general para el cauce del arroyo Boye, con una socavación general de 1.75 m.

III.3 Aplicación de las Teorías de Socavación Lateral en Estribos

Se presenta el cálculo de la socavación lateral para los estribos del puente, utilizando los métodos de Froenlich, Highways in the river Environment (HIRE), Artamanof y la ecuación modificada de Laursen año 1960.

Las ecuaciones de socavación lateral en estribos se presentan a continuación:

Método de Froenlich (referencia 9)

$$\frac{Y_s}{Y_a} = 2.27 \times K_1 \times K_2 \times \left(\frac{a}{Y_a}\right)^{0.43} \times F^{0.61} + 1$$

Método de Artamanof (referencia 9)

$$Y_s = K\alpha * K\kappa * K\phi * Y_a$$

Método de la ecuación modificada de Laursen 1960 (referencia 9)

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} * \left(\frac{w_1}{w_2}\right)^{K1}$$

En la CUADRO N° III-3 se presenta el cálculo de la socavación lateral de Caña Fistula con variaciones entre 1.43 a 3.15 m.

En la CUADRO N° III-4 se presenta el cálculo de la socavación lateral del arroyo Boye con variaciones entre 3.03 a 4.40 m.

ARROYO CAÑA FISTULA K26+110 100 AÑOS		
<p>Se utiliza la metodología de Maza para suelos granulares, aplicando las fórmulas de la Ref.4 , correspondientes al rango del D_{84} en que se encuentra el material del fondo de la sección de proyecto:</p>		
<p>El diámetro del material del lecho en el sitio de cruce se encuentra en el siguiente rango:</p>		
$0,0028 < D_{84} < 0,182 \text{ m} :$		
<p>Los parámetros de entrada para el cálculo de socavación son los siguientes:</p>		
T = Período de retorno considerado para el proyecto	100	años
Qd = Caudal de diseño	250	m^3/s
μ = Coeficiente de contracción	0,97	
Be = Anchura efectiva de la superficie de agua	30	m
A = Area hidráulica	104	m^2
V = velocidad del flujo en la sección	2,40	m/s
$d_m = A/Be =$ Profundidad media de la corriente	3,20	m
H nivel mínimo de estiaje	10,00	msnm
H nivel máximo de creciente	13,00	msnm
$d_o =$ Diferencia de profundidades entre niveles máximos y mínimos	3,00	m
$\beta = 0.8416 + 0.03342 \cdot \ln T$	1,00	
$D_{84} =$ Diám. del sedimento que pasa en un 84% en peso la muestra	0,01	m
$\alpha = Qd / (\mu \cdot Be \cdot (d_m)^{5/3}) =$ Coef. para calcular la velocidad media	1,24	
<p>La profundidad de socavación d_s se calcula con la siguiente fórmula: $d_s = ((\alpha \cdot d_o^{5/3}) / (4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{.28}))^{.092} / ((D_{84}^{.092}) / (.223 + D_{84}^{.092}))$</p>		
$d_s =$	3,80	m
<p>Socavación esperada por debajo del nivel del lecho actual:</p>		
	0,80	m

**CUADRO N° III-2 CALCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL EN LA SECCIÓN
ARROYO BOYE K23+880 100 AÑOS**

<p>Se utiliza la metodología de Maza para suelos granulares, aplicando las fórmulas de la Ref.4 , correspondientes al rango del D_{84} en que se encuentra el material del fondo de la sección de proyecto: El diámetro del material del lecho en el sitio de cruce se encuentra en el siguiente rango: $0,0028 < D_{84} < 0,182 \text{ m}$: Los parámetros de entrada para el cálculo de socavación son los siguientes:</p>		
T = Período de retorno considerado para el proyecto	100	años
Qd = Caudal de diseño	172	m ³ /s
μ = Coeficiente de contracción	0,94	
Be = Anchura efectiva de la superficie de agua	15	m
A = Área hidráulica	43	m ²
V = velocidad del flujo en la sección	4,00	m/s
dm = A/Be = Profundidad media de la corriente	3,30	m
H nivel mínimo de estiaje	5,00	msnm
H nivel máximo de creciente	8,00	msnm
do = Diferencia de profundidades entre niveles máximos y mínimos	3,00	m
$\beta = 0.8416 + 0.03342 \cdot \ln T$	1,00	
D_{84} = Diám. del sedimento que pasa en un 84% en peso la muestra	0,01	m
$\alpha = Qd / (\mu \cdot Be \cdot (dm)^{5/3})$ = Coef. para calcular la velocidad media	1,67	
<p>La profundidad de socavación ds se calcula con la siguiente fórmula: $ds = ((\alpha \cdot do^{5/3}) / (4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{.28}))^{.28} \cdot ((D_{84}^{.092}) / (.223 + D_{84}^{.092}))$</p>		
ds=	4,75	m
Socavación esperada por debajo del nivel del lecho actual:	1,75	m

**CUADRO N° III-3 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN LATERAL EN LOS ESTRIBOS
ARROYO CAÑA FISTULA K26+110 100 AÑOS**

Ya = profundidad promedio del flujo en la planicie de inundación	2,00	m
Y1 = profundidad del flujo junto al estribo	2,00	m
Qe = Caudal obstruido por el estribo y el terraplén	30	m ³ /s
Ve = velocidad del flujo en la planicie obstruida	1,20	m/s
V = velocidad del flujo en el estribo	2,40	m/s
Forma del estribo	vertical	
L = largo del estribo en el sentido del flujo	8	m
a = ancho del estribo en la planicie obstruida	8	m
relación a/Ya	4,00	
Método de Froehlich		
$Y_s/Y_a = (2,27 * K_1 * K_2 * (a/Y_a)^{0,43} * F^{0,61} + 1)$		
K1 Estribo vertical FHA pg 11-6	1	
θ Angulo de aproximación en grados	25	
K2 Coeficiente del relleno de aproximación y la corriente	0,85	
F Numero de Froude	0,27	
$Y_s = (2,27 * K_1 * K_2 * (a/Y_a)^{0,43} * F^{0,61} + 1) * Y_a$	5,15	m
Y _L Socavación local lateral	3,15	m
Método del Highways in the river Environment (HIRE)		
Para a/Y1 > 25	4,00	NO APLICA
$Y_s/Y_1 = 4 * F^{0,33} * (K_1/0,55)$		
K1 FHA 11-6	1	
F Número de Froude	0,54	
$Y_s = 4 * F^{0,33} * (K_1/0,55) * Y_1$	6,54	m
Y _L Socavación local lateral	4,54	m
Método de Artamanof		
$Y_s = K_1 * K_2 * K_3 * Y_1$		
α Angulo de aproximación en grados MAZA pg 30	25	
k Distancia horizontal en m	0	
Q1 Caudal que podría pasar por el área ocupada	30	m ³ /s
K1 Coeficiente que depende del ángulo alfa	0,84	
K2 Coeficiente que depende del talud	1,03	
K3 Coeficiente que depende del caudal obstruido	2,18	
$Y_s = K_1 * K_2 * K_3 * Y_1$	3,75	m
Y _L Socavación local lateral	1,75	m
SOCAVACION POR CONTRACCION ECUACION MODIFICADA DE LAURSEN 1960		
Si Vc > V socavación por agua clara		
Si Vc < V socavación con lecho móvil activo		
$V_c = 10,95 * Y_1^{1/6} * d_{50}^{1/3}$ FHA 9-13	2,91	m/s
V: Velocidad cercana al estribo	2,40	m/s

Socavación por lecho móvil activo $V > V_c$		
$Y_2/Y_1 = (Q_2/Q_1)^{0,857} * (W_1/W_2)^{k_1}$		
Q1 Caudal total en el canal	250	m ³ /s
Q2 Caudal sección del puente	220	m ³ /s
W1 Canal sin contracción	60	m
W2 Canal con contracción	30	m
k1 Exponente función del modo de transporte	0,69	
Y2	4,63	
$Y_L = Y_2 - Y_1$	1,43	m
Socavación en agua clara $V_c > V$		
Q Caudal en la zona lateral de inundación	30	m ³ /s
W Distancia entre el borde del canal y el estribo	8	m
Dm Diámetro efectivo del material del lecho $1,25 * D_{50}$	0,013	m
$Y_2 = (Q^2 / (120 * D_m^{0,67} * W^2))^{3/7}$	2,32	m
$Y_L = Y_2 - Y_1$	0,32	m

CUADRO N° III-4 CALCULO DE SOCACACIÓN LATERAL EN LOS ESTRIBOS
ARROYO BOYE K 23+880 100 AÑOS

Ya = profundidad promedio del flujo en la planicie de inundación	2,00	m
Y1 = profundidad del flujo junto al estribo	2,00	m
Qe = Caudal obstruido por el estribo y el terraplén	40	m ³ /s
Ve = velocidad del flujo en la planicie obstruida	2,00	m/s
V = velocidad del flujo en el estribo	4,00	m/s
Forma del estribo	vertical	
L = largo del estribo en el sentido del flujo	8	m
a = ancho del estribo en la planicie obstruida	8	m
relación a/Ya	4,00	
Método de Froehlich		
$Y_s/Y_a = (2,27 * K_1 * K_2 * (a/Y_a)^{0,43} * F^{0,61} + 1)$		
K1 Estribo vertical FHA pg 11-6	1	
θ Angulo de aproximación en grados	30	
K2 Coeficiente del relleno de aproximación y la corriente	0,87	
F Numero de Froude	0,45	
$Y_s = (2,27 * K_1 * K_2 * (a/Y_a)^{0,43} * F^{0,61} + 1) * Y_a$	6,40	m
Y_L Socavación local lateral	4,40	m
Método del Highways in the river Environment (HIRE)		
Para $a/Y_1 > 25$	4,00	NO APLICA
$Y_s/Y_1 = 4 * F^{0,33} * (K_1/0,55)$		
K1 FHA 11-6	1	
F Numero de Froude	0,90	

$Y_s=4*F^{0,33}*(K1/0,55)*Y1$	7,74	m
Y_L Socavación local lateral	5,74	m
Método de Artamanof		
$Y_s=K1*K2*K3*Y1$		
α Angulo de aproximación en grados MAZA pg 30	30	
k Distancia horizontal en m	0	
Q1 Caudal que podría pasar por el área ocupada	40	m ³ /s
K1 Coeficiente que depende del ángulo alfa	0,85	
K2 Coeficiente que depende del talud	1,03	
K3 Coeficiente que depende del caudal obstruido	2,88	
$Y_s=K1*K2*K3*Y1$	5,03	m
Y_L Socavación local lateral	3,03	m
SOCAVACION POR CONTRACCION ECUACION MODIFICADA DE LAURSEN 1960		
Si $V_c > V$ socavación por agua clara		
Si $V_c < V$ socavación con lecho móvil activo		
$V_c=10,95*Y1^{1/6}*d_{50}^{1/3}$ FHA 9-13	2,92	m/s
V Velocidad cercana al estribo	4,00	m/s
Socavación por lecho móvil activo $V > V_c$		
$Y2/Y1=(Q2/Q1)^{0,857}*(W1/W2)^{k1}$		
Q1 Caudal total en el canal	172	m ³ /s
Q2 Caudal sección del puente	142	m ³ /s
W1 Canal sin contracción	60	m
W2 Canal con contracción	15	m
k1 Exponente función del modo de transporte	0,69	
Y2	7,29	
$Y_L=Y2-Y1$	3,99	m
Socavación en agua clara $V_c > V$		
Q Caudal en la zona lateral de inundación	40	m ³ /s
W Distancia entre el borde del canal y el estribo	8	m
Dm Diametro efectivo del material del lecho $1,25*D_{50}$	0,013	m
$Y2=(Q^2/(120*Dm^{0,67}*W^2))^{3/7}$	2,97	m
$Y_L=Y2-Y1$	0,97	m

CAPITULO IV

IV. RECOMENDACIONES

- Los resultados del estudio indican que se necesitan construir 7 alcantarillas de 36", ver CUADRO N° II-1.
- Se necesitan construir 31 box culvert, CUADRO N° II-1.
- Se necesitan construir 2 puentes de cruce en Caña Fistula y arroyo Boye.
- En el km 27+785 y km 27+798 se está cruzando el arroyo Calzón Quitao, por lo que deberá construirse tres box de 2.5 m de ancho por 2.5 m de altura.
- La rasante de la vía en los alrededores del arroyo caña Fistula deberá estar por encima de la elevación 12 msnm, para evitar inundaciones periódicas de la calzada.
- La buena operación del sistema de drenaje es función del mantenimiento periódico a realizar después de cada periodo de invierno, de lo contrario ninguna obra de drenaje vial será practico y funcional.

CAPITULO IV

IV. RECOMENDACIONES

- Los resultados del estudio indican que se necesitan construir 7 alcantarillas de 36", ver CUADRO N° II-1.
- Se necesitan construir 31 box culvert, CUADRO N° II-1.
- Se necesitan construir 2 puentes de cruce en Caña Fistula y arroyo Boye.
- En el km 27+785 y km 27+798 se está cruzando el arroyo Calzón Quitao, por lo que deberá construirse tres box de 2.5 m de ancho por 2.5 m de altura.
- La rasante de la vía en los alrededores del arroyo caña Fistula deberá estar por encima de la elevación 12 msnm, para evitar inundaciones periódicas de la calzada.
- La buena operación del sistema de drenaje es función del mantenimiento periódico a realizar después de cada periodo de invierno, de lo contrario ninguna obra de drenaje vial será practico y funcional.

CAPITULO V

V. MEMORIAS DE CÁLCULO

En el Anexo A se adjuntan los datos del IDEAM y el anexo B las fotografías tomadas durante la visita de campo, En el CUADRO N° I-7 se presenta el cálculo de los caudales en las cuencas. CUADRO N° II-1 se presenta el diseño hidráulico de las obras de cruce de la línea vial.

En el cuadro N° III -01 se presenta el cálculo de socavación general sobre el puente del arroyo Caña Fistula y en el cuadro N° III-03 el cálculo de la socavación lateral en estribos.

CAPITULO VI

VI. BIBLIOGRAFIA

La bibliografía utilizada para el estudio se relaciona a continuación:

1. Ven Te Chow, David R. Maidment y Larry W. Mays, Hidrología Aplicada, Mc-Graw Hill, 1994, Versión Español.
2. Bureau of Reclamation, Diseño de presas pequeñas, editorial Continental, 1982
3. Gráficos hidráulicos para diseño de alcantarillas, Report No TPI-43-74-01. Department of Transportation, Washington, D.C.
4. Maza Alvarez, José Antonio, XV Congreso en hidráulica de ríos, Curso de precongreso, Universidad del Norte, Barranquilla, septiembre de 1992
5. Ven Te Chow, Open- Channel Hydraulics, Mc Graw- Hill, 1959.
6. Ven Te Chow, Handbook of Applied Hydrology, Mc Graw Hill, Julio 1964.
7. Maza Alvarez, José Antonio; García Flores, Manuel; Manual de Ingeniería de Ríos, capítulo 13, Erosión en ríos y obras de protección, junio de 1989.
8. Maza Alvarez, José Antonio, Contribución al estudio de la socavación local en pilas de puente, Universidad Nacional Autónoma de México, enero 1964
9. Instituto Panamericano de Carreteras y Federal Highway Administration, Estabilidad de Cauces y Socavación en Puentes, Universidad del Rosario, Argentina, abril de 1996.
10. Departamento Nacional de Planeación, Estudio Nacional de Aguas, 1988.
11. HIMAT, Estudio Piloto de Control de Inundaciones, 1990.
12. SIPUCOL, INV, Apéndice F, Socavación y Protección contra Socavación, 1996.
13. JUAREZ, BADILLO, Mecánica de Suelos tomo III, Apéndice III, Socavación, 1996
14. RODRIGO VARGAS Y MARIO DIAZ-GRANADOS, Curvas Sintéticas de Regionalización de intensidad-duración-frecuencia para Colombia. Año 2000.

ANEXO A

CUERPO DE AGUA LOCALIZADO EN LA CONECTANTE ORIENTAL VARIANTE PALMAR DE VARELA – SABANALARGA – KM 56 (VÍA ANTIGUA)

En el PR 0+460 de la Conectante Oriental Variante Palmar de Varela – Sabanalarga – Km 56 (Vía Antigua), existe un ojo de buey o cuerpo de agua cruzado por la vía proyectada, como se puede observar en el Plano N° 01, adjunto.

Las principales características de este cuerpo de agua son:

- Es un cuerpo de agua efímero que solo se presenta en época de invierno.
- No es un nacimiento de agua, ni posee recarga permanente, es decir no es alimentado por una corriente natural o artificial. Su recarga proviene exclusivamente de la precipitación en su área aferente, la cual está definida y limitada por las vías que se han construido y que hacen las veces de divisorias de aguas.
- No tiene descarga.
- El área aferente actual, sin el proyecto, es de 0.76 Km² y el área del ojo de buey es de 0.10 Km²
- El área aferente, con el proyecto, quedará dividida en dos, las cuales se denominarán Humedal Izquierdo y Humedal Derecho, cuyas áreas serán:

Nombre	Área (Km ²)	Volumen de Almacenamiento (m ³)
Humedal Izquierdo	0.34	37.810
Humedal derecho	0.42	49.171

Para garantizar la interconexión de estos dos humedales se han proyectado 2 box culvert de 1.50 m x 1.50 m, localizados en el PR 0+440 y en el PR 0+480, que tienen la capacidad suficiente para permitir el intercambio de agua entre uno y otro, ya que poseen una capacidad de evacuación de 543.456 m³/día.

Estas estructuras satisfacen en forma suficiente, el intercambio hidráulico entre ambos humedales, hasta que el agua desaparezca por efectos de la evaporación, que en esta zona costera es muy alta, sobre todo en aguas quietas como es el caso de este cuerpo de agua, que por no tener recarga natural permanente ni descarga, es dinámico y tiende a desaparecer en épocas de verano o a reducir su área, dependiendo de la temperatura exterior.

De acuerdo con la Metodología de Turc (<http://www.agua.uji.es/pdf/leccionRH04.pdf>), la evaporación en esta área será de 1.101.38 mm/año. En cuanto a la precipitación media anual, esta es de 1.176.00 mm/año, de acuerdo con los datos de la Estación Polonuevo del IDEAM.

Realizando un balance entre la precipitación y la evaporación y considerando para esto una infiltración que se supone cercana a cero, por cuanto el lecho del humedal está compuesto

por un suelo limo- arcilloso, se deduce que en un verano moderado, el ojo de buey almacena un volumen aproximado de 3.035 m^3 , para una altura de agua en los humedales de 0.20 m, aproximadamente.

En el Cuadro N° 01 se presentan los cálculos de los box-culvert diseñados en el PR 0+440 y PR 0+480. En el Cuadro N° 2 se presentan los cálculos de la evaporación.

En conclusión, las estructuras planteadas por la Concesión, son suficientes para permitir el intercambio entre los cuerpos de agua en que quedará dividido el humedal existente. También se concluye que este es un cuerpo de agua efímero y solo se presenta en invierno, que está formado por una depresión geográfica y por las limitaciones impuestas por las vías ya construidas, que no permiten a esta zona baja comunicarse con la Ciénaga Luisa a la cual pertenecía como área inundable del Río Magdalena, en tiempos en que no existían las vías actuales.

CUADRO N°2

VARIANTE PALMAR DE VARELA - SABANALARGA / CONECTANTE ORIENTAL	
PRECIPITACION	
Metodo Media Aritmetica	
Nombre de la estacion	Precipitacion Observada
Palanueva	1176
$\Sigma =$	1176
Nº de estaciones	1
Precipitacion media anual P= 1176.00 mm/añual	
PRECIPITACION EFECTIVA	
De acuerdo a Brouwer y Heibloem la precipitacion efectiva para areas con pendientes menores a 5% es de:	
$P_e = 0.8P - 25$	para $P > 75$ mm/añual
$P_e = 0.8P - 10$	para $P < 75$ mm/añual
$P_{total/area} =$	38.00 mm/mes
$P_e =$	315.80 mm/añual
EVAPORACION	
De acuerdo a la formula empirica de TURC para el calculo de la evaporacion real	
$ETR = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{E}}}$	
Donde.	
E= Evaporacion Media Anual (mm)	
P= precipitacion Media anual de la zona obtenia a partir de los metodos Media Aritmetica, Isoyetas, Poligonos de Thiessen. (mm)	
L= Constante en funcion de la variable T, que correnponde a la temperatura media del aire en grados centigrados y equivale a:	
$L = 300 + 2.5T + 0.05T^2$	L= 2400
T= Temperatura promedio °C	T= 30 °C
ETR= 1101.38 mm/año	

CUADRO N°1

INSTITUTO NACIONAL DE CONCESIONES

ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS, GESTIÓN PREDIAL, GESTIÓN SOCIAL, GESTIÓN AMBIENTAL, FINANCIACIÓN, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN, MEJORAMIENTO, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL PROYECTO DE CONCESIÓN VIAL " RUTA CABARET"

HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCIALIZACIÓN

VARIANTE PALMAR DE VARELA - SABANALARGA / CONECTANTE ORIENTAL

Cuadro No. 1 Capacidad Hidráulica de las Estructuras nuevas o a Reemplazar para CAUCES PERMANENTES, con áreas de drenaje < 2,5 km² y > 2,5 km²

Estructura	No	Cauce		Obra existente	Dimensionar		Cuenca		Tiempo Conces.	LLOVIA (1)				CAUDALES MÁXIMOS (m³/s)				Capacidad Requerida (1)									
		altura	Nombre de la corriente		Descripción	base culvert o Alcantarillado	No de Caudal	Área (Km²)		Tc (min)	INTENSIDADES (mm/hora)				Racional				Velocidad (1)								
											10 años	25 años	50 años	10 años	25 años	50 años	10 años	25 años	50 años	10 años	25 años	50 años	10 años	25 años	50 años		
1	1	1,5x1,5	Humedal Derecha	Box	20,00	1,00	34,40	0,34	12,00	100,00	123,00	140,00	140,00	140,00	4,25	5,06	5,76	3,77	3,77	3,77	8,49	8,49	8,49	OK	OK	OK	OK
2	2	1,5x1,5	Humedal Derecha	Box	20,00	1,00	42,06	0,42	12,00	100,00	123,00	140,00	140,00	140,00	5,19	6,18	7,04	3,77	3,77	3,77	8,49	8,49	8,49	OK	OK	OK	OK

ANEXO B INFORME FOTOGRAFICO
Registro Fotográfico Variante Palmar de Varela, Agosto de 2010



Fotos 1 y 2, Panorámica de la cuenca cercana Sabana Grande, canteras de arena



ANEXO B INFORME FOTOGRAFICO
Registro Fotográfico Variante Palmar de Varela, Agosto de 2010



Fotos 3 y 4, Arroyo Cañafístula, sector del puente de cruce variante.



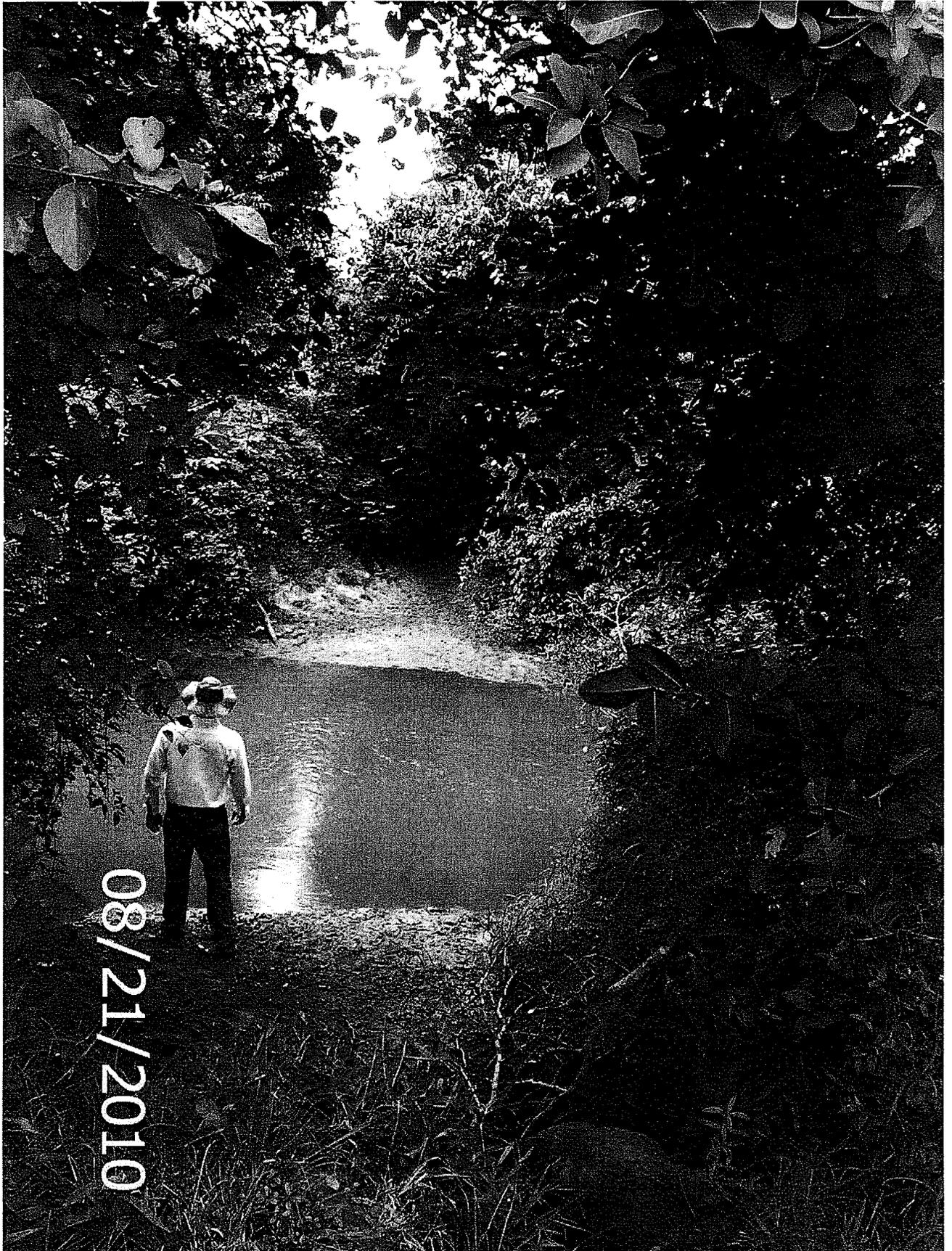
ANEXO B INFORME FOTOGRAFICO
Registro Fotográfico Variante Palmar de Varela, Agosto de 2010



Fotos 5 y 6, Arriba panorámica margen izquierda Arroyo Cañafístula, abajo zona de explotación de arenas.



ANEXO B INFORME FOTOGRAFICO
Registro Fotográfico Variante Palmar de Varela, Agosto de 2010



Fotos 7, Panorámica del lecho del Arroyo Cañafistula.

