



Modelación numérica de la socavación local en los estribos del puente sobre el Río Sunuba según las características hidrodinámicas de la zona

Por

**Juan Sebastián Bedoya Cristancho
Santiago Cerón Vivas**

Trabajo de grado presentado a la

**Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil
Pontificia Universidad Javeriana**

Como requisito para optar al título de

Ingenieros Civiles

Bogotá D.C, Colombia, Octubre 26 de 2015

Aprobado por

Ing. Jorge Alberto Escobar Vargas
Departamento de Ingeniería Civil Pontificia Universidad Javeriana
Asesor 1

Ing. Edgar Eduardo Muñoz Díaz
Departamento de Ingeniería Civil Pontificia Universidad Javeriana
Asesor 2

Ing. Nelson Obregón
Departamento de Ingeniería Civil Pontificia Universidad Javeriana
Jurado 1

Aprobada en Bogotá D.C el día 19 de Octubre de 2015

Prefacio de los Autores

Agradecemos de antemano a los profesores Jorge Alberto Escobar Vargas, Edgar Eduardo Muñoz Díaz y al Ingeniero José Javier Oliveros Acosta por cada uno de sus aportes realizados y tiempo dedicado para la realización del presente documento.

También agradecer de manera muy especial a los profesores, laboratoristas, topógrafos y demás personal administrativo que aportaron de manera incuantificable para la elaboración del presente trabajo a través de sus conocimientos y por aportar en cada uno de nosotros enseñanzas y experiencias de vida que contribuyeron de manera significativa para nuestra formación moral, ética y profesional.

Para finalizar queremos dar las gracias a Dios y a cada una de nuestras familias por el apoyo y acompañamiento incondicional en esta etapa de nuestra formación profesional.

Juan Sebastián Bedoya & Santiago Cerón Vivas

Índice General

	Pág.
1 INTRODUCCIÓN	12
1.1 HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES	13
2 OBJETIVOS.....	14
2.1 OBJETIVO GENERAL.....	14
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
3 MARCO TEÓRICO	14
3.1 SOCAVACIÓN.....	14
3.2 TIPOS DE CAUCE	15
3.3 TIPOS DE SOCAVACIÓN.....	15
3.3.1 <i>Socavación General</i>	16
3.3.2 <i>Socavación Localizada</i>	18
3.4 FORMAS DE SOCAVACIÓN	20
3.4.1 <i>Socavación en Lecho Móvil</i>	20
3.4.2 <i>Socavación en Agua Clara</i>	21
3.5 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS	21
3.5.1 <i>Método de Liu Chang y Skinner</i>	22
3.5.2 <i>Método de Froehlich</i>	23
3.5.3 <i>Método Hire</i>	24
3.6 ECUACIONES DEL MODELO NUMÉRICO.....	25
3.6.1 <i>Ecuaciones de Aguas Someras</i>	25
3.6.2 <i>Ecuaciones de Transporte de Sedimentos</i>	25
3.6.3 <i>Ecuaciones para suelos no cohesivos</i>	26
3.7 MEDIDAS DE PROTECCIÓN	27
3.7.1 <i>Medidas de Protección Hidráulicas</i>	27
3.7.2 <i>Medidas de Protección Estructurales</i>	28
3.7.3 <i>Monitoreo</i>	28
4 DESCRIPCIÓN DEL CASO.....	28
4.1 DESCRIPCIÓN ZONA EN ESTUDIO	29
4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE	31
4.3 DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA.....	33
5 DATOS DE CAMPO	34
5.1 EXPERIMENTACIÓN EN CAMPO	35
5.1.1 <i>Visita Uno</i>	35
5.1.2 <i>Visita Dos</i>	36
5.2 PROCESAMIENTO DE DATOS.....	37
5.2.1 <i>Bordes del Rio Sunuba</i>	38
5.2.2 <i>Estribos del Rio Sunuba</i>	39

5.2.3	<i>Secciones Transversales del Rio Sunuba</i>	40
5.2.4	<i>Velocidades del Rio Sunuba</i>	51
5.2.5	<i>Caudal del Rio Sunuba</i>	54
5.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	56
5.3.1	<i>Granulometría</i>	56
5.3.2	<i>Densidad en condición seca y saturada</i>	60
6	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO	62
6.1	CREACIÓN Y UBICACIÓN DE LOS BORDES Y ESTRIBOS	63
6.2	CONSTRUCCIÓN DE LA MALLA	65
6.3	INTERPOLACIÓN SECCIONES TRANSVERSALES	67
6.4	AJUSTE DEL DATUM DE REFERENCIA	70
6.5	MENU FLOW	73
6.5.1	<i>Dominio</i>	73
6.5.2	<i>Rango de Simulación</i>	74
6.5.3	<i>Procesos</i>	74
6.5.4	<i>Condiciones de Contorno</i>	75
6.5.5	<i>Parámetros Físicos</i>	76
6.5.6	<i>Resultados</i>	77
6.6	SIMULACIONES	78
7	RESULTADOS	78
7.1	RESULTADOS SOCAVACIÓN EMPÍRICA	78
7.1.1	<i>Estribo Derecho</i>	79
7.1.2	<i>Estribo izquierdo</i>	89
7.2	SIMULACIONES	99
7.2.1	<i>Niveles</i>	100
7.2.2	<i>Velocidades</i>	118
7.2.3	<i>Transporte de Sedimentos</i>	131
7.2.4	<i>Morfología</i>	143
7.3	RESULTADOS DE CAMPO	147
8	ANÁLISIS DE RESULTADOS	148
8.1	ANÁLISIS DE RESULTADOS SIMULACIONES HIDRODINÁMICAS	148
8.1.1	<i>Simulación No.1</i>	148
8.1.2	<i>Simulación No.2</i>	150
8.1.3	<i>Simulación No.3</i>	151
8.1.4	<i>Simulación No.4</i>	153
8.1.5	<i>Simulación No.5</i>	154
8.2	ANÁLISIS DE RESULTADOS SOCAVACIÓN EMPÍRICA	158
8.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	160
8.4	ANÁLISIS DE RESULTADOS SIMULACIONES MORFOLÓGICAS	160
9	ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	161
9.1	ESTADO DEL PUENTE	161
9.2	DISEÑO DE LA SOLUCIÓN	162
9.3	COSTO	162

9.3.1	Bolsacretos	162
9.3.2	Rellenos con Resinas Epóxicas	163
9.3.3	Micro Pilotes	163
10	DISCUSIÓN	163
11	CONCLUSIONES	165
12	BIBLIOGRAFÍA.....	168

Índice de Figuras

	Pág.
Figura 1- Tipos de cauce (Muñoz Díaz 2012).....	15
Figura 2- Tipos de socavación (Guevara Álvarez 2013).....	16
Figura 3- Socavación por contracción (Muñoz Díaz 2012)	19
Figura 4- Formación de vórtices en estribo (Guevara Álvarez 2013).....	20
Figura 5- Mapa de la zona en estudio (Instituto Geográfico Agustín Codazzi).....	29
Figura 6 - Superestructura Puente Sunuba	30
Figura 7- Zona de Estudio	30
Figura 8- Configuración de la súper estructura del Puente Sunuba (TECHINST S.A)	31
Figura 9- Esquema sección transversal (TECHINST S.A).....	31
Figura 10- Esquema sección longitudinal (TECHINST S.A)	32
Figura 11 - Esquema en Planta Puente Sunuba (TECHINST S.A).....	32
Figura 12- Estribo derecho socavado - Puente Sunuba	33
Figura 13-Separación entre el estribo derecho y la aleta – Puente Sunuba	34
Figura 14- Grieta en estribo derecho – Puente Sunuba	34
Figura 15 - Toma de velocidades mediante el uso del micro molinete de cazuelas	35
Figura 16- Levantamiento topográfico Río Sunuba, realizado por la empresa TECHINST S.A.S.....	36
Figura 17- Toma de muestras de suelo.....	37
Figura 18- Medida de la socavación real en el estribo derecho	37
Figura 19- Configuración Río Sunuba	38
Figura 20- Estribos Río Sunuba	40
Figura 21- Proceso de secado, muestra de suelo Río Sunuba.....	57
Figura 22- Proceso de tamizaje de material del lecho del Río Sunuba	58
Figura 23 - Granulometría Suelo Río Sunuba.....	59
Figura 24- Proceso de secado de la muestra	60
Figura 25- Prueba del cono para condición del suelo saturado superficialmente seco	61
Figura 26- Picnómetro N°4, material sumergido, proceso de secado del suelo fino	61
Figura 27 – Archivo Land Boundary [.LDB] (Bordes y Estribos del Río Sunuba).....	63
Figura 28 - Bordes y Estribos del Río Sunuba en Delft 3D.....	64
Figura 29 - Construcción de mallas para el Río Sunuba.....	65
Figura 30 – Revisión de Ortogonalidad Malla N°1	66
Figura 31 - Revisión de Ortogonalidad Malla N°2	66
Figura 32 - Vista en planta - batimetría Río Sunuba.....	67
Figura 33 – Archivo Shape puntos Seleccionados para Interpolación - ArcGis.....	68

Figura 34 - Archivo TIN puntos seleccionados para Interpolación – ArcGis.....	68
Figura 35 – Archivo Raster.....	69
Figura 36 – Polígono con puntos para interpolación.....	69
Figura 37 – Archivo Shape interpolado.....	70
Figura 38 – Puntos (x, y, z) para interpolar malla No.1.....	71
Figura 39 - Puntos (x, y, z) para interpolar malla No.2.....	72
Figura 40 - Malla interpolada Visualización 2D – Secciones transversales de estudio.....	72
Figura 41 – Malla interpolada visualización 3D.....	73
Figura 42 - Asignación de la malla y batimetría (Delft 3D).....	73
Figura 43 – Asignación rango de simulación (Delft 3D).....	74
Figura 44 - Asignación de escenario de estudio.....	75
Figura 45 – Asignación condiciones de contorno (Delft 3D).....	75
Figura 46 - Asignación del caudal total y nivel de agua (Delft 3D).....	76
Figura 47 - Asignación de concentración de sedimentos (Delft 3D).....	76
Figura 48 - Asignación de constantes hidrodinámicas (Delft 3D).....	76
Figura 49 - Asignación coeficiente de Manning (Delft 3D).....	77
Figura 50 – Asignación de características de los sedimentos (Delft 3D).....	77
Figura 51 - Asignación de intervalos de tiempo de simulación (Delft 3D).....	78
Figura 52 - Escala de niveles simulación (1).....	101
Figura 53 - Escala de niveles simulación (2).....	101
Figura 54 - Escala de niveles simulación (3).....	102
Figura 55 - Escala de niveles simulación (4).....	103
Figura 56 - Escala de niveles simulación (5).....	103
Figura 57 - Validación niveles de agua sección (1) – Estiaje.....	104
Figura 58 - Validación niveles de agua sección (2) – Estiaje.....	104
Figura 59 - Validación niveles de agua sección (3) - Estiaje.....	105
Figura 60 - Validación niveles de agua sección (4) – Estiaje.....	105
Figura 61 - Validación niveles de agua sección (5) – Estiaje.....	106
Figura 62 - Comparación de resultados sección (1) – Estiaje.....	107
Figura 63 - Comparación de resultados sección (2) – Estiaje.....	107
Figura 64 - Comparación de resultados sección (3) - Estiaje.....	108
Figura 65 - Comparación de resultados sección (4) – Estiaje.....	108
Figura 66 - Comparación de resultados sección (5) – Estiaje.....	109
Figura 67 - Escala de niveles simulación (1).....	110
Figura 68 -Escala de niveles simulación (2).....	111
Figura 69 - Escala de niveles simulación (3).....	112
Figura 70 - Escala de niveles simulación (4).....	112
Figura 71 - Validación niveles de agua sección (1) – Creciente.....	113
Figura 72 - Validación niveles de agua sección (2) – Creciente.....	113
Figura 73 - Validación niveles de agua sección (3) – Creciente.....	114
Figura 74 - Validación niveles de agua sección (4) – Creciente.....	114
Figura 75 - Validación niveles de agua sección (5) – Creciente.....	115
Figura 76 - Comparación de resultados sección (1) – Creciente.....	116
Figura 77 - Comparación de resultados sección (2) – Creciente.....	116
Figura 78 - Comparación de resultados sección (3) – Creciente.....	116
Figura 79 - Comparación de resultados sección (4) – Creciente.....	117

Figura 80 - Comparación de resultados sección (5) – Creciente	117
Figura 81 – Validación velocidades sección (1) – Estiaje	119
Figura 82 - Validación velocidades sección (2) – Estiaje.....	120
Figura 83 - Validación velocidades sección (3) – Estiaje.....	120
Figura 84 - Validación velocidades sección (4) – Estiaje.....	121
Figura 85 - Validación velocidades sección (5) – Estiaje.....	121
Figura 86 - Comparación de velocidades sección (1) Estiaje	122
Figura 87 - Comparación de velocidades sección (2) Estiaje	123
Figura 88 - Comparación de velocidades sección (3) Estiaje	123
Figura 89 - Comparación de velocidades sección (4) Estiaje	124
Figura 90 - Comparación de velocidades sección (5) Estiaje	124
Figura 91 - Validación velocidades sección (1) – Creciente	126
Figura 92 – Validación velocidades sección (2) – Creciente.....	126
Figura 93 - Validación velocidades sección (3) – Creciente	127
Figura 94 - Validación velocidades sección (4) – Creciente	127
Figura 95 - Validación velocidades sección (5) – Creciente	128
Figura 96 - Comparación de velocidades sección (1) – Creciente	129
Figura 97 - Comparación de velocidades sección (2) – Creciente	129
Figura 98 - Comparación de velocidades sección (3) – Creciente	130
Figura 99 - Comparación de velocidades sección (4) – Creciente	130
Figura 100 - Comparación de velocidades sección (5) – Creciente	131
Figura 101 - Escala de transporte de sedimentos $C = [0.05\text{kg}/\text{m}^3]$ - Estiaje	132
Figura 102 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.05\text{kg}/\text{m}^3]$ - Estiaje	132
Figura 103 - Transporte de sedimentos zona central $C = [0.05\text{kg}/\text{m}^3]$ - Estiaje.....	133
Figura 104 - Transporte de sedimentos margen derecha $C = [0.05\text{kg}/\text{m}^3]$ – Estiaje.....	133
Figura 105 - Escala de transporte de sedimentos $C = [0.005\text{kg}/\text{m}^3]$ - Estiaje	134
Figura 106 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.005\text{kg}/\text{m}^3]$ - Estiaje	134
Figura 107 - Transporte de sedimentos zona central $C = [0.005\text{kg}/\text{m}^3]$ - Estiaje.....	135
Figura 108 - Transporte de sedimentos margen derecha $C = [0.005\text{kg}/\text{m}^3]$ – Estiaje.....	135
Figura 109 - Escala de transporte de sedimentos $C = [0.0005\text{kg}/\text{m}^3]$ - Estiaje	136
Figura 110 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.0005\text{kg}/\text{m}^3]$ - Estiaje	136
Figura 111 - Transporte de sedimentos zona central $C = [0.0005\text{kg}/\text{m}^3]$ - Estiaje.....	137
Figura 112 - Transporte de sedimentos margen derecha $C = [0.0005\text{kg}/\text{m}^3]$ – Estiaje.....	137
Figura 113 - Escala de transporte de sedimentos $C = [0.05\text{kg}/\text{m}^3]$ - Creciente.....	138
Figura 114 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.05\text{kg}/\text{m}^3]$ – Creciente	138
Figura 115 - Transporte de sedimentos zona central $C = [0.05\text{kg}/\text{m}^3]$ - Creciente	139
Figura 116 - Transporte de sedimentos margen derecha $C = [0.05\text{kg}/\text{m}^3]$ – Creciente	139
Figura 117 - Escala de transporte de sedimentos $C = [0.005\text{kg}/\text{m}^3]$ - Creciente.....	140
Figura 118 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.005\text{kg}/\text{m}^3]$ – Creciente	140
Figura 119 - Transporte de sedimentos zona central $C = [0.005\text{kg}/\text{m}^3]$ – Creciente.....	141
Figura 120 - Transporte de sedimentos margen derecha $C = [0.005\text{kg}/\text{m}^3]$ – Creciente	141
Figura 121- Escala de transporte de sedimentos $C = [0.0005\text{kg}/\text{m}^3]$ - Creciente.....	142
Figura 122 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.0005\text{kg}/\text{m}^3]$ – Creciente	142
Figura 123 - Transporte de sedimentos zona central $C = [0.0005\text{kg}/\text{m}^3]$ – Creciente.....	143
Figura 124 - Transporte de sedimentos margen derecha $C = [0.0005\text{kg}/\text{m}^3]$ – Creciente	143
Figura 125 - Socavación lecho del río zona en estudio Malla No.1 - Delft 3D	144

Figura 126 - Esfuerzo cortante lecho del río zona en estudio Malla No.1 - Delft 3D	144
Figura 127 - Socavación zona estribos Malla No.1 - Delft 3D.....	145
Figura 128 - Esfuerzo cortante zona estribos Malla No.1 - Delft 3D	145
Figura 129 - Socavación lecho del río zona en estudio - Malla No.1 discretizada en estribos - Delft 3D.....	146
Figura 130 - Esfuerzo cortante lecho del río zona en estudio - Malla No.1 discretizada en estribos- Delft 3D	146
Figura 131 - Socavación lecho del río zona de estribos - Malla No.1 discretizada en estribos - Delft 3D.....	147
Figura 132 – Esfuerzo cortante zona de estribos - Malla No.1 discretizada en estribos - Delft 3D	147
Figura 133 – Comparación niveles de agua simulación (5) - Estiaje.....	156
Figura 134 - Comparación velocidades simulación (3) - Estiaje.....	156
Figura 135 - Comparación niveles de agua simulación (3) – Creciente	157
Figura 136 - Comparación velocidades simulación (1) – Creciente	157

Índice de Tablas

	Pág.
Tabla 1 – Coordenadas bordes Río Sunuba	39
Tabla 2 - Coordenadas estribos Río Sunuba	39
Tabla 3 - Coordenadas sección transversal (1), época de estiaje	42
Tabla 4 - Coordenadas sección transversal (2), época de estiaje	43
Tabla 5 - Coordenadas sección transversal (3), época de estiaje	45
Tabla 6 - Coordenadas sección transversal (4), época de estiaje	46
Tabla 7 – Coordenadas sección transversal (5), época de estiaje	47
Tabla 8 – Secciones transversales, época de estiaje.....	48
Tabla 9 - Coordenadas secciones transversales, época de creciente.....	49
Tabla 10 – Secciones transversales época de creciente.....	51
Tabla 11 - Velocidades sección (1) época de estiaje.....	52
Tabla 12 - Velocidades sección (2) época de estiaje.....	52
Tabla 13 - Velocidades sección (3) época de estiaje.....	52
Tabla 14 - Velocidades sección (4) época de estiaje.....	52
Tabla 15 - Velocidades sección (5) época de estiaje.....	53
Tabla 16 - Velocidades sección (1) época de creciente.....	53
Tabla 17 - Velocidades sección (2) época de creciente.....	53
Tabla 18 - Velocidades sección (3) época de creciente.....	53
Tabla 19 - Velocidades sección (4) época de creciente.....	53
Tabla 20 - Velocidades sección (5) época de creciente.....	53
Tabla 21 – Caudal sección (1) época de estiaje	54
Tabla 22 - Caudal sección (2) época de estiaje	54
Tabla 23 - Caudal sección (3) época de estiaje	54
Tabla 24 - Caudal sección (4) época de estiaje	55
Tabla 25 - Caudal sección (5) época de estiaje	55
Tabla 26 - Caudal sección (1) época de creciente.....	55

Tabla 27 - Caudal sección (2) época de creciente	55
Tabla 28 - Caudal sección (3) época de creciente	55
Tabla 29 - Caudal sección (4) época de creciente	56
Tabla 30 - Caudal sección (5) época de creciente	56
Tabla 31 - Resultados ensayo granulometría	59
Tabla 32 - Datos ensayo densidades	62
Tabla 33 – Datum de Referencia – Delft 3D	70
Tabla 34 – Parámetros de simulaciones realizadas – Delft 3D.....	78
Tabla 35 - Cuadro Resumen Resultados Socavación Empírica Estribo Derecho	89
Tabla 36 - Cuadro Resumen Resultados Socavación Empírica Estribo Izquierdo.....	99
Tabla 37 - Coordenadas de puntos para obtención y validación de datos - Estiaje	100
Tabla 38 - Niveles de agua simulación (1) – Estiaje.....	100
Tabla 39 - Niveles de agua simulación (2) – Estiaje.....	101
Tabla 40 - Niveles de agua simulación (3) – Estiaje.....	102
Tabla 41 - Niveles de agua simulación (4) – Estiaje.....	102
Tabla 42 - Niveles de agua simulación (5) – Estiaje.....	103
Tabla 43 – Resultados reales - niveles de agua (época de estiaje).....	106
Tabla 44 - Coordenadas de puntos para obtención y validación de datos – Creciente	110
Tabla 45 - Niveles de agua simulación (1) – Creciente	110
Tabla 46 - Niveles de agua simulación (2) – Creciente	111
Tabla 47 - Niveles de agua simulación (3) – Creciente	111
Tabla 48 - Niveles de agua simulación (4) – Creciente	112
Tabla 49 - Resultados reales niveles de agua época de creciente - Batimetría.....	115
Tabla 50 – Velocidades simulación (1) – Estiaje	118
Tabla 51 - Velocidades simulación (2) – Estiaje.....	118
Tabla 52 - Velocidades simulación (3) – Estiaje.....	118
Tabla 53 - Velocidades simulación (4) – Estiaje.....	119
Tabla 54 - Velocidades simulación (5) – Estiaje.....	119
Tabla 55 - Resultados reales velocidades - Estiaje.....	122
Tabla 56 - Velocidades simulación (2) - Creciente	125
Tabla 57 - Velocidades simulación (2) - Creciente	125
Tabla 58 - Velocidades simulación (3) – Creciente	125
Tabla 59 - Velocidades simulación (4) - Creciente	126
Tabla 60 - Resultados reales velocidades - Creciente.....	128
Tabla 61 - Resultados de campo - Profundidad de socavación	148
Tabla 62 – Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (1) – Estiaje	149
Tabla 63 – Porcentaje de errores en velocidades – simulación (1) - Estiaje	149
Tabla 64 – Porcentaje de errores en niveles de agua – simulación (1) - Creciente.....	149
Tabla 65 – Porcentaje de errores en velocidades – simulación (1) - Creciente.....	149
Tabla 66 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (2) – Estiaje.....	150
Tabla 67 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (2) – Estiaje	150
Tabla 68 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (2) – Creciente	151
Tabla 69 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (2) – Creciente.....	151
Tabla 70 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (3) – Estiaje.....	152
Tabla 71 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (3) – Estiaje	152
Tabla 72 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (3) – Creciente	152

<i>Tabla 73 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (3) – Creciente</i>	<i>152</i>
<i>Tabla 74 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (4) – Estiaje.....</i>	<i>153</i>
<i>Tabla 75 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (4) – Estiaje</i>	<i>153</i>
<i>Tabla 76 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (4) – Creciente</i>	<i>154</i>
<i>Tabla 77 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (4) – Creciente.....</i>	<i>154</i>
<i>Tabla 78 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (5) – Estiaje.....</i>	<i>155</i>
<i>Tabla 79 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (5) – Estiaje</i>	<i>155</i>
<i>Tabla 80 – Análisis de resultados socavación empírica – época de estiaje</i>	<i>159</i>
<i>Tabla 81 - Análisis de resultados socavación empírica – época de creciente</i>	<i>159</i>

1 Introducción

La socavación es un proceso natural que se genera por la acción erosiva del agua, produciendo la sustracción de sedimentos o material de soporte de la estructura debido al aumento de la capacidad de arrastre del cauce (Guevara Álvarez 2013). Puede afectar las fundaciones de un puente, causando deterioro y falla de las mismas, principalmente en épocas de creciente (Muñoz Díaz 2012).

El fenómeno de la socavación se caracteriza por tener poca relevancia o algunas veces nula en la etapa de diseño de un puente, por lo cual después de un tiempo se manifiestan problemas de estabilidad durante su vida útil, lo cual genera costos adicionales y no previstos. En la historia de los puentes en el mundo se evidencia que la socavación es la principal causa de falla de las pilas y estribos, debido a que gran parte de los diseños no se adecuan a la capacidad de los ríos aluviales de erosionar las laderas de los ríos y de socavar las fundaciones de los puentes (Pilas y Estribos). El daño por socavación puede acrecentarse desde una erosión menor hasta una falla general del puente (Melville and Coleman 2000).

La socavación local en estribos es causada principalmente por la interferencia de estos con el lecho del río y se caracteriza por originar cavidades socavadas inmediatamente en el material cercano o donde se encuentra apoyado el estribo (Guevara Álvarez 2013). La complejidad del fenómeno de la socavación local en los estribos de puentes se debe al estudio de manera simultánea del flujo turbulento tridimensional y el transporte de sedimentos (Melville and Coleman 2000). Adicionalmente, este fenómeno presenta una evidente interacción entre el flujo y la estructura, la cual se caracteriza por un comportamiento complejo debido a su comportamiento no lineal (Khosronejad, Kang, and Sotiropoulos 2012).

Los diversos problemas generados por este fenómeno son la pérdida de material de soporte de la cimentación y la exposición del acero debido a la socavación de la estructura. Estos, pueden ser evaluados mediante el desarrollo de modelos numéricos, los cuales son una alternativa para los ingenieros diseñadores de predecir y entender la socavación alrededor de los puentes (Guevara Álvarez 2013).

En Colombia según estudios realizados desde el año 1986, aproximadamente el 64% de colapso de puentes se debe principalmente a problemas de socavación y sobrecarga, debido a las deficiencias de las estructuras (Muñoz Díaz, Moreno, and Mohammadi 2009). Por tal motivo se hace necesario el estudio de este fenómeno mediante modelos numéricos tridimensionales que permiten evidenciar de manera aproximada la forma de la socavación local y la dinámica del transporte de sedimentos adaptando las condiciones de la zona en estudio, ya que las ecuaciones empíricas desarrolladas para la socavación local son elaboradas en otras partes del mundo y están adaptadas para diferentes condiciones que no hacen parte de nuestra geografía (Muñoz Díaz 2012).

En el presente trabajo se expone el estudio de socavación realizado en el Puente Sunuba ubicado en el municipio de Guayatá-Boyacá. En este puente se estudian (3) métodos diferentes para analizar socavación local en estribos: uso de formulaciones matemáticas, simulaciones numéricas realizadas en Delft 3D y análisis de socavación real que indica el estado actual de los estribos del Puente Sunuba. Estas perspectivas permiten determinar la vulnerabilidad de la estructura debido a este fenómeno y así iniciar una investigación continua para generar un mejoramiento de los diseños estructurales en este tipo de estructuras, y evitar así el colapso de puentes.

El fenómeno de socavación abarca varios escenarios sin embargo cabe recalcar que este es un proyecto que analiza únicamente socavación local en estribos sin tener en cuenta los otros tipos de socavación que se pueden presentar en un escenario de interacción entre puente y río; por lo tanto los resultados de socavación que se obtienen y las medidas de protección presentadas están exclusivamente enfocadas a los estribos del Puente Sunuba.

Para el análisis de los (3) métodos se realizaron (2) visitas a la estructura en estudio, en estas visitas se obtuvieron datos de campo que luego fueron procesados para el desarrollo del trabajo. Una visita se realizó en época de verano donde se evidenciaron niveles de láminas y velocidades bajas en el río, este escenario se denomina “*época de estiaje*”. Por otra parte, la segunda visita se realizó en época de invierno en donde se evidenció un crecimiento de los parámetros hidrodinámicos anteriormente nombrados, este escenario se denomina “*época de creciente*”.

1.1 Herramientas Computacionales

Para la realización del modelo numérico se utilizó el software Delft 3D desarrollado por Deltares – Delft, el cual permite realizar modelaciones hidrodinámicas en régimen no permanente del flujo mediante el uso de elementos finitos, utilizando coordenadas rectangulares o curvilíneas (Asociación Argentina de Mecánica Computacional n.d.) (Deltares - Enabling Delta Life n.d.).

Delft 3D tiene en cuenta además efectos de diversas variables tales como la presión atmosférica, las diferencias de densidades, perfiles de velocidad, turbulencias, etc. Además permite realizar la simulación del flujo en (2) y (3) dimensiones con transporte de sedimentos, lo cual permite evidenciar de una manera aproximada el fenómeno de la socavación local en puentes debido a que mediante este software se logra visualizar el arrastre de material de soporte de las cimentaciones de este tipo de estructuras (Asociación Argentina de Mecánica Computacional n.d.) (Deltares - Enabling Delta Life n.d.).

Para la elaboración del modelo numérico se define en primer lugar la zona de estudio para el desarrollo del proyecto, características geométricas del puente, entre otras, para

posteriormente realizar la conformación del enmallado teniendo en cuenta las características hidrodinámicas del Río Sunuba.

El procesamiento de esta información permitirá visualizar los resultados de la socavación local obtenidos a través de modelos tridimensionales, teniendo en cuenta diversas características y condiciones de flujo.

2 Objetivos

2.1 Objetivo General

Evaluar mediante un modelo numérico el fenómeno de socavación local en los estribos del puente sobre el Río Sunuba teniendo en cuenta las características hidrodinámicas de la zona.

2.2 Objetivos Específicos

- Determinar el comportamiento del transporte de sedimentos para evidenciar los efectos de la socavación en diferentes escenarios de flujo teniendo en cuenta las condiciones de la zona del puente en estudio.
- Comparar de manera cualitativa los resultados obtenidos en las mediciones de campo, del modelo numérico y las ecuaciones empíricas utilizadas generalmente en la práctica.
- Proponer soluciones de acuerdo a los resultados obtenidos del modelo numérico, ecuaciones empíricas y mediciones en de la estructura en estudio para mitigar riesgos y amenaza de la estructura.

3 Marco Teórico

3.1 Socavación

La socavación es un fenómeno natural que afecta los cauces de cursos de agua, removiendo el material que constituye el fondo del lecho del río logrando así la profundización del nivel del fondo debido a que la velocidad de la corriente supera el límite que el material resiste sin ser erosionado. La velocidad de socavación para suelos sueltos es la que garantice un arrastre generalizado de las partículas mientras que la velocidad de socavación para los suelos cohesivos es la que permita ponerlos en suspensión. Los materiales se socavan de diferentes formas y el tiempo de socavación depende del tipo de material que se encuentre en el lecho. Los suelos arenosos pueden socavarse en horas, los suelos arcillosos en días, las rocas tales como la arenisca en meses y las rocas tipo granito en años (Guevara Álvarez 2013).

3.2 Tipos de Cauce

Al momento de estudiar la socavación sobre un puente, es importante identificar en que etapa geológica y la edad en la que se encuentra el río que se va a analizar. De esta forma se determina con mayor exactitud las características del proceso de arrastre de sedimentos (Muñoz Díaz 2012).

- Zona A – Juventud: Tramos de río rectos. Valles bastante estrechos, no existe meandrificación, la velocidad es alta y la erosión activa.
- Zona B – Madurez: Tendencia a formación de meandros y entrenzamientos. Velocidades bajas de flujo pero erosión activa. Se presenta erosión en la parte externa de los meandros y sedimentación en la parte interna.
- Zona C – Senectud: Baja erosión, la sedimentación es el fenómeno predominante. Se evidencia estrangulación de meandros y las zonas de inundación son muy amplias.

En la siguiente imagen se pueden identificar los tipos de cauce nombrados.

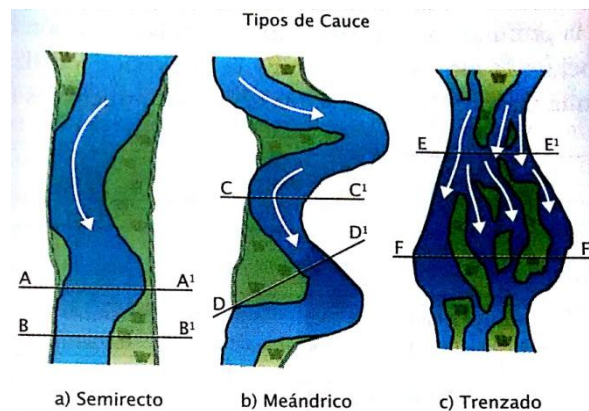


Figura 1- Tipos de cauce (Muñoz Díaz 2012)

3.3 Tipos de Socavación

El fenómeno de socavación comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho en el momento de una avenida o crecida. Está controlado por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos y la geomorfología de la zona. Existen dos tipos de socavación, socavación general y socavación local (Suarez Díaz 2001). En la siguiente imagen se observan los diferentes tipos de socavación (Guevara Álvarez 2013).

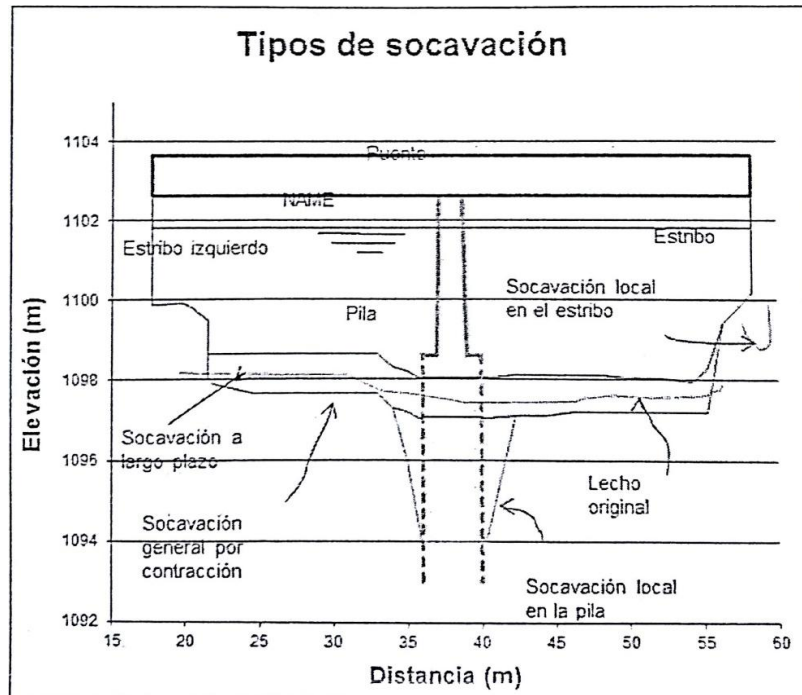


Figura 2- Tipos de socavación (Guevara Álvarez 2013)

3.3.1 Socavación General

Se define como una erosión natural o geológica, la cual se manifiesta como un descenso del fondo del cauce, al producirse durante las crecientes un aumento en la capacidad de arrastre del flujo de agua. Al aumentar la velocidad del río aumenta con ella la fuerza cortante aplicada en el fondo superando a la resistencia del material, generando así movimiento de sedimentos de diversos tamaños. Esta socavación ocurre en el cauce independientemente de la existencia o no de un puente u otra estructura pues su acción se extiende a todo lo largo y ancho del río donde la tendencia de arrastrar es mayor que a la de depositar. El fenómeno de socavación general se puede producir a corto plazo o a largo plazo. Los tipos de socavación general son: (Muñoz Díaz 2012)

3.3.1.1 Socavación a Corto Plazo

Ocurre en épocas de crecientes cercanas en el tiempo donde el caudal del flujo aumenta y por consiguiente su velocidad, generando mayor arrastre de sedimentos en el río en un tiempo corto (Muñoz Díaz 2012).

3.3.1.2 Socavación a Largo Plazo

Es la tendencia de degradación en el lecho que se presenta a lo largo de los años ya sea por acciones del hombre o por causas naturales, es el efecto acumulado de varias crecientes a través del tiempo y se considera permanente ya que el río tiene una migración natural de sedimentos (Guevara Álvarez 2013).

3.3.1.3 Causas

Las causas por las que se produce la socavación general son las siguientes:

- Aumento del caudal durante las crecientes: En las épocas de invierno el cauce aumenta su caudal generando mayor velocidad y por consiguiente mayor socavación en el lecho del río (Guevara Álvarez 2013).
- Disminución de la rugosidad del lecho: Se genera cuando hay pérdida de vegetación en el río, la rugosidad de las laderas del cauce disminuyen y por ende hay mayor velocidad, arrastre y transporte de sedimentos (Muñoz Díaz 2012).
- Transvase de cuencas: la transferencia de agua de una cuenca a otra altera la capacidad de arrastre y transporte de sedimentos de las corrientes (Guevara Álvarez 2013).
- Remoción de sedimentos: Al extraer material del fondo del cauce se origina socavación ya que el río pierde parte de su sección y por ende aumenta el caudal (Guevara Álvarez 2013).
- Incremento de la pendiente del cauce: Se origina por la remoción de sedimentos o por el corte de meandros. Este fenómeno cambia las condiciones hidrodinámicas del río, generando un cambio en la socavación genera (Guevara Álvarez 2013).
- Confluencia de ríos: Ocurre cuando dos ríos se unen generando movimientos en forma de espiral. Los movimientos del cauce van a depender del ángulo y el caudal que aporta cada uno de los ríos. La confluencia genera mayor socavación debido a un aumento de la concentración del flujo y por lo tanto del caudal (Muñoz Díaz 2012).
- Cambio en la vaguada (línea de corriente de un valle) del Río: Se origina por los cambios geomorfológicos que tiene el cauce produciendo socavación general en zonas donde anteriormente no se generaba. El cambio en la vaguada del río altera las cotas del nivel del suelo afectando el material donde se cimentan las pilas y los estribos. El cambio morfológico del cauce ha sido unos de los inconvenientes que más han tenido los puentes en el mundo ya que es un aspecto muy difícil de predecir (Muñoz Díaz 2012).
- Migración del lecho: Es la tendencia que tienen todos los cauces de socavar la parte externa del río generando meandros. Este fenómeno es permanente donde la capacidad de arrastre es mayor en la parte externa que en la parte interna. A la hora de diseñar un puente se debe tener en cuenta la formación de los meandros del río para que no vayan estos a afectar la estructura (Guevara Álvarez 2013).

- **Degradación progresiva:** Ocurre a largo plazo con una duración de varios años. Es el descenso general permanente del lecho del río, puede ser generado por cambios naturales en la morfología del cauce o por actividades del hombre como el dragado, extracción de arena, minería, construcción de presas, urbanizaciones y/o deforestaciones. Este fenómeno reduce las elevaciones del terreno originando pérdida de material de soporte de las cimentaciones (Guevara Álvarez 2013).
- **Migración de Meandros:** Es el tipo de socavación que se da por los movimientos de los meandros. En las curvas de los ríos se erosiona la parte externa (socavación) y la parte interna se sedimenta (agradación). Este proceso puede generar meandros abandonados y la generación de otros, alterando la morfología del cauce. La migración de meandros se da de forma permanente en los cauces. A la hora de diseñar un puente se debe garantizar que este no se encuentre sobre una curva ni cercano a esta ya que la meandrificación podría afectar la estructura durante la vida útil del puente (Muñoz Díaz 2012).

3.3.2 Socavación Localizada

Es la erosión presentada al colocar un obstáculo dentro del cauce, lo cual genera cambios en el flujo que alteran el equilibrio en el transporte de sedimentos. Es de vital importancia debido a que todas las estructuras localizadas dentro del cauce experimentan este fenómeno ya que las líneas de flujo chocan siempre contra la estructura, produciendo flujos secundarios que son los principales responsables de este tipo de erosión localizada (Muñoz Díaz 2012). Es causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente que generan turbulencia, aceleración del flujo y vórtices.

3.3.2.1 Socavación Por Contracción

Es la socavación que se da por el estrechamiento del flujo debido a la presencia de la estructura. La insuficiente área hidráulica y gálibo del puente genera que exista remoción de material en el lecho del río. Previo a que el flujo se acerque al puente, el río tiene una sección determinada, al llegar a la zona del puente la sección es menor ocasionando una contracción de la sección. Se produce un aumento de las velocidades en la zona de contracción provocando la erosión sobre el lecho del río. Esto sucede por factores de tipo económico ya que al diseñar los puentes no se tiene en cuenta el ancho natural del río, es decir el ancho de la superficie del agua junto con la llanura de inundación del río. Se debe considerar la creciente de diseño al momento del diseñar la luz del puente (Muñoz Díaz 2012)(Guevara Álvarez 2013).

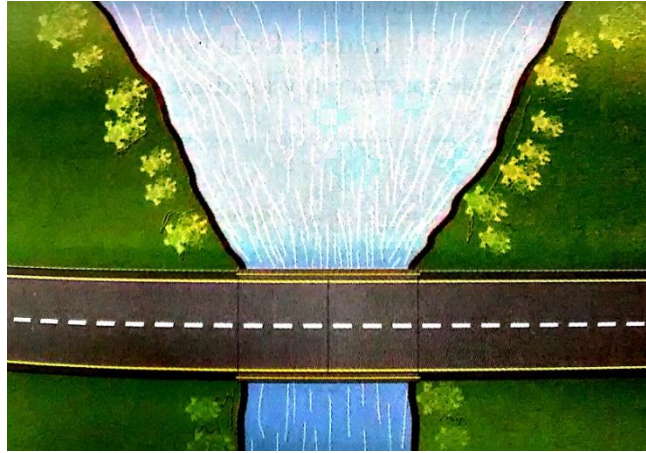


Figura 3- Socavación por contracción (Muñoz Díaz 2012)

3.3.2.2 Socavación Local

Es el descenso del lecho sólo en una parte específica de la sección transversal del cauce, puede ser a corto y a largo plazo. Se origina debido al cambio de dirección de las líneas de corriente, turbulencia y vórtices que se generan por la obstrucción del flujo con las estructuras del puente. Esta obstrucción produce remoción de material que se encuentra alrededor de las pilas y estribos. Los chorros de flujos localizados y corrientes secundarios originan la remoción de material localizado (Muñoz Díaz 2012). Los factores que afectan este fenómeno son:

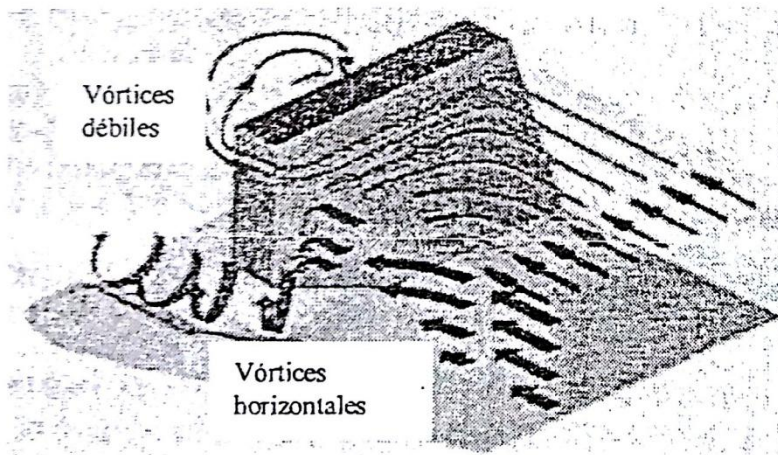
- Número de Froude.
- Efecto del tiempo: Relación del tiempo con la vida útil.
- Geometría de la sección alrededor de las pilas y los estribos.
- Alineación de las fundaciones.
- Secciones y tamaños de los cimientos del puente (pilas, estribos y aletas).
- Tamaños de los granos de suelo de cimentación. Esto se determina mediante ensayos de granulometría.
- Velocidad media del flujo

Cuando existe un flujo bajo una pila y/o un estribo, las líneas de corriente se densifican y producen un aumento local de la velocidad del cauce, ocasionando socavación en los extremos ya que se forma en la parte superior de la pila o estribo una sobre-elevación del agua y una corriente descendente a lo largo de la cara vertical, causando un

desprendimiento de sedimentos del fondo, creando lo que se conoce como “fosas de socavación”. (Guevara Álvarez 2013).

3.3.2.2.1 Socavación en Estribos

Las causas más frecuentes de socavación que se dan sobre estas estructuras son por contracción o por socavación local. Es inducida durante crecientes y se origina por la interferencia del estribo con el flujo debido a la falta de área hidráulica por el diseño erróneo de la luz y/o el gálibo del puente. Esta socavación a largo plazo puede generar que queden pilotes y acero de refuerzo descubiertos poniendo en riesgo la estabilidad del puente. La socavación de estribos se puede detectar mediante la presencia de grietas verticales y diagonales después de las épocas de creciente (Muñoz Díaz 2012). Los estribos obstruyen el paso del agua formando un vórtice de eje horizontal que empieza aguas arriba corriendo a lo largo de la estructura y un vórtice de eje Vertical al final de esta. Este caso requiere más estudio ya que carece de soluciones confiables y seguras (Melville and Coleman 2000).



Mecanismo que produce la socavación local en estribos

Figura 4- Formación de vórtices en estribo (Guevara Álvarez 2013)

3.4 Formas de Socavación

Dos formas de socavación se presentan en un cauce, la socavación en lecho móvil y la socavación en agua clara (Guevara Álvarez 2013).

3.4.1 Socavación en Lecho Móvil

Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde aguas arriba hasta la zona de estudio, es decir el puente. Al ser transportados los sedimentos hasta la zona del puente, estos quedan atrapados en el hueco de socavación alcanzando un equilibrio cuando la cantidad de material que es transportado y depositado iguala la cantidad de material que es removido en la zona. Es conocida también como socavación en lecho vivo (Guevara Álvarez 2013).

3.4.2 Socavación en Agua Clara

Se da cuando no hay transporte de sedimentos desde aguas arriba hasta el puente, por lo tanto no hay un reabastecimiento del hueco socavado (Guevara Álvarez 2013). Existe un equilibrio en este tipo de socavación cuando el flujo no puede remover más partículas ni transportarlas.

3.5 Cálculo de la Socavación Local en Estribos

El cálculo de la socavación local alrededor de los estribos de un puente se caracteriza por su gran incertidumbre, se tienen limitaciones de tipo práctico ya que las ecuaciones se basan en información de laboratorio y poca información de campo. Los resultados obtenidos por medio de estas ecuaciones usualmente proporcionan valores conservadores de la profundidad de socavación debido a que estas consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo lo cual no ocurre frecuentemente en la realidad (Guevara Álvarez 2013).

Para la simulación de este fenómeno, se han realizado modelos bidimensionales (2D), en los cuales las condiciones del flujo del cauce son las mismas para todo el estribo. También se han realizado modelos tridimensionales (3D), en donde se tienen en cuenta diferencias de presión entre los extremos del estribo, debido a la filtración del flujo por debajo de la estructura. Por otra parte, para el estudio de la socavación alrededor de estructuras hidráulicas, se ha empleado el uso de métodos como redes neuronales artificiales (ANN), programación genética (GP) y programación genética lineal (LGP), principalmente para tener una mayor representación de los procesos no lineales (Azamathulla and Yusoff 2013). Además de los métodos numéricos, se han deducido expresiones empíricas para la socavación local en estribos de puentes, teniendo en cuenta resultados de modelos a escala realizados en laboratorio y mediciones en campo. Las ecuaciones basadas en estos resultados se han modificado, debido a los resultados obtenidos de las diversas simulaciones numéricas (Sheppard, Melville, and Demir 2014).

La socavación en los estribos depende de la forma del estribo, características del sedimento, forma de la sección transversal, profundidad del flujo en el cauce principal y caudal interceptado por el estribo (entre otros factores). Todas estas formulaciones empíricas tienen un factor importante en común el cual se denomina $[L]$, que se refiere a la longitud del estribo que se opone al paso del agua. Este parámetro se determina por observación directa de cambios de pendiente en la sección transversal, cambios de color en el suelo o en la vegetación hasta el borde del estribo, usualmente hasta el borde de la zarpa que soporta el estribo (Guevara Álvarez 2013). Un estribo se clasifica como largo cuando la longitud que se opone al paso del flujo es mayor que 25 veces la profundidad del agua y corto cuando su longitud es menor que una vez la profundidad (Guevara Álvarez 2013).

Existen algunos métodos para la determinación de la socavación local en los estribos, los cuales se describen en este numeral, sin embargo la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de estas ecuaciones es mayor que para las pilas (Guevara Álvarez 2013). Previo a realizar los cálculos de socavación a partir de formulaciones empíricas se estudiaron varios métodos para determinar cual se podría aplicar de acuerdo a las condiciones que se tienen en la zona en estudio. Los métodos que se adaptan las condiciones hidrodinámicas del río y a las características del estribo son los siguientes:

- Método de Liu, Chang y Skinner
- Método de Froehlich
- Método Hire

Se estudiaron otros posibles métodos para ser utilizados, sin embargo la zona en estudio y las características del estribo no cumplen las condiciones requeridas. A continuación se indican que métodos no fueron utilizados y se da a conocer la razón.

- Método de Artamanov: No se puede utilizar ya que una de las condiciones radica en que el estribo debe estar interceptado en el cauce, es decir que debe existir un caudal interceptado. Los estribos del Puente Sunuba se encuentran en las proximidades del terreno natural y no presentan un caudal interceptado, por lo tanto este método no puede ser empleado.
- Método de Laursen: No se puede aplicar el método ya que se deben tener los valores de “*esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo (T)*” y “*esfuerzo cortante crítico para D50 del material del lecho aguas arriba (T_c)*”. Estos valores no se tienen dentro de los resultados de campo por lo tanto el método no se puede emplear.

A continuación se exponen los métodos empíricos empleados para el cálculo de la socavación en los estribos.

3.5.1 Método de Liu Chang y Skinner

El método se encuentra basado en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensionales realizados en 1961 y solo es aplicable bajo las siguientes condiciones (Guevara Álvarez 2013):

- Socavación en lecho móvil.
- Estribos que se proyecten dentro del cauce principal.
- No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación.

- La relación del largo del estribo y profundidad media del agua es menor a 25 $[L/h] < 25$.
- Flujo Sub Crítico.

Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30% cuando se presenten dunas en el cauce de aproximación al estribo.

$$\frac{ds}{h} = Kf * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * Fr^{0.33}$$

Ecuación 1 - Método de Liu, Chang y Skinner

Donde:

- ds = Profundidad de socavación [m].
- h = Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal [m].
- L = Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua [m].
- Fr = Número de Froude en la sección de aguas arriba.
- V = Velocidad media del Flujo Aguas Arriba [m/s].
- Kf = Coeficiente de corrección por la forma del estribo.
- $Kf = 1.1$ para estribos con pared inclinada hacia el cauce.
- $Kf = 2.15$ para estribos con pared Vertical.

3.5.2 Método de Froehlich

La ecuación dada por Froehlich se basa en resultados obtenidos de análisis dimensional y análisis de regresión de datos de laboratorio de 170 mediciones de socavación en lecho móvil. Esta formulación puede ser usada para socavación en agua clara tanto como en lecho móvil, para estribos que se proyecten dentro del cauce principal o fuera del mismo y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación (Guevara Álvarez 2013).

$$\frac{ds}{he} = 2.27 Kf * K\theta * \left(\frac{L}{he}\right)^{0.43} * Fre^{0.61} + 1$$

Ecuación 2 - Método de Froelich, Socavación de Lecho Móvil

Donde:

- ds = Profundidad de socavación [m]
- he = Profundidad media en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba en el cauce puente [m].

- K_f = Coeficiente de corrección por la forma del estribo.
- $K_f = 1.0$ Estribo con pared Vertical.
- $K_f = 0.82$ Estribo con pared Vertical y aletas.
- $K_f = 0.55$ Estribo con pendiente hacia el cauce.
- K_θ = Coeficiente de ángulo de ataque del flujo

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13}$$

Ecuación 3 - Coeficiente ángulo de ataque del Flujo

L = Longitud del estribo que opone el paso del agua proyectada [m/s]

Fr = Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Ecuación 4 - Número de Froude

3.5.3 Método Hire

Es una ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para hallar el valor de la socavación en la punta de espolones construidos en el Río Mississippi. Esta ecuación solo es aplicable cuando el estribo se encuentra dentro del cauce principal (Guevara Álvarez 2013).

$$ds = 4h * \left(\frac{K_f}{0.55}\right) * K_\theta * Fr^{0.33}$$

Ecuación 5 - Método Hire

Donde:

- ds = Profundidad de socavación [m]
- h = Profundidad media del flujo aguas al pie del estribo en la sobre banca o en el cauce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente [m].
- Fr = Número de Froude en la sección de aguas arriba.
- K_f = Coeficiente de corrección por la forma del estribo
- $K_f = 1.0$ Estribo con pared Vertical
- $K_f = 0.82$ Estribo con pared Vertical y aletas
- $K_f = 0.55$ Estribo con pendiente hacia el cauce
- K_θ = Coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo

3.6 Ecuaciones del Modelo Numérico

Para simular el transporte de sedimentos en el Río Sunuba, el programa DELFT 3D tiene en cuenta las ecuaciones de Aguas Someras que se obtienen de una transformación de las ecuaciones generales de Navier-Stokes.

3.6.1 Ecuaciones de Aguas Someras

Las ecuaciones de aguas someras no viscosas (SWE), gobiernan el comportamiento de un fluido siempre y cuando su extensión horizontal sea mucho más larga que la profundidad. Estas ecuaciones son derivadas aplicando una aproximación hidrostática a las ecuaciones de flujo incompresible de Navier – Stokes. La primera formulación de las ecuaciones de aguas someras (SWE), está dada por (J.A., P.J., and F.X. 2012):

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - z(u, v) = -g \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} - z(u, v) = -g \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} [(H + h)u] + \frac{\partial}{\partial y} [(H + h)v] = 0$$

Ecuación 6 - Ecuaciones aguas someras

Donde:

- $u - v$ = Velocidades Horizontales
- H = Profundidad Media
- h = Desplazamiento de la Superficie Libre
- $z(u, v)$ = Fuerzas Externas
- g = Constante Gravitacional

3.6.2 Ecuaciones de Transporte de Sedimentos

El transporte de sedimentos suspendidos tridimensionales es calculado realizando un balance de masas entre la advección y difusión en la ecuación de sedimentos suspendidos como se muestra a continuación (Delft 3D 2014):

$$\begin{aligned} \frac{\partial c^{(l)}}{\partial t} + \frac{\partial uc^{(l)}}{\partial x} + \frac{\partial vc^{(l)}}{\partial y} + \frac{\partial (w - ws^{(l)})c^{(l)}}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial x} \left[\xi_{s,x}^{(l)} \frac{\partial c^{(l)}}{\partial x} \right] - \frac{\partial}{\partial y} \left[\xi_{s,y}^{(l)} \frac{\partial c^{(l)}}{\partial y} \right] \\ - \frac{\partial}{\partial z} \left[\xi_{s,z}^{(l)} \frac{\partial c^{(l)}}{\partial z} \right] = 0 \end{aligned}$$

Ecuación 7 - Transporte de sedimentos

Donde:

- $C^{(l)}$ = Concentración de masa de la fracción de Sedimento [Kg / m³]
- u, v y w = Componentes de la Velocidad del Flujo [m/s]
- $\xi_s, x^{(l)}, \xi_s, y^{(l)}$ y $\xi_s, z^{(l)}$ = Difusión turbulenta de la Fracción de Sedimento [m²/s]
- $w_s^{(l)}$ = Velocidad de Decantación de Fracción de Sedimento [m/s]

Las velocidades locales de flujo y difusiones están basadas en los resultados computacionales hidrodinámicos. El transporte de sedimentos tridimensional es computarizado exactamente de la misma forma que otros transportes tales como: sales, calor y otros procesos como el intercambio de sedimentos entre el lecho del río y el flujo.

3.6.3 Ecuaciones para suelos no cohesivos

La ecuación general para transporte de sedimentos está gobernada por diversos parámetros que se pueden ver en la *ecuación [21]*. Uno de estos parámetros es el w_s : *Velocidad de Sedimentación* de la partícula que según el método de Van Rijn se obtiene de la siguiente forma (Delft 3D 2014):

$$W_s = \frac{(s-1)*g*D_s^2}{18*v} \quad \text{si } 65\mu\text{m} < D_s < 100\mu\text{m}$$

$$W_s = \frac{10*v}{D_s} \sqrt{1 + \frac{0.01*(s-1)*g*D_s^3}{v^2}} - 1 \quad \text{si } 100\mu\text{m} < D_s < 1000\mu\text{m}$$

$$W_s = 1.1\sqrt{(s-1)*g*D_s} \quad \text{Si } 1000\mu\text{m} < D_s$$

Ecuación 8- Velocidad de sedimentación en arenas

En donde:

- s : Densidad relativa de la arena
- D_s : Diámetro representativo de la fracción(D50) [μ]
- v : Viscosidad cinemática del agua [m²/s]

Estas ecuaciones son las que utiliza el software Delft 3D a la hora de simular el transporte de suelos no cohesivos dependiendo del D50. Para el caso en estudio se tiene un suelo arenoso, por ende las anteriores se utilizan en Delft 3D al momento de realizar las simulaciones.

3.7 Medidas de Protección

Cuando se presentan problemas en un puente por socavación se utilizan medidas para controlar, demorar, monitorear o minimizar los problemas de estabilidad de la estructura. Lo primero a realizar es estudiar las causas que originan la socavación en el puente desde el punto de vista topográfico, hidrológico, hidráulico, estructural y de suelos (Muñoz Díaz 2012).

Para el caso en estudio, los estribos del Puente Sunuba están en un estado crítico a presentar falla estructural porque debido al transporte de sedimentos del Río, los estribos han perdido material de cimentación y por lo tanto presentan grietas a lo largo y ancho de la estructura.

Para controlar y/o solucionar el problema de socavación en el puente en estudio, se tienen una serie de medidas que se analizarán a continuación.

Existen tres grandes tipos de medidas como se indican a continuación.

3.7.1 Medidas de Protección Hidráulicas

Limitan la socavación a través de modificaciones en las líneas de corriente, protegiendo el lecho y las bancas del río contra las fuerzas erosivas del agua (Guevara Álvarez 2013).

- Reencauzamiento del cauce: Consiste en excavar orientando las líneas de flujo hacia la parte central del puente para que los bordes donde se encuentran los estribos no se vean afectados (Muñoz Díaz 2012).
- Gaviones: Son elementos estructurales que disminuyen la afectación en las pilas y/o estribos. Están compuestos por malla hexagonal de alambre galvanizado y rellenos de canto rodado. En muchos casos se amarran los gaviones para garantizar un funcionamiento monolítico (Muñoz Díaz 2012).
- Bolsacretos: Bolsas de geotextil que están rellenas de concreto colocadas en forma entrelazada a través de barras para la protección de las pilas, estribos y aletas. Constan de válvulas autosellantes para la inyección del mortero con una resistencia mínima a la compresión de 2000PSI. Se colocan debajo de la profundidad de socavación (Muñoz Díaz 2012).
- Pedraplenes: Filas de canto rodado que rodean el estribo desde la profundidad de la socavación. Protegen a la estructura de la erosión continua. Se utilizan diferentes tipos de diámetro de acuerdo a la velocidad de la corriente y el peso específico del material de relleno. Otra aplicación de los pedraplenes son los diques de enrocado aguas abajo para reducir la energía erosionante (Muñoz Díaz 2012).

- Escolleras: Roca con una buena selección de tamaños e incorporación de filtros. Se debe diseñar la distribución de tamaños de la roca, espesor de la capa y el filtro (Muñoz Díaz 2012).
- Diques de encauzamiento: Mejoran las condiciones del régimen de la corriente en la zona donde se encuentra el puente o pueden alejar la socavación de los estribos (Muñoz Díaz 2012).
- Espigones: Se utilizan para proteger las laderas del cauce de la erosión ya que reducen las velocidades del flujo cerca de las márgenes del río (Muñoz Díaz 2012).

3.7.2 Medidas de Protección Estructurales

Modifican estructuralmente el puente para mejorar las condiciones de estabilidad de la cimentación (Guevara Álvarez 2013).

- Pantalla de tablestacas: Consiste en la inserción de tablestacas o tubos de acero para proteger la cimentación del estribo. Deben tener como mínimo 3,5m de largo para que permitan ser hincados a una profundidad de 1,5m (Muñoz Díaz 2012).
- Recubrimiento del lecho: Cubrimiento con concreto simple en la zona afectada. Para poder realizar esta medida es necesario desviar el cauce y retirar el material presente en la zona (Muñoz Díaz 2012).
- Renivelación del cauce: Excavación y traslado de material hacia el lecho socavado acompañado de una compactación ligera para nivelar el lecho que se ha perdido. Se debe realizar con un estudio hidráulico (Muñoz Díaz 2012).
- Micro Pilotes en Concreto: elementos constructivos de cimentación que transmiten las cargas de una estructura al terreno. Se utilizan generalmente en nuevas fundaciones que se van a realizar en espacios reducidos (Muñoz Díaz 2012).

3.7.3 Monitoreo

Para prevenir la constante socavación del puente es necesario realizar monitoreo visual, post creciente y en tiempo real de la erosión que presenta el puente (Guevara Álvarez 2013).

4 Descripción del Caso

Para la elaboración de este proyecto, se llevo a cabo una caracterización en campo de la zona de estudio teniendo en cuenta principalmente las características hidrodinámicas del Río Sunuba y la geometría de las secciones transversales del cauce y del puente. Luego,

basados en esta información tomada en campo, se procedió a resolver las ecuaciones empíricas y a construir el modelo numérico donde se visualiza la simulación del transporte de sedimentos en el cauce del Río Sunuba, logrando evidenciar de manera clara el fenómeno de socavación local en los estribos del puente debido a factores hidrodinámicos tales como velocidad del flujo, caudal, lámina de agua, entre otras.

4.1 Descripción Zona en Estudio

La zona en estudio se encuentra ubicada a 8km del municipio de Guayatá – Boyacá aproximadamente a 112 Km de la capital del país. Este sector del país se caracteriza por su topografía compleja debido a que se encuentra situado en las estribaciones de la Cordillera Oriental, lo cual genera un relieve ondulado, quebrado y escarpado. Esta zona tiene como principal cuenca hidrográfica el Río Sunuba el cual está formado por los ríos Aguacías y Machetá, los cuales se unen en un punto conocido como el *Puente los Micos* donde adquiere el nombre de Río Sunuba, el cual desemboca hasta la hidroeléctrica de Chivor. La zona en estudio cuenta con pequeños arroyos y quebradas entre las cuales cabe destacar La Carranza, Las Moyitas, Suatitoque, entre otras. Todas vierten sus aguas al Río Sunuba y se caracterizan por tener problemas de contaminación y deterioro del suelo debido al vertimiento de aguas residuales en estos pequeños cuerpos de agua de la zona.

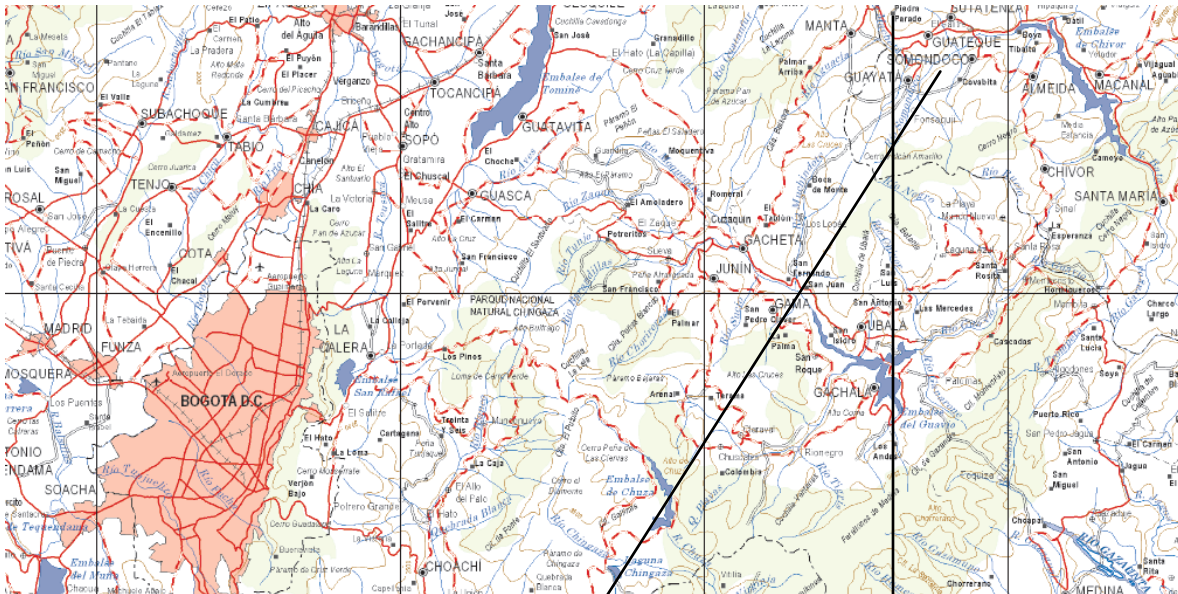


Figura 5- Mapa de la zona en estudio (Instituto Geográfico Agustín Codazzi)



Figura 6 - Superestructura Puente Sunuba

El sector donde se desarrolló el proyecto se encuentra en un piso térmico cálido con una temperatura promedio de 20 °C y con un cauce meándrico, lo cual genera que las líneas de flujo no sean perpendiculares a la estructura, generando así afectaciones de mayor relevancia contra los terraplenes de acceso y estribos del puente. El cauce meándrico genera que cambie constantemente la vaguada del río y se presente mayor socavación sobre el estribo que se encuentra en la curva. La época de precipitaciones se da entre los meses de Abril a Agosto, mientras que la temporada de estiaje se sitúa normalmente entre los meses de Noviembre a Marzo, en esta época también se presenta una bruma atmosférica del 90%, es decir se presenta un fenómeno atmosférico donde se limita la visibilidad debido a la suspensión de pequeñas partículas de agua u otra materia higroscópica.

La vegetación de la zona se caracteriza por ser en aproximadamente un 70% nativa, mientras que el 30% restante se encuentran cultivos transitorios especialmente de maíz, frijol, entre otras, pero de este porcentaje de cultivos predomina la presencia de pastos nativos y plantas frutales como: chirimoya, cítricos, aguacate los cuales cubren aproximadamente el 20% del área de este sector del país.



Figura 7- Zona de Estudio

4.2 Descripción General del Puente

El puente en donde se desarrollo este proyecto de estudio acerca de la socavación local cuenta con una estructura de un sólo carril simplemente apoyado con una luz entre los bordes de los estribos de aproximadamente 20.11 metros. Además esta estructura está compuesta por dos (2) vigas, una riostra central, una losa de concreto reforzado y dos (2) estribos con cimentación superficial uno con aleta y otro sin aleta.



Figura 8- Configuración de la súper estructura del Puente Sunuba (TECHINST S.A)

La empresa TECHINST SAS realizó un levantamiento geométrico de la estructura en estudio y se evidenció que está compuesta por dos (2) vigas rectangulares de concreto reforzado con un ancho de 0.35 metros y una altura aproximada de 1.69 metros incluyendo la losa, la cual también es de concreto reforzado y tiene un espesor de 0.19 metros. La riostra central tiene una altura de 1.30 metros y un ancho de aproximadamente 0.25 metros.

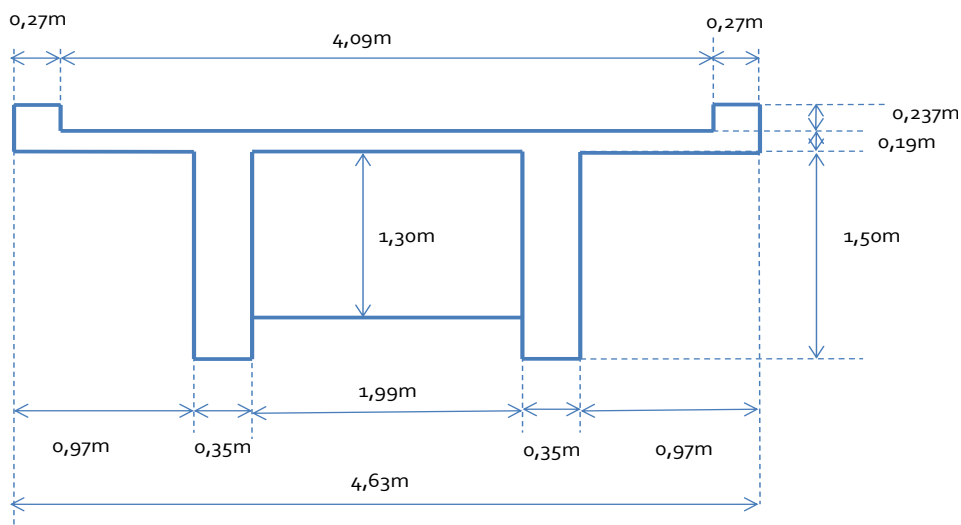


Figura 9- Esquema sección transversal (TECHINST S.A)

El tablero se caracteriza por tener (2) bordillos en las partes laterales con una sección rectangular de 0.23x0.27 metros en concreto reforzado, en la parte superior se puede evidenciar la ausencia de superficie de rodadura y andenes.

Por otra parte el puente es una estructura simplemente apoyada en dos (2) estribos en concreto reforzado, con una luz entre bordes de 20.11 metros y con una longitud de asiento en los apoyos de 0.50 metros en un lado y 0.40 metros en el otro lado. También se puede evidenciar que el puente solamente tiene aleta en la margen derecha aguas arriba, ya que la aleta de la margen izquierda colapso por efectos de socavación local según estudios realizados por la empresa TECHINST SAS.

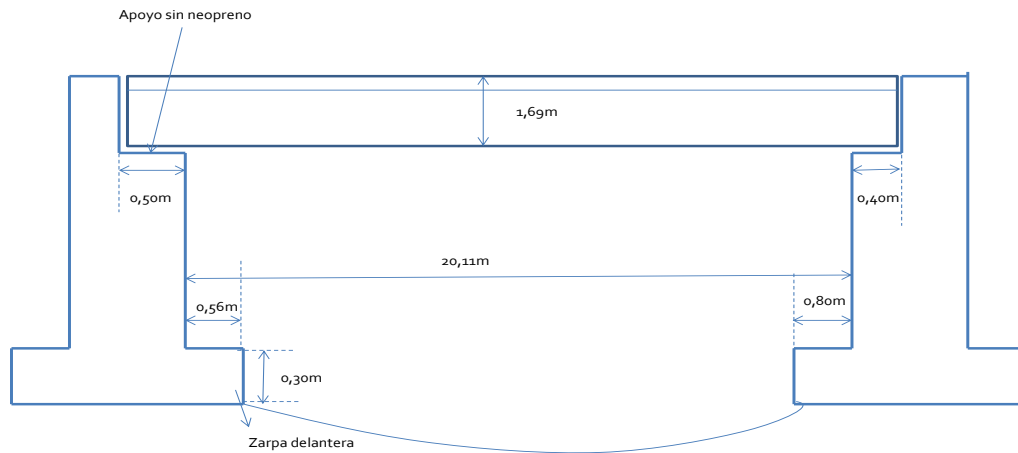


Figura 10- Esquema sección longitudinal (TECHINST S.A)

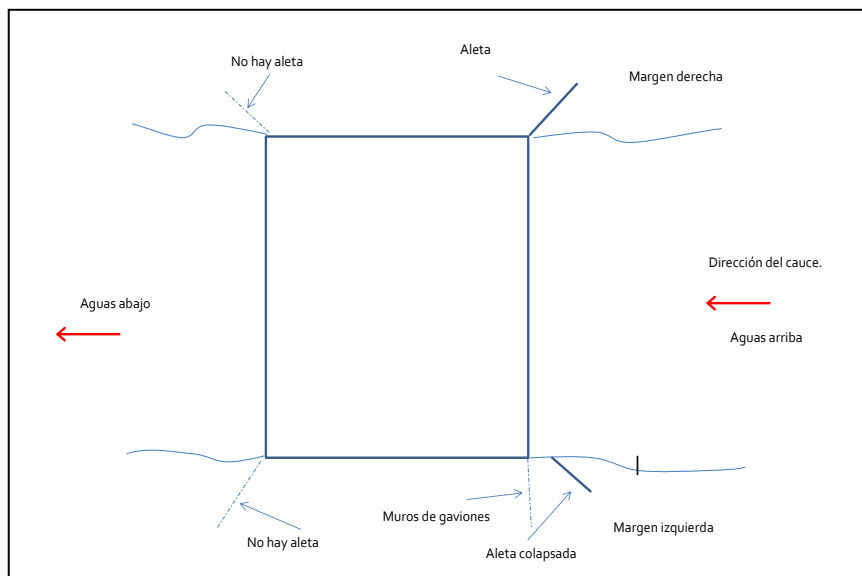


Figura 11 - Esquema en Planta Puente Sunuba (TECHINST S.A)

4.3 Descripción de la Problemática

El puente se encuentra ubicado en un río en etapa de madurez en donde no existe meandrificación y el valle es estrecho, sin embargo las crecientes del río a través de los años han provocado que el material de cimentación de los estribos se haya socavado. El daño por socavación en un estribo de un puente se manifiesta con la pérdida de cimentación de la estructura desencadenando huecos en las zarpas delanteras y pilotes descubiertos, esto se conoce con el nombre de “fosas de socavación”. La socavación del material de soporte del estribo produce que se generen asentamientos que se manifiestan con la separación del estribo y la aleta y con la generación de grietas en la estructura.

Desde que se construyó el Puente Sunuba, el río ha venido socavando material portante de los estribos generando asentamientos diferenciales entre las (2) bases del puente. Actualmente los estribos del puente se encuentran en estado crítico de falla y la circulación de vehículos no está permitida ya que la súper estructura del puente está en riesgo de colapsar. En las siguientes imágenes se observa el estado en que se encuentran los estribos del Puente Sunuba.



Presencia de Socavación en la zarpa delantera del estribo derecho. Socavación continua del material de cimentación de la estructura. La zarpa ha sido arrastrada casi en su totalidad por el río.

Figura 12- Estribo derecho socavado - Puente Sunuba



Separación entre el estribo derecho y la aleta generada por el asentamiento del estribo.

Figura 13-Separación entre el estribo derecho y la aleta – Puente Sunuba



Presencia de grietas en el estribo derecho generadas por asentamiento de la estructura.

Figura 14- Grieta en estribo derecho – Puente Sunuba

5 Datos de Campo

Los datos de campo son la base para la ejecución del proyecto. A través de la toma de estos y el procesamiento de información se elabora el modelo numérico y se desarrollan las ecuaciones empíricas. La toma de datos se ejecutó teniendo en cuenta principalmente parámetros hidráulicos del cauce, caracterización geométrica del puente y secciones transversales del Río Sunuba. Estas herramientas permitieron realizar una simulación mediante un modelo numérico del fenómeno de la socavación local, logrando visualizar el arrastre de material de soporte de las cimentaciones del puente en estudio.

La zona de control donde se realizó el proyecto está comprendida cincuenta (50) metros aguas arriba del puente y la misma distancia aguas abajo de la estructura en estudio (*Ver*

Figura [40]). Para realizar la correcta simulación del transporte de sedimentos en los (100) metros donde se desarrolló este proyecto se efectuaron cinco (5) batimetrías, dos aguas abajo del puente, dos aguas arriba y una en el sitio de la estructura (*Ver Figura [40]*). Para la toma de estas secciones transversales se realizó un abscisado cada metro a lo ancho del cauce y se tomaron lecturas de elevación con ayuda de diversos instrumentos topográficos y personal calificado para así realizar un correcto levantamiento del sector de estudio.

5.1 Experimentación en Campo

Con el fin de tener la mayor cantidad de datos y con la mayor precisión, se realizaron (2) visitas a la zona de estudio con diferentes objetivos.

5.1.1 Visita Uno

La primera visita se realizó en época de verano (estiaje) en el mes de Marzo, donde se elaboraron los levantamientos topográficos de las (5) secciones transversales del río y la ubicación de los bordes. Se tomaron las coordenadas de los niveles de agua de cada una de las secciones para hallar el valor de la velocidad en cada sección y posteriormente la velocidad promedio del cauce. Por último en esta visita se midió la socavación real en el estribo derecho del puente con ayuda del flexómetro.

La toma de parámetros hidráulicos entre los cuales cabe destacar la velocidad del río, caudal, lámina de agua, entre otras, los cuales son variables de entrada para el modelo numérico, se tomaron con la ayuda del molinete de cazuelas.



Figura 15 - Toma de velocidades mediante el uso del micro molinete de cazuelas



Figura 16- Levantamiento topográfico Río Sunuba, realizado por la empresa TECHINST S.A.S

5.1.2 Visita Dos

La segunda visita se realizó en época de invierno (creciente) en el mes de Junio, en donde el río se encontraba con un alto nivel. Se inspeccionó la zona de estudio para determinar las características geomorfológicas de la zona y observar el estado en el que se encontraba el puente, se tomaron algunas muestras de suelo las cuales fueron analizadas y caracterizadas en el laboratorio de pruebas y ensayos de la facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana y se obtuvieron datos de velocidad del río con el micro molinete de cazuelas. Por último en esta visita se midió la socavación real en el estribo derecho del puente con la ayuda del flexómetro.



Figura 17- Toma de muestras de suelo



Figura 18- Medida de la socavación real en el estribo derecho

5.2 Procesamiento de Datos

Una vez tomados datos necesarios se procedió a organizar la información de los bordes, las secciones, las velocidades y los caudales.

5.2.1 Bordes del Río Sunuba

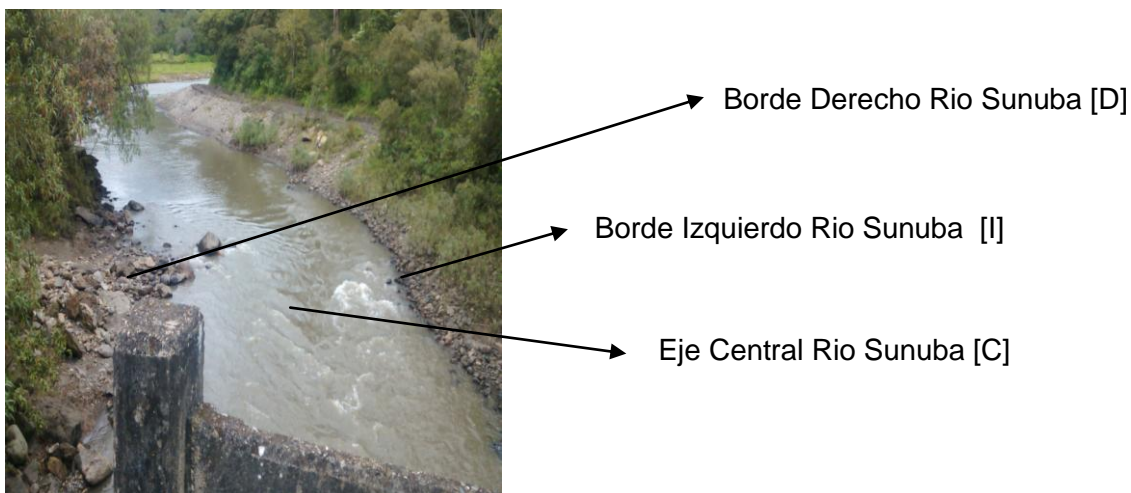


Figura 19- Configuración Río Sunuba

Este parámetro se tomo teniendo en cuenta las marcas de niveles de aguas a lo largo de la zona de estudio, en la cual se evidenció cambio en la coloración del suelo y humedad debido a crecientes del cauce en eventos de precipitación máxima. La siguiente tabla muestra las coordenadas de los puntos ubicados en los bordes.

Borde			
Izquierdo		Derecho	
X	Y	X	Y
976.950	996.706	994.948	1002.466
983.207	979.134	996.914	981.055
980.357	970.648	995.779	959.229
978.852	961.853	991.671	954.811
964.432	942.108	978.258	934.245
957.132	930.675	972.617	923.046

951.796	924.507	966.992	914.400
945.819	913.933	959.579	905.442

Tabla 1 – Coordenadas bordes Río Sunuba

5.2.2 Estribos del Río Sunuba

Al igual que para los bordes del río, la ubicación espacial de los estribos es de vital importancia ya que esta es la zona de estudio donde se presenta el fenómeno de socavación local. En esta área se procesarán los resultados de la simulación del transporte de sedimentos del modelo numérico y se determinará la profundidad de socavación. La siguiente tabla muestra las coordenadas de los puntos ubicados en los estribos.

Estribo			
Izquierdo		Derecho	
X	Y	X	Y
987.513	941.437	971.316	951.408
989.218	941.768	971.308	951.954
991.050	945.258	972.977	955.104
989.842	946.091	973.563	955.298

Tabla 2 - Coordenadas estribos Río Sunuba

Estribo Izquierdo Rio Sunuba
[I]

Estribo Derecho Rio Sunuba
[D]



Figura 20- Estribos Río Sunuba

5.2.3 Secciones Transversales del Río Sunuba

Para delimitar la zona de estudio y realizar el modelo de transporte de sedimentos del río, se hicieron en campo cinco (5) batimetrías de las cuales dos (2) se realizaron aguas arriba del puente con una distancia de 25 y 50 metros de la estructura. También se realizaron dos (2) batimetrías aguas abajo del puente con las mismas distancias anteriormente especificadas así como también se realizó un último levantamiento topográfico en las proximidades del puente (Ver *Figura [40]*). La zona de control y simulación del modelo de transporte de sedimentos fue de aproximadamente 100 metros lineales.

Por otra parte para la época de creciente se tomaron solamente las coordenadas de los niveles de agua y se dejaron los mismos puntos de fondo y bordes del río a través de las (5) secciones transversales anteriormente nombradas.

5.2.3.1 Época de Estiaje

En las siguientes tablas se observan las coordenadas junto con la descripción de los puntos obtenidos a partir de la batimetría de las (5) secciones (Ver *Figura [40]*) para la época de estiaje.

	Punto	Coordenadas			Descripción
		X	Y	Z	
SECCIÓN 1 [AGUAS ARRIBA DEL PUENTE 50 m]	1	1014.718	1009.283	503.082	Terreno Natural
	2	1009.308	1008.542	502.936	Terreno Natural
	3	1005.483	1006.962	501.519	Terreno Natural
	4	1002.191	1005.678	501.490	Terreno Natural
	5	997.816	1003.489	499.840	Terreno Natural
	6	994.948	1002.466	498.935	Borde Rio
	7	993.088	1002.184	498.659	Nivel Agua
	8	992.329	1002.200	498.547	Fondo Rio
	9	990.931	1001.747	498.425	Fondo Rio
	10	989.612	1001.665	498.417	Fondo Rio
	11	988.521	1001.500	498.239	Fondo Rio
	12	986.929	1001.162	498.200	Fondo Rio
	13	984.899	1000.335	498.195	Fondo Rio
	14	983.284	999.624	498.170	Fondo Rio
	15	982.198	998.765	498.098	Fondo Rio

	16	980.702	998.439	498.008	Fondo Rio
	17	979.753	998.294	498.159	Fondo Rio
	18	978.560	998.065	498.659	Nivel Agua
	19	976.950	996.706	499.335	Borde Rio
	20	976.076	996.460	500.224	Terreno Natural
	21	974.870	993.814	500.719	Terreno Natural
	22	971.909	993.049	505.673	Terreno Natural

Tabla 3 - Coordenadas sección transversal (1), época de estiaje

SECCIÓN 2 [AGUAS ARRIBA DEL PUENTE 25 m]	Punto	Coordenadas			Descripción
		X	Y	Z	
	1	1018.408	984.143	502.666	Terreno Natural
	2	1012.096	983.390	502.247	Terreno Natural
	3	1011.922	983.301	502.139	Terreno Natural
	4	1007.094	982.700	501.961	Terreno Natural
	5	1001.577	981.580	500.445	Terreno Natural
	6	997.300	981.344	498.966	Terreno Natural
	7	996.914	981.055	498.794	Borde Río
	8	995.941	981.362	498.608	Nivel Agua

9	995.102	981.377	498.447	Fondo Río
10	994.091	981.122	498.276	Fondo Río
11	992.946	981.081	498.169	Fondo Río
12	991.865	980.902	498.190	Fondo Río
13	990.772	980.583	498.178	Fondo Río
14	989.667	980.395	498.207	Fondo Río
15	988.472	980.205	498.344	Fondo Río
16	985.503	980.159	498.812	Nivel Agua
17	983.207	979.134	498.812	Borde Río
18	977.863	979.286	499.422	Terreno Natural
19	975.223	978.716	501.680	Terreno Natural
20	972.753	978.530	504.442	Terreno Natural

Tabla 4 - Coordenadas sección transversal (2), época de estiaje

Punto	Coordenadas			Descripción
	X	Y	Z	
1	999.385	946.736	506.78	Terreno Natural
2	995.766	950.161	504.353	Terreno Natural
3	994.928	950.153	504.34	Terreno Natural
4	994.505	952.609	500.443	Terreno Natural
5	991.671	954.811	498.387	Borde Río
6	989.779	956.109	498.097	Nivel Agua
7	988.414	956.426	497.887	Fondo Río
8	987.282	957.178	497.766	Fondo Río
9	986.578	957.531	497.698	Fondo Río
10	985.729	957.78	497.814	Fondo Río
11	984.645	958.209	497.876	Fondo Río
12	983.676	958.944	497.929	Fondo Río
13	982.597	959.509	497.987	Fondo Río
14	981.11	959.977	497.945	Fondo Río
15	979.703	960.348	498.211	Fondo Río
16	980.308	960.06	498.097	Nivel Agua

SECCIÓN 3 [PROXIMIDAD DEL PUENTE]

	17	978.852	961.853	498.662	Borde Río
	18	975.007	961.765	500.47	Terreno Natural
	19	970.982	963.927	503.18	Terreno Natural
	20	967.854	966.285	503.528	Terreno Natural

Tabla 5 - Coordenadas sección transversal (3), época de estiaje

	Punto	Coordenadas			Descripción
		X	Y	Z	
SECCIÓN 4 [AGUAS ABAJO DEL PUENTE 25 m]	1	975.955	920.459	502.942	Terreno Natural
	2	975.286	920.916	501.846	Terreno Natural
	3	973.685	921.557	499.922	Terreno Natural
	4	972.617	923.046	498.549	Borde Río
	5	970.777	924.264	497.856	Nivel Agua
	6	970.221	924.277	497.646	Fondo Río
	7	969.086	924.491	497.254	Fondo Río
	8	966.689	925.332	496.663	Fondo Río
	9	965.544	926.367	496.474	Fondo Río
	10	964.941	927.320	496.625	Fondo Río
	11	963.429	928.544	497.003	Fondo Río

	12	962.490	929.315	497.272	Fondo Río
	13	961.714	930.037	497.599	Fondo Río
	14	960.691	930.171	497.856	Nivel Agua
	15	957.132	930.675	498.748	Borde Río
	16	955.567	931.336	500.663	Terreno Natural
	17	953.623	933.347	501.938	Terreno Natural

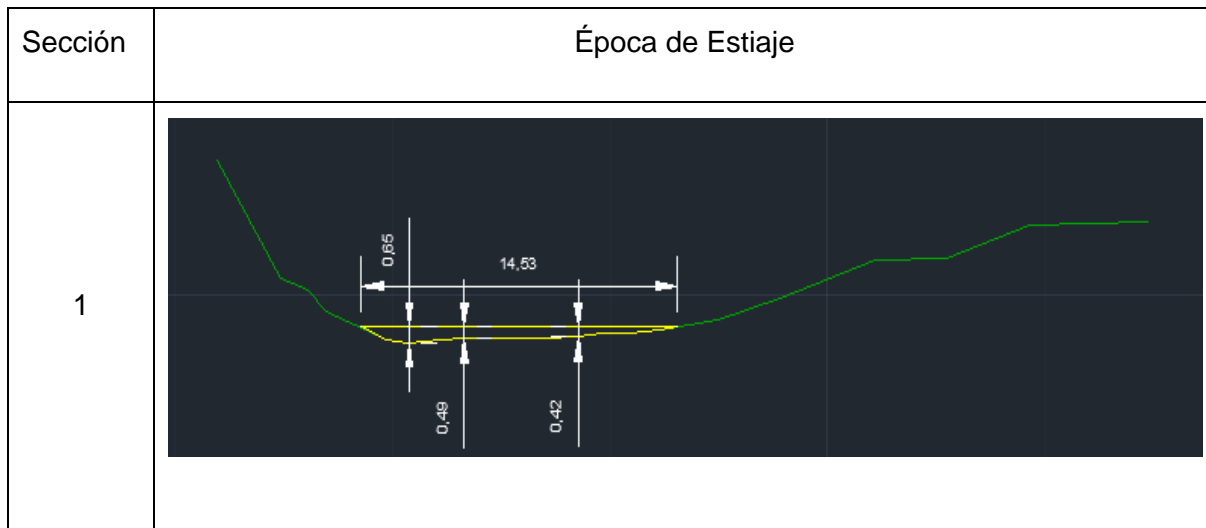
Tabla 6 - Coordenadas sección transversal (4), época de estiaje

	Punto	Coordenadas			Descripción
		X	Y	Z	
SECCIÓN 5 [AGUAS ABAJO DEL PUENTE 50 m]	1	964.524	902.972	502.931	Terreno Natural
	2	962.989	905.118	500.870	Terreno Natural
	3	959.579	905.442	498.557	Borde Río
	4	958.682	906.271	497.832	Nivel Agua
	5	958.219	906.618	497.457	Fondo Río
	6	957.050	907.239	497.182	Fondo Río
	7	955.919	908.022	497.140	Fondo Río
	8	954.992	909.052	496.930	Fondo Río
	9	954.162	909.464	496.886	Fondo Río

	10	953.146	909.999	496.556	Fondo Río
	11	951.806	910.506	496.838	Fondo Río
	12	950.585	911.280	496.979	Fondo Río
	13	947.097	911.777	497.832	Nivel Agua
	14	945.818	913.932	498.144	Borde Río
	15	942.687	916.952	498.943	Terreno Natural
	16	941.954	918.981	500.892	Terreno Natural

Tabla 7 – Coordenadas sección transversal (5), época de estiaje

A continuación se presentan las secciones transversales del río en época de estiaje, construidas a partir de los datos de la batimetría realizada.



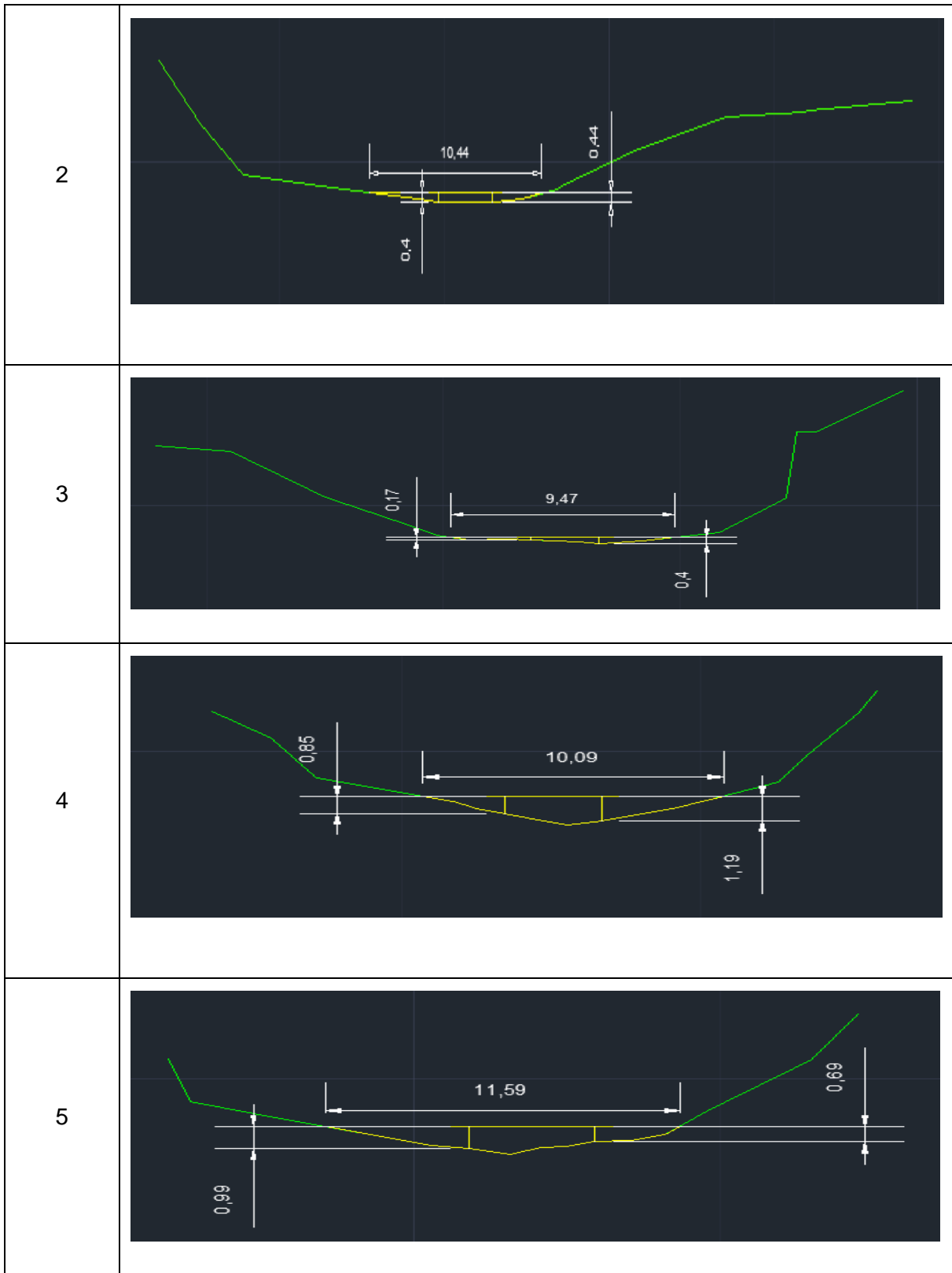


Tabla 8 – Secciones transversales, época de estiaje

5.2.3.2 Época de Creciente

Al igual que para la época de estiaje, para la época de creciente se tomaron coordenadas para cada sección, en este caso en particular solo se tomaron niveles de agua y no puntos del lecho del río.

Coordenadas Nivel de Agua – Época de Creciente				
Sección	Coordenadas			Descripción
	X	Y	Z	
1	994.926	1.002.389	498.932	Borde Izquierdo
	977.91	996.308	498.932	Borde Derecho
2	996.879	981.13	498.787	Borde Izquierdo
	983.49	979.227	498.787	Borde Derecho
3	991.663	956.107	498.386	Borde Izquierdo
	979.373	960.258	498.386	Borde Derecho
4	972.572	924.169	498.533	Borde Izquierdo
	957.991	930.104	498.533	Borde Derecho
5	959.063	906.177	498.139	Borde Izquierdo
	945.838	911.432	498.139	Borde Derecho

Tabla 9 - Coordenadas secciones transversales, época de creciente

A continuación se pueden observar las secciones transversales del río para la época de creciente.

Sección	Época de Creciente
1	<p>Diagram 1 shows a cross-section with a green curve above a yellow curve. The green curve starts at a height of 0,76 on the left, dips to a minimum, and then rises to a height of 0,52 on the right. A horizontal dimension of 17,04 is indicated between two vertical lines on the green curve.</p>
2	<p>Diagram 2 shows a cross-section with a green curve above a yellow curve. The green curve starts at a height of 0,44 on the left, dips to a minimum, and then rises to a height of 0,62 on the right. A horizontal dimension of 13,39 is indicated between two vertical lines on the green curve.</p>
3	<p>Diagram 3 shows a cross-section with a green curve above a yellow curve. The green curve starts at a height of 0,4 on the left, dips to a minimum, and then rises to a height of 0,69 on the right. A horizontal dimension of 12,3 is indicated between two vertical lines on the green curve.</p>

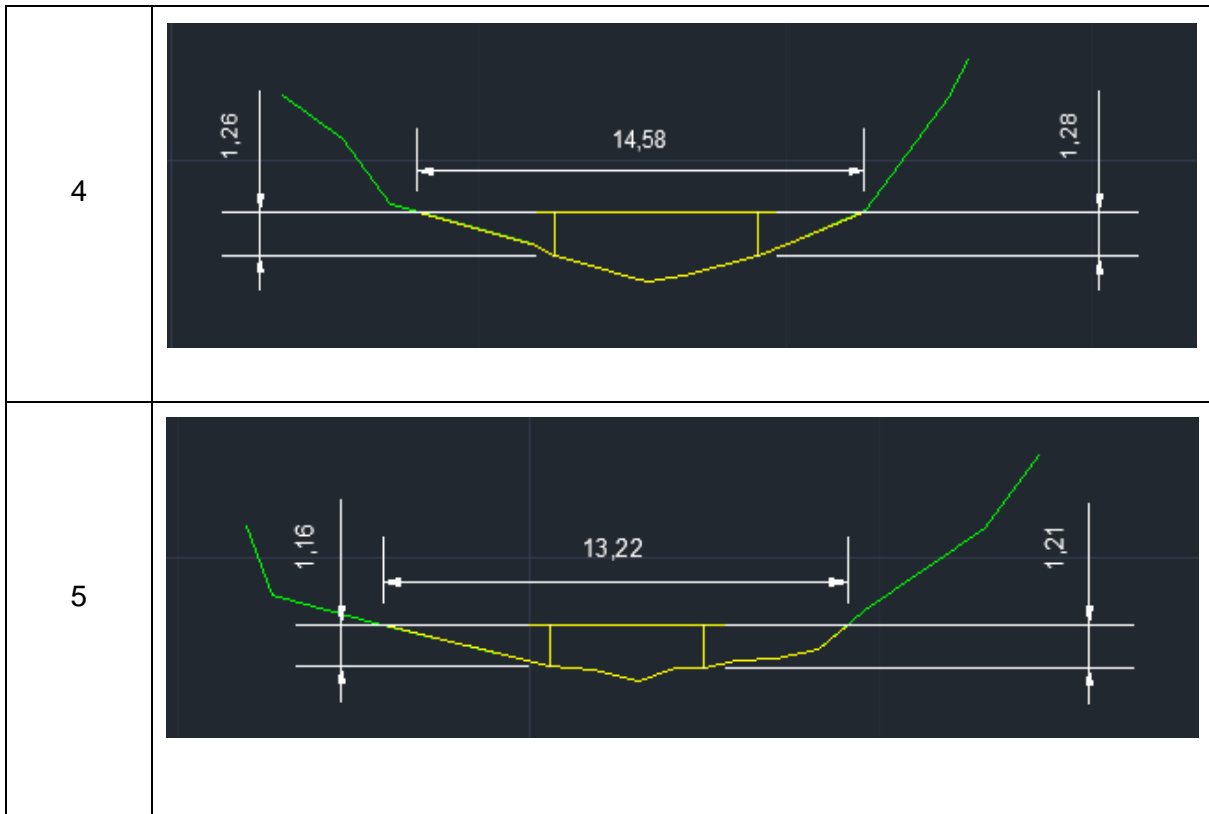


Tabla 10 – Secciones transversales época de creciente

5.2.4 Velocidades del Rio Sunuba

Para la elaboración del modelo numérico se hizo necesario la toma de algunos parámetros hidráulicos como la velocidad y el caudal. Estos datos son variables de entrada indispensables para las simulaciones en el programa Delft 3D. Se tomaron registros de número de revoluciones por minuto [RPM] utilizando el micro molinete de cazuelas para luego hallar el valor de la velocidad teniendo en cuenta las formulaciones de este instrumento. Estos aforos se realizaron a diferentes profundidades y ubicaciones para cada una de las (5) secciones transversales tomadas en campo (Ver Figura [40]). Para la toma del número de revoluciones por minuto [RPM] en cada sección se uso una hélice Schaufel Nr Propeller No 50.49 con la cual se calcula la velocidad del flujo teniendo en cuenta:

$$n < 1.41 \rightarrow v = 4.30n + 6.98$$

$$n > 1.41 \rightarrow v = 5.31n + 5.42$$

Ecuación 9 - Velocidad a partir del molinete de cazuelas

Donde:

- n = Revoluciones por Segundo [RPS]

La obtención de velocidades se realizó tanto en época de estiaje como en época de creciente.

5.2.4.1 Época de Estiaje

Para la época de estiaje se obtuvieron las siguientes velocidades en cada sección transversal como se muestra a continuación.

	[RPM]			[RPS]			Velocidad [m/s]			Velocidad Promedio [m/s]		
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
SECCION 1	130	180	103	2.17	3	1.72	0.17	0.22	0.15	0.20	0.26	0.18
	218	330	170	3.63	5.5	2.83	0.25	0.35	0.21			
	152	163	127	2.53	2.72	2.12	0.19	0.2	0.17			

Tabla 11 - Velocidades sección (1) época de estiaje

	[RPM]			[RPS]			Velocidad [m/s]			Velocidad Promedio [m/s]		
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
SECCION 2	355	352	348	5.92	5.87	5.8	0.37	0.37	0.37	0.38	0.43	0.37
	460	619	436	7.67	10.32	7.27	0.47	0.61	0.45			
	279	292	265	4.65	4.87	4.42	0.31	0.32	0.29			

Tabla 12 - Velocidades sección (2) época de estiaje

	[RPM]			[RPS]			Velocidad [m/s]			Velocidad Promedio [m/s]		
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
SECCION 3	440	792	364	7.33	13.2	6.07	0.45	0.77	0.38	0.44	0.71	0.42
	497	861	435	8.28	14.35	7.25	0.5	0.83	0.45			
	365	533	408	6.08	8.88	6.8	0.38	0.53	0.42			

Tabla 13 - Velocidades sección (3) época de estiaje

	[RPM]			[RPS]			Velocidad [m/s]			Velocidad Promedio [m/s]		
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
SECCION 4	72	98	78	1.2	1.63	1.3	0.12	0.14	0.13	0.15	0.16	0.17
	136	158	149	2.27	2.63	2.48	0.18	0.2	0.19			
	119	87	137	1.98	1.45	2.28	0.16	0.13	0.18			

Tabla 14 - Velocidades sección (4) época de estiaje

	[RPM]			[RPS]			Velocidad [m/s]			Velocidad Promedio [m/s]		
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
SECCION 5	83	105	87	1.38	1.75	1.45	0.13	0.15	0.13	0.13	0.16	0.13
	97	152	91	1.62	2.53	1.52	0.14	0.19	0.14			
	79	92	76	1.32	1.53	1.27	0.13	0.14	0.12			

Tabla 15 - Velocidades sección (5) época de estiaje

5.2.4.2 Época de Creciente

Para la época de creciente se obtuvieron las siguientes velocidades como se indica en las siguientes tablas.

SECCION 1	[RPM]			n [RPS]			Velocidad [m/s]			Velocidad Promedio [m/s]		
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
	200	250	173	3.33	4.17	2.88	0.23	0.28	0.21	0.26	0.32	0.24
288	400	240	4.80	6.67	4.00	0.31	0.42	0.27				
222	233	197	3.70	3.88	3.28	0.25	0.26	0.23				

Tabla 16 - Velocidades sección (1) época de creciente

SECCION 2	[RPM]			n [RPS]			Velocidad [m/s]			Velocidad Promedio [m/s]		
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
	437	504	430	7.28	8.40	7.17	0.45	0.51	0.44	0.46	0.57	0.45
548	745	523	9.13	12.42	8.72	0.55	0.73	0.53				
359	447	345	5.98	7.45	5.75	0.38	0.46	0.37				

Tabla 17 - Velocidades sección (2) época de creciente

SECCION 3	[RPM]			n [RPS]			Velocidad [m/s]			Velocidad Promedio [m/s]		
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
	451	800	378	7.52	13.33	6.30	0.46	0.78	0.40	0.46	0.73	0.43
517	877	442	8.62	14.62	7.37	0.52	0.85	0.45				
375	545	418	6.25	9.08	6.97	0.39	0.55	0.43				

Tabla 18 - Velocidades sección (3) época de creciente

SECCION 4	[RPM]			n [RPS]			Velocidad [m/s]			Velocidad Promedio [m/s]		
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
	87	125	93	1.45	2.08	1.55	0.13	0.17	0.14	0.17	0.18	0.18
155	187	165	2.58	3.12	2.75	0.19	0.22	0.20				
140	122	155	2.33	2.03	2.58	0.18	0.16	0.19				

Tabla 19 - Velocidades sección (4) época de creciente

SECCION 5	[RPM]			n [RPS]			Velocidad [m/s]			Velocidad Promedio [m/s]		
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	I	C	D
	183	205	187	3.05	3.42	3.12	0.22	0.24	0.22	0.22	0.25	0.22
197	252	191	3.28	4.20	3.18	0.23	0.28	0.23				
179	192	176	2.98	3.20	2.93	0.22	0.23	0.21				

Tabla 20 - Velocidades sección (5) época de creciente

5.2.5 Caudal del Rio Sunuba

Utilizando los valores promedio de velocidad promedio [V_{Prom}] y el área parcial [A] en cada una de las cinco (5) secciones transversales (Ver *Figura [40]*) se puede hallar el caudal utilizando la expresión:

$$Q = V * A$$

Ecuación 10 – Fórmula de caudal

Donde:

- Q = Caudal [m^3/s]
- V = Velocidad Promedio del Flujo [m/s]
- A = Área [m^2]

5.2.5.1 Época de Estiaje

Las siguientes tablas muestran los resultados de caudal total para cada sección.

SECCION 1	Velocidad Promedio [m/s]			Área [m ²]			Caudal [m ³ /s]			Caudal Total [m ³ /s]
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	
	0.20	0.26	0.18	0.96	2.41	2.32	0.19	0.63	0.42	1.24

Tabla 21 – Caudal sección (1) época de estiaje

SECCION 2	Velocidad Promedio [m/s]			Área [m ²]			Caudal [m ³ /s]			Caudal Total [m ³ /s]
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	
	0.38	0.43	0.37	0.75	1.39	0.79	0.29	0.60	0.29	1.18

Tabla 22 - Caudal sección (2) época de estiaje

SECCION 3	Velocidad Promedio [m/s]			Área [m ²]			Caudal [m ³ /s]			Caudal Total [m ³ /s]
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	
	0.44	0.71	0.42	0.71	0.75	0.41	0.31	0.53	0.17	1.01

Tabla 23 - Caudal sección (3) época de estiaje

SECCION 4	Velocidad Promedio [m/s]			Área [m ²]			Caudal [m ³ /s]			Caudal Total [m ³ /s]
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	
	0.15	0.16	0.17	2.67	3.84	1.13	0.40	0.61	0.19	1.20

Tabla 24 - Caudal sección (4) época de estiaje

SECCION 5	Velocidad Promedio [m/s]			Área [m ²]			Caudal [m ³ /s]			Caudal Total [m ³ /s]
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	
	0.13	0.16	0.13	1.44	4.15	2.61	0.19	0.66	0.34	1.19

Tabla 25 - Caudal sección (5) época de estiaje

5.2.5.2 Época de Creciente

En las siguientes tablas se indican los resultados de caudal para cada sección.

SECCION 1	Velocidad Promedio [m/s]			Área[m ²]			Caudal [m ³ /s]			Caudal Total [m ³ /s]
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	
	0.26	0.32	0.24	1.80	4.49	3.70	0.47	1.44	0.89	2.80

Tabla 26 - Caudal sección (1) época de creciente

SECCION 2	Velocidad Promedio [m/s]			Área[m ²]			Caudal [m ³ /s]			Caudal Total [m ³ /s]
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	
	0.46	0.57	0.45	1.38	2.58	1.10	0.63	1.47	0.50	2.60

Tabla 27 - Caudal sección (2) época de creciente

SECCION 3	Velocidad Promedio [m/s]			Área[m ²]			Caudal [m ³ /s]			Caudal Total [m ³ /s]
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	
	0.46	0.73	0.43	1.90	2.05	1.09	0.88	1.50	0.47	2.85

Tabla 28 - Caudal sección (3) época de creciente

SECCION 4	Velocidad Promedio [m/s]			Área[m ²]			Caudal [m ³ /s]			Caudal Total [m ³ /s]
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	
	0.17	0.18	0.18	2.27	11.13	2.59	0.39	2.00	0.47	2.86

Tabla 29 - Caudal sección (4) época de creciente

SECCION 5	Velocidad Promedio [m/s]			Área[m ²]			Caudal [m ³ /s]			Caudal Total [m ³ /s]
	I	C	D	I	C	D	I	C	D	
	0.22	0.25	0.22	3.37	5.89	2.75	0.74	1.47	0.61	2.82

Tabla 30 - Caudal sección (5) época de creciente

5.3 Ensayos de Laboratorio

Para la toma de los diversos parámetros de suelo, con el fin de obtener el valor de la socavación local y el comportamiento del transporte de sedimentos, se extrajeron diversas muestras de suelo alteradas del material de cimentación de los estribos. Estas muestras fueron llevadas al Laboratorio de Suelos de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana donde el material se colocó a secar 24 horas en el horno aproximadamente a 110 °C. Luego se realizaron diferentes ensayos para determinar las propiedades del suelo que son factores esenciales para la realización de las simulaciones y la aplicación de las ecuaciones empíricas de socavación. Los ensayos de límite líquido y límite plástico no se realizaron ya que el suelo es un suelo no cohesivo, el cual no tiene plasticidad.

5.3.1 Granulometría

5.3.1.1 Parámetros del Ensayo

La granulometría se ejecutó siguiendo la norma INV E 123 del 2013 realizada por el INVIAS. El ensayo tiene como objetivo la determinación cuantitativa de la distribución de los tamaños de las partículas de un suelo. La distribución de las partículas retenidas en el tamiz No.200 se obtiene por medio de tamizado mientras que las partículas que no se retienen en este tamiz se deben analizar mediante un proceso de sedimentación utilizando hidrómetro.

Se tomó una muestra aproximada de 3000 gr y se realizó un proceso de granulometría teniendo en cuenta las indicaciones de la norma NTC 77 para obtener parámetros de suelo como D10, D50 y D90, los cuales son parámetros indispensables para hallar los valores empíricos de la socavación local en los estribos del puente en estudio y para la realización de las simulaciones.

5.3.1.2 Equipos

Para la ejecución del ensayo se utilizaron los siguientes equipos:

- Dos balanzas
- Tamices de malla cuadrada: Se utilizan la siguiente serie de tamices para poder obtener la distribución de la muestra:
 - 75mm (3")
 - 2mm (No.10)
 - 50mm (2")
 - 850 μ m (No.20)
 - 37.5mm (1-1/2")
 - 425 μ m (No.40)
 - 25mm (1")
 - 250 μ m (No.60)
 - 19mm (3/4")
 - 106 μ m (No.140)
 - 9.5mm (3/8")
 - 75 μ m (No.200)
 - 4.75mm (No.4)
- Horno
- Recipientes
- Cepillo y brocha

5.3.1.3 Procedimiento

Luego de obtenida y almacenada la muestra de suelo en el laboratorio, se dispuso a secar la muestra durante 24 horas a una temperatura de 110 \pm -5 $^{\circ}$ C en el laboratorio de pruebas y ensayos del departamento de ingeniería civil de la pontificia Universidad Javeriana.



Figura 21- Proceso de secado, muestra de suelo Río Sunuba

Al siguiente día, luego de que el material se encontrara seco, se procedió a realizar el tamizaje con los tamaños enumerados anteriormente para obtener la distribución de la muestra.



Figura 22- Proceso de tamizaje de material del lecho del Río Sunuba

5.3.1.4 Resultados

Una vez elaborado el ensayo se obtuvieron los siguientes resultados.

Granulometría Suelo Río Sunuba						
Abertura Tamiz (in)	Abertura Tamiz (mm)	Peso Retenido (g)	Peso Retenido Corregido (g)	% Retenido	%Retenido Acumulado	% Pasa
3"	75.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.000
2"	50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.000
1 1/2"	37.50	122.30	122.30	3.21	3.21	96.785
1"	25.00	193.40	193.40	5.08	8.30	91.701
3/4 "	19.00	20.40	20.40	0.54	8.84	91.165

1/2"	12.50	37.30	37.30	0.98	9.82	90.184
3/8"	9.50	49.30	49.30	1.30	11.11	88.888
No. 4	4.80	108.50	108.50	2.85	13.96	86.036
No. 8	2.40	299.60	299.60	7.88	21.84	78.160
No. 16	1.19	1028.40	1028.40	27.03	48.87	51.126
No. 30	0.59	1240.70	1241.20	32.63	81.50	18.498
No. 50	0.30	383.40	383.40	10.08	91.58	8.420
No. 100	0.15	196.60	196.60	5.17	96.75	3.252
No. 200	0.074	92.10	92.10	2.42	99.17	0.831
Pasa No. 200		31.60	31.60	0.83	100.00	0.000
$\Sigma=$		3803.6	3804.1	100.00		

Tabla 31 - Resultados ensayo granulometría

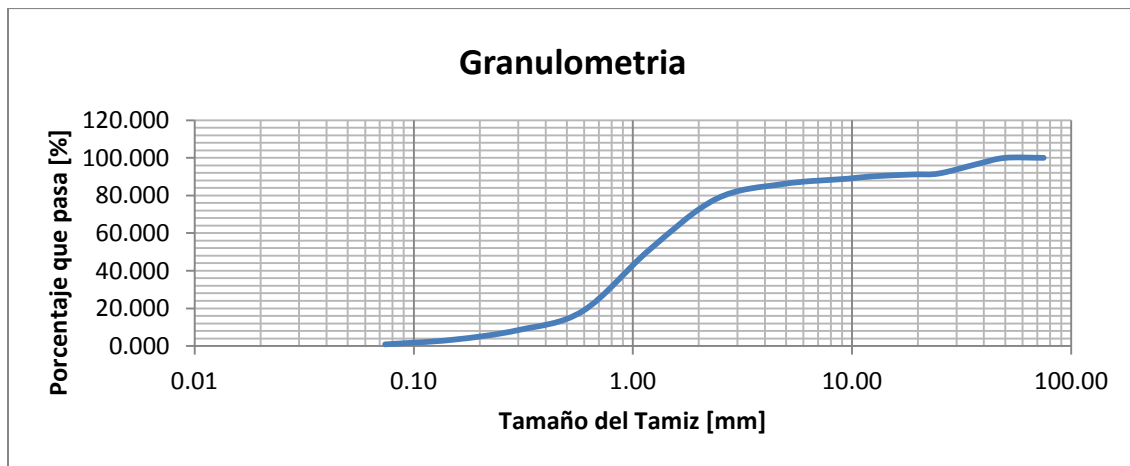


Figura 23 - Granulometría Suelo Río Sunuba

Teniendo la curva granulométrica de la distribución de los agregados de la muestra, se obtiene el D50 que es un dato de entrada de la simulación realizada en el programa Delft 3D. El D50 de la arena del río es **1,169mm**.

5.3.2 Densidad en condición seca y saturada

5.3.2.1 Parámetros del ensayo

El ensayo de densidad saturada superficialmente seca y densidad seca al horno se realizó en el laboratorio de pruebas y ensayos de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana. El suelo es una arena fina de río color café y por lo tanto se ejecutó teniendo en cuenta la norma que se ajusta a suelos finos, norma INV E 222-13.

La norma INV E 22-13 describe el procedimiento que se debe seguir para determinar la densidad promedio de una cantidad de partículas de agregado fino (sin incluir los vacíos entre ellas).

5.3.2.2 Equipos

Para la realización del ensayo se utilizaron los siguientes equipos y herramientas:

- Recipientes
- Palustre
- Cono metálico
- Horno
- Picnómetro N°4 y N°8
- Balanza
- Lámparas de secado

5.3.2.3 Procedimiento

Se separaron en (2) recipientes diferentes la muestra del lecho del río como se indica en la siguiente imagen. Una muestra se sumergió por 24 +- horas mientras que la otra se dejó en condiciones de ambiente.

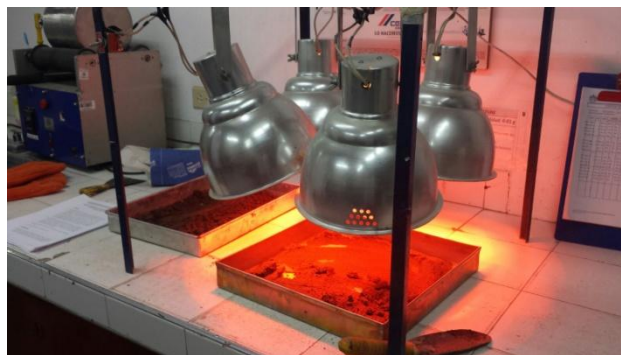


Figura 24- Proceso de secado de la muestra

Se procedió a secar las dos (2) muestras de arena hasta se encontraran en condición saturada superficialmente seca (SSS). Para verificar que se encontraran en ese estado fue necesario realizar la prueba del cono, en donde el material fino se inserta en el cono y el cono luego se retira. El agregado se debe desmoronar pero conservar su altura para garantizar que se encuentre en esta condición.



Figura 25- Prueba del cono para condición del suelo saturado superficialmente seco

Luego de que el material se encontrara en estado saturado superficialmente seco (SSS) se tomaron 500 gramos de cada muestra y se llenaron los picnómetros con el agregado y agua. Se utilizó el picnómetro N°4 para el material sumergido y el picnómetro N°8 para el material en condiciones de ambiente. Se tomaron los datos del peso del picnómetro con la muestra y el agua y se dispuso a secar el material como se muestra a continuación.



Figura 26- Picnómetro N°4, material sumergido, proceso de secado del suelo fino

Al día siguiente se tomó el peso del material seco al horno y se determinó con el personal del laboratorio el peso del picnómetro aforado lleno de agua. La siguiente tabla muestra los datos recopilados durante el procedimiento del ensayo.

Datos Laboratorio		
	Picnómetro N°4	Picnómetro N°8
	Datos material sumergido (g)	Datos material en condiciones naturales (g)
A	488,9	490,4
B	684,2	675,1
S	500	500
C	985,3	980,5

Tabla 32 - Datos ensayo densidades

En donde:

- A: Masa al aire de la muestra seca.
- B: Masa del picnómetro aforado lleno de agua.
- C: Masa total del picnómetro aforado con la muestra y lleno de agua.
- S: Masa de la muestra saturada superficialmente seca añadida al frasco.

5.3.2.4 Resultados

Luego de haber obtenido los datos en el laboratorio, se procedió a aplicar las siguientes fórmulas descritas en la norma para encontrar la densidad en condiciones del material seco al horno (SH) y saturado superficialmente seco (SSS).

$$Densidad (SH)kg/m3 = \frac{997.5 * A}{B + S - C}$$

Ecuación 11 - Densidad en condición seca al horno

$$Densidad (SSS)kg/m3 = \frac{997.5 * S}{B + S - C}$$

Ecuación 12 - Densidad en condición saturada superficialmente seca

Aplicando las fórmulas y obteniendo el promedio de las (2) muestras, sumergida y no sumergida, el valor de la densidad seca al horno (SH) es de **2482,81 kg/m3** y el de la densidad saturada superficialmente seca (SSS) es de **2535,26 kg/m3**. Estos resultados son datos de entrada de las simulaciones realizadas en el programa Delft 3D.

6 Construcción del Modelo Numérico

La elaboración del modelo numérico para calcular la socavación en los estribos de la zona de estudio de forma cuantitativa se realizó en diversas fases entre las cuales cabe destacar la creación y ubicación de los bordes del río, la elaboración de la malla y la interpolación de secciones transversales entre otros.

Para la construcción de este modelo numérico fueron indispensables los datos topográficos tomados en campo en la zona de estudio para así lograr ubicar y caracterizar de manera precisa los bordes del río y las secciones del cauce, así como también se hizo indispensable la toma de velocidades a diferentes profundidades en las diversas secciones del río para hallar parámetros importantes de entrada del modelo numérico como caudal, lamina de agua, etc.

6.1 Creación y Ubicación de los Bordos y Estribos

Para la creación y ubicación de los bordes del Río Sunuba y estribos del puente en estudio, fue necesario la elaboración de un archivo Land Boundary [.LDB] en el programa Delft 3D, en el cual las coordenadas del borde del río y los estribos deben estar organizadas de manera consecutiva para así generar una zona adecuada de control del modelo, teniendo en cuenta la ubicación realizada en las inspecciones en campo.

En el archivo tipo Land Boundary [.LDB] se evidencian cuatro (4) grupos de coordenadas cartesianas las cuales son los bordes y los estribos derecho e izquierdo del río donde se desarrollo la simulación del transporte de sedimentos en diversos escenarios de flujo.

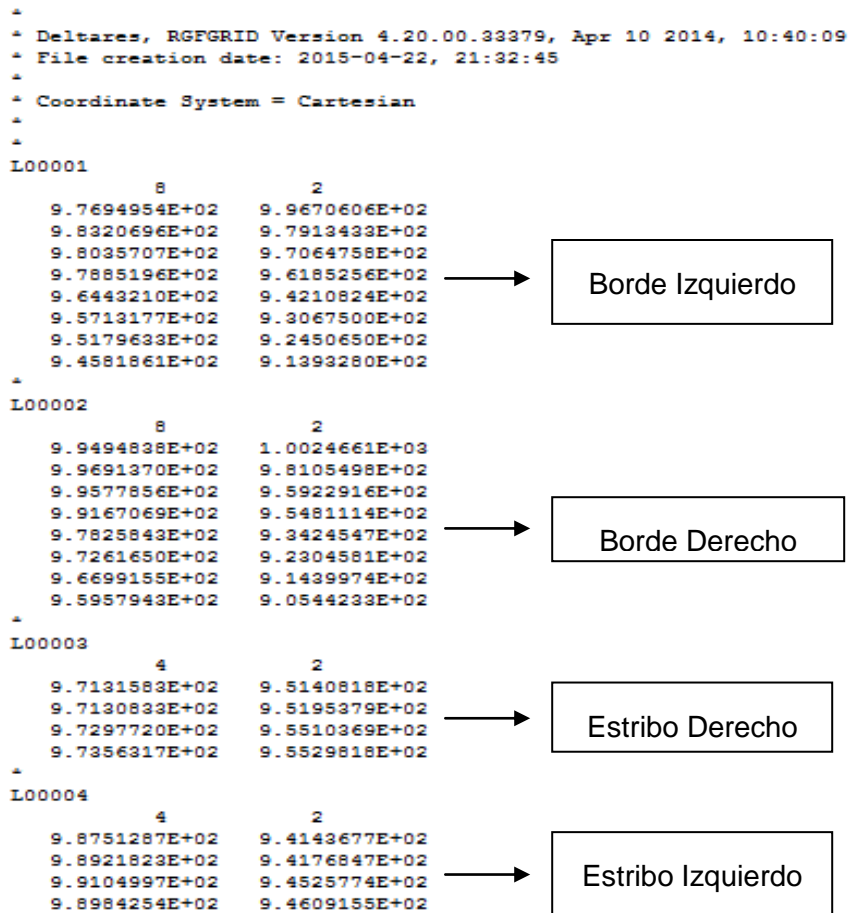


Figura 27 – Archivo Land Boundary [.LDB] (Bordes y Estribos del Río Sunuba)

Este procedimiento es indispensable para generar la zona de control del modelo numérico. La ubicación de los bordes y estribos del río se hizo mediante la información topográfica tomada en campo por lo cual se debe realizar un análisis previo para identificar los pares coordenados correctos que representen los bordes del río y la estructura de los estribos.

Solo se utilizan las coordenadas XY debido a que en esta parte de la elaboración del modelo se plantea definir el área de control para realizar las diversas simulaciones del transporte de sedimentos en diferentes escenarios de flujo.

Luego de generar el archivo [.LDB], mediante el menú Grid y la opción RGFGRID, en el programa Delft 3D se puede apreciar gráficamente la zona de estudio a través de polilíneas continuas por cada grupo de coordenadas es decir que tanto el borde derecho como el borde izquierdo del río están conformados por (8) pares de puntos coordenados XY entrelazados por líneas, mientras que los estribos solo están conformados por (4) puntos los cuales representan cada uno de los vértices de esta estructura.

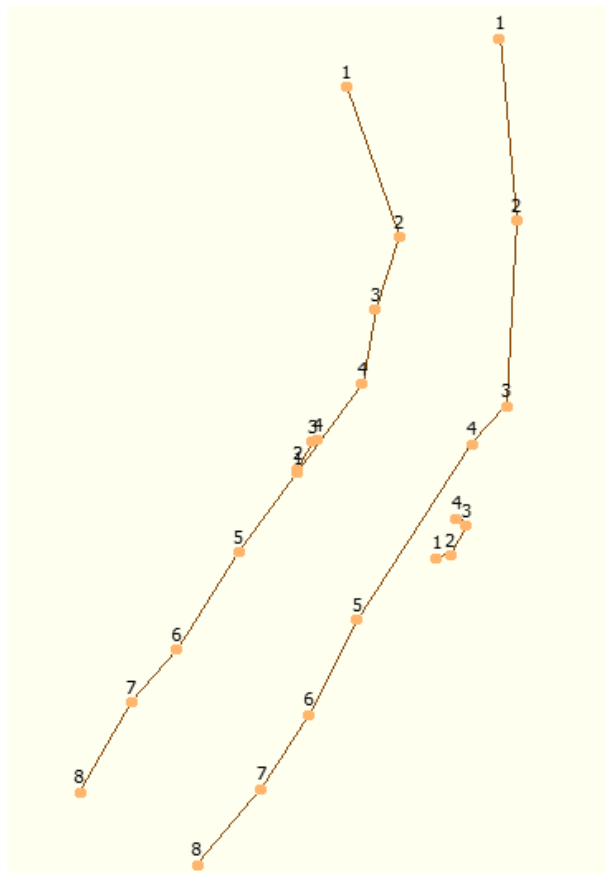


Figura 28 - Bordes y Estribos del Río Sunuba en Delft 3D

6.2 Construcción de la Malla

Para la elaboración de la malla se tomó como partida los bordes y estribos del Río Sunuba creados en el archivo Land Boundary [.LDB]. Para evidenciar la simulación del arrastre y transporte de sedimentos a lo largo del cauce pero principalmente en la zona de los estribos se construyó una malla con diferentes discretizaciones es decir con diferentes factores de refinamiento en donde se evidencia que en la zona de los estribos se tiene una mayor finura debido a que en esta parte del modelo se obtuvieron los resultados de socavación local obteniendo resultados cuantitativos con mayor grado de confiabilidad.

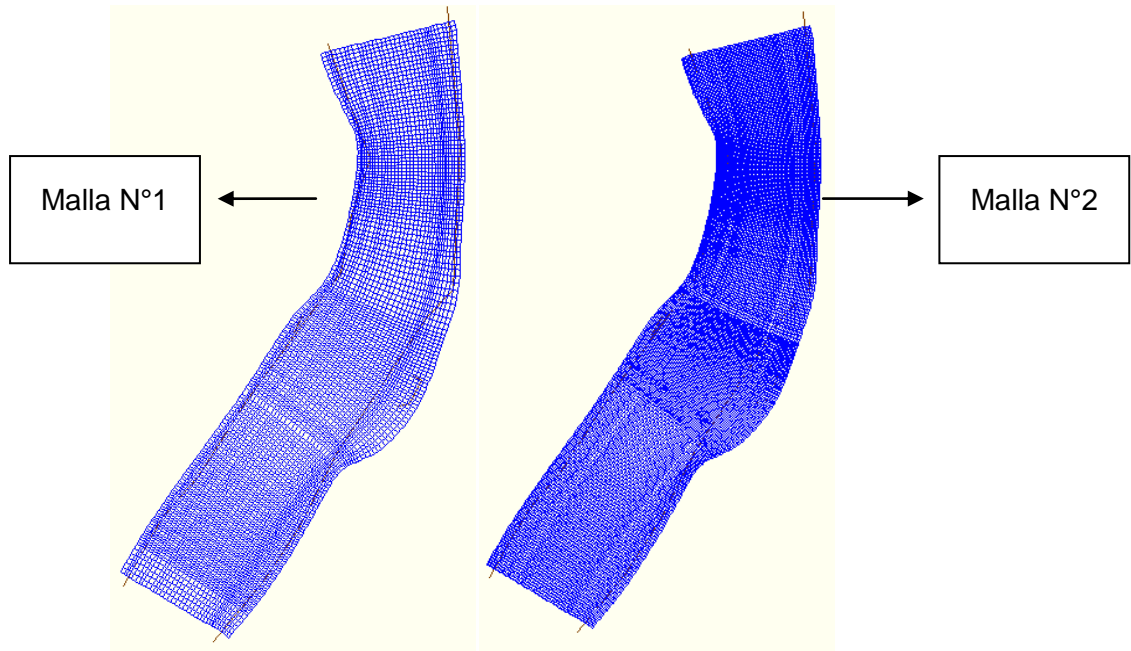


Figura 29 - Construcción de mallas para el Río Sunuba

Las mallas mostradas en la Figura 29 fueron algunas de las mallas construidas para simular el transporte de sedimentos del Río Sunuba en donde se puede observar el refinamiento y la discretización de cada una de estas. Cada malla representa la zona de interpolación de las coordenadas obtenidas en campo a partir de las batimetrías realizadas. Se puede analizar que tienen diferentes formas, la malla N°2 está más discretizada que la N°1, esto influye en la ortogonalidad de la malla, siendo este un factor de gran relevancia para tener mayor estabilidad del modelo numérico y así obtener resultados cuantitativos con un mayor grado de confiabilidad.

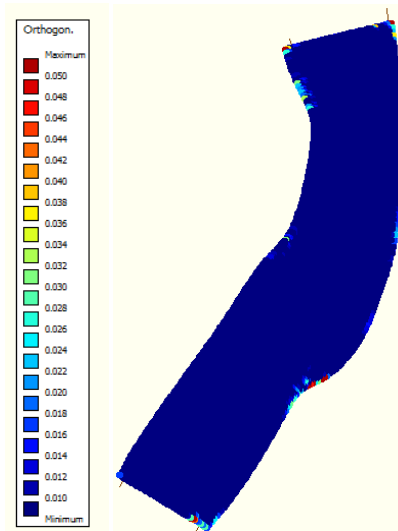


Figura 30 – Revisión de Ortogonalidad Malla N°1

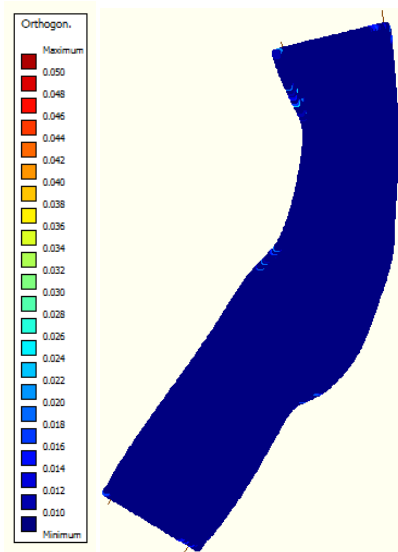


Figura 31 - Revisión de Ortogonalidad Malla N°2

Se puede observar que en la *Figura [30]* en algunas zonas se evidencian problemas de ortogonalidad debido a la refinación de la malla, lo cual puede causar problemas de estabilidad al momento de la simulación del modelo numérico.

Por otra parte en la *Figura [31]* se evidencia una malla estable con valores de ortogonalidad uniformes a lo largo de la zona de estudio logrando obtener micro zonas de control uniformes.

6.3 Interpolación Secciones Transversales

Para delimitar la zona de estudio y realizar el modelo de transporte de sedimentos del Río Sunuba se realizaron en campo cinco (5) batimetrías de las cuales (2) fueron aguas arriba del puente y (2) aguas abajo del puente con una distancia de 25 y 50 metros de la estructura (Ver *Figura [40]*). Por último se realizó un levantamiento topográfico en las proximidades de la estructura. La zona de control y simulación del modelo de transporte de sedimentos fue de aproximadamente 100 metros lineales.

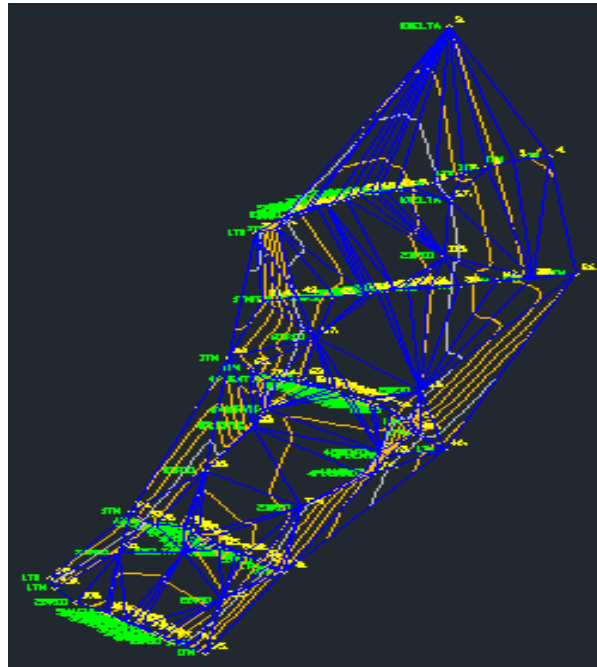


Figura 32 - Vista en planta - batimetría Río Sunuba

Para realizar la interpolación de las (5) secciones transversales tomadas en la zona de estudio, se utilizó el programa ArcGis 10.2 donde se exportaron las coordenadas de terreno natural, fondo y bordes del río para luego realizar una interpolación entre estos datos y así obtener una zona de estudio donde se evidencie de forma aproximada las características topográficas de la zona en estudio del Río Sunuba.

Con los puntos seleccionados para realizar la interpolación, se creó un archivo tipo Shape donde se tomó como sistema de referencia coordenado MAGNA Colombia Bogotá. El archivo Shape se caracteriza por ser un formato vectorial de almacenamiento digital, donde se guarda la localización de los elementos geográficos y los atributos asociados a esta información geográfica.



Figura 33 – Archivo Shape puntos Seleccionados para Interpolación - ArcGis

Con ayuda del Archivo Shape [.shp] se creó posteriormente un archivo Tin a partir de las (5) secciones transversales. Este archivo realiza una interpolación triangular y crea una superficie de diversos colores, los cuales representan rangos de coordenadas Z [Elevaciones]. El archivo TIN representa una superficie mediante un conjunto de puntos ubicados de forma irregular formando una red de triángulos con un valor de elevación [Z] para cada nodo. Este archivo representa la superficie mediante caras triangulares contiguas que no se superponen.

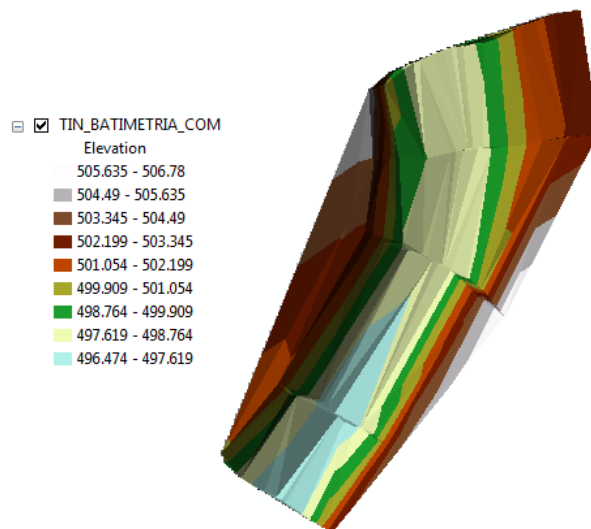


Figura 34 - Archivo TIN puntos seleccionados para Interpolación – ArcGis

Luego a partir del archivo TIN se crea un archivo Raster en el cual se visualiza la superficie de control interpolada de manera monocromática. Este archivo se caracteriza por generar una grilla rectangular con un valor de elevación [Z] interpolado a partir de los datos tomados en campo. La resolución, es decir el ancho y alto de la celda determina la precisión de la interpolación realizada.

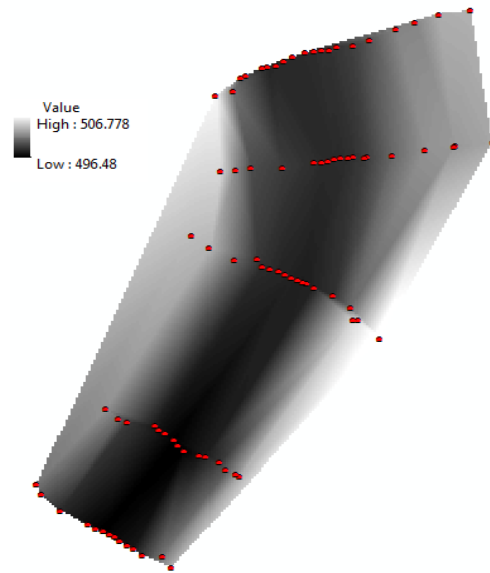


Figura 35 – Archivo Raster

A partir de este archivo, se seleccionó mediante la creación de un polígono solo los puntos que son necesarios para la interpolación, despreciando así la información irrelevante generada de los archivos TIN y RASTER procesados anteriormente.

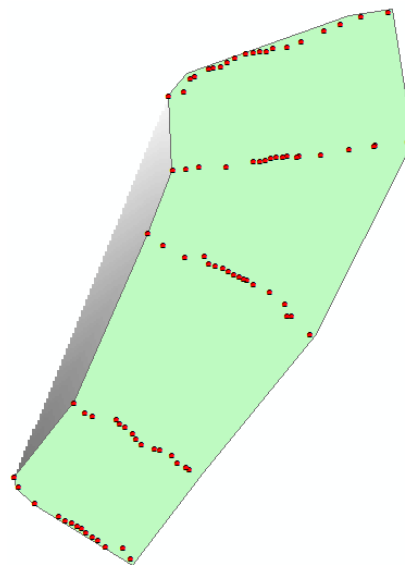


Figura 36 – Polígono con puntos para interpolación

Por último mediante la herramienta **Raster to Point**, se interpola solamente el área delimitada del polígono para obtener un archivo Shape donde se evidencian los puntos interpolados con sus respectivas coordenadas geográficas [X,Y,Z]. Esta herramienta convierte los valores de cada celda en puntos coordenados espacialmente, los cuales permiten generar una superficie de alta precisión de la zona de estudio.

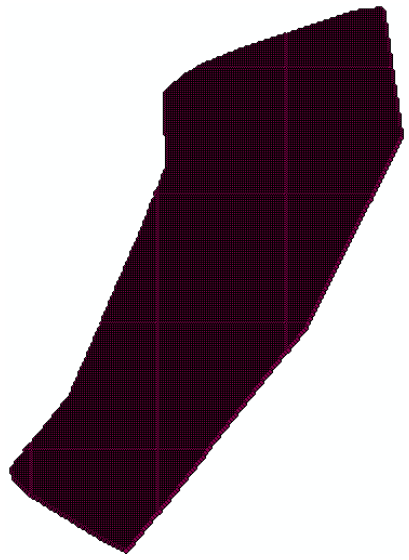


Figura 37 – Archivo Shape interpolado

Este Shape interpolado a partir de las (5) secciones tomadas en campo genero 22.566 puntos adicionales, lo cual permite tener de manera muy aproximada la topografía del terreno y del lecho del rio, para así generar una simulación correcta del transporte de sedimentos y evidenciar resultados coherentes del modelo numérico del Río Sunuba.

6.4 Ajuste del Datum de Referencia

Los puntos interpolados que se muestran en la *Figura [37]* se modificaron teniendo en cuenta el Datum de referencia que utiliza el programa Delft 3D

Datum de Referencia		
X	Y	Z
1000.000	1000.000	501.955

Tabla 33 – Datum de Referencia – Delft 3D

Luego de modificar estos puntos teniendo en cuenta el Datum de referencia, todas las coordenadas de elevación [Z] se organizaron debido a que el programa Delft 3D, toma

las elevaciones en orden inverso, es decir que los puntos con mayor cota en [Z] quedan en la parte inferior, mientras que los menores valores de [Z], el programa los asume como puntos más altos. Por lo cual se hizo necesario organizar los datos mediante la siguiente expresión:

$$Z [Delft\ 3D] = [Z_{mayor} - i] + Z_{menor}$$

Ecuación 13 – Coordenadas Z (Delft 3D)

Donde:

- Z [Delft 3D] = Cota Elevación [m] para modelo numérico
- Z Mayor = Cota Elevación Máxima en Campo [m]
- I = Cota Elevación Coordenada i [m]
- Z Menor = Cota Elevación Mínima en Campo [m]

Con las coordenadas de elevación modificadas, mediante la anterior ecuación se procede a exportar todos los puntos interpolados y los puntos de los estribos a la interface de Delft 3D. En la zona de los estribos se deja una cota de elevación [Z] en toda el área del estribo, para obtener una superficie uniforme en esta zona.

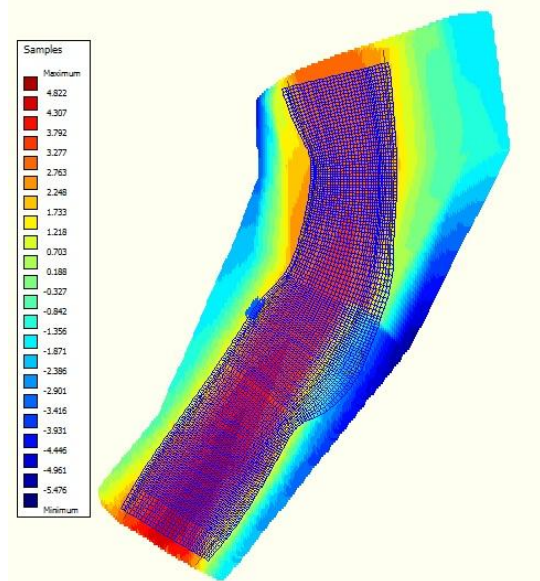


Figura 38 – Puntos (x, y, z) para interpolar malla No.1

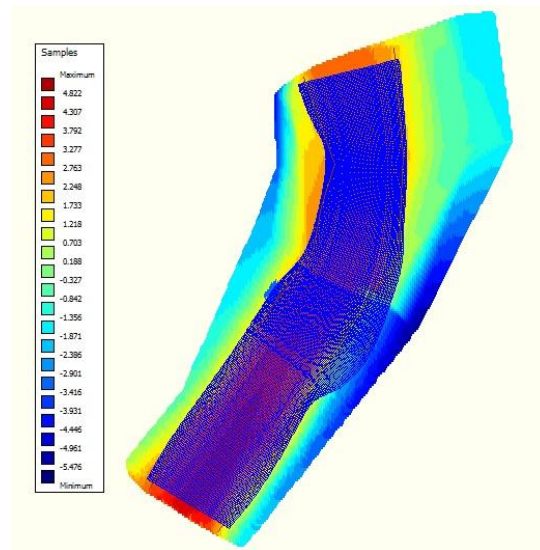


Figura 39 - Puntos (x, y, z) para interpolar malla No.2

Una vez visualizados los puntos y mallas en la interfaz de Delft 3D, se procede a realizar la interpolación entre la malla y los puntos exportados. Para realizar este procedimiento se pueden utilizar las herramientas del menú Operation Grid Cell Averaging o Triangular Interpolation. Para el caso en estudio se optó por utilizar la herramienta **Triangular Interpolation**, ya que se tienen menos puntos interpolados que nodos en las mallas construidas para la simulación. A continuación se muestra la malla interpolada junto con las secciones transversales que se analizaron en las simulaciones.

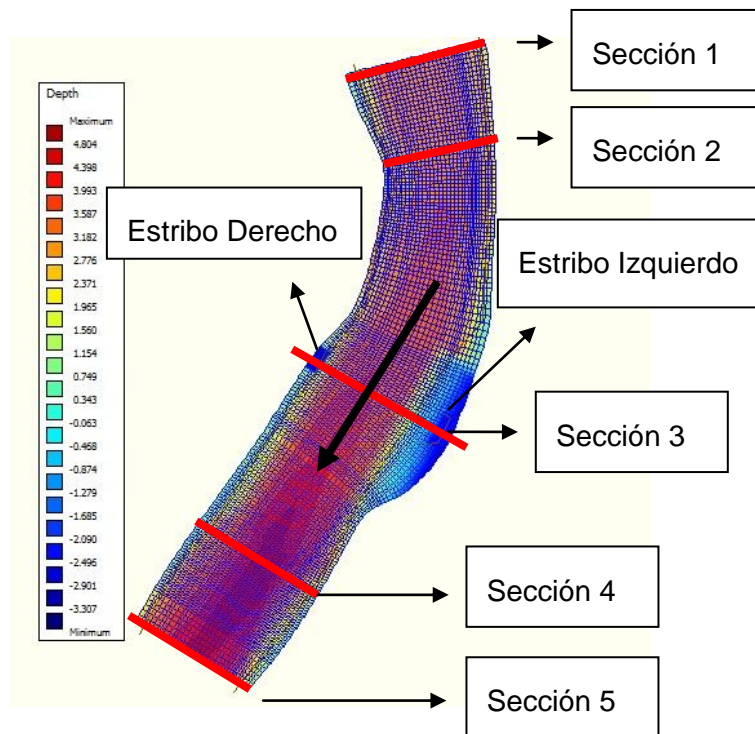


Figura 40 - Malla interpolada Visualización 2D – Secciones transversales de estudio

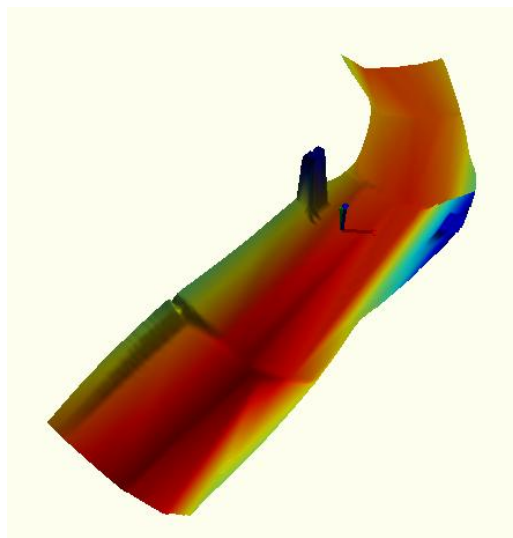


Figura 41 – Malla interpolada visualización 3D

6.5 Menu Flow

Para realizar la correcta simulación de los diversos escenarios de flujo se deben tener en cuenta los datos tomados en campo, las batimetrías interpoladas, etc. Para la etapa final de la construcción del modelo se utiliza el Menu Flow, donde se especifican los parámetros de entrada del modelo, tiempo de simulación, obtención de resultados, etc, para obtener una calibración del modelo muy cercano a la realidad.

6.5.1 Dominio.

En esta parte se ingresan al modelo las mallas y batimetrías que se utilizan para la simulación, además se puede ingresar la latitud en donde se encuentra localizada la zona de estudio, también en esta parte del menú se pueden incluir puntos secos para el caso de islas u otros cuerpos.

The screenshot shows the 'Grid' menu in the Delft 3D software. It includes the following elements:

- Buttons: 'Open grid' (File: ...Grilla Sunuba Test 6.grd) and 'Open grid enclosure' (File: ...Grilla Sunuba Test 6.enc).
- Co-ordinate system: Cartesian
- Grid points in M-direction: 67
- Grid points in N-direction: 289
- Latitude: 4.5 [dec. deg]
- Orientation: 0 [dec. deg]
- Number of layers: 1

Figura 42 - Asignación de la malla y batimetría (Delft 3D)

6.5.2 Rango de Simulación

En esta opción del modelo se ingresa el tiempo de simulación. Para el caso en estudio se tomó un tiempo de simulación hasta que el flujo fuera estacionario, es decir donde las velocidades y niveles del agua en la sección del río permanecen constantes. Se ingresa el intervalo de tiempo para la simulación, el cual permite tener un control sobre el modelo para el procesamiento de la información y posteriormente obtención de resultados. Por otro lado, se incluye la zona horaria de la ubicación del modelo, el cual influye en el efecto de coriolis.

Time frame		
Reference date	<input type="text" value="18 08 2015"/>	[dd mm yyyy]
Simulation start time	<input type="text" value="18 08 2015 00 00 00"/>	[dd mm yyyy hh mm ss]
Simulation stop time	<input type="text" value="18 08 2015 00 05 00"/>	[dd mm yyyy hh mm ss]
Time step	<input type="text" value="0.01"/>	[min]
Local time zone (LTZ)	<input type="text" value="-5"/>	+GMT

GMT = Local time - LTZ

Figura 43 – Asignación rango de simulación (Delft 3D)

6.5.3 Procesos

Se selecciona el escenario que se quiere estudiar, por lo cual para el caso en estudio se optó por la opción de sedimentos no cohesivos debido al tipo de suelo encontrado en la zona del Río Sunuba. Se debe tener en cuenta la opción de flujo secundario para adicionar la influencia del flujo helicoidal en la curva de los ríos en el momento del transporte de los sedimentos.

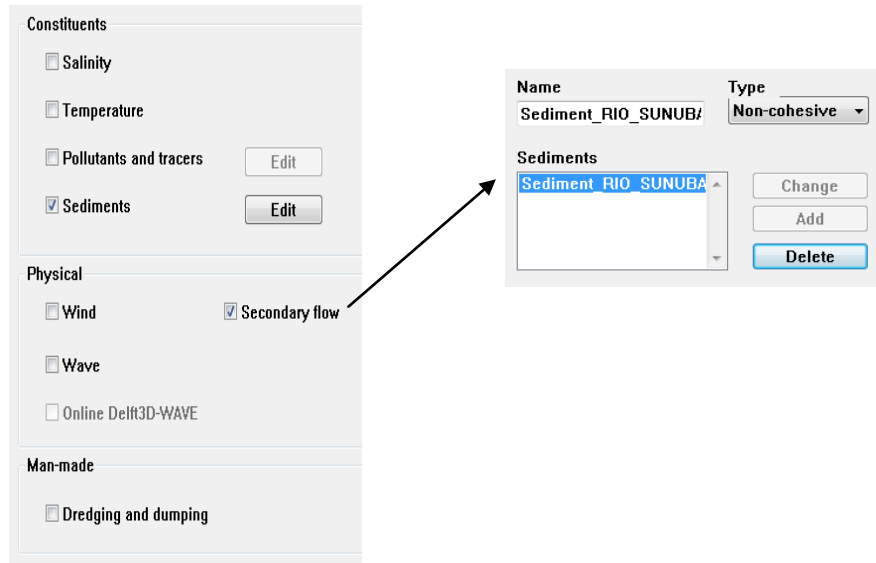


Figura 44 - Asignación de escenario de estudio

6.5.4 Condiciones de Contorno

En esta sección se ingresan los parámetros hidráulicos con los cuales se desea controlar el modelo numérico. Aguas arriba de la zona de estudio se tomó una condición de contorno tipo **Total Discharge o Caudal Total**, donde el volumen de flujo es constante a lo largo de toda la simulación. Por otra parte en la zona aguas abajo se tomo una condición de tipo **Water Level o Nivel de agua** constante el cual no fluctuara a través de toda la simulación. A cada condición tanto aguas arriba como aguas abajo se debe ingresar la carga de concentración de sedimentos la cual también es constante a lo largo de la simulación en las dos condiciones de contorno.



Figura 45 – Asignación condiciones de contorno (Delft 3D)

Boundary:	AGUAS ARRIBA	Boundary:	AGUAS ABAJO
Quantity:	Total discharge	Quantity:	Water level
Forcing type:	Time-series	Forcing type:	Time-series

Time	Discharge	Time	Begin	End
dd mm yyyy hh mm ss	[m ³ /s]	dd mm yyyy hh mm ss	[m]	[m]
18 08 2015 00 00 00	1.24	18 08 2015 00 00 00	-3.4	-3.4
18 08 2015 00 05 00	1.24	18 08 2015 00 05 00	-3.4	-3.4

Figura 46 - Asignación del caudal total y nivel de agua (Delft 3D)

Boundary AGUAS ABAJO			
Flow conditions			
Quantity:	Water level		
Forcing type:	Time-series		
Constituent:	Sediment_RIO_SUNUI		

Time	Begin	End
dd mm yyyy hh mm ss	[kg/m ³]	[kg/m ³]
18 08 2015 00 00 00	0.05	0.05
18 08 2015 00 05 00	0.05	0.05

Figura 47 - Asignación de concentración de sedimentos (Delft 3D)

6.5.5 Parámetros Físicos

En este menú se ingresan las constantes hidrodinámicas como lo son la gravedad, densidad, coeficiente de Manning, etc. El factor Beta_C se puede despreciar si no se va tener en cuenta la fuerza cortante debido al flujo secundario. Por otra parte también se ingresan las características importantes de los sedimentos del Rio Sunuba tales como: densidad específica, densidad seca, entre otros.

Constants	Roughness	Viscosity	Sediment	Morphology
Hydrodynamic constants				
Gravity		9.81	[m/s ²]	
Water density		1000	[kg/m ³]	
Beta_c		0	[H]	
Equilibrium state		<input checked="" type="checkbox"/>		

Figura 48 - Asignación de constantes hidrodinámicas (Delft 3D)

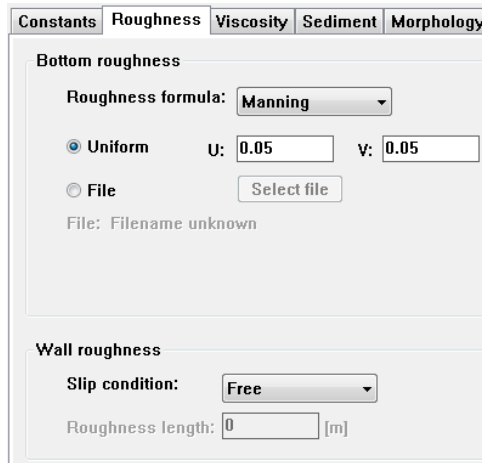


Figura 49 - Asignación coeficiente de Manning (Delft 3D)

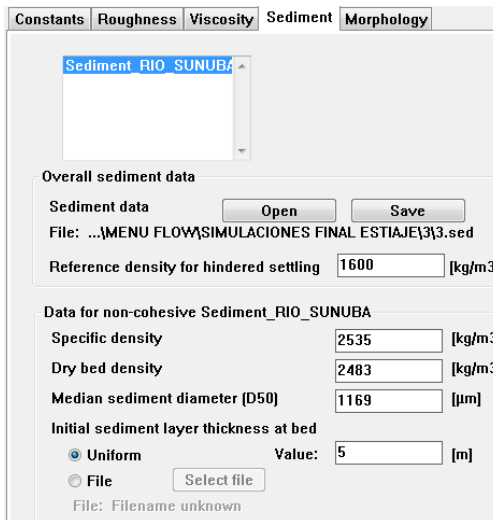


Figura 50 – Asignación de características de los sedimentos (Delft 3D)

6.5.6 Resultados

En este menú se selecciona el tiempo en el cual se quieren visualizar los resultados. Usualmente se escoge el mismo rango de tiempo seleccionado que en el menú rango de simulación. Por otro lado se debe ingresar el intervalo de tiempo el cual determina gráficamente la visualización de los resultados a través del tiempo de simulación, con un menor intervalo se evidencia un cambio progresivo más detallado hasta alcanzar el estado estacionario.

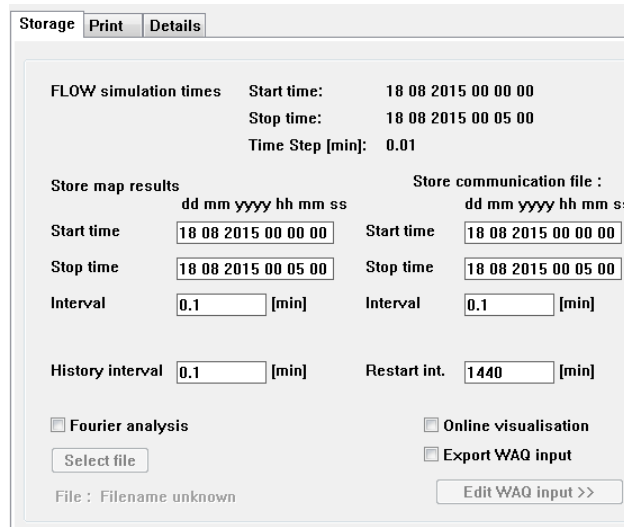


Figura 51 - Asignación de intervalos de tiempo de simulación (Delft 3D)

6.6 Simulaciones

Luego de haber realizado todos los pasos nombrados anteriormente para la construcción de los modelos numéricos, se procede a variar el Δt el cual indica el paso de tiempo y el tipo de malla a utilizar en cada simulación. Se realizaron (5) simulaciones variando estas condiciones como se muestra a continuación.

Simulación No.	Malla No.	Δt
1	1	0.01
2	1	0.02
3	2	0.01
4	2	0.02
5	2	0.02

Tabla 34 – Parámetros de simulaciones realizadas – Delft 3D

Para la simulación No.5 se dividió cada celda de la malla No.2 en 4 micro celdas.

7 Resultados

En este capítulo se exponen los resultados de los (3) escenarios estudiados: socavación empírica, socavación a partir de modelación numérica, socavación real y determinación del comportamiento del transporte de sedimentos.

7.1 Resultados Socavación Empírica

Se utilizaron formulas empíricas que permiten obtener de manera aproximada el valor de la socavación basado en parámetros del suelo, forma del estribo, numero de Froude, entre otras. Se utilizaron (3) ecuaciones empíricas para socavación de estribos que se

explican en el *Numeral [3.5]*, ya que estas se adaptan a las condiciones de la zona en estudio y a las características del estribo del puente.

Para el cálculo de la socavación por medio de diferentes formulaciones (*Numeral [3.5]*), se deben tener en cuenta los parámetros hidráulicos de la sección aguas arriba de los estribos, es decir los datos de campo de la sección tres (3) que se encuentra en las proximidades del puente (*Ver Figura [40]*).

Desarrollando los métodos expuestos en el *numeral [3.5]* del documento se obtuvieron valores de profundidades de socavación para época de estiaje y de creciente como se indica a continuación en los (2) estribos del puente.

7.1.1 Estribo Derecho

En el estribo derecho (*Ver Figura [40]*) se analizaron para las (2) épocas (estiaje y creciente) los resultados de los métodos de formulaciones empíricas se muestran a continuación.

7.1.1.1 Época de Estiaje

Para la época de estiaje se analizaron (3) métodos empíricos para determinar profundidad de socavación de estribos de puentes.

7.1.1.1.1 Método de Liu, Chang y Skinner

En este método se utiliza la ecuación N°1 del *Numeral [3.5.1]* para determinar la profundidad de socavación.

$$\frac{ds}{h} = Kf * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [1]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3):

Los valores de 0.4m y 0.17m se obtuvieron en la batimetría realizada en el Río Sunuba (*Ver Tabla [8]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.17}{2} = 0.285 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf], depende de la estructura analizada:

$$Kf = 2.15 \rightarrow \text{Estribos de Pared Vertical (Ver Numeral [3.5.1])}$$

La longitud del estribo y accesos al puente que se oponen al paso del agua se calcula mediante la resta de las coordenadas X del estribo del costado derecho. Estas coordenadas resultan de la batimetría realizada en el Puente Sunuba.

$$L = 973.563 - 972.977 = 0.586 \text{ m (Ver Tabla [2])}$$

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver Tabla [23]).

$$Q = 1.01 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 0.71 + 0.75 + 0.41 = 1.87 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver Tabla [8]) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación para calcular el número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{1.87 \text{ m}^2}{9.47 \text{ m}} = 0.20 \text{ m}$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{1.01}{1.87 * \sqrt{9.81 * 0.20}} = 0.38$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación de Liu, Chang y Skinner [Numeral 3.5.1] y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = Kf * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * Fr^{0.33} * h \rightarrow \text{Ecuación [1]}$$

$$ds = 2.15 * \left(\frac{0.586}{0.285}\right)^{0.4} * 0.38^{0.33} * 0.285 = 0.59 \text{ m}$$

7.1.1.1.2 Método de Froehlich

Para el método de Froelich se utilizó la *Ecuación [2]* del *Numeral [3.5.2]*.

$$\frac{ds}{he} = 2.27 Kf * K\theta * \left(\frac{L}{he}\right)^{0.43} * Fre^{0.61} + 1 \rightarrow \text{Ecuación [2]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3).

Los valores de 0.4m y 0.17m se obtuvieron en la batimetría realizada en el Río Sunuba (Ver *Tabla [8]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.17}{2} = 0.285 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf] y coeficiente de corrección por ataque del ángulo del flujo [Kθ], depende de la estructura analizada:

$$Kf = 0.82 \rightarrow \text{Estribos de Pared Vertical y Aletas (Ver Numeral [3.5.2])}$$

$$K\theta = 1.00 \rightarrow \text{Flujo Perpendicular al Estribo (Ver Numeral [3.5.2])}$$

La longitud del estribo y accesos al puente que se oponen al paso del agua se calcula mediante la resta de las coordenadas X del estribo del costado derecho. Estas coordenadas resultan de la batimetría realizada en el Puente Sunuba.

$$L = 973.563 - 972.977 = 0.586 \text{ m Ver Tabla [2]}$$

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver *Tabla [23]*).

$$Q = 1.01 \frac{m^3}{s} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 0.71 + 0.75 + 0.41 = 1.87 m^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver *Tabla [8]*) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación para calcular el número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{m}{s^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{1.87 m^2}{9.47 m} = 0.20 m$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{1.01}{1.87 * \sqrt{9.81 * 0.20}} = 0.38$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación de Froehlich (*Numeral [3.5.2]*) y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = \left[2.27 Kf * K\theta * \left(\frac{L}{he} \right)^{0.43} * Fre^{0.61} + 1 \right] * he \rightarrow \text{Ecuación [2]}$$

$$ds = \left[[2.27 * 0.82] * 1.00 * \left(\frac{0.586}{0.285} \right)^{0.43} * 0.38^{0.61} + 1 \right] * 0.285 = 0.68 m$$

7.1.1.1.3 Método de Hire

Este método desarrollado por el cuerpo de Ingenieros militares de Estados Unidos utiliza la siguiente formula basada en investigaciones realizadas.

$$ds = 4h * \left(\frac{Kf}{0.55} \right) * K\theta * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [5]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3).

Los valores de 0.4m y 0.17m se obtuvieron en la batimetría realizada en el Río Sunuba (Ver *Tabla [8]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.17}{2} = 0.285 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf] y coeficiente de corrección por ataque del ángulo del flujo [Kθ], depende de la estructura analizada:

$K_f = 0.82 \rightarrow$ Estribos de Pared Vertical y Aletas (Ver Numeral [3.5.3])

$K_\theta = 1.00 \rightarrow$ Flujo Perpendicular al Estribo (Ver Numeral [3.5.3])

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver Tabla [23]).

$$Q = 1.01 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 0.71 + 0.75 + 0.41 = 1.87 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver Tabla [8]) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación para calcular el número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{1.87 \text{ m}^2}{9.47 \text{ m}} = 0.20 \text{ m}$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{1.01}{1.87 * \sqrt{9.81 * 0.20}} = 0.38$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación de Hire del Numeral [3.5.3] y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = 4h * \left(\frac{Kf}{0.55} \right) * K\theta * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [5]}$$

$$ds = 4 * 0.285 * \left(\frac{0.82}{0.55} \right) * 1.00 * 0.38^{0.33} = 1.23 \text{ m}$$

7.1.1.2 Época de Creciente

Al igual que para la época de estiaje, para la época de creciente se determinaron las profundidades de socavación en los (3) métodos utilizados.

7.1.1.2.1 Método de Liu, Chang y Skinner

En este método se utiliza la ecuación N°1 del *Numeral [3.5.1]* para determinar la profundidad de socavación.

$$\frac{ds}{h} = Kf * \left(\frac{L}{h} \right)^{0.4} * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [1]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3).

Los valores de 0.4m y 0.69m se obtuvieron a partir de la medición de niveles realizada en el Río Sunuba (Ver *Tabla [10]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.69}{2} = 0.545 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf], depende de la estructura analizada:

$$Kf = 2.15 \rightarrow \text{Estribos de Pared Vertical (Ver Numeral [3.5.1])}$$

La longitud del estribo y accesos al puente que se oponen al paso del agua se calcula mediante la resta de las coordenadas X del estribo del costado derecho. Estas coordenadas resultan de la batimetría realizada en el Puente Sunuba.

$$L = 973.563 - 972.977 = 0.586 \text{ m (Ver Tabla [5])}$$

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver *Tabla [28]*).

$$Q = 2.85 \frac{m^3}{s} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 1.90 + 2.05 + 1.09 = 5.04 m^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver *Tabla [10]*) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación del número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{m}{s^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{5.04 m^2}{12.3 m} = 0.41 m$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{2.85}{5.04 * \sqrt{9.81 * 0.41}} = 0.28$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación de Liu, Chang y Skinner (*Numeral [3.5.1]*) y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = Kf * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * Fr^{0.33} * h \rightarrow \text{Ecuación [1]}$$

$$ds = 2.15 * \left(\frac{0.586}{0.545}\right)^{0.4} * 0.28^{0.33} * 0.545 = 0.79 m$$

7.1.1.2.2 Método de Froehlich

Para este método se utiliza la ecuación N°2 del *Numeral [3.5.1]* con el fin de determinar la profundidad de socavación.

$$\frac{ds}{he} = 2.27 Kf * K\theta * \left(\frac{L}{he}\right)^{0.43} * Fre^{0.61} + 1 \rightarrow \text{Ecuación [2]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3).

Los valores de 0.4m y 0.69m se obtuvieron a partir de la medición de niveles realizada en el Río Sunuba durante la época de creciente (Ver *Tabla [10]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.69}{2} = 0.545 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf] y coeficiente de corrección por ataque del ángulo del flujo [Kθ], depende de la estructura analizada:

$K_f = 0.82 \rightarrow$ Estribos de Pared Vertical y Aletas (Ver Numeral [3.5.2])

$K_\theta = 1.00 \rightarrow$ Flujo Perpendicular al Estribo (Ver Numeral [3.5.2])

La longitud del estribo y accesos al puente que se oponen al paso del agua se calcula mediante la resta de las coordenadas X del estribo del costado derecho. Estas coordenadas resultan de la batimetría realizada en el Puente Sunuba.

$$L = 973.563 - 972.977 = 0.586 \text{ m (Ver Tabla [2])}$$

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver *Tabla [28]*).

$$Q = 2.85 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 1.90 + 2.05 + 1.09 = 5.04 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver *Tabla [10]*) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación del número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{m}{s^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{5.04 \text{ m}^2}{12.3 \text{ m}} = 0.41 \text{ m}$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{2.85}{5.04 * \sqrt{9.81 * 0.41}} = 0.28$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación de Froehlich (Numeral [3.5.2]) y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = \left[2.27 Kf * K\theta * \left(\frac{L}{he} \right)^{0.43} * Fre^{0.61} + 1 \right] * he \rightarrow \text{Ecuación [2]}$$

$$ds = \left[[2.27 * 0.82] * 1.00 * \left(\frac{0.586}{0.545} \right)^{0.43} * 0.28^{0.61} + 1 \right] * 0.545 = 0.86 \text{ m}$$

7.1.1.2.3 Método de Hire

Para el método de Hire se aplicó la siguiente ecuación con el fin de determinar la profundidad de socavación.

$$ds = 4h * \left(\frac{Kf}{0.55} \right) * K\theta * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [5]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3).

Los valores de 0.4m y 0.69m se obtuvieron a partir de la medición de niveles realizada en el Río Sunuba para la época de creciente (Ver *Tabla [10]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.69}{2} = 0.545 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf] y coeficiente de corrección por ataque del ángulo del flujo [Kθ], depende de la estructura analizada:

$$Kf = 0.82 \rightarrow \text{Estribos de Pared Vertical y Aletas (Ver Numeral [3.5.3])}$$

$$K\theta = 1.00 \rightarrow \text{Flujo Perpendicular al Estribo (Ver Numeral [3.5.3])}$$

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver *Tabla [28]*).

$$Q = 2.85 \frac{m^3}{s} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 1.90 + 2.05 + 1.09 = 5.04 m^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver *Tabla [10]*) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación del número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{m}{s^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{5.04 m^2}{12.3 m} = 0.41 m$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{2.85}{5.04 * \sqrt{9.81 * 0.41}} = 0.28$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación del método de Hire (*Numeral [3.5.3]*) y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = 4h * \left(\frac{Kf}{0.55}\right) * K\theta * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [5]}$$

$$ds = 4 * 0.545 * \left(\frac{0.82}{0.55}\right) * 1.00 * 0.28^{0.33} = 2.13 m$$

7.1.1.3 Cuadro Resumen Resultados Socavación Empírica Estribo Derecho

A continuación se muestra el cuadro comparativo de resultados de los (3) métodos de socavación empírica utilizados para el estribo derecho.

Método Época	Liu, Chang y Skinner	Froehlich	Hire
Estiaje	0.59 m	0.68 m	1.23 m
Creciente	0.79 m	0.86 m	2.13 m

Tabla 35 - Cuadro Resumen Resultados Socavación Empírica Estribo Derecho

7.1.2 Estribo izquierdo

Al igual que para el estribo derecho, para el estribo izquierdo se realizó un análisis de socavación empírica para época de estiaje y de creciente como se indica a continuación.

7.1.2.1 Época de Estiaje

Para la época de estiaje se analizaron (3) métodos para determinar profundidad de socavación en los estribos del puente.

7.1.2.1.1 Método de Liu, Chang y Skinner

En este método se utiliza la ecuación N°1 del *Numeral [3.5.1]* para determinar la profundidad de socavación.

$$\frac{ds}{h} = Kf * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [1]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3):

Los valores de 0.4m y 0.17m se obtuvieron en la batimetría realizada en el Río Sunuba (Ver *Tabla [8]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.17}{2} = 0.285 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf], depende de la estructura analizada:

$$Kf = 2.15 \rightarrow \text{Estribos de Pared Vertical (Ver Numeral [3.5.1])}$$

La longitud del estribo y accesos al puente que se oponen al paso del agua se calcula mediante la resta de las coordenadas X del estribo del costado izquierda. Estas coordenadas resultan de la batimetría realizada en el Puente Sunuba.

$$L = 991.050 - 989.842 = 1.208 \text{ m (Ver Tabla [2])}$$

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver Tabla [23]).

$$Q = 1.01 \frac{m^3}{s} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 0.71 + 0.75 + 0.41 = 1.87 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver Tabla [8]) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación para calcular el número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{m}{s^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{1.87 \text{ m}^2}{9.47 \text{ m}} = 0.20 \text{ m}$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{1.01}{1.87 * \sqrt{9.81 * 0.20}} = 0.38$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación de Liu, Chang y Skinner [Numeral 3.5.1] y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = Kf * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * Fr^{0.33} * h \rightarrow \text{Ecuación [1]}$$

$$ds = 2.15 * \left(\frac{1.208}{0.285}\right)^{0.4} * 0.38^{0.33} * 0.285 = 0.79 \text{ m}$$

7.1.2.1.2 Método de Froehlich

Para el método de Froehlich se utilizó la Ecuación [2] del Numeral [3.5.2]

$$\frac{ds}{he} = 2.27 Kf * K\theta * \left(\frac{L}{he}\right)^{0.43} * Fre^{0.61} + 1 \rightarrow \text{Ecuación [2]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3).

Los valores de 0.4m y 0.17m se obtuvieron en la batimetría realizada en el Río Sunuba (Ver Tabla [8]).

$$h = \frac{0.4 + 0.17}{2} = 0.285 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf] y coeficiente de corrección por ataque del ángulo del flujo [Kθ], depende de la estructura analizada:

$$Kf = 0.82 \rightarrow \text{Estribos de Pared Vertical y Aletas (Ver Numeral [3.5.2])}$$

$$K\theta = 1.00 \rightarrow \text{Flujo Perpendicular al Estribo (Ver Numeral [3.5.2])}$$

La longitud del estribo y accesos al puente que se oponen al paso del agua se calcula mediante la resta de las coordenadas X del estribo del costado izquierdo. Estas coordenadas resultan de la batimetría realizada en el Puente Sunuba.

$$L = 991.050 - 989.842 = 1.208 \text{ m (Ver Tabla [2])}$$

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver *Tabla [23]*).

$$Q = 1.01 \frac{m^3}{s} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 0.71 + 0.75 + 0.41 = 1.87 m^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver *Tabla [8]*) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación para calcular el número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{m}{s^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{1.87 m^2}{9.47 m} = 0.20 m$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{1.01}{1.87 * \sqrt{9.81 * 0.20}} = 0.38$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación de Froehlich (*Numeral [3.5.2]*) y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = \left[2.27 Kf * K\theta * \left(\frac{L}{he} \right)^{0.43} * Fre^{0.61} + 1 \right] * he \rightarrow \text{Ecuación [2]}$$

$$ds = \left[[2.27 * 0.82] * 1.00 * \left(\frac{1.208}{0.285} \right)^{0.43} * 0.38^{0.61} + 1 \right] * 0.285 = 0.82 m$$

7.1.2.1.3 Método de Hire

Este método desarrollado por el cuerpo de Ingenieros militares de Estados Unidos utiliza la siguiente formula basada en investigaciones realizadas.

$$ds = 4h * \left(\frac{Kf}{0.55} \right) * K\theta * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [5]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3).

Los valores de 0.4m y 0.17m se obtuvieron en la batimetría realizada en el Río Sunuba (Ver *Tabla [8]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.17}{2} = 0.285 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf] y coeficiente de corrección por ataque del ángulo del flujo [Kθ], depende de la estructura analizada:

$$Kf = 0.82 \rightarrow \text{Estribos de Pared Vertical y Aletas (Ver Numeral [3.5.3])}$$

$$K\theta = 1.00 \rightarrow \text{Flujo Perpendicular al Estribo (Ver Numeral [3.5.3])}$$

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver *Tabla [23]*).

$$Q = 1.01 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 0.71 + 0.75 + 0.41 = 1.87 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver *Tabla [8]*) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación para calcular el número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{1.87 \text{ m}^2}{9.47 \text{ m}} = 0.20 \text{ m}$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{1.01}{1.87 * \sqrt{9.81 * 0.20}} = 0.38$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación de Hire del *Numeral [3.5.3]* y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = 4h * \left(\frac{Kf}{0.55}\right) * K\theta * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [5]}$$

$$ds = 4 * 0.285 * \left(\frac{0.82}{0.55}\right) * 1.00 * 0.38^{0.33} = 1.23 \text{ m}$$

7.1.2.2 Época de Creciente

Al igual que para la época de estiaje, para la época de creciente se determinaron las profundidades de socavación en los (3) métodos utilizados.

7.1.2.2.1 Método de Liu, Chang y Skinner

En este método se utiliza la ecuación N°1 del *Numeral [3.5.1]* para determinar la profundidad de socavación.

$$\frac{ds}{h} = Kf * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [1]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3).

Los valores de 0.4m y 0.69m se obtuvieron a partir de la medición de niveles realizada en el Río Sunuba (Ver *Tabla [10]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.69}{2} = 0.545 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf], depende de la estructura analizada:

$$Kf = 2.15 \rightarrow \text{Estribos de Pared Vertical (Ver Numerals [3.5.1])}$$

La longitud del estribo y accesos al puente que se oponen al paso del agua se calcula mediante la resta de las coordenadas X del estribo del costado izquierdo. Estas coordenadas resultan de la batimetría realizada en el Puente Sunuba.

$$L = 991.050 - 989.842 = 1.208 \text{ m (Ver Tabla [2])}$$

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver Tabla [28]).

$$Q = 2.85 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 1.90 + 2.05 + 1.09 = 5.04 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver Tabla [10]) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación del número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{5.04 \text{ m}^2}{12.3 \text{ m}} = 0.41 \text{ m}$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{2.85}{5.04 * \sqrt{9.81 * 0.41}} = 0.28$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación de Liu, Chang y Skinner (Numeral [3.5.1]) y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = Kf * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * Fr^{0.33} * h \rightarrow \text{Ecuación [1]}$$

$$ds = 2.15 * \left(\frac{1.208}{0.545}\right)^{0.4} * 0.28^{0.33} * 0.545 = 1.06 \text{ m}$$

7.1.2.2.2 Método de Froehlich

Para este método se utiliza la ecuación N°2 del *Numeral [3.5.1]* con el fin de determinar la profundidad de socavación.

$$\frac{ds}{he} = 2.27 Kf * K\theta * \left(\frac{L}{he}\right)^{0.43} * Fre^{0.61} + 1 \rightarrow \text{Ecuación [2]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3).

Los valores de 0.4m y 0.69m se obtuvieron a partir de la medición de niveles realizada en el Río Sunuba durante la época de creciente (Ver *Tabla [10]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.69}{2} = 0.545 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf] y coeficiente de corrección por ataque del ángulo del flujo [Kθ], depende de la estructura analizada:

$$Kf = 0.82 \rightarrow \text{Estribos de Pared Vertical y Aletas (Ver Numeral [3.5.2])}$$

$$K\theta = 1.00 \rightarrow \text{Flujo Perpendicular al Estribo (Ver Numeral [3.5.2])}$$

La longitud del estribo y accesos al puente que se oponen al paso del agua se calcula mediante la resta de las coordenadas X del estribo del costado izquierdo. Estas coordenadas resultan de la batimetría realizada en el Puente Sunuba.

$$L = 991.050 - 989.842 = 1.208 \text{ m (Ver Tabla [2])}$$

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver *Tabla [28]*).

$$Q = 2.85 \frac{m^3}{s} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 1.90 + 2.05 + 1.09 = 5.04 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver *Tabla [10]*) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación del número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{5.04 \text{ m}^2}{12.3 \text{ m}} = 0.41 \text{ m}$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{2.85}{5.04 * \sqrt{9.81 * 0.41}} = 0.28$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación de Froehlich (*Numeral [3.5.2]*) y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = \left[2.27 Kf * K\theta * \left(\frac{L}{he} \right)^{0.43} * Fre^{0.61} + 1 \right] * he \rightarrow \text{Ecuación [2]}$$

$$ds = \left[[2.27 * 0.82] * 1.00 * \left(\frac{1.208}{0.545} \right)^{0.43} * 0.28^{0.61} + 1 \right] * 0.545 = 1.20 \text{ m}$$

7.1.2.2.3 Método de Hire

Para el método de Hire se aplicó la siguiente ecuación con el fin de determinar la profundidad de socavación.

$$ds = 4h * \left(\frac{Kf}{0.55} \right) * K\theta * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [5]}$$

A continuación se determinan las variables que se ven involucradas en esta ecuación.

Se obtiene la profundidad media [h] del flujo en la sección tres (3).

Los valores de 0.4m y 0.69m se obtuvieron a partir de la medición de niveles realizada en el Río Sunuba para la época de creciente (Ver *Tabla [10]*).

$$h = \frac{0.4 + 0.69}{2} = 0.545 \text{ m}$$

El valor del coeficiente de corrección por forma del estribo [Kf] y coeficiente de corrección por ataque del ángulo del flujo [Kθ], depende de la estructura analizada:

$K_f = 0.82 \rightarrow$ *Estribos de Pared Vertical y Aletas (Ver Numeral [3.5.3])*

$K_\theta = 1.00 \rightarrow$ *Flujo Perpendicular al Estribo (Ver Numeral [3.5.3])*

El valor del Número de Froude [Fr], se calcula a partir de los parámetros hidráulicos tomados en campo y características del cauce en estudio:

$$Fr = \frac{Q}{A\sqrt{gDh}} \rightarrow \text{Ecuación [4]}$$

Para la obtención del caudal se multiplicó el área de la sección (calculada a partir de la batimetría) por la velocidad de la sección (3) para esta época. Por otro lado también se obtuvo el área mojada total para esta sección (Ver *Tabla [28]*).

$$Q = 2.85 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \rightarrow \text{Caudal Total Sección 3}$$

$$A = 1.90 + 2.05 + 1.09 = 5.04 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Area Mojada Sección 3}$$

Una vez calculada el área mojada, esta se divide por el ancho superficial de la sección (3) (Ver *Tabla [10]*) para determinar el tirante hidráulico el cual es una variable en la ecuación del número de Froude.

$$g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \rightarrow \text{Constante Gravitacional}$$

$$Dh = \frac{A}{T} = \frac{5.04 \text{ m}^2}{12.3 \text{ m}} = 0.41 \text{ m}$$

Reemplazando el caudal y el tirante hidráulico en la ecuación del número de Froude se obtiene:

$$Fr = \frac{2.85}{5.04 * \sqrt{9.81 * 0.41}} = 0.28$$

Despejando la profundidad de socavación [ds] de la ecuación del método de Hire (Numeral [3.5.3]) y luego reemplazando se obtiene:

$$ds = 4h * \left(\frac{Kf}{0.55}\right) * K\theta * Fr^{0.33} \rightarrow \text{Ecuación [5]}$$

$$ds = 4 * 0.545 * \left(\frac{0.82}{0.55}\right) * 1.00 * 0.28^{0.33} = 2.13 \text{ m}$$

7.1.2.3 Cuadro Resumen Resultados Socavación Empírica Estribo Izquierdo

A continuación se muestra el cuadro comparativo de resultados de los (3) métodos de socavación empírica utilizados para el estribo derecho.

Socavación Empírica Estribo Izquierdo			
Método / Época	Liu, Chang y Skinner	Froehlich	Hire
Estiaje	0.79 m	0.82 m	1.23 m
Creciente	1.06 m	1.20 m	2.13 m

Tabla 36 - Cuadro Resumen Resultados Socavación Empírica Estribo Izquierdo

En el estribo izquierdo se tuvieron varios inconvenientes para la toma de la socavación real tanto en la época de estiaje como en creciente, debido al difícil acceso a esta zona ya que la zarpa y el estribo se encontraban cubiertos por rocas de gran tamaño las cuales dificultaban la medición de la profundidad de socavación y caracterización geométrica del estribo. Los resultados empíricos para el estribo izquierdo mostrados en la parte superior tienen un mayor grado incertidumbre que el estribo derecho, ya que la medida de la zarpa y vástago fue estimado con base a una inspección visual en campo debido a las razones anteriormente nombradas.

7.2 Simulaciones

Para realizar una adecuada obtención de datos, se tomaron coordenadas específicas de la batimetría en cada sección transversal, donde se midieron niveles de agua (*water*

depth) y velocidades tanto en el modelo numérico como en campo, este procedimiento se realizó en época de estiaje y en época de creciente. Los valores del modelo numérico deben ser cercanos a los obtenidos en campo para realizar una correcta validación de resultados.

7.2.1 Niveles

7.2.1.1 Época de Estiaje

La siguiente tabla muestra las coordenadas de los puntos de medición para las (5) secciones transversales de la zona en estudio. Para cada sección se tienen coordenadas [X, Z] ya que la coordenada [Y] es constante a través de cada sección. Para observar el mapa donde se especifica la localización de las secciones dentro de la zona de estudio, Ver *Figura [40]*.

Sección	Coordenada [X]			Coordenada [Z]		
	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
1	983.284	985.828	988.521	498.170	498.197	498.239
2	989.667	990.726	992.946	498.207	498.179	498.169
3	983.676	985.050	986.578	497.929	497.853	497.698
4	963.429	965.728	966.689	497.003	496.505	496.663
5	951.806	952.888	955.920	496.838	496.611	497.140

Tabla 37 - Coordenadas de puntos para obtención y validación de datos - Estiaje

Teniendo las coordenadas, se realizaron (5) simulaciones para realizar un test de independencia en espacio y tiempo, es decir validar los datos entre las simulaciones construidas.

En el programa Delft 3D se obtuvieron los resultados de niveles de agua para cada sección transversal de la zona en estudio. En las tablas que se muestran a continuación, las coordenadas de la columna derecha resultan de sumar las coordenadas [Z] de la *Tabla [38]* y los resultados de cada simulación que se encuentran en la columna izquierda de la *Tabla [38]*. A continuación se exponen los resultados de las simulaciones junto con las gráficas de contorno arrojadas por el programa Delft 3D.

Simulación	Sección	Resultados Estiaje - Nivel Agua [m]			Coordenadas Estiaje [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
1	1	0.467	0.403	0.374	498.637	498.600	498.613
	2	0.240	0.310	0.280	498.447	498.489	498.449
	3	0.205	0.262	0.290	498.134	498.115	497.988
	4	0.748	1.327	1.272	497.751	497.832	497.935
	5	0.840	1.050	1.000	497.678	497.661	498.140

Tabla 38 - Niveles de agua simulación (1) – Estiaje

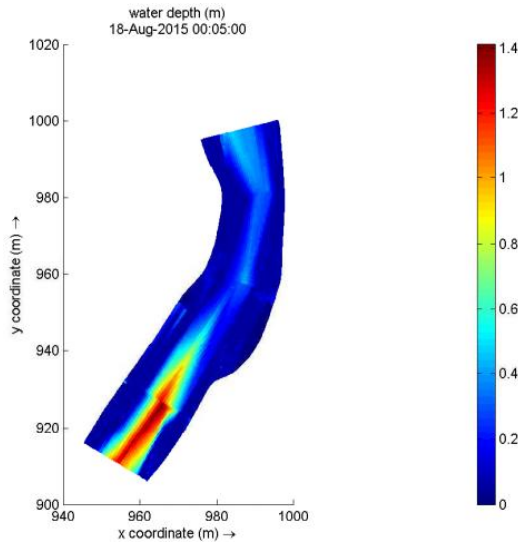


Figura 52 - Escala de niveles simulación (1)

Simulación	Sección	Resultados Estiaje - Nivel Agua [m]			Coordenadas Estiaje [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
2	1	0.463	0.408	0.371	498.633	498.605	498.610
	2	0.242	0.316	0.283	498.449	498.495	498.452
	3	0.208	0.267	0.295	498.137	498.120	497.993
	4	0.761	1.338	1.262	497.764	497.843	497.925
	5	0.869	1.078	0.976	497.707	497.689	498.116

Tabla 39 - Niveles de agua simulación (2) – Estiaje

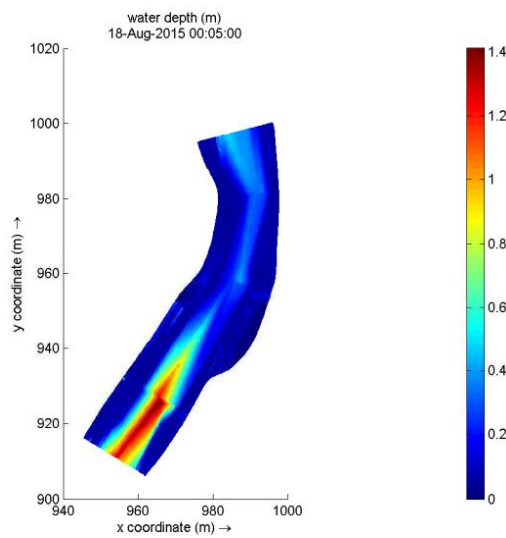


Figura 53 - Escala de niveles simulación (2)

Simulación	Sección	Resultados Estiaje - Nivel Agua [m]			Coordenadas Estiaje [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
3	1	0.472	0.396	0.364	498.642	498.593	498.603
	2	0.274	0.312	0.285	498.481	498.491	498.454
	3	0.192	0.275	0.314	498.121	498.128	498.012
	4	0.767	1.332	1.262	497.770	497.837	497.925
	5	0.942	1.103	0.932	497.780	497.714	498.072

Tabla 40 - Niveles de agua simulación (3) – Estiaje

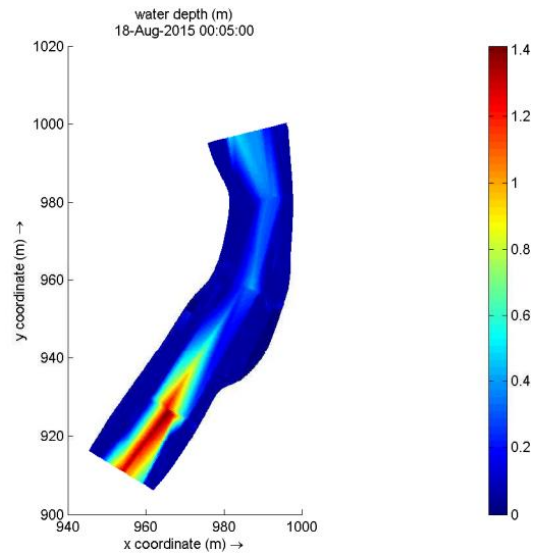


Figura 54 - Escala de niveles simulación (3)

Simulación	Sección	Resultados Estiaje - Nivel Agua [m]			Coordenadas Estiaje [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
4	1	0.470	0.394	0.362	498.640	498.591	498.601
	2	0.268	0.314	0.278	498.475	498.493	498.447
	3	0.195	0.272	0.307	498.124	498.125	498.005
	4	0.763	1.341	1.268	497.766	497.846	497.931
	5	0.948	1.114	0.948	497.786	497.725	498.088

Tabla 41 - Niveles de agua simulación (4) – Estiaje

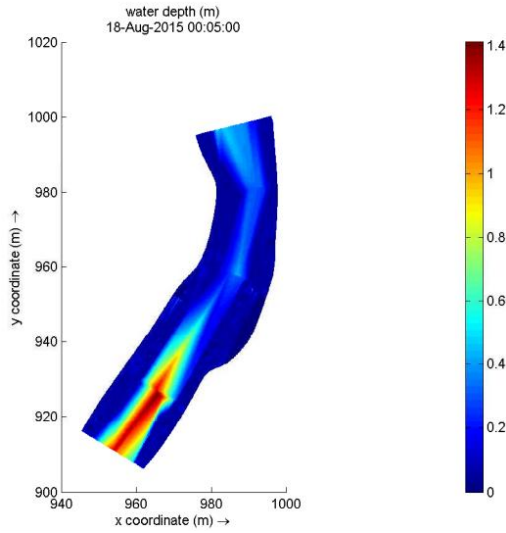


Figura 55 - Escala de niveles simulación (4)

Simulación	Sección	Resultados Estiaje - Nivel Agua [m]			Coordenadas Estiaje [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
5	1	0.468	0.402	0.368	498.638	498.599	498.607
	2	0.259	0.308	0.292	498.466	498.487	498.461
	3	0.188	0.269	0.321	498.117	498.122	498.019
	4	0.772	1.331	1.257	497.775	497.836	497.920
	5	0.927	1.106	0.955	497.765	497.717	498.095

Tabla 42 - Niveles de agua simulación (5) – Estiaje

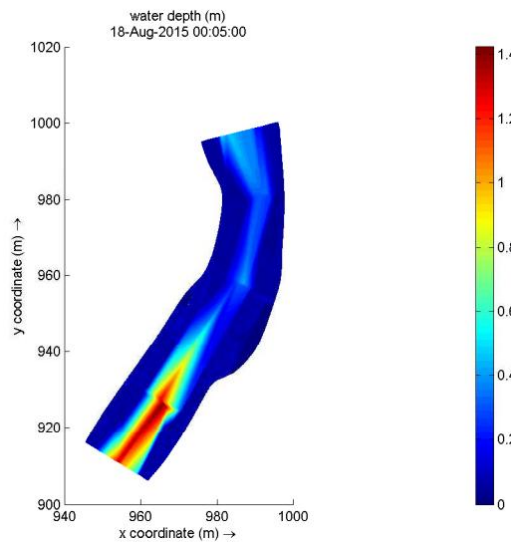


Figura 56 - Escala de niveles simulación (5)

Luego de tener los resultados de los niveles para cada simulación de Delft 3D, se elaboraron las siguientes graficas donde se puede inferir que tan dispersos están los resultados de los niveles de agua en las (5) simulaciones para cada sección. En estas gráficas, la parte izquierda indica el nivel de agua de la derecha mientras que la parte derecha indica el nivel de la izquierda.

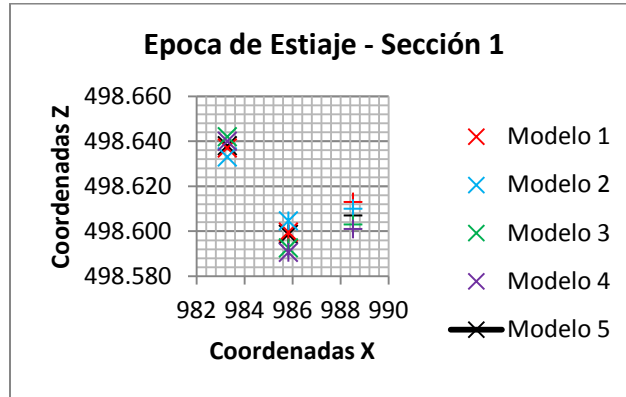


Figura 57 - Validación niveles de agua sección (1) – Estiaje

En la *Figura [57]* se observa que las variaciones máximas son de 2cm para la zona central y la margen izquierda, la zona derecha presenta variaciones despreciables.

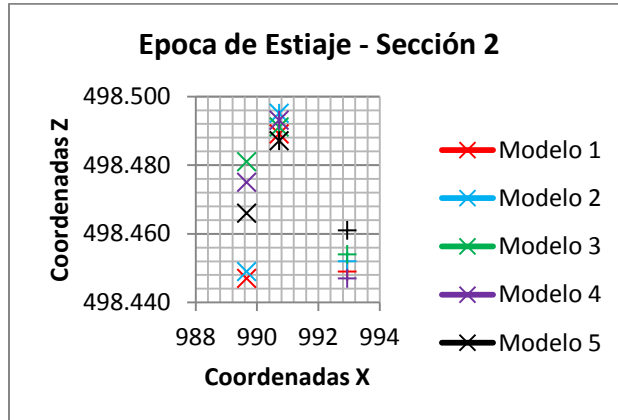


Figura 58 - Validación niveles de agua sección (2) – Estiaje

En la *Figura [58]* se puede inferir que existen diferencias máximas de 2cm para la margen izquierda y diferencias de hasta de 4cm para la margen derecha, en la zona central los datos son muy cercanos.

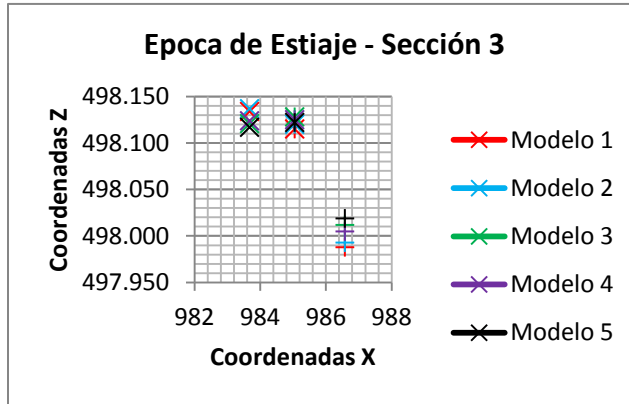


Figura 59 - Validación niveles de agua sección (3) - Estiaje

En la *Figura [59]* se aprecia que las diferencias son mínimas, no sobrepasan los 2cm para las (3) zonas.

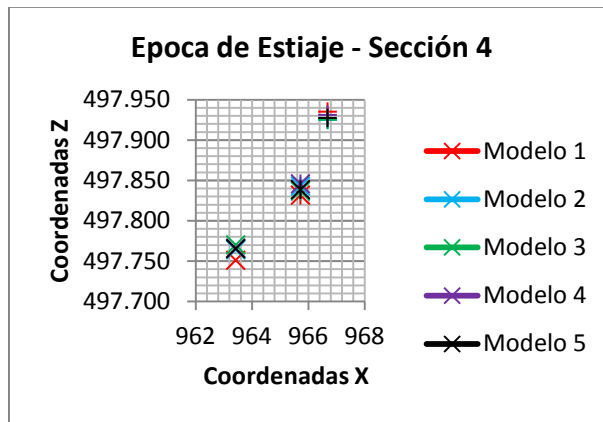


Figura 60 - Validación niveles de agua sección (4) – Estiaje

Al igual que en la figura anterior, la *Figura [60]* indica que las (5) simulaciones para la sección (4) arrojan resultados aproximadamente iguales.

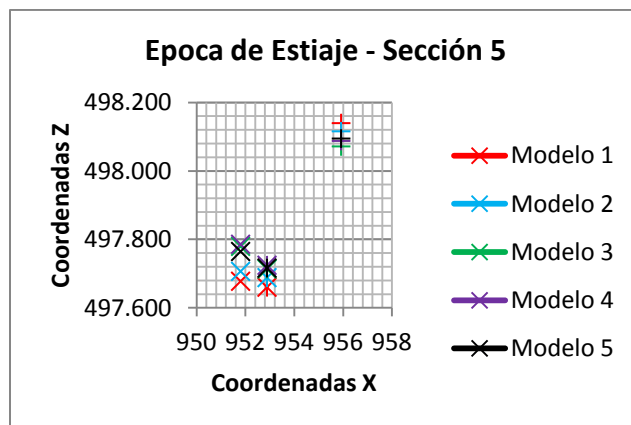


Figura 61 - Validación niveles de agua sección (5) – Estiaje

Se infiere en la *Figura [61]* que las variaciones no sobrepasan 1cm para la sección (5).

Analizando las figuras anteriores, se deduce que la variación de resultados entre las simulaciones radica en el tipo de malla que se utilizó en cada uno. Las simulaciones en las cuales se utilizaron mallas más finas tienen resultados mucho más cercanos a los reales mientras que en las que se utilizaron mallas más gruesas, los resultados varían de los reales. Debido a este comportamiento es que se presentan diferencias entre los modelos.

Una vez comparado que tan dispersos están los resultados en los diferentes modelos, se procede a comparar cual de las simulaciones es la más cercana a los resultados de la batimetría que se muestran a continuación en la *Tabla [43]*.

Datos	Sección	Resultados Estiaje - Nivel Agua [m]			Coordenadas Estiaje [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
Batimetría (Reales)	S1	0.489	0.462	0.420	498.659	498.659	498.659
	S2	0.399	0.427	0.437	498.606	498.606	498.606
	S3	0.168	0.244	0.399	498.097	498.097	498.097
	S4	0.853	1.351	1.193	497.856	497.856	497.856
	S5	0.993	1.220	0.691	497.831	497.831	497.831

Tabla 43 – Resultados reales - niveles de agua (época de estiaje)

Se determinó que la simulación más cercana a la realidad es la No.5, por ende se procedió a comparar en las siguientes gráficas los datos reales con la simulación No.5 y los datos promedio de las (5) simulaciones realizadas para cada sección.

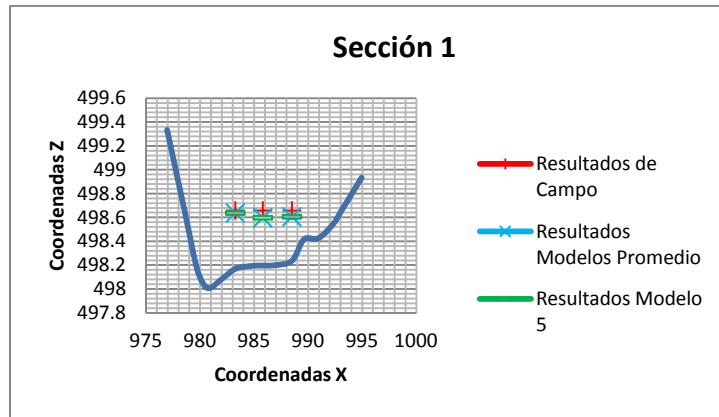


Figura 62 - Comparación de resultados sección (1) – Estiaje

Se observa que en la *Figura [62]* los niveles de agua para los (3) escenarios no varían más de 1cm, por ende en la sección (1) los resultados son adecuados ya que el margen de dispersión de datos es mínimo.

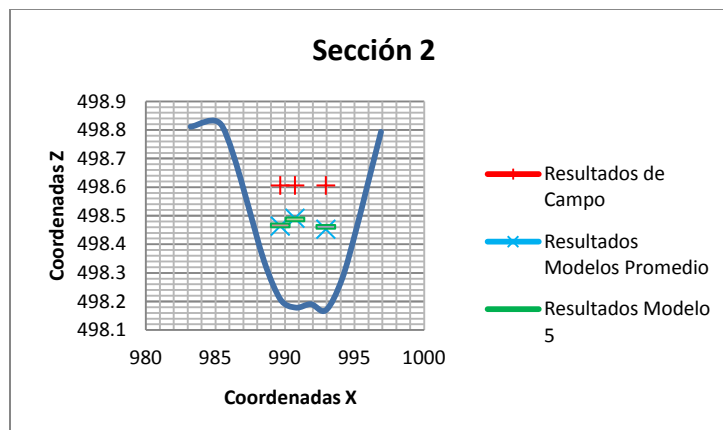


Figura 63 - Comparación de resultados sección (2) – Estiaje

Para la *Figura [63]* se puede ver que los resultados de las simulaciones varían con respecto a los resultados de campo hasta 12 cm aproximadamente.

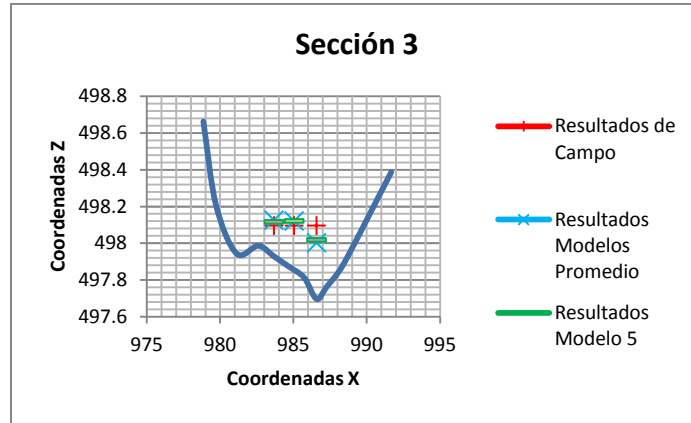


Figura 64 - Comparación de resultados sección (3) - Estiaje

Los resultados para la sección (3) son adecuados debido a que las variaciones son mínimas como se observa en la *Figura [64]*.

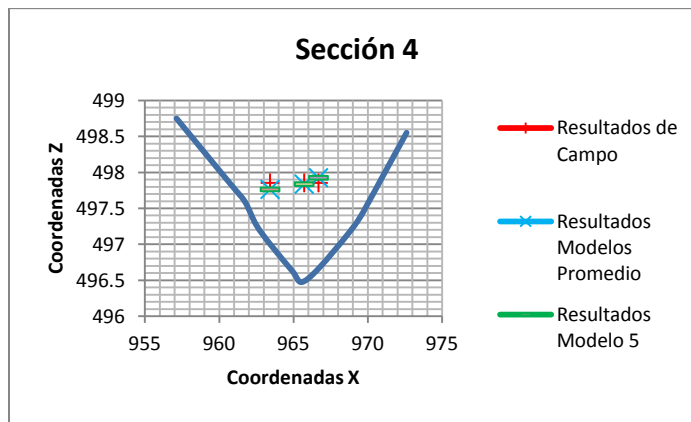


Figura 65 - Comparación de resultados sección (4) – Estiaje

En la *Figura [65]* se observa que los resultados no varían más de 0.5cm por ende los niveles de agua de las simulaciones son aproximadamente iguales a los de la sección (4) en campo.

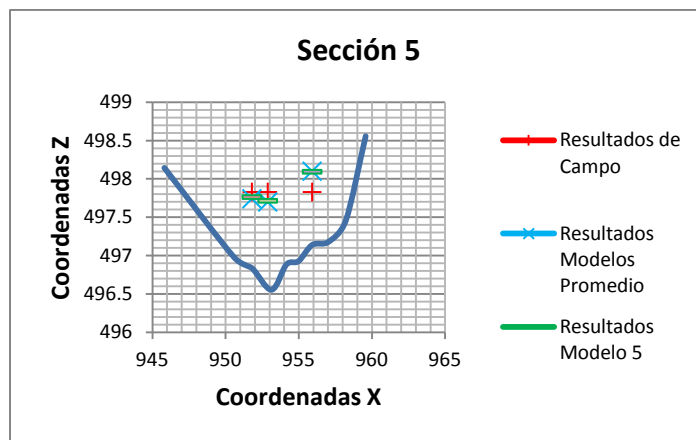


Figura 66 - Comparación de resultados sección (5) – Estiaje

En la *Figura [66]* se observa que los niveles de agua de la margen derecha y centro de la río para la sección (5) son aproximadamente iguales, mientras que para la margen izquierda varían alrededor de 30 cm de manera aproximada.

Analizando las gráficas anteriores se deduce que las diferencias entre los resultados de campo y los calculados se deben a factores externos que afectan la toma de datos como condiciones climáticas, calibración de equipos y errores a la hora de las mediciones por discontinuidades y obstáculos que se presentan en el río. Sin embargo se observa que las variaciones son mínimas por ende las simulaciones están bien calibradas y los datos fueron tomados correctamente.

7.2.1.2 Época de Creciente

Al igual que para la época de estiaje, en la época de creciente se asignaron puntos con coordenadas específicas en donde se tomaron los niveles de agua en cada sección del Río Sunuba.

En la siguiente tabla se indican las coordenadas de los puntos de medición de niveles para las cinco (5) secciones transversales de la zona en estudio. Para cada sección se tienen coordenadas [X, Z] ya que la coordenada [Y] es constante a través de cada sección. Para observar el mapa donde se especifica la localización de las secciones dentro de la zona de estudio, Ver *Figura [40]*.

Sección	Coordenada [X]			Coordenada [Z]		
	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
1	983.284	986.406	989.612	498.170	498.198	498.417
2	988.472	990.184	992.946	498.344	498.194	498.169
3	982.597	985.513	986.578	497.987	497.827	497.698
4	962.490	965.282	969.086	497.272	496.540	497.254
5	950.586	952.453	954.992	496.979	496.702	496.930

Tabla 44 - Coordenadas de puntos para obtención y validación de datos – Creciente

En el programa Delft 3D se obtuvieron los resultados de velocidad para cada sección transversal de la zona en estudio. En las tablas que se muestran a continuación, las coordenadas de la columna derecha resultan de sumar las coordenadas [Z] de la *Tabla [44]* y los resultados de cada simulación que se encuentran en la columna izquierda de la *Tabla [45]*. En las siguientes tablas se exponen los resultados de las simulaciones junto con las gráficas de contorno suministradas por el programa Delft 3D.

Simulación	Sección	Resultados Creciente - Nivel Agua [m]			Coordenadas Creciente [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
1	S1	0.645	0.572	0.468	498.815	498.770	498.885
	S2	0.271	0.459	0.459	498.615	498.653	498.628
	S3	0.335	0.514	0.617	498.322	498.341	498.315
	S4	0.982	1.634	1.103	498.254	498.174	498.357
	S5	0.964	1.321	1.385	497.943	498.023	498.315

Tabla 45 - Niveles de agua simulación (1) – Creciente

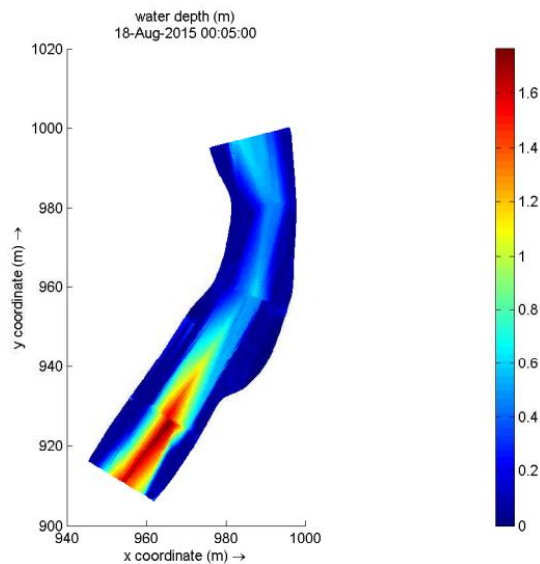


Figura 67 - Escala de niveles simulación (1)

Simulación	Sección	Resultados Creciente - Nivel Agua [m]			Coordenadas Creciente [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
2	1	0.641	0.564	0.459	498.811	498.762	498.876
	2	0.268	0.448	0.446	498.612	498.642	498.615
	3	0.332	0.510	0.609	498.319	498.337	498.307
	4	0.975	1.623	1.096	498.247	498.163	498.350
	5	0.966	1.315	1.383	497.945	498.017	498.313

Tabla 46 - Niveles de agua simulación (2) – Creciente

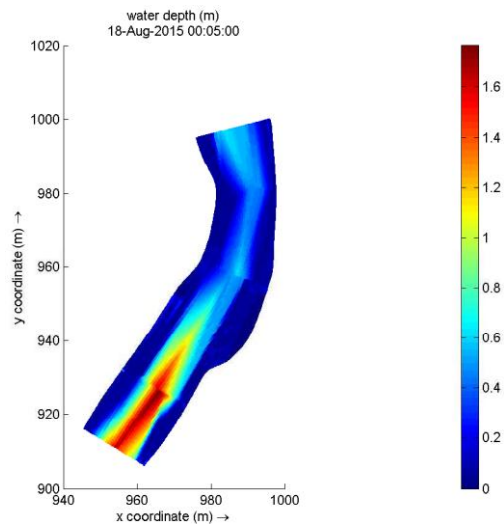


Figura 68 -Escala de niveles simulación (2)

Simulación	Sección	Resultados Creciente - Nivel Agua [m]			Coordenadas Creciente [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
3	1	0.668	0.578	0.472	498.838	498.776	498.889
	2	0.301	0.461	0.457	498.645	498.655	498.626
	3	0.339	0.517	0.619	498.326	498.344	498.317
	4	1.145	1.684	1.247	498.417	498.224	498.501
	5	1.156	1.368	1.315	498.135	498.070	498.245

Tabla 47 - Niveles de agua simulación (3) – Creciente

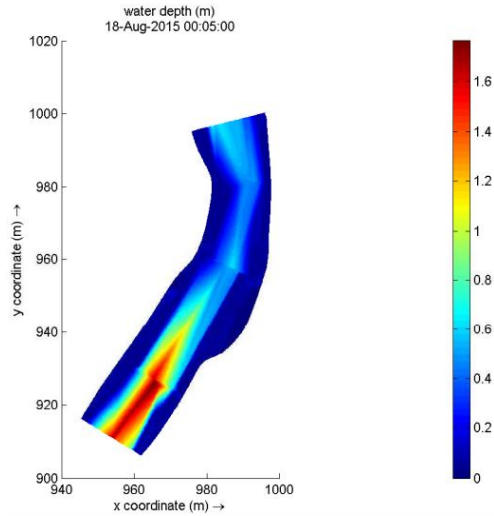


Figura 69 - Escala de niveles simulación (3)

Simulación	Sección	Resultados Creciente - Nivel Agua [m]			Coordenadas Creciente [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
4	1	0.663	0.568	0.467	498.833	498.766	498.884
	2	0.308	0.455	0.461	498.652	498.649	498.630
	3	0.335	0.509	0.614	498.322	498.336	498.312
	4	1.139	1.678	1.241	498.411	498.218	498.495
	5	1.153	1.361	1.321	498.132	498.063	498.251

Tabla 48 - Niveles de agua simulación (4) – Creciente

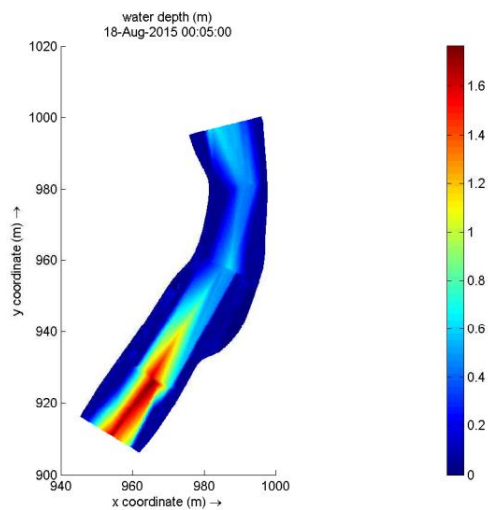


Figura 70 - Escala de niveles simulación (4)

El siguiente paso después de tener los resultados de nivel de agua en cada simulación, es la construcción de las gráficas validación de datos de los niveles, es decir, comparar los

resultados de niveles de agua de las cuatro (4) simulaciones realizadas. La parte izquierda en las gráficas indica el nivel de agua de la derecha mientras que la parte derecha indica el nivel de la izquierda.

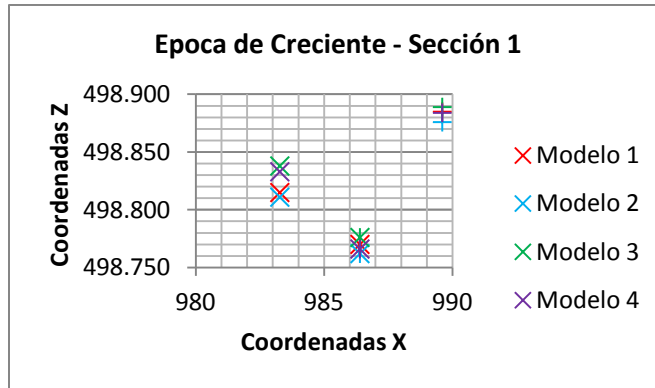


Figura 71 - Validación niveles de agua sección (1) – Creciente

En la *Figura [71]* se observa que en la margen derecha del río se presentan variaciones en los resultados de las simulaciones aproximadamente de 4cm mientras que para la margen izquierda y parte central de la sección (1) los resultados de las simulaciones son aproximadamente iguales.

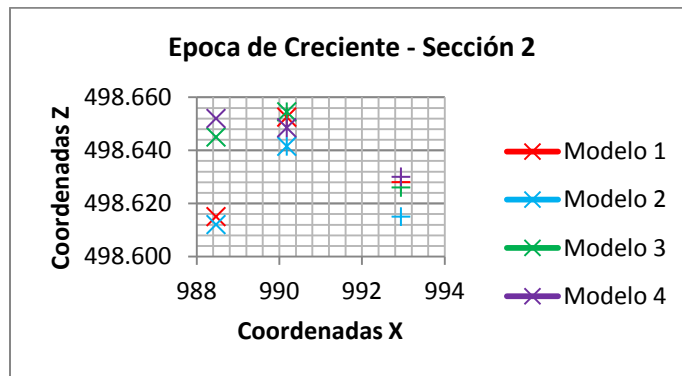


Figura 72 - Validación niveles de agua sección (2) – Creciente

Para la sección (2) se observa en la *Figura [72]* que existen variaciones de los niveles de agua para las diferentes simulaciones, diferencias hasta de 1.5cm en la margen izquierda y de 4cm en la margen derecha de la sección (2) del río.

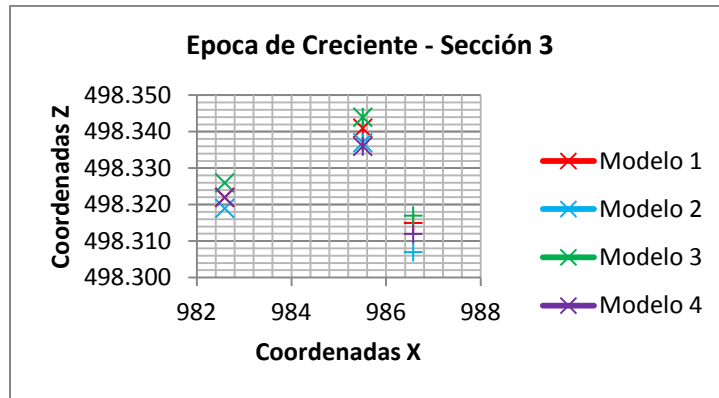


Figura 73 - Validación niveles de agua sección (3) – Creciente

En la *Figura [73]* se observa que la mayor diferencia se presenta en la margen izquierda y parte central de río la cual es de 1cm aproximadamente, mientras que para la margen derecha la diferencia máxima es de 0.5cm. Estas son diferencias mínimas entre las (4) simulaciones.

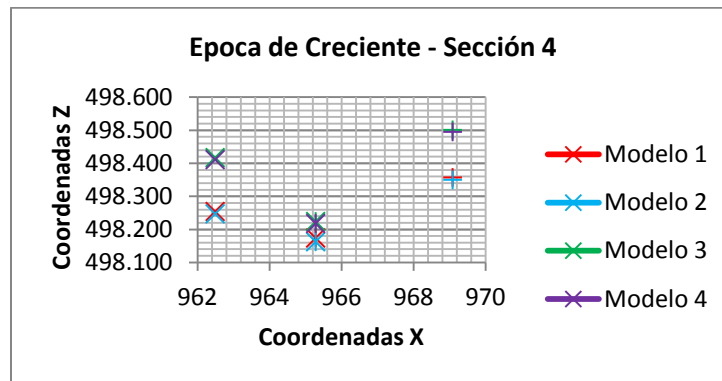


Figura 74 - Validación niveles de agua sección (4) – Creciente

En la *Figura [74]* se observa que las diferencias de los niveles de agua de las simulaciones se presentan en los costados del río en donde hay grandes discontinuidades y obstáculos.

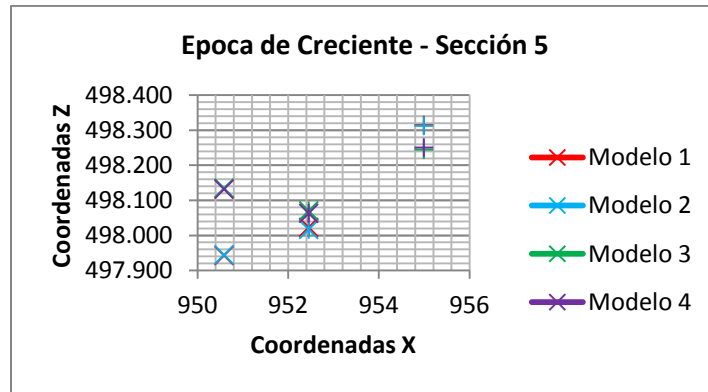


Figura 75 - Validación niveles de agua sección (5) – Creciente

Al igual que en la *Figura [75]*, en la *Figura [76]* se puede apreciar que las diferencias de niveles de agua entre las simulaciones se encuentran en los extremos y no en la parte central del río.

Una vez analizadas las gráficas anteriores se concluye que los resultados son aproximadamente iguales para las simulaciones realizadas, por ende estas están bien calibradas y se cumple el test de independencia tanto en tiempo como en espacio, por otro lado se deduce que la variación leve de resultados entre las simulaciones radica en el tipo de malla que se utilizó en cada uno. Las simulaciones en las cuales se utilizaron mallas más finas tienen resultados mucho más cercanos a los reales mientras que en los que se utilizaron mallas más gruesas, los resultados varían de los reales, por esta razón se dan las diferencias.

Luego de comparar que tan dispersos están los resultados en las diferentes simulaciones, se procede a comparar cual de las simulaciones es la más cercana a los resultados de la batimetría que se muestran a continuación.

Datos	Sección	Resultados Creciente - Nivel Agua [m]			Coordenadas Creciente [Z] - Nivel Agua		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
Batimetría (Reales)	S1	0.762	0.734	0.515	498.932	498.932	498.932
	S2	0.443	0.594	0.618	498.787	498.787	498.787
	S3	0.399	0.559	0.688	498.386	498.386	498.386
	S4	1.261	1.725	1.278	498.533	498.533	498.532
	S5	1.160	1.437	1.209	498.139	498.139	498.139

Tabla 49 - Resultados reales niveles de agua época de creciente - Batimetría

Se dedujo que la simulación que arroja los resultados más cercanos a los reales es la No.3, esta simulación se comparó con el promedio de los resultados de las simulaciones y los resultados reales de campo. A continuación se muestra la comparación de los (3) escenarios.

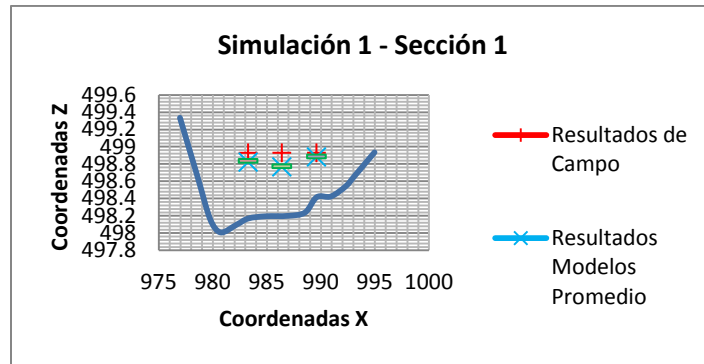


Figura 76 - Comparación de resultados sección (1) – Creciente

La *Figura [76]* indica que para la sección (1) los resultados de campo son muy cercanos a los resultados de las simulaciones. La diferencia máxima entre los datos de campo y el modelo numérico es de 8 cm y se encuentra en la parte central del río. En las márgenes las diferencias oscilan entre 2 cm aproximadamente.

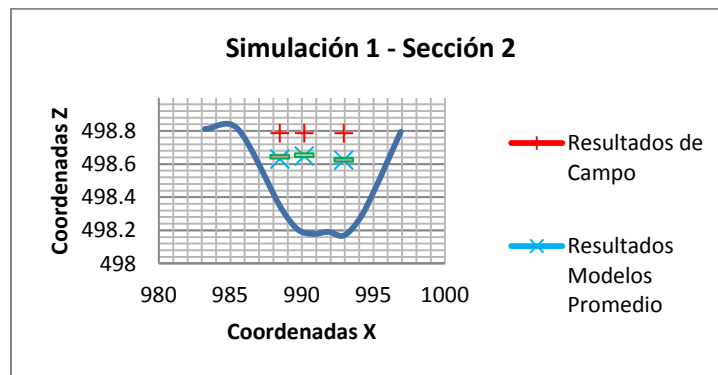


Figura 77 - Comparación de resultados sección (2) – Creciente

En la *Figura [77]* se observa que hay diferencias de 12 cm para los (3) puntos de la sección (2) entre la simulación y los resultados de campo.

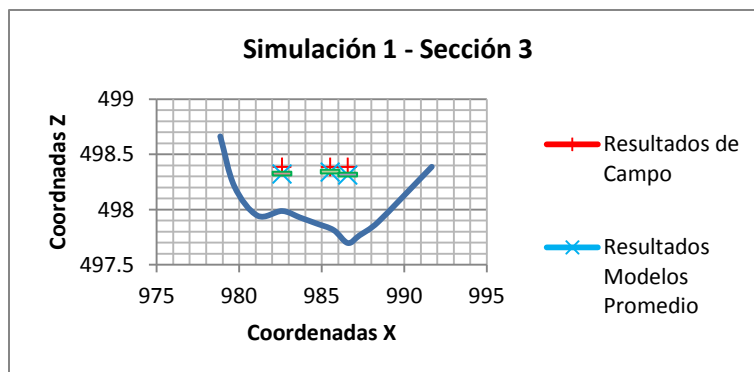


Figura 78 - Comparación de resultados sección (3) – Creciente

En la sección (3) se puede observar que las diferencias son mínimas. La diferencia máxima es de 4 cm y se encuentra en la margen derecha del río. En los otros puntos las diferencias son de 2 cm para la margen izquierda y 1 cm para el punto central. Ver *Figura [78]*.

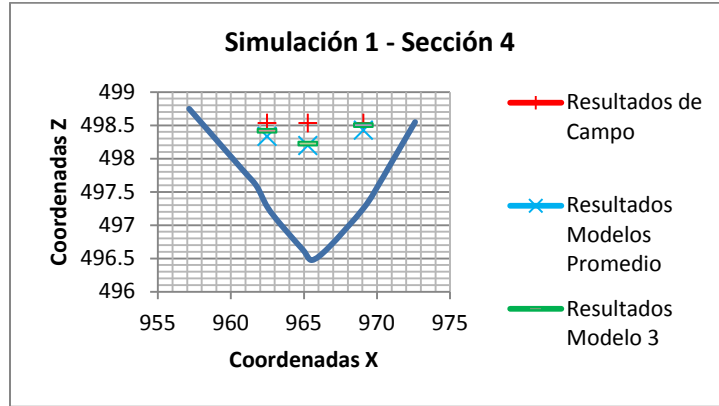


Figura 79 - Comparación de resultados sección (4) – Creciente

Para la sección (4) la diferencia máxima de nivel entre las simulaciones y los resultados de campo se encuentra en el punto central, la cual es de 25cm. En las márgenes la diferencia es despreciable. Ver *Figura [79]*.

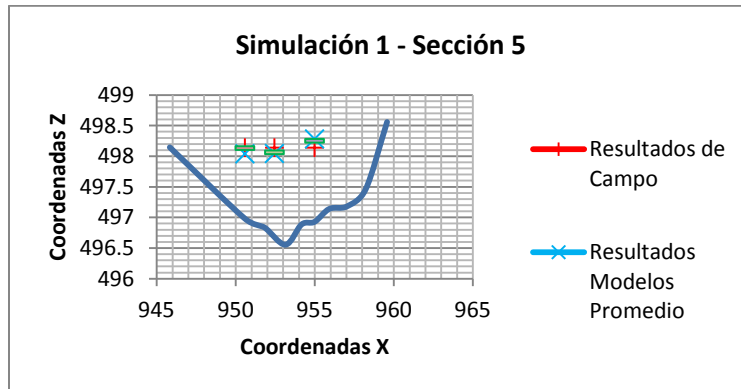


Figura 80 - Comparación de resultados sección (5) – Creciente

En la *Figura [80]* se observa que los resultados de campo comparados a los de las simulaciones son aproximadamente iguales para la margen derecha y el punto central de río, mientras que para la margen izquierda el nivel de agua varía 10cm.

Luego de analizar y comparar los datos de campo con las simulaciones, se deduce que para la sección (2) las variaciones son más representativas que para las otras secciones esto debido a que en esta sección la toma de datos se realizó con mayor dificultad y se presenta un cambio en la vaguada del río. Por otro lado se concluye que en los puntos donde los datos de campo y el modelo son aproximadamente iguales, la obtención de los

datos se realizo de forma correcta y las simulaciones están calibradas y correctamente modeladas mientras en los puntos donde hubieron variaciones, la calibración de los equipos y los errores en la toma de datos pudieron afectar los resultados.

7.2.2 Velocidades

7.2.2.1 Época de Estiaje

Al igual que para los niveles, a la hora de obtener las velocidades, se definieron los mismos puntos con coordenadas como se muestra en la *Tabla [37]*. En estos puntos se tomaron las velocidades del Río Sunuba. Para cada sección se tienen coordenadas [X, Z] ya que la coordenada [Y] es constante a través de cada sección. Para observar el mapa donde se especifica la localización de las secciones dentro de la zona de estudio, Ver *Figura [40]*. Los resultados de velocidades en cada punto de las secciones transversales para cada simulación se muestran a continuación.

Simulación	Sección	Resultados Estiaje - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
1	1	0.289	0.287	0.281
	2	0.841	0.813	0.695
	3	0.720	0.827	0.809
	4	0.167	0.172	0.134
	5	0.119	0.135	0.152

Tabla 50 – Velocidades simulación (1) – Estiaje

Simulación	Sección	Resultados Estiaje - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
2	1	0.297	0.293	0.284
	2	0.827	0.816	0.703
	3	0.732	0.843	0.814
	4	0.165	0.168	0.137
	5	0.116	0.128	0.148

Tabla 51 - Velocidades simulación (2) – Estiaje

Simulación	Sección	Resultados Estiaje - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
3	1	0.298	0.287	0.279
	2	0.806	0.789	0.669
	3	0.689	0.827	0.808
	4	0.172	0.164	0.136
	5	0.123	0.132	0.147

Tabla 52 - Velocidades simulación (3) – Estiaje

Simulación	Sección	Resultados Estiaje - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
4	1	0.301	0.288	0.282
	2	0.842	0.811	0.685
	3	0.706	0.830	0.812
	4	0.171	0.167	0.131
	5	0.121	0.133	0.140

Tabla 53 - Velocidades simulación (4) – Estiaje

Simulación	Sección	Resultados Estiaje - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
5	1	0.302	0.291	0.282
	2	0.851	0.827	0.679
	3	0.701	0.831	0.806
	4	0.167	0.154	0.121
	5	0.110	0.131	0.140

Tabla 54 - Velocidades simulación (5) – Estiaje

Para analizar adecuadamente la información de las anteriores tablas, se procede a construir las gráficas de velocidad para cada sección del Río Sunuba en donde se comparan los resultados de las simulaciones con el fin de validar los datos anteriormente expuestos.

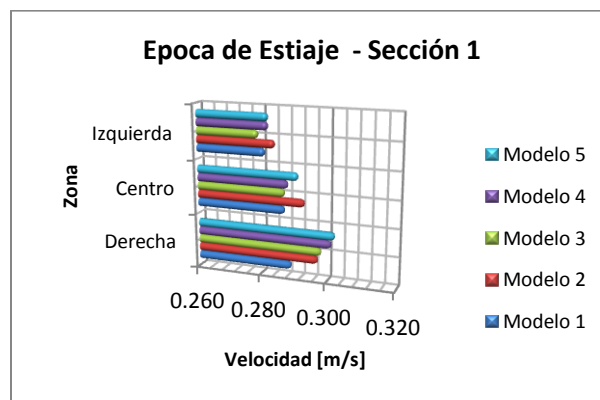


Figura 81 – Validación velocidades sección (1) – Estiaje

Se observa en la *Figura [81]* que existen grandes variaciones de velocidades en cada simulación. En la sección (1) la zona que mayor variabilidad presenta es la zona derecha con una diferencia de 0,012 m/s. En las otras zonas de río las simulaciones arrojan resultados aproximadamente iguales.

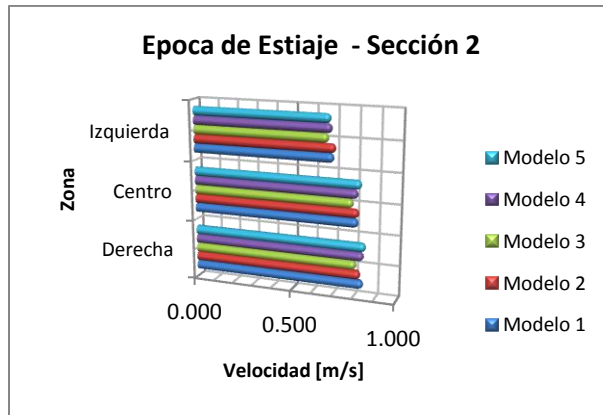


Figura 82 - Validación velocidades sección (2) – Estiaje

Para las sección (2) las velocidades no presentan mayores variaciones para cada zona como se especifica en la *Figura [82]*. Las (5) simulaciones presentan resultados muy cercanos para cada zona.

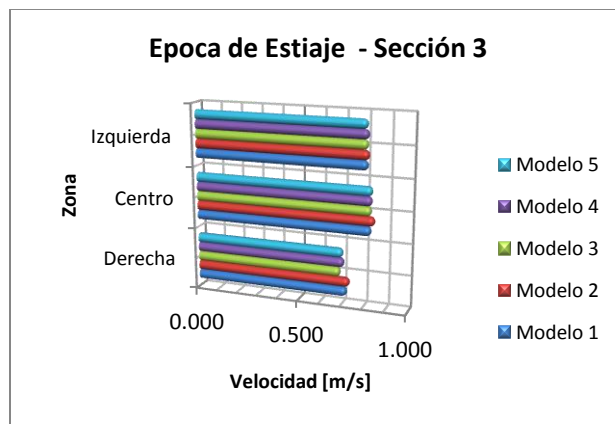


Figura 83 - Validación velocidades sección (3) – Estiaje

Al igual que en la sección (2), la sección (3) presenta velocidades muy similares para cada zona del río en las diferentes simulaciones como se observa en la *Figura [83]*.

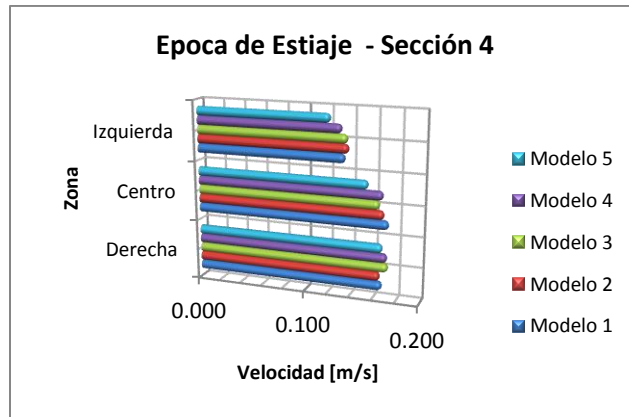


Figura 84 - Validación velocidades sección (4) – Estiaje

En la sección (4) se presentan variaciones en las (3) zonas. La mayor variación se presenta en la zona central entre la simulación (1) y la (5), la diferencia es de 0.02 m/s. En la zona izquierda y derecha de la sección las variaciones son mínimas como se analiza en la *Figura [84]*.

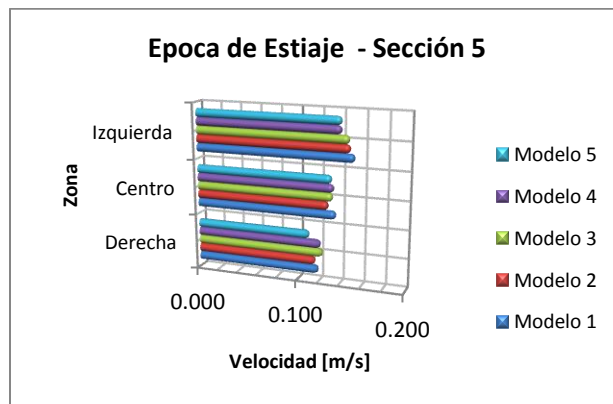


Figura 85 - Validación velocidades sección (5) – Estiaje

Para la sección 5 las velocidades no tienen mayor variabilidad en las (3) zonas estudiadas para las (5) simulaciones realizadas. Ver *Figura [85]*.

Luego de haber comparado los resultados de velocidades para las (5) simulaciones se deduce que están bien calibradas y se cumple el test de independencia en tiempo y espacio. Las diferencias mínimas existentes radican en el tipo de malla utilizada, en las simulaciones donde se utilizaron mallas más finas los resultados se acercan más a los reales, mientras que en aquellas construidas con mallas más gruesas, los resultados se alejan de los reales, sin embargo la afectación de la malla en los resultados es significativamente mayor para los niveles de agua que para las velocidades.

Una vez comparado que tan dispersos están los resultados de velocidades en las diferentes simulaciones para las diversas zonas, se procede a comparar cual de las simulaciones es la más cercana a los resultados de la batimetría que se muestran a continuación en la *Tabla [55]*.

Datos	Sección	Resultados Estiaje - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
Batimetría (Reales)	1	0.180	0.260	0.200
	2	0.370	0.430	0.380
	3	0.420	0.710	0.440
	4	0.170	0.160	0.150
	5	0.130	0.160	0.130

Tabla 55 - Resultados reales velocidades - Estiaje

La simulación No.3 es la que arroja los resultados más cercanos a los reales por ende se escogió este modelo para compararlo con los resultados promedio de las simulaciones y los reales. En las siguientes gráficas se aprecia la comparación realizada.

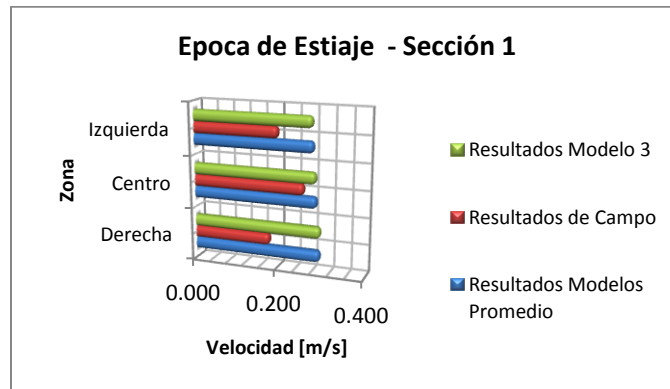


Figura 86 - Comparación de velocidades sección (1) Estiaje

Para la sección (1) los datos tomados en campo varían con respecto a los resultados obtenidos en las simulaciones. La mayor diferencia se presenta en la zona derecha del río, la cual es de 0.13 m/s, una diferencia significativa. Ver *Figura [86]*.

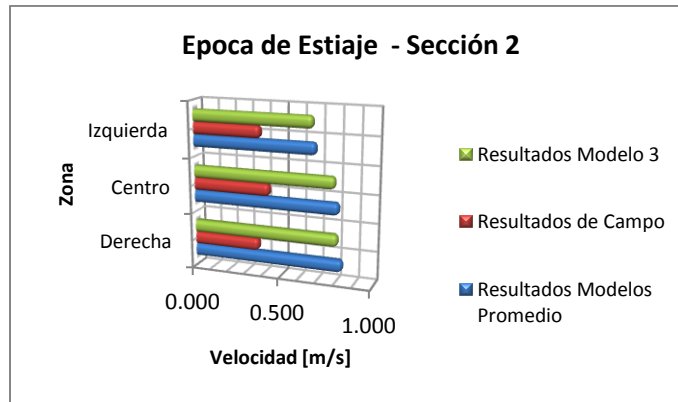


Figura 87 - Comparación de velocidades sección (2) Estiaje

En la *Figura [87]* se aprecia que hay variaciones de velocidad altas. En la zona derecha la diferencia de velocidad entre el modelo y el dato de campo es de 0.5m/s, en las otras zonas las variaciones oscilan entre 0.3m/s y 0.4m/s aproximadamente.

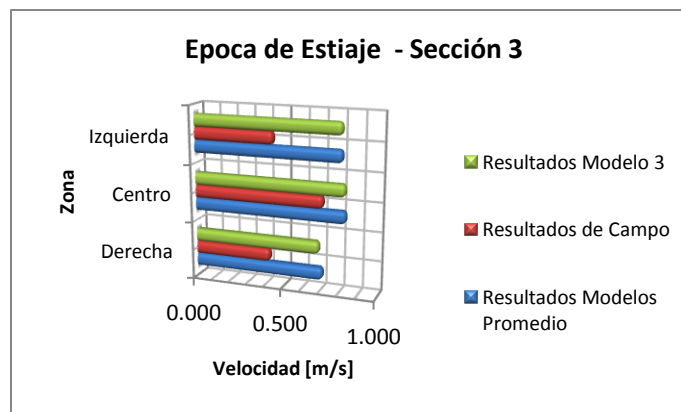


Figura 88 - Comparación de velocidades sección (3) Estiaje

Para la sección (3) se observa que las variaciones de velocidad entre el modelo y los datos tomados de campo oscilan entre 0.1m/s y 0.4m/s siendo la zona izquierda del río la que mayor diferencia presenta y la zona central la que menor diferencia presenta. Ver *Figura [88]*.

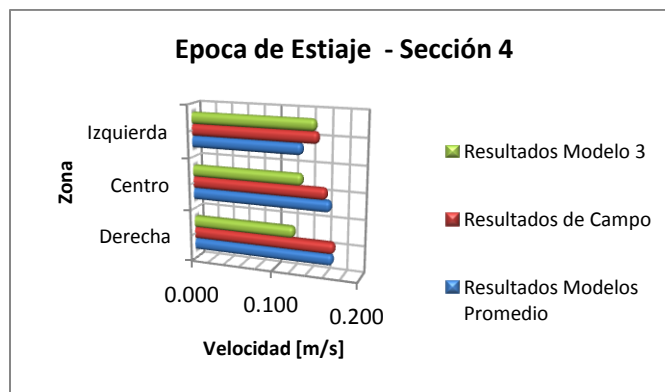


Figura 89 - Comparación de velocidades sección (4) Estiaje

En la *Figura [89]* se observa que la margen derecha y central del río son las que mayor variación presenta entre el resultado de la simulación y el resultado de campo, la variación es de 0.04 m/s. La margen izquierda presenta variaciones de aproximadamente 0.01 m/s. Las variaciones para esta sección no son significativas.

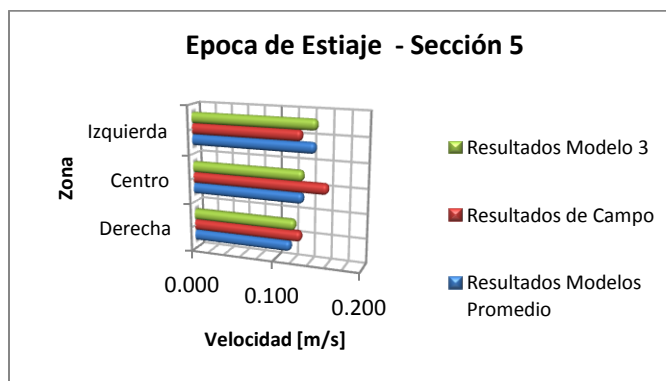


Figura 90 - Comparación de velocidades sección (5) Estiaje

Para la sección (5) se infiere que las diferencias entre los resultados de campo y de las simulaciones son mínimas, la máxima es de 0.03 m/s y se presenta en la zona central de la sección. Ver *Figura [90]*.

Luego de haber analizado y comparado los resultados del modelo con los de campo se concluye que las velocidades varían significativamente en las secciones (1), (2) y (3) mientras que en la (4) y (5) no. Las variaciones de los datos reales comparados con los obtenidos se deben a errores en la medición y a factores como lo son el clima, la dificultad de accesos para ciertas secciones, la presencia de rocas y la mala calibración de los equipos utilizados.

7.2.2.2 Época de Creciente

Se tomaron las mismas coordenadas en donde se tomaron los niveles de agua Ver *Tabla [44]*. Se midieron en estos puntos las velocidades, los resultados en cada punto de las secciones transversales para cada simulación se muestran a continuación. Para cada sección se tienen coordenadas [X, Z] ya que la coordenada [Y] es constante a través de cada sección. Para observar el mapa donde se especifica la localización de las secciones dentro de la zona de estudio, Ver *Figura [40]*.

Simulación	Sección	Resultados Creciente - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
1	1	0.362	0.432	0.363
	2	0.687	0.814	0.679
	3	0.659	0.896	0.645
	4	0.231	0.259	0.144
	5	0.176	0.210	0.226

Tabla 56 - Velocidades simulación (2) - Creciente

Simulación	Sección	Resultados Creciente - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
2	1	0.369	0.434	0.367
	2	0.694	0.836	0.684
	3	0.658	0.901	0.664
	4	0.234	0.253	0.146
	5	0.179	0.203	0.221

Tabla 57 - Velocidades simulación (2) - Creciente

Simulación	Sección	Resultados Creciente - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
3	1	0.436	0.430	0.410
	2	0.637	0.814	0.725
	3	0.651	0.882	0.673
	4	0.247	0.245	0.164
	5	0.187	0.203	0.217

Tabla 58 - Velocidades simulación (3) – Creciente

Simulación	Sección	Resultados Creciente - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
4	1	0.451	0.442	0.417
	2	0.653	0.825	0.736
	3	0.648	0.893	0.681
	4	0.243	0.247	0.165
	5	0.180	0.193	0.210

Tabla 59 - Velocidades simulación (4) - Creciente

Luego de tener las velocidades en cada punto coordenado, el siguiente paso es comparar los diversos resultados de las simulaciones para cada sección, esto con el fin de validar los datos calculados y determinar si las simulaciones están bien calibradas. A continuación se encuentran las graficas en donde se comparan los resultados de las simulaciones.

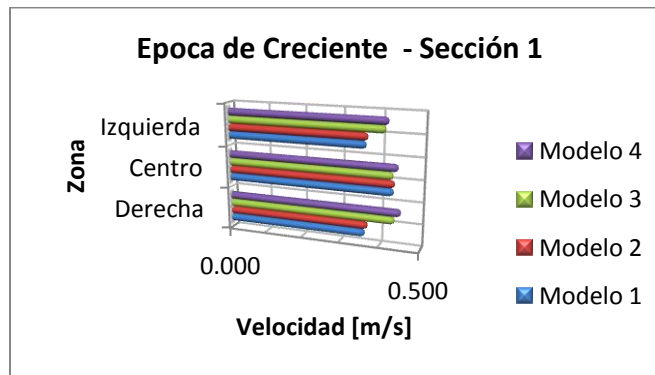


Figura 91 - Validación velocidades sección (1) – Creciente

Para la sección (1) se observa que las variaciones de velocidades entre las simulaciones se encuentran en la zona derecha de río con una diferencia de 0.1 m/s aproximadamente entre la simulación (1) y la (4). Ver *Figura [91]*.

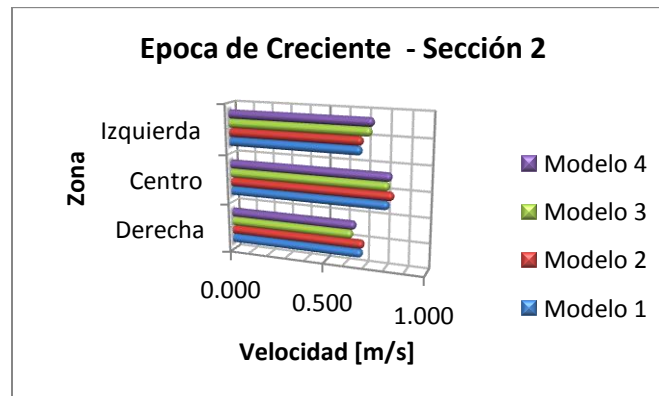


Figura 92 – Validación velocidades sección (2) – Creciente

En la *Figura [92]* se aprecia que las diferencias de velocidad son mínimas en las (3) zonas, las variaciones entre las simulaciones oscilan entre 0.05 m/s.

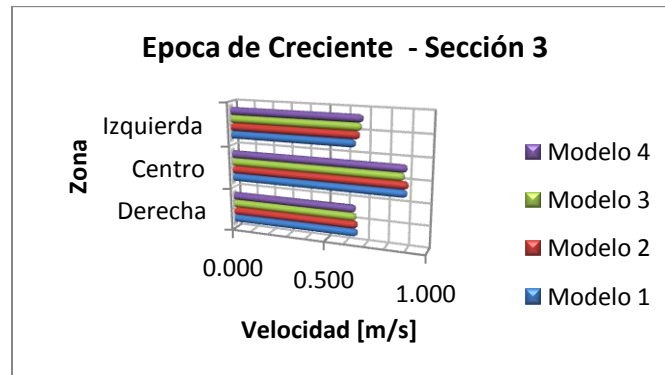


Figura 93 - Validación velocidades sección (3) – Creciente

La sección (3) es la que menor variabilidad de resultados presenta para las (4) simulaciones, las velocidades son aproximadamente iguales en las (3) zonas como se observa en la *Figura [93]*.

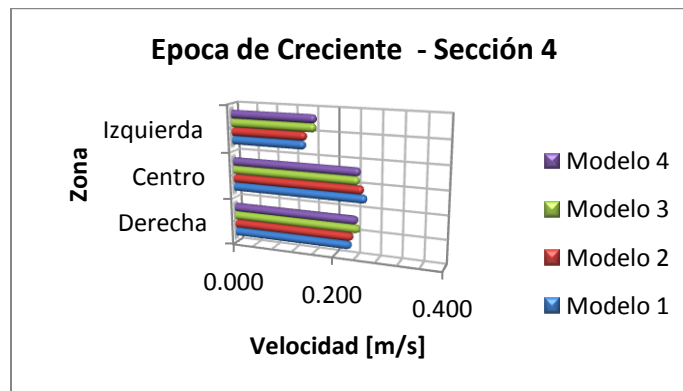


Figura 94 - Validación velocidades sección (4) – Creciente

En la *Figura [94]* se observa que la variación máxima se presenta en la zona izquierda del río donde la diferencia es de 0.01 m/s entre la simulación (1) y la (4).

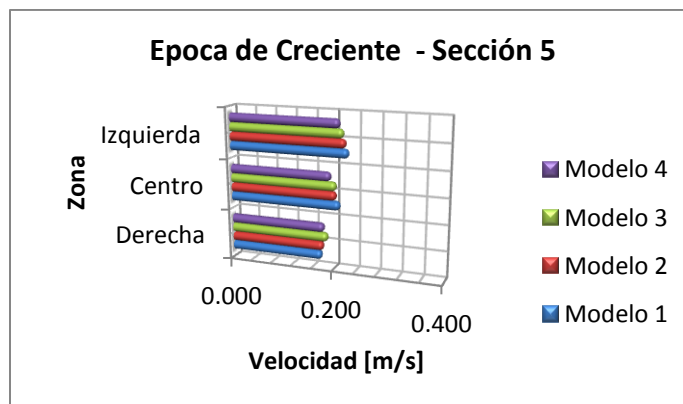


Figura 95 - Validación velocidades sección (5) – Creciente

En la *Figura [95]* se observa que las variaciones son mínimas entre las simulaciones para cada zona de la sección (5).

Luego de haber comparado los resultados de velocidades para las (4) simulaciones se deduce que estas están bien calibradas y se cumple el test de independencia en tiempo y espacio. Las diferencias presentadas se deben al tipo de malla utilizada en cada simulación, sin embargo esta condición afecta en mayor proporción a los niveles de láminas de agua que a las velocidades del flujo.

Una vez comparado que tan dispersos están los resultados de velocidades en las diferentes simulaciones para las diversas zonas, se procede a comparar cual de las simulaciones es la más cercana a los resultados de la batimetría que se muestran a continuación en la *Tabla [60]*.

Datos	Sección	Resultados Creciente - Velocidad [m/s]		
		Derecha	Centro	Izquierda
Reales (Batimetría)	S1	0.240	0.320	0.260
	S2	0.450	0.570	0.460
	S3	0.430	0.730	0.460
	S4	0.180	0.180	0.170
	S5	0.220	0.250	0.220

Tabla 60 - Resultados reales velocidades - Creciente

La simulación No.1 es la que proporciona los resultados más cercanos a los reales por ende se escogió esta para compararla con los resultados promedio de las simulaciones y los reales. En las siguientes gráficas se aprecia la comparación realizada.

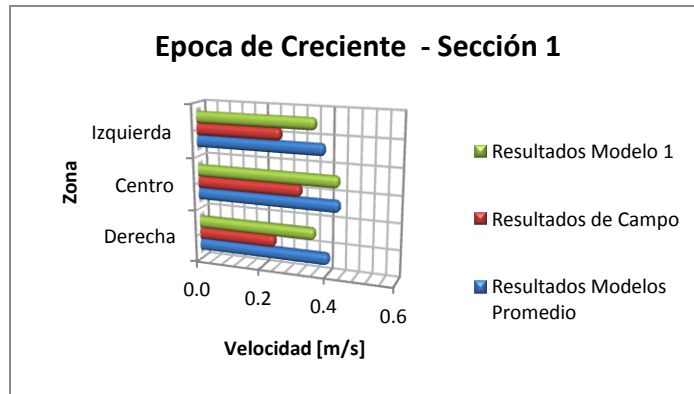


Figura 96 - Comparación de velocidades sección (1) – Creciente

En la *Figura [96]* se observan variaciones significativas entre los resultados de campo y las simulaciones, en la zona derecha la velocidad calculada es alrededor del doble de la obtenida, estas altas variaciones generan errores relativos grandes.

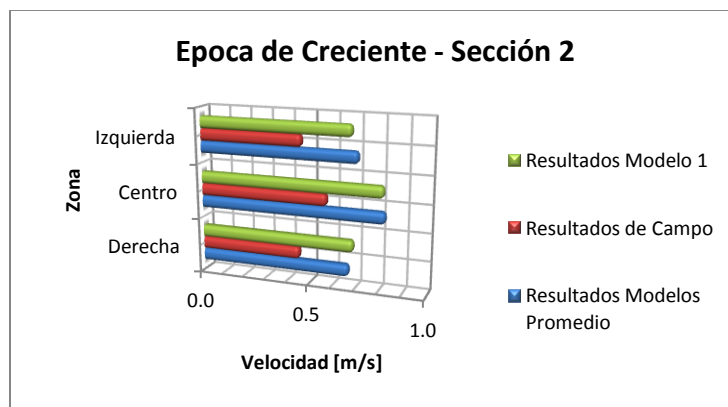


Figura 97 - Comparación de velocidades sección (2) – Creciente

En la sección (2) se presentan variaciones de velocidad que oscilan entre 0.2 m/s y 0.3 m/s, diferencias altas entre los resultados de las simulaciones y los datos obtenidos. Ver *Figura [97]*.

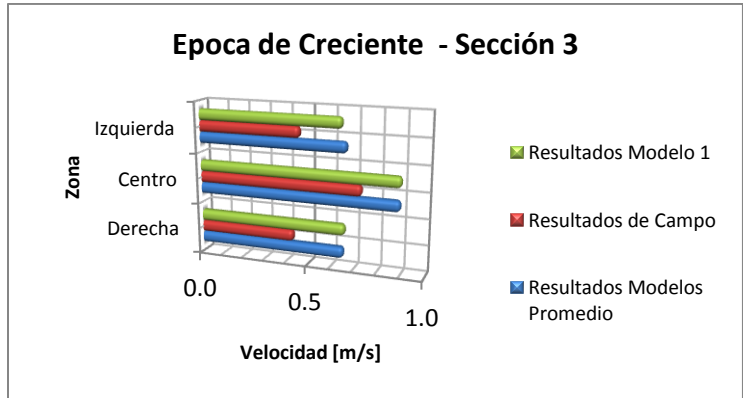


Figura 98 - Comparación de velocidades sección (3) – Creciente

Las variaciones en la sección (3) fluctúan entre 0.15m/s y 0.2m/s como se observa en la *Figura [98]*.

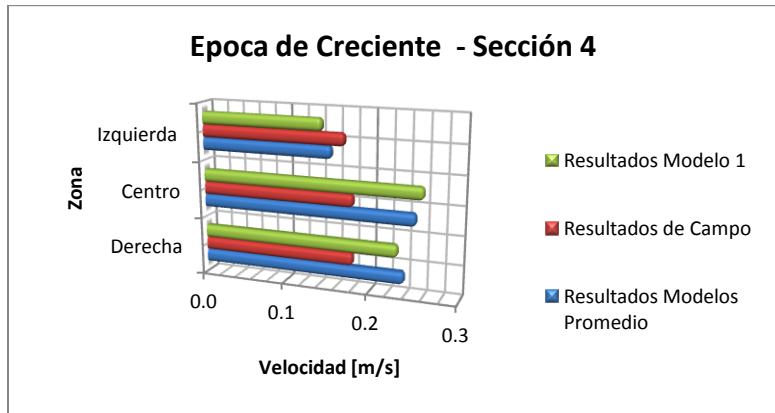


Figura 99 - Comparación de velocidades sección (4) – Creciente

Para la sección (4) se puede analizar que la zona izquierda presenta una variación despreciable entre los resultados obtenidos y calculados. Por otro lado la zona centro y la zona derecha presentan diferencias de 0.6 m/s y 0.4 m/s respectivamente, variaciones significativas que generan errores relativos altos. Ver *Figura [99]*.

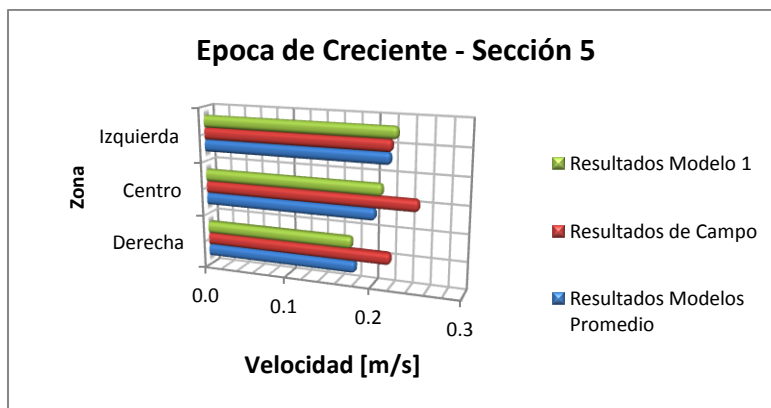


Figura 100 - Comparación de velocidades sección (5) – Creciente

En la sección (5) al igual que en la sección (4), solo se presentan diferencias en la zona centro y derecha mientras que la izquierda presenta variaciones despreciables.

Luego de analizar las anteriores graficas se concluye que para las secciones (1), (2) y (3) se presentan grandes variaciones entre los resultados obtenidos y calculados en todas las zonas de las secciones, mientras que para las secciones (4) y (5) solo se presentan diferencias en la zona central y derecha, ya que la zona izquierda presenta diferencias despreciables. Las variaciones que se presentan entre los resultados calculados y medidos se deben a errores en la medición y a factores como lo son el clima, la dificultad de accesos para ciertas secciones, la presencia de rocas y la mala calibración de los equipos utilizados. Estos factores afectan en mayor proporción a las velocidades que a los niveles de las láminas de agua.

7.2.3 Transporte de Sedimentos

La simulación del transporte de sedimentos del Río Sunuba se realizó para las épocas de creciente y de estiaje. El comportamiento de este fenómeno varía dependiendo de la época en la cual se estudie este fenómeno y de la concentración de sedimentos de la zona de estudio. Para analizar el transporte de sedimentos del río se asumieron (3) concentraciones de sedimentos (0.05kg/m³, 0.005kg/m³, 0.0005kg/m³) con el fin de determinar con que concentración se presenta la mayor uniformidad posible sobre la zona en estudio. Cabe recalcar que los resultados obtenidos del transporte de sedimentos en la simulación realizada no tienen forma de ser comparados ni validados ya que no se conoce la concentración real de sedimentos del río. Para obtener los resultados de transporte de sedimentos se escogió la simulación No.3 (Ver Tabla [34]) ya que esta es la que presenta el mejor comportamiento hidrodinámico y los resultados son los más cercanos a la realidad.

7.2.3.1 Época de Estiaje

Se asumieron (3) concentraciones de sedimentos diferentes (0.05kg/m³, 0.005kg/m³, 0.0005kg/m³). Los resultados de la simulación para los (3) escenarios se muestran a continuación.

7.2.3.1.1 Concentración de Sedimentos 0.05kg/m³

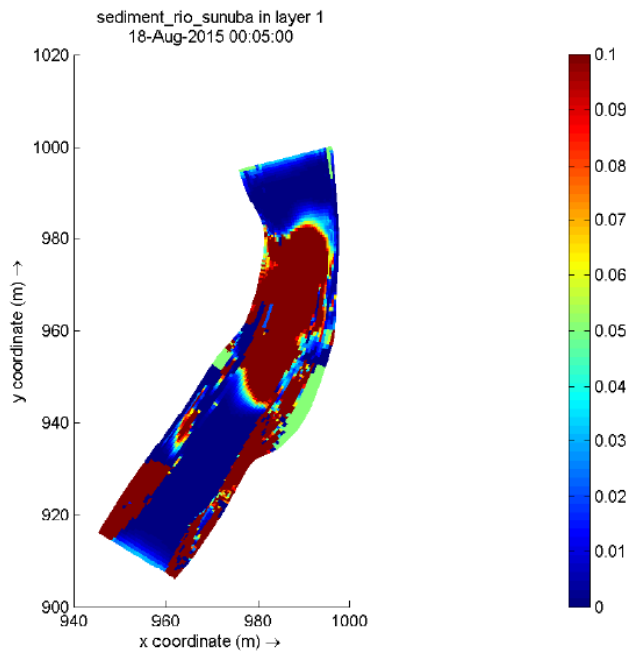


Figura 101 - Escala de transporte de sedimentos C= [0.05kg/m³] - Estiaje

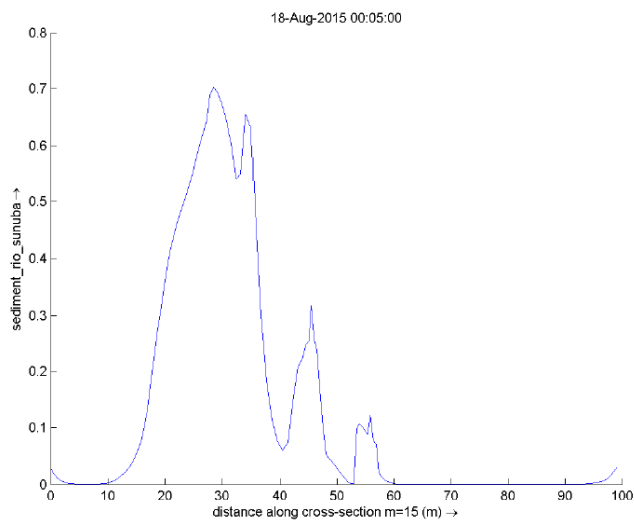


Figura 102 - Transporte de sedimentos margen izquierda C = [0.05kg/m³] - Estiaje

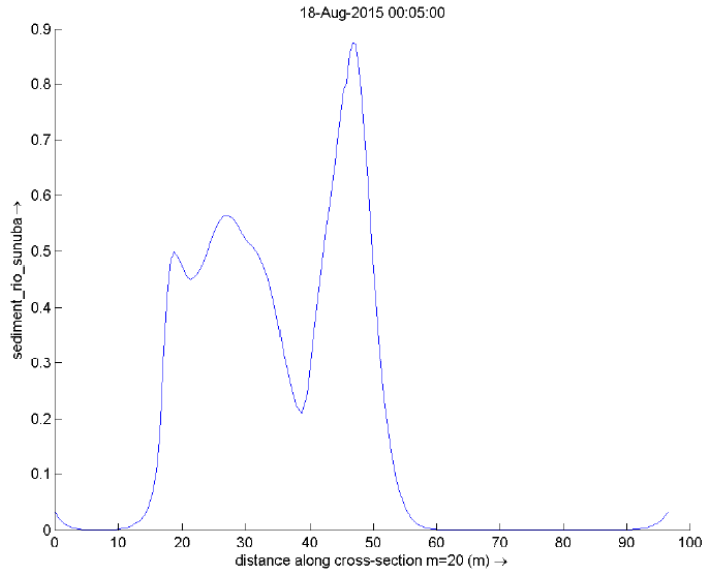


Figura 103 - Transporte de sedimentos zona central C = [0.05kg/m3] - Estiaje

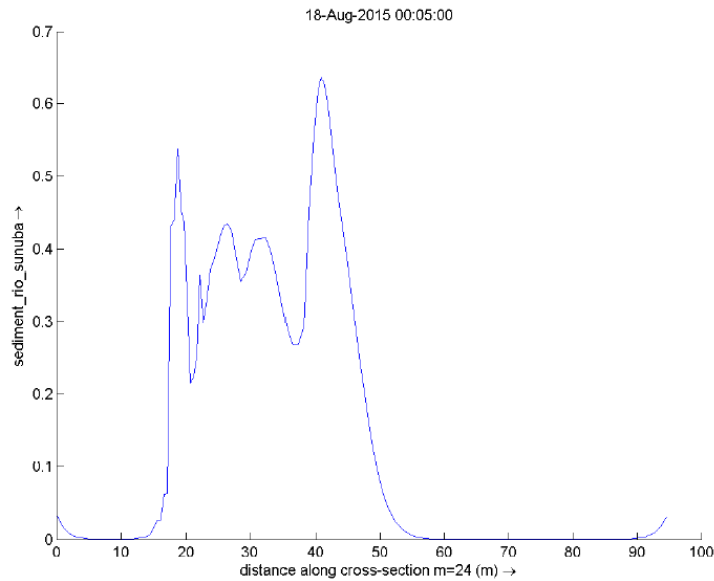


Figura 104 - Transporte de sedimentos margen derecha C = [0.05kg/m3] – Estiaje

Según las figuras anteriores se puede concluir que para las 3 zonas del río (izquierda, central y derecha) se presenta un alto transporte de sedimentos entre la sección (2) y la sección (3) (Ver Figura [40]), mientras que en las otras secciones (3) -(4) y (5) (Ver Figura [40]) el transporte de sedimentos es mínimo. No se presenta un comportamiento general de transporte de sedimentos para la zona en estudio.

7.2.3.1.2 Concentración de Sedimentos 0.005kg/m3

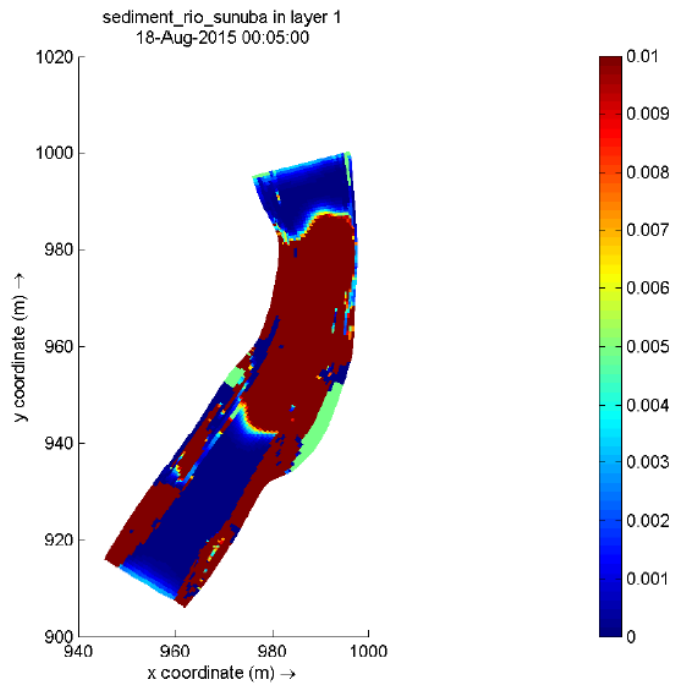


Figura 105 - Escala de transporte de sedimentos $C = [0.005\text{kg/m}^3]$ - Estiaje

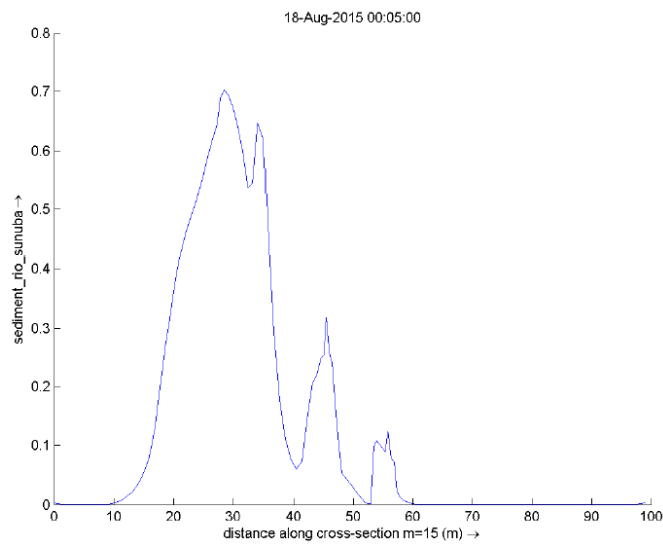


Figura 106 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.005\text{kg/m}^3]$ - Estiaje

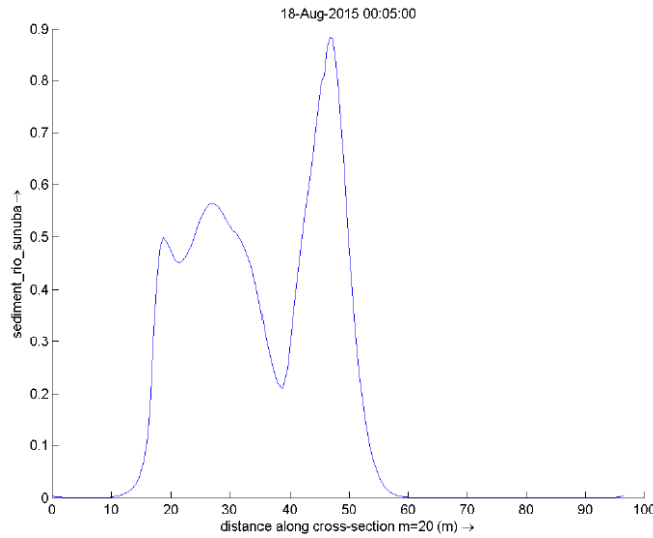


Figura 107 - Transporte de sedimentos zona central C = [0.005kg/m3] - Estiaje

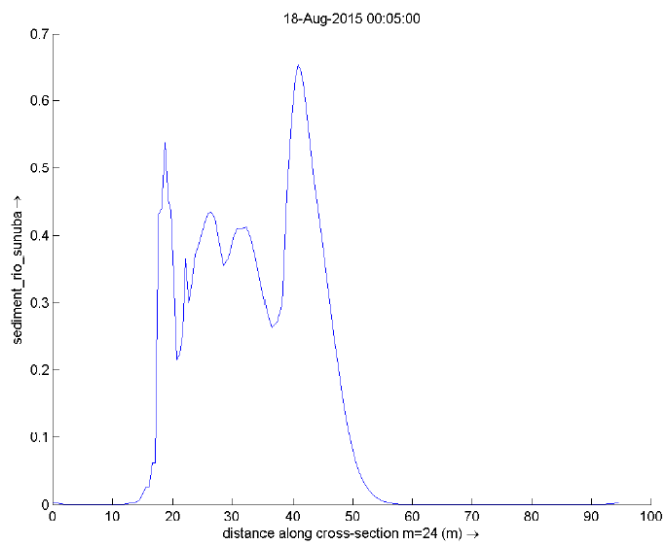


Figura 108 - Transporte de sedimentos margen derecha C = [0.005kg/m3] – Estiaje

Para esta concentración se observa que el transporte de sedimentos al igual que para el escenario anterior se da entre la sección (2) y la sección (3) de la zona en estudio (Ver Figura [40]), junto con un alto transporte de sedimentos en las márgenes del río en todas las secciones (Ver Figura [40]). Por otro lado se concluye que no se presenta uniformidad, el transporte no es constante a lo largo de la zona de estudio, varía como se infiere en la Figura [105].

7.2.3.1.3 Concentración de Sedimentos 0.0005kg/m3

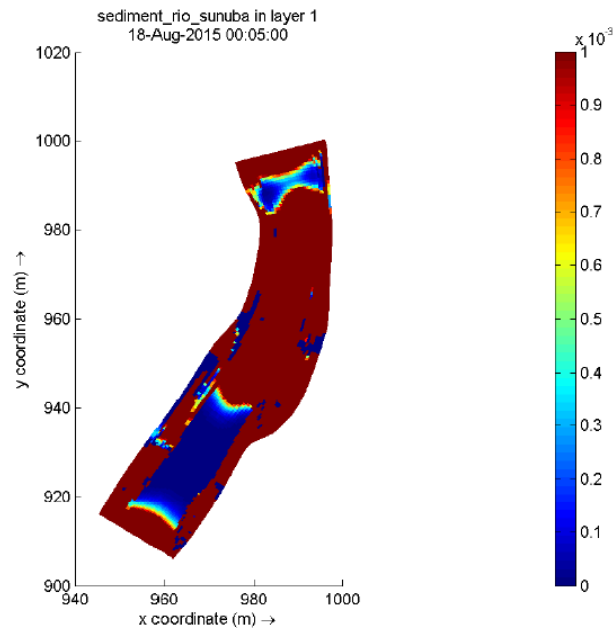


Figura 109 - Escala de transporte de sedimentos $C = [0.0005\text{kg/m}^3]$ - Estiaje

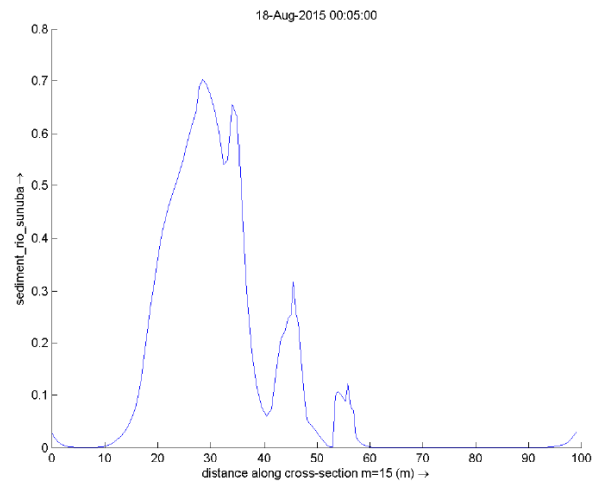


Figura 110 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.0005\text{kg/m}^3]$ - Estiaje

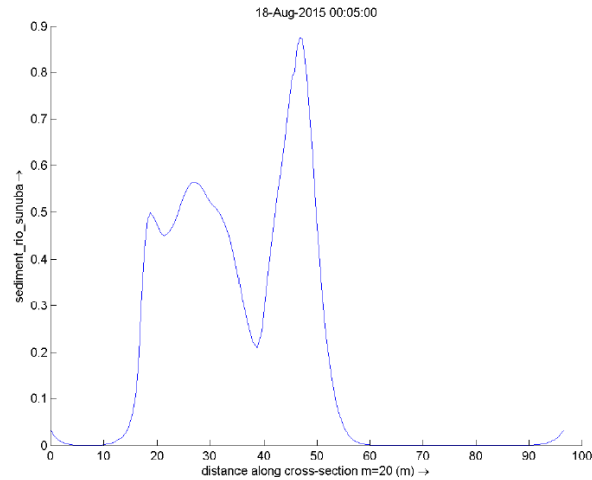


Figura 111 - Transporte de sedimentos zona central C = [0.0005kg/m3] - Estiaje

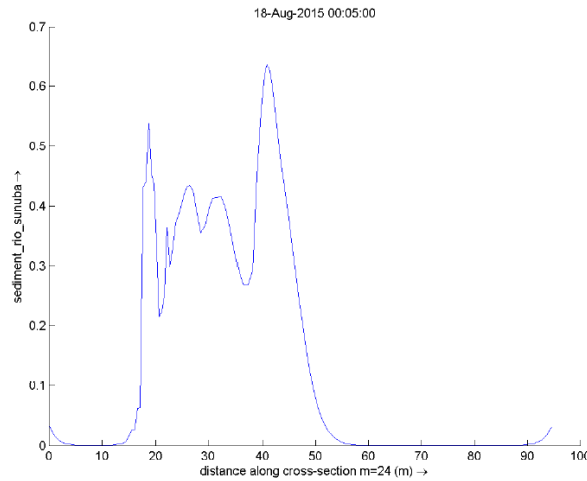


Figura 112 - Transporte de sedimentos margen derecha C = [0.0005kg/m3] – Estiaje

Como se observa en las figuras anteriores para la concentración de 0.0005kg/m3 se presenta un transporte de sedimentos uniforme a lo largo de la zona en estudio desde la sección (1) hasta la sección (3). *Ver Figura [109]*.

7.2.3.2 Época de Creciente

Al igual que para la época de estiaje, para la época de creciente se asumieron (3) concentraciones de sedimentos diferentes (0.05kg/m3, 0.005kg/m3, 0.0005kg/m3). Los resultados de la simulación para los (3) escenarios se muestran a continuación.

7.2.3.2.1 Concentración de Sedimentos 0.05kg/m3

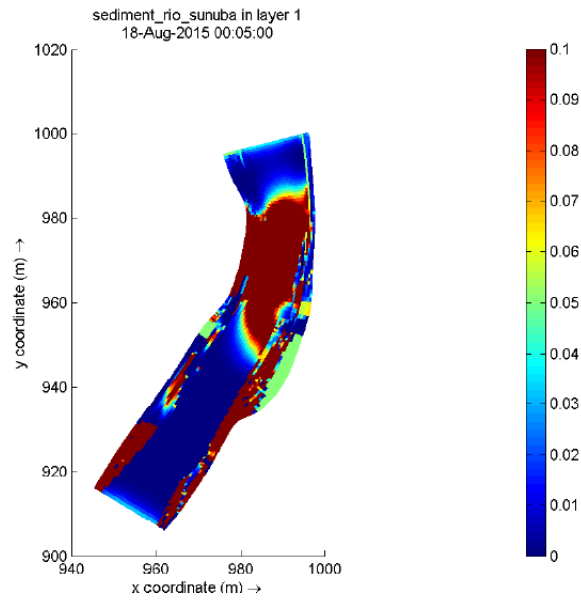


Figura 113 - Escala de transporte de sedimentos $C = [0.05\text{kg/m}^3]$ - Creciente

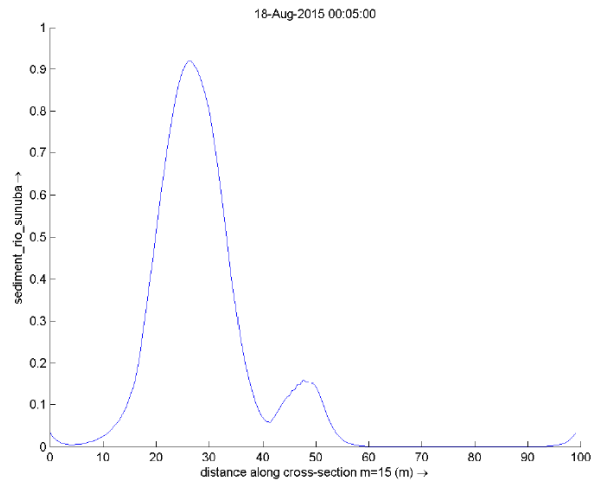


Figura 114 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.05\text{kg/m}^3]$ – Creciente

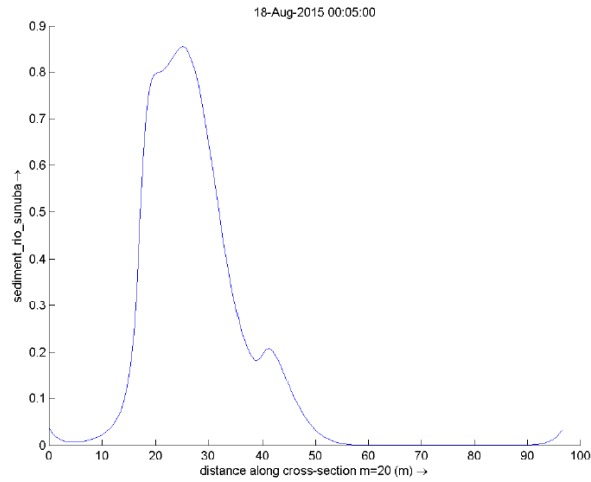


Figura 115 - Transporte de sedimentos zona central C = [0.05kg/m3] - Creciente

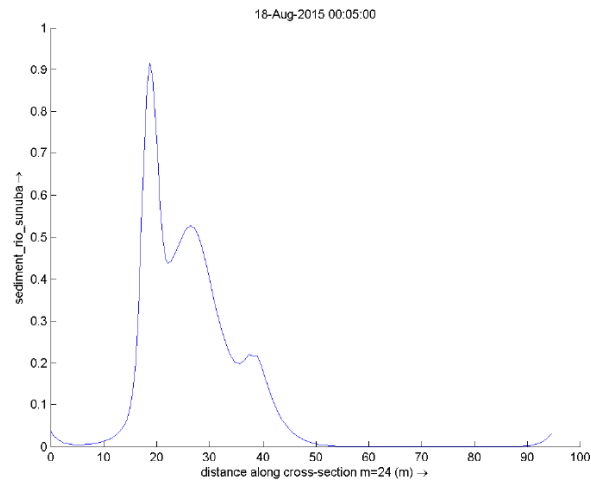


Figura 116 - Transporte de sedimentos margen derecha C = [0.05kg/m3] – Creciente

Como se observa en las figuras anteriores, para este escenario el transporte de sedimentos no se presenta de manera uniforme a través de la zona en estudio. Se presenta mayor transporte entre las secciones (2) y (3) (Ver Figura [40]) y en los márgenes del río (Ver Figura [113]).

7.2.3.2.2 Concentración de Sedimentos 0.005kg/m3

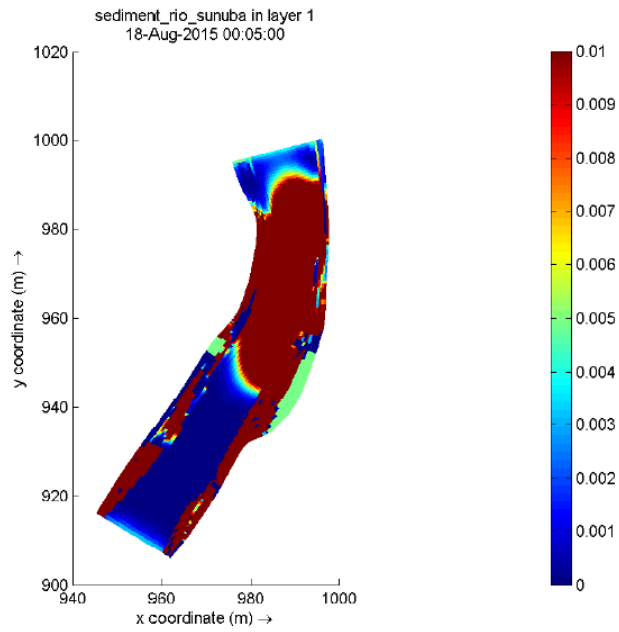


Figura 117 - Escala de transporte de sedimentos $C = [0.005\text{kg/m}^3]$ - Creciente

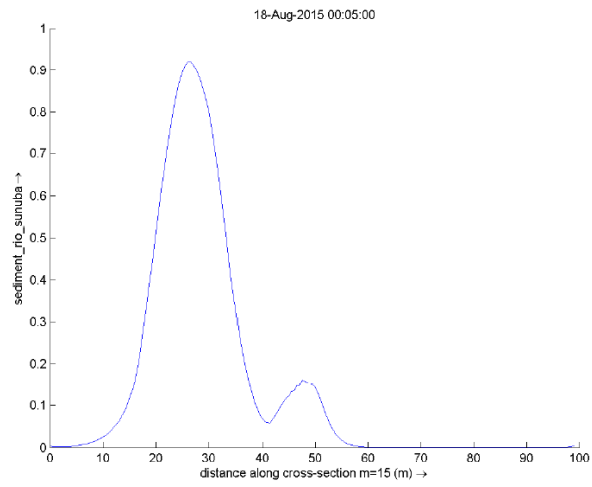


Figura 118 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.005\text{kg/m}^3]$ – Creciente

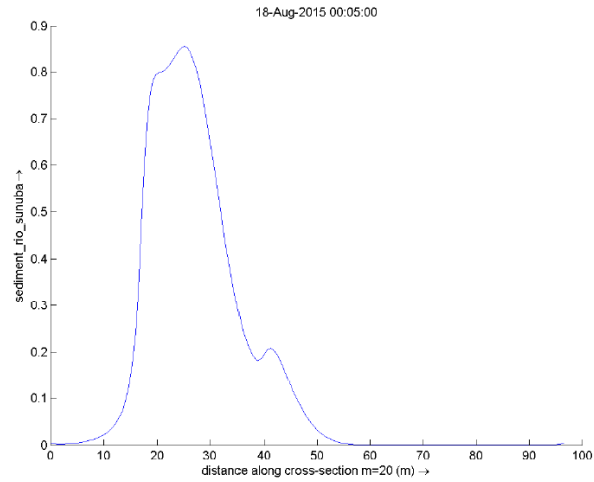


Figura 119 - Transporte de sedimentos zona central $C = [0.005\text{kg/m}^3]$ – Creciente

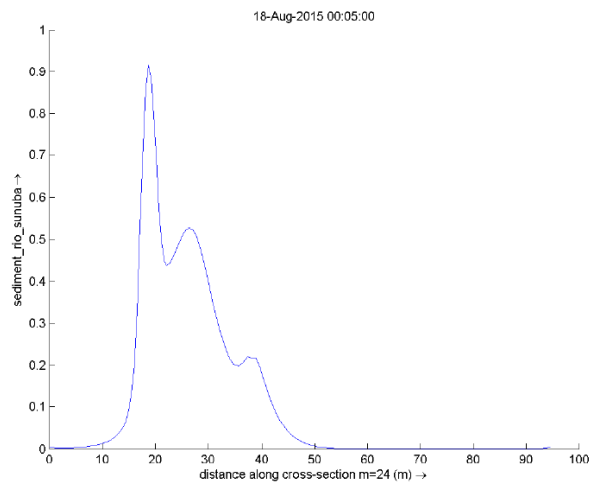


Figura 120 - Transporte de sedimentos margen derecha $C = [0.005\text{kg/m}^3]$ – Creciente

Al igual que para el escenario anterior, se presenta un alto transporte entre la sección (2) y (3) (Ver Figura [40]) y en las márgenes, mientras que en las otras secciones de la zona en estudio el transporte de sedimentos es casi nulo.

7.2.3.2.3 Concentración de Sedimentos 0.0005kg/m3

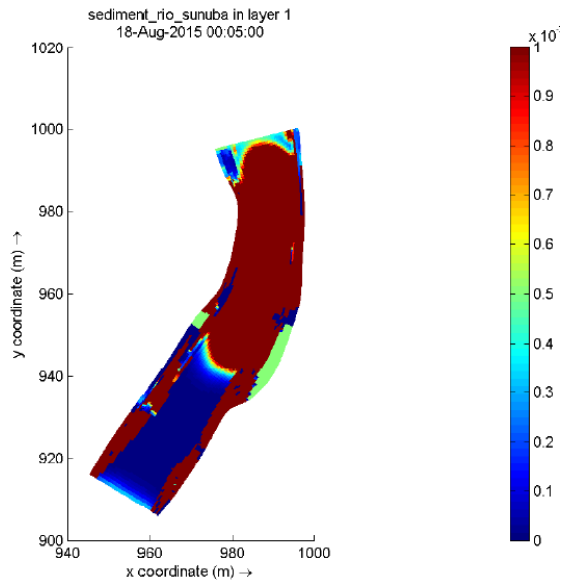


Figura 121- Escala de transporte de sedimentos $C = [0.0005\text{kg/m}^3]$ - Creciente

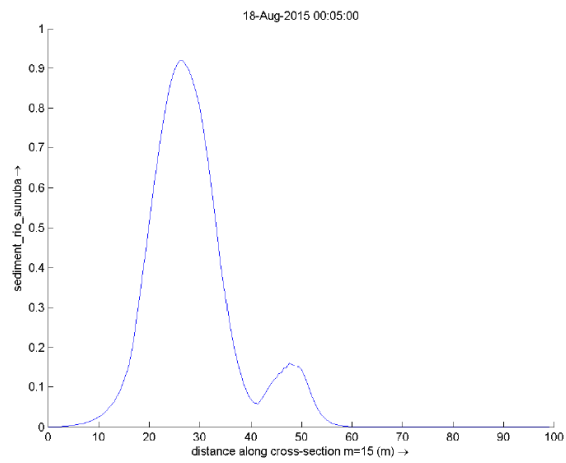


Figura 122 - Transporte de sedimentos margen izquierda $C = [0.0005\text{kg/m}^3]$ – Creciente

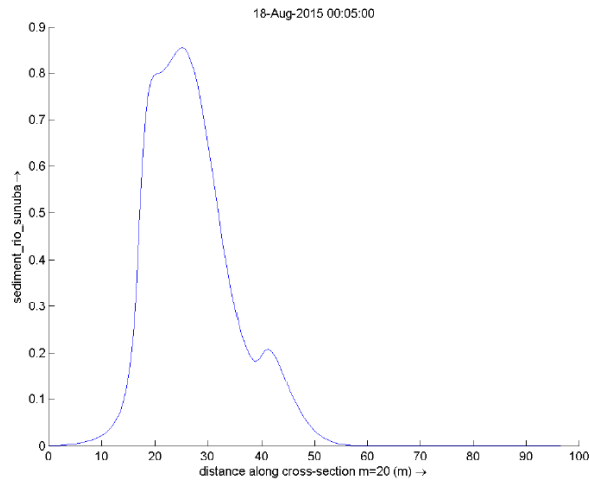


Figura 123 - Transporte de sedimentos zona central C = [0.0005kg/m3] – Creciente

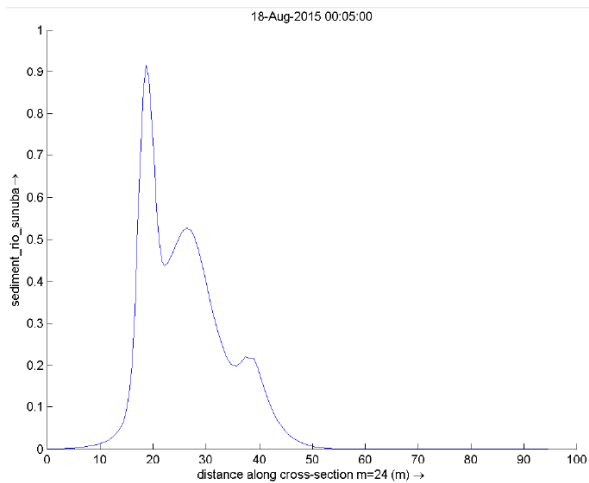


Figura 124 - Transporte de sedimentos margen derecha C = [0.0005kg/m3] – Creciente

Observando las figuras anteriores se concluye que para esta concentración se tiene un valor de transporte de sedimentos más uniforme que para los otros escenarios en la época de creciente (Ver Figura [121]). Con este valor de concentración los resultados de transporte de sedimentos son cercanos a lo largo de las secciones (1) – (2) y (3) que se definieron en la zona (Ver Figura [40]).

7.2.4 Morfología

Para obtener los resultados de cambios morfológicos en la zona en estudio se realizaron (2) simulaciones cada una con una malla diferente con el fin de evidenciar en la zona de los estribos como varían los resultados de acuerdo al tipo de malla utilizada.

7.2.4.1 Simulación Malla No.1

Para esta simulación se utilizó la malla No.1 (Ver *Figura [29]*). Los resultados de socavación y esfuerzo cortante en la zona de estudio y sector de los estribos se muestran a continuación.

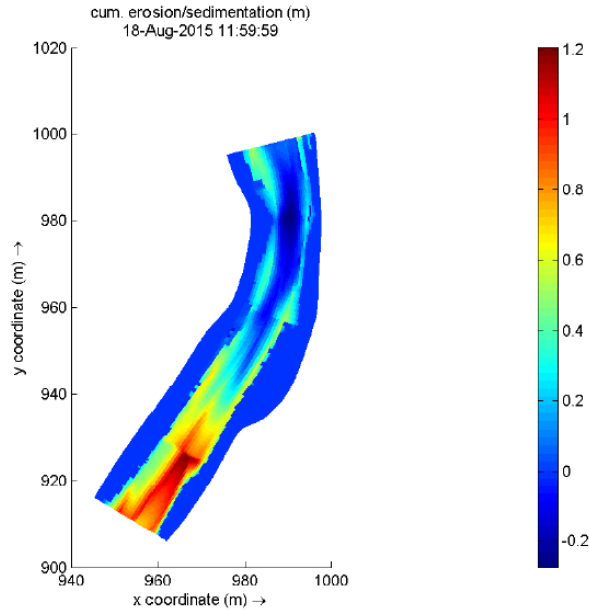


Figura 125 - Socavación lecho del río zona en estudio Malla No.1 - Delft 3D

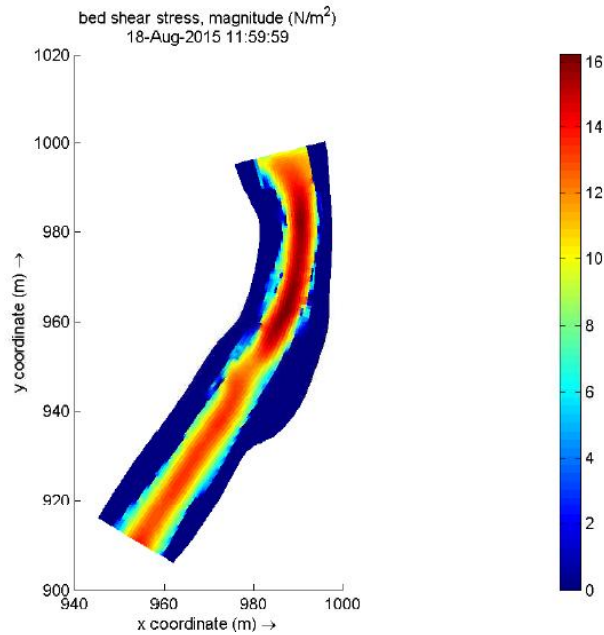


Figura 126 - Esfuerzo cortante lecho del río zona en estudio Malla No.1 - Delft 3D

En las figuras anteriores se indican las escalas de socavación del lecho en [m] y esfuerzo cortante en [N/m²] para toda la zona en estudio. En las siguientes figuras se muestra la socavación del lecho del río y el esfuerzo cortante específicamente para la zona de los estribos.

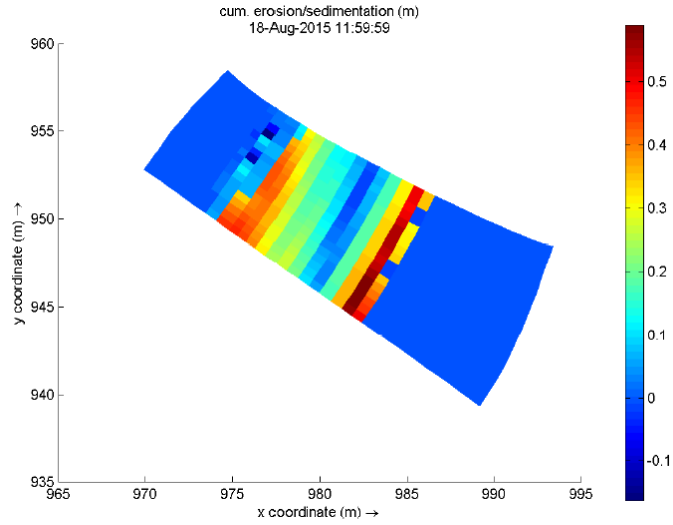


Figura 127 - Socavación zona estribos Malla No.1 - Delft 3D

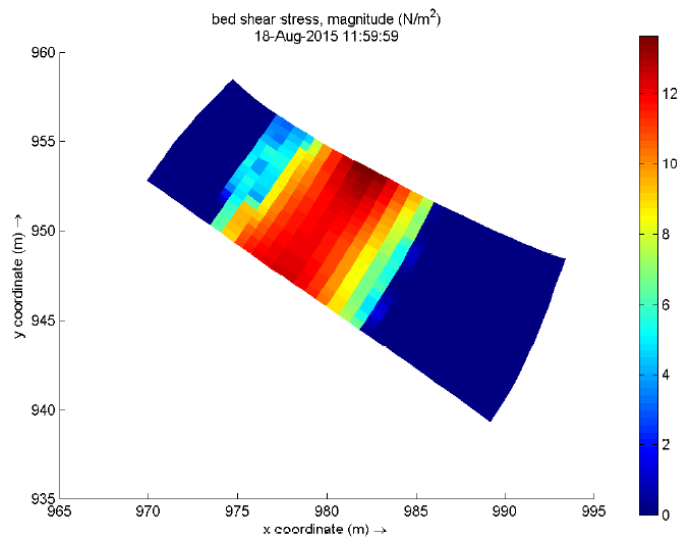


Figura 128 - Esfuerzo cortante zona estribos Malla No.1 - Delft 3D

7.2.4.2 Simulación malla No.1 - Discretización en Zona de Estribos

Para esta simulación se utilizó la malla No.1 (Ver *Figura [29]*) junto con la elaboración de una discretización mayor para la zona de los estribos. Los resultados de socavación y esfuerzo cortante en la zona de estudio y en el sector de los estribos se muestran a continuación.

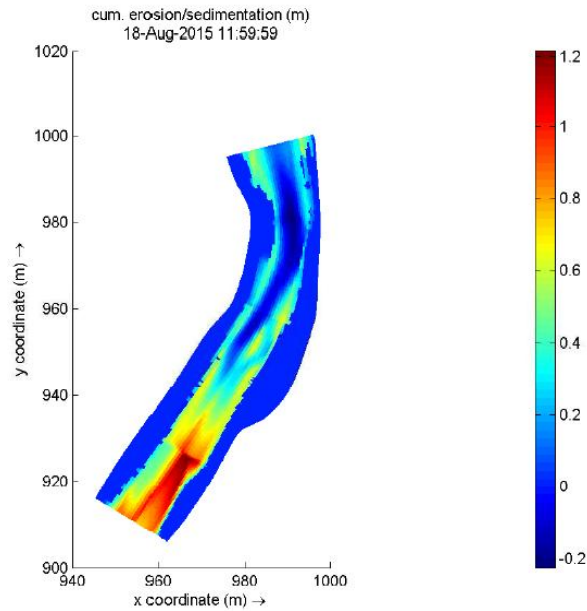


Figura 129 - Socavación lecho del río zona en estudio - Malla No.1 discretizada en estribos - Delft 3D

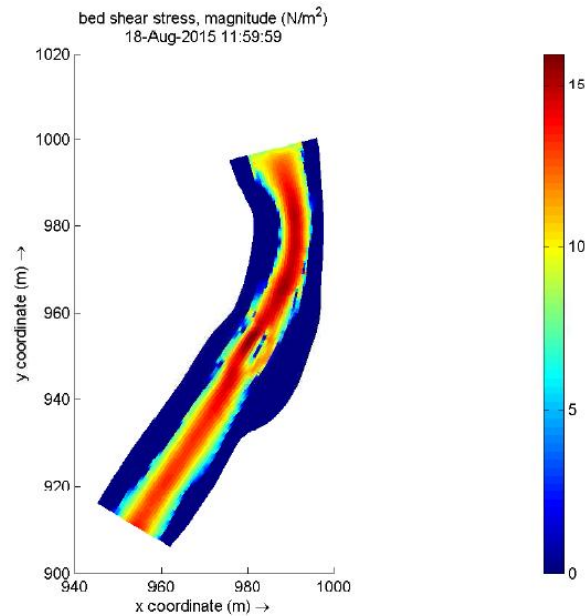


Figura 130 - Esfuerzo cortante lecho del río zona en estudio - Malla No.1 discretizada en estribos- Delft 3D

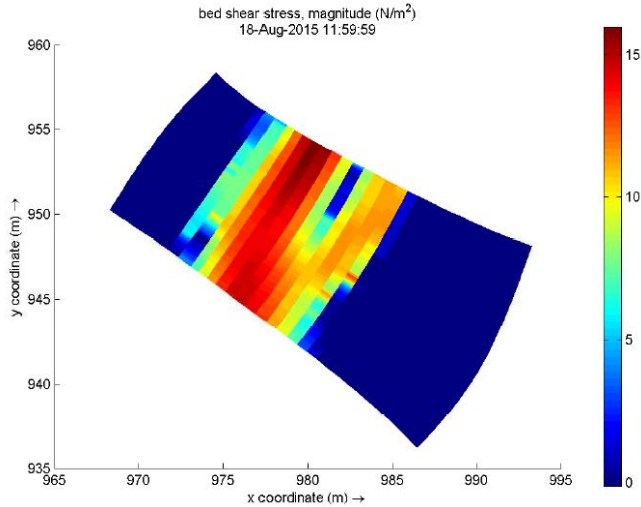


Figura 131 - Socavación lecho del río zona de estribos - Malla No.1 discretizada en estribos - Delft 3D

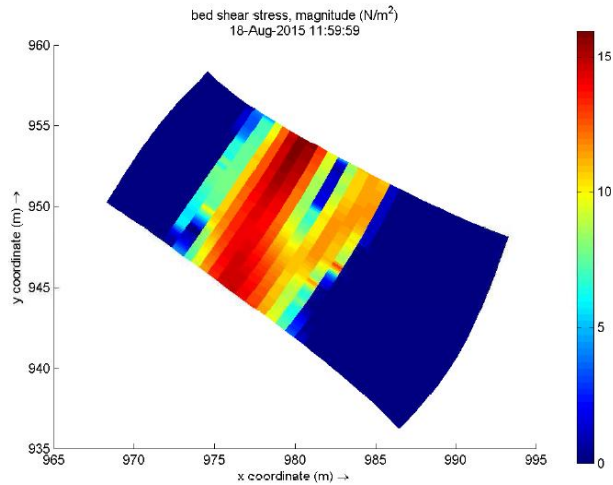


Figura 132 – Esfuerzo cortante zona de estribos - Malla No.1 discretizada en estribos - Delft 3D

El análisis de resultados de la socavación y esfuerzo cortante sobre el lecho se encuentra en el *Numeral [8.3]*.

7.3 Resultados de Campo

Se realizaron dos (2) visitas a la zona de estudio del río Sunuba en diferentes épocas meteorológicas. La primera se realizó en Marzo de 2015, donde se tomaron los diversos parámetros hidráulicos para la construcción del modelo, así como la altura de socavación en el estribo derecho del puente en estudio. La medida de la profundidad de erosión en el estribo derecho fue de 50 cm.

Por otra parte la segunda visita se efectuó en Junio de 2015, donde según los datos tomados de alturas de lámina de agua y velocidades de flujo se evidenció claramente que

la zona se encontraba en temporada invernal. Se efectuó la medición de la profundidad de socavación en el mismo sector que en la época de estiaje y se midió una altura de erosión de 90 cm (*Ver Figura [18]*), es decir que en aproximadamente tres (3) meses la estructura en estudio se había socavado aproximadamente 40 cm.

Según los pobladores del sector los niveles de caudal en el río ya habían disminuido al momento de la segunda visita, ya que en días anteriores las condiciones meteorológicas en la zona habían sido críticas.

Solo se logró medir la profundidad de socavación en el estribo derecho, ya que el acceso al otro estribo tenía un alto grado de dificultad, ya que en este sector la zarpa de este elemento del puente se encontraba lleno de rocas y obstáculos, los cuales hacían casi imposible la caracterización geométrica del mismo y la toma de la profundidad de socavación.

Niveles de Socavación en Estribo Derecho [m]	
Época de Estiaje	0.50
Época de Creciente	0.90

Tabla 61 - Resultados de campo - Profundidad de socavación

8 Análisis de Resultados

Luego de tener los resultados reales, empíricos y de las simulaciones se procede a hacer un análisis detallado de estos para validar el trabajo realizado.

8.1 Análisis de Resultados Simulaciones Hidrodinámicas

Una vez realizadas y procesadas las (5) simulaciones es necesario elaborar un análisis de resultados. A continuación se comparan los resultados de campo y los calculados en cada simulación, para así, determinar los errores y poder concluir que tan confiables son los resultados de las simulaciones hechas en el programa Delft 3D.

8.1.1 Simulación No.1

Esta simulación se desarrolló con la Malla No.1 y un $\Delta t = 0.01$. A continuación se indican los resultados y porcentaje de errores para los niveles y velocidades en la época de estiaje y de creciente.

Simulación	Sección	Nivel Medido Estiaje [m]			Nivel Calculado Estiaje [m]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
1	1	0.489	0.462	0.420	0.467	0.403	0.374	4.480	12.830	10.910
	2	0.399	0.427	0.437	0.240	0.310	0.280	39.820	27.370	35.910
	3	0.168	0.244	0.399	0.205	0.262	0.290	22.020	7.420	27.350
	4	0.853	1.351	1.193	0.748	1.327	1.272	12.320	1.800	6.650
	5	0.993	1.220	0.691	0.840	1.050	1.000	15.420	13.960	44.760

Promedio

18.812 12.676 25.116

Tabla 62 – Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (1) – Estiaje

Simulación	Sección	Vel. Medida Estiaje [m/s]			Vel. Calculada Estiaje [m/s]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
1	1	0.180	0.260	0.200	0.289	0.287	0.281	60.560	10.380	40.500
	2	0.370	0.430	0.380	0.841	0.813	0.695	127.300	89.070	82.890
	3	0.420	0.710	0.440	0.720	0.827	0.809	71.430	16.480	83.860
	4	0.170	0.160	0.150	0.167	0.172	0.134	1.760	7.500	10.670
	5	0.130	0.160	0.130	0.119	0.135	0.152	8.460	15.630	16.920

Promedio

53.902 27.812 46.968

Tabla 63 – Porcentaje de errores en velocidades – simulación (1) - Estiaje

Simulación	Sección	Nivel Medido Creciente [m]			Nivel Calculado Creciente [m]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
1	1	0.762	0.734	0.515	0.645	0.572	0.468	15.300	22.030	9.140
	2	0.443	0.594	0.618	0.271	0.459	0.459	38.850	22.680	25.730
	3	0.399	0.559	0.688	0.335	0.514	0.617	16.100	8.080	10.330
	4	1.261	1.725	1.278	0.982	1.634	1.103	22.110	5.290	13.720
	5	1.160	1.437	1.209	0.964	1.321	1.385	16.900	8.040	14.590

Promedio

21.852 13.224 14.702

Tabla 64 – Porcentaje de errores en niveles de agua – simulación (1) - Creciente

Simulación	Sección	Vel. Medida Creciente [m/s]			Vel. Calculada Creciente [m/s]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
1	1	0.240	0.320	0.260	0.362	0.432	0.363	50.830	35.000	39.620
	2	0.450	0.570	0.460	0.687	0.814	0.679	52.670	42.810	47.610
	3	0.430	0.730	0.460	0.659	0.896	0.645	53.260	22.740	40.220
	4	0.180	0.180	0.170	0.231	0.259	0.144	28.330	43.890	15.290
	5	0.220	0.250	0.220	0.176	0.210	0.226	20.000	16.000	2.730

Promedio

41.018 32.088 29.094

Tabla 65 – Porcentaje de errores en velocidades – simulación (1) - Creciente

Como se observa en las anteriores tablas, se tiene una menor desviación aguas abajo tanto en los datos de nivel de agua como de velocidades de flujo de la zona de estudio.

Se logra evidenciar que los errores más considerables se presentan en los extremos del río. Esto se puede presentar debido a la delimitación de la zona de estudio al momento de la modelación, ya que al ubicar los bordes izquierdo y derecho del río a lo largo de la zona de estudio y luego delimitar la malla para la interpolación existía una diferencia aproximadamente entre 0.8 – 1.2 metros en los bordes de cada extremo, lo cual genera al momento de la simulación un mayor ancho de superficie libre que oscila entre 1.6 y 2.4 metros a lo ancho de toda la sección, esto genera menores alturas de lamina de agua y mayores velocidades como se muestra en los resultados de la parte superior.

Este modelo se caracteriza por tener una mejor aproximación en las velocidades del flujo en la época de creciente con respecto a los otros modelos realizados, esto se puede deber a las proximidades de los nodos de la Grilla tipo 1 respecto a las coordenadas de campo donde se tomaron mediciones de velocidad con ayuda del molinete de cazuelas.

8.1.2 Simulación No.2

En la simulación (2), se utiliza la misma grilla que en la simulación anterior, es decir la malla más gruesa de las diversas simulaciones, pero se utiliza un $\Delta t = 0.02$. En las siguientes tablas se indican los resultados de la simulación.

Simulación	Sección	Nivel Medido Estiaje [m]			Nivel Calculado Estiaje [m]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
2	1	0.489	0.462	0.420	0.463	0.408	0.371	5.300	11.750	11.620
	2	0.399	0.427	0.437	0.242	0.316	0.283	39.320	25.960	35.230
	3	0.168	0.244	0.399	0.208	0.267	0.295	23.810	9.470	26.100
	4	0.853	1.351	1.193	0.761	1.338	1.262	10.800	0.980	5.810
	5	0.993	1.220	0.691	0.869	1.078	0.976	12.500	11.660	41.290

Promedio	18.346	11.964	24.010
----------	--------	--------	--------

Tabla 66 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (2) – Estiaje

Simulación	Sección	Vel. Medida Estiaje [m/s]			Vel. Calculada Estiaje [m/s]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
2	1	0.180	0.260	0.200	0.297	0.293	0.284	65.000	12.690	42.000
	2	0.370	0.430	0.380	0.827	0.816	0.703	123.510	89.770	85.000
	3	0.420	0.710	0.440	0.732	0.843	0.814	74.290	18.730	85.000
	4	0.170	0.160	0.150	0.165	0.168	0.137	2.940	5.000	8.670
	5	0.130	0.160	0.130	0.116	0.128	0.148	10.770	20.000	13.850

Promedio	55.302	29.238	46.904
----------	--------	--------	--------

Tabla 67 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (2) – Estiaje

Simulación	Sección	Nivel Medido Creciente [m]			Nivel Calculado Creciente [m]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
2	1	0.762	0.734	0.515	0.641	0.564	0.459	15.820	23.120	10.890
	2	0.443	0.594	0.618	0.268	0.448	0.446	39.530	24.530	27.830
	3	0.399	0.559	0.688	0.332	0.510	0.609	16.850	8.800	11.500
	4	1.261	1.725	1.278	0.975	1.623	1.096	22.670	5.930	14.270
	5	1.160	1.437	1.209	0.966	1.315	1.383	16.730	8.460	14.420

Promedio	22.320	14.168	15.782
----------	--------	--------	--------

Tabla 68 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (2) – Creciente

Simulación	Sección	Vel. Medida Creciente [m/s]			Vel. Calculada Creciente [m/s]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
2	1	0.240	0.320	0.260	0.369	0.434	0.367	53.75	35.63	41.15
	2	0.450	0.570	0.460	0.694	0.836	0.684	54.22	46.67	48.70
	3	0.430	0.730	0.460	0.658	0.901	0.664	53.02	23.42	44.35
	4	0.180	0.180	0.170	0.234	0.253	0.146	30.00	40.56	14.12
	5	0.220	0.250	0.220	0.179	0.203	0.221	18.64	18.80	0.45

Promedio	41.926	33.016	29.754
----------	--------	--------	--------

Tabla 69 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (2) – Creciente

Se puede observar que los errores tanto en el costado derecho, izquierdo y central del río varían en aproximadamente 2%, lo cual quiere decir que la incidencia del paso de tiempo $[\Delta t]$ es mínima. Al igual que en la simulación anterior se puede evidenciar que los errores más significativos se encuentran en los extremos, esto se puede presentar debido a las razones anteriormente descritas en la simulación (1), así como también se pueden generar diferencias debido al factor de coeficiente de fricción de Manning $[n]$, ya que en los extremos del río se podía evidenciar en campo presencia de vegetación en las primeras secciones del río [S1 y S2], mientras que en la zona de aguas abajo [S4 y S5], al igual existía presencia de vegetación nativa de la zona y rocas de gran magnitud en las orillas del cauce, los cuales afectan el flujo de manera considerable.

8.1.3 Simulación No.3

En esta simulación, ya se utiliza la malla No.2 la cual es más refinada, por otro lado se utilizó un $\Delta t=0.01$. A continuación los resultados.

Simulación	Sección	Nivel Medido Estiaje [m]			Nivel Calculado Estiaje [m]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
3	1	0.489	0.462	0.420	0.472	0.396	0.364	3.460	14.340	13.290
	2	0.399	0.427	0.437	0.274	0.312	0.285	31.290	26.900	34.770
	3	0.168	0.244	0.399	0.192	0.275	0.314	14.290	12.750	21.340
	4	0.853	1.351	1.193	0.767	1.332	1.262	10.090	1.430	5.810
	5	0.993	1.220	0.691	0.942	1.103	0.932	5.150	9.610	34.920

Promedio

12.856	13.006	22.026
--------	--------	--------

Tabla 70 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (3) – Estiaje

Simulación	Sección	Vel. Medida Estiaje [m/s]			Vel. Calculada Estiaje [m/s]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
3	1	0.180	0.260	0.200	0.298	0.287	0.279	65.560	10.380	39.500
	2	0.370	0.430	0.380	0.806	0.789	0.669	117.840	83.490	76.050
	3	0.420	0.710	0.440	0.689	0.827	0.808	64.050	16.480	83.640
	4	0.170	0.160	0.150	0.172	0.164	0.136	1.180	2.500	9.330
	5	0.130	0.160	0.130	0.123	0.132	0.147	5.380	17.500	13.080

Promedio

50.802	26.070	44.320
--------	--------	--------

Tabla 71 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (3) – Estiaje

Simulación	Sección	Nivel Medido Creciente [m]			Nivel Calculado Creciente [m]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
3	1	0.762	0.734	0.515	0.668	0.578	0.472	12.280	21.210	8.370
	2	0.443	0.594	0.618	0.301	0.461	0.457	32.080	22.340	26.050
	3	0.399	0.559	0.688	0.339	0.517	0.619	15.100	7.550	10.040
	4	1.261	1.725	1.278	1.145	1.684	1.247	9.180	2.390	2.460
	5	1.160	1.437	1.209	1.156	1.368	1.315	0.350	4.770	8.790

Promedio

13.798	11.652	11.142
--------	--------	--------

Tabla 72 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (3) – Creciente

Simulación	Sección	Vel. Medida Creciente [m/s]			Vel. Calculada Creciente [m/s]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
3	1	0.240	0.320	0.260	0.436	0.430	0.410	81.670	34.380	57.690
	2	0.450	0.570	0.460	0.637	0.814	0.725	41.560	42.810	57.610
	3	0.430	0.730	0.460	0.651	0.882	0.673	51.400	20.820	46.300
	4	0.180	0.180	0.170	0.247	0.245	0.164	37.220	36.110	3.530
	5	0.220	0.250	0.220	0.187	0.203	0.217	15.000	18.800	1.360

Promedio

45.370	30.584	33.298
--------	--------	--------

Tabla 73 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (3) – Creciente

Bajo estas condiciones se evidencia que los errores tanto en niveles de agua como en velocidades de flujo en las diversas franjas del río disminuyen en aproximadamente 4%. Esto quiere decir que el tamaño de las celdas de la malla influye de alguna manera en la hidrodinámica del cuerpo de agua en estudio. Al igual que en los modelos anteriores, en los extremos se presenta la mayor desviación con referencia a los parámetros hidráulicos medidos en campo, este fenómeno también se puede presentar debido a la incorrecta toma de datos hidráulicos de campo, ya que en el caso de las velocidades de flujo, se

cambiaba de alguna manera la hidrodinámica del mismo, debido a la inmersión dentro del río para captar el número de revoluciones del molinete de cazuelas.

La simulación (3) representa de mejor manera el escenario de creciente en cuanto a niveles del agua. Se puede evidenciar que las grillas con mayor refinamiento inciden de manera más importante sobre las alturas en la lámina de agua, ya que en todas las simulaciones realizadas se observa que los porcentajes de error disminuyen en las simulaciones con grillas más finas. Para este escenario de flujo se determina que el error entre los modelos en época de creciente con grillas menos refinada y los modelos con un mayor detalle en la grilla disminuyen aproximadamente un 15%, lo cual es considerable e indica la importancia de una buena construcción de enmallado para los diversos modelos numéricos.

8.1.4 Simulación No.4

Al igual que para la simulación anterior, se utiliza la Grilla 2, pero con un $\Delta t = 0.02$. En las siguientes tablas se aprecian los resultados de la simulación.

Simulación	Sección	Nivel Medido Estiaje [m]			Nivel Calculado Estiaje [m]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
4	1	0.489	0.462	0.420	0.470	0.394	0.362	3.870	14.770	13.770
	2	0.399	0.427	0.437	0.268	0.314	0.278	32.800	26.430	36.370
	3	0.168	0.244	0.399	0.195	0.272	0.307	16.070	11.520	23.100
	4	0.853	1.351	1.193	0.763	1.341	1.268	10.560	0.760	6.310
	5	0.993	1.220	0.691	0.948	1.114	0.948	4.540	8.710	37.230
Promedio								13.568	12.438	23.356

Tabla 74 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (4) – Estiaje

Simulación	Sección	Vel. Medida Estiaje [m/s]			Vel. Calculada Estiaje [m/s]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
4	1	0.180	0.260	0.200	0.301	0.288	0.282	67.220	10.770	41.000
	2	0.370	0.430	0.380	0.842	0.811	0.685	127.570	88.600	80.260
	3	0.420	0.710	0.440	0.706	0.830	0.812	68.100	16.900	84.550
	4	0.170	0.160	0.150	0.171	0.167	0.131	0.590	4.380	12.670
	5	0.130	0.160	0.130	0.121	0.133	0.140	6.920	16.880	7.690
Promedio								54.080	27.506	45.234

Tabla 75 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (4) – Estiaje

Simulación	Sección	Nivel Medido Creciente [m]			Nivel Calculado Creciente [m]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
4	1	0.762	0.734	0.515	0.663	0.568	0.467	12.930	22.570	9.340
	2	0.443	0.594	0.618	0.308	0.455	0.461	30.510	23.350	25.400
	3	0.399	0.559	0.688	0.335	0.509	0.614	16.100	8.980	10.770
	4	1.261	1.725	1.278	1.139	1.678	1.241	9.660	2.740	2.930
	5	1.160	1.437	1.209	1.153	1.361	1.321	0.610	5.260	9.290

Promedio	13.962	12.580	11.546
----------	--------	--------	--------

Tabla 76 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (4) – Creciente

Simulación	Sección	Vel. Medida Creciente [m/s]			Vel. Calculada Creciente [m/s]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
4	1	0.240	0.320	0.260	0.451	0.442	0.417	87.920	38.130	60.380
	2	0.450	0.570	0.460	0.653	0.825	0.736	45.110	44.740	60.000
	3	0.430	0.730	0.460	0.648	0.893	0.681	50.700	22.330	48.040
	4	0.180	0.180	0.170	0.243	0.247	0.165	35.000	37.220	2.940
	5	0.220	0.250	0.220	0.180	0.193	0.210	18.180	22.800	4.550

Promedio	47.382	33.044	35.182
----------	--------	--------	--------

Tabla 77 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (4) – Creciente

Se pueden observar cambios en los errores de poca magnitud. Cabe destacar que los niveles de agua y velocidades del flujo calculadas, es decir obtenidos de cada una de las simulaciones realizadas fueron tomados en las coordenadas de los parámetros hidráulicos tomados en campo, por lo cual al momento de extraer los valores calculados por la simulación, no se podía indicar la misma coordenada [X, Y] de campo, sino que se tomaba el nodo con la coordenada más aproximada a la tomada en campo. Esto también genera un grado de incertidumbre y de error en los datos debido a que en magnitudes de distancia de centímetros se evidencia como cambian los parámetros hidráulicos, generando así un grado de dificultad mayor para comparar los resultados obtenidos en campo y en las diversas simulaciones.

8.1.5 Simulación No.5

En este caso se utilizó un refinamiento de 2x2 en cada sentido de la malla No.2, por lo cual de cada celda de la grilla se obtuvieron 4 micro celdas, además se utilizó un paso de tiempo de $\Delta t = 0.02$.

Simulación	Sección	Nivel Medido Estiaje [m]			Nivel Calculado Estiaje [m]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
5	1	0.489	0.462	0.420	0.468	0.402	0.368	4.270	13.040	12.340
	2	0.399	0.427	0.437	0.259	0.308	0.292	35.060	27.840	33.170
	3	0.168	0.244	0.399	0.188	0.269	0.321	11.900	10.290	19.590
	4	0.853	1.351	1.193	0.772	1.331	1.257	9.510	1.500	5.390
	5	0.993	1.220	0.691	0.927	1.106	0.955	6.660	9.370	38.250

Promedio	13.480	12.408	21.748
----------	--------	--------	--------

Tabla 78 - Porcentaje de errores en niveles de agua - simulación (5) – Estiaje

Simulación	Sección	Vel. Medida Estiaje [m/s]			Vel. Calculada Estiaje [m/s]			Error [%]		
		Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda	Derecha	Centro	Izquierda
5	1	0.180	0.260	0.200	0.302	0.291	0.282	67.780	11.920	41.000
	2	0.370	0.430	0.380	0.851	0.827	0.679	130.000	92.330	78.680
	3	0.420	0.710	0.440	0.701	0.831	0.806	66.900	17.040	83.180
	4	0.170	0.160	0.150	0.167	0.154	0.121	1.760	3.750	19.330
	5	0.130	0.160	0.130	0.110	0.131	0.140	15.380	18.130	7.690

Promedio	56.364	28.634	45.976
----------	--------	--------	--------

Tabla 79 - Porcentaje de errores en velocidades - simulación (5) – Estiaje

Esta simulación se realizó solo en la época de estiaje como validación adicional, para corroborar que la incidencia más grande en los resultados se debe al tipo de malla utilizado en el modelo. En esta simulación se puede observar que la desviación de los resultados de los niveles de agua son los más bajos respecto a los datos tomados en campo y de las diversas simulaciones realizadas.

Luego de haber realizado el análisis de los resultados para cada simulación, a continuación se indica cual es la simulación más precisa, es decir la que tiene los resultados más cercanos a los reales, para cada escenario. Para cada simulación se construyeron gráficas en donde se comparan los datos obtenidos en campo con los calculados. Cada punto en las siguientes gráficas representa una sección transversal (*Figura [40]*) de la zona en estudio. Entre mayor linealidad exista en las gráficas, menor es el error relativo entre los resultados.

- Época de Estiaje – Niveles de agua [m]: La simulación No.5 es la que presenta los resultados más cercanos a los reales ya que posee el menor promedio de errores relativos para las (3) zonas de cada sección. A continuación se muestra la gráfica que presenta la comparación entre el valor medido y el calculado para las (3) zonas de las secciones transversales.

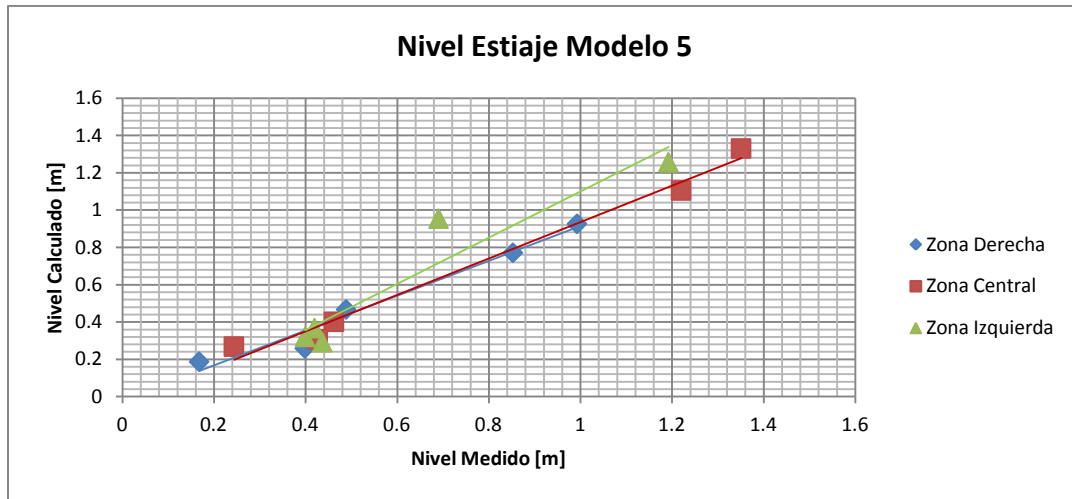


Figura 133 – Comparación niveles de agua simulación (5) - Estiaje

Como se observa en la *Figura [133]*, la zona en donde menor error relativo se presenta es la central ya que los puntos están más cerca de la recta. La zona derecha e izquierda presentan un mayor error.

- Época de Estiaje – Velocidades [m/s]: La simulación No.3 es la que presenta los resultados más cercanos a los reales. En las siguientes gráficas se aprecian las variaciones entre las velocidades de agua medidas y las calculadas para cada zona.

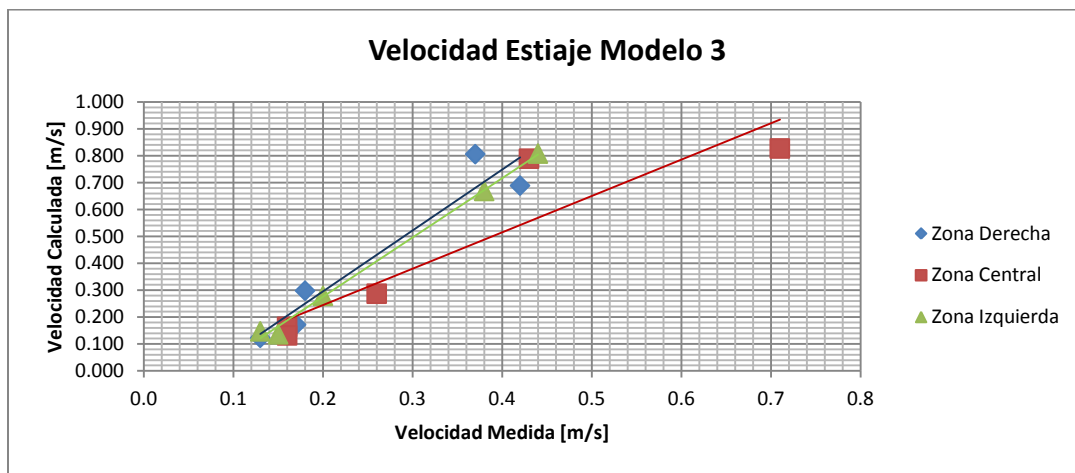


Figura 134 - Comparación velocidades simulación (3) - Estiaje

Al igual que para el escenario anterior, los mayores errores se presentan en las márgenes con una dispersión acentuada en la zona derecha como se observa en la *Figura [134]*.

- Época de Creciente – Niveles de agua [m]: Al igual que para el escenario anterior, la simulación más cercana a la realidad es la No.3. En la siguiente gráfica se observan las variaciones entre los datos medidos y calculados para cada zona.

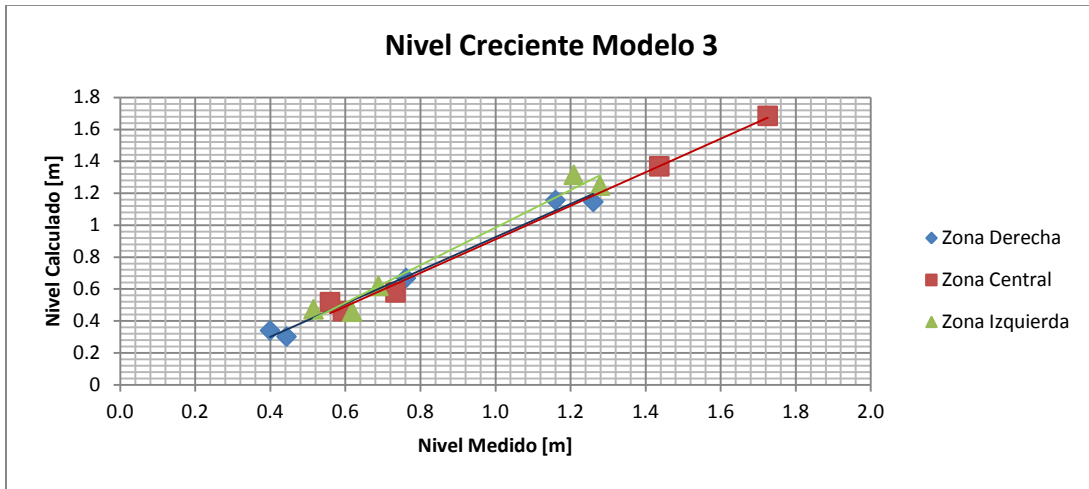


Figura 135 - Comparación niveles de agua simulación (3) – Creciente

En la *Figura [135]* se puede inferir que para los niveles de agua, la simulación No.3 tiene resultados aproximadamente iguales a los de campo para las (3) zonas. Las (3) gráficas presentan linealidad.

- Época de Creciente – Velocidades [m/s]: Para este escenario, la simulación con el menor promedio de error relativo para las (3) zonas es la No.1. A continuación se muestra la gráfica de comparación donde se pueden observar las diferencias entre los datos medidos y los calculados para las (3) zonas.

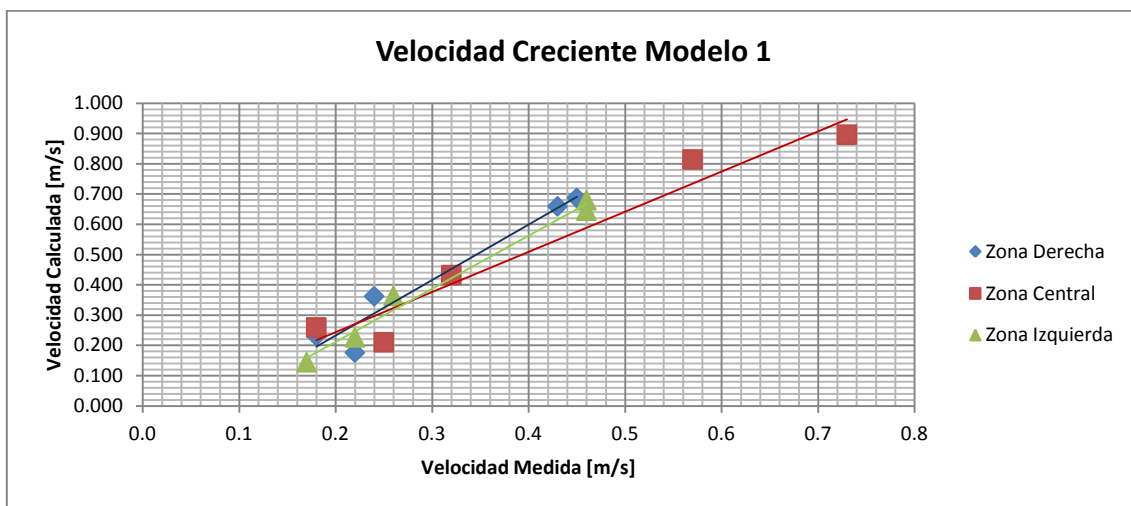


Figura 136 - Comparación velocidades simulación (1) – Creciente

En la *Figura [136]* se infiere que se presentan variaciones similares para las (3) zonas, sin embargo la que presenta mayor error relativo es la zona izquierda.

Analizando las anteriores gráficas para los (3) escenarios se concluye que las diferencias entre los valores medidos y calculados son significativamente mayores en las velocidades que en los niveles de agua.

Por otro lado se deduce que el promedio de los errores no es un parámetro adecuado de medida ya que existen errores muy bajos y muy altos para una misma sección, por ende la desviación estándar es muy alta y el promedio de errores no es un dato preciso. En la mayoría de los casos los resultados de la sección (2), Ver *Figura [40]*, son los que alteran el promedio debido a que se salen del rango de los resultados para otras secciones. La sección (2) se encuentra ubicada en una zona donde el río presenta cambios geomorfológicos.

8.2 Análisis de Resultados Socavación Empírica

Para las formulaciones empíricas se deben utilizar las láminas de agua máximas y mínimas en el cauce, lo cual permite obtener la profundidad de socavación en diversos escenarios de flujo. Este procedimiento se realiza con ayuda de información hidrológica la cual suministra valores de series históricas de precipitación a través de instrumentos como pluviómetros o pluviógrafos. Con ayuda de estas herramientas se pueden realizar balances hidrológicos, los cuales permitirán establecer de manera aproximada la cantidad de agua que transportará el cauce haciendo énfasis en los niveles máximos y mínimos de precipitación registrados y periodo de retorno de los mismos, para luego calcular de manera más precisa el escenario crítico de profundidad de socavación con una periodicidad aproximada realizando análisis estadísticos basado en las series históricas recopiladas.

El análisis hidrológico mencionado anteriormente para estimar laminas de agua en eventos de creciente y estiaje con ayuda de series históricas, requiere de la recopilación de diferentes aspectos meteorológicos tales como temperatura, precipitación, evaporación, entre otros. Además se debe realizar la delimitación de una cuenca y una caracterización geométrica de la misma para luego estimar de manera aproximada la evaporación real de la cuenca seleccionada y así estimar el caudal estimado para el cauce en estudio. Este proceso no se realizó para el desarrollo de este documento ya que no estaba contemplado en el alcance del trabajo, por lo cual se recomienda realizar este procedimiento en trabajos futuros para disminuir la incertidumbre en el estudio de este fenómeno y evidenciar los resultados teniendo en cuenta una metodología diferente.

Para evidenciar la dispersión de las metodologías empíricas respecto a las medidas reales de profundidad de socavación en el estribo derecho del puente sobre el río Sunuba, se obtuvieron los errores de cada uno de los métodos utilizados tanto en época de estiaje como de creciente.

Profundidad de Socavación Estiaje			
Método	Valor Calculado [m]	Valor Medido [m]	Error [%]
Liu, Chang y Skinner	0.59	0.5	18.00
Froehlich	0.68		36.00
Hire	1.23		146.00

Tabla 80 – Análisis de resultados socavación empírica – época de estiaje

Profundidad de Socavación Creciente			
Método	Valor Calculado [m]	Valor Medido [m]	Error [%]
Liu, Chang y Skinner	0.79	0.9	12.22
Froehlich	0.86		4.44
Hire	2.13		136.67

Tabla 81 - Análisis de resultados socavación empírica – época de creciente

Se evidencia que los errores en el método de Hire son considerables, esto se puede deber a que esta herramienta fue desarrollada para un caso específico de socavación sobre un río determinado. Por lo cual las condiciones de la zona donde se desarrolló esta formulación y las condiciones morfológicas e hidrodinámicas de la zona del río Sunuba pueden tener ciertas diferencias considerables, generando así una mayor incertidumbre y dispersión de los resultados.

Por otra parte los métodos de Liu, Chang, Skinner y Froehlich, fueron desarrollados a partir de simulaciones en laboratorio en diferentes escenarios de socavación de lecho móvil. Esto puede generar un menor margen de error respecto al método nombrado anteriormente ya que las formulaciones empíricas de estos dos autores se basan en un estudio de diversos casos para luego proponer la mejor fórmula matemática que se ajuste a los diversos casos estudiados y simulados en el laboratorio.

De los errores calculados de las formulaciones empíricas respecto a las profundidades medidas, se puede deducir que tanto la formulación de Froehlich como la de Liu, Chang y Skinner proporcionan una estimación aceptable, solo para una condición de flujo. Por lo cual se recomienda realizar estos procedimientos con base a series históricas y toma de mediciones en campo de manera frecuente para así obtener profundidades de socavación aproximadas teniendo en cuenta mayores condiciones hidrodinámicas de la zona. Además estos errores calculados pueden variar de una u otra manera, ya que las profundidades calculadas por media de estas formulaciones se basan en mediciones en campo, las cuales tienen también un grado de dispersión debido a dificultades al momento de la toma de los diversos parámetros hidráulicos.

8.3 Análisis de Resultados Transporte de Sedimentos

Las simulaciones realizadas para evidenciar el comportamiento de sedimentos en la zona de estudio del río Sunuba, permiten evidenciar como este fenómeno cambia de manera notable respecto al valor de concentración inicial y condiciones de contorno impuestas aguas arriba y aguas abajo. Se deduce que el parámetro más importante para determinar el comportamiento de este fenómeno es la concentración, ya que esta variable altera los resultados obtenidos de las diversas simulaciones sin importar que otros parámetros hubieran sido medidos o calculados como la densidad, diámetro medio de las partículas [D50], entre otros.

Los resultados de concentración obtenidos en los costados laterales principalmente aguas abajo de la zona de estudio no son relevantes debido a que estos son generados por la condición inicial impuesta en donde todo el dominio computacional está lleno de agua por lo cual al inicio de la simulación se presenta este fenómeno de concentración en lugares secos, donde no se evidencia flujo hidrodinámico después de llegar al estado estacionario.

Para evidenciar un comportamiento uniforme del fenómeno de transporte de sedimentos a lo largo de la zona de estudio, se deben imponer las concentraciones aguas arriba y abajo según los datos medidos en campo, para así evitar cambios pronunciados, los cuales generar dispersión en los resultados.

Por otra parte se evidencian cambios de gran escala en algunas celdas puntuales, esto se debe a la falta de discretización y errores numéricos en el programa, por lo cual se recomienda realizar mallas con un mayor refinamiento y ortogonalidad para evitar estos errores numéricos y generar una menor dispersión y confiabilidad de los resultados obtenidos.

8.4 Análisis de Resultados Simulaciones Morfológicas

Para evidenciar la erosión en la zona de estudio y de manera más detallada en la zona de los estribos del puente sobre el río Sunuba, se realizaron dos (2) simulaciones. La primera se realizó con la malla No 1, mientras que la segunda se realizó con la misma malla pero en el sector de los estribos se refinó la malla para lograr evidenciar resultados de manera más precisa.

El propósito de estas simulaciones realizadas es mostrar los cambios de las variables hidrodinámicas en el periodo de tiempo en el cual se realizaron las visitas de campo, así como también los cambios morfológicos de la sección debido a la erosión de la zona en estudio. Para lograr este objetivo se impusieron condiciones de contorno (Nivel del agua y Caudal) en el inicio en la época de estiaje, mientras que al final de la simulación las variables hidrodinámicas de nivel y caudal correspondían a las medidas en la época de creciente. En estas simulaciones son las únicas en donde se evidencian cambios morfológicos, ya que luego de llegar a un estado estacionario por medio de herramientas

del programa Delft 3D, se empiezan a evidenciar los cambios morfológicos en un periodo de tres (3) meses los cuales fueron simulados en 12 horas. Este tiempo de simulación se eligió para ahorrar tiempo de procesamiento de datos y para analizar de manera adecuada los cambios morfológicos generados se impuso un factor de escala morfológico el cual permite evidenciar dichos cambios en un tiempo estipulado por el modelador.

Según los resultados obtenidos de los dos (2) modelos nombrados anteriormente, se puede evidenciar que con las condiciones hidrodinámicas impuestas en épocas de creciente y estiaje, la sección del río en la parte de los estribos todavía no se socava. Esto lleva a pensar que el fenómeno de socavación en el estribo derecho del puente sobre el río Sunuba fue generado por crecientes de mayor magnitud a la registrada en el momento de la toma de datos. Por lo cual para realizar un análisis más preciso y profundo por medio de estas herramientas informáticas es necesario contar con más resultados en campo en diversos periodos del año, así como de curvas de caudal y lámina de agua (Q-H) para realizar una mejor simulación teniendo en cuenta la variabilidad temporal y espacial.

Los resultados obtenidos de los modelos con cambios morfológicos, abren la discusión acerca de la confiabilidad de las ecuaciones empíricas desarrolladas, ya que teniendo en cuenta las variables temporales y espaciales de los modelos numéricos la socavación en la zona de los estribos fue generada por crecientes mayores, mientras que las formulaciones solo son validas para un único escenario hidrodinámico sin tener en cuenta la variabilidad en el tiempo y en el espacio.

9 Estudio de Alternativas

9.1 Estado del Puente

Según los programas HEC-18 y HEC-20 se deben seguir los siguientes pasos para realizar el diagnostico del estado en el que se encuentra el puente.

- Investigación general acerca del puente y de las condiciones geomorfológicas e hidrodinámicas de la zona (Muñoz Díaz 2012): Se elaboró una investigación preliminar de la zona en estudio y del puente.
- Revisión de campo y análisis de la vulnerabilidad de socavación (Muñoz Díaz 2012): Durante las visitas se identificó la vulnerabilidad a la que está expuesto el puente Sunuba.
- Evaluación detallada de la socavación (Muñoz Díaz 2012): Este paso se desarrolló a través del modelo realizado en Delft 3D en donde se simuló el transporte de sedimentos que tiene el río Sunuba.

- Plan de Acción: Se recomiendan una serie de medidas que se encuentran en el numeral [9.2].

Luego de haber realizado los pasos anteriormente descritos se concluyó que el puente se encuentra en estado crítico por socavación. Este estado indica que la subestructura y superestructura del puente en cualquier instante esta predispuesta a fallar, por lo consiguiente se analizan y recomiendan una serie de medidas en los siguientes numerales.

9.2 Diseño de la solución

Habiendo estudiado las diferentes alternativas (Ver Numeral [3.7]) y teniendo en cuenta el estado crítico en el que se encuentra el puente, se recomienda incorporar micro pilotes en los estribos del puente como medida de reparación. Los micro pilotes son pilotes de pequeño diámetro (30 cm) que se componen de un tubo de acero que se recubre con concreto inyectado que forma un bulbo. La perforación se realiza a rotación o rotopercusión. Es una solución efectiva ya que la maquinaria necesaria para su ejecución es de reducidas dimensiones, permitiendo su uso en zonas con accesos difíciles.

Para las grietas de los estribos, de las vigas y de la losa de concreto de la súper estructura se recomienda realizar inyecciones de lechada de cemento o de resinas epóxicas.

Por otro lado, mientras se realiza la instalación de los micro pilotes se propone la instalación de bolsacretos para prevenir la erosión continua que se presenta en las laderas del puente donde se encuentran los estribos. Si no se efectúa esta medida es posible que en una creciente el puente colapse.

9.3 Costo

9.3.1 Bolsacretos

Para proteger la infraestructura y superestructura del puente se recomienda la instalación de bolsas de geotextil rellenas de concreto. El precio del metro cubico de bolsacreto es de 280.000\$ COP aproximadamente (Aconstructoras 2015). Teniendo un ancho de 4.63m del estribo del puente, se decida optar por 2m más a cada lado para garantizar mayor seguridad en la estructura es decir un ancho de 8.63m. La altura del estribo es de 1.5 m, sin embargo se debe tener en cuenta la profundidad de socavación que es de 1m. Multiplicando el ancho por la altura y por 1 m de base del bolsacreto, el resultado es m3 de bolsacretos.

$$V = BxHxL$$

Ecuación 14 - Volumen de bolsacretos

$$V = 8,63m \times 2,5m \times 1m$$

$$V = 21,575 m^3$$

Una vez obtenido el volumen de bolsacretos se multiplica por el valor y se obtiene el costo de los bolsacretos por estribo.

$$\text{Costo} = 21,575 m^3 \times 280000 \$COP/m^3$$

$$\text{Costo} = \$ 6'041.000 COP$$

Al tener (2) estribos, el costo total es de **12'082.000 COP**.

9.3.2 Rellenos con Resinas Epóxicas

Para calcular los costos de la inyección de resina epóxica, es necesario primero conocer el número de metros a rehabilitar. El valor aproximado de relleno de resina epóxica por metro es de 33.590\$ COP (Generador de Precios. Rehabilitación. Colombia 2015). Una vez conociendo cuantos metros de grietas se van a rellenar se multiplica por el precio y se tiene el valor total. El dato del metraje lineal de grietas no se tiene ya que existen unas de difícil acceso, las cuales no se pueden medir.

9.3.3 Micro Pilotes

El precio de los micro pilotes depende del perfil del suelo que se encuentre debajo del estribo, este dato se interpreta a través del estudio de suelos. Al no tener estudio de suelos, no se puede determinar el precio de la instalación de micro pilotes sobre los estribos del puente Sunuba.

10 Discusión

En todas las simulaciones realizadas para las condiciones de flujo del río Sunuba, se puede evidenciar claramente que los errores más considerables se presentan en la zona izquierda y derecha, es decir en los extremos de la zona en estudio.

La dispersión entre los resultados en campo y los calculados a partir de las simulaciones se puede presentar debido a varios motivos como por ejemplo la delimitación de la zona de estudio al momento de la modelación, ya que al ubicar los bordes izquierdo y derecho del río a lo largo de la zona y luego delimitar la malla para la interpolación existía una diferencia aproximadamente entre 0.8 – 1.2 metros en los bordes de cada extremo, lo cual trae como consecuencia al momento de la simulación un mayor ancho de superficie libre que oscila entre 1.6 y 2.4 metros a lo ancho de toda la sección, esto produce menores alturas de lamina de agua y mayores velocidades como se muestra en los resultados.

También se debe tener en cuenta que los errores significativos en los extremos de la zona en estudio, también se pueden generar debido a la incorrecta toma de datos hidráulicos de campo, ya que en el caso de las velocidades de flujo, se cambiaba de alguna manera la hidrodinámica del mismo, debido a la inmersión dentro del río para captar el número de revoluciones del molinete de cazuelas.

Cabe destacar que los niveles de agua y velocidades del flujo calculadas, es decir obtenidos de cada una de las simulaciones realizadas fueron tomados en las coordenadas de los parámetros hidráulicos tomados en campo, por lo cual al momento de extraer los valores calculados por el modelo numérico, no se podía indicar la misma coordenada [X, Y] de campo, sino que se tomaba el nodo con la coordenada más aproximada a la tomada en campo. Esto también genera un grado de incertidumbre y de error en los datos debido a que en magnitudes de distancia de centímetros se evidencia como cambian los parámetros hidráulicos, generando así un grado de dificultad mayor para comparar los resultados obtenidos en campo y en las diversas simulaciones.

Otro factor que altera de manera significativa los resultados de las simulaciones es el coeficiente de fricción de Manning [n], ya que en los extremos del río se podía evidenciar en campo presencia de vegetación en las primeras secciones del río [S1 y S2] (*Ver Figura [40]*), mientras que en la zona de aguas abajo [S4 y S5] (*Ver Figura [40]*), existía presencia de vegetación nativa de la zona junto con rocas de gran magnitud en las orillas del cauce, los cuales afectan el flujo de manera considerable. Estas condiciones naturales del entorno (rocas de gran magnitud y vegetación) no se tuvieron en cuenta al elaborar las simulaciones, además solo se utilizó un coeficiente de fricción de Manning con un valor de 0.05 a lo largo de los aproximados 100 metros del área de estudio por ende los resultados no son exactos.

Por otra parte se debe tener en cuenta que el factor de refinamiento de la malla tiene un valor importante para la generación de resultados de las simulaciones, ya que los errores tanto en los niveles de agua como en las velocidades de flujo en las diversas franjas del río disminuyen en aproximadamente 4%, esto quiere decir que el tamaño de las celdas de la malla afecta en gran proporción la hidrodinámica del cuerpo de agua en estudio.

Para el análisis de los errores de las simulaciones se deduce que el promedio de estos no es un parámetro adecuado de medida ya que existen errores muy bajos y muy altos para una misma sección, por ende la desviación estándar es muy alta y el promedio de errores no es un dato preciso. En la mayoría de los casos los resultados de la sección (2), *Ver Figura [40]*, son los que alteran el promedio debido a que se salen del rango de los resultados para otras secciones. La sección (2) se encuentra ubicada en una zona donde el río presenta cambios geomorfológicos.

Al momento de la interpretación de resultados se tuvieron grandes problemas debido a la incorrecta interpretación de resultados, ya que las profundidades de las laminas de agua variaban de manera insignificante a lo largo de los 100 metros de la zona de estudio.

Estos problemas se generaron debido a la ubicación del nivel de referencia o datum en campo elegido para la toma de coordenadas en campo. Por lo cual para las condiciones de contorno aguas abajo donde se ingresa el nivel del agua para la salida del modelo, se debe imponer respecto al nivel de referencia de todos los puntos de la batimetría y no desde la superficie del lecho del río.

En cuanto a la dinámica del transporte de sedimentos a lo largo de los 100 metros de la zona de estudio del Río Sunuba, no se tienen valores reales de la concentración tomados en campo, pero si se obtuvieron otros parámetros relevantes para la modelación de este fenómeno como la densidad saturada superficialmente seca, densidad seca y tamaño medio de las partículas [D50]. A pesar de los parámetros de suelo tomados y calculados en el laboratorio de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana el parámetro de mayor preponderancia fue impuesto en el modelo numérico basado en investigaciones y literatura sobre características de diversos ríos en etapas de madurez. Esto genera mayor incertidumbre en la estimación de las condiciones iniciales y condiciones de contorno para la simulación del transporte de sedimentos del Río Sunuba, por lo cual no se puede realizar una simulación correcta de este fenómeno. A partir de la simulación más precisa, es decir la que más se asemeja a la realidad, se realizaron diversas simulaciones con diversas cargas de concentración, para así lograr obtener algunas conclusiones de los modelos realizados.

Por último los resultados obtenidos de los diversos modelos numéricos para evidenciar la erosión en la zona de estudio no son comparables. Respecto a la socavación empírica y la socavación real, estos (2) escenarios no se pueden comparar ya que en el caso de las formulaciones propuestas por diversos autores no se tiene en cuenta la variabilidad de las condiciones hidrodinámicas a través del tiempo, por lo cual los resultados obtenidos solo son válidos para un escenario de flujo instantáneo mientras que en la socavación real interfiere la variable tiempo desde la construcción del puente hasta el presente. La socavación real y los resultados obtenidos del modelo numérico tampoco se pueden comparar debido a que el fenómeno de erosión en campo tiene una variabilidad en el tiempo desconocida ya que los cambios morfológicos se generan desde el momento de la construcción del puente en estudio, mientras que en las simulaciones realizadas solo se evidencia el cambio en la morfología del río en un periodo de tiempo de (3) meses, ya que en este intervalo se realizaron las medidas de los diversos parámetros hidráulicos tomados en campo. Por otro lado la socavación a partir de modelación numérica y los resultados a partir de formulaciones empíricas tampoco son comparables ya que el modelo numérico está afectado por la variable temporal para nuestro caso (3) meses mientras que las formulaciones empíricas se utilizan para socavación en un instante sin tener en cuenta la variable del tiempo.

11 Conclusiones

El estudio del comportamiento del transporte de sedimentos se deriva a partir de las condiciones hidrodinámicas del flujo en estudio, así como algunas condiciones específicas

tales como la concentración, tamaño medio de las partículas [D50], densidad del sedimento, entre otras. Debido a que no se pudo obtener la concentración de sedimentos del Río Sunuba, el cual es el parámetro indispensable para adecuar las condiciones iniciales y de contorno para los diversos escenarios de flujo, los resultados obtenidos de las diferentes simulaciones realizadas sólo muestran resultados que varían según la concentración inicial, por lo cual se generan mayores incertidumbres e irregularidad de resultados. El programa está solucionando de manera numérica un escenario el cual puede que sea real o hipotético, ya que este tipo de herramientas informáticas proporciona una solución sin importar si la información o variables de entrada al programa son adecuadas para el fenómeno que se quiere estudiar.

Los resultados obtenidos para el cálculo de la profundidad de socavación bajo el estribo derecho del puente sobre el río Sunuba no se pueden comparar, debido a que cada una de las metodologías utilizadas se basa en diferentes principios. En el caso de las formulaciones empíricas desarrolladas a partir de investigaciones y estudios realizados en laboratorios, nunca se tiene en cuenta la variable temporal para el cálculo de la socavación, por lo cual el resultado obtenido solo es válido para una condición de flujo determinada sin tener en cuenta los cambios hidrodinámicos del flujo ni cambios morfológicos de la zona. Por otra parte los diversos modelos numéricos realizados, tienen en cuenta tanto la variable espacial como temporal, ya que simulan a través de cada paso de tiempo los cambios morfológicos e hidrodinámicos de la zona de estudio. Estas simulaciones realizadas tienen como punto de partida una profundidad de socavación inicial, ya que la construcción del perfil del río se hizo a partir de datos topográficos tomados en campo cuando ya el estribo del puente se encontraba socavado. Por tal motivo los modelos numéricos tienen la capacidad de calcular la erosión y sedimentación de cualquier zona en estudio en el tiempo que el modelador desee bajo condiciones de contorno e hidrométricas reales ya que las condiciones de contorno pueden variar a través del tiempo según la información recopilada durante un tiempo determinado.

Se recomienda implementar las medidas de protección expuestas en el *Numeral [9.2]*, ya que el puente se encuentra en estado crítico y en el momento de una avenida o creciente puede presentar colapso. La infraestructura y superestructura del puente presenta una alta cantidad de grietas a lo largo y ancho de la estructura (Ver *Figura [4.3]*) y el material portante de la cimentación está siendo socavado a lo largo de las épocas de creciente que se presentan en la zona; esto produce un alto riesgo de falla en el puente. Cabe recalcar que las medidas de protección contempladas en el *Numeral [9.2]* son medidas provisionales para el puente ya que para diseñar las medidas de protección únicamente se analizó un tipo de socavación (socavación local en estribos) sin tener en cuenta los otros tipos de socavación expuestos en el *Numeral [3.3]*. Para diseñar una solución definitiva al daño que presenta el Puente Sunuba se debe tener el resultado de socavación total que resulta de la suma de todos los tipos de socavación que se presentan en la zona en estudio (Ver *Numeral [3.3]*).

Para trabajos relacionados con el tema expuesto en el presente trabajo de grado, se recomiendan realizar las siguientes actividades que no se tuvieron en cuenta durante la realización de este ejercicio:

- Elaboración de un estudio de suelos en la zona de estudio delimitada con diversos sondeos, para así determinar el perfil estratigráfico del lecho del río y diagnosticar con mayor exactitud cómo se va a comportar cada estrato portante de suelo frente a la acción erosiva del agua en el área de los estribos.
- Desarrollar un modelo hidrológico de la cuenca en estudio con el fin de determinar modelos de lluvia esorrentía que permitan conocer con exactitud las crecientes máximas que se generan en las proximidades de la estructura que se requiera analizar.
- Instalación de limnógrafos en los puentes a analizar para obtener caudales máximos y mínimos en tiempo real, esto con el fin de obtener un comportamiento de los parámetros hidrodinámicos más preciso. Al tener datos más precisos se pueden realizar modelos numéricos con resultados más aproximados a los reales y se pueden elaborar formulaciones empíricas con datos de crecientes máximas en donde se presentan los valores más altos de socavación.
- Realizar batimetrías con sensores multihaz que permitan elaborar levantamientos topográficos en 3 dimensiones con un barrido completo del área que se requiera estudiar. Los levantamientos realizados a partir de sensores multihaz permiten evidenciar dunas y grandes obstáculos que se encuentren en la zona de estudio mientras que los levantamientos elaborados a partir de estación dependen de una interpolación que no tiene en cuenta las variaciones y obstáculos que se presentan entre puntos.

12 BIBLIOGRAFÍA

Aconstructoras

2015 Bolsacreto 1 m3 Caja Con 10 Unidades.
http://www.aconstructoras.com/product_info.php?products_id=4290.

Guevara Álvarez, Maria Elvira

2013 Socavación En Puentes. Popayán: Universidad Del Cauca.

Asociación Argentina de Mecánica Computacional

N.d. Aplicación Del Modelo Numérico Delft 3D a Diferentes Problemas Hidrosedimentológicos En Casos Argentinos.

<http://www.cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/viewFile/4517/4447>, accessed October 20, 2014.

Azamathulla, Hazi Mohammad, and Mohd Azlan Mohd Yusoff

2013 Soft Computing for Prediction of River Pipeline Scour Depth. *Neural Computing and Applications* 23(7-8): 2465–2469.

Delft 3D, Deltares

2014 Simulation of Multi-Dimensional Hydrodynamic Flows and Transport Phenomena, Including Sediments. http://oss.deltares.nl/documents/183920/185723/Delft3D-FLOW_User_Manual.pdf.

Deltares - Enabling Delta Life

N.d. Delft 3D Open Source Community. <http://oss.deltares.nl/web/delft3d>, accessed October 20, 2014.

Generador de Precios. Rehabilitación. Colombia

2015 Inyección de Resinas En Fisuras, Para Reparación Estructural.
http://www.colombia.generadordeprecios.info/rehabilitacion/Estructuras/Concreto_armado/Reparaciones/EHY065_Inyeccion_de_resinas_en_fisuras__pa.html.

Guevara Alvarez, Maria Elvira

2013 Socavacion En Puentes. Popayán: Universidad del Cauca.

J.A., Escobar Vargas, Diamessis P.J., and Giraldo F.X.

2012 High-Order Discontinuous Element-Based Schemes for the Inviscid Shallow Water Equations: Spectral Multidomain Penalty and Discontinuous Galerkin Methods. *Journal Applied Mathematics and Computation*: 4825–4848.

Khosronejad, Ali, Seokkoo Kang, and Fotis Sotiropoulos

2012 Experimental and Computational Investigation of Local Scour around Bridge Piers. *Advances in Water Resources* 37: 73–85.

Melville, Bruce W, and Stephen E Coleman

2000 Bridge Scour. Highlands Ranch, Colo.: Water Resources Publications.

Muñoz Díaz, Edgar

2012 Ingeniería de Puentes. Bogotá D.C: Pontificia Universidad Javeriana.

Muñoz Diaz, Edgar E

2012 Ingeniería de Puentes. Colapso, Inspección Especial, Socavación, Vulnerabilidad Sísmica Y Capacidad de Carga. Tomo 2. Bogota D.C: Pontificia Universidad Javeriana.

Muñoz Diaz, Edgar E, F. Moreno, and J. Mohammadi

2009 Investigation of Common Causes of Bridge Collapse in Colombia. Practice Periodical on Structural Design and Construction 14(4): 194–200.

Sheppard, D., B. Melville, and H. Demir

2014 Evaluation of Existing Equations for Local Scour at Bridge Piers. Journal of Hydraulic Engineering 140(1): 14–23.

Suarez Diaz, Jaime

2001 Control de Erosión en zonas tropicales. Bucaramanga - Colombia: Universidad Industrial de Santander UIS.