

BANCO INTERAMERICANO DE DESARROLLO



República del Ecuador

**Ministerio de Transporte
y Obras Públicas**

República del Perú

**Ministerio de Transportes
y Comunicaciones**



ESTUDIO BINACIONAL DE NAVEGABILIDAD DEL RÍO NAPO (Ecuador – Perú)



 **Serman**
& asociados s.a.
Consultora

 **CSI**
Ingenieros

**Informe Final
VOLUMEN III**

Octubre, 2010

DESLINDE DE RESPONSABILIDADES

El presente documento forma parte de las actividades desarrolladas por el Consorcio SERMAN & Asociados SA (República Argentina) y CSI Ingenieros SA (República Oriental del Uruguay) en el marco de los servicios de consultoría con relación al denominado **“Estudio Binacional de Navegabilidad del Río Napo, desde el Puerto de Francisco de Orellana (El Coca – República del Ecuador) hasta la confluencia con el río Amazonas (República del Perú)”**.

El mismo ha sido preparado para el Banco Interamericano de Desarrollo (BID) en el contexto de la *“Iniciativa para la Integración de la Infraestructura Regional Sudamericana”* (IIRSA), financiado con recursos del *“Fondo para el Financiamiento de Operaciones de Cooperación Técnica para Iniciativas para la Integración de la Infraestructura”* (FIRII), bajo la supervisión de especialistas del Banco Interamericano de Desarrollo (BID) y la coordinación de funcionarios del Ministerio de Transporte y Obras Públicas de Ecuador (MTO) y de los Ministerios de Relaciones Exteriores (RREE) y de Transportes y Comunicaciones del Perú (MTC).

Las opiniones expresadas en el mismo son de exclusiva responsabilidad de los autores y pueden no coincidir con las de las organizaciones antes mencionadas.

AGRADECIMIENTOS

El estudio incorpora datos técnicos e información diversa proporcionada por organismos públicos y empresas privadas de las Repúblicas de Ecuador y Perú; en consecuencia, el Consorcio SERMAN & Asociados SA – CSI Ingenieros SA desea expresar su agradecimiento a las autoridades, los técnicos y el personal de dichos organismos y empresas.¹

¹ Créditos. Fuente imagen aérea en carátula: Orellana Turística (<http://www.orellanaturistica.gov.ec>)

INTRODUCCIÓN

En el contexto de la “*Iniciativa para la Integración de la Infraestructura Regional Sudamericana*” (IIRSA) el Banco Interamericano de Desarrollo (BID) invitó, en Abril del 2008, a presentar propuestas para proveer servicios de consultoría con relación a la elaboración del “**Estudio Binacional de Navegabilidad del Río Napo, desde el Puerto de Francisco de Orellana (El Coca – República del Ecuador) hasta la confluencia con el río Amazonas (República del Perú)**” cuyo objetivo general era “*elaborar un estudio binacional de la navegabilidad comercial en el Río Napo con el fin de promover el uso racional y ordenado, durante todo el año de la navegación fluvial, mejorando las condiciones del tráfico, aumentando la seguridad y preservando el medio ambiente de acuerdo a los criterios de desarrollo sustentable*”.

El Consorcio conformado por las firmas SERMAN & Asociados SA (República Argentina) y CSI Ingenieros SA (República Oriental del Uruguay) resultó adjudicatario de dicha Licitación Pública Internacional; el respectivo contrato fue firmado con fecha 1° de Octubre de 2009 (Contrato INE/TSP–RS–T1275/09) dándose inicio a las tareas en dicha fecha.

SERMAN & Asociados SA es una empresa consultora argentina que presta servicios profesionales, en Argentina y Latinoamérica, en un amplio campo de actividades dentro de la Ingeniería, la Economía y el Medio Ambiente, reuniendo la experiencia, capacidad y empeño de prestigiosos profesionales y contando con la capacidad técnica y financiera para desarrollar dichos servicios en forma integral, conjugando tecnología y métodos avanzados de modelización. La firma ha certificado un Sistema Integrado de Gestión ISO 9001, ISO 14001 y OHSAS 18001, para asegurar la calidad de los servicios brindados.

CSI Ingenieros SA es una empresa consultora uruguaya, de carácter multidisciplinario, con 30 años de actividad, cuyo accionar, sustentado en los conceptos de calidad, innovación, creatividad y formación permanente, le ha otorgado una posición de liderazgo en el mercado uruguayo y un reconocimiento regional que explica su constante crecimiento y expansión. Su campo de acción comprende: Hidráulica y Sanitaria, Medio Ambiente, Transporte, Puertos y Logística, Industria, Agroindustria, Energía, Planificación y Urbanismo, Gerenciamiento de Proyectos y Tecnología de la Información.

El presente estudio fue desarrollado bajo la supervisión del Ing. Carlos Tamayo, Economista de Proyecto del Banco Interamericano de Desarrollo (BID), contando con la participación de especialistas sectoriales del banco en áreas tales como el Transporte y el Medio Ambiente, y fue coordinado por los Coordinadores Nacionales designadas en ambos países, quienes brindaron su valioso apoyo para facilitar el desarrollo de los estudios.

En Ecuador, la Coordinación Nacional fue ejercida por el Ing. Fernando Salgado Brasero, Director de Gestión de Créditos y Cooperación Internacional del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), con participación en la evaluación técnica por parte de la Universidad Central del Ecuador (UCE) – Centro de Excelencia de Transporte Intermodal y Fluvial (CETIF), del Instituto Oceanográfico de la Armada (INOCAR), y del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).

En el Perú, la Coordinación Técnica fue ejercida por el Ing. Jorge Gastelo, Director de Infraestructura e Hidrovías, de la Dirección General de Transporte Acuático (DGTA) del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), participando la Dirección General de Asuntos Socio

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Ambientales (DGASA) del MTC en la evaluación de los aspectos de su competencia. La Coordinación Técnica facilitó los contactos con instituciones relevantes de la zona como ser la delegación Loreto del Servicio Nacional de Meteorología e hidrología del Perú (SENAMHI), las Administraciones Portuaria Nacional y Regional, etc.

Asimismo, el Embajador Augusto Arzubiaga, Coordinador Nacional de IIRSA del Ministerio de Relaciones Exteriores (RREE) del Perú, participó en la coordinación del estudio apoyando activamente a la consultora durante el proceso de comunicación ciudadana local y facilitando la relación con las principales instituciones del área de estudio, tales como el Gobierno Regional de Loreto (GOREL), el Servicio de Hidrografía y Navegación de la Amazonía (SHNA), el Instituto Nacional de Desarrollo de los Pueblos Andinos, Amazónicos y Afroperuano (INDEPA), etc.

El **Informe Final** ha sido organizado en seis (6) volúmenes:

- Volumen I: Antecedentes y Estado Actual de la Navegación en el río Napo.
- Volumen II: Investigaciones de Campo.
- Volumen III: Estudio de la Hidráulica Fluvial
- Volumen IV: Estudio Socio – Económico
- Volumen V: Análisis Socio – Ambiental
- Volumen VI: Propuestas y Plan de Inversiones

A ellos se suman siete (7) carpetas correspondientes a Láminas.

- Láminas GAM Generales y Ambientales
- Láminas GBP Tramo peruano: Levantamiento batimétrico general
- Láminas BZC Tramo peruano: Levantamiento batimétrico de zonas críticas
- Láminas ZC Tramo peruano: Perfiles transversales de zonas críticas
- Láminas GBE Tramo ecuatoriano: Levantamiento batimétrico general
- Láminas AMT Análisis Multitemporal
- Láminas PRO Propuestas de Inversión

Director de Proyecto:
Julio Cardini



VOLUMEN III

Estudio de la Hidráulica Fluvial

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. EVALUACIÓN HIDROLÓGICA DE LOS RÍOS NAPO Y AMAZONAS	2
2.1. HIDROLOGÍA DEL RÍO NAPO	2
2.1.1. Superficie de la Cuenca.....	3
2.1.2. Alturas de Escalas Hidrométricas.....	4
2.1.3. Relaciones Altura – Caudal	4
2.1.4. Hidrograma Medio Anual	9
2.2. HIDROLOGÍA DEL RÍO AMAZONAS	13
3. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL NIVEL DE LOS RÍOS Y ESTIMACIÓN DE LOS NIVELES DE INUNDACIÓN	16
3.1. NIVELES HISTÓRICOS DEL RÍO	16
3.2. HIDROGRAMAS ANUALES DE NIVELES MEDIOS DIARIOS	18
3.3. HIDROGRAMAS ANUALES PROMEDIO DE NIVELES MEDIOS DIARIOS	20
3.4. HISTOGRAMA DE FRECUENCIAS Y NIVELES REPRESENTATIVOS.....	22
3.5. CURVAS DE PERMANENCIA MENSUALES Y ANUALES.....	30
3.6. RECURRENCIA DE NIVELES MÍNIMOS ANUALES (AJUSTADOS A PORCENTAJE DE PERSISTENCIA)	35
3.7. NIVELES DE PERMANENCIAS MENSUALES Y ANUALES DEL RÍO AMAZONAS, (ESTACIÓN HIDROMÉTRICA DE IQUITOS).....	40
3.8. CONDICIONES ESTADÍSTICAS EN LA DESEMBOCADURA DEL RÍO NAPO (ESCALA FRANCIA).....	43
3.9. ESTIMACIÓN DE LOS NIVELES DE INUNDACIÓN	44
4. MODELO HIDRODINÁMICO UNIDIMENSIONAL HEC – RAS.....	47
4.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO.....	47
4.2. OBJETIVO DE LA MODELACIÓN	48
4.3. METODOLOGÍA.....	48
4.3.1. Datos Geométricos.....	48
4.3.2. Datos de Niveles y Caudales.....	50
4.3.3. Condiciones de Contorno.....	56
4.3.4. Definición del Tramo de Modelación.....	57
4.3.5. Calibración del Modelo	57
4.3.6. Resultados de la Modelación	58
5. DEFINICIÓN DEL NIVEL DE REDUCCIÓN DE SONDAJES Y DEL NIVEL PARA LA NAVEGACIÓN	61
5.1. DEFINICIÓN DE NIVELES PARA EL TRAMO PERUANO.....	61
5.2. DEFINICIÓN DE NIVELES PARA EL TRAMO ECUATORIANO.....	66
5.3. ANÁLISIS GLOBAL DE PENDIENTES DEL RÍO NAPO	72
6. IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LOS "MALOS PASOS"	74
6.1. CRITERIOS GENERALES DE DEFINICIÓN DE UN “MAL PASO”	74
6.2. CRITERIOS DE DEFINICIÓN DE LAS PROFUNDIDADES NÁUTICAS NECESARIAS.....	75
6.2.1. Consideraciones Generales.....	75
6.2.2. Tramo Peruano	78
6.2.3. Tramo Ecuatoriano	80

6.3.	IDENTIFICACIÓN DE “MALOS PASOS” EN EL TRAMO PERUANO	86
6.3.1.	<i>Selección de Zonas Críticas a Relevar</i>	86
6.3.2.	<i>Criterios de Definición de la Disposición en Planta de un Canal Navegable para el Análisis de las Zonas Críticas</i>	90
6.3.2.1.	Consideraciones generales.....	90
6.3.2.2.	Ancho en Tramos Rectos (o considerados como tales)	91
6.3.2.3.	Ancho en Tramos Curvos	93
6.3.2.4.	Ensanches Graduales del Canal de Navegación	94
6.3.2.5.	Definición Preliminar de la Embarcación de Diseño.....	95
6.3.2.6.	Predimensionamiento del Canal de Navegación.....	97
6.4.	DESCRIPCIÓN DE ZONAS CRÍTICAS Y MALOS PASOS EN EL TRAMO PERUANO	98
6.4.1.	<i>Descripción de cada Zona Crítica y determinación de “Malos Pasos” en el Tramo Peruano</i>	98
6.4.2.	<i>Resumen de Condiciones Críticas en los Malos Pasos del Tramo Peruano y Conclusiones Preliminares sobre la Navegabilidad</i>	156
6.5.	IDENTIFICACIÓN DE ZONAS CRÍTICAS Y DEFINICIÓN DE MALOS PASOS EN EL TRAMO ECUATORIANO	158
6.5.1.	<i>Información Batimétrica Recopilada</i>	158
6.5.2.	<i>Evaluación General de las Condiciones Hídricas y de Navegabilidad del Río Napo en el tramo Ecuatoriano</i>	160
6.5.3.	<i>Procesamiento de la Información Batimétrica en el tramo Ecuatoriano (Relevamiento del año 2008)</i>	167
6.5.4.	<i>Descripción de Zonas Críticas y Malos Pasos en el tramo Ecuatoriano</i>	168
6.5.4.1.	Análisis sobre la Batimetría del año 2008 (EMEPA SA)	168
6.5.4.2.	Análisis sobre la Batimetría del año 2009 (INOCAR).....	170
6.5.5.	<i>Resumen de Condiciones Críticas en los Malos Pasos del tramo Ecuatoriano y Conclusiones Preliminares sobre la Navegabilidad</i>	176
7.	DETERMINACIÓN DE LA DESCARGA LÍQUIDA	180
7.1.	INTRODUCCIÓN.....	180
7.2.	CAMPAÑA DE MEDICIÓN DE CAUDALES	183
7.3.	COMPARACIÓN DE DATOS MEDIDOS Y ESTIMADOS	188
8.	CÁLCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	190
8.1.	INTRODUCCIÓN.....	190
8.2.	DIÁMETROS DE SEDIMENTOS.....	190
8.3.	AJUSTE DE ECUACIONES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	192
8.4.	VELOCIDADES MEDIAS	196
8.5.	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	197
8.6.	CAUDAL DOMINANTE.....	202
9.	EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MORFOLÓGICO DEL RÍO NAPO	206
9.1.	CARACTERIZACIÓN MORFOLÓGICA PARAMETRIZADA	206
9.2.	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTABILIDAD FLUVIAL Y SU RELACIÓN CON EL MANTENIMIENTO DE CANALES DRAGADOS	207
9.3.	ANÁLISIS MULTITEMPORAL (EVOLUCIÓN EN PLANTA DEL RÍO NAPO).....	211
9.3.1.	<i>Metodología de Análisis</i>	211
9.3.2.	<i>Resultados Obtenidos</i>	213
9.3.3.	<i>Evaluación de los Resultados</i>	217
10.	MODELACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL DE LA SEDIMENTACIÓN EN EL CANAL NAVEGABLE	224
10.1.	INTRODUCCIÓN	224
10.2.	DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS APLICADOS.....	226

10.2.1.	Descripción del Modelo Hidrodinámico Bidimensional (RMA2)	226
10.2.2.	Descripción del Modelo Sedimentológico Bidimensional (SED-2D)	228
10.3.	MODELACIÓN DEL MAL PASO TÍPICO ARGENTINA	234
10.3.1.	Implementación y Calibración del Modelo Hidrodinámico	234
10.3.2.	Implementación y Calibración del Modelo Sedimentológico	237
10.3.3.	Explotación de los Modelos	238
10.4.	MODELACIÓN DEL MAL PASO “ANGOTEROS”	249
10.4.1.	Implementación y Calibración del Modelo Hidrodinámico	249
10.4.2.	Implementación y Calibración del Modelo Sedimentológico	253
10.4.3.	Explotación de los Modelos	255
11.	ESTIMACIÓN DE POSIBLES VOLÚMENES DE DRAGADO EN LOS MALOS PASOS	268
11.1.	TRAMO PERUANO DEL RÍO NAPO	268
11.2.	TRAMO ECUATORIANO DEL RÍO NAPO	271
12.	EVALUACIÓN DE POSIBLES ACCIONES DE DRAGADO PARA EL MANTENIMIENTO DE LA VÍA NAVEGABLE	272
12.1.	INTRODUCCIÓN	272
12.2.	DRAGAS MECÁNICAS	272
12.2.1.	Dragas de Cuchara	272
12.2.1.1.	Descripción General	272
12.2.1.2.	Método de Operación	274
12.2.1.3.	Ciclo de Producción	274
12.2.1.4.	Factores Limitantes	274
12.2.2.	Dragas de Almeja con Cántara	275
12.2.3.	Dragas de Pala	275
12.2.4.	Retroexcavadoras Hidráulicas	276
12.2.5.	Draga de Rosario o de Cangilones (Bucket dredger)	278
12.3.	DRAGAS HIDRÁULICAS	279
12.3.1.	Draga a Succión con Cortador ("cutterhead dredger")	279
12.3.1.1.	Descripción General	279
12.3.1.2.	Ciclo de Producción	281
12.3.1.3.	Factores Limitantes	282
12.3.1.4.	Equipamiento Auxiliar	282
12.3.2.	Dragas de Succión en marcha con Cantara ("Hopper")	283
12.3.2.1.	Descripción General	283
12.3.2.2.	Método de Operación	284
12.3.2.3.	Factores Limitantes	286
12.3.2.4.	Equipamiento Auxiliar	286
12.3.3.	Dragas de Inyección de Agua	287
12.3.4.	Draga a Succión "Dustpan"	287
12.4.	EVALUACIÓN DE EQUIPOS DE DRAGADO PARA EL TRAMO PERUANO	289
12.5.	APLICACIÓN AL TRAMO ECUATORIANO DEL RÍO NAPO	294
13.	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE TRANSPORTE DE PALIZADAS Y ACCIONES DE LAS MISMAS SOBRE DEFENSAS DE EMBARCADEROS	295
13.1.	TRANSPORTE DE DETRITOS VEGETALES O PALOS	295
13.2.	ORIGEN O FUENTES DE PALOS	296
13.3.	MASA VEGETAL Y MASA DE PALOS	296
13.4.	DENSIDAD DE PALOS	298
13.5.	DIÁMETROS DE PALOS	299
13.6.	PRODUCCIÓN DE PALOS	300
13.7.	EMPUJE DE UNA PALIZADA SOBRE UNA DEFENSA	306

Director de Proyecto:
Julio Cardini



1. INTRODUCCIÓN

En el presente Volumen se describen los análisis hidrológicos y estudios hidráulicos realizados a la fecha, los cuales comprenden una evaluación hidrológica de los ríos Napo y Amazonas, incluyendo un análisis estadístico del nivel de los ríos en las escalas disponibles en ambos países, una modelación hidrodinámica unidimensional basada en una estimación de la descarga líquida, la cual permitió extrapolar los niveles determinados en la Escala de Mazan para diferentes condiciones estadísticas, al resto de las escalas instaladas en el tramo peruano del río, así como la definición del nivel hidrométrico empleado para la reducción de sondeos y del nivel de agua tentativo para la navegación a lo largo de todo el río, ambos basados en criterios estadísticos de permanencia.

Asimismo, se presenta el criterio empleado para la identificación de Zonas Críticas para la navegación y se efectúa la descripción de los "Malos Pasos" tanto en el tramo peruano como ecuatoriano.

Por otro lado, se efectúa la determinación de la descarga líquida en el río, a través del análisis de las mediciones de caudales y velocidades (información primaria y secundaria), se ajustan funciones de cálculo del transporte de sedimentos, se efectúa un análisis del comportamiento morfológico del río, y se presenta una modelación matemática bidimensional de la sedimentación en el canal navegable, para dos "Malos Pasos" típicos, lo cual permite efectuar estimaciones de las necesidades de mantenimiento de la vía navegable, si la misma fuera profundizada por medio de dragados.

Se realiza luego una evaluación de los posibles volúmenes a movilizar por dragado, en caso de desearse navegar con 4 pies de calado durante un 95% del tiempo, se evalúan las diferentes técnicas de dragado aplicables para ello, concluyéndose en la no conveniencia técnica y económica de realizar este tipo de obras.

Finalmente, se realiza una evaluación de la capacidad de transporte de palizadas por parte del río Napo, y se estiman los esfuerzos que la acumulación de palizada puede ejercer sobre las defensas de los embarcaderos.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

2. EVALUACIÓN HIDROLÓGICA DE LOS RÍOS NAPO Y AMAZONAS

2.1. Hidrología del río Napo

La cuenca del río Napo se extiende desde las alturas de la cordillera de los Andes y en particular desde las inmediaciones de los cerros Cotopaxi y Antisana, hasta desembocar en el río Amazonas aguas abajo de Iquitos. El tramo de estudio se refiere al cauce existente entre la progresiva Km 0 en la desembocadura en el Amazonas hasta la progresiva Km 782 aproximadamente que corresponde al puerto de Francisco de Orellana.

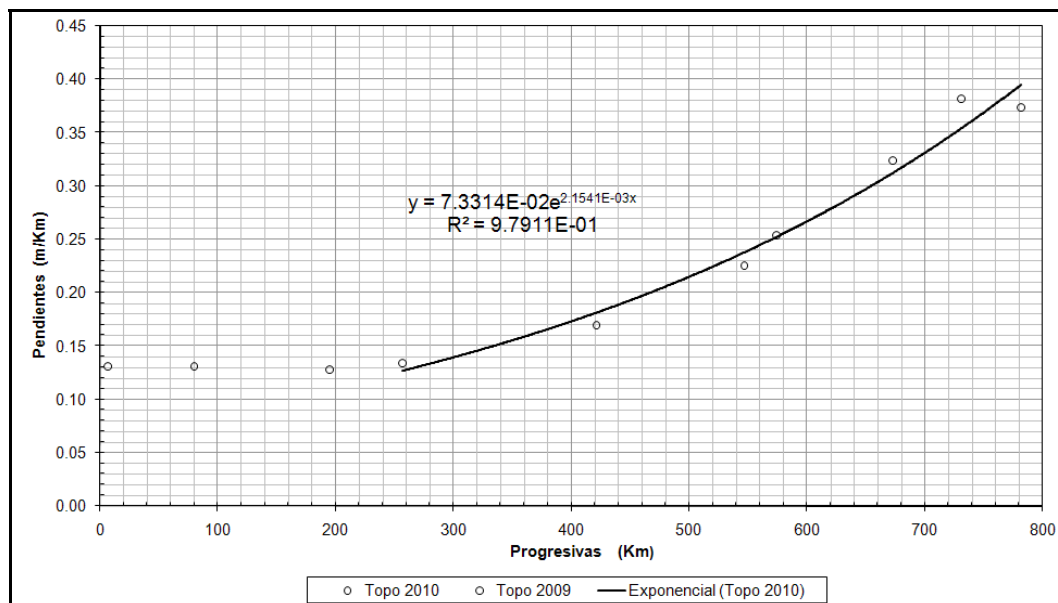
Las pendientes del tramo son variables entre 13,1 cm/km en la desembocadura en la progresiva 0 hasta 37,5 cm/km en el extremo superior del tramo en estudio. Las pendientes resultantes de los levantamientos topobatemétricos se detallan en la **Tabla 2.1–1** y en la **Figura 2.1–1**.

Tabla 2.1–1. Pendientes del río Napo

Escala	Progresiva km	Cero Escala m.s.n.m.	Pendiente Navegación m/km
Francia	6,58	75,91	0,131
Mazan (Bella Vista)	79,76	82,38	0,131
Bella vista	194,51	98,54	0,128
Santa Clotilde	256,24	105,82	0,134
Campo Serio	421,35	136,44	0,170
Cabo Pantoja	546,80	163,85	0,226
N. Rocafuerte	574,10	169,01	0,254
Pañacocha	673,00	200,44	0,324
Itaya	731,00	222,25	0,383
Fco. de Orellana	782,00	241,26	0,375

Nota: m.s.n.m. = metros sobre el nivel del mar

Figura 2.1–1. Relación entre Progresivas y Pendientes



Las pendientes del río Napo pueden sintetizarse como sigue:

- Pendiente de superficie libre $S = 0,131 \text{ m/km}$ para progresivas $x \leq 260 \text{ km}$
- Pendiente de superficie libre $S = 7,3314E^{-02} * e^{2,1541E-03 * x}$ para progresivas $x > 260 \text{ km}$

2.1.1. Superficie de la Cuenca

La **Tabla 2.1–2** y la **Figura 2.1–2** detallan las superficies de cuenca del río Napo, que pueden expresarse de forma analítica mediante la siguiente ecuación:

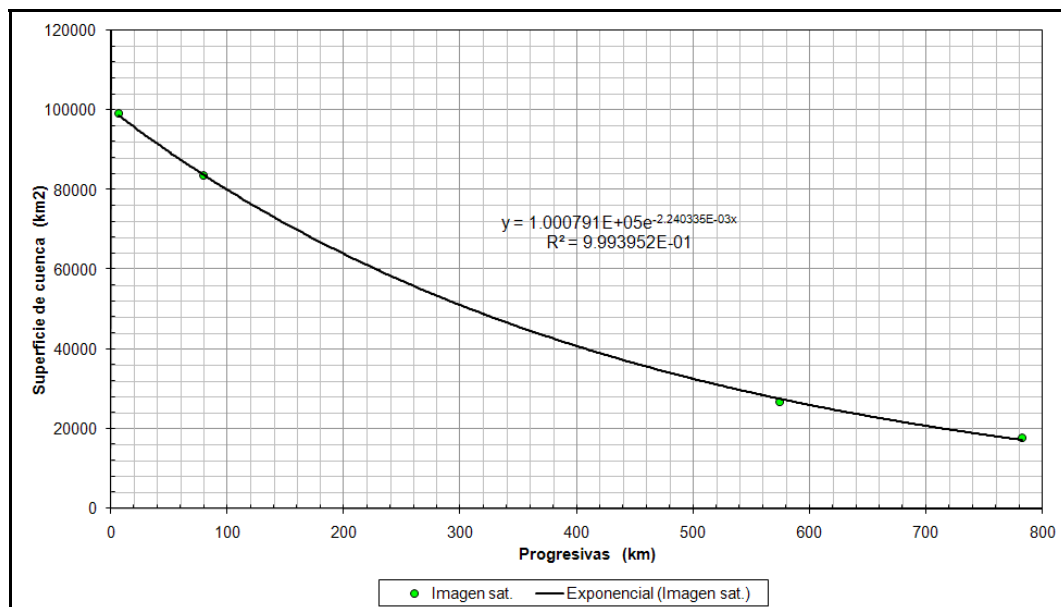
$$A = 1,000791E^{+05} * e^{-2,24033E-03 * x}$$

Donde A corresponde al área de la cuenca y x al km de la progresiva.

Tabla 2.1–2. Superficies de cuenca del río Napo

Escala	Progresiva km	Área km ²
F. de Orellana	782,0	17722,1
Rocafuerte	574,1	26879,7
Mazan (Bella Vista)	79,8	83695,2
Francia	6,7	99342,1

Figura 2.1–2. Áreas de las cuencas de aporte al río Napo



2.1.2. Alturas de Escalas Hidrométricas

Los registros simultáneos de escalas hidrométricas disponibles para el río Napo son registros diarios de alturas en Francisco de Orellana, Rocafuerte y Mazan (Bella Vista) obtenidos en el período 2001 a 2009. En dichas estaciones se cuenta además con relaciones altura – caudal en base a datos de HYBAM en Francisco de Orellana y Rocafuerte y datos del SENAHMI en Mazan (Bella Vista).

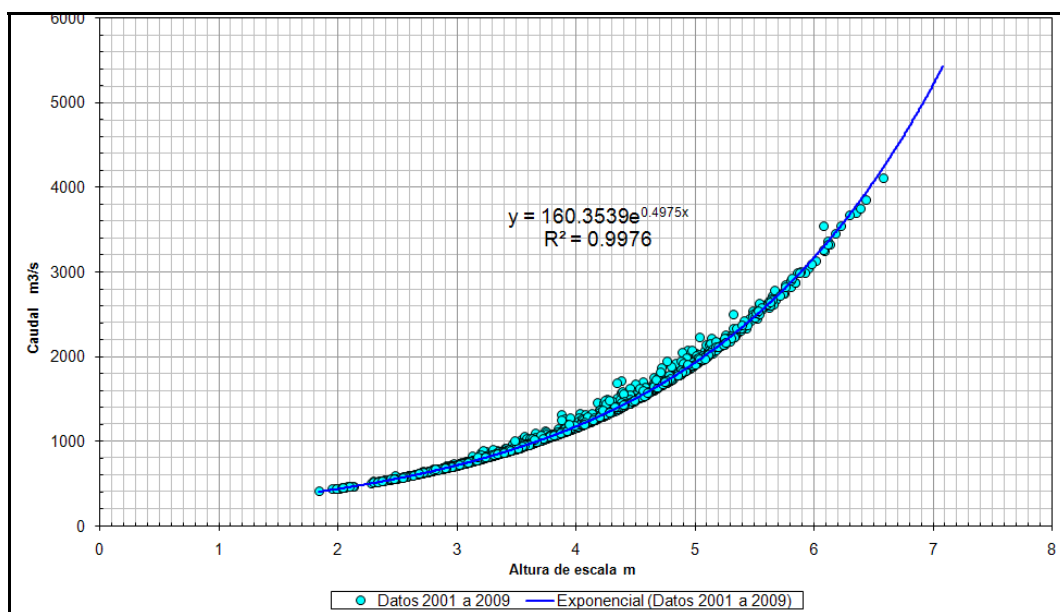
2.1.3. Relaciones Altura – Caudal

La relación altura – caudal en Francisco de Orellana obtenida a partir de registros de HYBAM que se presenta en la **Figura 2.1–3** puede expresarse convenientemente mediante la ecuación:

$$Q = 160,3539 * e^{0.4975 * h}$$

Donde Q representa el caudal en Francisco de Orellana y h la altura registrada en la escala.

Figura 2.1–3. Relación altura – caudal en Francisco de Orellana



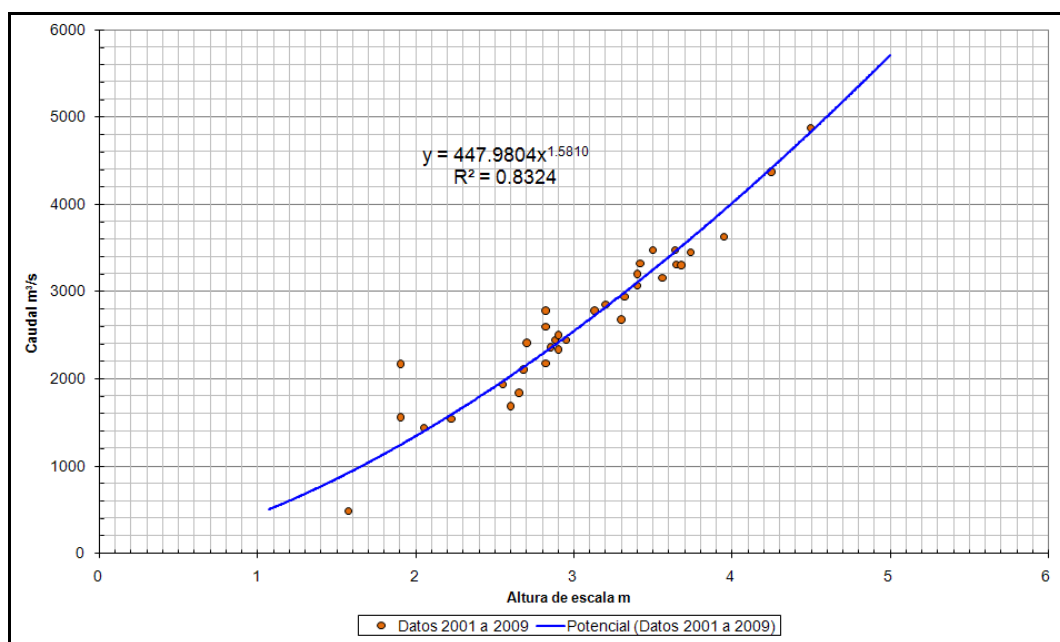
Como se mencionó anteriormente la relación altura – caudal fue obtenida en Rocafuerte a partir de los registros de HYBAM. Estos datos se encuentran graficados en la **Figura 2.1–4**.

La ecuación que representa la relación altura – caudal en Rocafuerte está dada por:

$$Q = 447,9804 * h^{1.5810}$$

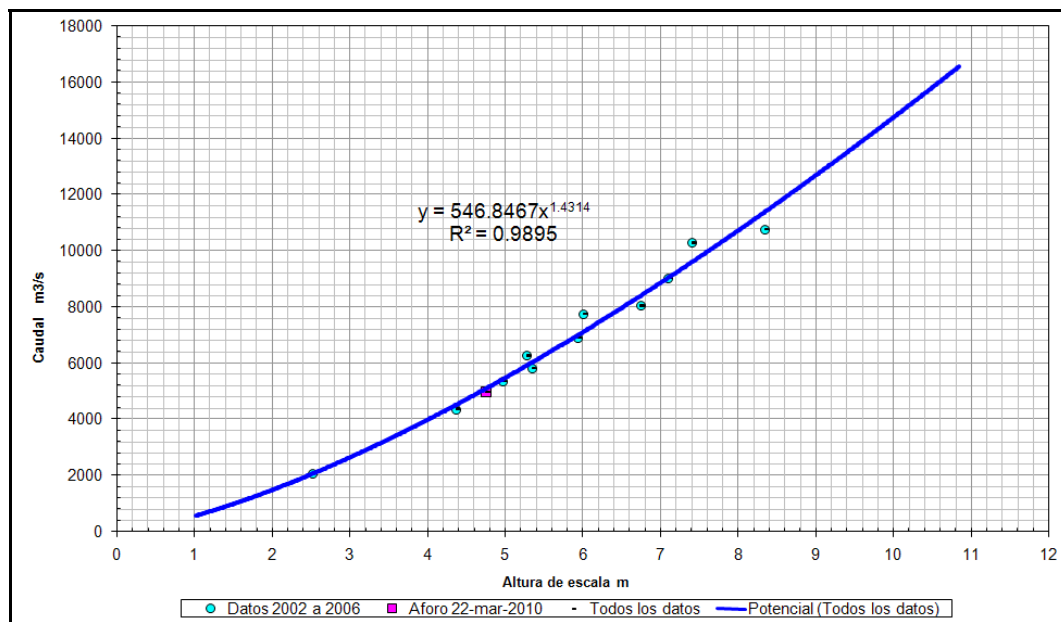
Donde Q representa el caudal y h la altura registrada.

Figura 2.1–4. Relación altura – caudal en Rocafuerte



Para Mazan (Bella Vista) la relación altura – caudal que se presenta en la **Figura 2.1–5** fue obtenida a partir de registros de SENAMHI. La misma concuerda con los registros obtenidos en el aforo realizado en la campaña de mediciones.

Figura 2.1–5. Relación altura – caudal en Mazan (Bella Vista)



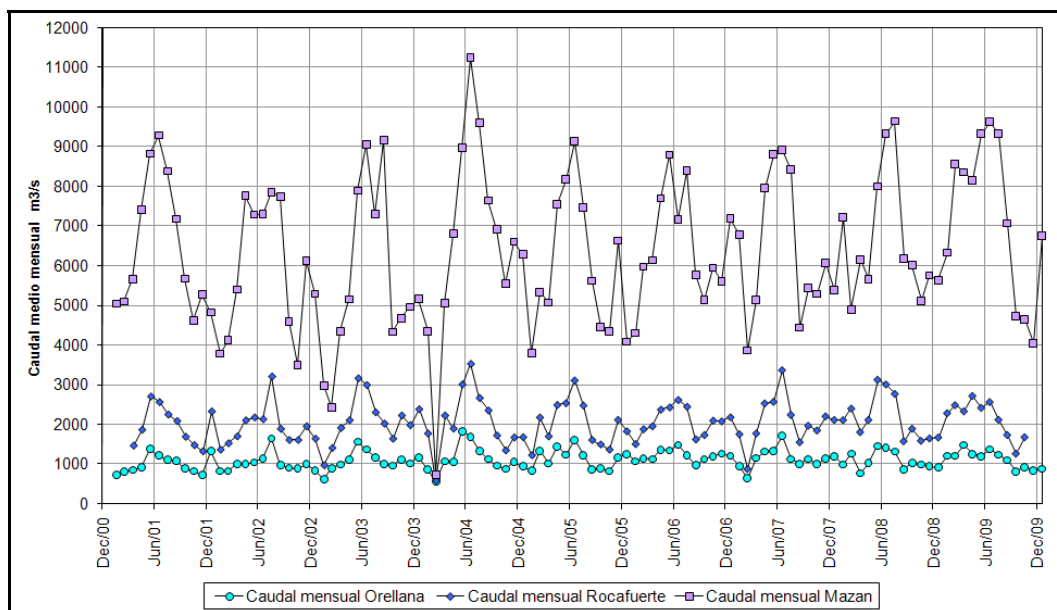
La relación altura caudal en Mazan (Bella Vista) puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$Q = 546,8467 * h^{1.4314}$$

Donde Q representa el caudal y h la altura de la escala.

En base a los registros de alturas diarias en las escalas y las relaciones altura – caudal se obtuvieron valores de los caudales diarios en los tres sitios anteriormente indicados. Debido a la variabilidad diaria de los caudales, estos registros fueron utilizados para obtener los caudales medios mensuales en el período 2001 a 2009. Los valores obtenidos se presentan en la **Figura 2.1–6**.

Figura 2.1–6. Serie de caudales medios mensuales en Francisco de Orellana, Rocafuerte y Mazan (Bella Vista)



Para completar la serie de caudales en Rocafuerte en los meses de enero y febrero de 2001 y los meses de noviembre y diciembre 2009 se utilizó la correlación de caudales medios mensuales en Francisco de Orellana y Rocafuerte que se presentan en la **Figura 2.1–7**.

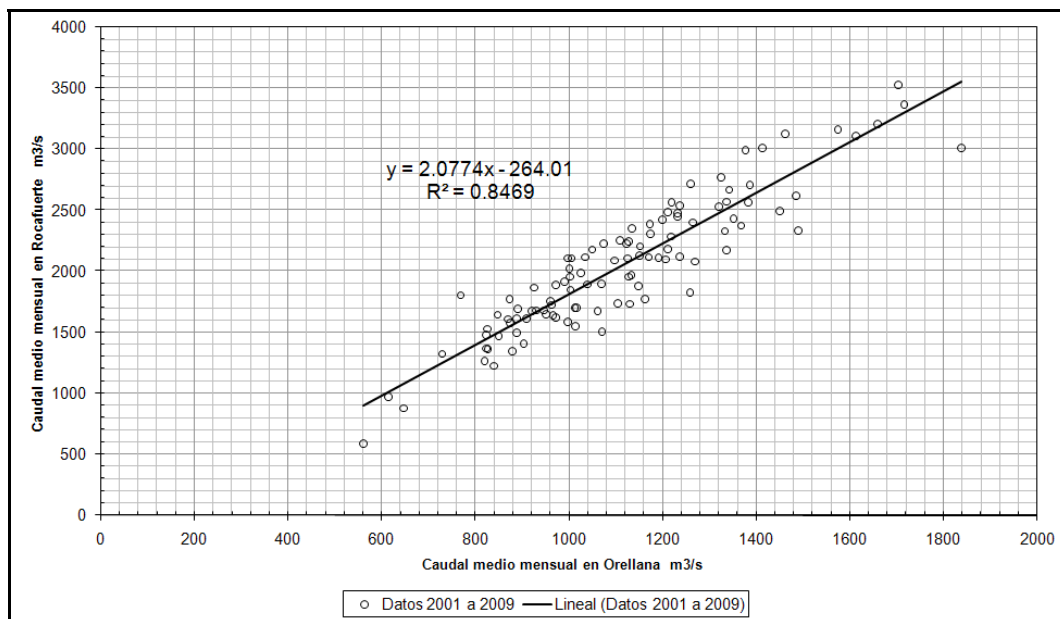
Del gráfico se observa que la correlación entre caudales mensuales en Francisco de Orellana y Rocafuerte permite explicar el 85% de la variabilidad de los caudales entre ambas estaciones dado que el cuadrado del coeficiente de correlación es aproximadamente 0,85. La ecuación de correlación obtenida es:

$$Q_{\text{Rocafuerte}} = 2,0774 * Q_{\text{Francisco de Orellana}} - 264,01$$

Dónde Q indica caudal.

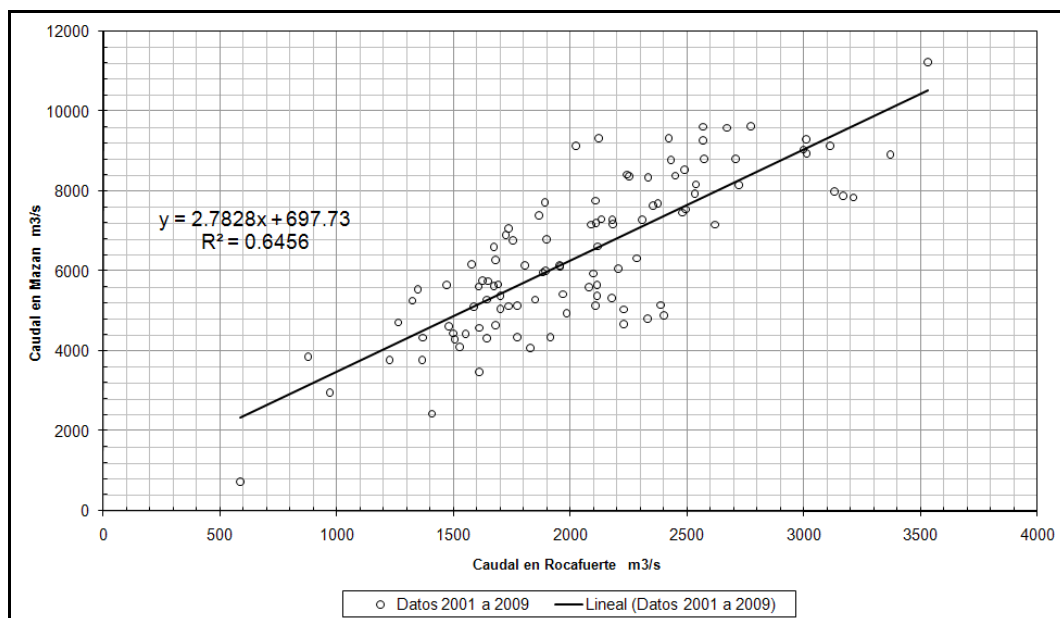
Además la correlación indica que los caudales en Rocafuerte duplican, en general, a los caudales en Francisco de Orellana.

Figura 2.1–7. Correlación de caudales medios mensuales en Francisco de Orellana y Rocafuerte



Similaramente resulta de interés conocer la correlación de caudales medios mensuales de Rocafuerte y Mazan (Bella Vista); la misma se presenta en la **Figura 2.1–8**.

Figura 2.1–8. Correlación de caudales medios mensuales en Rocafuerte y Mazan (Bella Vista)



La correlación entre los caudales mensuales de Rocafuerte y Mazan (Bella Vista) permite explicar el 65% de la variabilidad de los caudales entre ambas estaciones dado que el cuadrado del coeficiente de correlación es aproximadamente 0,65. Además se observa que los caudales en Mazan (Bella Vista) en general triplican a los caudales en Rocafuerte.

La ecuación de correlación hallada es:

$$Q_{\text{Mazan (Bella Vista)}} = 2,7828 * Q_{\text{Rocafuerte}} + 697,73 \quad \text{Dónde Q indica caudal.}$$

2.1.4. Hidrograma Medio Anual

Los hidrogramas medios anuales de las estaciones hidrométricas de Francisco de Orellana, Rocafuerte y Mazan (Bella Vista) se presentan en las **Tablas 2.1–3, 2.1–4, y 2.1–5** y las **Figuras 2.1–9, 2.1–10 y 2.1–11** respectivamente. De los valores promedios del período 2001 a 2009 se observa el crecimiento de los caudales medios desde Francisco de Orellana con 1.105 m³/s pasando por Rocafuerte con 2.031 m³/s y finalmente con 6.369 m³/s en Mazan (Bella Vista).

Tabla 2.1–3. Caudales medios mensuales en Francisco de Orellana

Mes	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
Ene	725	828	615	874	841	1071	961	998	1218
Feb	813	826	904	561	1337	1149	647	1265	1212
Mar	851	1013	991	1074	1017	1129	1163	769	1491
Abr	927	1006	1126	1071	1451	1368	1321	1034	1260
May	1387	1050	1575	1838	1238	1352	1337	1461	1201
Jun	1219	1151	1378	1704	1614	1486	1716	1413	1384
Jul	1110	1659	1175	1342	1233	1232	1128	1325	1237
Ago	1097	972	1002	1134	870	973	1014	875	1104
Sept	891	910	967	964	889	1130	1134	1040	820
Oct	825	888	1123	880	825	1206	1004	998	931
Nov	730	1002	1026	1062	1171	1270	1152	952	838
Dic	1334	849	1173	947	1259	1212	1192	922	884
Caudales medios mensuales expresados en m ³ /s									Q medio = 1105

Tabla 2.1–4. Caudales medios mensuales en Rocafuerte

Mes	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
Ene	1242	1365	971	1773	1225	1505	1755	2109	2286
Feb	1425	1527	1407	586	2177	1881	877	2402	2489
Mar	1469	1701	1915	2227	1700	1955	1774	1806	2333
Abr	1867	2107	2109	1897	2495	2375	2533	2116	2721
May	2708	2180	3168	3013	2538	2431	2573	3131	2422
Jun	2568	2133	2998	3532	3112	2619	3371	3012	2568
Jul	2253	3212	2308	2671	2481	2449	2244	2773	2121
Ago	2089	1891	2024	2355	1608	1623	1552	1576	1736
Sept	1691	1611	1641	1724	1497	1734	1969	1893	1264
Oct	1479	1611	2229	1347	1367	2098	1849	1588	1679
Nov	1323	1956	1985	1673	2118	2080	2206	1649	1476
Dic	2331	1643	2387	1681	1828	2183	2114	1672	1573
Caudales medios mensuales expresados en m ³ /s								Q medio =	2031

Tabla 2.1–5. Caudales medios mensuales en Mazan (Bella Vista)

Mes	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009
Ene	5048	3784	2973	4356	3792	4303	6783	7212	6326
Feb	5099	4120	2443	736	5330	5972	3865	4891	8551
Mar	5664	5397	4348	5053	5072	6142	5143	6155	8351
Abr	7406	7766	5150	6808	7554	7692	7945	5665	8154
May	8812	7289	7890	8959	8176	8787	8810	7994	9329
Jun	9275	7303	9044	11238	9132	7167	8919	9312	9613
Jul	8374	7853	7296	9590	7469	8395	8418	9632	9325
Ago	7172	7732	9148	7643	5622	5774	4441	6173	7069
Sept	5673	4590	4337	6919	4448	5131	5432	6012	4724
Oct	4622	3492	4681	5545	4345	5946	5294	5117	4656
Nov	5270	6120	4958	6603	6625	5614	6065	5753	4054
Dic	4823	5294	5160	6285	4089	7188	5383	5640	6759
Caudales medios mensuales expresados en m ³ /s								Q medio =	6369

Figura 2.1–9. Caudales medios mensuales en Francisco de Orellana

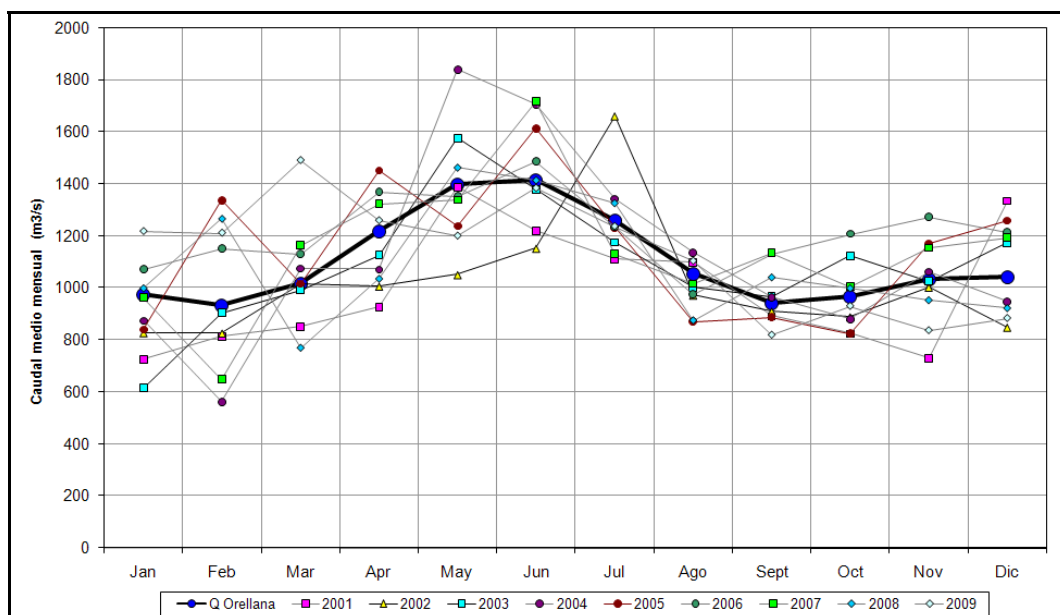
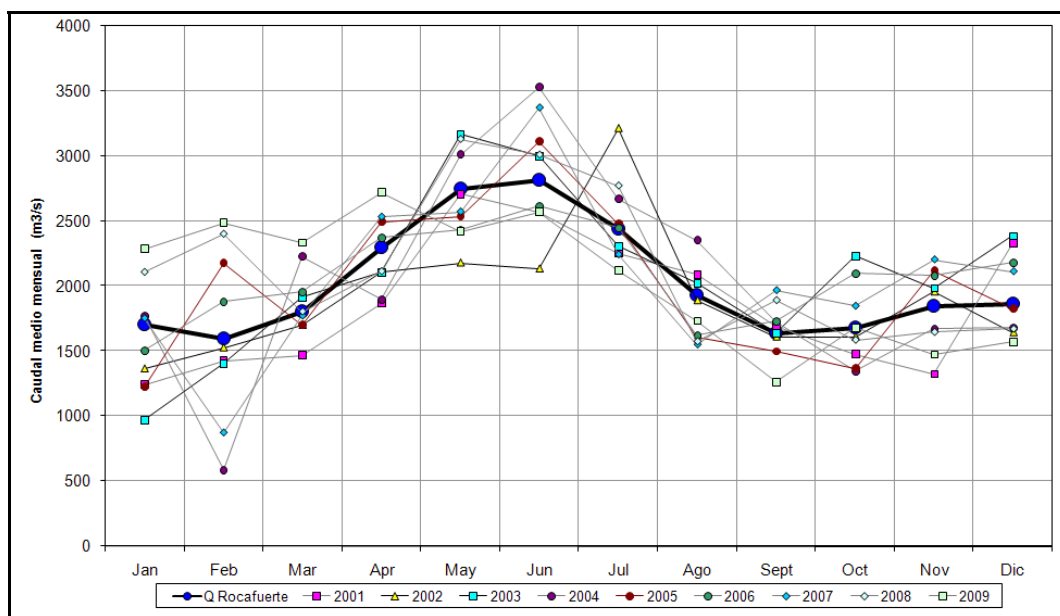
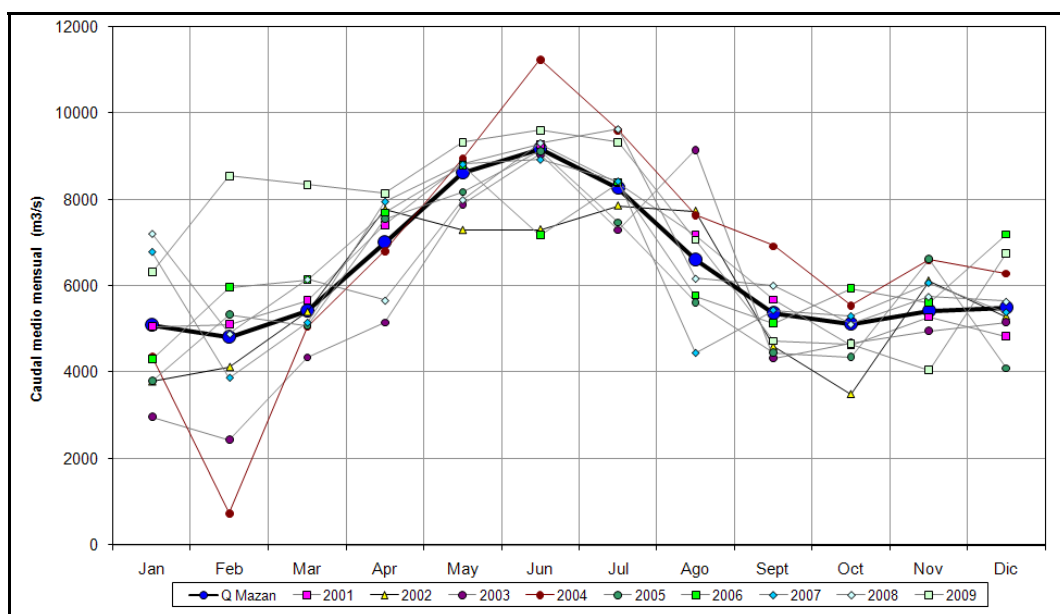


Figura 2.1–10. Caudales medios mensuales en Rocafuerte



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 2.1–11. Caudales medios mensuales en Mazan (Bella Vista)

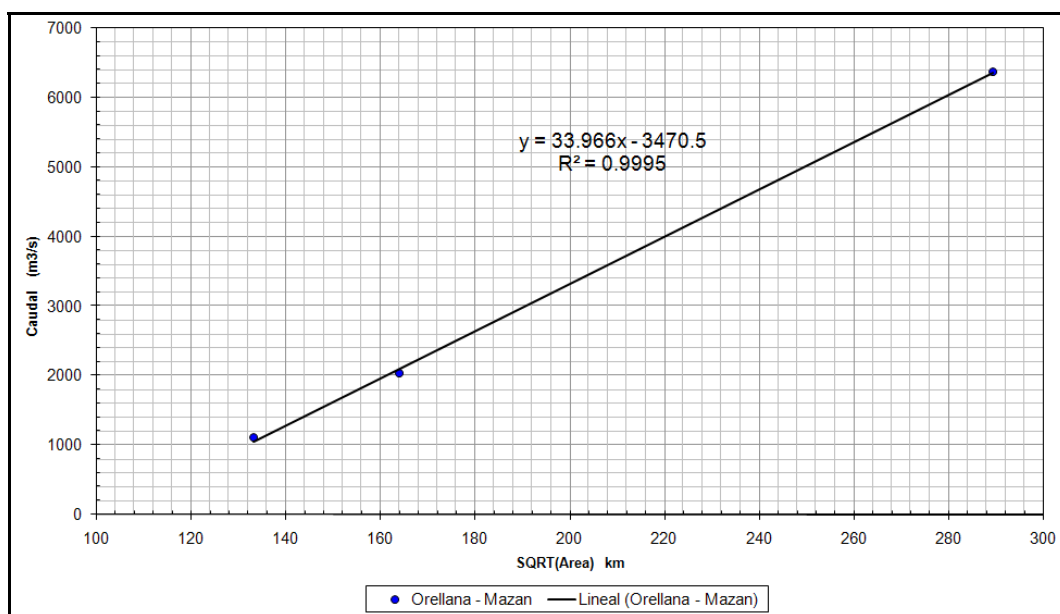


La relación entre el caudal medio del río Napo y la raíz cuadrada de la superficie de la cuenca de aporte se presenta en la **Figura 2.1–12**. En la misma también se encuentra el gráfico correspondiente a la ecuación de correlación que mejor ajusta a los datos. La función lineal es:

$$Q = 33,966 * \sqrt{A} - 3470,5$$

Donde Q representa el caudal y A el área.

Figura 2.1–12. Relación Área – Caudal para el río Napo



2.2. Hidrología del Río Amazonas

La localidad de Sinchicuy se encuentra entre Iquitos y la desembocadura del río Napo en un tramo donde los caudales se concentran en un cauce único.

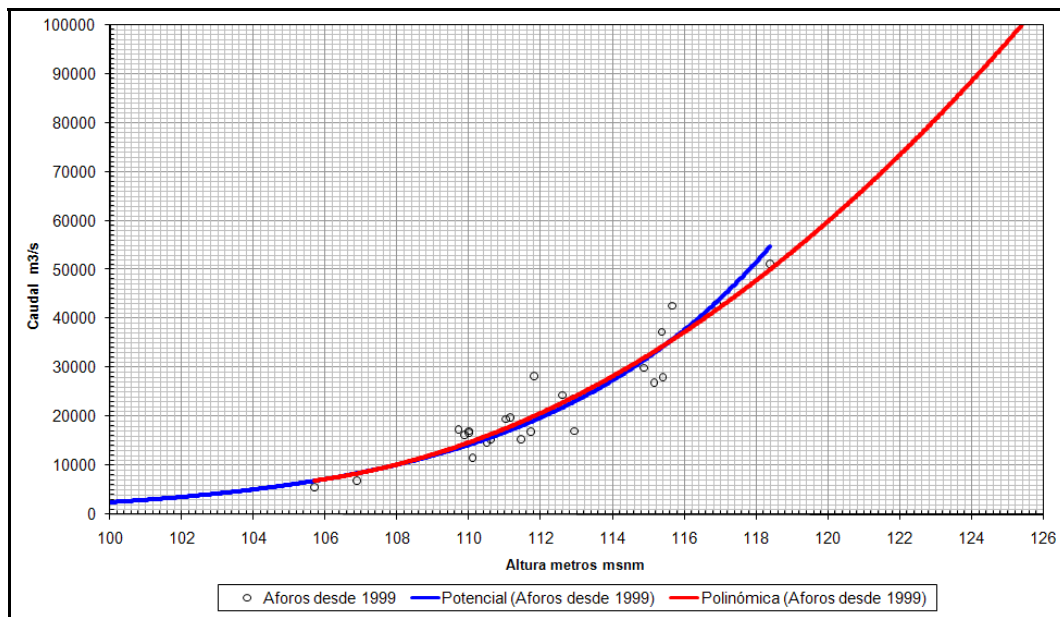
Los datos de altura – caudal en Iquitos se presentan en la **Figura 2.2–1**. En la misma se encuentran graficadas dos relaciones de correlación, una potencial y otra polinómica de grado 2 ambas con similares factores de regresión, 0,8853 y 0,8895 respectivamente.

Las ecuaciones que las describen son:

- Potencial: $Q = 5E^{-34} * A^{18,353}$
- Polinómica: $Q = 188,99 A^2 - 38950 A + 2E^6$

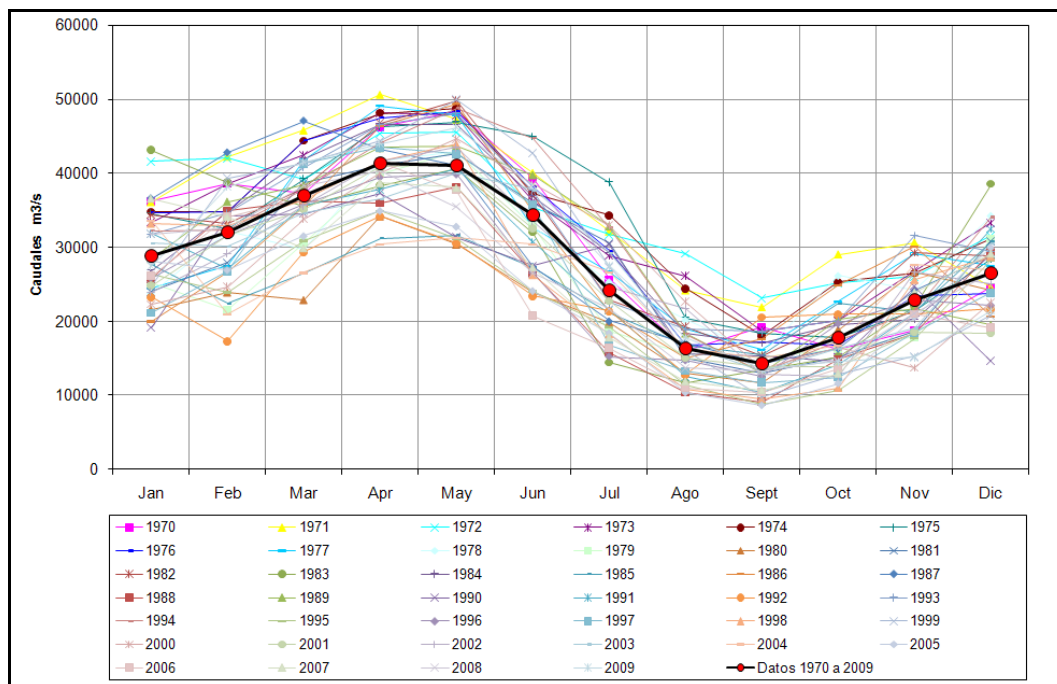
Donde Q representa al caudal y A al área o superficie.

Figura 2.2–1. Relación Altura – Caudal en Iquitos (Sinchicuy)



Los caudales medios mensuales del Amazonas en Iquitos desde 1970 hasta 2009 se presentan en la **Figura 2.2–2**, en la cual se muestra resaltada en negro la curva de predicción de caudales.

Figura 2.2–2. Caudales medios mensuales del Amazonas en Iquitos desde 1970 hasta 2009



Como puede apreciarse de la observación de los datos precedentes, los hidrogramas de los ríos Napo y Amazonas se encuentran desfasados, tal como se indica en el siguiente diagrama:

Tabla 2.2–1. Épocas de crecientes y vaciones de los ríos Napo y Amazonas

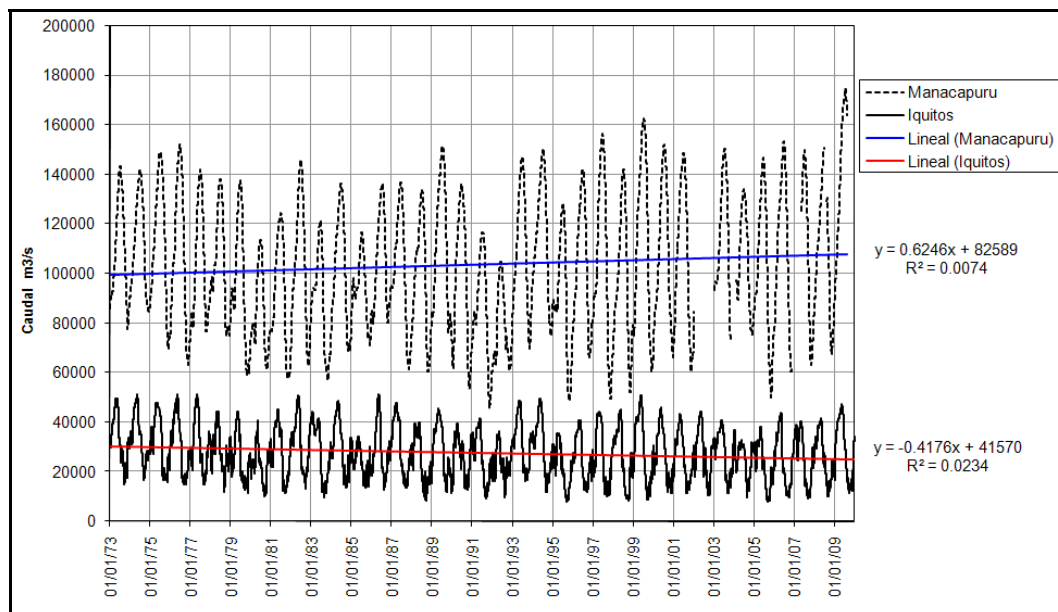
RIOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Amazonas												
Napo												

Creciente		Vacante		Transición	
-----------	--	---------	--	------------	--

Las épocas de crecientes y vaciones indicadas están basadas en los datos obtenidos de los Derroteros de los Ríos de la Amazonía Peruana y en los Levantamientos Hidrográficos efectuados por el Servicio de Hidrografía y Navegación de la Amazonía.

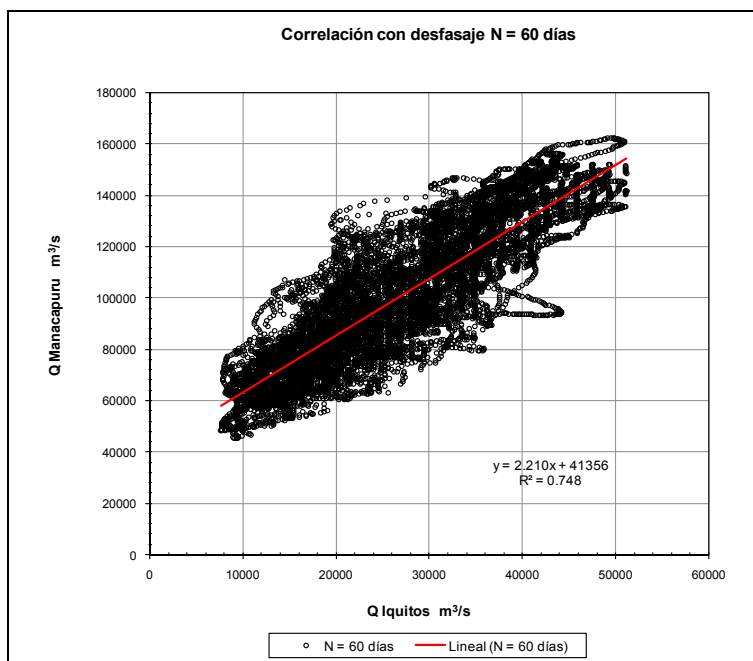
En la **Figura 2.2–3** se compara la serie de caudales diarios de Iquitos y Manacapuru observándose una leve tendencia decreciente en la primera y una leve tendencia creciente en la segunda. Manacapuru es la estación del ANA de Brasil aguas arriba de la desembocadura del río Negro en Manaus.

Figura 2.2–3. Serie Caudales Diarios en Manacapuru e Iquitos – 1973 a 2009



En la **Figura 2.2–4** se observa que existe correlación entre los caudales diarios del día "n" en Iquitos y los caudales diarios "n+60" en Manacapuru.

Figura 2.2–4. Correlación con desfase N = 60 días



3. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL NIVEL DE LOS RÍOS Y ESTIMACIÓN DE LOS NIVELES DE INUNDACIÓN

3.1. Niveles Históricos del Río

Para el análisis estadístico del río Napo, se dispuso de información en las estaciones hidrométricas de Mazan (Bella Vista), Santa Clotilde, Nuevo Rocafuerte y Francisco de Orellana, el periodo y tiempo de registro se detallan en la **Tabla 3.1–1**.

Tabla 3.1–1. Disponibilidad de datos de niveles históricos en las estaciones hidrométricas del río Napo

Escala Hidrométrica	Progresiva	Datos de Niveles Diarios Históricos		Tiempo de Registro
		Desde	Hasta	
Mazan (Bella Vista)	79,8	01/09/1991	31/01/2010	18 años y 4 meses
Santa Clotilde	256,2	01/09/2000	31/01/2010	9 años y 4 meses
Nuevo Rocafuerte	— — —	04/03/2001	20/11/2009	8 años y 8 meses
Francisco de Orellana	— — —	03/01/2001	11/01/2010	9 años

En las **Figuras 3.1–1, 3.1–2, 3.1–3 y 3.1–4** se presentan graficas de los niveles medios diarios a partir de datos de registro histórico, de las estaciones hidrométricas de Mazan (Bella Vista), Santa Clotilde, Nuevo Rocafuerte y El Coca (Francisco de Orellana) respectivamente.

Figura 3.1–1. Datos históricos de niveles medios diarios, estación hidrométrica de Mazan

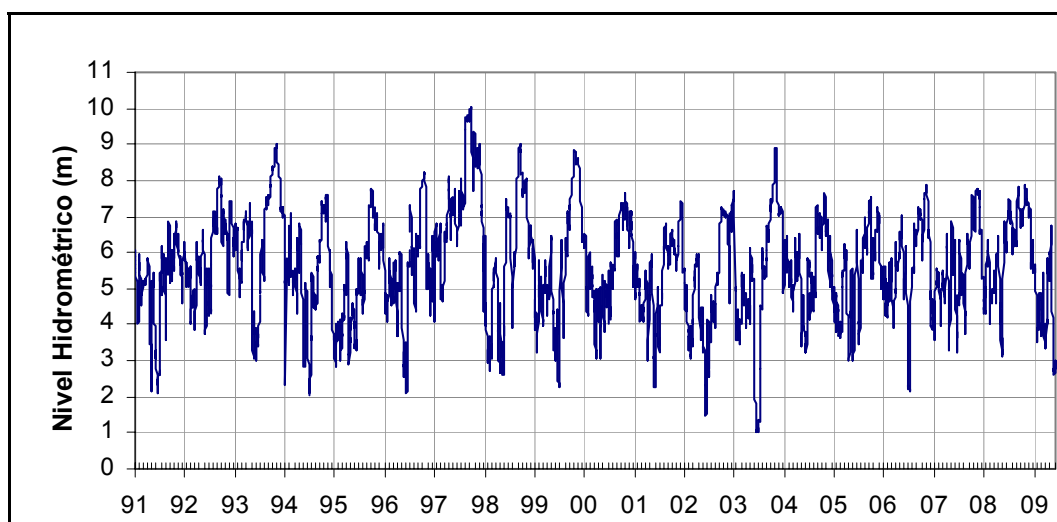


Figura 3.1–2. Datos históricos de niveles medios diarios, estación hidrométrica de Santa Clotilde

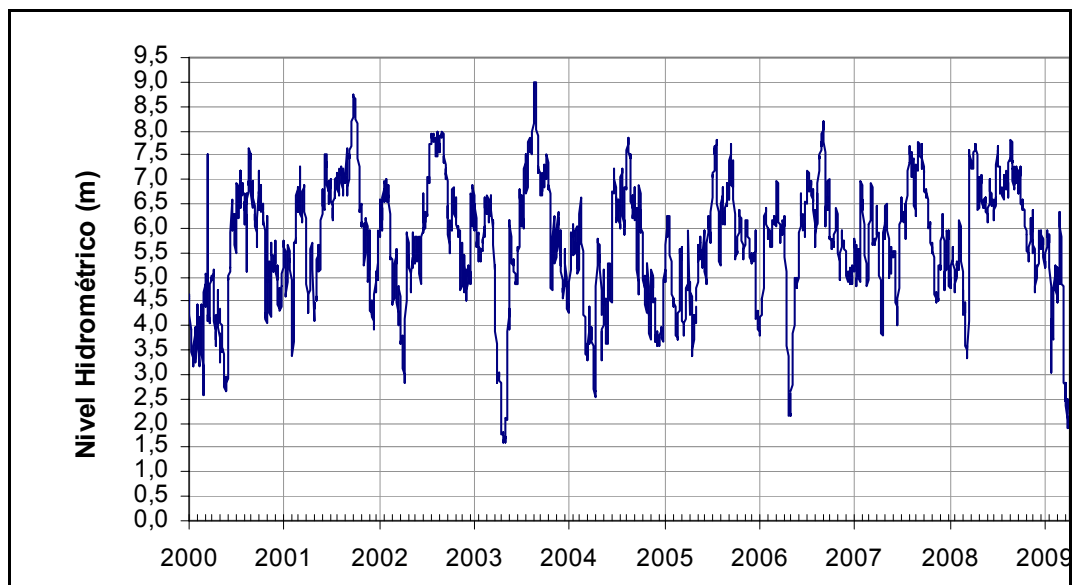


Figura 3.1–3. Datos históricos de niveles medios diarios, estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte

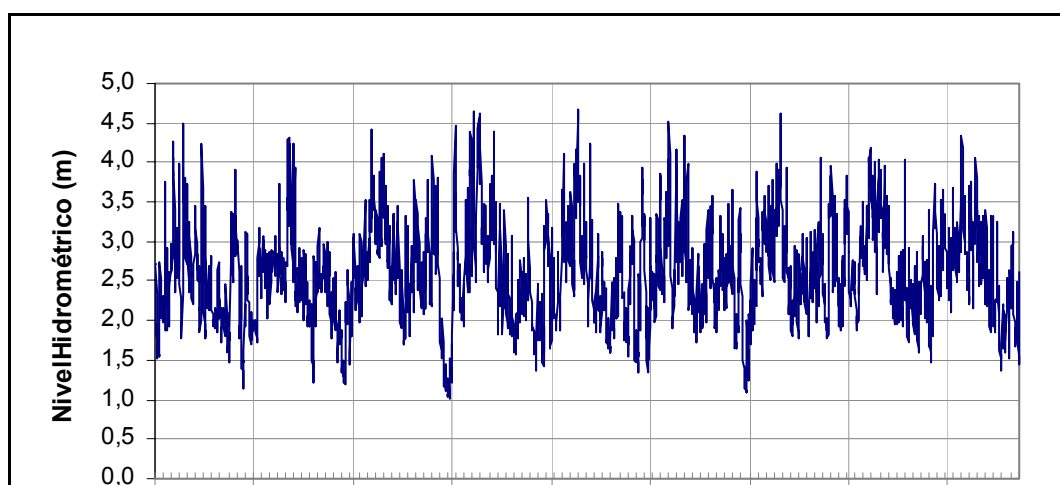
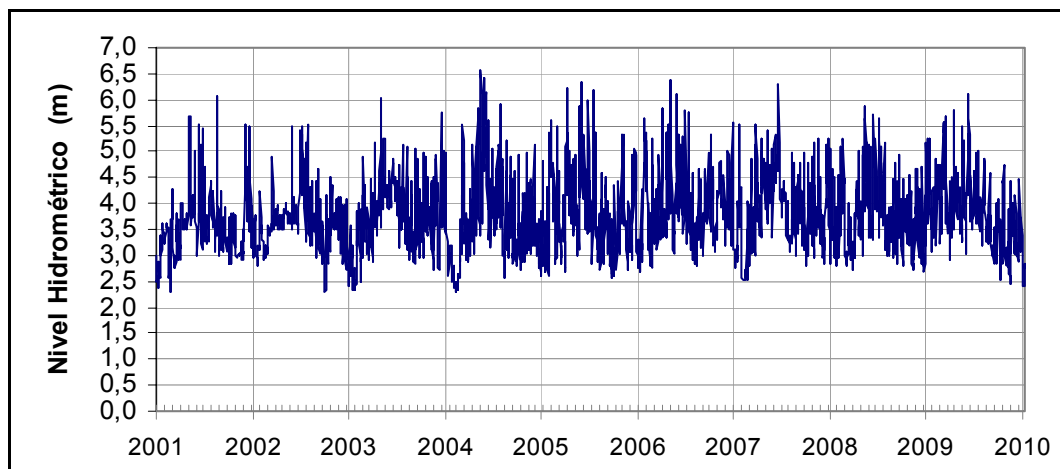


Figura 3.1–4. Datos históricos de niveles medios diarios, estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana)



3.2. Hidrogramas Anuales de Niveles Medios Diarios

En las **Figuras 3.2–1, 3.2–2, 3.2–3 y 3.2–4**, se presentan gráficas de hidrograma anual de niveles medios, de las estaciones hidrométricas de Mazan (Bella Vista), Santa Clotilde, Nuevo Rocafuerte y El Coca (Francisco de Orellana) respectivamente.

Figura 3.2–1. Hidrograma anual de niveles medios diarios, estación hidrométrica de Mazan

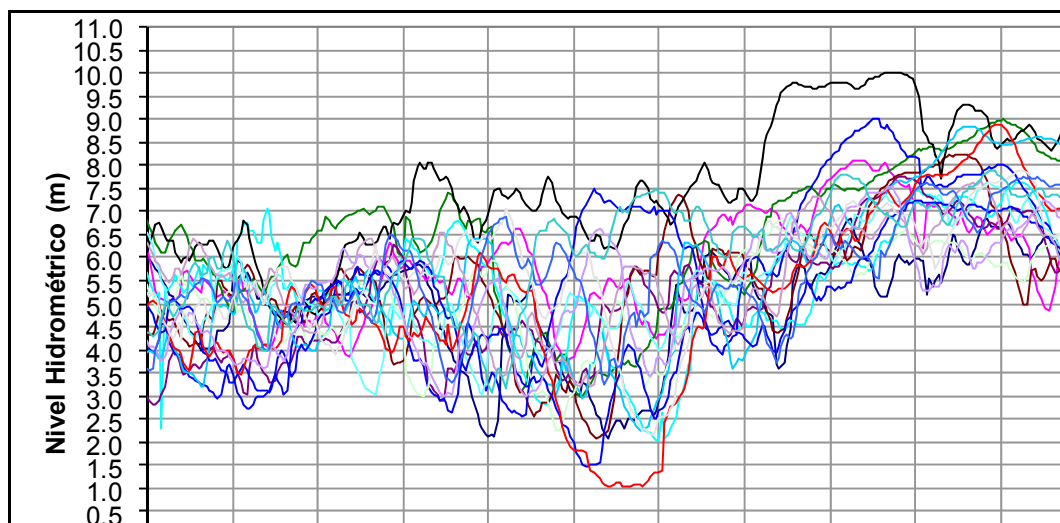


Figura 3.2–2. Hidrograma anual de niveles medios diarios, estación hidrométrica de Santa Clotilde

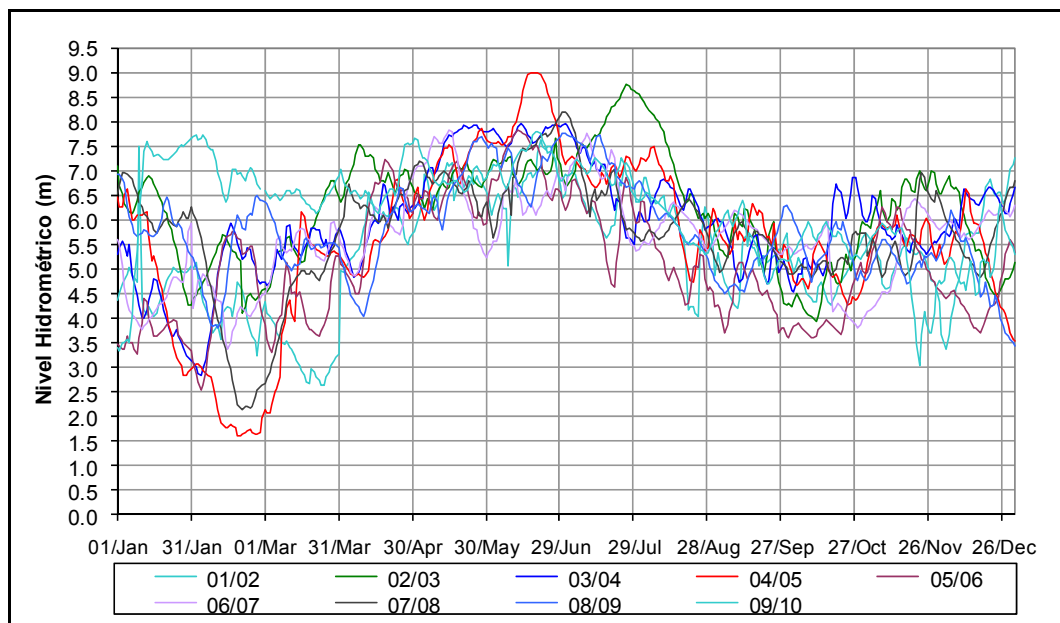
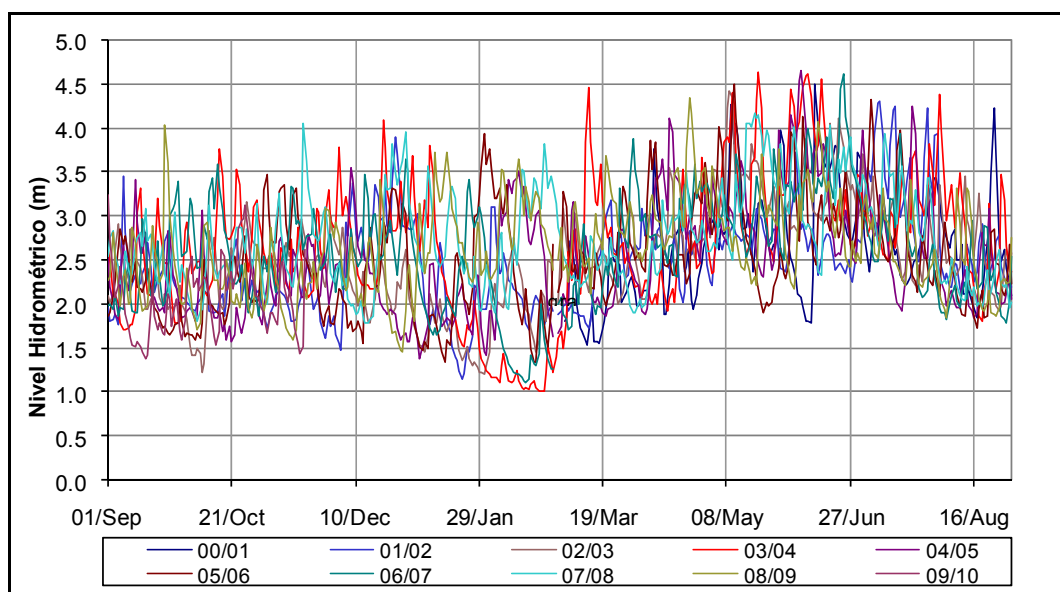
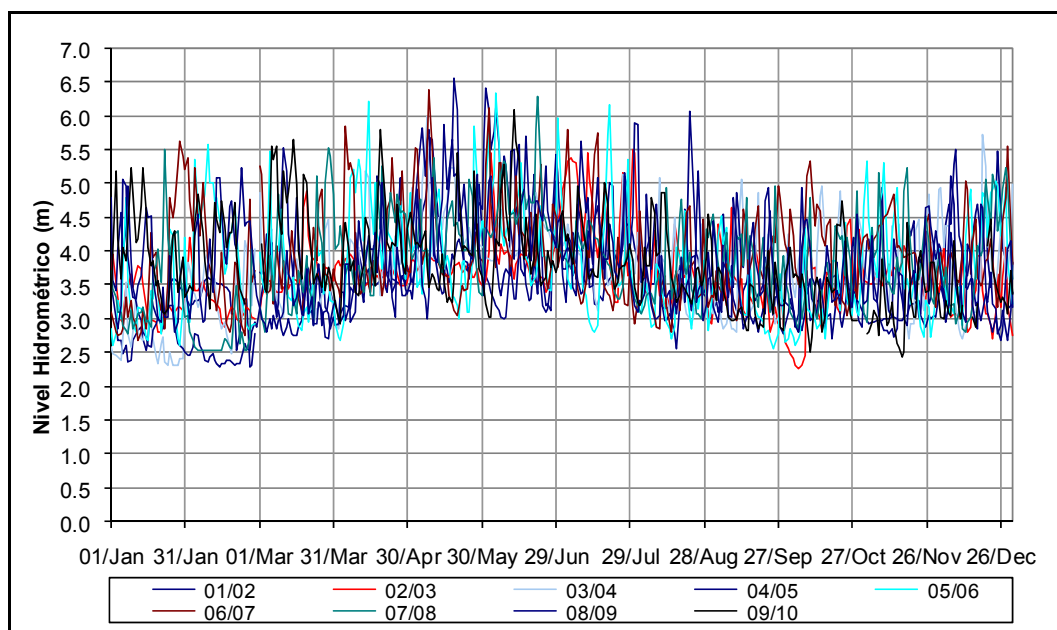


Figura 3.2–3. Hidrograma anual de niveles medios diarios, estación hidrométrica de Nuevo Rocafuerte

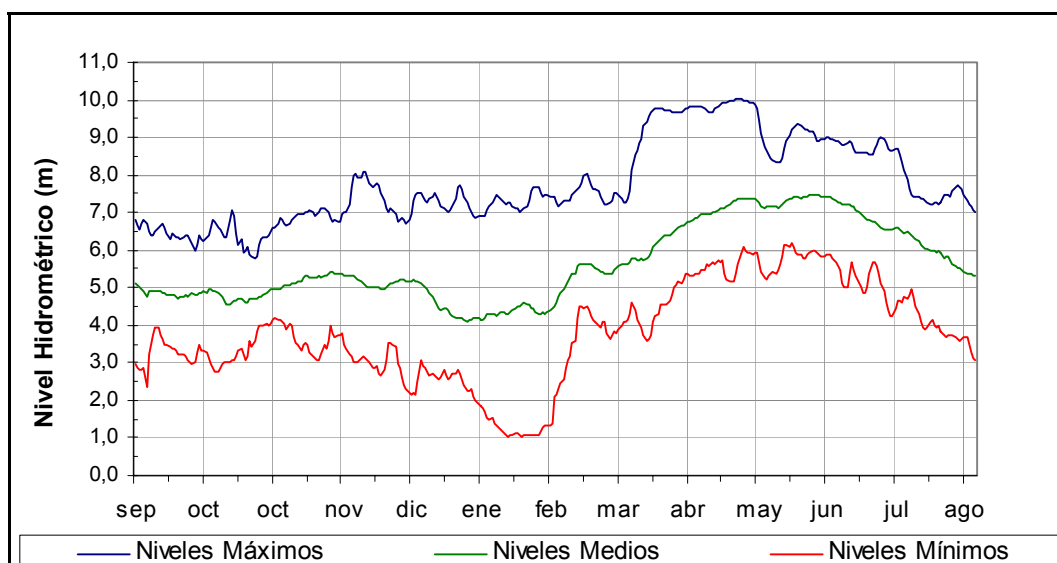


Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 3.2–4. Hidrograma anual de niveles medios diarios, estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana)

3.3. Hidrogramas Anuales Promedio de Niveles Medios Diarios

En las Figuras 3.3–1, 3.3–2, 3.3–3 y 3.3–4, se presentan graficas de hidrograma anual promedio de niveles medios diarios a partir de datos históricos, de las estaciones hidrométricas de Mazan (Bella Vista), Nuevo Rocafuerte y El Coca (Francisco de Orellana) respectivamente.

Figura 3.3–1. Hidrograma anual promedio de niveles medios diarios, estación hidrométrica de Mazan (Bella Vista)

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 3.3–2. Hidrograma anual promedio de niveles medios diarios, estación hidrométrica Santa Clotilde

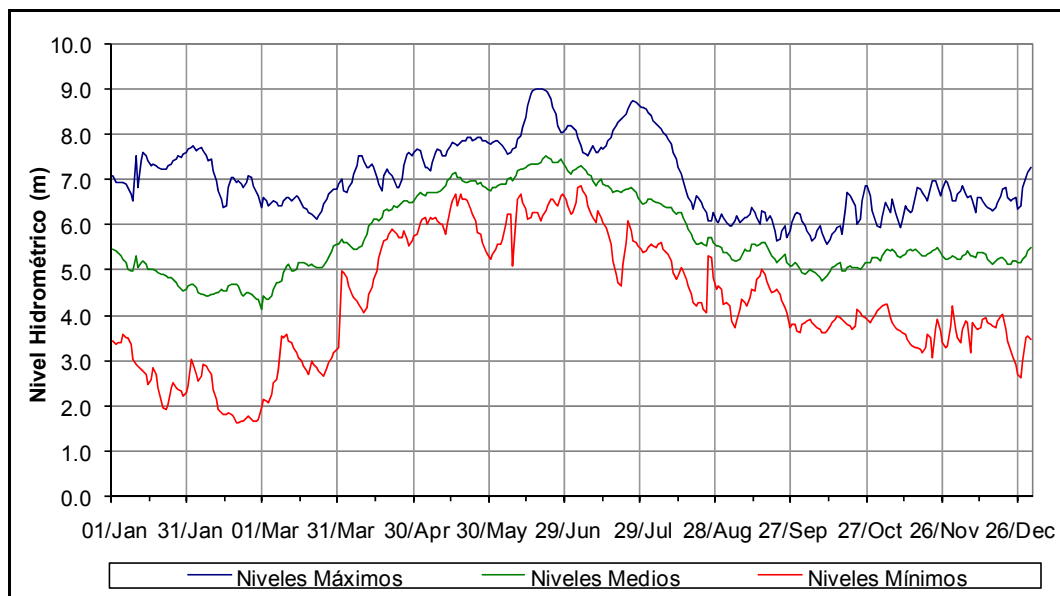
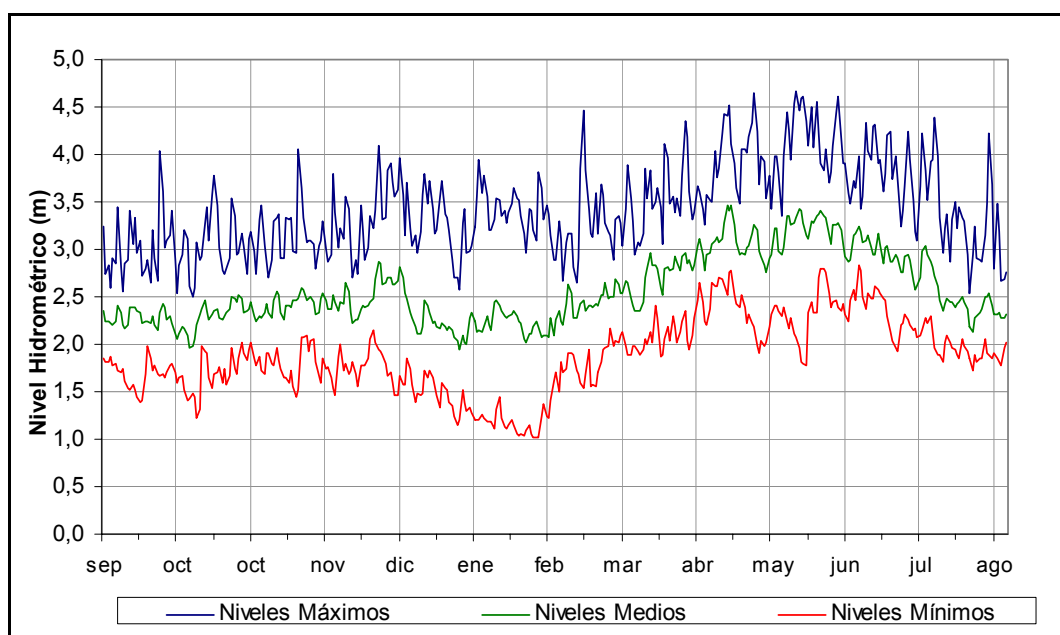
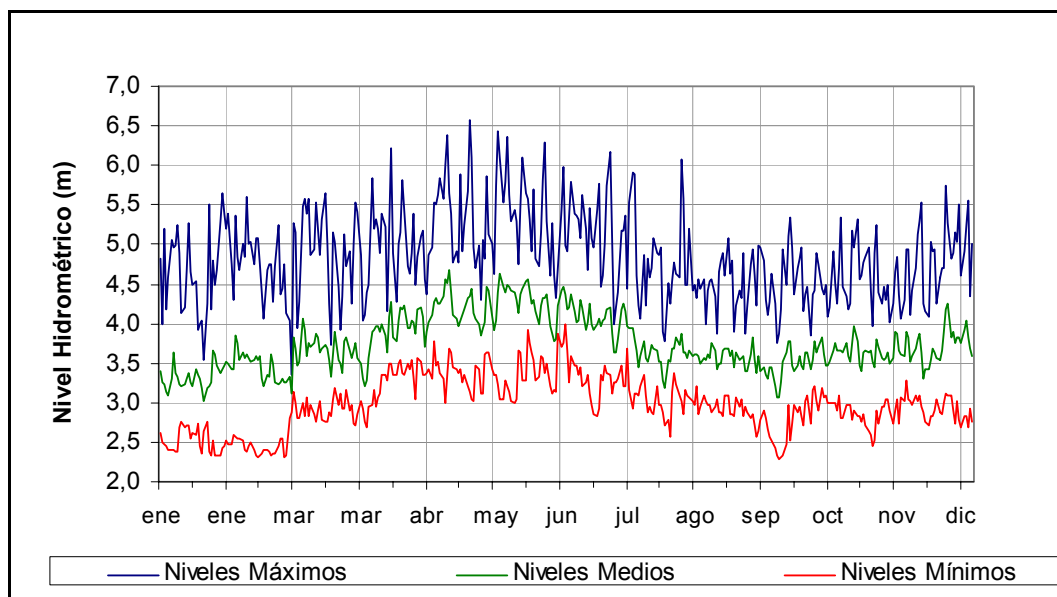
Figura 3.3–3. Hidrograma anual promedio de niveles medios diarios
estación hidrométrica de Nuevo Rocafuerte

Figura 3.3–4. Hidrograma anual promedio de niveles medios diarios, estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana).

3.4. Histograma de Frecuencias y Niveles Representativos

En las **Figuras 3.4–1 y 3.4–2** se presentan los histogramas de frecuencia relativa y frecuencia acumulada de niveles de agua referidos al nivel hidrométrico, para la estación hidrométrica Mazan (Bella Vista SENAMHI), con un período de registro de 18 años. Se acompaña a los gráficos con la **Tabla 3.4–1** en donde se indican los valores por intervalos. La metodología aplicada para calcular las frecuencias relativas y absolutas, consiste en ordenar de menor a mayor las alturas registradas, y determinar el número de casos que caen dentro de cada intervalo de clase definido (frecuencia absoluta). El cociente entre las frecuencias absolutas y la cantidad total de datos registrados es la frecuencia relativa para cada intervalo de clase.

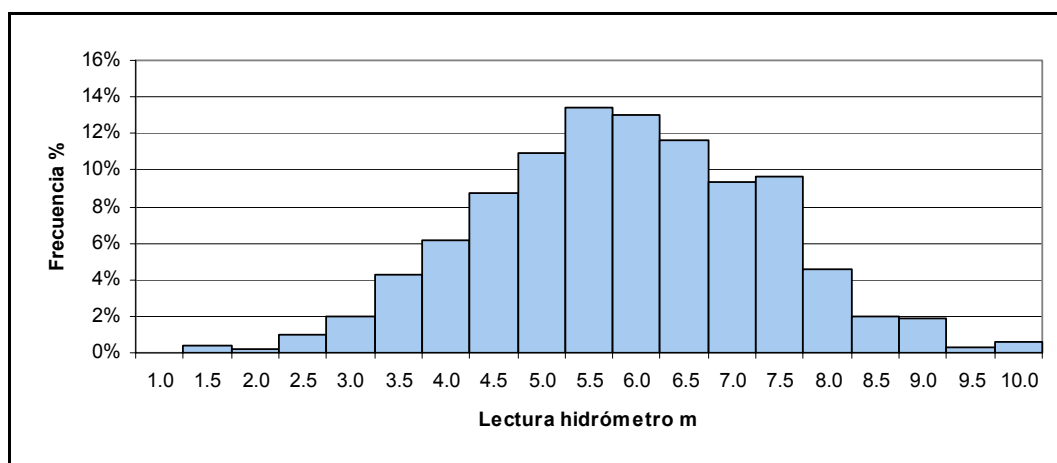
Figura 3.4–1. Histograma de frecuencias relativas de la estación hidrométrica Mazan

Figura 3.4–2. Histograma de frecuencias acumuladas de la estación hidrométrica Mazan

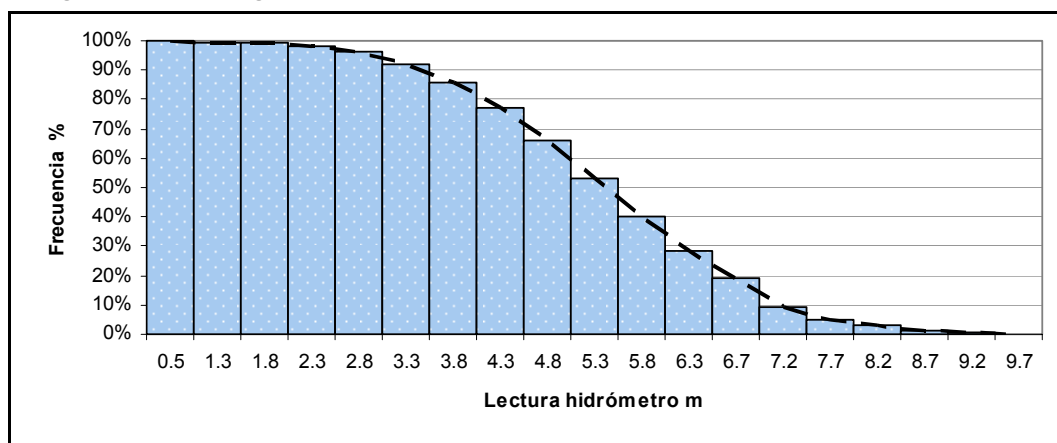


Tabla 3.4–1. Frecuencia relativa y acumulada por intervalos de la estación hidrométrica Mazan (Bella Vista)

Límite Inferior *	Frecuencia (%)	
	Relativa	Acumulada
1,0	0,0	0,0
1,5	0,4	0,4
2,0	0,2	0,7
2,5	1,0	1,7
3,0	1,8	3,5
3,5	4,2	7,7
4,0	5,9	13,5
4,5	8,5	22,1
5,0	10,8	32,9
5,5	13,5	46,4
6,0	13,0	59,4
6,5	11,8	71,1
7,0	9,4	80,6
7,5	9,9	90,4
8,0	4,6	95,1
8,5	2,0	97,1
9,0	1,9	99,0
9,5	0,3	99,3
10,0	0,7	99,9
10,5	0,1	100,0
11,0	0,0	100,0

Nota: * Indica el límite inferior del intervalo de alturas de nivel de agua

Las **Figuras 3.4–3 y 3.4–4** se presentan los histogramas de frecuencia relativa y frecuencia acumulada, de la estación hidrométrica Santa Clotilde, con un período de registro de 8 años. Se acompaña con los gráficos con la **Tabla 3.4–2** en donde se indican los valores por intervalos.

Figura 3.4–3. Histograma de frecuencias relativas de la estación hidrométrica Santa Clotilde

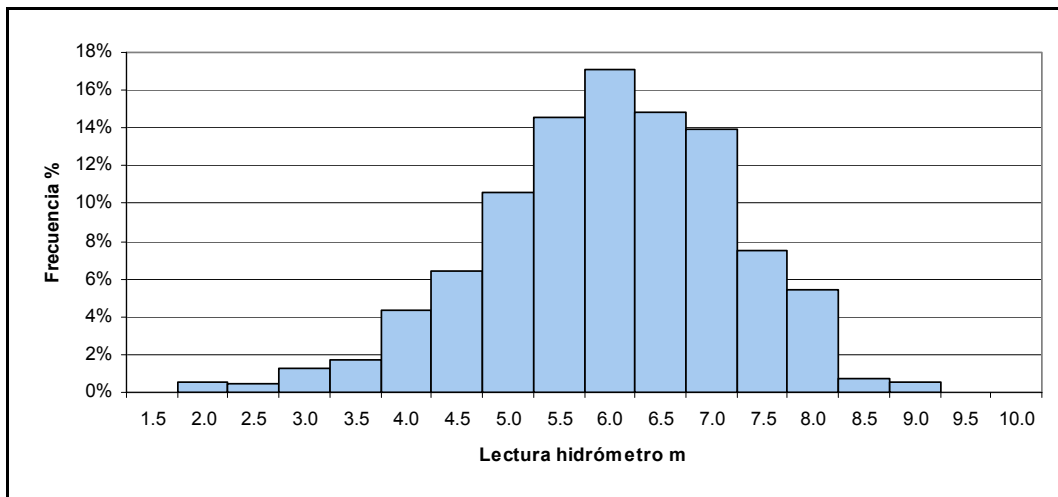


Figura 3.4–4. Histograma de frecuencias acumuladas de la estación hidrométrica Santa Clotilde

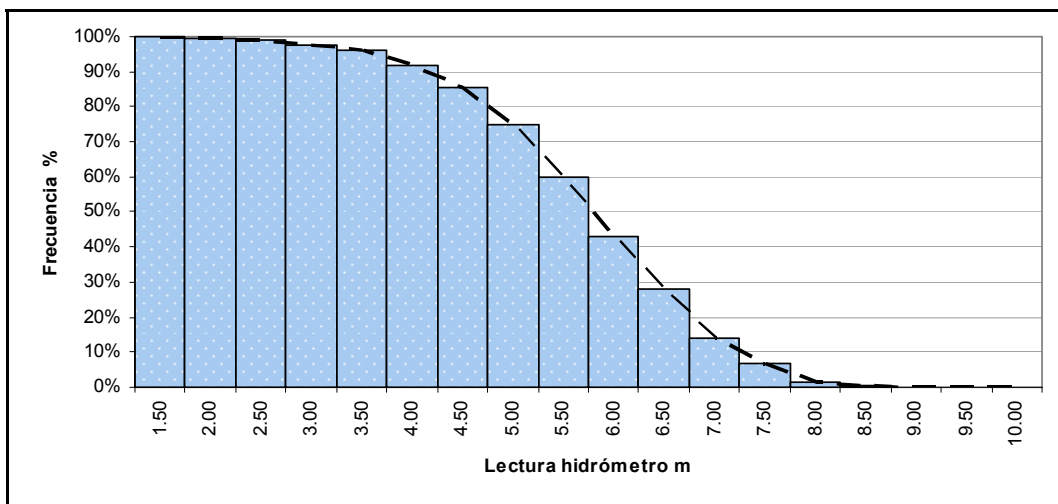


Tabla 3.4–2. Frecuencia relativa y acumulada por intervalos de la estación hidrométrica Santa Clotilde

Límite Inferior	Frecuencia (%)	
	Relativa	Acumulada
1,5	0,00	0,0
2,0	0,01	1,0
2,5	0,00	1,0
3,0	0,01	2,0
3,5	0,02	4,0
4,0	0,04	8,0
4,5	0,06	15,0
5,0	0,11	25,0
5,5	0,15	40,0
6,0	0,17	57,0
6,5	0,15	72,0
7,0	0,14	86,0
7,5	0,08	93,0
8,0	0,05	99,0
8,5	0,01	99,0
9,0	0,01	100,0
9,5	0,00	100,0
10,0	0,00	100,0

En las **Figuras 3.4–5 y 3.4–6** se presentan los histogramas de frecuencia relativa y frecuencia acumulada de niveles, para la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte, con un período de registro de 8 años. A los gráficos se acompaña la **Tabla 3.4–3** donde se indican los valores por intervalos.

Figura 3.4–5. Histograma de frecuencias relativas de la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte

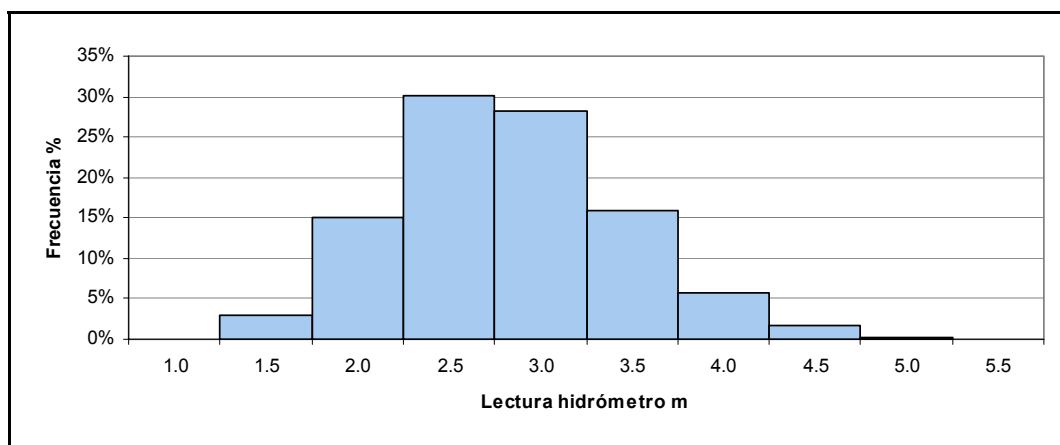


Figura 3.4–6. Histograma de frecuencias acumuladas de la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte

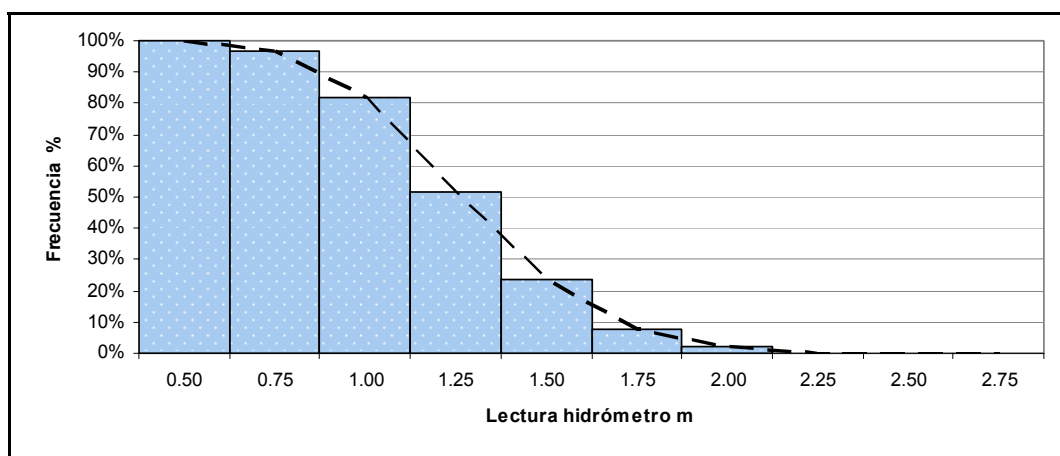


Tabla 3.4–3. Frecuencia relativa y acumulada por intervalos de la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte

Límite Inferior	Frecuencia %	
	Relativa	Acumulada
1,0	0,0	0,0
1,5	3,0	3,0
2,0	15,1	18,2
2,5	30,1	48,3
3,0	28,1	76,4
3,5	15,9	92,4
4,0	5,6	98,0
4,5	1,7	99,7
5,0	0,3	100,0
5,5	0,0	100,0

En las **Figuras 3.4–7 y 3.4–8**, se presentan los histogramas de frecuencia relativa y frecuencia acumulada de niveles, para la estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana), con un período de registro de 8 años. A los gráficos se acompaña la **Tabla 3.4–4** donde se indican los valores por intervalos.

Figura 3.4–7. Histograma de frecuencias relativas de la estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana)

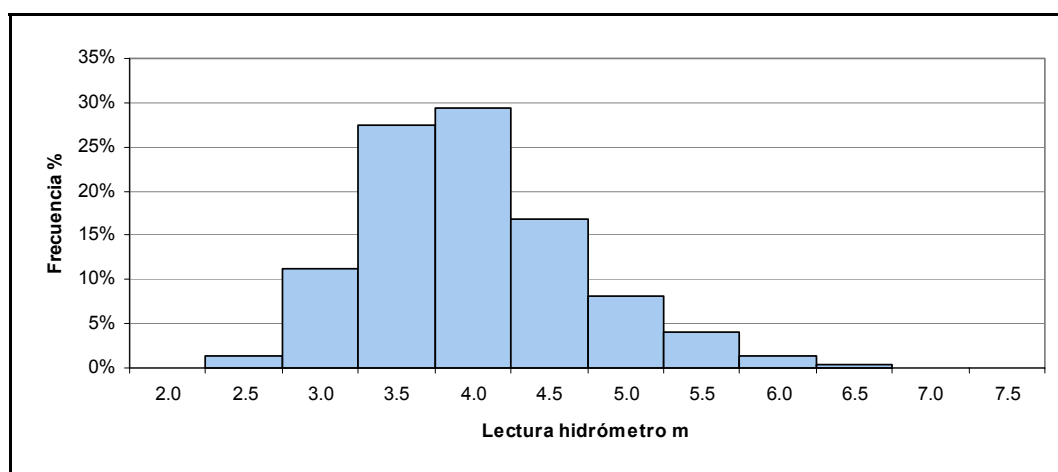
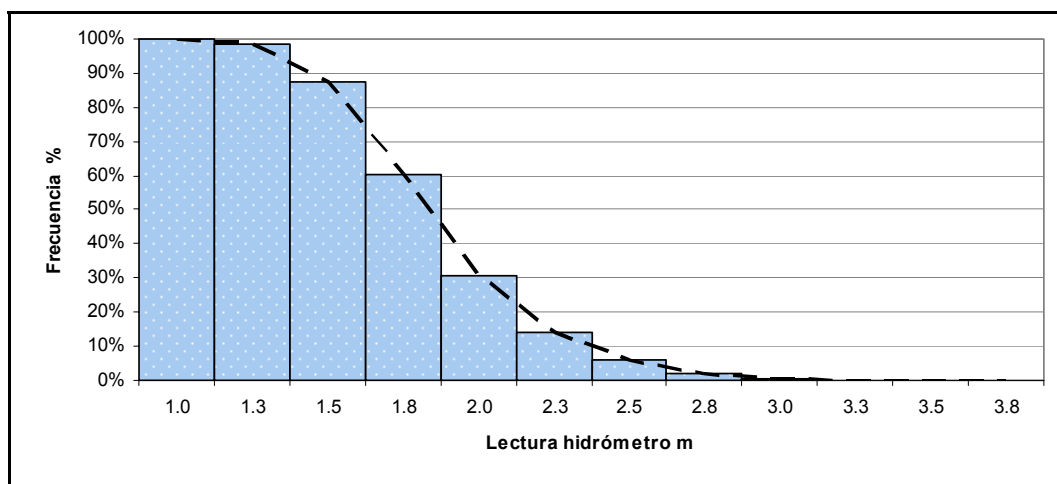


Figura 3.4–8. Histograma de frecuencias acumuladas de la estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana)**Tabla 3.4–4. Frecuencia relativa y acumulada por intervalos de la estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana)**

Límite Inferior	Frecuencia %	
	Relativa	Acumulada
2,0	0,0	0,0
2,5	1,3	1,3
3,0	11,1	12,5
3,5	27,4	39,9
4,0	29,4	69,2
4,5	16,8	86,0
5,0	8,0	94,1
5,5	4,1	98,1
6,0	1,4	99,6
6,5	0,4	100,0
7,0	0,0	100,0
7,5	0,0	100,0

Los niveles de agua, máximos, medios y mínimo representativos de cada año, para las estaciones de Mazan, Santa Clotilde, Nuevo Rocafuerte y El Coca, se presentan a continuación en las **Tablas 3.4–5, 3.4–6, 3.4–7 y 3.4–8**, respectivamente.

Los datos corresponden al año hidrológico que se inicia en setiembre.

Tabla 3.4–5. Niveles de agua máximos, medios y mínimos por año y en el periodo de la estación hidrométrica Mazan (Bella Vista – SENAMHI)

Estación Hidrométrica Mazán (Bella Vista – SENAMHI)																			En el Período		
Años:	91	92	93	94	95	96	97	98	99	00	01	02	03	04	05	06	07	08	Min.	Med.	Max.
Mínimo	2,1	3,8	3,0	2,1	2,8	2,1	4,4	2,6	2,3	3,0	2,3	1,5	1,0	3,2	3,0	2,2	3,2	3,1	1,0	2,6	4,4
Medio	5,1	5,9	6,4	5,3	5,2	5,4	7,5	5,7	5,7	5,6	5,3	5,0	5,3	5,6	5,4	5,6	5,7	6,1	5,0	5,6	7,5
Máximo	6,9	8,1	9,0	7,6	7,8	8,2	10,0	9,0	8,9	7,6	7,5	7,7	8,9	7,7	7,6	7,9	7,8	7,9	6,9	8,1	10,0

Tabla 3.4–6. Niveles de agua máximos, medios y mínimos por año y en el periodo de la estación hidrométrica Santa Clotilde

Estación Hidrométrica Santa Clotilde										En el Período		
Años:	01	02	03	04	05	06	07	08	09	Min	Med	Max
Mínimos	2,7	3,9	2,9	1,6	2,5	3,4	2,1	3,4	3,1	1,6	2,8	3,9
Medios	5,4	6,2	6,0	5,6	5,1	5,6	5,8	5,8	6,2	5,1	5,7	6,2
Máximos	7,6	8,7	8,0	9,0	7,8	7,8	8,2	7,8	7,8	7,6	8,1	9,0

Tabla 3.4–7. Niveles de agua máximos, medios y mínimos por año y en el periodo de la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte

Estación Hidrométrica Nuevo Rocafuerte									En el Período		
Años:	01/02	02/03	03/04	04/05	05/06	06/07	07/08	08/09	Min	Med	Max
Mínimos	1,1	1,2	1,0	1,4	1,3	1,1	1,8	1,5	1,0	1,3	1,8
Medios	2,5	2,5	2,7	2,5	2,5	2,6	2,7	2,6	2,5	2,6	2,7
Máximos	4,3	4,4	4,6	4,7	4,5	4,6	4,2	4,4	4,2	4,5	4,7

Tabla 3.4–8. Niveles de agua máximos, medios y mínimos por año y en el periodo de la estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana)

Estación Hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana)									En el Período		
Años:	01/02	02/03	03/04	04/05	05/06	06/07	07/08	08/09	Min	Med	Max
Mínimos	2,8	2,3	2,3	2,6	2,6	2,5	2,7	2,7	2,3	2,6	2,8
Medios	3,6	3,6	3,8	3,8	3,8	3,9	3,8	3,9	3,6	3,8	3,9
Máximos	5,5	6,0	6,6	6,4	6,4	6,3	5,9	6,1	5,5	6,1	6,6

Director de Proyecto:
Julio Cardini

3.5. Curvas de Permanencia Mensuales y Anuales

Se analizó inicialmente las permanencias mensuales y anuales de los niveles diarios, que permiten identificar el porcentaje mensual y anual, en el que el río no alcanza la profundidad necesaria para que pueda pasar una embarcación con un determinado calado.

Se ha realizado una estadística de niveles, tomando como base las lecturas hidrométricas de niveles históricos diarios, para la estación hidrométrica de Mazan (Bella Vista SENAMHI), durante el periodo Sep/1991 – Ago/2009, para la estación hidrométrica Santa Clotilde durante el período de Ene/2001 – Dic/2009, mientras que para la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte, durante el periodo Sep/2001 – Ago/2009, finalmente para la estación hidrométrica de El Coca (Francisco de Orellana), durante el período Ene/2001 – Dic/2009.

En la **Tabla 3.5–1**, se presenta los niveles de permanencia anuales para el 97.5 % y el 95 %, para las estaciones de Mazan (Bella Vista), Santa Clotilde, Nuevo Rocafuerte y El Coca (Francisco de Orellana) respectivamente.

**Tabla 3.5–1. Niveles de permanencia anual del 97,5 % y 95 %
Estaciones de Mazan, Nuevo Rocafuerte y El Coca**

Estación hidrométrica	Permanencia Anual	
	97.5 %	95 %
Mazan (Bella Vista SENAMHI)	2,4	3,1
Santa Clotilde	3,0	3,6
Nuevo Rocafuerte	1,4	1,7
El Coca (Francisco de Orellana)	2,6	2,8

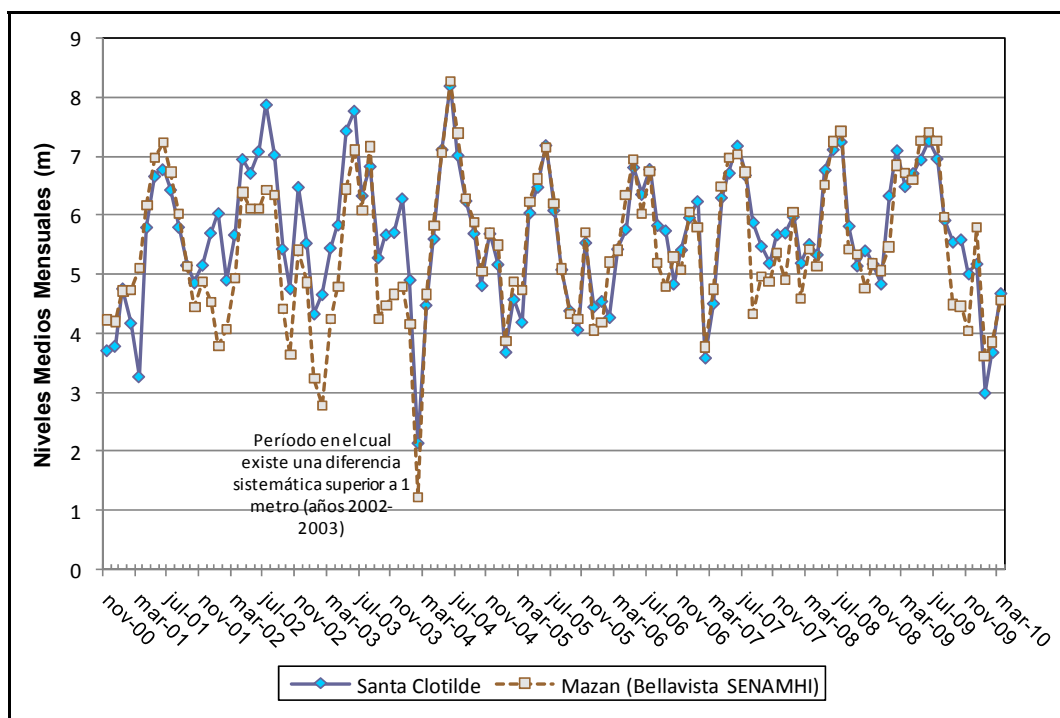
Cabe destacar, que para un nivel medido en Mazán de 3,1 m el 4/02/2010 a las 6:00 hs, le corresponde un nivel en Santa Clotilde también medido de entre 2,6 y 2,7 m (según el desfase que se considere, si bien en esos días no estaban pasando ondas de crecida relevantes). En consecuencia, se advierte que el nivel medido en Santa Clotilde, para condiciones de permanencia 95% del tiempo en Mazán, es alrededor de un metro más bajo que lo que surge de la estadística de Santa Clotilde (que es de 3,6 m).

Por otro lado en la **Figura 3.5–1**, se tiene una comparación de niveles medios mensuales en las escalas de Mazan (Bella Vista SENAMHI) y Santa Clotilde, donde se distingue claramente que en el período de noviembre de 2001 a diciembre de 2003, existe una diferencia sistemática de niveles superior a 1 metro, que puede deberse a varios factores, posiblemente a un cambio del cero de la escala en la estación. La metodología aplicada para calcular las frecuencias de niveles mensuales, consiste en ordenar de menor a mayor las alturas registradas en un mes dado en todos los años, y determinar el número de casos que caen dentro de cada intervalo de clase (frecuencia absoluta).

Por lo cual se interpreta que los datos históricos registrados en Santa Clotilde durante 10 años, podrían tener alguna inconsistencia, sea en su cero de referencia o en la metodología de lectura cuando los niveles son muy bajos. Ello llevó a considerar como Estación Patrón Estadística para el tramo peruano del Río Napo, a la estación Mazán (Bellavista SENHAMI), por lo cual los sucesivos análisis no se realizan para Santa Clotilde.

[Firma]

Director de Proyecto:
Julio Cardini

**Figura 3.5–1. Comparación de niveles medios mensuales
Escalas de Mazan (Bella Vista, SENAMHI) y Santa Clotilde**

En las **Figuras 3.5–2 y 3.5–3**, se presentan los gráficos de permanencia mensual y anual a las respectivamente de la estación hidrométrica Mazan (Bella Vista SENAMHI).

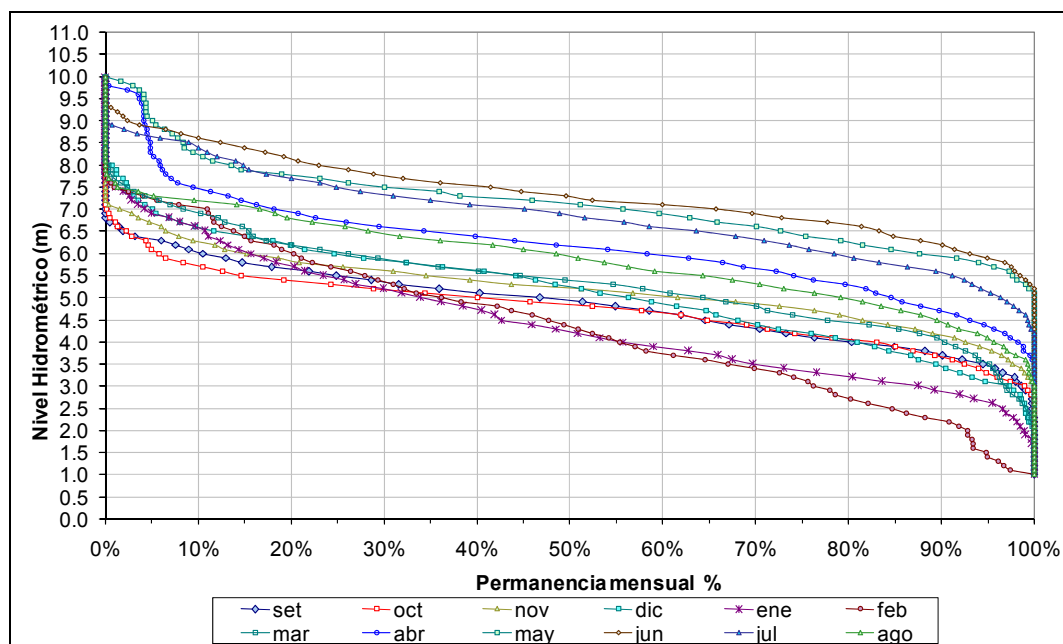
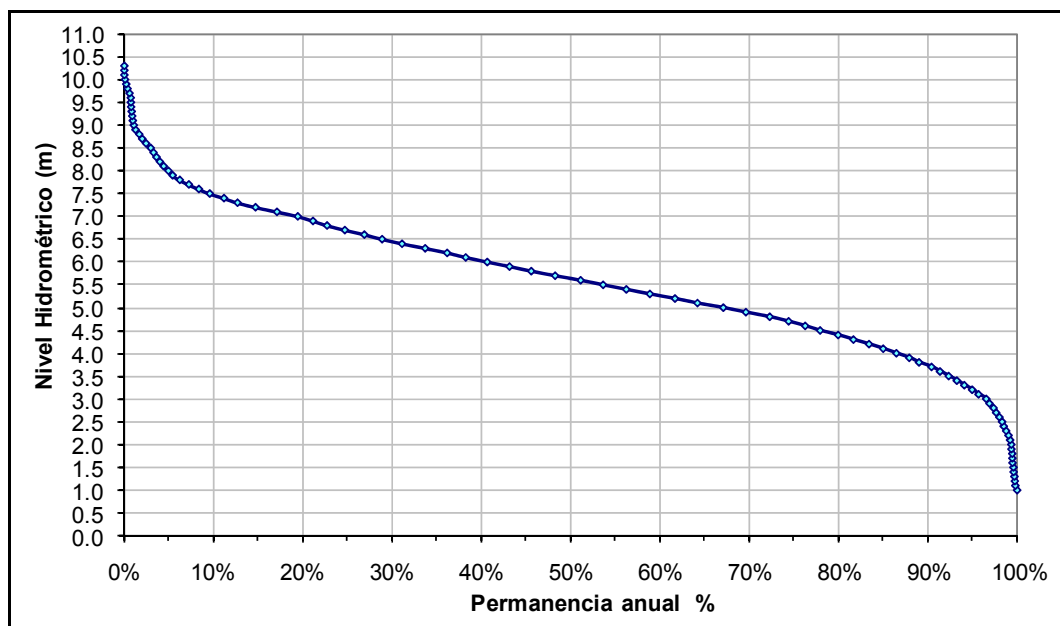
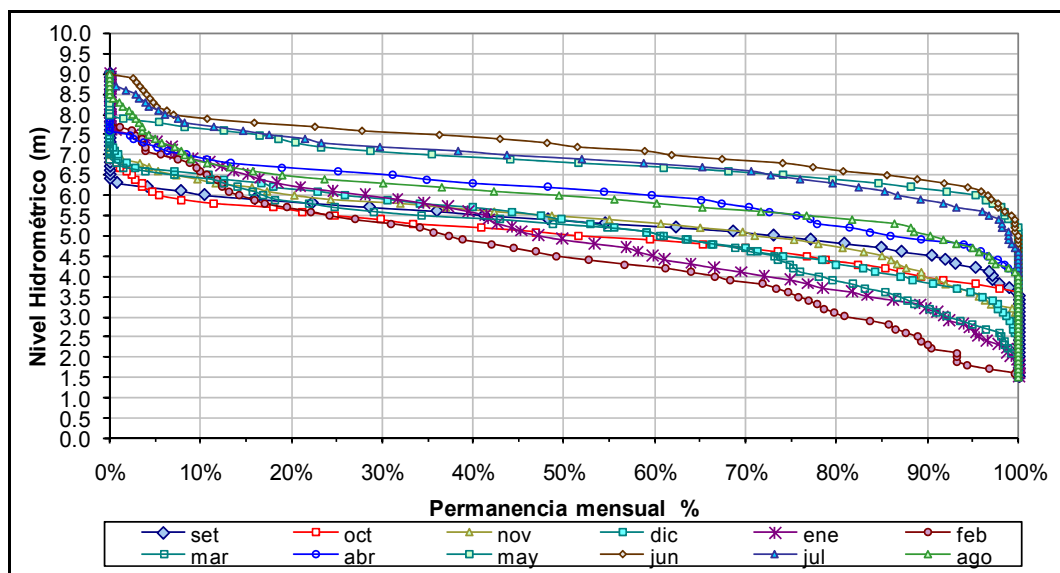
**Figura 3.5–2. Niveles de permanencia mensuales en la estación hidrométrica Mazan (Bella Vista, SENAMHI)
con periodo de registro histórico de 18 años**

Figura 3.5–3. Nivel de permanencia anual en la estación hidrométrica Mazan (Bella Vista, SENAMHI) con periodo de registro histórico de 18 años



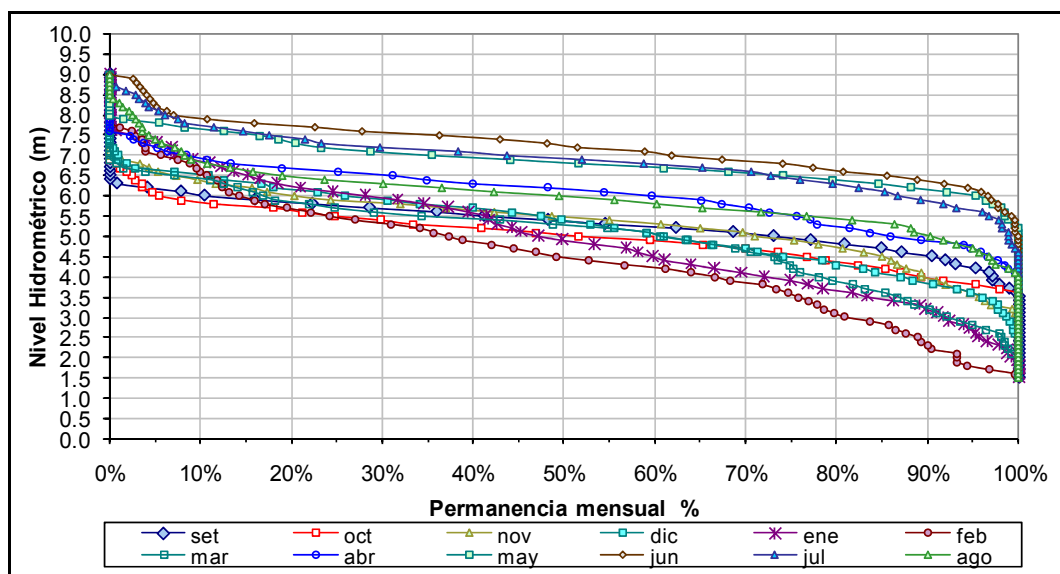
En las **Figuras 3.5–4 y 3.5–5**, se presentan los gráficos de nivel de permanencia mensual y anual respectivamente de la estación hidrométrica Santa Clotilde.

Figura 3.5–4. Niveles de permanencia mensuales de la estación hidrométrica Santa Clotilde, con periodo de registro histórico de 9 años



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 3.5–5. Nivel de permanencia anual de la estación hidrométrica Santa Clotilde con periodo de registro histórico de 9 años



En las **Figuras 3.5–6 y 3.5–7**, se presentan los gráficos de nivel de permanencia mensual y anual respectivamente de la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte.

Figura 3.5–6. Niveles de permanencia mensuales de la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte con periodo de registro histórico de 8 años

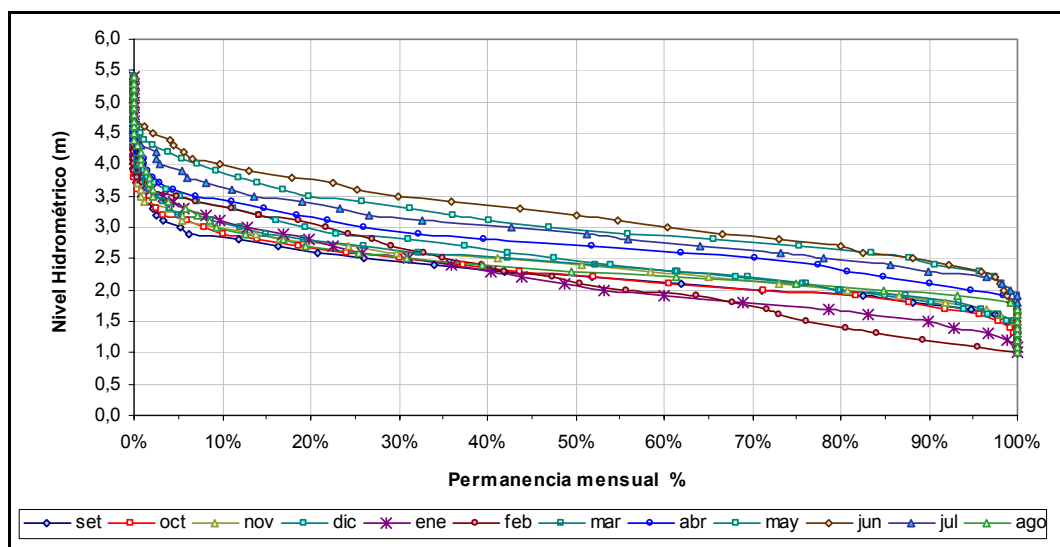
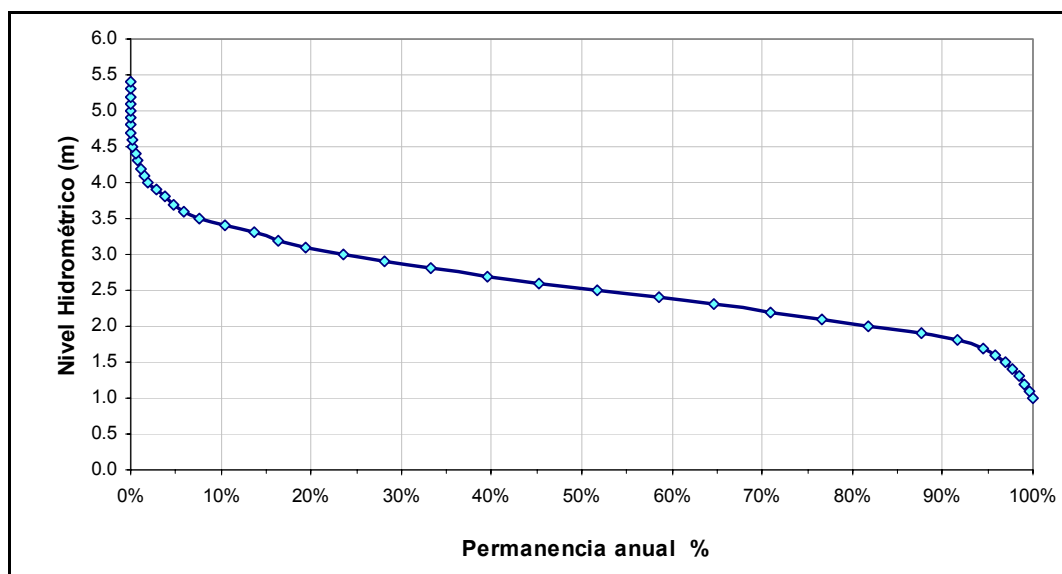


Figura 3.5–7. Nivel de permanencia anual de la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte con periodo de registro histórico de 8 años



En las Figuras 3.5–8 y 3.5–9, se presentan los gráficos de nivel de permanencia mensual y anual respectivamente de la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte.

Figura 3.5–8. Niveles de permanencia mensuales de la estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana) con periodo de registro histórico de 8 años

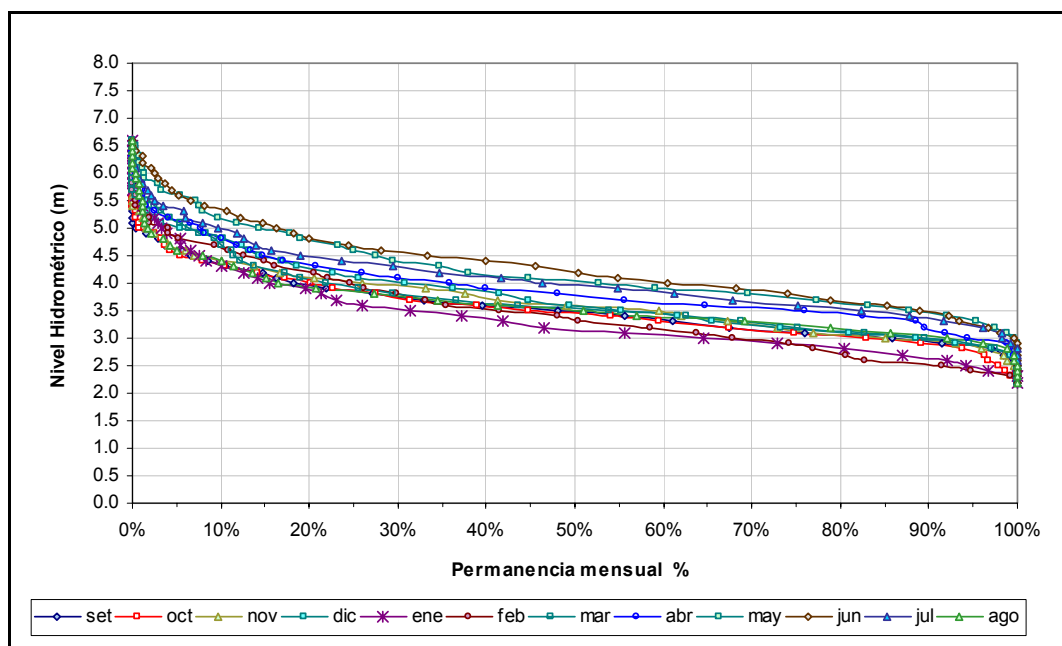
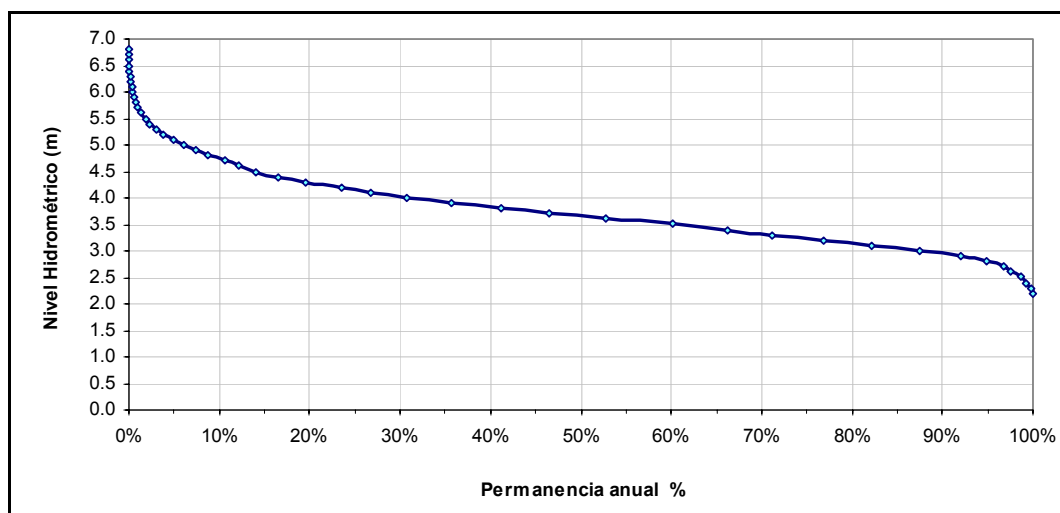


Figura 3.5–9. Nivel de permanencia anual de la estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana) con periodo de registro histórico de 8 años



3.6. Recurrencia de Niveles Mínimos Anuales (ajustados a porcentaje de persistencia)

Para el caso especial de los fenómenos hidrológicos que responden a una distribución teórica de valores extremos (crecidas o estiajes) no existe una función que se adapte a todos los casos sino que cada uno debe ser analizado individualmente para aplicar luego la ley que mejor lo represente.

No obstante esto, Ven te Chow demostró que una variable aleatoria hidrológica x , puede ser representada por una combinación lineal de su valor medio y su desviación estándar de la siguiente manera:

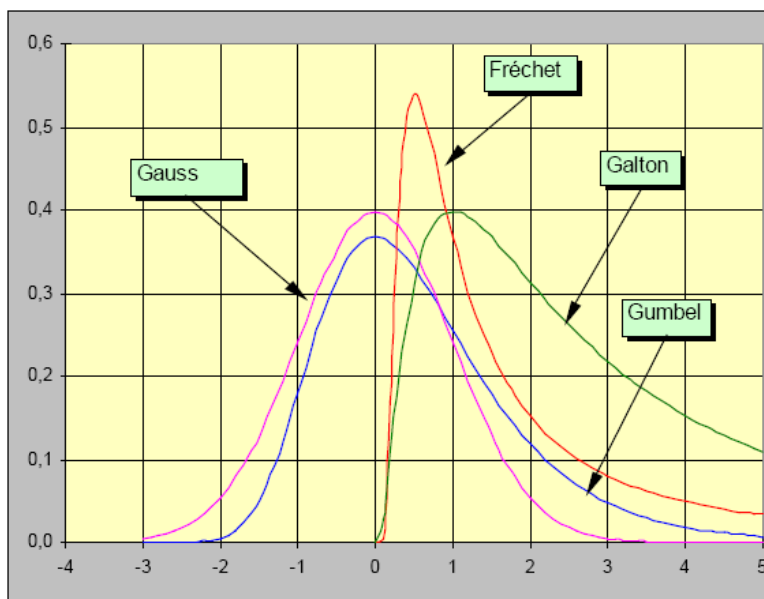
$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Para ello se basó en que cada valor de x , puede expresarse como la media aritmética más un desplazamiento Δx proporcional a la desviación estándar.

$$x = \bar{x} + \Delta x$$

Por lo tanto, el problema consiste en determinar la función que mejor represente al factor de frecuencia k para cada caso. En la **Figura 3.6–1**, ilustra algunas de las funciones de distribución más empleadas para variables extremas.

Figura 3.6–1. Funciones de distribución para variables extremas más empleadas



Las leyes estadísticas utilizadas se basaron en la siguiente distribución de probabilidades:

$$P(x) = e^{-e^{-y(x)}} = Prob.(x' < x)$$

Donde:

$$y = a(x - x_f) : \text{Variable reducida} = -\ln(-\ln(1 - 1/Tr))$$

Tr = Período de Retorno del evento (recurrencia), en años

x = variable relacionada con el nivel h de acuerdo a cada distribución:

Además, según la función de distribución de frecuencias:

$$\text{Gumbel} : x = h$$

$$\text{Gumbel R} : x = \sqrt{h}$$

$$\text{Gumbel C} : x = \sqrt[3]{h}$$

$$\text{Fréchet} : x = \ln h$$

$$a \text{ y } x_f : \text{Coeficientes a determinar}$$

Los coeficientes a y x_f , se determinaron a través del método recomendado por Gumbel, obteniéndose una recta de x en función de y :

$$x = \bar{x} \pm \frac{\delta_x}{\delta_n} (y - \bar{y}_n)$$

Donde:

n : Número de años en la serie de datos

y_n, δ_n = Desviaciones medias y standard de la variable reducida según Gumbel, dependientes de n .

\bar{x} : Valor medio de la variable x

δ_x : Dispersión standard de x

Los períodos y los niveles no superados el 10 % del tiempo en cada año (permanencia 90 %), en Mazán (Bella Vista SENAMHI), Nuevo Rocafuerte y El Coca (Francisco de Orellana) se presentan en la **Tabla 3.6–1**.

Tabla 3.6–1. Niveles no superados el 10% del tiempo en cada año (permanencia 90%), en las estaciones hidrométricas Mazan, Nuevo Rocafuerte y El Coca

Escala hidrométrica río Napo					
Mazan		Nuevo Rocafuerte		El Coca (Francisco de Orellana)	
Período	Nivel 10 % (m)	Período	Nivel 10 % (m)	Período	Nivel 10 % (m)
91/92	3,1	01/02	1,8	01	2,9
92/93	4,5	02/03	1,8	02	3,0
93/94	3,9	03/04	1,7	03	2,9
94/95	3,3	04/05	1,8	04	2,8
95/96	3,5	05/06	1,7	05	2,9
96/97	3,6	06/07	1,8	06	3,1
97/98	5,8	07/08	2,0	07	3,0
98/99	3,1	08/09	2,0	08	3,0
99/00	3,5	---	---	09	3,0
00/01	4,2	---	---	---	---
01/02	3,6	---	---	---	---
02/03	3,2	---	---	---	---
03/04	2,5	---	---	---	---
04/05	4,2	---	---	---	---
05/06	3,8	---	---	---	---
06/07	4,1	---	---	---	---
07/08	4,2	---	---	---	---
08/09	4,6	---	---	---	---

Por su parte, Los resultados obtenidos, para las estaciones estudiadas, empleando la ley de Gumbel para la cual se obtuvo un ajuste adecuado, se presentan en la **Tabla 3.6–2**.

Tabla 3.6–2. Recurrencia de niveles extremos anuales de las estaciones hidrométricas Mazan (Bella Vista SENAMHI), Nuevo Rocafuerte y El Coca (Francisco de Orellana)

Estación Hidrométrica	Ley	Ecuación para la variable reducida	Tr (años)			Coeficiente de correlación (R^2)
			5	10	20	
			y = 1,014	y = 1,340	y = 1,652	
Mazan	Gumbel	$h = 4,3778 - 1,195 y$	3,2	2,8	2,4	0,9738
Nuevo Rocafuerte		$h = 1,9416 - 0,2347 y$	1,7	1,6	1,5	0,9855
El Coca (Francisco de Orellana)		$h = 3,0394 - 0,1956 y$	2,8	2,8	2,7	0,9600

Los valores de los coeficientes de correlación que se presentan en las Tablas fueron obtenidos mediante regresiones lineales del tipo $x = A y + B$.

En las **Figuras 3.6–2, 3.6–3 y 3.6–4**, se presenta los gráficos de regresión de niveles mínimos con el 10 % de persistencia en el río Napo, para las estaciones hidrométricas de Mazan (Bella Vista SENAMHI), Nuevo Rocafuerte y El Coca (Francisco de Orellana).

Figura 3.6–2. Regresión de niveles mínimos con 10 % de persistencia en la estación hidrométrica Mazan (Bella Vista SENAMHI)

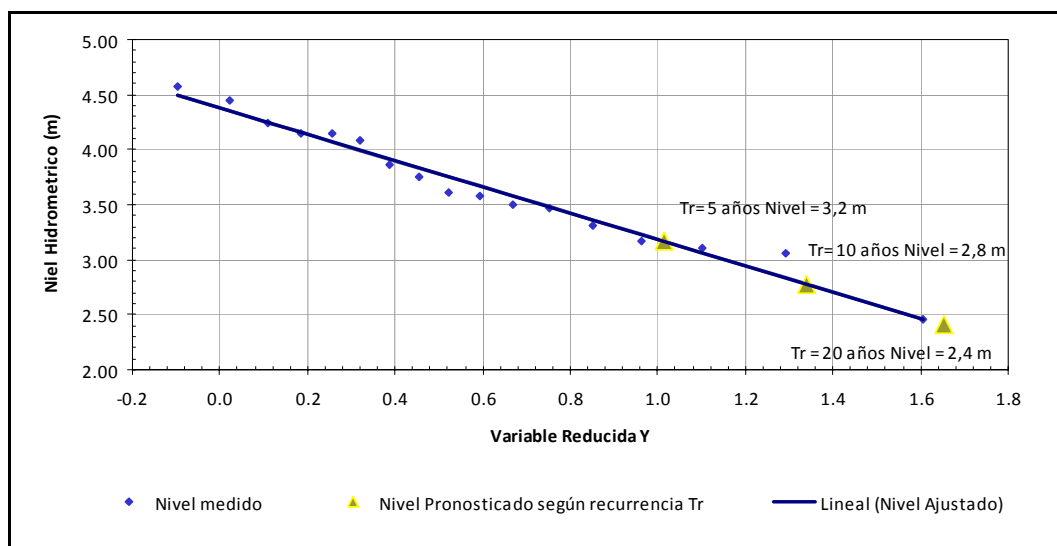


Figura 3.6–3. Regresión de niveles mínimos con 10 % de persistencia en la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte

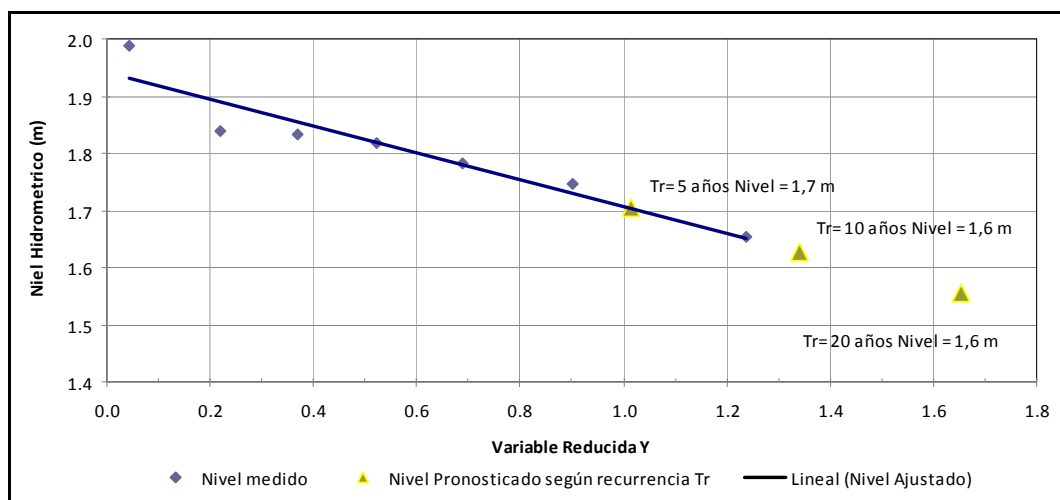
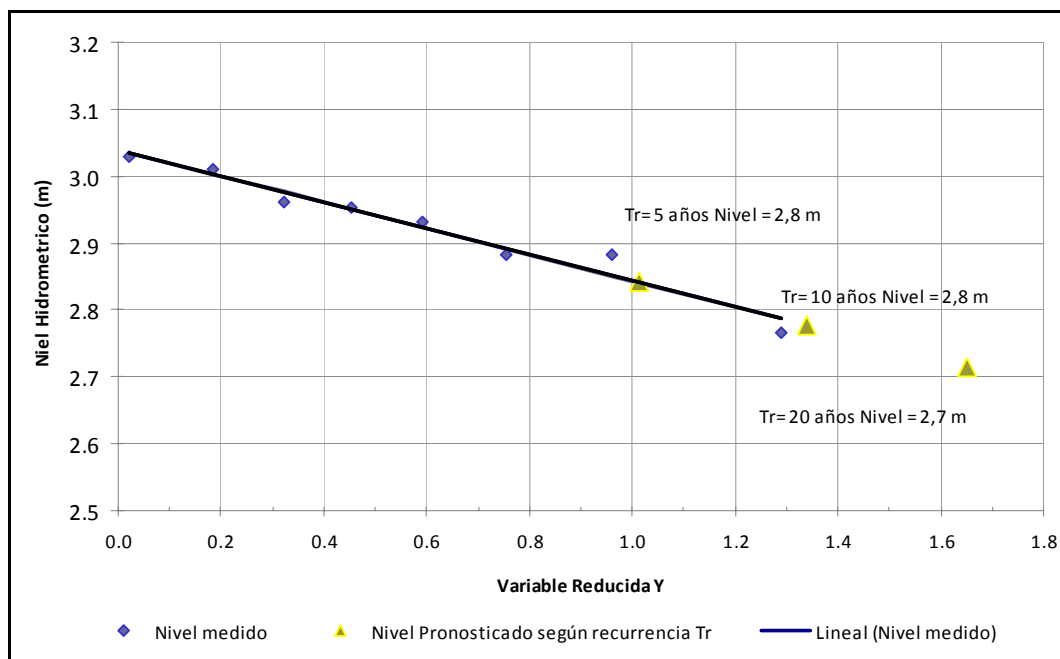


Figura 3.6–4. Regresión de niveles mínimos con 10 % de persistencia en la estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana).



Las condiciones resultantes en Mazán para permanencias anuales del 97,5 % y 95 % del tiempo se presentan en la **Tabla 3.6–3**, en la cual se han incluido a modo de referencia los porcentajes de permanencia en los meses de estiaje, a los efectos de poder observar que porcentaje del tiempo representan en dichos meses.

Tabla 3.6–3. Porcentajes de permanencias anuales y mensuales en la estación hidrométrica de Mazan

Porcentajes de permanencia en Mazán					Nivel (m)	Cota (m)
Anual	Enero	Febrero	Marzo	Permanencia 90 % en año seco		
97,5 %	95,7 %	87,9 %	95,6 %	Tr = 20 años	2,4	84,78
95,0 %	86,8 %	76,8 %	93,6 %	Tr = 6 años	3,1	85,48

3.7. Niveles de Permanencias Mensuales y Anuales del río Amazonas, (Estación Hidrométrica de Iquitos)

En las Figuras 3.7–1 y 3.7–2, se presentan los gráficos de permanencia mensual y anual del río Amazonas, niveles medidos en la estación hidrométrica de Iquitos, con periodo de registro de Enero/1968 a Diciembre/2009.

Figura 3.7–1. Niveles de permanencia mensuales de la estación hidrométrica de Iquitos con periodo de registro histórico de 42 años (1968 – 2009)

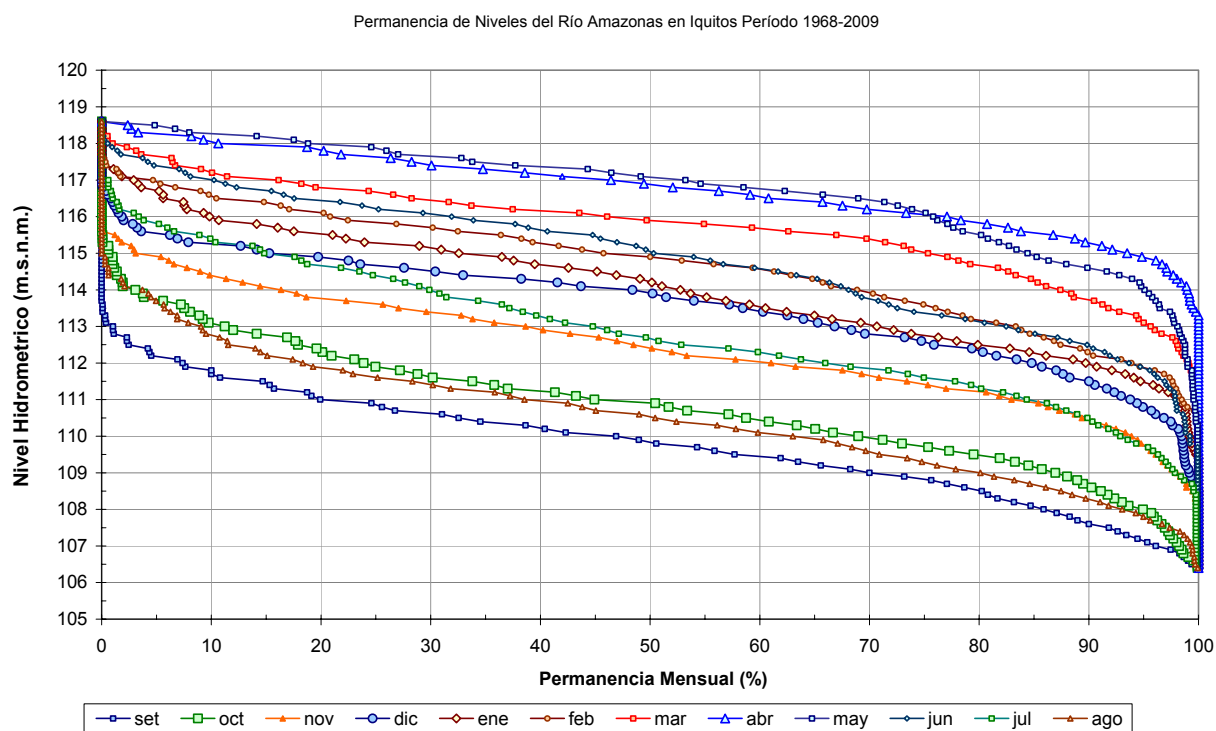
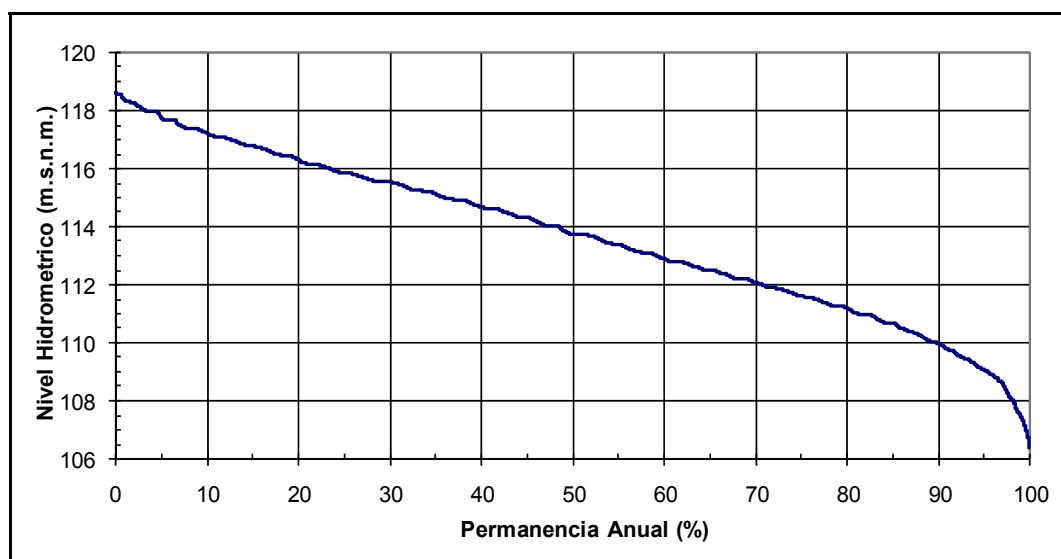


Figura 3.7–2. Niveles de permanencia anuales de la estación hidrométrica de Iquitos con periodo de registro histórico de 42 años (1968 – 2009)



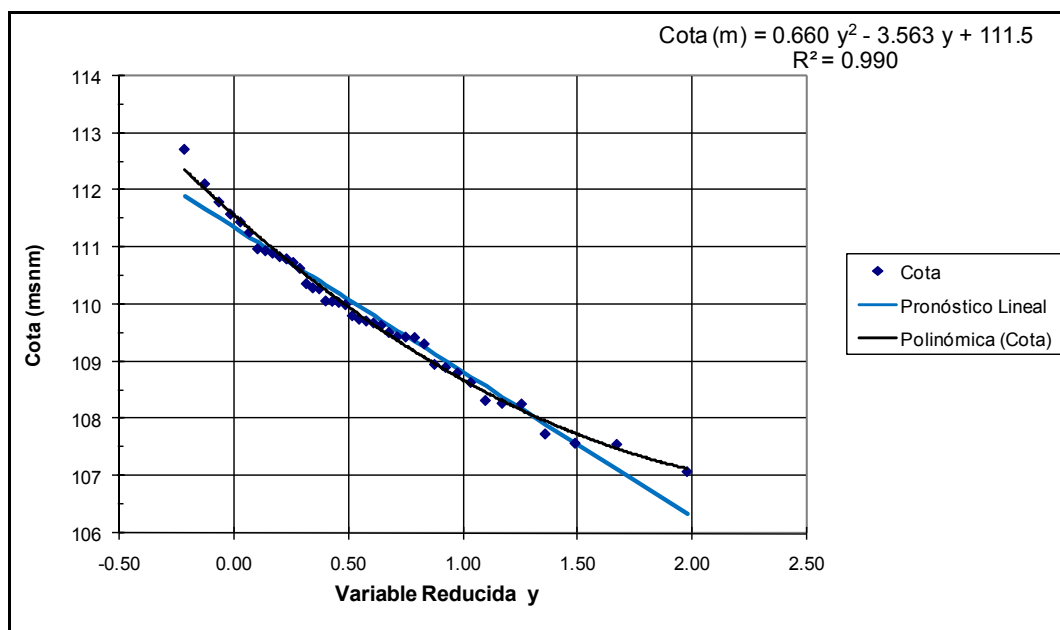
El histograma de cotas en Iquitos se presenta en la **Tabla 3.7–1**.

La correlación entre la escala de Iquitos y la de Francia en la desembocadura del Napo para el registro del período Noviembre de 2009 a Enero de 2010, se presenta en la **Figura 3.7–3**.

El mejor ajuste se logró empleando una función polinómica respecto a la variable reducida y.

Tabla 3.7–1. Frecuencia relativa y acumulada por intervalos de la estación hidrométrica Iquitos

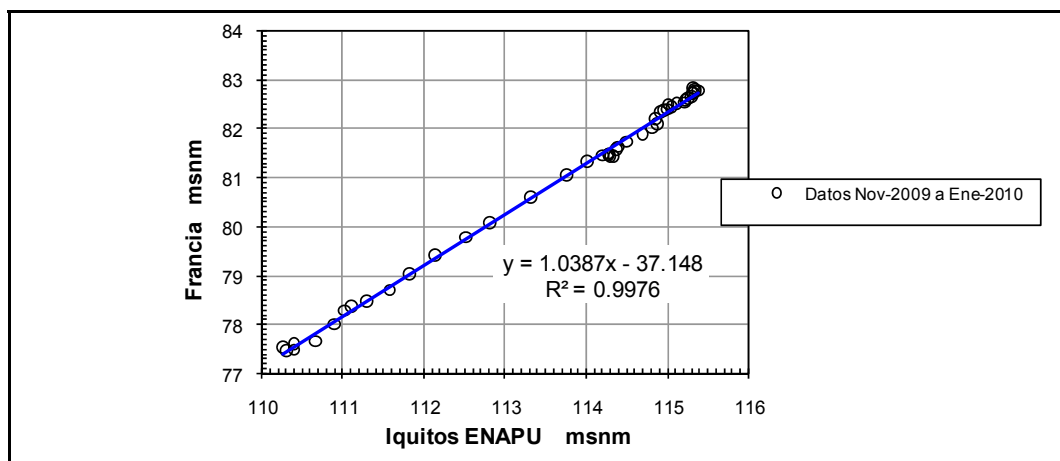
Cota (m.s.n.m.) Límite Inferior	Frecuencia	
	Relativa	Acumulada
106,0	0,07	0,07
106,5	0,44	0,51
107,0	0,63	1,14
107,5	1,03	2,17
108,0	1,33	3,49
108,5	2,15	5,64
109,0	2,77	8,41
109,5	3,06	11,47
110,0	3,95	15,42
110,5	4,74	20,16
111,0	4,36	24,52
111,5	5,84	30,36
112,0	6,15	36,50
112,5	5,13	41,63
113,0	5,73	47,36
113,5	5,02	52,38
114,0	5,69	58,07
114,5	7,36	65,43
115,0	5,46	70,89
115,5	7,07	77,96
116,0	6,05	84,02
116,5	4,90	88,92
117,0	5,01	93,93
117,5	3,51	97,44
118,0	1,98	99,42
118,5	0,58	100,00
119,0	0,00	100,00

Figura 3.7–3. Regresión de cotas mínimas con 10 % de persistencia en la estación hidrométrica Iquitos.

3.8. Condiciones Estadísticas en la desembocadura del Río Napo (Escala Francia)

La estadística de niveles en Mazán, no puede ser extrapolada a la estación Francia dado que la misma, al estar ubicada en la desembocadura del Río Napo, responde al régimen hidráulico del Amazonas. Por lo tanto, se utilizó la estadística de niveles en Iquitos y una correlación entre los niveles de Iquitos y Francia, para extrapolar la misma.

La correlación entre la escala de Iquitos y la de Francia en la desembocadura del Napo para el registro del período Noviembre de 2009 a Enero de 2010, se presenta en la **Figura 3.8–1**.

Figura 3.8–1. Correlación de niveles de las escalas hidrométricas de ENAPU – Iquitos y la estación Francia

Los niveles estadísticos en Iquitos y los derivados en Francia a través de la correlación se presentan en la **Tabla 3.8–1** (en el caso del Río Amazonas, los meses de estiaje son de Agosto a Octubre, mientras que los meses de estiaje en el Napo (Enero y Febrero) se corresponden con niveles medios/altos en el Amazonas).

Tabla 3.8–1. Porcentajes de permanencias anuales y mensuales en la estación hidrométrica de Iquitos y su correlación con la estación de Francia

Anual	Agosto	Setiembre	Octubre	Permanencia 90% en año seco	Cota Iquitos (m)	Cota Francia (m)	Nivel Francia (m)
97,50 %	93,03 %	85,87 %	94,93 %	Tr = 10 años	108,0	75,0	–0,9
95,00 %	83,20 %	75,63 %	88,94 %	Tr = 5 años	108,8	75,9	0,0

3.9. Estimación de los Niveles de Inundación

La recurrencia de los niveles máximos de las estaciones hidrométricas Mazan (Bella Vista SENAMHI), Rocafuerte y El Coca (Francisco de Orellana), que son las únicas con información histórica prolongada y suficientemente confiable, es calculada empleando la ley de Gumbel; las variables y coeficientes de ajuste, se presentan en la **Tabla 3.9–1**.

Tabla 3.9–1. Recurrencia de niveles máximos de las estaciones hidrométricas Mazan (Bella Vista SENAMHI), Nuevo Rocafuerte y El Coca (Francisco de Orellana)

Estación Hidrométrica	Ley	Ecuación para la variable reducida	Tr (años)					Coeficiente Correlación R^2
			2	5	10	20	50	
			y=0,521	y=1,014	y=1,340	y=1,652	y=2,057	
Mazan	Gumbel	$h = 7,3129 + 1,4761 y$	8,1	8,8	9,3	9,8	10,3	0,919
Nuevo Rocafuerte		$h = 4,3123 + 0,332 y$	4,5	4,6	4,8	4,9	5,0*	0,893
El Coca (Francisco de Orellana)		$h = 5,9028 + 0,541 y$	6,2	6,5	6,6	6,8	7,0	0,969

Resulta destacable el hecho de que los niveles máximos anuales en Nuevo Rocafuerte son todos muy similares entre sí (ver **Tabla 3.4–7**), por lo que la diferencia entre los niveles de inundación de 2 y 20 años que es de 1,7 m en Mazán, se reduce a 0,4 m en Nuevo Rocafuerte, y aumenta a 0,6 m en El Coca. Esto implica que probablemente el corto período de datos en Nuevo Rocafuerte (8 años) introduce un error en la estimación, y que el valor estimado para recurrencia 50 años es poco confiable, pudiendo ser posiblemente más elevado.

En las **Figuras 3.9–1, 3.9–2 y 3.9–3**, se presenta los gráficos de regresión de niveles máximos en el río Napo, para las estaciones hidrométricas de Mazan (Bella Vista SENAMHI), Nuevo Rocafuerte y El Coca (Francisco de Orellana).

Figura 3.9–1. Regresión de niveles máximos en la estación hidrométrica Mazan (Bella Vista SENAMHI)

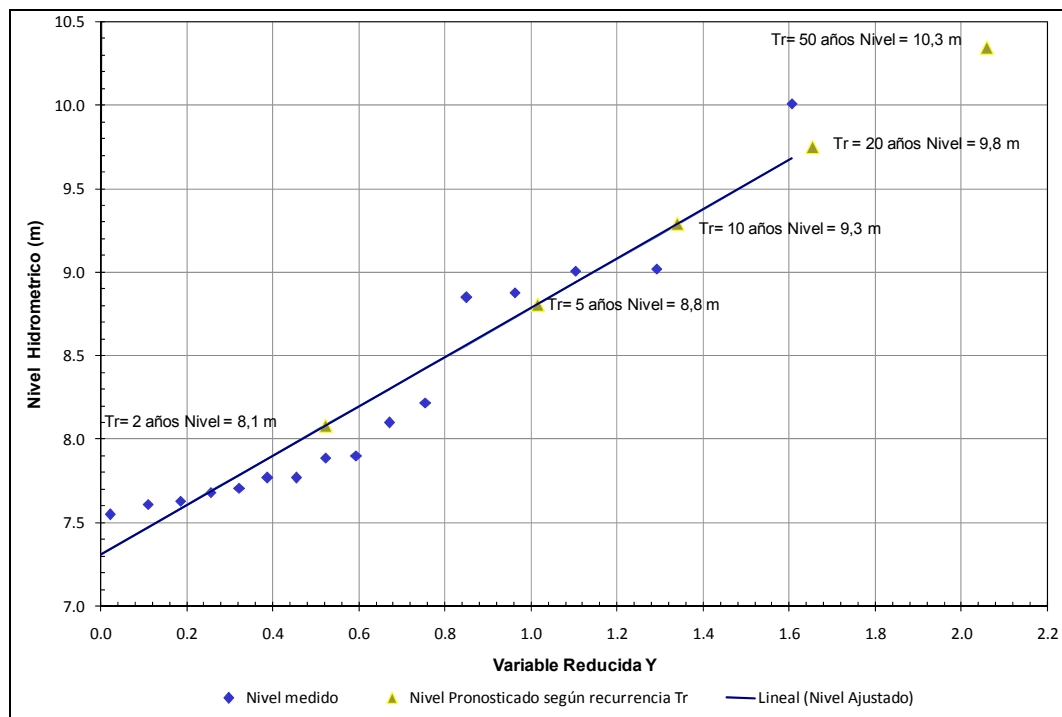
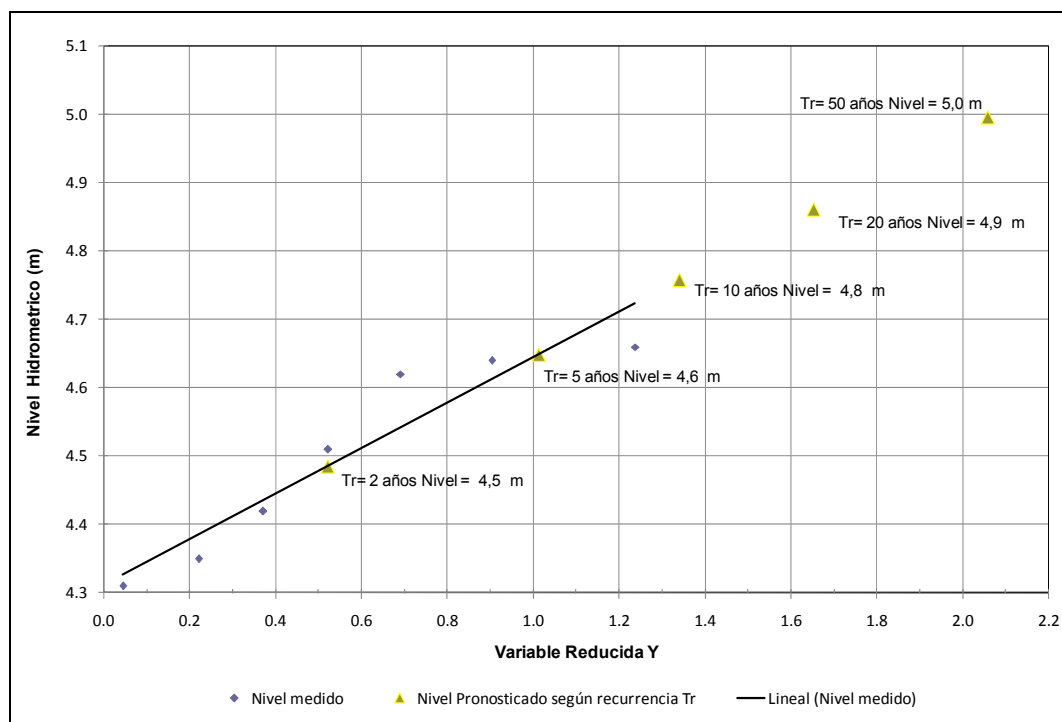
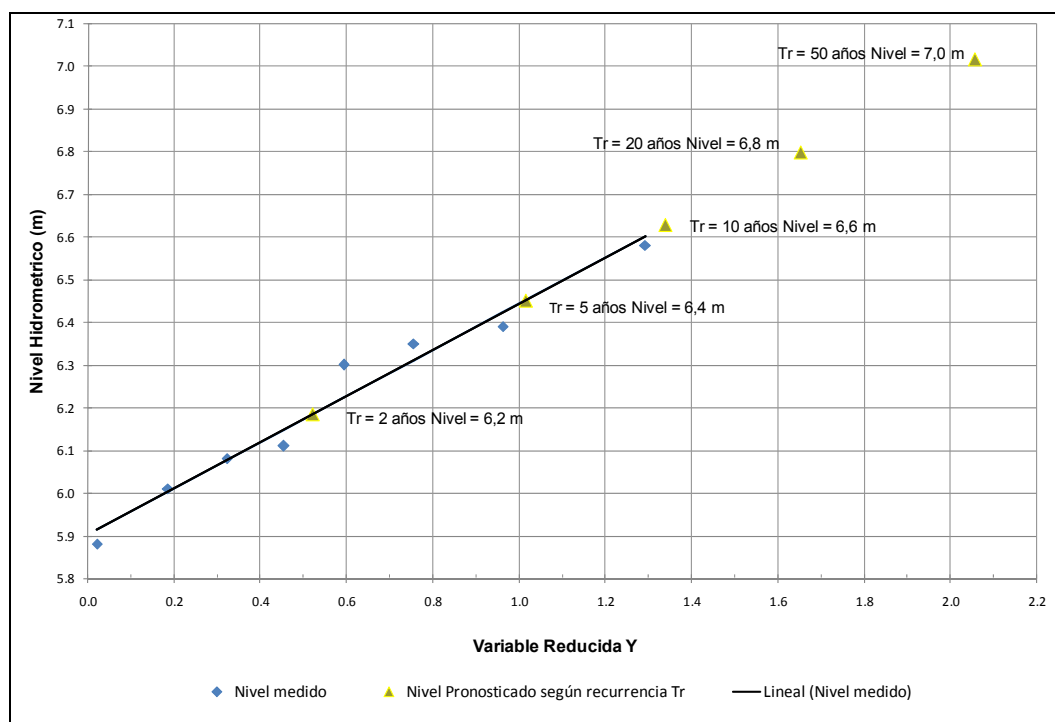


Figura 3.9–2. Regresión de niveles máximos en la estación hidrométrica Nuevo Rocafuerte



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 3.9–3. Regresión de niveles máximos en la estación hidrométrica El Coca (Francisco de Orellana).

Los niveles y cotas de inundación, correspondientes a los niveles máximos para recurrencias de $Tr = 2, 5, 10, 20$ y 50 años, son presentados en la **Tabla 3.9–2** y **Tabla 3.9–3** respectivamente.

Tabla 3.9–2 Niveles máximos en las estaciones hidrométricas Mazan, Nuevo Rocafuerte y El Coca

Estación	Progresivas	Niveles (m)				
		Tr = 2	Tr = 5	Tr = 10	Tr = 20	Tr = 50
Mazan	80	8,1	8,8	9,3	9,8	10,3
Nuevo Rocafuerte	574	4,5	4,6	4,8	4,9	5,0
El Coca	780	6,2	6,5	6,6	6,8	7,0

Tabla 3.9–3. Cotas máximas en las estaciones hidrométricas Mazan, Nuevo Rocafuerte y El Coca

Estación	Cota al cero	Cotas (msnm)				
		Tr = 2	Tr = 5	Tr = 10	Tr = 20	Tr = 50
Mazan	82,38	90,46	91,19	91,67	92,13	92,73
Nuevo Rocafuerte	169,01	173,49	173,66	173,77	173,87	174,00
El Coca	241,26	247,44	247,71	247,88	248,05	248,27

4. MODELO HIDRODINÁMICO UNIDIMENSIONAL HEC – RAS

4.1. Descripción del Modelo

Este software, fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers), y surge como evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-2, con varias mejoras con respecto al primero, entre las que destaca, la interfase gráfica de usuario que facilita las labores de preproceso y postproceso. El modelo numérico incluido en este programa permite realizar análisis del flujo permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre.

Este sistema HEC-RAS fue diseñado para aplicar al estudio de escurrimientos en cauces artificiales y naturales configurados en ramas, en régimen subcrítico, crítico o mixto. Los procedimientos básicos de cálculo se fundamentan en la solución de la ecuación unidimensional de energía. Las pérdidas por fricción son evaluadas a través de la ecuación de Manning; las originadas por contracción y expansión de la sección transversal, a través de coeficientes apropiados.

La ecuación de cantidad de movimiento se utiliza para la simulación de escurrimientos rápidamente variados. El sistema calcula el perfil del flujo sección a sección a través del método estándar por etapas aplicado a la ecuación de energía, la cual se escribe.

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left(\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right)$$

$$\bar{S}_f = \frac{1}{2} (S_{f1} + S_{f2})$$

Donde:

Y_i	Tirantes o las profundidades del flujo en la sección i
Z_i	Cota o elevación del fondo en la sección i
V_i	Velocidad media en la sección i
α_i	Coficiente de distribución de velocidades o de Coriolis correspondiente a la sección i
h_e	Pérdida de energía en el tramo entre las secciones 1 y 2
L	Longitud del tramo entre las secciones 1 y 2
S_{fi}	Gradiente longitudinal de pérdidas por fricción en la sección i
C	Coficiente por perdidas por contracción – expansión

Entre las principales características técnicas del programa se tiene:

- ☐ Realiza el cálculo hidráulico de estructuras (puentes, aliviaderos, alcantarillas, etc.).
- ☐ Permite la visualización gráfica de datos y resultados
- ☐ Permite la edición gráfica de secciones transversales.

La aplicación típica del modelo Hec–Ras es la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales.

No obstante su versatilidad y su gran popularidad actual, el modelo HEC–RAS tiene implícita una serie de hipótesis que vale la pena recordar para tener presente que los resultados que se obtienen a partir del mismo están sujetos a esas restricciones:

- ☐ El flujo es gradualmente variado (excepto en algunas estructuras hidráulicas como: puentes, alcantarillas, y azudes. En esas estructuras, donde el flujo puede ser rápidamente Variado, se emplea la ecuación de cantidad de movimiento o alguna ecuación empírica).
- ☐ El flujo es unidimensional (por ejemplo, sólo se tiene en cuenta la componente de la velocidad en la dirección del flujo). Aunque el programa ofrece la opción de distribución lateral de flujo, realiza la misma a partir de cálculos globales promediados en la sección y con métodos empíricos simplificados.
- ☐ Las pendientes de los ríos son relativamente “pequeñas”, es decir, menores a 1:10 (o el 10%).

4.2. Objetivo de la Modelación

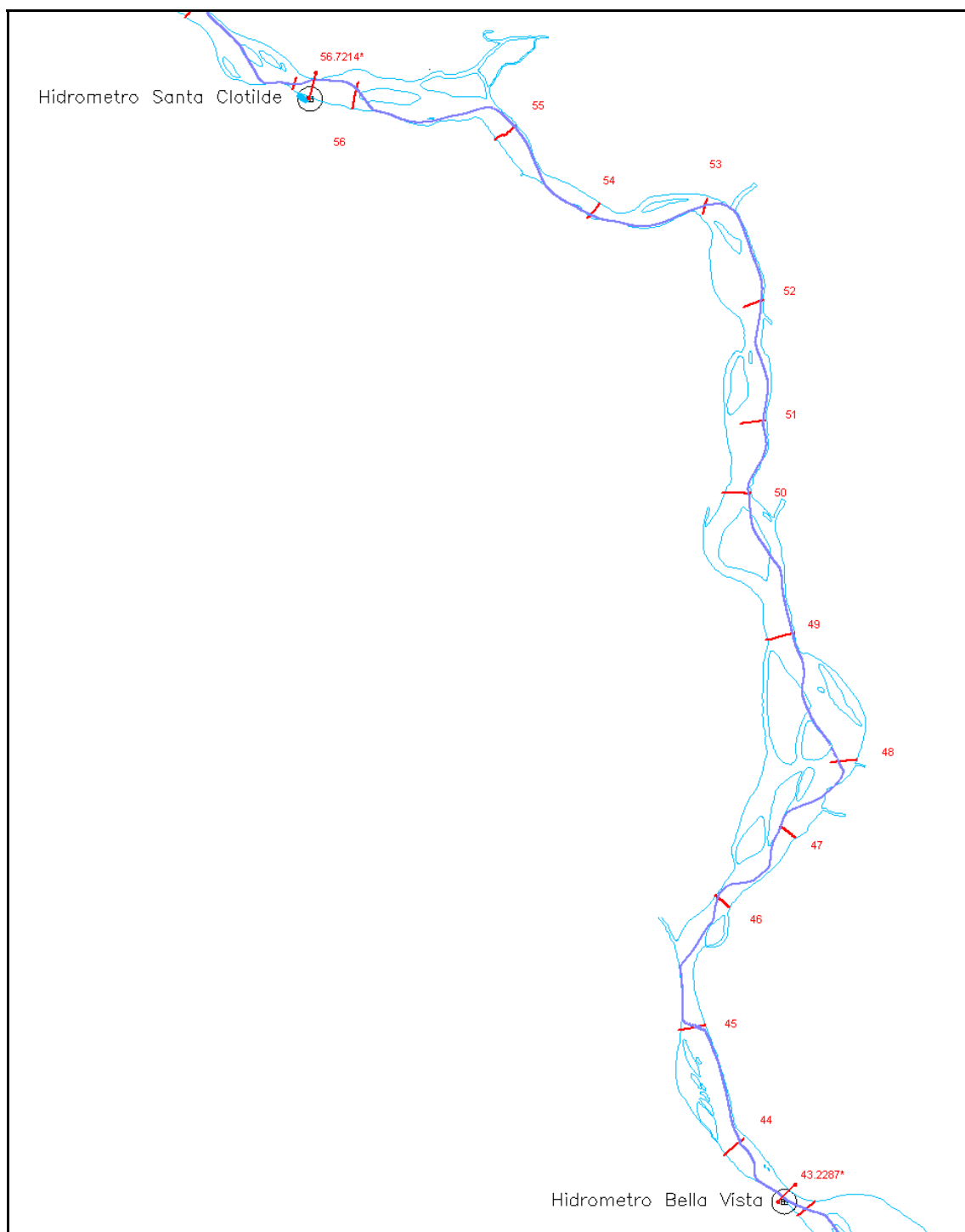
El objetivo principal de la modelación unidimensional, es reproducir y calibrar niveles medidos en las estaciones hidrométricas instaladas a lo largo del río Napo, desde el límite Internacional con la república del Ecuador, en la comunidad de Cabo Pantoja (estación hidrométrica Pantoja), hasta su desembocadura en el río Amazonas (estación hidrométrica Francia).

4.3. Metodología

4.3.1. Datos Geométricos

Se relevaron secciones transversales, aproximadamente cada 5 kilómetros desde la desembocadura en el río Amazonas progresiva 0+000, hasta el límite internacional con la república del Ecuador Progresiva 560+260 aproximadamente, con un total de 123 secciones transversales. Como ejemplo de la numeración adoptada y las que el programa asigna a las estaciones intermedias o interpoladas, se presenta la **Figura 4.3–1**, donde se muestra como ejemplo el tramo comprendido entre las estaciones hidrométricas de Bella Vista y Santa Clotilde.

**Figura 4.3–1. Relevamiento de secciones transversales en tramo comprendido entre las estaciones
Bella Vista – Santa Clotilde**



Director de Proyecto:
Julio Cardini

4.3.2. Datos de Niveles y Caudales

El modelo requiere como condición de borde para la etapa de calibración, caudales de ingreso en el sistema, desde el punto de inicio y eventualmente caudales laterales atribuidos a tributarios con aporte de caudal en el curso principal. Como condición de borde aguas abajo el modelo exige, el nivel de agua para el caudal instantáneo que sale del sistema.

Por lo tanto, las condiciones de borde recopilado para el presente estudio fueron:

- ❑ Caudal de ingreso en el sistema en la progresiva 560 + 260 y caudales provenientes de los tributarios a lo largo del río.
- ❑ Cota o nivel del agua, correspondiente al caudal de salida del sistema.

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrológica del Perú (SENAMHI), tiene instaladas las estaciones hidrométricas de Mazan (Bella Vista SENAMHI) y Santa Clotilde, ubicadas en las progresivas 200+553 y 263+576 respectivamente, con datos de niveles diarios históricos durante el periodo de 1991 a 2009 en la estación de Mazan (Bella Vista) y estadística mensual de niveles durante el periodo 1985 a 2009 en la estación de Santa Clotilde.

Además se dispuso en estas dos estaciones, caudales medidos por el proyecto “Hidrogeodinámica de la Cuenca Amazónica” (HiBAm), en campañas de aforo desde el año 2001 hasta el año 2007. Los caudales, su cota correspondiente y fecha del relevamiento de estas campañas se presentan en las **Tablas 4.3–1 y 4.3–2** de ambas estaciones.

Tabla 4.3–1. Campaña de aforo en la estación hidrométrica de Mazan (Bella Vista) sobre el río Napo

Río	Estación	Fecha	Cota (cm)	Caudal (m³/s)
Napo	Mazan (Bellavista SENAMHI)	12-12-01	---	5350
		10-05-02	4,6	8090
		26-04-04	6,7	8043
		18-06-04	8,3	10761
		15-09-04	6,0	6908
		30-10-04	4,4	4368
		06-04-05	5,0	5360
		11-05-06	7,4	10287
		16-02-06	5,3	5813
		01-10-06	5,3	6265
		20-11-06	6,0	7741
		19-02-07	2,5	2070
	Desembocadura	10-07-06	7,1	9033

Tabla 4.3–2 Campañas de aforo en la estación hidrométrica de Santa Clotilde sobre el río Napo.

Río	Estación	Fecha	Cota (cm)	Caudal (m³/s)
Napo	Santa Clotilde	19/05/03	7,79	9082
		20/05/03	7,89	9500
		30/10/03	— — —	6111
		28/10/04	4,33	3679

Por otro lado, el Consorcio Serman & Asociados SA – CSI Ingenieros SA, a cargo de la elaboración del presente estudio, en el primer relevamiento del tramo de estudio al inicio del proyecto (Noviembre de 2009), instaló una serie de estaciones limnimétricas a lo largo del río Napo, con el propósito de correlacionar con las estaciones hidrométricas de larga data del SENAMHI.

Para esta correlación y en función de los datos de niveles disponibles y cantidad de aforos realizados en las estaciones hidrométricas de Mazan (Bella Vista SENAMHI) y Santa Clotilde. Se define a la estación Mazan, como base para correlacionar con las escalas nuevas y con corto período de registro.

Los resultados de la correlación de la Estación de Mazan (Bella Vista) a la estación de Santa Clotilde y las estaciones nuevas se presenta en la **Tabla 4.3–3**. El nivel leído en cada escala se corresponde con el valor observado el 31/01/2010 en Mazán, y en fechas anteriores según el desfase indicado hacia aguas arriba, para el resto de las escalas, de manera de tener en cuenta el aspecto impermanente del pasaje de las ondas de crecida en el río. El desfase indicado fue estimado analizando el pasaje de sucesivas ondas de crecida registrado en cada una de las escalas durante los meses de Noviembre 2009 a Enero 2010.

Tabla 4.3–3. Correlación de niveles de la Estación hidrométrica Mazan (Bella Vista) a las estaciones nuevas

Estación Hidrométrica	Progresiva (km)	Cota del cero m.s.n.m.)	Desfase respecto de Mazan (días)	Nivel Leído (m)	Cota Correlacionada (m.s.n.m.)
Mazan	80	82,38	0	2,80	85,18
Bellavista	195	98,54	–1,0	1,18	99,72
Santa Clotilde	256	105,82	–1,5	2,24	108,06
Campo Serio	421	136,44	–3,3	–0,33	136,11
Cabo Pantoja	547	163,85	–4,5	0,52	164,37

En el caso de la estación de Campo Serio a fines de enero de 2010 el nivel del río estaba por debajo del cero de la regla, por lo que, se efectuó un análisis de correlación e interpolación entre las estaciones hidrométricas de Santa Clotilde distante a 165 km aguas abajo y Pantoja a 126 km aguas arriba de esta estación. El análisis tomó en cuenta tres hipótesis:

- ❑ Una interpolación lineal ponderada de la cota del pelo de agua, con desfase de 3 días.
- ❑ Sumando a la cota del pelo de agua en Santa Clotilde, el desnivel calculado multiplicando la distancia entre Santa Clotilde y Campo Serio, por la pendiente superficial entre Santa Clotilde y Cabo Pantoja, sin considerar desfase y pesada con un coeficiente de minoración igual a 0,87.
- ❑ El nivel leído en la estación hidrométrica de Pantoja, considerando un desfase de 1 día, menos un valor constante.

La tercera hipótesis, que considera desfase de 1 día y resta un valor constante al nivel leído en la estación Pantoja, considera un valor constante diferente para los periodos de datos analizados, para los niveles de Diciembre considera un valor de 0,40 m, mientras que para el periodo Febrero–Marzo, asume un valor de 0,85 m.

Esta diferencia se atribuye, a la forma de tipo cónico que tiene la sección transversal de la estación Cabo Pantoja (ver **Figura 4.3–2**), que para caudales bajos el nivel de agua no disminuye en la misma proporción que el nivel de agua en la sección de la estación Santa Clotilde, con sección transversal del tipo más ensanchada (ver **Figura 4.3–3**).

Por lo tanto, se concluye que para reproducir niveles medios en la estación hidrométrica Campo Serio, a través de esta metodología, la constante que mejor se ajusta a los niveles leídos es 0,4 m, mientras que para reproducir caudales bajos y niveles mínimos es conveniente usar el valor de constante igual 0,85 m.

Por consiguiente, el análisis de correlación de niveles se realizó en base a dos periodos, el primero con datos en Diciembre de 2009 donde se utilizó un valor constante de 0,85 m y el segundo con datos de niveles de Febrero y Marzo de 2010 con un valor constante de 0,40 m, obteniéndose los resultados que se indican en las **Figuras 4.3–4 y 4.3–5**, donde se además, ilustran los resultados obtenidos en las tres hipótesis estudiadas, pudiéndose apreciar que la aplicación del nivel leído en la estación Cabo Pantoja con un desfase menos un valor constante, es el que mejor se ajusta a los niveles reales.

Figura 4.3–2. Sección transversal de la estación Pantoja

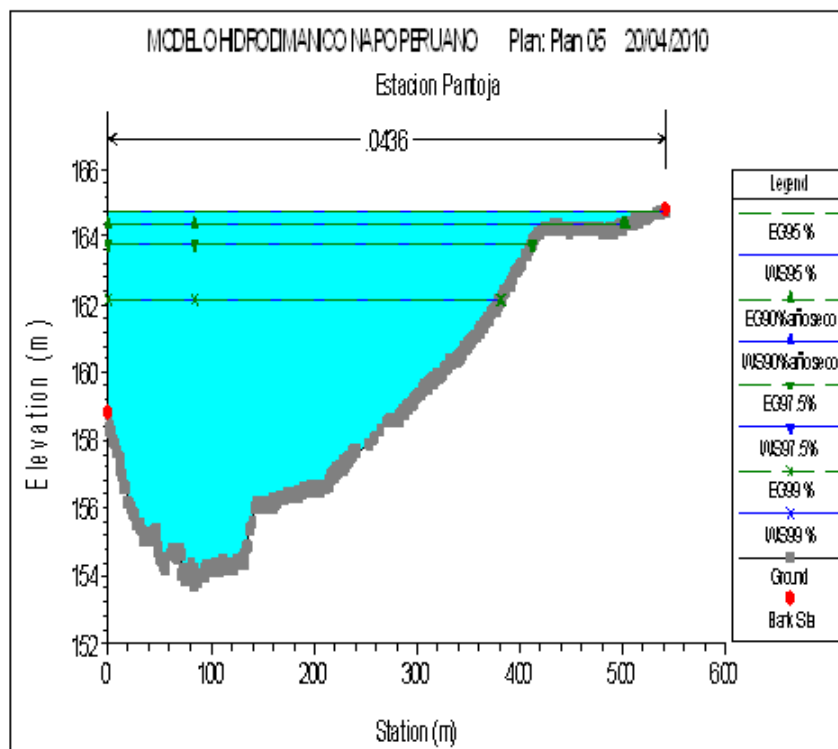


Figura 4.3–3. Sección transversal de la estación Santa Clotilde

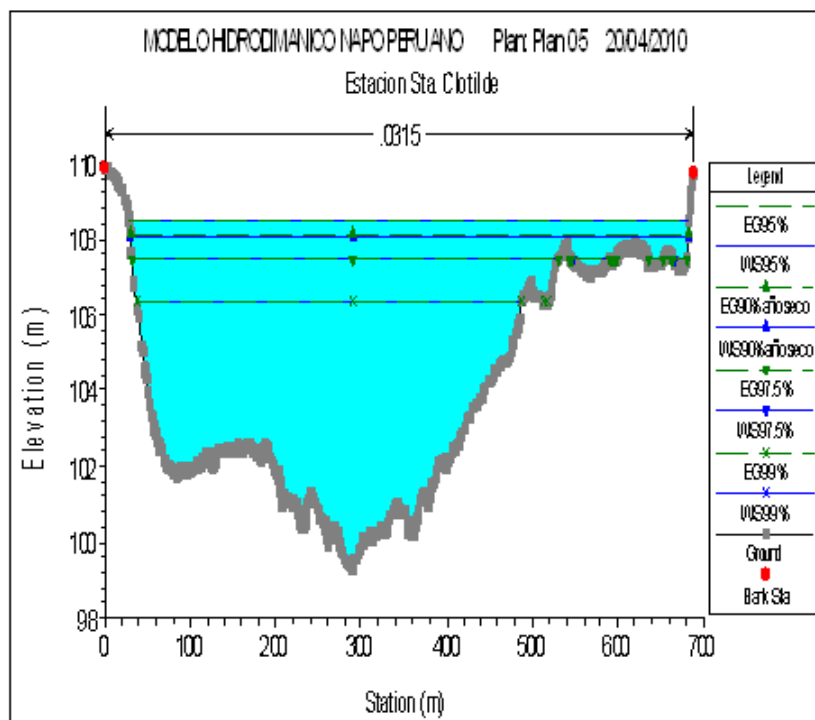


Figura 4.3–4. Comparación de niveles leídos y analizados con desfase e interpolación de lecturashidrométricas para la estación Campo Serio, período Diciembre de 2009

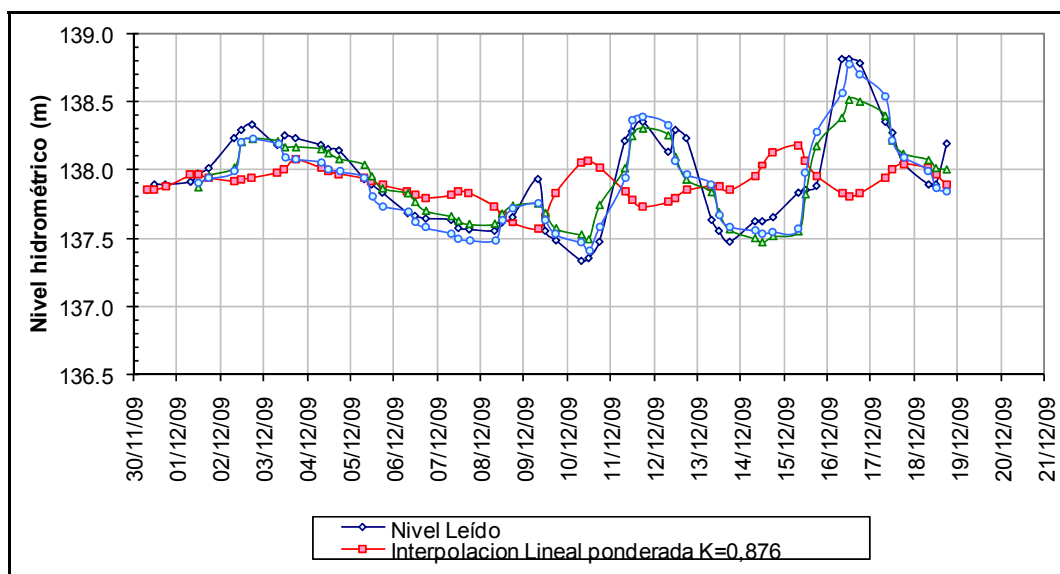
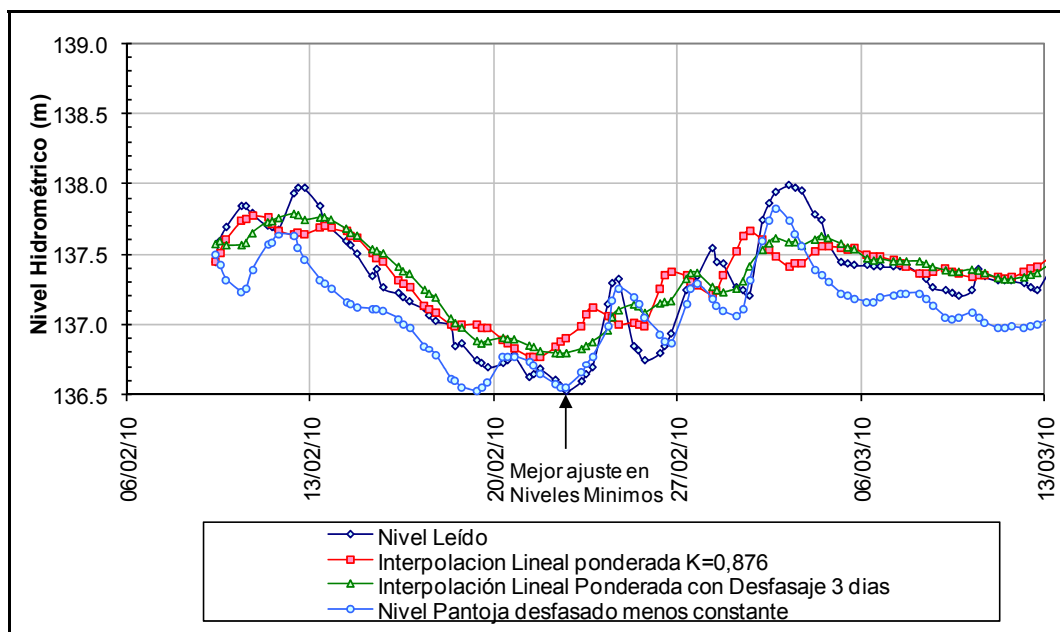


Figura 4.3–5. Comparación de niveles leídos y analizados con desfase e interpolación de lecturashidrométricas para la estación Campo Serio, período Febrero–Marzo de 2010.



En la **Figura 4.3–6**, se muestra la dispersión existente entre los valores leídos y datos interpolados con desfase para la estación hidrométrica de Campo Serio para el mes de diciembre con la metodología adoptada. Mientras que en la **Figura 4.3–7**, se muestra la dispersión existente entre los valores leídos y datos interpolados con desfase para la estación hidrométrica de Campo Serio para los período– Febrero y Marzo de 2010 con la metodología adoptada

Figura 4.3–6. Comparación de datos leídos y datos interpolados con desfase para la estación Campo Serio para el período Diciembre de 2009

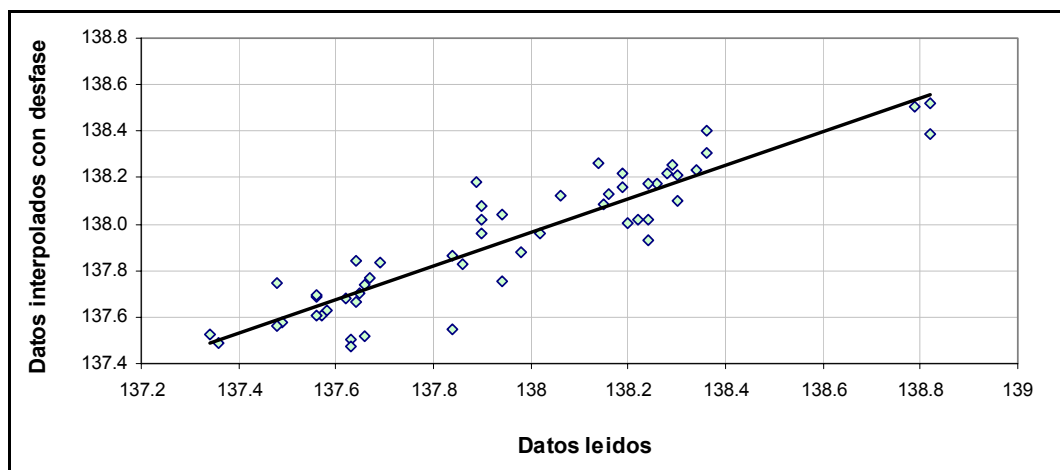
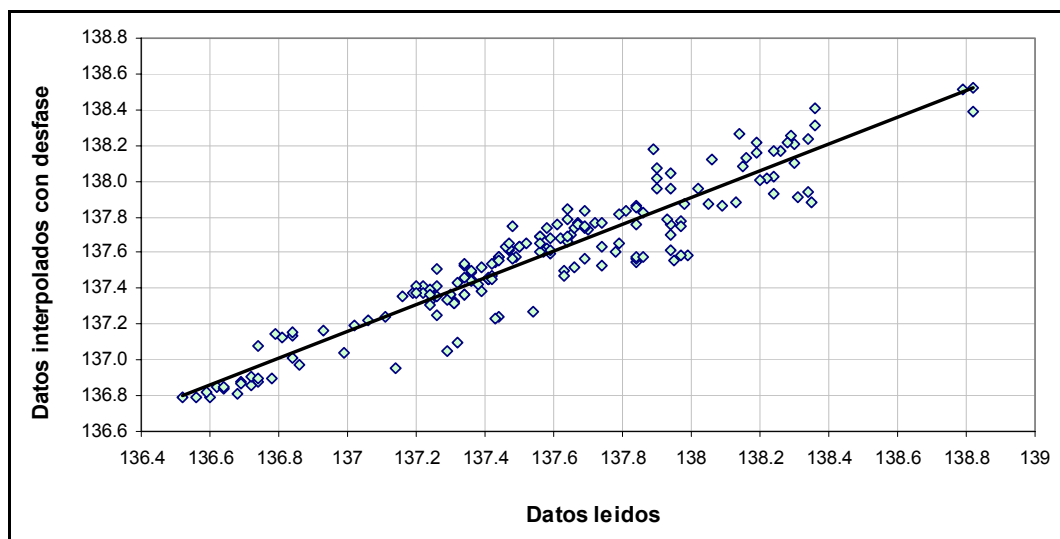


Figura 4.3–7. Comparación de datos leídos y datos interpolados con desfase para la estación Campo Serio para los períodos Diciembre de 2009 – Febrero y Marzo de 2010.

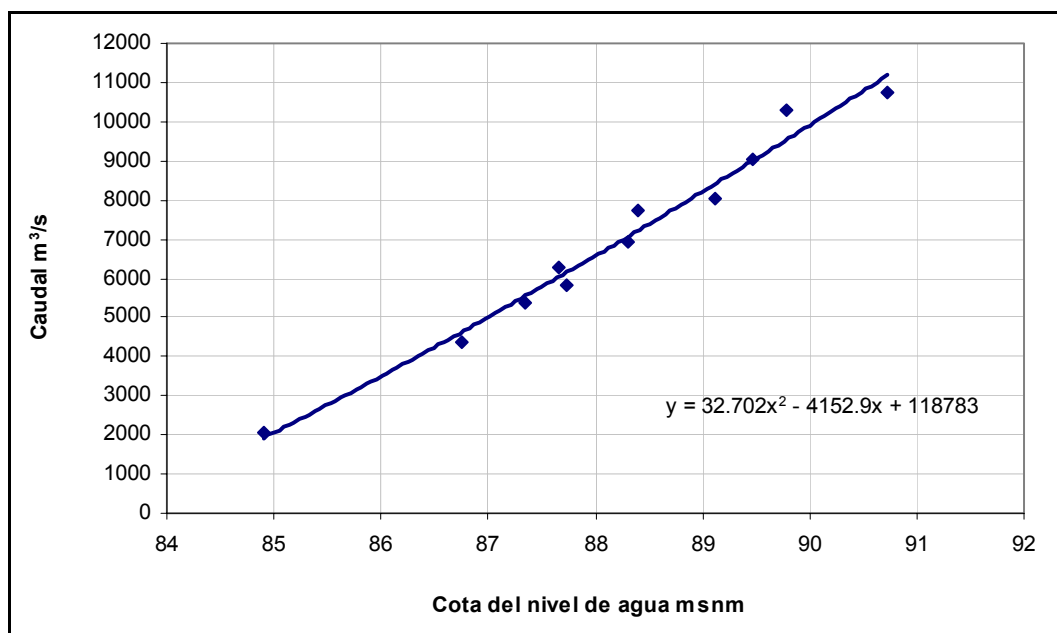


Director de Proyecto:
Julio Cardini

4.3.3. Condiciones de Contorno

Con la información de caudales y niveles en la regla de la estación hidrométrica de Mazan (Bella Vista), se definió una relación altura caudal, con un coeficiente de correlación bueno. En la **Figura 4.3–8**, se muestra la relación Altura–Caudal, para la mencionada estación hidrométrica.

Figura 4.3– 8. Relación h – Q en la estación hidrométrica Mazan (Bella Vista)



A partir de esta relación, se obtiene los caudales correspondientes con los niveles de agua, asociados a las condiciones de permanencia, analizados en la etapa de definición de los niveles de referencia para navegación. En la **Tabla 4.3–4**, se presentan los datos asumidos para la modelación y los niveles de permanencia que le corresponde a cada condición.

**Tabla 4.3–3. Datos asumidos para la modelación
y niveles de permanencia correspondientes a cada condición**

Estación	Nivel (m)	Cota (m.s.n.m.)	Caudal (m³/s)	Caudal asumido (m³/s)	Condición Permanencia
Mazan (Bella Vista, SENAMHI)	1,85	84,23	995	1000	99 %
	2,40	84,78	1751	1750	97,5 %
	2,80	85,18	2313	2300	90 % año seco (Tr = 10)
	3,10	85,48	2741	2700	95,0 %

4.3.4. Definición del Tramo de Modelación

Los niveles del río Napo en la desembocadura del río Amazonas, por el efecto de remanso se encuentran altamente influenciados por el régimen hidráulico del mismo, por lo tanto, se pretende acortar el tramo de modelación hasta una zona en la que la influencia por efecto de los niveles en el río Amazonas no afecte a los del río Napo y de esta forma, la modelación sea independiente de las fluctuaciones de nivel del Amazonas.

Para definir el tramo de estudio, se ha efectuado un primer escenario de modelación, reproduciendo el nivel medido en Mazan de 2,80 m (90% de permanencia en el año seco de TR = 10 años), calibrado con un nivel medido en Francia (nivel correlacionado por fecha), donde se evidenciado que para distintas condiciones de borde en la desembocadura con el Amazonas (cerca de 83 kilómetros aguas abajo), el nivel de afectación en la estación Mazan (Bella Vista) es prácticamente despreciable.

Por otro lado, se limita la modelación matemática en el tramo comprendido entre las estaciones de Mazan (Progr. 82,7 Km) y Pantoja (Progr. 560 Km).

4.3.5. Calibración del Modelo

El escenario de calibración seleccionado, es el que corresponde a los niveles no superados el 10% del tiempo en cada año en Mazán (permanencia 90% en el año seco de TR = 10 años). Las condiciones que corresponden a esta condición son:

- ❑ El caudal de calibración correspondiente al nivel de agua de 2,80 m, es de 2.300 m³/s en la estación de Mazan, para las estaciones ubicadas aguas arriba se estimo en función a las áreas de aporte, la relación de niveles y caudales utilizados se presentan en la **Tabla 4.3–4**.
- ❑ El valor de la cota correlacionado a las escalas nuevas ubicadas aguas arriba, se presentan en la **Tabla 4.3–5**.

Tabla 4.3–5. Caudales y niveles utilizados para la calibración del modelo

Estación Hidrométrica	Progresiva (Km)	Cota Pelo de agua (m.s.n.m.)	Caudal (m ³ /s)
Mazan	80	85,18	2300
Bellavista	195	99,72	2075
Santa Clotilde	256	108,06	1890
Campo Serio	421	136,11	1149
Pantoja	547	164,37	1017

Para la calibración, se alimento al modelo, con los caudales correspondientes a cada cuenca de aporte a lo largo del río, en función del área de aporte y en la progresiva de ingreso de cada afluente, se reprodujo los niveles leídos en cada estación variando el coeficiente de rugosidad de Manning (n) por tramos; el resultado de la calibración, los valores utilizados de coeficiente de Manning y las cotas leídas y de modelación se presentan en la **Tabla 4.3–6**.

Tabla 4.3–6. Resultados de la calibración del modelo y coeficiente de fricción utilizado

Estación Hidrométrica	Caudal (m ³ /s)	Cota Leída (m.s.n.m.)	Coeficiente Utilizado (n)	Cota Calibrada (m.s.n.m.)	Diferencia valor Calib. y Leído
Mazan	2300	85,18	0,036	85,18	Cond, Borde
Bellavista	2075	99,72	0,036	99,72	0,00
Santa Clotilde	1890	108,06	0,032	108,06	0,00
Campo Serio	1149	136,11	0,024	136,11	0,00
Pantoja	1017	164,37	0,044	164,37	0,00

4.3.6. Resultados de la Modelación

Los escenarios de modelación, fueron definidos por las alternativas estudiadas para definir los niveles de referencia para la navegación y que están asociados a un nivel de permanencia, los caudales definidos para este efecto, se presentan en la **Tabla 4.3–7**.

Tabla 4.3–7. Caudales de modelación para las distintas condiciones de permanencia estudiados

Estación Hidrométrica	Progresiva km	Caudales de modelación m ³ /s			
		Perm. 99 %	Perm. 97,5 %	10 % año seco (Tr = 10)	Perm. 95 %
Mazan	80	1000	1750	2300	2700
Bella Vista	195	902	1579	2075	2436
Santa Clotilde	256	822	1438	1890	2218
Campo serio	421	500	875	1149	1349
Pantoja	547	442	773	1017	1193

Como resultado de la modelación, se obtuvieron las distintas cotas y niveles de agua a lo largo del todo el río, un resumen de dichas cotas y niveles en las estaciones se presenta en las **Tablas 4.3–8 y 4.3–9** respectivamente, así mismo, en la **Figuras 4.3–9 y 4.3–10**, se presenta una sección transversal típica del río y el perfil longitudinal de la modelación.

Tabla 4.3–8 Niveles del pelo de agua del río para las distintas condiciones de permanencia estudiados, obtenidos como resultado de la modelación

Estación Hidrométrica	Prog. Km	Nivel del fondo del lecho	Nivel del Pelo de Agua (m.s.n.m.)			
			Perm. 99 %	Perm. 97.5 %	10 % año seco (Tr=10)	Perm. 95 %
Mazan	80	-17,73	1,85	2,40	2,80	3,10
Bella Vista	195	-4,87	-0,60	0,55	1,18	1,60
Santa Clotilde	256	-6,55	0,50	1,64	2,24	2,59
Campo Serio	421	-7,41	-1,75	-0,88	-0,40	0,05
Pantoja	547	-10,15	-1,69	-0,08	0,52	0,93

Tablas 4.3–9. Cotas del pelo de agua del río para las distintas condiciones de permanencia estudiados, obtenidos como resultado de la modelación

Estación Hidrométrica	Progresiva Km	Cota del fondo del Lecho	Cotas del Pelo de Agua (m.s.n.m.)			
			Perm. 99 %	Perm. 97.5 %	10 % año seco (Tr=10)	Perm. 95 %
Mazan	80	64,65	84,23	84,78	85,18	85,48
Bella Vista	195	93,67	97,94	99,09	99,72	100,14
Santa Clotilde	256	99,27	106,32	107,46	108,06	108,41
Campo Serio	421	129,03	134,69	135,56	136,04	136,49
Pantoja	547	153,70	162,16	163,77	164,37	164,78

Figura 4.3–9. Perfil transversal típico del río, utilizado para la modelación matemática unidimensional

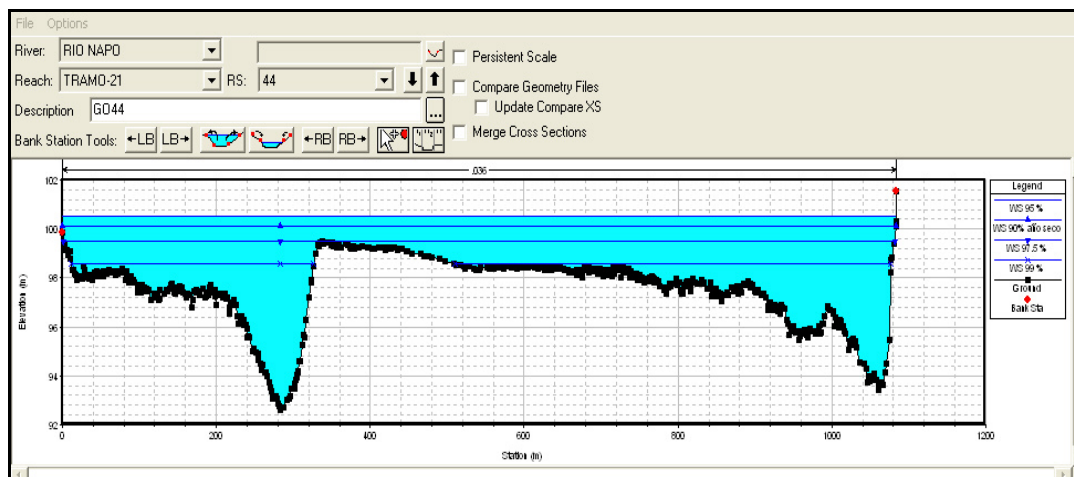
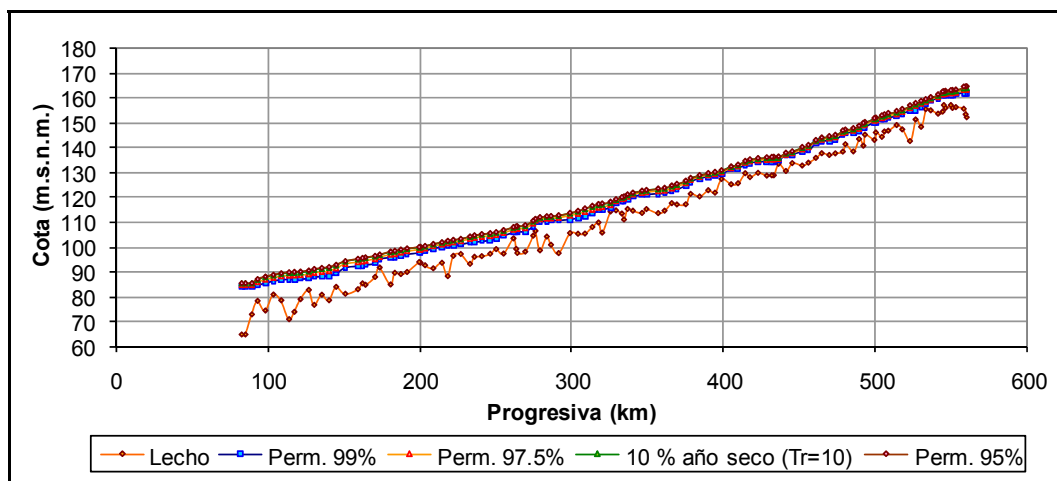


Figura 4.3–10. Perfil longitudinal, resultante de la modelación matemática unidimensional del río Napo



5. DEFINICIÓN DEL NIVEL DE REDUCCIÓN DE SONDAJES Y DEL NIVEL PARA LA NAVEGACIÓN

5.1. Definición de Niveles para el Tramo Peruano

La definición de los niveles de reducción de sondeos y de los niveles hidrométricos considerando diferentes criterios de permanencia se realiza mediante una interpolación lineal entre los niveles definidos en las escalas hidrométricas, que tengan igual probabilidad de superación.

El traslado de la información de la escala de Mazan a las nuevas escalas ubicadas en el tramo peruano, las cuales poseen un corto período de registro, se realizó mediante un modelo matemático unidimensional del río, descrito previamente.

El criterio adoptado para definir el "nivel de referencia de aguas bajas" NRAB o "cero hidrográfico" en cada escala (que no es lo mismo que el "cero hidrométrico" o cero de lecturas de la regla), es similar al empleado en el Río Mississippi¹, que adopta la condición hídrica cuya permanencia es del 97% del tiempo, denominada "Plano de Referencia de Aguas Bajas", tal como se describe en el siguiente párrafo, donde se indica que en el Río Mississippi se utiliza un plano definido en el año 1974 y actualizado en 1993, basado en el análisis de registros de niveles con larga duración: "5–15. *Low Water Reference Planes (LWRP) — Middle and Lower Mississippi River On the Mississippi River, between the mouths of the Missouri and the Ohio Rivers (the Middle Mississippi River), depths and improvements are referenced to a LWRP. No specific LWRP year is used for the Middle Mississippi north of Cairo, IL. Below Cairo, IL, depths and improvements along the Mississippi River are referenced to the 1974 LWRP—see Figure 5–18—and most recently, the 1993 LWRP. These hydraulic-based reference planes were established from long-term observations of the river's stage, discharge rates, and flow duration periods developed about the 97-percent flow duration line.*"

Es decir, se ha definido un plano de reducción de sondeos aplicando un criterio estadístico, y ese plano en general puede ser igual o diferente del plano que corresponda al nivel seleccionado para el cual se debe garantizar la navegación en las condiciones de diseño.

En el caso de las dos estaciones hidrométricas disponibles del SENAMHI, los niveles mínimos registrados y los niveles correspondientes al 97% de superación (criterio del Manual del U.S. Army Corps of Engineers para el plano de reducción), son los siguientes:

- ❑ Santa Clotilde – periodo 2000 – 2009, Mínimo 1,60 m en febrero de 2004, Superado 97 % del tiempo: 3,2 m.
- ❑ Mazan (Bella Vista) – periodo 1985 – 2009, Mínimo 0,16 m en marzo de 1985 (en febrero de 2004 fue de 1,04 m), Superado 97 % del tiempo: 2,6 m.

El nivel cero no se ha registrado nunca en las dos escalas, y se puede estimar por extrapolación que el nivel mínimo de 1985 en Santa Clotilde debe haber sido también superior al cero.

Un Plano de Reducción de sondeos filosóficamente debe ser superior que el determinado por el nivel mínimo del agua registrado, pero suficientemente bajo como para que rara vez las

¹ Manual EM 1110–2–1003 "Engineering and Design – Hydrographic Surveying", pág. 5–18, U.S. Army Corps of Engineers, 1 Jan 02

profundidades de agua al navegar sean inferiores a las que indican los planos. El criterio de definición debe ser más estricto en zonas con fuertes y rápidas fluctuaciones de nivel, como es característico del régimen hidrológico del Río Napo.

Como se indicó previamente, dada la inconsistencia del orden de un metro de nivel observada entre los datos registrados actualmente en Santa Clotilde y Mazan, y la estadística histórica comparada de esta estación con la de Mazan para bajos niveles de agua, se decidió obtener también los niveles para diferentes recurrencias en Santa Clotilde empleando la modelación matemática calibrada.

Para definir el nivel de Reducción de sondajes, se tuvieron en cuenta dos opciones:

- ☐ Opción A: Permanencia igual al 97,5% del tiempo, 2,4 m en Mazan
- ☐ Opción B: Permanencia igual al 97% del tiempo, 2,6 m en Mazan

Dada la escasa diferencia entre el nivel para el 97% y para el 97,5% del tiempo en Mazan, se consideró conveniente definir como plano de referencia de sondaje el 97,5%, ligeramente más bajo que el anterior, por mayor seguridad dada la alta variabilidad de los niveles del río, que en ocasiones pueden bajar medio metro en sólo un día. Este criterio fue compartido por la coordinación del MTC.

Uno de los parámetros de mayor importancia económica para el proyecto de una vía navegable es el calado y, en consecuencia, la profundidad mínima a ser garantizada.

Deben ser considerados para ello: “el nivel de agua de referencia” o “el nivel de agua mínimo de navegación del proyecto”, que no es otra cosa que el nivel de agua definido como el que limita la navegabilidad para la embarcación tipo (límite superior); y el “nivel nominal de fondo del canal” que es el nivel por sobre el cual no debe existir ningún obstáculo a la navegación (límite inferior).

Los niveles de los cursos de agua naturales (en los ríos) varían de manera constante con el tiempo, en una forma “semi-aleatoria”, entendiéndose esa variación “semi-aleatoria” como la imposibilidad de establecer un valor aislado para una serie temporal por proceso determinístico debido al carácter aleatorio de las lluvias, que originan esas variaciones. Existen por lo tanto limitaciones que restringen la variación de un valor aislado a ciertos intervalos con relación a los valores secuenciales de la serie temporal (niveles de agua de los días anteriores) y a las “épocas” de la serie (niveles del agua en los períodos de estiaje/ crecientes).

El carácter aleatorio de los niveles de agua de los ríos obliga a un tratamiento por procesos estadísticos, en lo que se refiere a la definición de los parámetros del proyecto, incluso del “nivel de agua de referencia” o del “nivel de agua mínimo del proyecto”.

La definición estadística del parámetro relativo al nivel de agua de referencia para la navegación debe ser hecha en base económica, ligada al número de días de interrupción probable de la navegación. Dada la característica estacional de las variaciones de los niveles de agua en los grandes ríos, es posible considerar las series anuales de manera independiente con lo que será posible determinar la probabilidad de ocurrencia o el período de retorno de las diversas persistencias (porcentajes anuales de días de cada año) de los niveles de agua medios diarios.

Estas persistencias de niveles corresponden a los porcentajes de los años de la serie en que los niveles de agua correspondientes no son sobrepasados, por lo que pueden ser tratados como las probabilidades respectivas (o períodos de recurrencia). Si las profundidades son referidas a estos

niveles de agua, se tendrá para cada período de recurrencia el porcentaje del año en que las profundidades no estarán restringidas.

Relacionando las profundidades y los calados en términos estadísticos, lo anterior permite determinar el período de recurrencia (número de años) en que la navegación quedaría interrumpida o podría ser realizada con un calado menor que el de proyecto, en un determinado número de días al año.

Esta forma de definir el nivel de referencia viene siendo adoptada en muchos cursos de agua navegables, lo que permite simplificar su relación con los costos de las obras y del transporte, permitiendo homogenizar un criterio para toda la vía navegable (estadísticamente los niveles de referencia deben determinarse simultáneamente en todas las estaciones hidrométricas del río, interrumpiéndose o liberándose la navegación simultáneamente, en principio, en toda la extensión de la Hidrovía).

En cuanto a la permanencia de niveles a adoptar para la navegación, diferentes criterios pueden ser aplicados en función de las condiciones de la vía navegable y de las embarcaciones de diseño. En un extremo, si se plantea la hipótesis de “no realización de obras de dragado”, surge un nivel de permanencia que se corresponde con la condición de navegabilidad natural del río, para una dada embarcación de diseño y una “revancha bajo quilla” (o calado mínimo de seguridad garantizado) seleccionada para brindar seguridad a la navegación.

Luego de ser realizado el relevamiento inicial del perfil longitudinal del río, se definieron los “Malos Pasos” sobre la base de dos posibles alternativas de nivel hidrométrico, una correspondiente al valor superado un 95% del tiempo en cada escala (Alternativa A), y otra correspondiente al Nivel superado un 90% del tiempo en un año seco de recurrencia 10 años (Alternativa B), criterio que es aplicado en las hidrovías brasileñas y en la Hidrovía Paraná–Paraguay².

Las autoridades brasileñas han adoptado para las vías navegables en corriente libre, un nivel de referencia correspondiente al 10% del año seco del período de recurrencia de 10 años. Lo anterior corresponde a admitir que el nivel no sería menor que el nivel de proyecto en un máximo de 36 días (10% del año) cada 10 años.

El número probable de días de interrupción en cada uno de los años secos dependerá de la distribución estadística adoptada para las persistencias anuales (generalmente se adopta una Distribución Normal que haya mostrado una conexión satisfactoria con las persistencias anuales de los niveles de agua diarios). Cabe hacer notar que la distribución temporal entre años secos y húmedos es estadísticamente aleatoria.

En la Hidrovía Paraná – Paraguay, la aplicación de este criterio resultó en la necesidad de estudiar en detalle 22 pasos, 5 en el Río Paraná, 14 en el Río Paraguay y 3 en el Canal Tamengo (Bolivia).

² "Estudio Institucional – Legal, de Ingeniería, Ambiental y Económico Complementario para el Desarrollo de las Obras en la Hidrovía Paraguay–Paraná entre Puerto Quijarro (Canal Tamengo), Corumbá y Santa Fe", Consorcio Integración Hidroviaria (COINHI) Mayo de 2003 – Junio de 2004

El nivel Alternativa B presenta una permanencia del 97,5% del tiempo en la escala Francia ubicada en la desembocadura (extrapolada de la permanencia en Iquitos), y del 96,3% en el resto de las escalas del tramo peruano. En el río Madeira, Brasil, se aplica el mismo criterio de permanencia³.

El Nivel de Referencia para la Navegación con criterio de permanencia 95% del tiempo (Alternativa A) en Francia es 90 cm más alto que el nivel para la Alternativa B, mientras que para el resto de las escalas la diferencia es mucho menor, siendo de sólo 30 cm en Mazan y variando entre 35 y 45 cm en las estaciones ubicadas más aguas arriba en el tramo peruano.

Del análisis realizado y en función de la gran cantidad de Malos Pasos resultantes aplicando el criterio Alternativa B, se acordó con la coordinación del MTC y con el supervisor del BID en una reunión mantenida el 19/02/2010 en Lima, adoptar al efecto de identificar y caracterizar los Malos Pasos, el nivel con 95% de permanencia (Alternativa A).

Las condiciones de nivel en cada escala para realizar la reducción de sondajes y para definir los – malos pasos, se presentan en la **Tabla 5.1–1**.

Tabla 5.1–1. Niveles de reducción de sondajes y de navegación en el Tramo Peruano

Condición de Referencia			Nivel de Reducción (NR)		Nivel Navegación (NN)	
Permanencia Anual en Iquitos			97,50 %		95,00 %	
Permanencia en Año Seco en Iquitos			90% Año seco Tr=10 años		90% Año seco Tr=5 años	
Escala	Progresiva (Km)	Cota del cero (m)	Nivel (m)	Cota (m)	Nivel (m)	Cota (m)
Francia	6,58	75,91	–0,9	75,01	0,0	75,91

Condición de Referencia			Nivel de Reducción (NR)		Nivel Navegación (NN)	
Permanencia Anual en Mazan			97,50 %		95,00 %	
Permanencia en Año Seco en Mazan			90% Año seco Tr=20 años		90% Año seco Tr=6 años	
Escala	Progresiva (Km)	Cota del cero (m)	Nivel (m)	Cota (m)	Nivel (m)	Cota (m)
Mazan (Bella Vista SENAMHI)	79,76	82,38	2,40	84,78	3,10	85,48
Bella Vista	194,51	98,54	0,55	99,09	1,60	100,14
Santa Clotilde	256,24	105,82	1,64	107,46	2,59	108,41
Campo Serio	421,35	136,44	–0,88	135,56	0,05	136,49
Pantoja	546,80	163,85	–0,08	163,77	0,93	164,78

³ Projeto da Nova Sinalização de Margem do Rio Madeira (trecho entre a cidade de Porto Velho e sua foz no Rio Amazonas). <http://www.ahimoc.com.br/interna.php?nomeArquivo=estprojetos>

La diferencia entre las cotas de Reducción y Navegación, y las pendientes de superficie para cada criterio, se presentan en la **Tabla 5.1–2**.

Tabla 5.1–2. Planos de referencia y Pendientes de superficie libre en el tramo peruano

Escala	Progr. (Km)	Cero Escala	Reducción		Navegación		Navegación Reducción	Pendiente Reducción (m/km)	Pendiente Navegación (m/km)
		Cota (m.s.n.m.)	Nivel (m)	Cota (m.s.n.m.)	Nivel (m)	Cota (m.s.n.m.)	Diferencia (m)		
Francia	6,58	75,91	–0,90	75,01	0,00	75,91	0,90	---	---
Mazan	79,76	82,38	2,40	84,78	3,10	85,48	0,70	0,134	0,131
Bella vista	194,51	98,54	0,55	99,09	1,60	100,14	1,05	0,125	0,128
Santa Clotilde	256,24	105,82	1,64	107,46	2,59	108,41	0,95	0,136	0,134
Campo Serio	421,35	136,44	–0,88	135,56	0,05	136,49	0,93	0,170	0,170
Cabo Pantoja	546,80	163,85	–0,08	163,77	0,93	164,78	1,01	0,225	0,226

Las profundidades necesarias para la navegación, que se traducen en cotas del lecho respecto del Plano de Reducción de Sondajes, en los Tramos Críticos donde se busca el mejoramiento de las condiciones de navegación, son obtenidas a partir de los Niveles de Referencia para la Navegación (NR), determinados a lo largo del Río Napo, a partir de los Niveles de Referencia de las escalas hidrométricas localizados en los extremos del tramo fluvial que los incluyen.

Una vez definidos estos los niveles de referencia en las escalas, los niveles de referencia para cualquier sección del río fueron determinados por interpolación lineal, a través de la expresión:

$$\Delta = (NN_2 - NR_2) + \frac{(NN_1 - NR_1) - (NN_2 - NR_2)}{L_1 + L_2} \cdot L_2$$

donde:

Δ : Valores a sumar o restar a las cotas del estiaje convencional adoptado como Nivel de Reducción de sondajes de la sección en el Paso para la determinación de las cotas correspondientes a los niveles de referencia locales para la navegación.

NN_1 y NN_2 : Cotas correspondientes a los niveles de referencia de las estaciones (escalas) de los extremos del tramo.

NR_1 y NR_2 : Cotas correspondientes al estiaje convencional adoptado como Nivel de Reducción de sondajes de las estaciones (escalas) de los extremos del tramo.

L_1 y L_2 : Distancias de la sección hasta las escalas del extremo del tramo.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

5.2. Definición de Niveles para el Tramo Ecuatoriano

En el tramo Ecuatoriano se contó con información histórica para las escalas de Francisco de Orellana (Coca) y Nuevo Rocafuerte de casi 10 años de registro brindada por el INAMHI, a partir de la cual se obtuvieron los niveles estadísticos indicados en la **Tabla 5.2-1**.

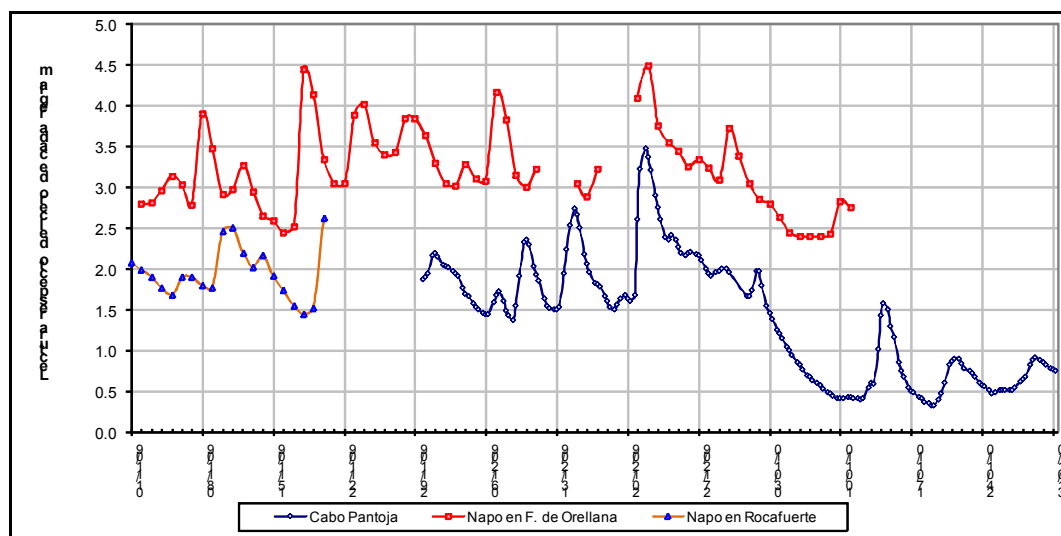
Tabla 5.2-1. Niveles estadísticos de referencia en el Tramo Ecuatoriano

Escala	Progresiva (km) (*)	Permanencia Anual	
		97.5 %	95 %
Nuevo Rocafuerte	574	1,4	1,7
El Coca (Francisco de Orellana)	781	2,6	2,8

(*): Progresivas medidas desde la desembocadura en el Amazonas, a lo largo de la línea media del cauce principal.

De la comparación entre información parcial de datos hidrométricos recopilada en el INAMHI y de datos de Cabo Pantoja leídos, se pudo apreciar que el pasaje de cortas ondas de crecida es permanente en el tramo, con amplitudes que alcanzan los 2 metros de ascenso en un día, y descensos superiores al metro por día en algunos casos. Las ondas se van amortiguando en general a medida que transitan hacia aguas abajo. Teniendo en cuenta el paso de tiempo diario de la información recopilada en Ecuador, se ha estimado que el desfase de las ondas entre Francisco de Orellana y Nuevo Rocafuerte es del orden de 2 días (quizás algo superior), y entre Francisco de Orellana y Cabo Pantoja es igual o menor a 3 días, lo cual se puede apreciar en la **Figura 5.2-1**.

Figura 5.2-1. Cronología de lecturas hidrométricas en el río Napo entre Francisco de Orellana (Coca) y Cabo Pantoja



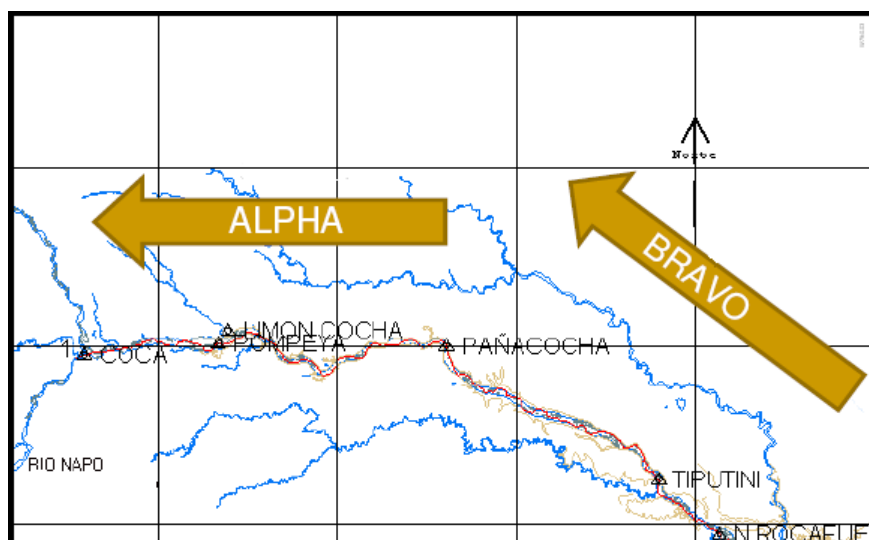
La información de base de pública disponibilidad que ha sido utilizada para el presente estudio, se indica a continuación.

El Instituto Oceanográfico de la Armada en el mes de Mayo de 2009, realizó una densificación de la red geodésica y de puntos de apoyo en la zona del Napo entre el Coca y Nuevo Rocafuerte, dando énfasis al control vertical para vincular a las estaciones limnimétricas a instaladas en Itaya, Pañacocha y Bloque 15, y además se realizó la recuperación de los vértices existentes obtenidos en las campañas efectuadas en los años 2004 y 2007

Si bien el INOCAR con financiamiento de la Secretaría de Ciencia y Tecnología (SENACYT) realizó actividades tendientes a la Caracterización Hidrográfica, Hidrológica y Ambiental del Río Napo, comenzando en el período julio 23 a agosto 14 de 2009 para época húmeda y continuando posteriormente para completar condiciones medias y de estiaje, con el objetivo de realizar 3 campañas anuales, durante 3 años, alegando motivos de “confidencialidad” esta información no fue puesta a disposición en una manera tal que permitiera su efectivo empleo en el desarrollo del presente trabajo, habiéndose recibido la misma a mediados de Junio de 2010, luego de la presentación del Informe Parcial N° 2. Asimismo, durante el período del 21 de octubre al 14 de noviembre del 2009 se realizó una segunda campaña, cuya Memoria Técnica fue recibida recién a mediados de Julio de 2010, tal como se indica en más adelante. Estos datos fueron empleados, no obstante, para verificar la información y análisis realizados en el presente estudio.

Las áreas de trabajo de estos relevamientos se indican en la presentación pública efectuada por el INOCAR al inicio de esta consultoría, de la cual se ha extraído cierta información de interés, volcada en la **Figura 5.2–2**, la cual fue luego verificada en su totalidad empleando las dos Memorias Técnicas recibidas en Junio y Julio de 2010.

Figura 5.2–2. Zonas de levantamiento del INOCAR



ÁREAS DE TRABAJO						
Brigada	Desde	LATITUD	LONGITUD	Hasta	LATITUD	LONGITUD
Alpha	Pañacocha	0°28'48"S	76°59'37"W	Francisco de Orellana	0°27'13"S	76°04'27"W
Bravo	Puerto Cabo Ballesteros	0°27'13"S	76°04'27"W	Pañacocha	0°55'31"S	75°22'58"W

Para la reducción de los datos de las profundidades se utilizaron las observaciones realizadas en las estaciones limnimétricas instaladas en el sector, y que se encuentran referidas al nivel medio del mar.

Para determinar el plano de referencia se realizará un estudio de aproximadamente tres años, en el cual se obtendrá el nivel mínimo del río. Las estaciones limnimétricas que son utilizadas durante la realización de las batimetrías se presentan en la **Tabla 5.2–2**.

Tabla 5.2–2. Datos de georeferenciación de las Estaciones limnimétricas en el tramo ecuatoriano

Estación	Responsable	Coordenada		Tope "A" (m.s.n.m.)	Observación
		Norte (m)	Este (m)		
El Coca	INAMHI	9.947.568	279.833	249,056	Perno borde superior
Itaya	INOCAR	9.952.760	329.046	228,245	Borde Superior regla de 6,00 m
Pañacocha	INOCAR	9.950.228	380.851	207,036	Borde Superior tubo en regla 5,60 m
Nuevo Rocafuerte	INAMHI	9.898.245	455.676	174,209	Borde Superior en regla 5,2 m

Los datos registrados correspondientes a las estaciones del INAMHI fueron gentilmente brindados por dicho organismo a solicitud de la Consultora, tal como sucedió en el tramo peruano con el SENAMHI.

Los datos sobre las escalas informados por el INOCAR en su presentación se presentan en las **Figuras 5.2–3 a 5.2–7**.

Figura 5.2–3. Características de la Estación Limnimétrica El Coca



Figura 5.2–4. Características de la Estación Limnimétrica Itaya

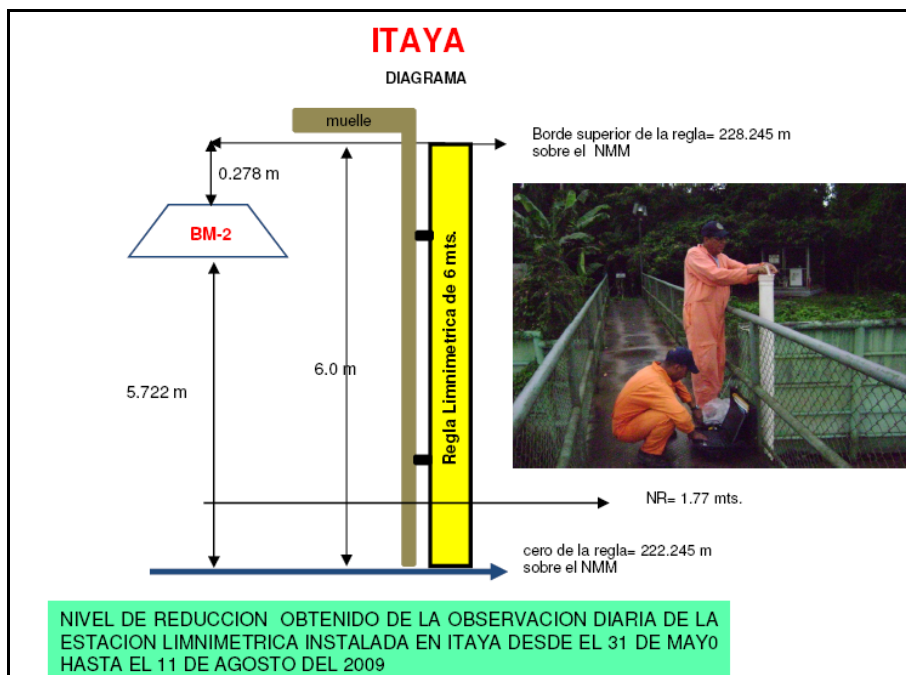


Figura 5.2–5. Características de la Estación Limnimétrica Pañacocha

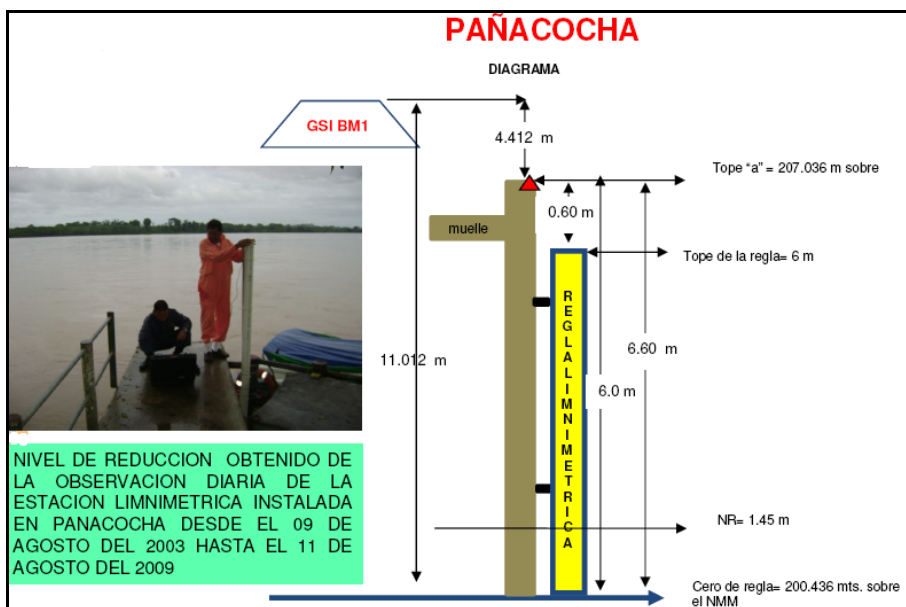


Figura 5.2–6. Características de la Estación Limnimétrica Nuevo Rocafuerte

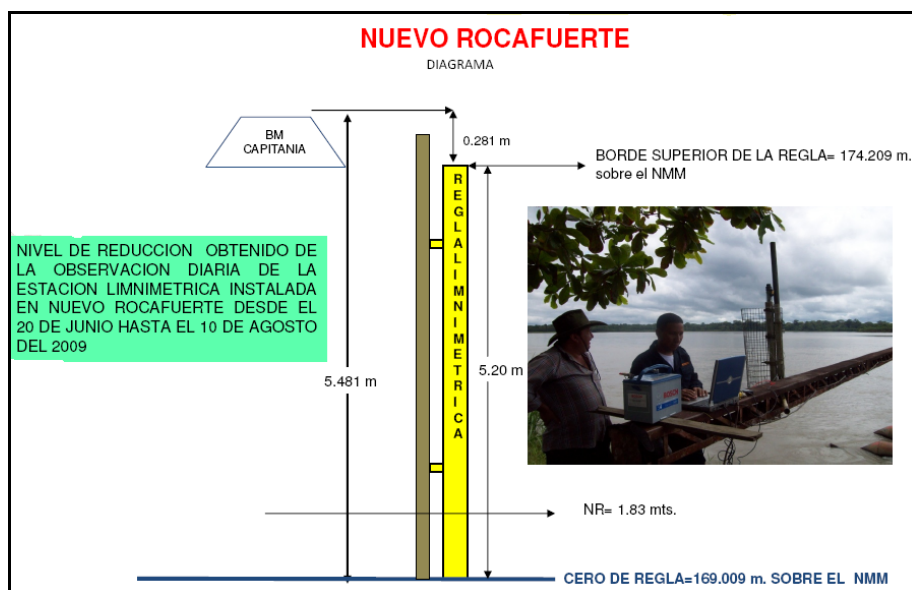
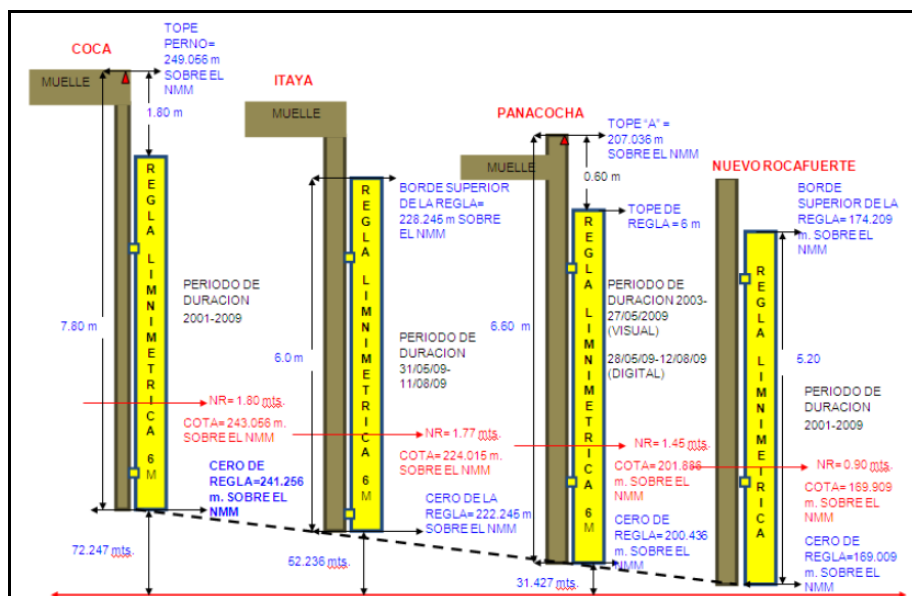


Figura 5.2–7. Plano de referencia de las estaciones Limnimétricas en el Río Napo – Tramo Ecuatoriano



Director de Proyecto:
Julio Cardini

La **Tabla 5.2–3** resume los datos precedentemente presentados, y el cálculo de las pendientes de los ceros y del Nivel de reducción provisionalmente empleado por el INOCAR en su relevamiento. Cabe destacar que las distancias y pendientes en este caso están siendo tomadas sobre una línea media que define el eje del río, y no sobre el tortuoso canal profundo de navegación, por lo que las mismas son inferiores a las consideradas por INOCAR.

Tabla 5.2–3. Datos característicos de las escalas en el tramo ecuatoriano.

Estación	Progresiva (km)	Distancias relativas (km)	Cota del Cero (m.s.n.m.)	Nivel de Reducción Cota NR (m.s.n.m.)	Nivel de Reducción Lectura (m)	Pendiente del Cero en el valle (m/km)	Pendiente del NR en el valle (m/km)
El Coca	780	---	241,256	243,056	1,80	---	---
Itaya	731	49	222,246	224,016	1,77	0,388	0,389
Pañacocha	673	58	200,436	201,886	1,45	0,376	0,382
N. Rocafuerte	574	99	169,009	169,909	0,90	0,317	0,323
	Total=	206				Total=	0,355

Fuente: Elaboración Propia sobre la base de información del INOCAR.

Se puede apreciar que, como es lógico, la pendiente se va reduciendo hacia aguas abajo.

Para poder interpolar los niveles de navegación correspondientes al 95% del tiempo, que están definidos en El Coca y Nuevo Rocafuerte mediante la estadística de los datos provistos por el INAMHI, para las otras dos estaciones del tramo ecuatoriano, se ha utilizado la variación de la pendiente del río que se calcula con los niveles medidos por INOCAR.

En la **Tabla 5.2–4** se presenta la pendiente global del Plano que define el Nivel de Referencia del 95% de permanencia para la navegación, la cual resultó ser prácticamente idéntica a la que surge de los datos medidos por INOCAR (0,356 m/km), lo cual brinda confiabilidad al cálculo.

Se incluyen además los niveles correspondientes al criterio estadístico del 95 % de permanencia, interpolados por pendiente a las otras dos escalas hidrométricas intermedias.

Tabla 5.2–4. Pendiente del plano de referencia para la navegación en el tramo ecuatoriano

Estación	Progresiva (km)	Distancias relativas (km)	Cota del Cero (m.s.n.m.)	Nivel Navegación 95 % del tiempo (m)	Cota Navegación 95 % del tiempo (m)	Pendiente Nivel Navegación (m/km)
El Coca	780	---	241,256	2,80	244,06	---
Itaya	731	49	222,246	2,72	224,96	0,390
Pañacocha	673	58	200,436	2,34	202,77	0,383
N. Rocafuerte	574	99	169,009	1,70	170,71	0,324
	Total=	206			Total=	0,356

De esta manera, quedan definidos los niveles en las escalas para los cuales se debe verificar la profundidad necesaria para la navegación y determinar así los Malos Pasos.

5.3. Análisis Global de Pendientes del Río Napo

En la **Tabla 5.3–1** y la **Figura 5.3–1** se presenta una síntesis de las condiciones de la pendiente fluvial para la totalidad del tramo bajo estudio, considerando la cota seleccionada para la identificación inicial de los Malos Pasos, correspondiente al 95% de permanencia media anual.

Tabla 5.3–1. Pendiente del Plano de referencia para la navegación en el Río Napo

Escala	Progresiva en el Eje (km)	Cota navegación (m.s.n.m.)	Pendiente Nivel Navegación (m/km)	Pendiente Media ^(*) Navegación (m/km)	Tramo
Francia	6,58	75,91	---	---	---
Mazan	79,76	85,48	0,131	0,129	Francia – Bella Vista
Bella vista	194,51	100,14	0,128	0,130	Mazan – Santa Clotilde
Santa Clotilde	256,24	108,41	0,134	0,160	Bella Vista – Campo Serio
Campo Serio	421,35	136,49	0,170	0,194	Santa Clotilde – Cabo Pantoja
Cabo Pantoja	546,80	164,78	0,226	0,224	Campo Serio – N. Rocafuerte
N. Rocafuerte	574,00	170,71	0,218	0,301	Cabo Pantoja – Pañacocha
Pañacocha	673,00	202,77	0,324	0,346	N. Rocafuerte – Itaya
Itaya	731,00	224,96	0,383	0,386	Pañacocha – El Coca
El Coca	780,00	244,06	0,390	---	---

^(*): La pendiente media se calcula entre las escalas adyacentes a aquella en la que está centrado el dato, y permite filtrar leves oscilaciones brindando una visión global más adecuada.

Se recuerda que las progresivas están definidas a lo largo de un eje medio que sigue la sinuosidad de las márgenes del río, no correspondiendo a la línea de máximas profundidades (thalweg), que es mucho más sinuosa y por lo tanto de mayor longitud.

Empleando los resultados del análisis de niveles máximos, se calcularon las pendientes hidráulicas en creciente para los tramos Nuevo Rocafuerte - Mazan y el tramo El Coca (Francisco de Orellana) - Nuevo Rocafuerte, que se presentan en la **Tabla 5.3–2**.

Figura 5.3–1. Niveles de Referencia para Navegación con permanencia del 95% del tiempo

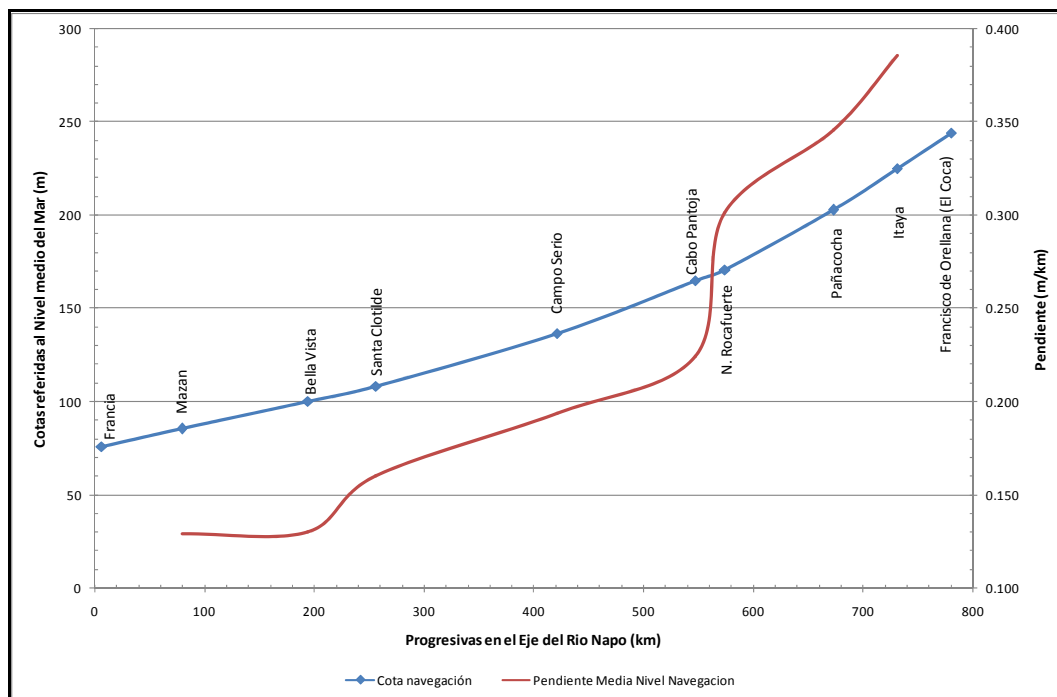


Tabla 5.3–2. Pendientes medias hidráulicas en creciente de los tramos Nuevo Rocafuerte – Mazan y El Coca – Nuevo Rocafuerte

Tr	Pendiente Media - Napo (m/km)	
	N. Rocafuerte – Mazan	El Coca - N. Rocafuerte
	Tramo Inferior	Tramo Superior
2	0,1681	0,359
5	0,1669	0,359
10	0,1662	0,360
20	0,1655	0,360
50	0,1645	0,361

Se puede apreciar que la pendiente media del Río Napo se incrementa como es lógico a medida que se asciende por el río, presentando un salto relativamente importante en el tramo ecuatoriano, especialmente aguas arriba del ingreso del Río Aguarico.

En la zona inferior aguas abajo de Mazán, la pendiente media calculada se estabiliza si bien el valor obtenido no tiene estrictamente un sentido físico, dado que las condiciones de permanencia de nivel en las escalas de Francia (en la desembocadura en el Río Amazonas) y Mazan (Bella Vista del SENAMHI), son independientes entre sí y corresponden a regímenes hidrológicos estacionalmente diferentes (los estiajes de cada río ocurren en épocas distintas del año).

6. IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LOS "MALOS PASOS"

6.1. Criterios Generales de Definición de un "Mal Paso"

La definición corriente de un Mal Paso según el Servicio de Hidrografía y Navegación de la Amazonía, indica que se trata de sectores de un río que se ensanchan perdiendo profundidad, generalmente presentan corrientadas, remolinos, cascadas y bajos, o bien zonas donde se dificulta la navegación.

Las limitaciones a la navegabilidad en el Río Napo se pueden inferir del Boletín de Avisos a los Navegantes Fluviales (Publicación del Servicio de Hidrografía y Navegación de la Amazonía), correspondiente al trimestre Abril – Mayo – Junio de 2009, el cual precisa que *"En abril se encuentra en transición a creciente y en los meses de mayo y junio se encontrará en creciente, en la presente época las condiciones de navegabilidad son propicias para efectuar navegación diurna con embarcaciones de cuatro (4) pies de calado hasta la boca del río Curaray, a partir de este punto hasta la Guarnición Militar Cabo Pantoja con embarcaciones de tres (3) pies de calado, pudiendo llegar hasta el río Coca con embarcaciones de dos (2) pies de calado."*

También ofrece indicaciones similares la Publicación Náutica PERÚ – HIDRONAV Nro.5010 (Derrotero de la Amazonía Vol. I Río Amazonas y Afluentes Edición 1992), la cual indica que: *"En la época de creciente, el río Napo es navegable en territorio peruano, por embarcaciones de hasta 4 pies de calado, pudiendo navegarse de día hasta Pantoja. En época de vaciante, la profundidad en el canal disminuye hasta un metro, debiendo tenerse mayores precauciones y evitar la navegación nocturna entre la desembocadura del río Curaray y Pantoja."*

En el Río Napo, las dificultades para la navegación se originan principalmente por cambios de posición del Thalweg (canal o zona más profunda del río), entre una y otra margen, con lo cual la embarcación prácticamente debe realizar una trayectoria casi perpendicular al flujo principal para poder pasar por sobre el banco sumergido que separa ambas zonas. También en ocasiones, existen dificultades para la navegación debido a la presencia de palizadas (acumulaciones de árboles, troncos y ramas) que en el caso de encontrarse incrustados en el fondo del lecho del río, se denominan Quirumas. El citado Boletín de Avisos a los Navegantes Fluviales, indica que los Malos Pasos del Río Napo son 20: Sucusari, Yurac Yacu, Sara Isla, Negro Urco, Cruz de Plata, Llanchama, Jerusalén, Boca río Curara, Tarapoto, Aurora, Tigre Cantana, Elvira, Campo Serio, Aushiri, Monterrico, Chingana, Tempestad, Torres Causano, Miraflores y Pantoja.

Comparando los Malos Pasos según el Derrotero del Río Napo del año 1992, con los Malos Pasos según las láminas publicadas correspondientes al Año 2008, se advierte que las ubicaciones de estos sectores han variado sustancialmente, lo cual es lógico debido a la alta dinámica fluvial.

Los Términos de Referencia del presente estudio definen el criterio para identificar los Malos Pasos para la navegación, en los siguientes términos: *"El Consultor deberá identificar los malos pasos en función de la profundidad mínima requerida para la navegación de embarcaciones de 4 pies de calado. Tal profundidad estará referida a un nivel de agua que presente una permanencia conveniente, tal como se realiza en otras hidrovías, a efectos de lograr un uso racional de la vía navegable, preservando el medio ambiente y limitando los costos de las intervenciones necesarias; dicha profundidad deberá ser propuesta por el Consultor con base en antecedentes y análisis estadísticos. Las zonas donde se encuentren profundidades menores a la profundidad así seleccionada se considerarán malos pasos. El Consultor determinará el área mínima a levantar*

tomando en consideración las márgenes del cauce fluvial y la profundidad referida al nivel del río con la permanencia seleccionada que permita la libre navegación de las embarcaciones teniendo en cuenta su calado característico y la revancha bajo quilla mínima necesaria.”

Atendiendo a dicha especificación, la definición de un “Mal Paso” no surge directamente de la existencia de una morfología complicada de ensanche y dificultad para la navegación, sino de un criterio de profundidad mínima disponible para la navegación con una determinada permanencia, sobre una traza razonablemente navegable para una embarcación “de diseño” a definir, y con una “revancha bajo quilla” (también denominada “calado mínimo de seguridad”) adecuado para las condiciones del curso de agua estudiado.

6.2. Criterios de Definición de las Profundidades Náuticas Necesarias

6.2.1. Consideraciones Generales

El calado máximo con el cual puede navegar una embarcación, depende de la profundidad de agua disponible para una dada condición de nivel hidrométrico, menos el asentamiento o inmersión (squat) que es el descenso de la embarcación se produce por motivos hidrodinámicos mientras navega, menos los efectos de asiento diferencial por inclinaciones de la embarcación.

Las fuerzas hidrostáticas y los momentos que actúan sobre los convoyes son responsables por el calado, inmersión (squat) y los demás movimientos de las embarcaciones que navegan. También son responsables por los esfuerzos estructurales a que están sujetas las "obras vivas" del convoy.

La interacción entre el canal y el remolcador con sus barcazas, está gobernada por estos esfuerzos. Las fuerzas que actúan en la dirección longitudinal del movimiento son la fuerza de impulsión y las debidas a la acción de los propulsores en el agua. Estas fuerzas dependen de la potencia de los motores, del tipo de sistema de propulsión, de la forma del casco y de las dimensiones del canal.

El arrastre hidrodinámico correspondiente a la energía potencial gasta o gana en el desnivel (según sea a favor o en contra de la corriente), en la fricción del agua con la superficie del casco, la energía necesaria para mantener el sistema de olas generadas por el traslado de la embarcación y el arrastre generado por ella, incluyendo la rebaja o el cambio de la superficie líquida debido al pasaje por los canales de agua restringida, así como las turbulencias generadas por el efecto del agua sobre las partes del casco que presentan irregularidades abruptas (conexiones de las barcazas entre sí y con el remolcador de empuje, timones, túneles, etc.).

Una pequeña porción de la fuerza de arrastre se debe también a la fricción del aire y a las turbulencias causadas por el pasaje del aire sobre la superficie estructural del convoy. La fuerza de arrastre depende de las dimensiones y forma de la embarcación, de las dimensiones del canal y de la velocidad del remolcador de empuje.

Los momentos hidrodinámicos, responsables del desvío del rumbo, son originados por la asimetría de las presiones a lo largo del convoy causadas por la velocidad de deslizamiento del agua y del aire. La resultante y el centro de los momentos dependen del número y del tipo de los timones y del ángulo de los mismos, de la velocidad y de la dirección del viento, de las corrientes y de las eventuales olas que agitan la superficie líquida, así como también de la velocidad del convoy y las dimensiones y la geometría del canal.

Debido a lo complejo de estas interacciones hidrodinámicas, buena parte del conocimiento existente sobre el asunto resulta de la experiencia de las observaciones “in-situ” y de los análisis teóricos simplificados. Sólo es posible determinar soluciones completas para las ecuaciones hidrodinámicas cuando se consideran geometrías simples y condiciones dentro de los límites esquematizados.

Es por esta razón que el presente análisis se apoya en criterios que funcionan adecuadamente en otras vías navegables.

El calado estático es definido, para los trenes o convoys de empuje, como el mayor calado del conjunto formado por el remolcador de empuje y las barcazas. Para el dimensionamiento de las obras se debe definir el calado estático tipo (embarcaciones inmóviles). En el presente estudio, el valor objetivo deseado de este parámetro es de 4 pies.

En zonas marítimas, los cambios del nivel de agua se tienen en cuenta considerando la marea astronómica más la marea residual por vientos, y las fluctuaciones del fondo o quilla de la embarcación deben ser estimadas teniendo en cuenta el efecto de las olas, que en zonas fluviales relativamente angostas como es el río Napo, no tienen influencia.

Los conceptos aplicables para la navegación de barcazas empujadas en ríos interiores son diferentes a los que se utilizan en zonas marítimas. En consecuencia, en zonas fluviales el calado máximo estático con el que una embarcación puede navegar está definido por:

Calado máximo estático de navegación= Profundidad mínima relevada relativa al Plano de Reducción de Sondajes (incluyendo la tolerancia del levantamiento)

- + Nivel de agua previsto por encima del Plano de Reducción (para una dada permanencia anual)
- + Auto dragado en época de estiaje
- Asentamiento o inmersión (“squat”)
- Asiento diferencial
- Margen de seguridad
- Margen por incertidumbre en la fluctuación del nivel de agua
- Sedimentación entre dragados⁴.

La revancha bajo quilla o calado mínimo de seguridad es el margen de revancha mínimo que debe quedar entre el nivel mínimo del fondo del canal de navegación y el fondo de la embarcación en la situación más desfavorable resultante de las condiciones previstas en el proyecto, para que no haya choque del fondo del casco con el lecho del río.

La revancha bajo quilla o calado mínimo de seguridad, por ser justamente un margen de seguridad, debe ser establecida considerándose los riesgos comprendidos y por este motivo debe ser mayor en el caso de fondos resistentes o rocosos, cuando un choque con el fondo puede llevar al

⁴ La sedimentación entre dragados se considera únicamente en la definición de la cota del lecho en canales dragados, no se incluye en tramos naturales de canal no dragados.

rompimiento del casco, rumbo de agua y hundimiento, del que en el caso de fondos flexibles (fondos de grava o pedregullo suelto, arena, arcilla o lodo) cuando el choque con el fondo puede llevar, normalmente, apenas al encalle o varadura, o sea, la retención de la embarcación por apoyo o por penetración en los sedimentos del fondo, lo cual, como se ha verificado en los frecuentes eventos de este tipo que ocurren en el tramo ecuatoriano del río, no genera mayores daños al casco.

Normalmente se considera que el calado mínimo de seguridad para fondos duros sea el doble que para fondos arenosos o de lodo.

Los factores relativos al fondo son de interés para la fijación de las cotas de dragado para garantizar el calado de navegación, en el caso de obras de excavación.

Un aspecto a ser considerado, en la incertidumbre de la cota del fondo, es el del auto dragado, que en ríos de lecho móvil, profundiza el fondo con el descenso del nivel de agua.

Se admite que el auto dragado tiene inicio cuando los bancos de arena afloran y la profundización continua se prolonga hasta que se alcanza el nivel de agua mínimo. En la subida del nivel de agua el fondo vuelve a elevarse, sin embargo, según una evolución diferente, notándose siempre un fenómeno de histéresis (el fondo sube más lentamente que cuando desciende, con relación a la subida y descenso del nivel de agua). En estos tramos de río, que presentan auto dragado, el nivel del fondo depende de la época de la creciente (y hasta cierto punto también de los niveles de agua ocurridos en los ciclos hidrológicos anteriores) y el nivel mínimo (de interés para el dragado) depende del nivel de agua mínimo que será alcanzado y que es aleatorio.

Entonces, el margen de revancha a ser admitido debe ser considerado en cada caso en particular (tramo del río, régimen hidrológico, época de creciente, etc.). Por falta de datos, en general no se considera este factor, despreciándose los autdragados aún cuando los relevamientos son realizados con niveles de agua más elevados que el mínimo definido para navegar. Este criterio se aplicará en el presente estudio.

La sedimentación entre los dragados, que no debe ser confundida con el auto dragado, es también muy compleja, dependiendo sobre todo del tipo de material de fondo, del transporte de sedimento por el río y del régimen hidrológico, variable aleatoria de año en año.

En principio es asociada a la tendencia natural del río de reponer las condiciones naturales del lecho, tendiendo a compensar cualquier retiro artificial de material del lecho por un proceso de formación de bancos de arena. La cuestión que se plantea es: en cuánto tiempo (o en cuántos ciclos hidrológicos) se dará esta recomposición del lecho. Esto depende de muchos factores, especialmente de las variaciones hidrológicas aleatorias (de las cuales depende el caudal sólido, responsable por la formación de bancos de arena), de la posición del tramo dragado en el lecho del río y de la orientación del canal (en canales oblicuos la corriente genera más bancos).

Este factor, como el auto dragado, depende de las condiciones de cada tramo del río y por lo tanto no puede ser generalizada la adopción de un “sobre dragado” fijo para compensar la sedimentación entre los dragados. Se retomará este tema más adelante cuando se evalúe la posibilidad de dragar los Malos Pasos, mientras que para el presente análisis, se consideran las condiciones naturales del lecho del río relevadas, sin contemplar sedimentación (por no considerarse la excavación del lecho) ni autdragados en estiaje (lo cual es una medida conservativa). Cabe destacar que existen evidencias indirectas de que en el río Napo el fenómeno de autdragado se produce, dado que la embarcación “Cabo Pantoja”, navega prácticamente todo el año con 4 o más pies de calado,

encontrando dificultades, según su capitán, únicamente en los días más críticos de la época de estiaje, en los cuales debe navegar despacio para encontrar el canal profundo en los Malos Pasos y cruzarlo a baja velocidad para reducir el asentamiento (squat).

Para las vías fluviales el calado mínimo de seguridad normal es en general de 0,30 m (un pie) para los tramos con fondos arenosos, en ríos de fondo móvil (0,20 m en Alemania, 0,30 m en Francia y en parte de los Estados Unidos), y de 0,60 m para los tramos de fondos rocosos. En la Hidrovía Paraná - Paraguay que es una vía navegable no regulada por obras de control -similarmente al río Napo-, se ha adoptado un margen de 30 cm para lechos arenosos como los que existen en la mayor parte del Río Napo, y de 60 cm para fondos duros.⁵

Estos valores incluyen el efecto de asentamiento (squat) estimado en 0,15 m con la barcaza navegando a baja velocidad en el Mal Paso.

Las recomendaciones mínimas para la revancha bajo quilla de las embarcaciones que navegan el Danubio (naves autopropulsadas o convoyes) con 2,5 m de calado, son de 0,2 m para suelo blando arenoso, por debajo del nivel dinámico (con el buque en movimiento).

En el río Tennessee entre Knoxville y Paducah y sus tributarios (USA), se ha adoptado un margen de seguridad total de aproximadamente 2 pies, por lo que un canal de 11 pies permite la navegación de embarcaciones de 9 pies de calado (Tennessee Valley Authority - TVA)⁶

Para el presente estudio, se adopta la revancha mínima o calado mínimo de seguridad de 0.30 m en tramos de fondo arenoso, y duplicada (0.60m), por motivos de seguridad, cuando el fondo es de materiales resistentes (roca o sedimentos compactos), margen que tiene en cuenta el leve descenso de la embarcación que se produce al navegar por efecto del "Squat".

El efecto de incertidumbre en los niveles de agua, se analiza a continuación en forma separada para los tramos superior e inferior del río, dadas las diferentes características que presentan.

Para cuantificar los volúmenes a remover en cada Mal Paso para evaluar la hipótesis con dragado, deberá adicionarse en los sectores con profundidad insuficiente, la revancha o "sobredragado técnico" que surge de la imprecisión del dragado (normalmente se considera del orden de 10 a 30 cm según el equipo empleado), y una revancha por sedimentación entre dragados sucesivos. Esta última surge de los estudios sedimentológicos, y será en definitiva la que condicione la real factibilidad de efectuar dragados en el Río Napo, dado que cuanto mayor sea la misma, más frecuente y más importante será la necesidad de realizar dragados de mantenimiento, lo cual impacta directamente en el costo operativo de la vía fluvial.

6.2.2. Tramo Peruano

Para definir los sectores críticos para la navegación que eventualmente podrían llegar a ser Malos Pasos en caso de cumplirse las restricciones de profundidad correspondientes, en el tramo peruano se ha realizado en Noviembre de 2009 un primer relevamiento de un perfil longitudinal del río, desde la desembocadura hasta Cabo Pantoja, contando con la asistencia de un piloto experimentado y práctico en el río.

⁵ Proyecto Hidrovía Paraná – Paraguay. Consorcio Integración Hidroviaria (CSI-GRIMAU-INTERNAVE-JRM-VIA DONAU)

⁶ Ver: www.tva.gov/environment/reports/ros_eis/4-21_navigation.pdf

Tal como se describe en el **ANEXO II-08** Tramo Peruano del río Napo: Primera Campaña de Relevamientos Hidrográficos”, y en el Volumen I – Capítulo 2, aún contando con un piloto experto y con la traza del Derrotero del año 2008, en ciertos lugares la embarcación no pudo pasar por la traza indicada en el Derrotero, y se debió retroceder para cruzar el cauce y cambiar de margen.

En base al perfil longitudinal relevado en Noviembre de 2009, se determinaron las Zonas Críticas que eventualmente podrían ser Malos Pasos, considerando el Plano de Referencia para la Navegación con permanencia del 95% del tiempo previamente definido, el cual fue acordado con la Dirección General de Transporte Acuático (DGTA) del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) y el Banco Interamericano de Desarrollo (BID).

Para visualizar las condiciones del lecho y detectar las zonas críticas en forma sencilla, se efectuó la reducción de sondeos refiriendo las cotas del lecho a los planos definidos por las cotas en cada hidrómetro correspondientes al nivel de referencia.

Cabe destacar que existe un factor de incertidumbre que incide en la estimación de la “revancha bajo quilla o calado de seguridad”, es la oscilación del nivel del río causada por el pasaje de ondas de crecida de corto período, las cuales típicamente tienen en el tramo peruano un período de ascenso de uno o dos días, y un período de descenso algo mayor, con amplitudes del orden del metro de variación de nivel.

El riesgo asociado a estas fluctuaciones es que el piloto se confíe en tener profundidad suficiente basado en el dato puntual del nivel instantáneo en las escalas cercanas, y luego no la tenga debido a que ese nivel instantáneo se hallaba cerca del pico de una onda de crecida y por lo tanto el nivel del río desciende luego rápidamente durante la navegación.

Para poder manejar este riesgo adecuadamente, sin tener que sobredragar en exceso agregando márgenes de seguridad adicionales, lo que se debe hacer es implementar un sistema de información de niveles con pronóstico a corto plazo, basado en una red hidrométrica de densidad adecuada (mayor que la instalada por esta Consultoría), y enlazado con un sistema que permita estimar los niveles mínimos a lo largo del río en un plazo de uno a tres días, sea a través de reglas empíricas surgidas del análisis sistemático de los registros, o a través de una modelación matemática unidimensional del Río Napo.

Cabe mencionar al respecto los notables avances del proyecto HyBam (Observatoire de Recherche en Environnement HYBAM – Hidrogeodinámica de la Cuenca Amazónica – Hydrogéodynamique du Bassin Amazonien), también citado como el “Environmental Research Observatory (ORE) HYBAM (Geodynamical, hydrological and biogeochemical control of erosion/alteration and material transport in the Amazon basin)”, con apoyo del IRD (Institut de recherche pour le développement), y convenios en Perú con el SENAMHI y la Universidad de la Molina, y en Ecuador con el INAMHI y el INOCAR. Las actividades de este proyecto se están orientando a establecer una modelación hidrodinámica del Río Napo, para cuyo desarrollo además de las estaciones propias del SENAMHI en Perú y del INAMHI en Ecuador, se suman las establecidas por esta Consultoría en Perú (que serán integradas a la red del SENAMHI), y por las establecidas por el INOCAR en Ecuador, que se espera que también sean puestas a disposición, todo lo cual conforma condiciones técnicas adecuadas para implementar un sistema binacional conjunto de información y pronóstico de niveles, con acceso libre de la población vía Web como ocurre en otras hidrovías, el cual podría implementarse sin grandes dificultades si existiera voluntad política de realizarlo.

En el caso del tramo peruano del Río Napo, a pesar de que existen fluctuaciones rápidas de nivel provocadas por las pequeñas ondas de crecida que lo atraviesan, existen factores de estabilización

y moderación de las oscilaciones de los niveles, que son los caudales aportados por los Ríos Aguarico y Curaray, los cuales al no generar normalmente oscilaciones en fase con las provenientes del tramo ecuatoriano del Río Napo y del Río Coca, contribuyen a atenuarlas.

Asimismo, contando en tiempo real con información de la red hidrométrica del tramo ecuatoriano del Río Napo, más una escala en el Aguarico (por ejemplo en Tierras Orientales) y otra en el Curaray suficientemente alejada de su desembocadura, se podrían prever los posibles descensos bruscos de nivel y predecir adecuadamente los niveles mínimos en el tramo peruano con dos a cuatro días de anticipación, según el sector.

En tal sentido, en el tramo peruano se ha considerado conveniente para la identificación de las zonas críticas no adicionar una revancha adicional por fluctuación rápida de los niveles, lo cual encarecería mucho las eventuales acciones de limpieza/dragado necesarias. En el caso de no existir un sistema de pronóstico e información como el descrito, se requeriría disponer de unos 60 cm más de revancha o calado mínimo de seguridad. A los efectos ilustrativos y para contribuir a la evaluación de la incidencia de este factor, se realizó un análisis comparativo de las profundidades inferiores a 1,5 m (aproximadamente 4 pies de calado más 1 pie de revancha), y a 2,1 m (sumando los 60 cm adicionales).

En los planos de las Zonas Críticas (**Láminas BCZ-01 a BCZ-18**), teniendo en cuenta que las profundidades están referidas al Plano de Reducción y no al Plano de Navegación, y que la diferencia entre ambos planos en la mayor parte de las Zonas es de unos 0,95 m aproximadamente (más bajo el Plano de Reducción), y que estrictamente 5 pies son 1,53 m, los rangos se desplazaron 90 cm hacia abajo para considerar el cambio de plano de referencia.

En consecuencia, en dichas Láminas se resaltaron con diferentes colores los valores que se encuentran comprendidos en los rangos inferiores a 0,6 m (en rojo) y entre 0,6 y 1,2 m (en naranja).

6.2.3. Tramo Ecuatoriano

En el tramo ecuatoriano del río Napo la evaluación de los Malos Pasos se realizó empleando información batimétrica antecedente, tal como se describe más adelante.

En este tramo, las fluctuaciones rápidas de nivel provocadas por las pequeñas ondas de crecida que lo atraviesan, no son moderadas por otros aportes como ocurre en el tramo peruano, por lo cual se manifiestan como factores imprevisibles muy perturbadores de la navegación.

Durante la recorrida de campo se pudo apreciar barcazas varadas en bancos arenosos (**Figuras 6.2-1 y 6.2-2**), y recopilar información sobre varaduras antecedentes (**Figuras 6.2-3 y 6.2-4**), las cuales son relativamente frecuentes según las fuentes consultadas, a pesar del escaso calado de la mayoría de las embarcaciones. Las barcazas más afectadas suelen ser las brasileñas, que presentan mayor calado que las locales, construidas en su mayor parte por SEPEGA (Servicios Petroleros Galeth).

Figura 6.2–1. Barcaza de bajo calado de SEPEGA varada (Marzo, 2010)



Figura 6.2–2. Barcaza brasileña de mayor calado que las locales (Marzo, 2010)



Figura 6.2–3. Barcaza varada sobre un banco de arena

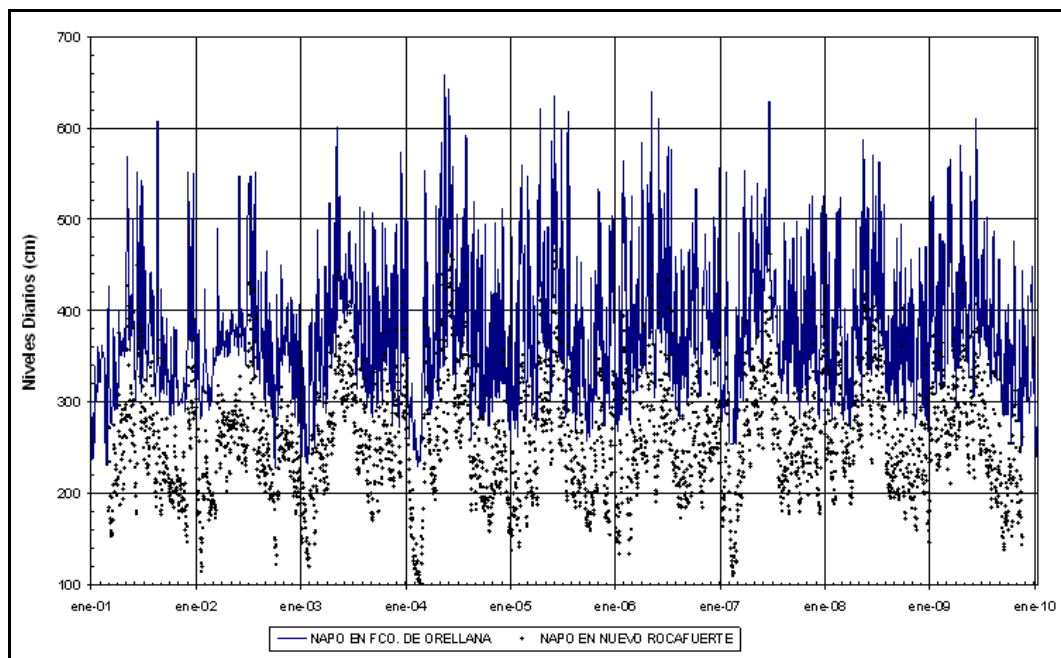


Figura 6.2–4 Barcaza con grúa varada sobre un banco de arena



La razón de estas varaduras se halla en la rápida e imprevisible fluctuación de niveles del río, que son mayores incluso en El Coca (Francisco de Orellana) que en Nuevo Rocafuerte, según se ilustra en la **Figura 6.2–5**.

Figura 6.2–5. Fluctuación de niveles históricos en el Napo ecuatoriano



Las **Figuras 6.2–6 y 6.2–7** ilustran la probabilidad de variación de nivel hidrométrico en las dos escalas mencionadas.

Se puede apreciar que en Francisco de Orellana el nivel puede descender hasta 1,6 m y subir hasta 2,1 m en un solo día. Los descensos de nivel (que son los eventos riesgosos para la navegación en caso de ser imprevistos), se producen más del 50% de los días, pero con mayor probabilidad son inferiores a 20 cm (24 %) siguiéndole el rango entre 20 y 40 cm con el 13 %. Descensos superiores a 60 cm ocurren durante un 7,5 % de los días. En el caso de Nuevo Rocafuerte, si bien se han registrado descensos extremos superiores a 1,0 m y a 1,2 m en sólo dos oportunidades, se puede apreciar que la curva de variación se concentra en variaciones más reducidas que en Francisco de Orellana, con descensos de nivel inferiores a 20 cm en un 34 % del tiempo, y entre 20 y 40 cm en un 18 % del tiempo. Solo en un 0,7 % de los casos los descensos son inferiores a 60 cm. Ello ilustra cómo, aún en el tramo ecuatoriano, las fluctuaciones descendentes de nivel se van atenuando hacia aguas abajo.

Lamentablemente no se dispone de un registro estadístico para realizar un análisis similar en Cabo Pantoja, el cual se podrá realizar una vez que el SENAMHI tome a su cargo la lectura de la regla y mantenga la misma durante un período de tiempo de algunos años.

Figura 6.2–6. Frecuencias de ocurrencia de variaciones de niveles diarios en Francisco de Orellana

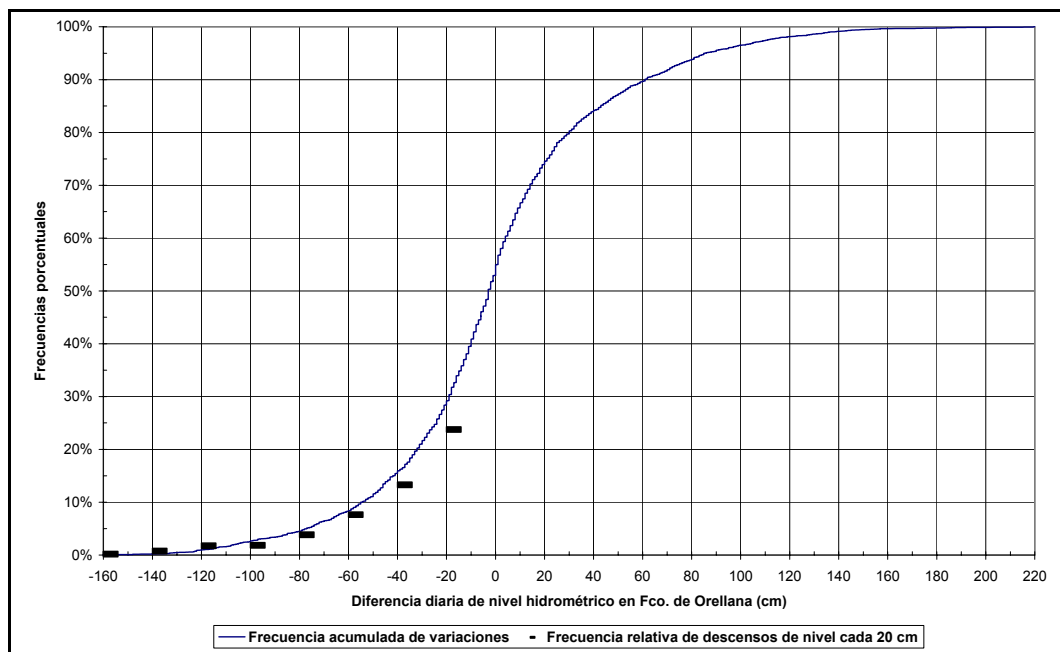
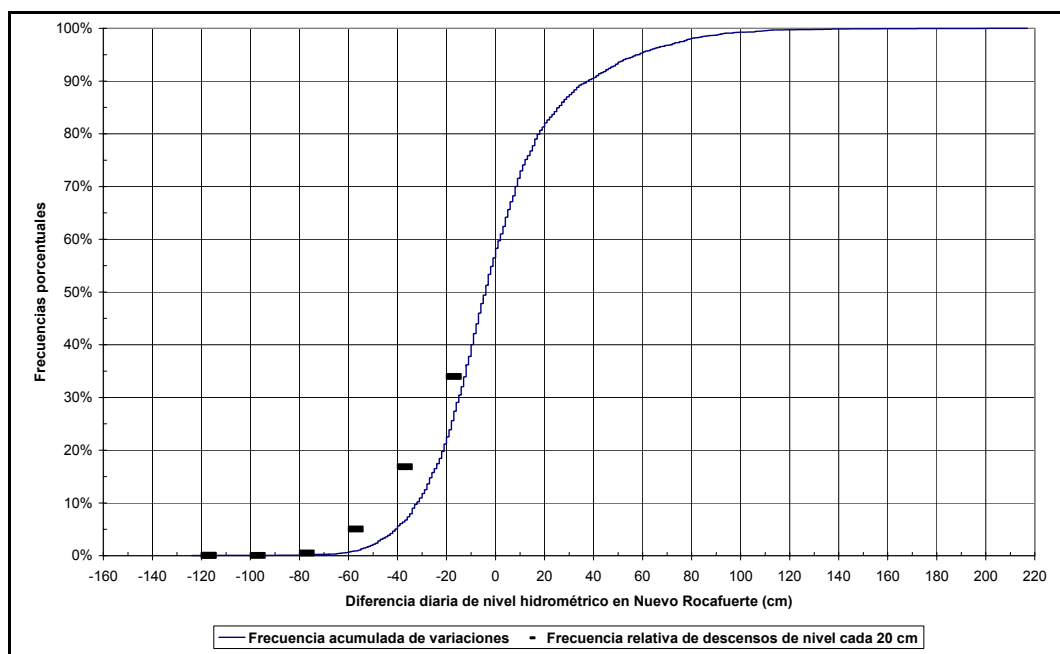


Figura 6.2–7. Frecuencias de ocurrencia de variaciones de niveles diarios en Nuevo Rocafuerte



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Dado que la cuenca de aporte del Napo ecuatoriano es relativamente pequeña, cualquier precipitación relativamente importante y de corta duración provoca una onda de crecida con una rama ascendente de uno o dos días y una rama descendente de dos o tres días, siendo más dificultoso establecer un pronóstico adecuado para los navegantes, que en el tramo peruano.

Un antecedente de interés sobre la variabilidad del nivel del río, es el estudio realizado por EMEPA SA⁷ utilizando datos hidrométricos registrados en El Coca y Nuevo Rocafuerte en el año 2006. En dicho estudio se analiza el continuo pasaje de ondas de crecida, definiendo como Valle al nivel mínimo de la onda, Pico al nivel máximo, Amplitud “A” a la diferencia entre un Valle y un Pico sucesivo (rama ascendente del hidrograma) y Período “T” al tiempo transcurrido entre dos valles sucesivos.

Se estableció en dicho estudio que el promedio de las Amplitudes en El Coca fue de 1,5 m con casi 7 días de período medio, mientras que en Nuevo Rocafuerte fue de 0,9 m con poco más de 6 días de período medio (resultado que es más confiable por disponerse de mayor densidad de datos diarios en esta última estación). Un análisis detallado de estos datos muestra que hay una gran irregularidad en las ondas, tanto en amplitud (que alcanza máximos de 2,2 m y desvíos estándar de 0,5 m), como en período. El 50% de las amplitudes superan el metro y el 50% de los períodos es superior a 5 días.

Se ha podido estimar también el retardo de la onda en su traslado desde El Coca a Nuevo Rocafuerte en promedio es de unos 2 días. Ello ilustra sobre la dificultad para pronosticar en forma eficiente y eficaz el nivel del río que el navegante encontrará en este tramo durante la travesía.

Por tal motivo, se considera muy conveniente en este tramo, tener en cuenta un margen por fluctuación de niveles del orden de 60 cm, para definir el calado mínimo de seguridad.

Por otro lado, se ha detectado en el tramo ecuatoriano, la presencia de islas y márgenes con materiales duros granulares compactados, los cuales representan un riesgo para la navegación más importante que los lechos predominantemente arenosos y limosos presentes en la mayor parte del tramo peruano.

Estos materiales pertenecen a la Formación Mera (QM), que se presenta como terrazas jóvenes compuestas por conglomerados polimícticos de matriz arenosa conformados por clastos redondeados y gruesos, de origen volcánico, intrusivo o metamórfico, que se presentan en bancos de hasta 15 m de potencia; presencia de intercalaciones de areniscas tobáceas, poco compactas, de color pardo grisáceo a oscuro, que conformando bancos de 0,5 a 5,0 m de potencia. El ambiente depositacional es continental de tipo fluvial donde los materiales son arrastrados desde la cordillera andina por fuertes corrientes y depositados como conos de deyección.

En tal sentido, atendiendo a las recomendaciones antes mencionadas sobre las revanchas bajo quilla (calado mínimo de seguridad) aplicables, se consideró prudente adoptar en el tramo ecuatoriano un valor igual a 2 pies (60 cm).

En consecuencia, en este tramo, las condiciones de profundidad náutica necesarias sin considerar la variabilidad hidrométrica se definen como 4 pies de calado navegable más 2 pies de revancha (6 pies, aproximadamente 1,8 m), y considerando la variabilidad hidrométrica, se suman dos pies adicionales, resultando 8 pies (aproximadamente 2,4 m).

⁷ Propuesta para el desarrollo del sistema de ayudas a la navegación. Tramo Providencia – Nuevo Rocafuerte. EMEPA S.A. 2008

A los efectos ilustrativos, y para contribuir a la evaluación de la incidencia de este factor, las **Láminas GBE-01 a GBE-06** presentan la batimetría del tramo ecuatoriano, incluyendo un análisis comparativo de los sectores críticos mediante la diferenciación de las profundidades inferiores a 1,8 m (en rojo) y a 2,4 m (en naranja).

Debe recordarse que al contrario del tramo peruano donde se considera que la revancha por fluctuación de niveles podría no ser necesaria contando con un buen sistema de pronóstico, por lo que la profundidad náutica necesaria es de 1,5 m, en el tramo ecuatoriano (aguas arriba del ingreso del Aguarico) se considera importante considerar este factor (ver **Figura 6.2-8**), por lo que la profundidad náutica recomendada pasa a ser de 2,4 m.

Figura 6.2-8. Suelos duros con matriz de gravas en la zona de Belén – Providencia



6.3. Identificación de “Malos Pasos” en el Tramo Peruano

6.3.1. Selección de Zonas Críticas a Relevar

La **Figura 6.3–1** ilustra los resultados obtenidos comparando las profundidades relevadas en la campaña de noviembre de 2009 con las requeridas según los criterios anteriormente definidos.

Se verifica en la **Tabla 6.3–1** la existencia de 18 sitios con profundidades inferiores a la mínima requerida, de los cuales algunos son con mayor probabilidad Malos Pasos, y otros son zonas críticas a verificar, dado que por la corta longitud involucrada (que muchas veces es del orden de sólo 100 metros) o bien por la forma de la trayectoria del relevamiento en relación con las islas y bancos, se presupone que pudo haberse relevado sobre un banco sumergido pero que probablemente podría existir una traza más profunda navegable. La longitud de los tramos con insuficiencia de profundidad en las “Zonas Críticas” involucrada es de unos 4,3 km en total.

La dispersión espacial de los Malos Pasos en una distancia considerable, genera normalmente una importante necesidad de dragado de mantenimiento para conservar operativa la vía navegable, dado que en muchos casos se debe posicionar el equipo de dragado en zonas distantes para excavar un espesor muy bajo en un tramo muy corto, brindando el espesor de sobredragado técnico y para sedimentación suficiente, lo cual suele provocar una dificultad logística importante para liberar la vía navegable luego de las crecidas.

En las Zonas Críticas más cortas se consideró probable que una vez verificadas las profundidades con perfiles transversales cada 100 metros, pudiera encontrarse una traza algo más profunda que la recorrida y que no necesite obras de dragado para alcanzar la profundidad náutica requerida con la Permanencia del 95%, lo cual fue lo que finalmente ocurrió en varios casos.

En la **Tabla 6.3–2** se presentan las condiciones de Nivel Hidrométrico y Cotas correspondientes al Plano de Reducción con 97,5% de permanencia y al Plano de Referencia para la Navegación con 95% de permanencia, para cada una de las Zonas Críticas.

Cabe mencionar que por su cercanía, se consideraron en conjunto con valores promedio de estos parámetros, las Zonas Críticas 3 y 4, así como las 15 y 16.

Figura 6.3–1 Comparación entre las profundidades del lecho en el relevamiento inicial referidas a un Plano de Referencia provisorio para la navegación y las profundidades náuticas analizadas en el tramo peruano del Río Napo

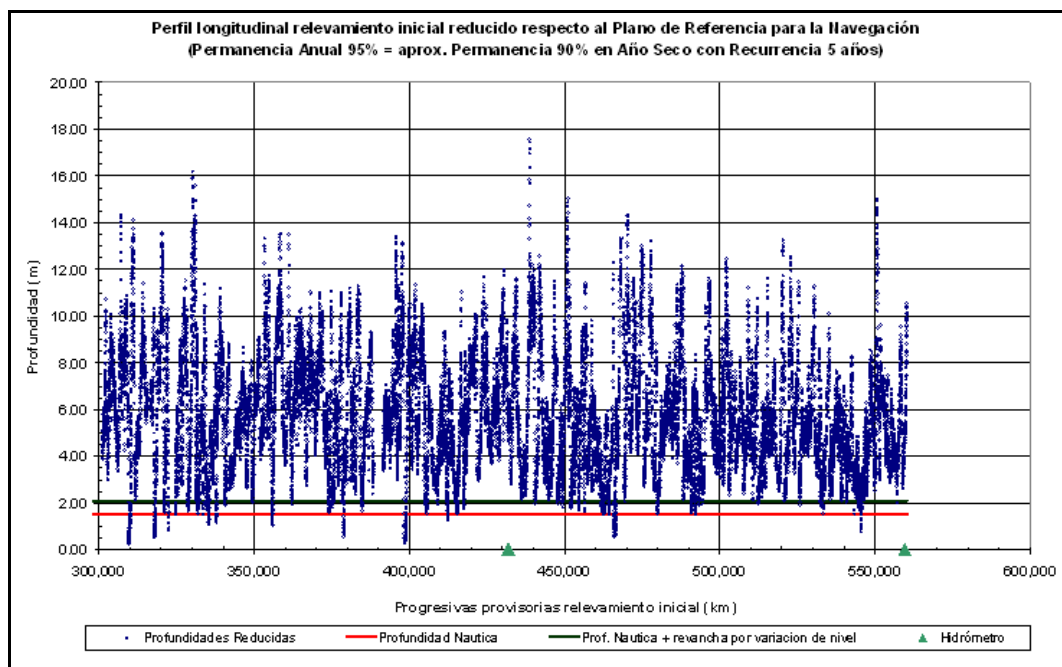
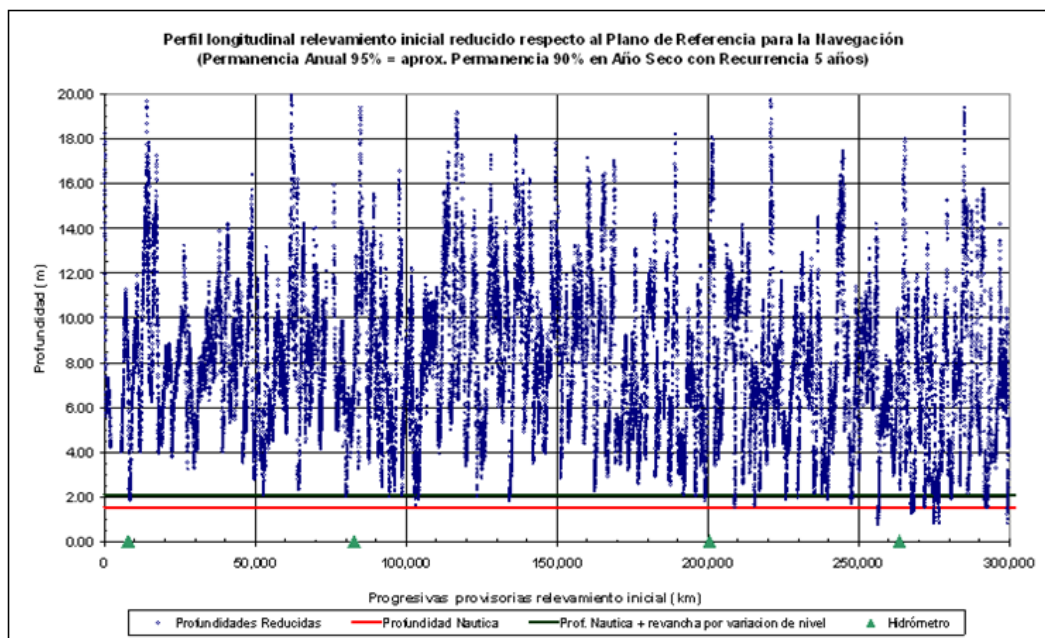


Tabla 6.3–1. Selección de las “zonas críticas” para la navegación a relevar en detalle en el tramo peruano

Nº	Long. (m)	Progresivas	Comentarios e Instrucciones de Relevamiento	Longitud a relevar (m)	Profundidad Determinante (m)	Nombre
1	340	256,3 – 249,2	Cambio de margen en zona de ingreso de un afluente: Verificar la magnitud del afluente con un perfil.	1.200	0,77	Porvenir
2	900	267,4 – 260,5	Cambio de margen (en un tramo recto): Verificar si no se navegó sobre un banco o en una zona poco profunda paralela al margen.	1.200	1,29	Mogollón
3	210	274,8 – 267,8	Cambio de margen y corto tramo de baja profundidad: Verificar que no se haya navegado por el “thalweg”.	600	0,84	Patria Nueva – A
4	100	276,5 – 268,7	Cambio de margen; se junta con el de aguas abajo pero sólo por el brazo derecho: Relevar todos los brazos y en el brazo izquierdo, ubicado hacia aguas abajo, relevar sólo hasta la boca del mismo. <u>Posible paso a modelar.</u>	2.900	0,84	Patria Nueva – B
5	60	299,3 – 291,0	Tramo bastante recto con falta de profundidad intermitentemente: Verificar que no se haya navegado sobre un banco (ya que se venía navegando desde una zona profunda).	600	0,81	San Jorge
6	540	309,7 – 301,3	Perfil profundo y cambio de margen: Verificar que no se haya navegado por el borde de un banco.	1.700	0,28	Diamante Azul
7	310	317,9 – 309,5	Típico cambio de margen: Relevar todos los brazos (si hubiera más de uno). <u>Posible paso a modelar.</u>	2.000	0,53	Argentina
8	40	322,4 – 315,0	Ingreso del río Curaray, zona compleja: Relevar todos los brazos incluyendo la desembocadura del río Curaray donde se deberá realizar una sección de aforo.	1.300	0,85	Curaray
9	180	335,1 – 325,6	Cambio de margen.	1.300	1,08	Sumac Allpa
10	90	337,8 – 328,2	Cambio de margen: Buscar la mejor ruta.	500	1,17	Shapaja
11	150	355,7 – 346,3	Cambio de margen.	1.200	1,06	Tarapoto
12	110	378,8 – 368,5	Verificar porque, durante la primera campaña, se desvió la derrota original de navegación.	900	0,57	Calzón Urco
13	680	398,3 – 388,3	Paso complejo con cambio de margen: Relevar todos los brazos (incluyendo las embocaduras y desembocaduras).	2.000	0,27	Loro Caparina
14	100	412,2 – 401,9	Suave cambio de margen.	1.000	1,26	Puerto Elvira
15	230	465,8 – 454,5	Sector muy complejo: Relevar como si fuera un único tramo (incluyendo todos los brazos). <u>Posible paso a modelar.</u>	3.700	0,54	Angoteros – A
16	100	466,4 – 455,1			0,62	Angoteros – B
17	---	492,2 – 479,9	Cambio de margen con quiebres: Si bien la profundidad es suficiente se deberá relevar toda la sección a efectos de establecer una traza continua	2.900	1,54	Tupac Amaru
18	150	545,5 – 533,2	Cambio de margen doble.	1.500	0,75	Miraflores

Nota importante. Cabe destacar que las progresivas provisionales indicadas precedentemente, se definieron en forma sobre una traza similar a la navegada, que busca en general el “thalweg” del río, mientras que luego de realizarse el relevamiento detallado, se generó un nuevo sistema de progresivas “Final” que sigue un “eje” del río en su conjunto, con lo cual las distancias recorridas son inferiores a las primeras.

Tabla 6.3–2. Cotas y Niveles característicos en el Tramo peruano

Sitio	Progresiva (km)	Cota Cero (m.s.n.m.)	Nivel Reducción (m)	Cota Reducción (m.s.n.m.)	Nivel Navegación (m)	Cota Navegación (m.s.n.m.)	Navegación Reducción Diferencia (m)
Francia	6,6	75,91	–0,90	75,01	0,00	75,91	0,90
Mazan	79,8	82,38	2,40	84,78	3,10	85,48	0,70
Bella Vista	194,5	98,54	0,55	99,09	1,60	100,14	1,05
Zona critica 1	249,2	105,00	1,52	106,52	2,48	107,48	0,96
Santa Clotilde	256,2	105,82	1,64	107,46	2,59	108,41	0,95
Zona Critica 2	260,5	106,62	1,57	108,19	2,52	109,14	0,95
Zona Critica 3	267,8	108,17	1,45	109,61	2,40	110,56	0,95
Zona Critica 4	268,7	108,17	1,45	109,61	2,40	110,56	0,95
Zona Critica 5	291,0	112,27	1,11	113,38	2,05	114,33	0,95
Zona Critica 6	301,3	114,18	0,95	115,13	1,90	116,07	0,94
Zona Critica 7	309,5	115,70	0,83	116,53	1,77	117,47	0,94
Zona Critica 8	315,0	116,73	0,74	117,47	1,69	118,41	0,94
Zona Critica 9	325,6	118,69	0,58	119,27	1,52	120,21	0,94
Zona Critica 10	328,2	119,17	0,54	119,71	1,48	120,65	0,94
Zona Critica 11	346,3	122,54	0,26	122,81	1,20	123,75	0,94
Zona Critica 12	368,5	126,65	–0,07	126,57	0,86	127,51	0,94
Zona Critica 13	388,3	130,34	–0,38	129,96	0,56	130,90	0,93
Zona Critica 14	401,9	132,84	–0,58	132,25	0,35	133,19	0,93
Campo Serio	421,3	136,44	–0,88	135,56	0,05	136,49	0,93
Zona Critica 15	454,5	143,55	–0,67	142,88	0,28	143,83	0,95
Zona Critica 16	455,1	143,55	–0,67	142,88	0,28	143,83	0,95
Zona Critica 17	479,9	149,29	–0,50	148,79	0,46	149,75	0,97
Zona Critica 18	533,2	160,88	–0,17	160,72	0,83	161,72	1,00
Cabo Pantoja	546,8	163,85	–0,08	163,77	0,93	164,78	1,01

6.3.2. Criterios de Definición de la Disposición en Planta de un Canal Navegable para el Análisis de las Zonas Críticas

6.3.2.1. Consideraciones generales

En base al relevamiento detallado con perfiles cada 100 m efectuado en Marzo de 2010, en el cual se intercalaron algunos perfiles intermedios en las zonas más críticas, se analizó la morfología de cada Zona Crítica, a los efectos de definir si configura o no un “Mal Paso” de acuerdo a la definición anteriormente explicada que conforme a los términos de referencia se refiere a la disponibilidad de una profundidad náutica adecuada para la navegación.

La implementación práctica de criterio trae aparejado la necesidad de definir la existencia de un canal de navegación “razonable”, para verificar si las profundidades a lo largo del mismo son suficientes. La definición del ancho y radios de curvatura que debería tener tal canal, es en realidad dependiente de la definición de la embarcación de diseño que se adopte, la cual es normalmente elegida en función de los estudios de oferta y demanda de transporte, aplicando las normas y recomendaciones internacionales de uso habitual en esta materia, entre las que cabe destacar:

- ❑ “Layout and Design of Shallow – Draft Waterways” (U.S. Army Corps of Engineers, USCOE, 1988),
- ❑ “Standarization of Inland Waterways Dimensions” (PIANC, 1990),
- ❑ “Approach Channels – A Guide for Design” (PIANC, 1997),
- ❑ “Factors Involved in Standarizing the Dimensions of Class Vb Inland Waterways: Canals” (PIANC, 1999),
- ❑ “Navigation Projects” (US Army Corps of Engineers, 2003).

Estas normas permiten estimar las necesidades de ancho de solera, en tramos rectos y curvos, como función de diversos parámetros de: **a)** el medio fluvial (dirección e intensidad de las corrientes, forma en planta, revancha bajo quilla o calado de seguridad disponible, etc.), **b)** las embarcaciones (manga, eslora, calado, maniobrabilidad, etc.) y **c)** la calidad de las ayudas a la navegación.

Las dimensiones del canal que más importan para la navegación son la profundidad, el ancho de solera, la sección transversal (forma y área), así como el radio de curvatura de la ruta a ser seguida por el convoy.

En función de las dimensiones de la embarcación, motivos de seguridad imponen valores mínimos para esas dimensiones. Las velocidades de los convoyes están definidas por las restricciones a la navegación para las diferentes combinaciones posibles de las variables geométricas del canal.

Los parámetros geométricos del canal pueden ser determinados para que no exista ninguna restricción a la navegación, incluso en lo que tiene que ver con las velocidades de la embarcación, los encuentros y los sobrepasos entre convoyes. No obstante, en la mayoría de los casos, esto no es económicamente viable, muy especialmente debido a que las posibles restricciones no ocurren en la mayor parte de la vía navegable sino en un conjunto acotado de “Malos Pasos”. Los beneficios obtenidos con una navegación completamente franca pueden no ser compensados por el aumento del costo de las obras requeridas, por lo que el tráfico de las embarcaciones quedaría sujeto a restricciones.

Como principio general, ante los limitados anchos y profundidades naturales del río Napo, la navegación es considerada como restringida en la zona de los Malos Pasos.

6.3.2.2. Ancho en Tramos Rectos (o considerados como tales)

La fijación de ancho mínimo del canal, en tramos rectos, puede ser encarada de diferentes formas, pero tomándose siempre en cuenta, como factor primordial, la seguridad de la embarcación, representada por el riesgo de colisión con otra embarcación, con las márgenes o con el fondo fuera del canal.

Las curvas del canal con radios por sobre 10 a 12 veces el largo de la embarcación son descriptas por los convoyes prácticamente sin ser percibidas por los pilotos. Estas curvas, a los efectos de ancho mínimo del canal, pueden ser consideradas como tramos rectos. De la misma forma, las observaciones del comportamiento de los convoyes y aún el análisis teórico y trazados gráficos, muestran que curvas con ángulos al centro (ángulos de cambio de rumbo) menores que 15° son también descriptas sin dificultades pudiendo también ser asimiladas a tramos rectos de canal.

Numerosos criterios han sido presentados para la fijación de los anchos de los canales en los tramos rectilíneos de los canales para navegación interior.

Las fórmulas europeas, más antiguas, fueron establecidas apuntando al tráfico de embarcaciones pequeñas y con baja velocidad en canales artificiales de aguas quietas.

El ancho, en estas fórmulas, como para los canales marítimos, es determinado considerando revanchas fijas entre las embarcaciones y las márgenes y entre las dos embarcaciones que se cruzan.

La introducción en Europa de los convoyes de empuje, con bocas y largos mayores que las embarcaciones tradicionales, llevó a la revisión de estas normas para los ríos europeos, pasando las revanchas a ser proporcionales a la boca de embarcación tipo y no fijas.

Los técnicos americanos (XXIV Congreso de Navegación S-I-1), y basados sobre todo en la experiencia con convoyes de empuje navegando en grandes ríos en corriente libre o en embalses de ríos canalizados por diques, por lo tanto en condiciones más semejantes a la navegación marítima, toman en cuenta, para la fijación de ancho mínimo en tramos rectos, la eslora de los convoyes, a través de considerar el ángulo de deriva o sea, el ángulo formado entre el eje de la embarcación y la dirección de la ruta.

La determinación del ángulo de deriva ha sido investigada por diversos autores, para el caso de navíos marítimos. En el caso de navegación de convoyes este aspecto sólo ha sido considerado para curvas, como será abordado a continuación.

En los tramos rectos (o curvas de gran radio) el ángulo de deriva normalmente aparece debido a las corrientes oblicuas. Se tiene entonces que la relación entre las resultantes de las componentes de las velocidades según las dos direcciones ortogonales provee la indicación del ángulo de deriva. Así, por ejemplo, observaciones experimentales muestran que un convoy con velocidades en aguas quietas de 12 km/h (3,3 m/s), bajo la acción de una corriente de 0,6 m/s, inclinada 30° con relación a la ruta de navegación, pasa a tener un ángulo de deriva de aproximadamente 3°, si la corriente fuese concordante (corriente y movimiento del convoy en el mismo sentido) y 4°, si la corriente fuese discordante (corriente y movimiento del convoy en sentidos opuestos). Con una

Director de Proyecto:
Julio Cardini

corriente de 0,8 m/s incidiendo a 45° y discordante, lo que puede ser considerado un caso límite en un río, el ángulo de deriva para el convoy alcanzaría cerca de 8°.

En las condiciones normales, para la fijación del ancho del canal en aguas libres, se puede adoptar como ángulo de deriva máximo 3° 30' (según la publicación "Layout and design on Shallow – Draft Waterways del U.S Army Corps of Engineers) lo que lleva a $\sin(\beta) = 0,06$.

La publicación EM-1110-2-1611 del Corps of Engineers, basándose en estas formulaciones, indica los siguientes anchos mínimos para los convoyes habituales en las vías norteamericanas.

Dimensión de los convoyes		Ancho mínimo recomendado del Canal de Navegación (m)			
Eslora L (m)	Manga B (m)	Con Encuentro	Relación L/B	Sin Encuentros	Relación L/B
183,0	32,0	91,5	2,86	56,4	1,76
208,8	21,3	70,1	3,29	45,7	2,15
108,8	10,7	57,9	3,80	39,6 (*)	3,66

Nótese que estos valores son inferiores a los normalmente adoptados por los criterios europeos, pudiéndose citar por ejemplo las siguientes recomendaciones del Laboratorio de Duisburg para convoyes con 14 km/hora de velocidad.

Dimensión de los convoyes		Ancho mínimo recomendado del Canal de Navegación (m)			
Eslora L (m)	Manga B (m)	Con Encuentro	Relación L/B	Sin Encuentros	Relación L/B
185,0	10,7	60,0	5,60	30,0	2,81
185,0	11,3	102,0	4,70	50,0	2,34
185,0	32,0	147,0	4,70	70,0	2,18

Estas diferencias pueden ser explicadas por considerar las fórmulas europeas sobre todo aguas confinadas (canales artificiales y ríos muy estrechos), en tanto que las americanas se aplican a los grandes ríos con embalses sucesivos (ríos canalizados).

Para la Hidrovía Paraguay – Paraná fue adoptada la formulación europea con el ancho mínimo de 2,2 veces la manga del convoy, en tramos sin encuentros y 4 veces más 10,0 m para tramos con encuentros de dos convoyes tipo iguales. Esta formulación es la adoptada por los organismos oficiales del Brasil para los proyectos de dragado y derrocamientos que apunten a mejorar la navegación en los grandes ríos brasileiros, como los ríos Paraguay, Paraná, Tocantins/Araguaia, San Francisco, etc.

6.3.2.3. Ancho en Tramos Curvos

En las curvas pronunciadas del canal de navegación, o sea con radios de curvatura menores que 10 a 12 veces la eslora del convoy y ángulo al centro mayores que 15° a 20°, el ancho del canal tiene que ser aumentado por un sobreancho, para permitir el pasaje seguro de la embarcación.

Un simple trazado geométrico muestra la necesidad de sobreancho para permitir la inserción del convoy en la trayectoria curvilínea. Muestra también que, para el mismo radio de curvatura, el sobreancho necesario aumenta con la eslora de la embarcación.

Considerando apenas el trazado geométrico y admitiendo que el punto medio del largo de la embarcación describe la curva (despreciando el ancho de la embarcación), se llega a la conclusión

de que, para considerar la deriva, es necesario un aumento del radio de curva de $a = \frac{L^2}{8R}$.

Considerando que la curva es recorrida por un punto situado a 1/3 del largo de embarcación a partir de proa (punto de giro) se llega, con la misma hipótesis, a $a = \frac{L^2}{4,5R}$ (R radio de curvatura, L la eslora total del convoy, ambos en metros).

El enfoque más simple parte de las consideraciones geométricas referidas y establece que el ancho en la curva debe ser igual al ancho en el tramo recto más un sobreancho, obtenido en el trazado geométrico. Este sobreancho para los canales en los tramos con o sin cruces es de forma

$$K \cdot \frac{L^2}{R}.$$

En realidad, los estudios teóricos y verificaciones en prototipo muestran que el punto de giro de un convoy recorriendo una curva restringida, se sitúa entre el tercio delantero y el medio del convoy en aguas paradas y restringidas, dependiendo de las características y velocidades del convoy, así como de la destreza del piloto. Los límites de K deben estar por lo tanto, entre K = 1/8 (mínimo) y K = 1/4,5 (a favor de la seguridad).

La Conferencia Europea de los Ministros de Transportes (1965) fijó para las vías navegables europeas un valor para el sobreancho mínimo $S = \frac{L^2}{2R}$ o sea K = 1/2. Esta norma continúa siendo respetada en la Comunidad Europea desde entonces y fue adoptada incluso para el río Mosela, en el que hay serios problemas de curvas restrictivas.

Cabe notar que considerando apenas el aspecto geométrico, el valor adoptado es a favor de la seguridad, siendo cerca de 10% mayor que los límites máximos indicados (punto de giro a un tercio de proa).

Otras aproximaciones basadas en consideraciones geométricas más completas (tomando en cuenta las mangas de los convoyes) han sido también propuestas. En la práctica no llevan a diferencias sensibles en el cálculo de los sobreanchos para las esloras y mangas de convoyes usuales (pueden ser más apropiadas para los grandes convoyes norteamericanos).

La metodología para la determinación de sobreanchos en las curvas adoptada por el Corps of Engineers (US Army) se basa en consideraciones geométricas y en el ángulo de deriva del convoy que describe la curva.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Con las revanchas recomendadas, los anchos máximos del canal de navegación en las curvas, por el método del Corps of Engineers alcanzan a valores de sobreancho ligeramente menores que la fórmula de los Ministros de Transporte de Unión Europea, para valores medios de L y R.

Se ha adoptado, para los proyectos de mejoramiento de los pasos críticos de la Hidrovía Paraguay – Paraná, entre Santa Fe y Corumbá, al igual que para las hidrovías brasileras, un sobreancho en las curvas de $K \cdot \frac{L^2}{R}$, con $K=1/2$ sin cruces y $K=1$ con cruces.

6.3.2.4. Ensanches Graduales del Canal de Navegación

La concordancia entre tramos de diferentes anchos debe ser hecha de forma gradual, a fin de facilitar las maniobras. Cabe sin embargo tener en cuenta que normalmente, por motivos de seguridad y aún para tener mejores condiciones de permanencia en la ruta, los pilotos mantienen la embarcación en el eje del canal de navegación, y sólo se aproximan a las márgenes cuando hay algún motivo especial o vislumbran la posibilidad de un cruce. Esta consideración quita, hasta cierto punto, importancia a la forma del tramo de concordancia, a menos que la probabilidad de cruces sea grande en función de un tráfico muy intenso, difícil de ocurrir cuando son empleados convoyes de empuje de gran porte.

Por otro lado, la construcción de una curva de curvatura variable o también compuesta por varios círculos concordantes, ideales para la concordancia gradual, es muy difícil de realizar cuando el canal de navegación es mejorado por profundización del lecho del río o por dragados. En los canales artificiales o mejoramientos por regularización del lecho, como ya se ha mencionado, la constitución de los márgenes es más simple, tornando exigible la opción por una concordancia más elaborada.

Dentro de este panorama es conveniente mantener la continuidad del trazado del eje del canal de navegación, realizando los ensanches en ambos márgenes. En el caso de sobreancho de las curvas, en que es conveniente realizar el ensanche en la margen convexa, se debe dimensionar el radio de modo de aumentar el radio de la curva convexa, desplazándose la curva para obtener la simetría del ensanche.

Por otro lado, para atender el posicionamiento junto a la margen ensanchada partiendo de la margen más angosta, es conveniente que el ensanche se produzca en 5 a 10 veces el valor del ensanche. Dentro de estos límites se deben adoptar las concordancias de las márgenes.

Según el Corps of Engineers la concordancia entre secciones con anchos diferentes puede ser hecha con seguridad con un ensanche gradual, rectilíneo correspondiente a 1:7, lo cual ha sido adoptado para tramos rectos de canal en la Hidrovía Paraná - Paraguay.

En los casos de tramos en curvas, las extensiones correspondientes al ancho del canal se realizarán únicamente en la margen convexa. En estos casos, la margen convexa deberá ser constituida por un arco central y dos segmentos tangentes al mismo. Estos segmentos serán de una longitud mínima de una eslora de convoy, medida desde los extremos del eje de la curva (PC y PT).

Estos criterios han sido adoptados como parámetros de proyecto para los trazados de los ensanches graduales del canal de navegación en los Pasos Críticos de la Hidrovía Paraná - Paraguay.

6.3.2.5. Definición Preliminar de la Embarcación de Diseño

El presente análisis se realizó en una fase del estudio en el cual la embarcación de diseño no estaba aún definida, por lo que se adoptó una hipótesis conservativa para seguir efectuar el mismo, y posteriormente se evaluó la aplicabilidad de la geometría determinada, para las dimensiones de las embarcaciones, definidas a nivel de prefactibilidad.

Para realizar tal hipótesis, se consideró una embarcación de dimensiones razonablemente conservativas, y navegación de una mano (sin considerar cruces en los Malos Pasos), lo cual resulta claramente la opción más conveniente teniendo en cuenta el bajo tráfico actual y esperado (al menos en el corto y mediano plazo), para reducir las necesidades de mantenimiento de la vía al mínimo posible.

Las barcasas empleadas en ríos de mayor porte como el Paraguay y Paraná, son las denominadas “Mississippi” de 10,66 m de manga, 60 m de eslora y 1.500 ton de carga, y las “Jumbo ensanchadas”, de 16,67 m de manga, 60 m de eslora y 2.600 ton de carga, ambas de 10 pies de calado, de acuerdo al estudio realizado para la Hidrovía Paraguay – Paraná.⁸

En el tramo Paysandú – Salto del Río Uruguay, que es el de menor profundidad, recientemente se ha propuesto una embarcación de diseño de 70 m de eslora, 11,4 m de manga y 1,5 m de calado⁹. Estas embarcaciones superan claramente las condiciones de navegabilidad del Río Napo.

Las condiciones de navegación actual en el Napo son muy limitadas, en particular, la flota de gabarras ecuatoriana está muy adaptada al tramo fluvial donde las mismas se movilizan, tienen solo de 1,0 a 1,5 m de calado, con unos 12 m de manga, y suelen navegar como mínimo con 75 cm de calado y 25 cm de margen de seguridad. Las mismas no son aptas para navegar en aguas más abiertas, especialmente en el Amazonas, dado que el francobordo es mínimo y no soportarían un oleaje moderado. Las barcasas Brasileñas, algunas de las cuales navegan en el Napo, y tienen 3 metros de calado máximo, el cual sólo se aprovecha en creciente.

Las mayores embarcaciones actualmente empleadas con frecuencia en el río, son las motonaves “Andy” (eslora 28,3 m, manga 6,35 m, puntal 2,1 m), “Cabo Pantoja” (eslora 40,1 m, manga 7 m, puntal 1,75 m) y “Linares” (eslora 50,9 m, manga 7 m, puntal 1,75 m). Las mismas no son directamente extrapolables a escenarios futuros de desarrollo del comercio binacional, que potencialmente pudieran emplear convoys de barcasas, por lo que para este análisis es pertinente realizar hipótesis basadas en las condiciones de navegación propuestas para otros ríos Amazónicos peruanos.

En el Estudio de la Navegabilidad del Río Huallaga (MTC, 2005)¹⁰, se consideran dos tipos de embarcaciones, una Motonave de 50 m de eslora (L), 10 m de manga (M), con una carga útil de 620 t para un calado máximo de 2,1 m y de 350 t para un calado mínimo de 1,2 m, y por otro lado, un convoy de barcasas de 2 x 2, de 50 m de eslora y 12 m de manga, con una capacidad de carga de 1.025 t para un calado máximo de 2,4 m y de 450 t para un calado mínimo de 1,2 m, más un

⁸ “Estudio Institucional – Legal, de Ingeniería, Ambiental y Económico Complementario para el Desarrollo de las Obras en la Hidrovía Paraguay – Paraná entre Puerto Quijarro (Canal Tamengo), Corumbá y Santa Fe”, Consorcio Integración Hidroviaria (COINHI) Mayo de 2003 – Junio de 2004

⁹ Plan Maestro para los Puertos de Paysandú y Salto. Administración Nacional de Puertos. Uruguay. CSI Ingenieros. Alatec, 2009

¹⁰ Estudio de la Navegabilidad del Río Huallaga, en el tramo comprendido entre Yurimaguas y la Confluencia con el Río Marañón (Consorcio Hidrovía Huallaga, MTC, 2005)

remolcador de 20 m de eslora, 12 m de manga y 1,2 m de calado. La eslora total del Convoy sería de 120 m y su manga de 24 m.

En dicho estudio se considera un espacio libre bajo la quilla (denominado “pie de piloto”) de 30 cm, con lo que se define un calado mínimo de 1,2 m (4 pies) y una profundidad náutica de 1,5 m.

Los radios mínimos de las curvas se consideran como 3 veces la eslora, resultando de 150 m para las motonaves y de 360 m para los convoys de barcasas.

Asimismo, se plantea que debe quedar una distancia recta mínima de 3 esloras entre curvas sucesivas opuestas y de 1,5 esloras entre curvas en el mismo sentido.

Los anchos de canal en tramos rectos se especifican como 2,2 veces la manga (para una vía) y 4 veces (para dos vías), mientras que en curva se adiciona un margen igual a la eslora al cuadrado sobre el radio de curvatura, para un canal de una vía. Ello implica que con la limitación de radio considerado, el ancho de canal en las curvas, sería igual a:

- Para Motonaves: $2,2 \times 10 + 50^2 / 150 = 39 \text{ m}$
- Para convoys de barcasas: $2,2 \times 24 + 120^2 / 360 = 93 \text{ m}$

Para promover el Mejoramiento de las condiciones de navegabilidad en los ríos Ucayali, Huallaga, Marañón y Amazonas (DGTA, MTC, Junio 2007)¹¹, se establecen también diversos criterios de interés, como ser:

La profundidad total requerida para la navegación de embarcaciones con 6 pies de calado, es de 8 pies, incluyendo esto la revancha para el squat, sobredragado técnico por imprecisión y margen para sedimentación.

Para la definición de la embarcación de diseño, se consideró en el citado documento que el promedio de las embarcaciones del parque fluvial de la amazonia peruana, tiene 36 m de eslora, 8 m de manga y 6 pies de puntal, con una capacidad de carga de 390 t. Se plantea que las alternativas a considerarse deberían contemplar mayores dimensiones para minimizar el costo de transporte por tonelada, considerándose esloras iguales o superiores a 40 m, 8 m de manga y 6 pies de calado.

Para el ancho del canal, se considera entonces un arreglo de 2 x 2 barcasas con remolcador, resultando necesario según el USCOE un ancho en tramos rectos de $2 \times M + 50'$ de separación central entre los convoys + $2 \times 20'$ de separación a las márgenes, lo cual es aproximadamente igual a $2 \times 8 + 16 + 2 \times 6 = 60$ metros. Para mano única resulta menos de 30 m de ancho.

El radio de curvatura R mínimo se establece en $4 \times L$, es decir en este caso, si la barcaza de diseño posee 36 m de eslora, y el remolcador 20 m de eslora, la eslora del convoy sería de 92 m y el radio mínimo de 368 m.

En las curvas se considera un sobreancho B igual al calculado con la fórmula de Semenov, que resulta igual a $B = 0,7 \times L^2 / R$, siendo más conservativa que el criterio determinado por la Conferencia Europea de los Ministros de Transportes (1965) y adoptado para la Hidrovía Paraná – Paraguay.

¹¹ “Perfil de Proyecto: Mejoramiento y Mantenimiento de las condiciones de navegabilidad en los ríos Ucayali, Huallaga, Marañón y Amazonas. Volumen I” (DGTA, MTC, Junio 2007)

Para las condiciones de diseño se calcula un sobreancho de 16 m al cual se le adiciona 5 m debido a las corrientes cruzadas en la embocadura del paso, resultando un sobreancho total de 21 m. Si se suma a los 30 m del tramo recto para mano única, se alcanzan unos 50 m de ancho en curva.

Para el presente análisis de definición de Malos Pasos, se ha considerado un canal de dimensiones conservativas, de manera de tener en consideración que la geometría del mismo en el Río Napo puede variar significativamente a lo largo del tiempo, y se necesita disponer de un margen de seguridad importante teniendo en cuenta además la dificultad existente en este río para señalizar adecuadamente la ubicación del mismo mediante medios físicos (sean éstas señales terrestres en las márgenes que quedarían muy expuestas a caer por la erosión fluvial o bien boyas de distintos tipos que están expuestas al arrastre por las palizadas durante las crecientes).

Por lo tanto, se consideró en esta instancia un convoy de barcazas de 50 m de eslora con 10 m de manga, con un remolcador de 20 m de eslora, en un arreglo de 2 x 2, que tiene una eslora total L de 120 m y una manga M de 20 m.

6.3.2.6. Predimensionamiento del Canal de Navegación

El radio de curvatura correspondiente al convoy de diseño se consideró igual a $4 \times L = 480$ m adoptándose 500 m.

En los tramos rectos y curvos, con radios de curvatura mayores a 10 veces la eslora del rectángulo de navegación, o con ángulos al centro menores a 15° , los anchos del canal deberán ser como mínimo unas 2,2 veces la manga del rectángulo de navegación, cuando no se prevean encuentros en el tramo, y 4 veces la manga más 10 m, cuando se han previsto encuentros de dos convoyes iguales. El ancho en tramos rectos resulta de $2,2 \times M = 44$ m para una mano, y $4 \times M + 10$ m = 90 m para doble mano.

El sobreancho en curvas será igual a $0,7 \times 120^2 / 500 = 20$ m. Considerando tráfico de una mano resulta un ancho necesario de 64 m, y con dos manos de 100 m. Si bien se considera suficiente diseñar un canal de una única mano en las curvas de los Malos Pasos, de todas formas para tener en cuenta la probabilidad de que se verifiquen cruces no permitidos, o bien que se produzcan movimientos del lecho que desplacen la ubicación del canal, o inconvenientes por parte de los pilotos para identificar adecuadamente la traza del canal, se consideró un ancho mínimo de 100 metros por seguridad.

La distancia mínima entre curvas sucesivas opuestas se adoptó como $3 \times L = 360$ m para curvas opuestas y $1,5 \times L = 180$ m para curvas sucesivas, valores que se redondearon a 400 m y 200 m para el presente análisis.

Con estos valores adoptados, quedan comprendidas en forma conservativa las diferentes condiciones que surgen de los estudios antecedentes, por lo que la banda de navegación resultante es útil para definir con seguridad cuales de las Zonas Críticas relevados no son en realidad Malos Pasos según la definición del Pliego.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

6.4. Descripción de Zonas Críticas y Malos Pasos en el tramo peruano

6.4.1. Descripción de cada Zona Crítica y determinación de “Malos Pasos” en el Tramo Peruano

El análisis de las zonas críticas indicó que muchas de ellas no constituyen en realidad un Mal Paso (según la definición dada en el presente estudio), sino tramos del río donde en general existen cambios de margen del canal navegable y el navegante, si no conoce las profundidades o la traza del canal más adecuada, fácilmente se encuentra pasando sobre un banco de profundidad insuficiente.

Como se indicó anteriormente, en base a los relevamientos iniciales efectuados por el Consultor, se han identificado 18 zonas críticas, donde la acumulación de sedimentos en los bancos y los cambios de margen del canal profundo dificultan el paso de las embarcaciones

La **Tabla 6.4–1** presenta el listado de las mismas incluyendo las coordenadas UTM y la progresiva actualizada de un punto medio del sector crítico; por su parte, la **Figura 6.4–1** presenta, gráficamente, la ubicación de las mismas en el contexto del tramo peruano del río Napo, y en la **Lámina GAM–III.1** se muestra un detalle del sector superior del río, y la **Tabla 6.4–2** presenta las características de longitud crítica y profundidad mínima (determinante) obtenidas en cada relevamiento efectuado.

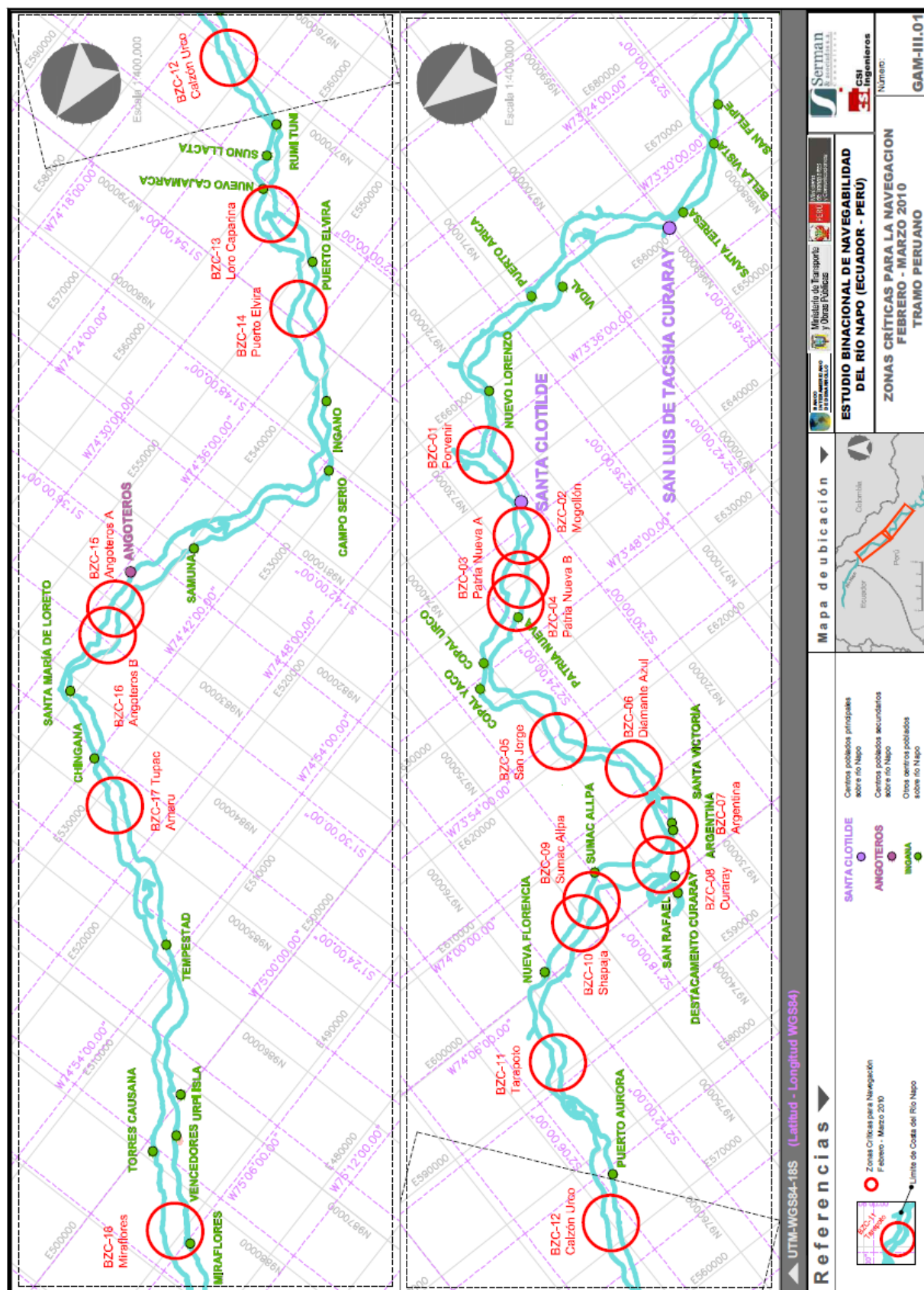
Finalmente, se presenta un conjunto de fichas que resumen las características más relevantes de cada zona crítica.

Tabla 6.4–1. Zonas críticas donde la acumulación de sedimentos dificultó el paso de las embarcaciones

Nº	Nombre de la Zona Crítica	Coordenadas UTM		Kilometraje (desde el Amazonas)
		Este	Norte	
---	Confluencia con el río Amazonas	751750	9617720	0
1	Porvenir	654210	9724180	249,2
2	Mogollón	643570	9727280	260,5
3	Patria Nueva – A	638130	9732130	267,8
4	Patria Nueva – B	637630	9732840	268,7
5	San Jorge	621950	9739030	291,0
6	Diamante Azul	613540	9733910	301,3
7	Argentina	605630	9735040	309,5
8	Curaray	602050	9738960	315,0
9	Sumac Allpa	604140	9748490	325,6
10	Shapaja	603040	9750840	328,2
11	Tarapoto	591820	9763130	346,3
12	Calzón Urco	571990	9769810	368,5
13	Loro Caparina	557250	9781470	388,3
14	Puerto Elvira	547050	9788430	401,9
15	Angoteros–A	542080	9831360	454,5
16	Angoteros–B	541530	9832530	455,1
17	Tupac Amaru	527900	9848770	479,9
18	Miraflores	490790	9884570	533,2

Figura 6.4–1. Ubicación de las zonas críticas identificadas en el Tramo peruano del río Napo





Director de Proyecto:
Julio Cardini

Tabla 6.4–2. Características generales y observaciones de las 18 zonas críticas

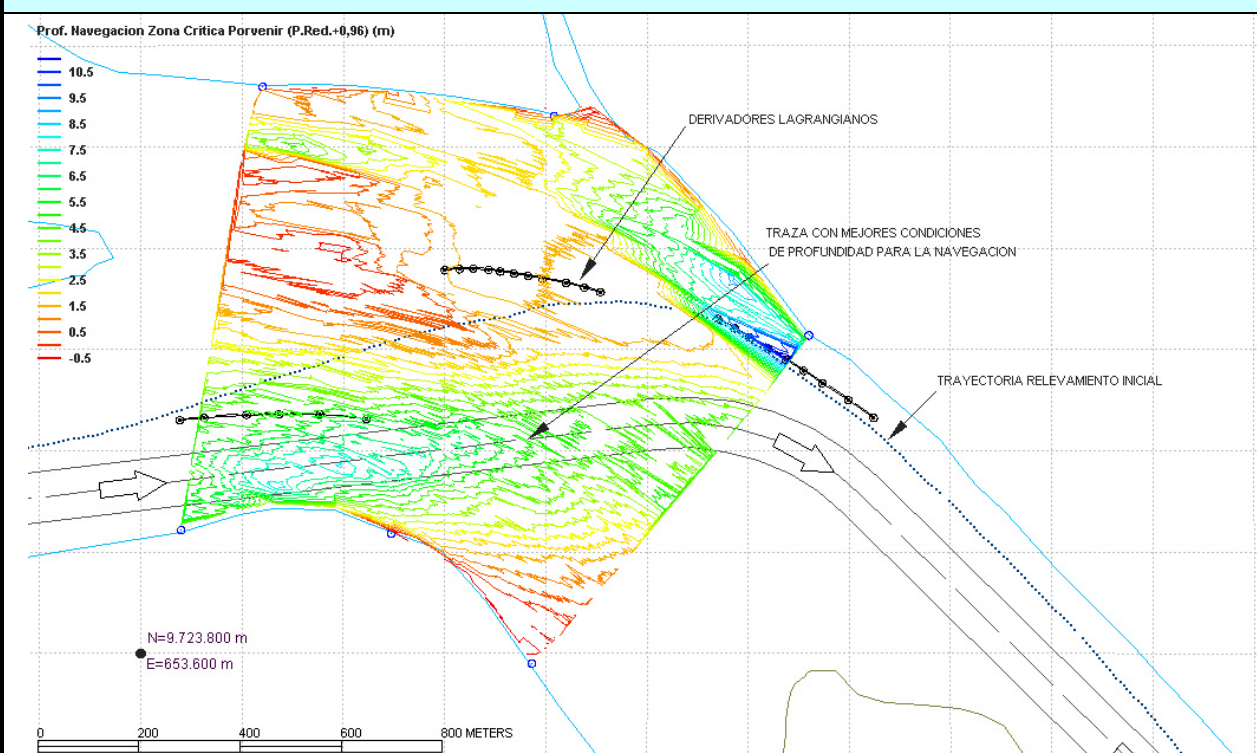
Nº	Nombre	Longitud Paso (Relevamiento Inicial Nov–2009) (m)	Determinante Mínima (m)	Longitud Paso (Marzo – 2010) (m)	Determinante Mínima (m)
1	Porvenir	340	1,0	---	4,0
2	Mogollón	890	1,3	---	3,6
3	Patria Nueva – A	200	0,8	---	1,6
4	Patria Nueva–B	100	0,8	---	2,0
5	San Jorge	60	0,8	---	2,0
6	Diamante Azul	530	0,3	---	2,0
7	Argentina	310	0,5	500	1,1
8	Curaray	40	0,8	---	2,5
9	Sumac Allpa	180	1,1	170	1,4
10	Shapaja	90	1,2	---	1,9
11	Tarapoto	140	1,1	---	3,0
12	Calzón Urco	110	0,6	---	1,9
13	Loro Caparina	680	0,3	---	1,8
14	Puerto Elvira	90	1,3	400	1,2
15	Angóteros – A	230	0,5	300	0,3
16	Angóteros – B	100	0,6	350	1,3
17	Tupac Amaru	Salto de traza	1,5	400	0,7
18	Miraflores	150	0,7	500	1,0

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

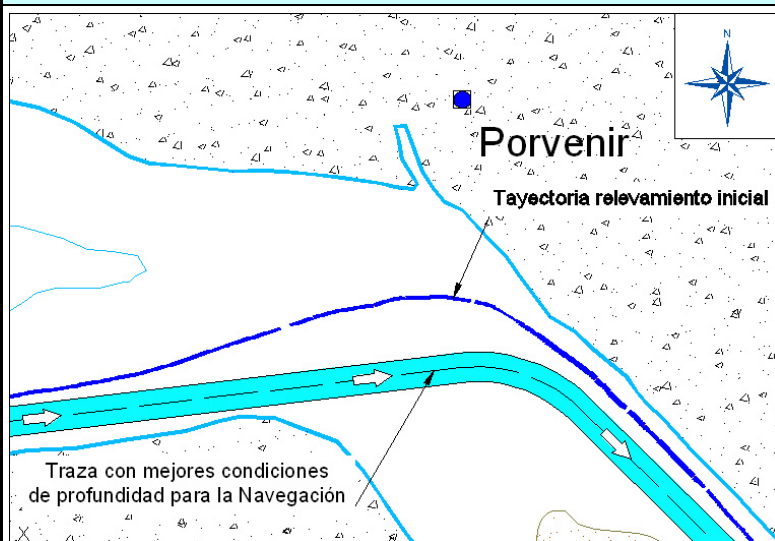
ZONA CRÍTICA PORVENIR – Km 249,2
 Coordenadas UTM: Este = 654210, Norte = 9724180

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra en el Bajo Napo en territorio Peruano, en la progresiva km 249,2 cerca del poblado de Porvenir; el cauce principal y de navegación aguas arriba antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen derecha, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen izquierda. Como es característico en toda curva fluvial, en la parte cóncava aguas abajo se forman bancos de arena.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que en la zona critica existe un banco de arena en la parte central aunque cercano a la margen izquierda, justo antes de la curva que tiene el río y otro banco aguas abajo de la curva en la margen derecha. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad para la Navegación y que la zona no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

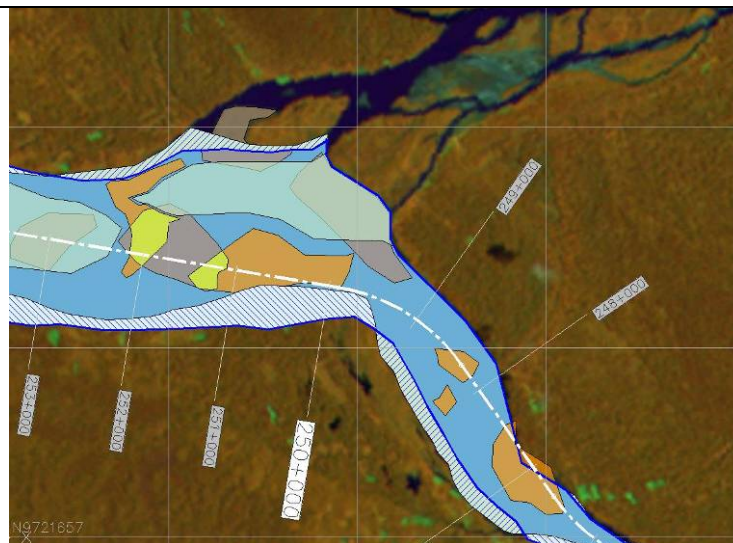
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Porvenir
 Progresiva provisoria: 256,3 km
 Longitud crítica: 340 m
 Longitud a relevar: 1200 m
 Prof. Determinante: 0,8 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 4,0 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen derecha (aguas arriba) hacia la margen izquierda, cruzando hacia el flujo principal. El canal profundo se recuesta sobre la margen izquierda aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

Dado que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite realizar el cambio de margen, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.

**Referencias**

	Cauce de río en fecha base		Bancos permanentes
	Costa de río en fecha final		Bancos erosionados
	Islotes permanentes		Bancos nuevos
	Islotes erosionados		Costa erosionada
	Islotes nuevos		Costa sedimentada

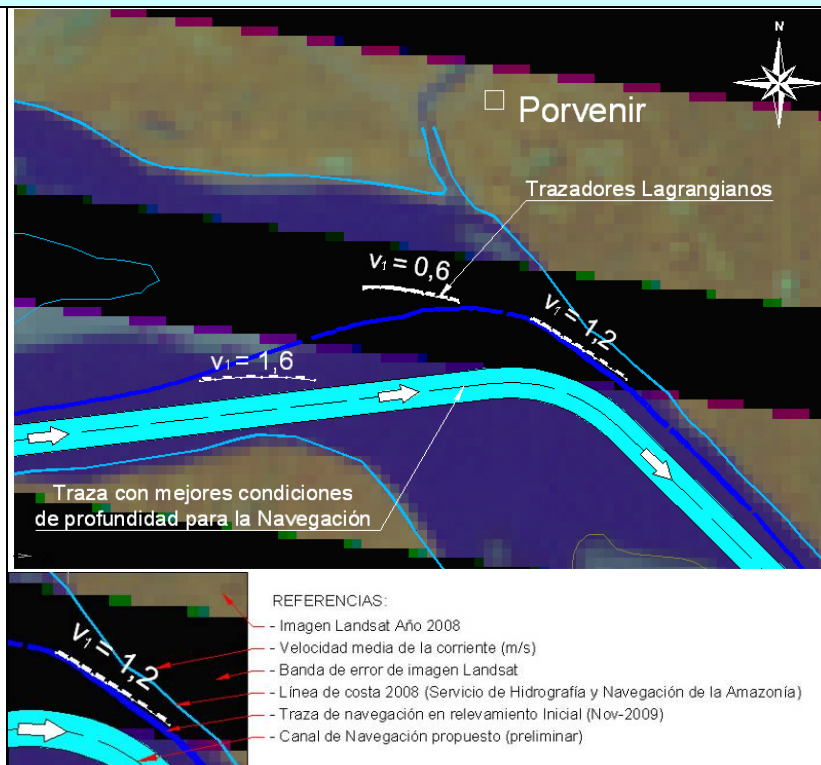
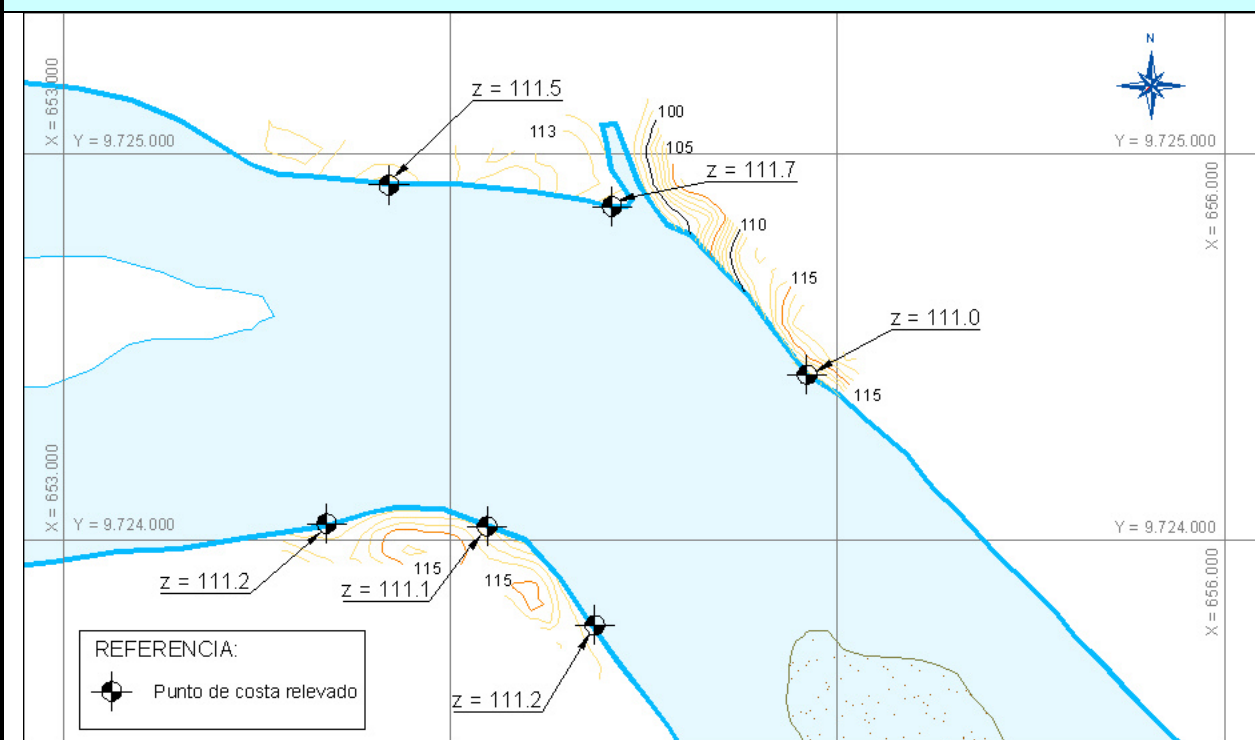
Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia que en la zona prevalece la creación de bancos nuevos con relación a los permanentes, incluso con la formación de nuevas islas en el período. Existen varios tramos de costa erosionados, y particularmente la zona donde actualmente se ubica el canal navegable era terrestre al inicio del período, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 400 a 500 metros en ese sector. Es una zona de gran movilidad e inestabilidad.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado tres seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,60 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego de la curva tiene una velocidad promedio de 1,20 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 0,6 m/s, y presentan un ángulo de 30° con la traza navegada. Respecto al eje de la traza navegable propuesta, las corrientes medidas resultan razonablemente alineadas, con ángulos del orden de 15° a 20°.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.
Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.
Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 106.52 m.

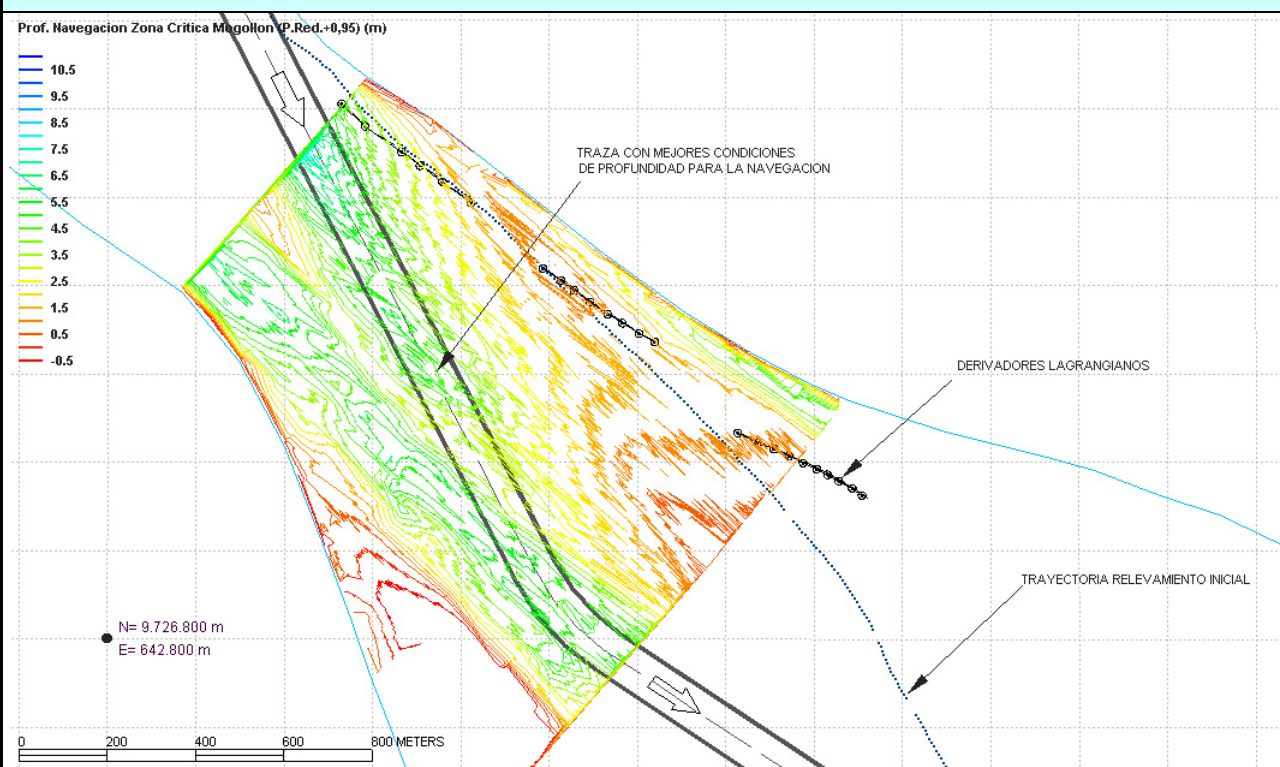
Director de Proyecto:
Julio Cardini

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

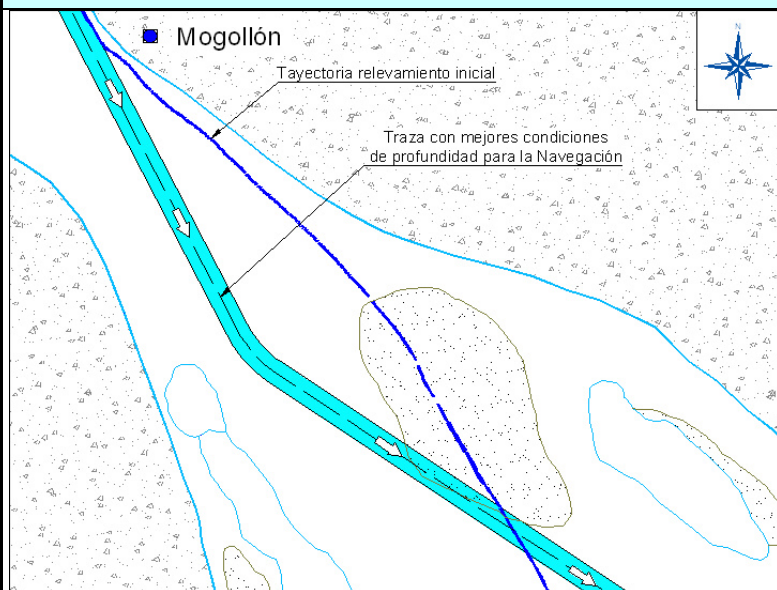
ZONA CRÍTICA MOGOLLÓN – Km 260,5
 Coordenadas UTM: Este = 643570, Norte = 9727280

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra en el Bajo Napo en territorio Peruano, en la progresiva km 260,5 cerca del poblado de Mogollón; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen izquierda, en la zona crítica el río el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen derecha.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que en la zona critica existe un banco de arena en la parte central aunque cercano a la margen izquierda. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad y que la zona no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

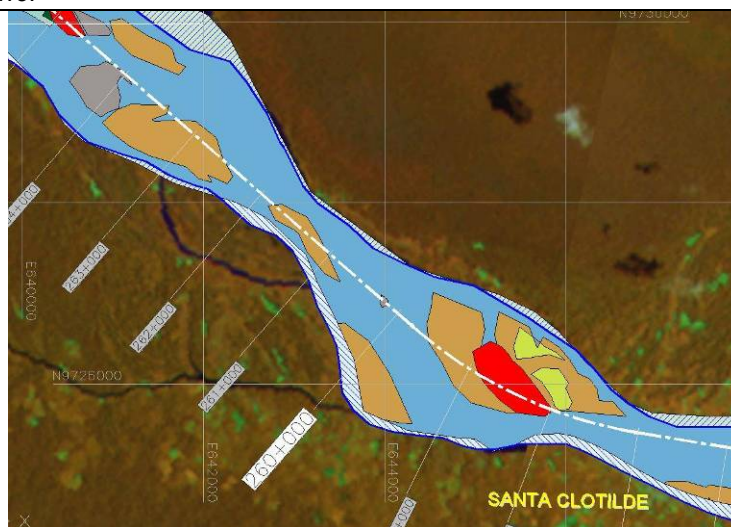
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Mogollón
 Progresiva provisoria: 267,4 km
 Longitud crítica: 900 m
 Longitud a relevar: 1200 m
 Prof. Determinante: 1,3 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 3,6 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia el cauce central. El canal profundo se recuesta sobre el cauce central aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambas zonas del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

Dado que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite realizar el cambio de traza, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.

**Referencias**

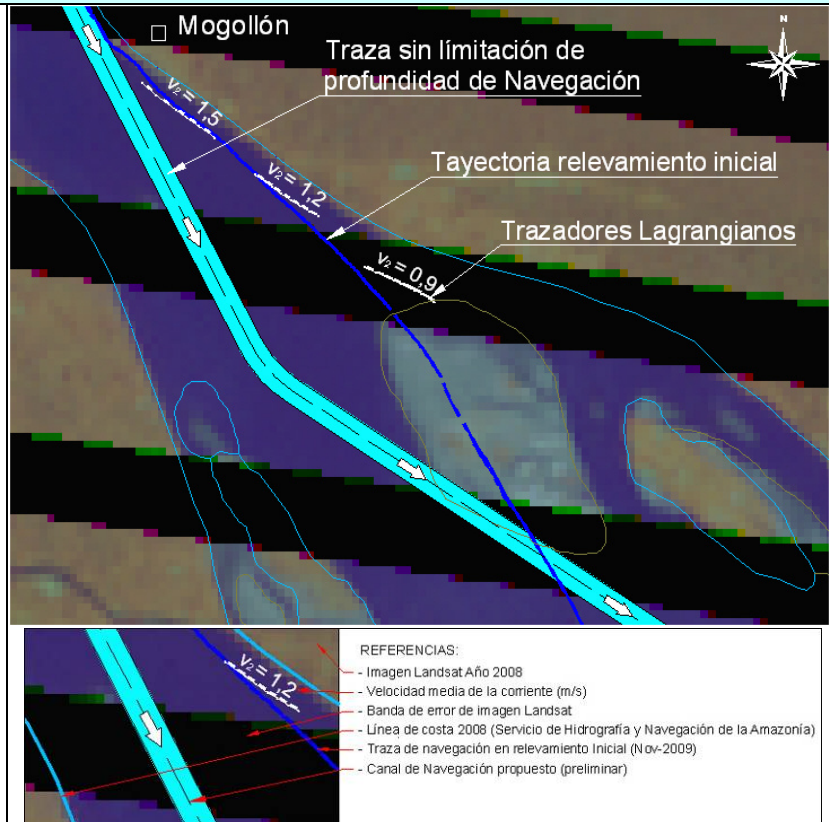
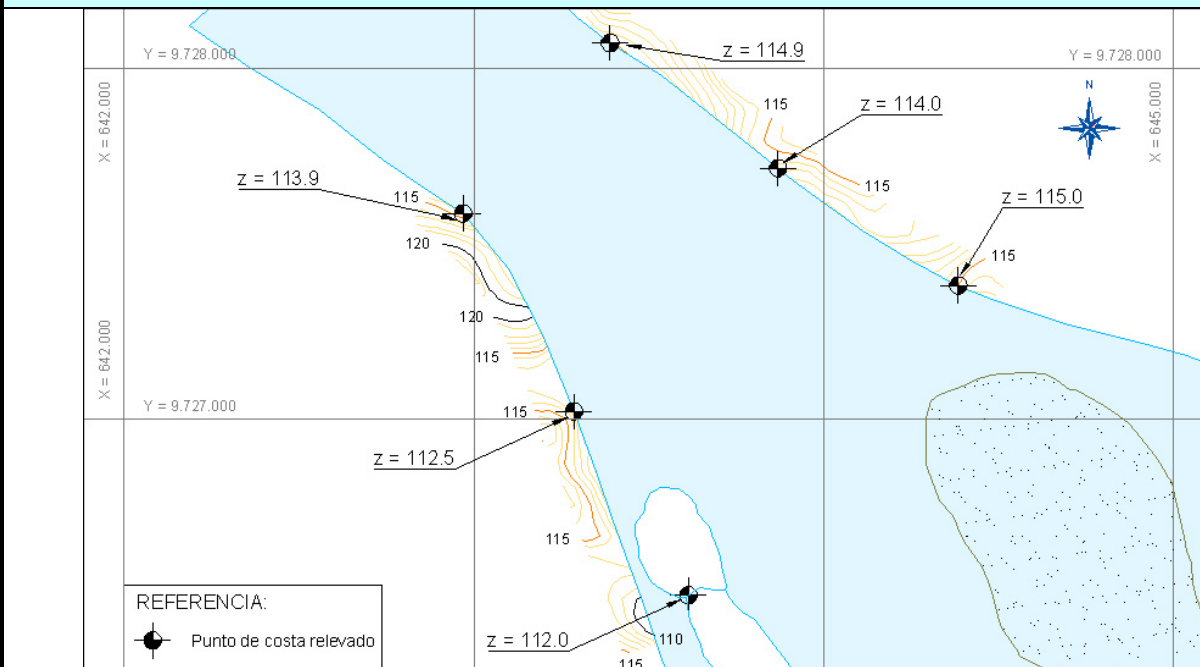
- | | |
|-------------------------------|----------------------|
| — Cauce de río en fecha base | — Bancos permanentes |
| — Costa de río en fecha final | — Bancos erosionados |
| — Islotes permanentes | — Bancos nuevos |
| — Islotes erosionados | — Costa erosionada |
| — Islotes nuevos | — Costa sedimentada |

Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia que en la zona prevalece la creación de bancos nuevos con relación a los permanentes, así como, existe zonas con islotes erosionados durante el período. Existen varios tramos de costa erosionados en ambas márgenes, provocando el ensanchamiento gradual del tramo en el período analizado, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 50 a 100 metros en ese sector. Es una zona de movilidad e inestabilidad.

5.– SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado tres seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,5 m/s, mientras que en la salida aguas abajo sobre la misma margen tiene una velocidad promedio de 1,20 m/s, donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 0,9 m/s, y presentan un ángulo de 30° con la traza navegada.

**6.– CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 108.19 m.

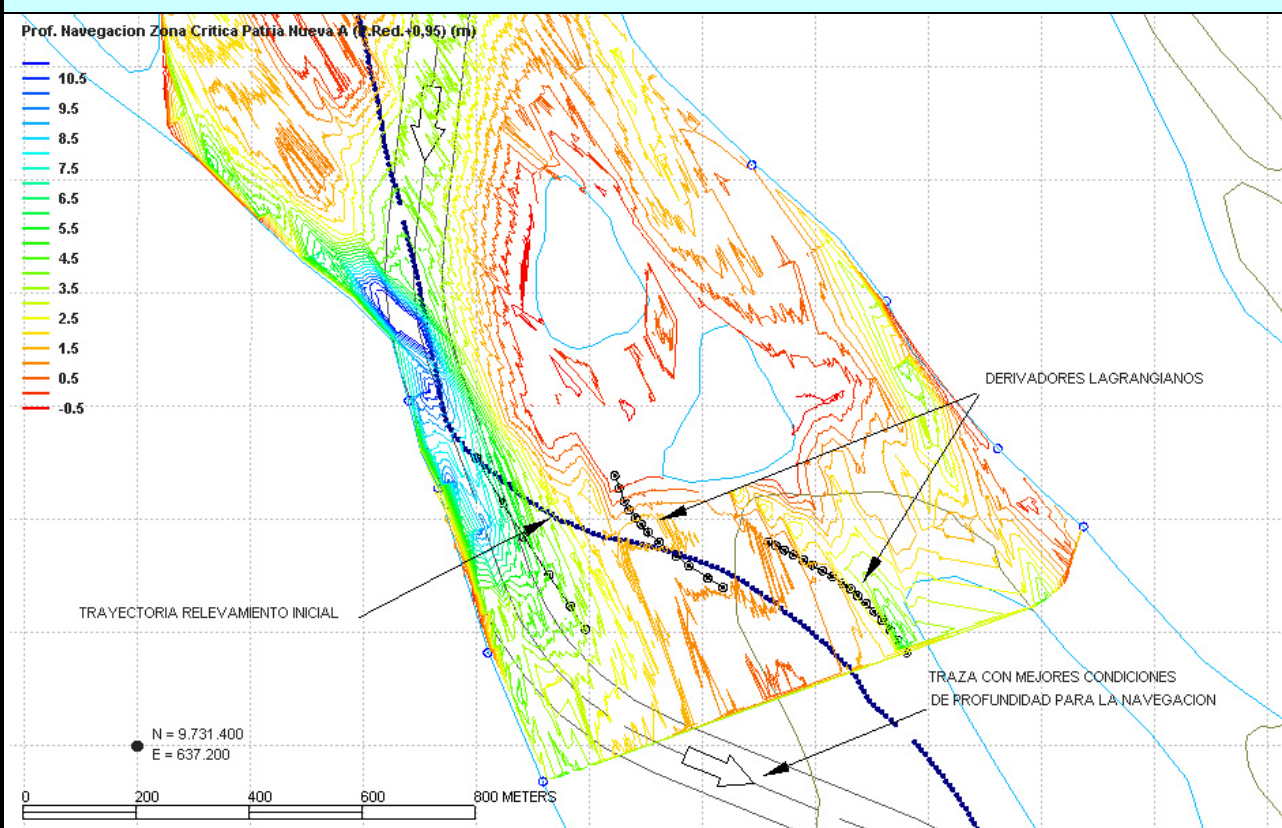
FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

ZONA CRÍTICA PATRIA NUEVA A – Km 267,8

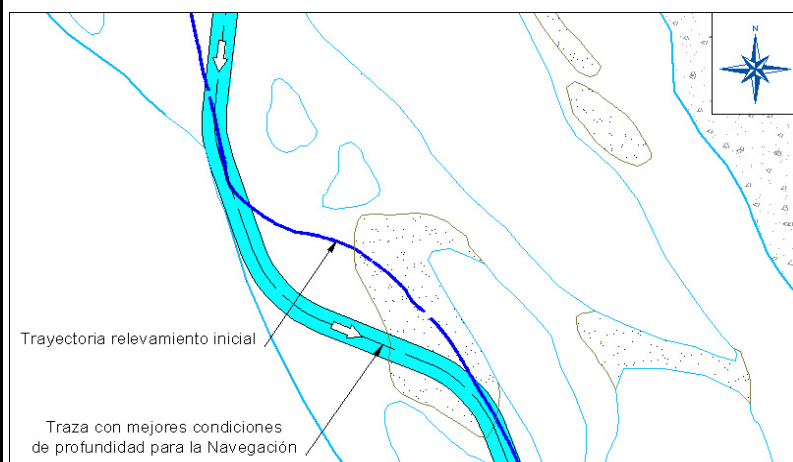
Coordenadas UTM: Este = 638130, Norte = 9732130

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra en la progresiva km 267,8, cerca del poblado de Patria Nueva; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen derecha, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia el centro del cauce, donde existe un banco de arena sumergida, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que antes de la zona crítica existe un gran banco de arena en la parte central y la margen izquierda. También se puede apreciar, que hay una franja con mejores condiciones de profundidad para la Navegación y que la zona no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

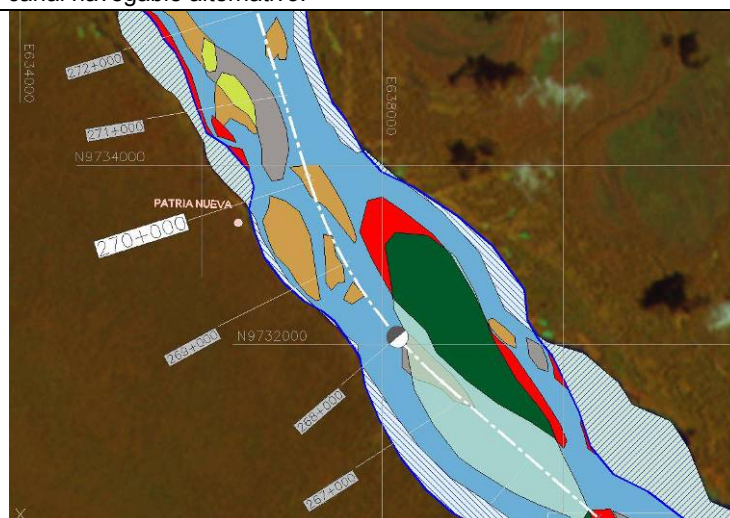
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Patria Nueva A
 Progresiva provisoria: 274,8 km
 Longitud crítica: 210 m
 Longitud a relevar: 600 m
 Prof. Determinante: 0,8 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 1,6 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen derecha (aguas arriba) hacia la el centro del cauce. El canal profundo inicialmente se recuesta sobre la margen derecha aguas arriba del sector crítico, para esquivar un banco de arena existente aguas abajo sobre la misma margen se dirige hacia el centro del cauce y pasa sobre un banco sumergido, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

Dado que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite navegar con mejores condiciones de profundidad, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.



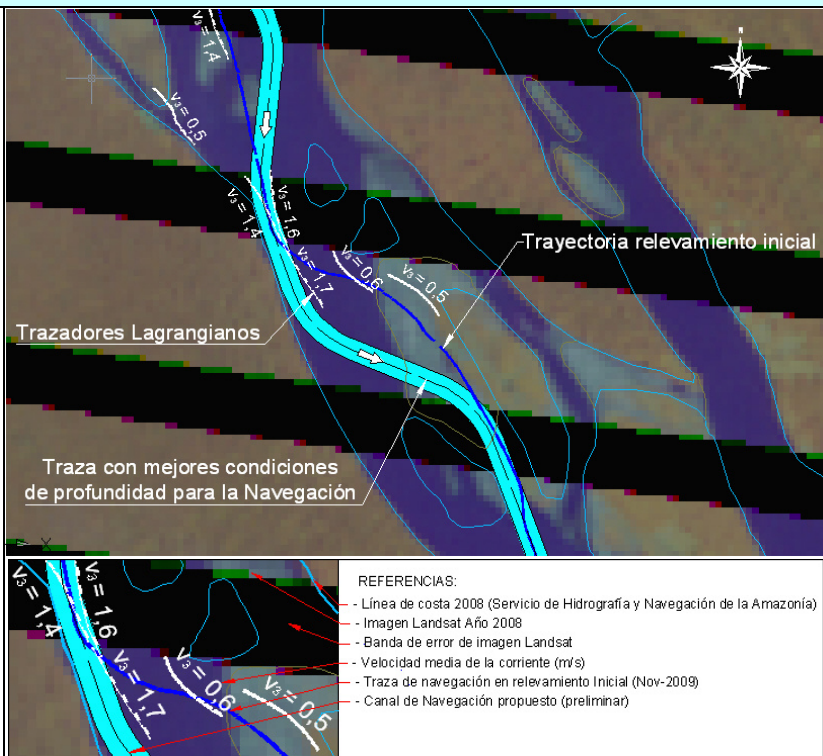
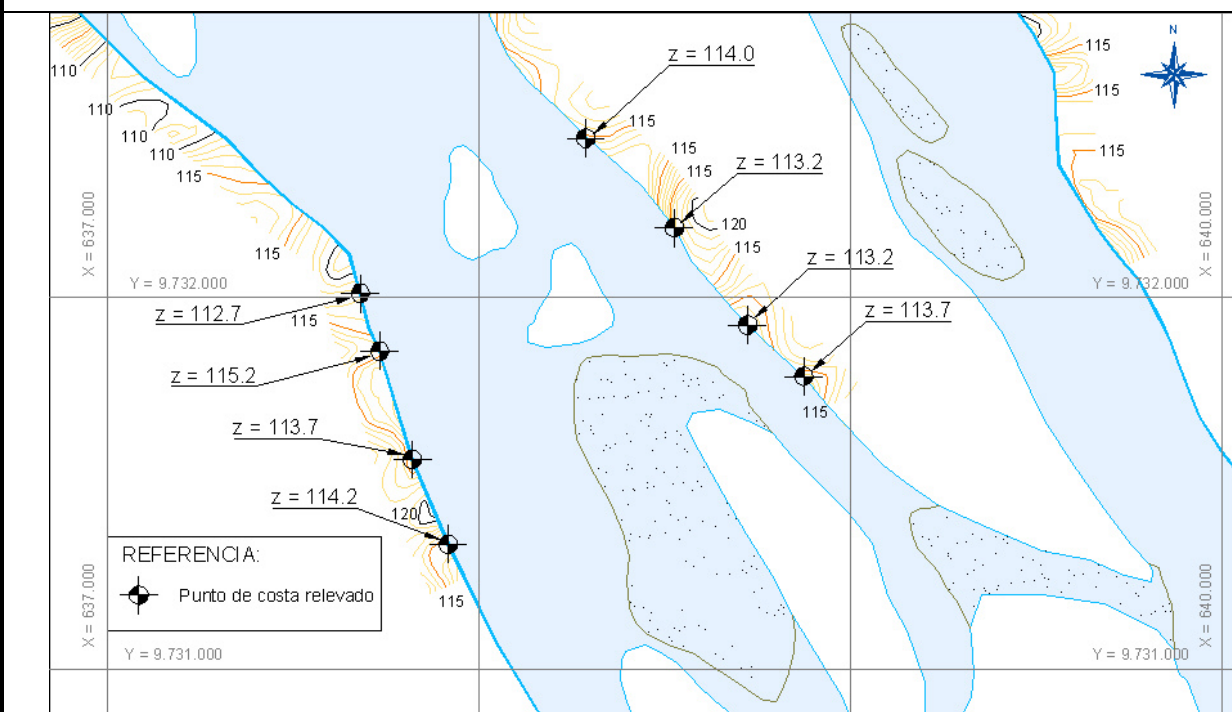
- | | |
|--|--|
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |

Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia que en la zona, colindando con el islote permanente que existe en la zona, se ha formado otro islote nuevo, así mismo se aprecian, franjas de islotes erosionados y costa sedimentada en medio del cauce. En la margen izquierda la costa presenta una zona erosionada a la altura del islote permanente con retrocesos de la costa en distancias variables que van desde 50 a 100 metros en ese sector, más aguas debajo de este punto, la costa ha sido sedimentada, con un avance del mismo de hasta 1000 metros. Mientras que en la margen derecha, como producto de la erosión, la costa ha tenido un retroceso variable, con un máximo de aproximadamente 150 metros. Es una zona de movilidad e inestabilidad.

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado varios seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio de 1,4 y 1,6 m/s, mientras que en la salida aguas abajo tiene una velocidad promedio de 1,7 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 0,5 y 0,6 m/s. Respecto al eje de la traza navegable propuesta, las corrientes medidas resultan razonablemente alineadas, con ángulos del orden de 10° a 15°.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 109,61 m.

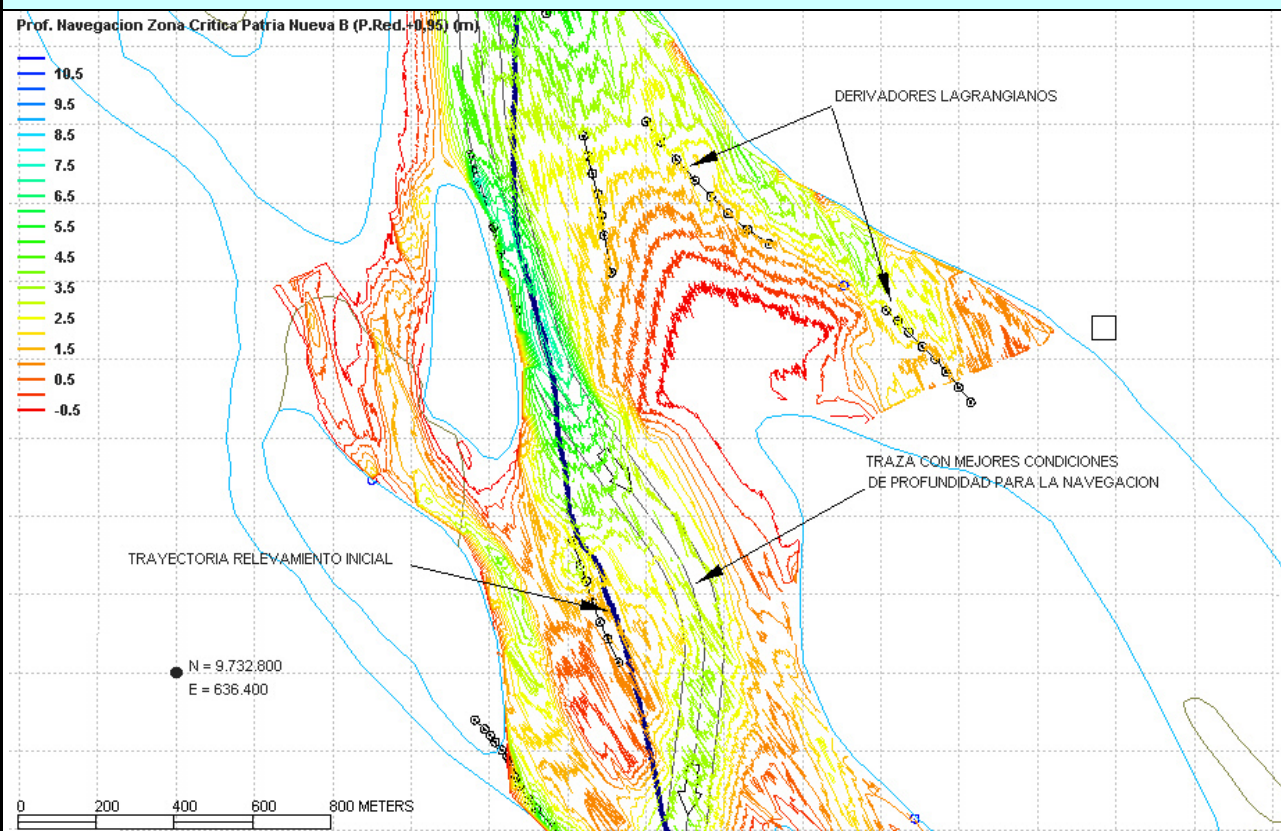
FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

ZONA CRÍTICA PATRIA NUEVA B – Km 268,7

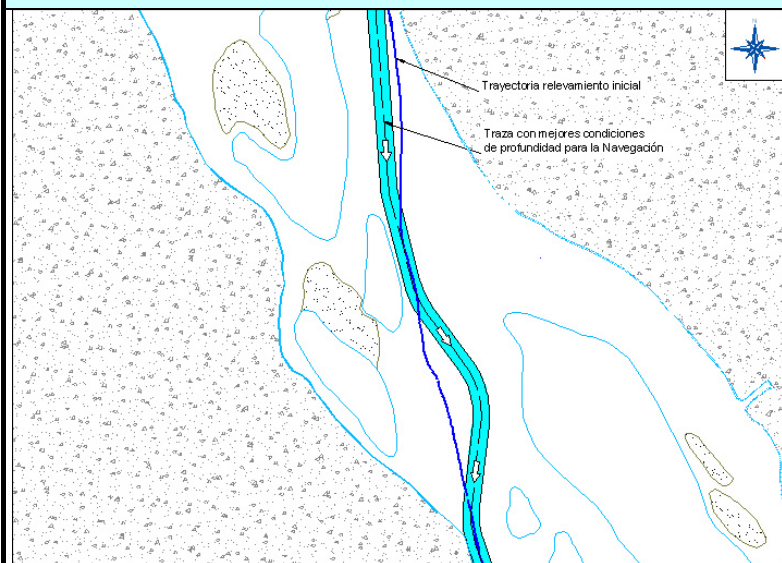
Coordenadas UTM: Este = 637630, Norte = 9732840

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra en la progresiva km 268,7 cerca del poblado de Patria Nueva; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen derecha, en la zona crítica, sobre la misma margen el río tiene un banco de arena sumergido que limita la profundidad de Navegación.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que en la zona crítica existe dos bancos de arena, el primero en la parte central aunque cercano a la margen izquierda, un poco mas aguas abajo otro sobre la margen derecha. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad y que la zona no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

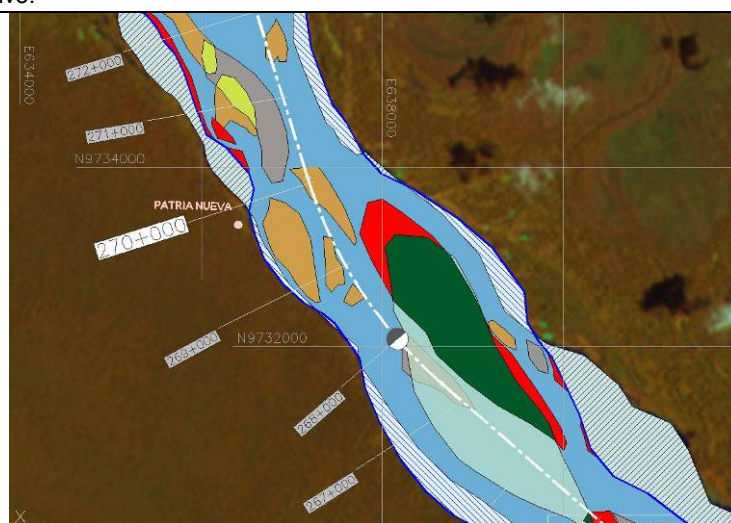
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Patria Nueva B
 Progresiva provisoria: 276,5 km
 Longitud crítica: 100 m
 Longitud a relevar: 2900 m
 Prof. Determinante: 0,8 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 2,0 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia la margen derecha. El canal profundo inicialmente en la margen izquierda, se dirige hacia la margen derecha aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda en línea recta, se pasa sobre un banco sumergido, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

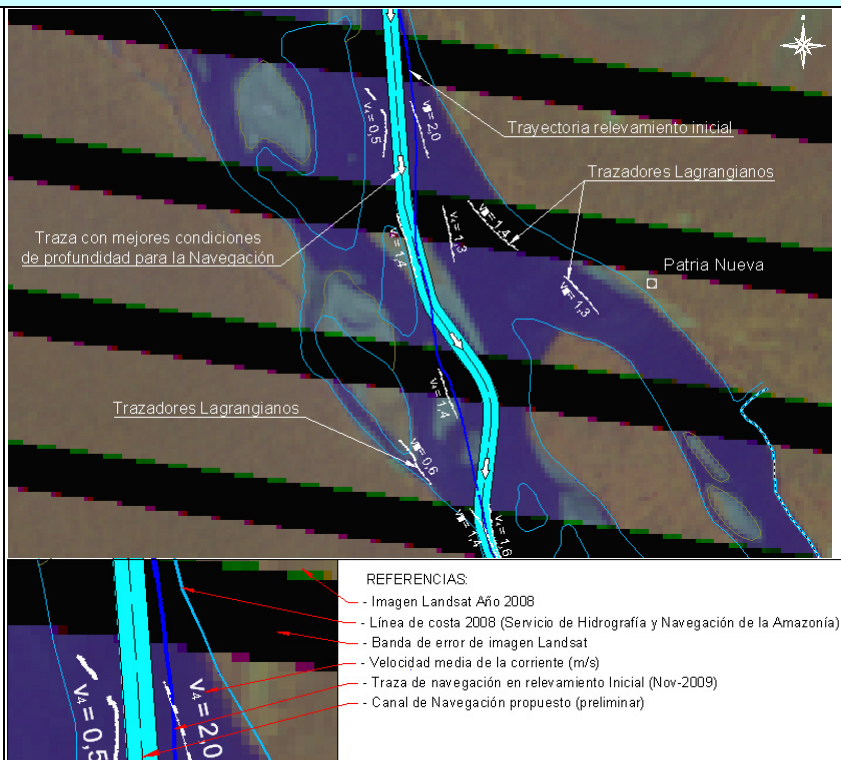
Dado que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite realizar el cambio de margen, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.



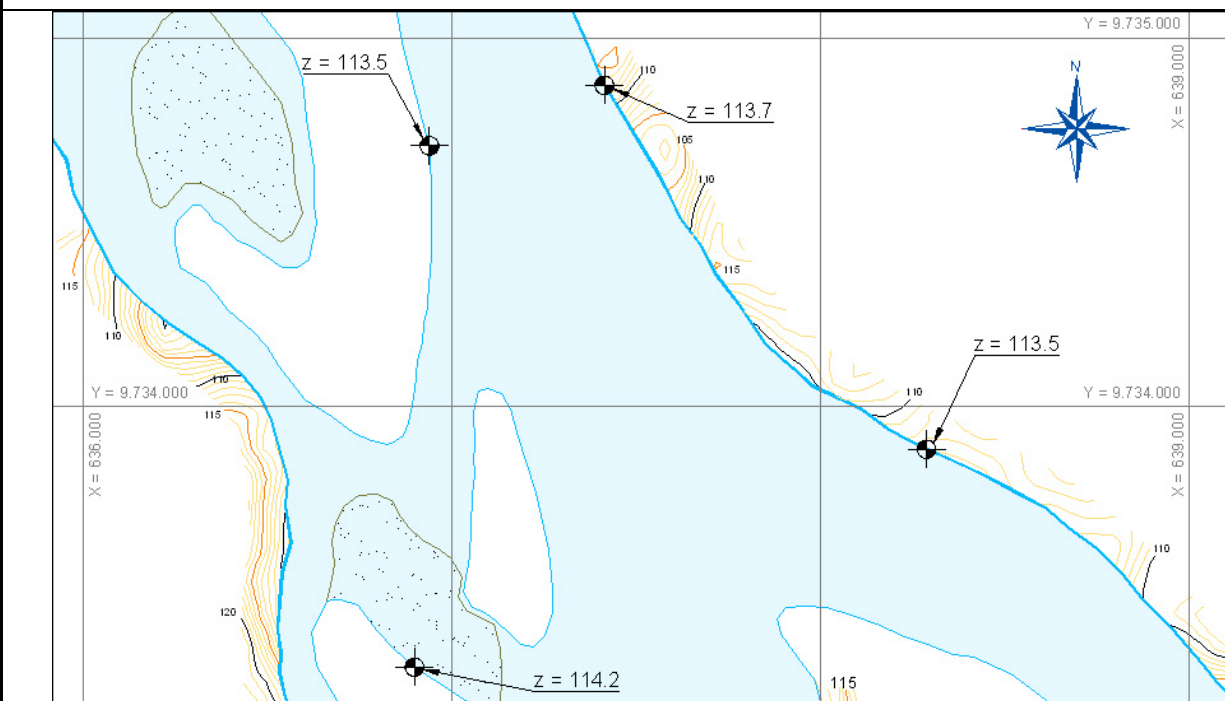
Se aprecia que en la zona prevalece la creación de bancos nuevos con relación a los permanentes, erosión en el sector aguas arriba del islote permanente. En la margen izquierda la costa ha sido erosionada, con retrocesos del mismo de aproximadamente 50 a 100 metros, mientras que en la margen derecha la costa ha sido sedimentada, con avance del mismo en distancias variables que van desde 50 a 200 metros en ese sector. La zona es de movilidad e inestabilidad.

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado varios seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa por el centro del cauce donde el río tiene velocidades promedio 1,4 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades son del orden de 1,3 m/s. Respecto al eje de la traza Navegable propuesta, las corrientes medidas resultan razonablemente alineadas, con ángulos del orden de 10° a 15° .



6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS



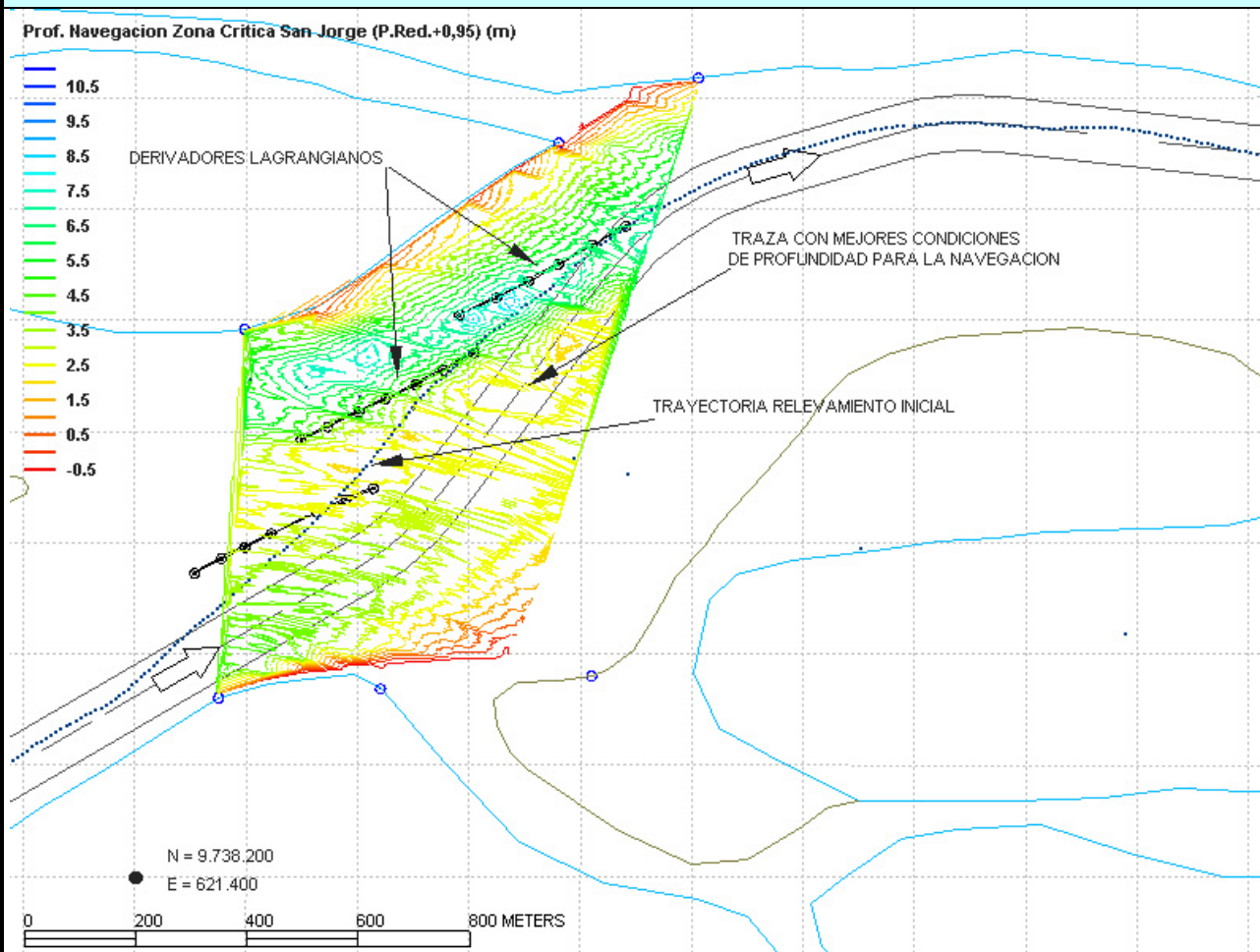
Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.
Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.
Cota del Plano de Reducción de Sondeos = 109.61 m.

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

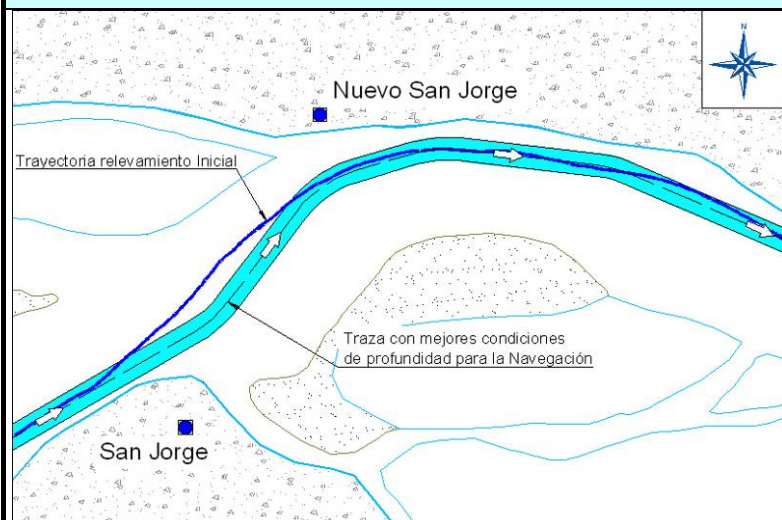
ZONA CRÍTICA SAN JORGE – Km 291,0
Coordenadas UTM: Este = 621950, Norte = 9739030

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra en la progresiva km 291,0, cerca del poblado de San Jorge; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen derecha, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen izquierda.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que en la zona critica existe un banco de arena en la parte central aunque cercano a la margen izquierda, justo antes de que el río inicie el cambio de margen y otro banco aguas abajo en la margen derecha después de que el río cambia de margen. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad y que la traza no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

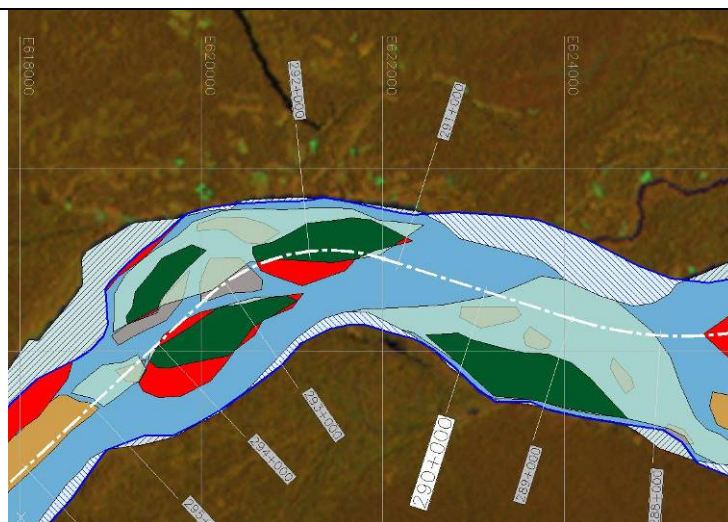
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: San Jorge
 Progresiva provisoria: 295,3 km
 Longitud crítica: 60 m
 Longitud a relevar: 600 m
 Prof. Determinante: 0,8 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 2,0 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen derecha (aguas arriba) hacia la margen izquierda, cruzando en dirección al flujo principal. El canal profundo se recuesta sobre la margen izquierda aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

Debido que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite realizar el cambio de margen, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.

**Referencias**

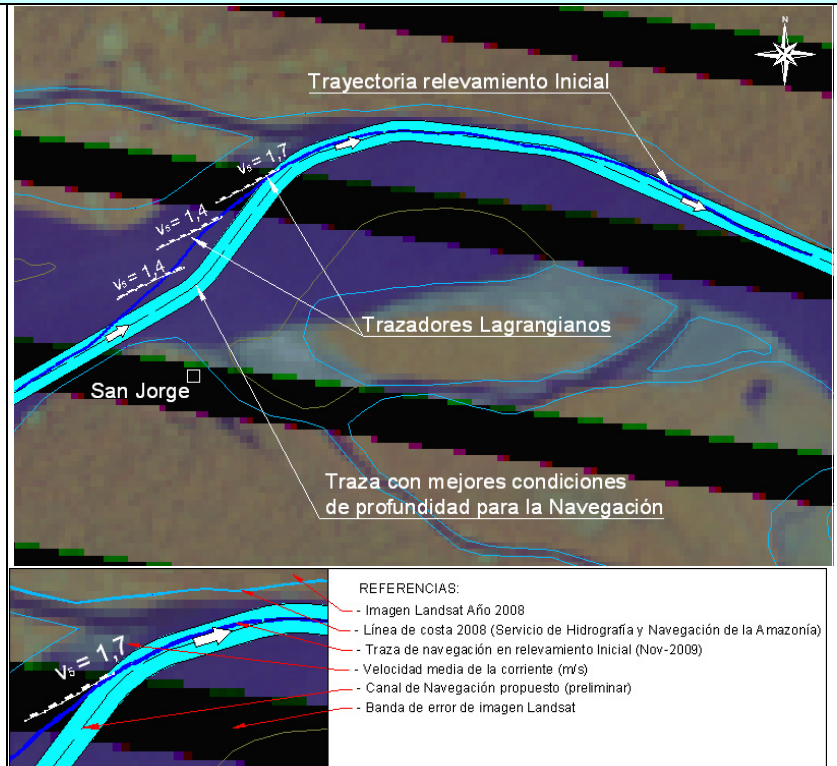
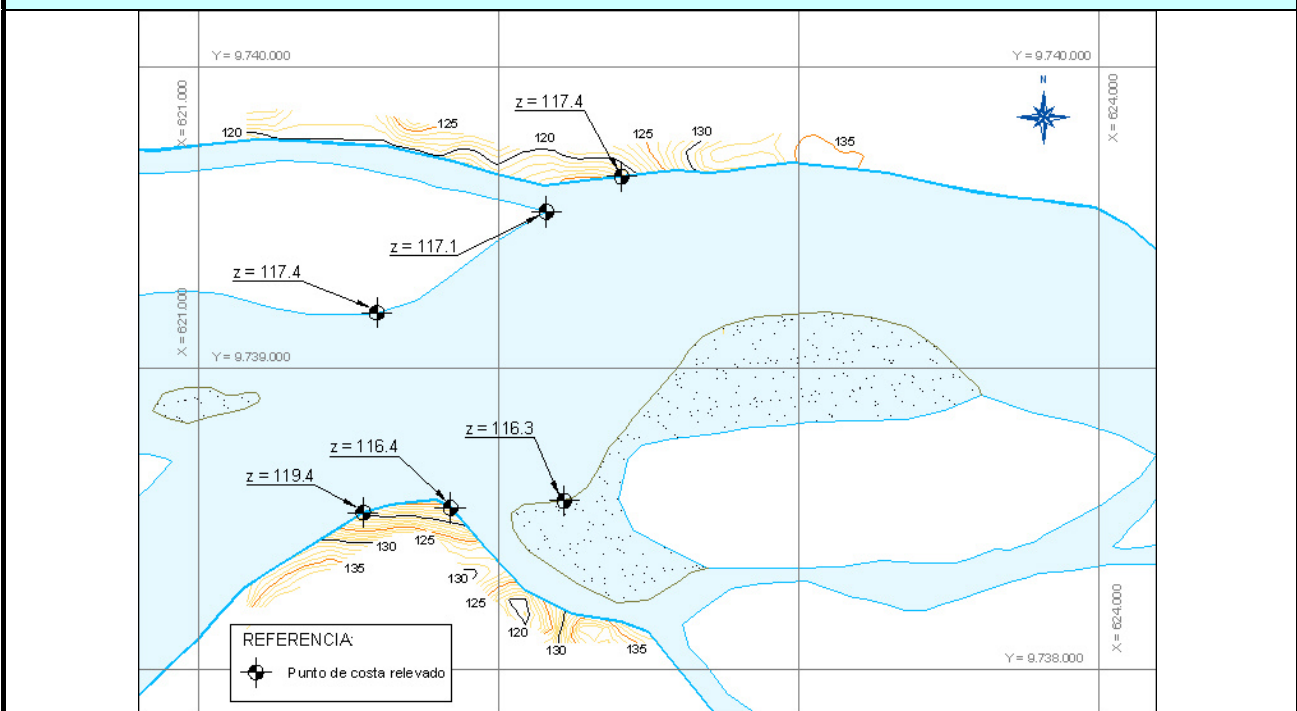
- | | | | |
|--|-----------------------------|--|--------------------|
| | Cauce de río en fecha base | | Bancos permanentes |
| | Costa de río en fecha final | | Bancos erosionados |
| | Islotes permanentes | | Bancos nuevos |
| | Islotes erosionados | | Costa erosionada |
| | Islotes nuevos | | Costa sedimentada |

Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia que en la zona se han creado islotes nuevos, así mismo, los islotes permanentes han sido erosionados, incluso con la formación de bancos e islas nuevas en el período. En lo respecta a la costa, en la margen izquierda antes de la zona crítica, la misma ha sido depositada con un avance de costa de aproximadamente entre 50 a 100 metros, más hacia aguas abajo sobre la misma margen la costa ha sido erosionada en distancias similares unos 50 a 100 metros, mientras que en la margen derecha, presenta erosión y retroceso de menor magnitud, alrededor de 20 a 50 metros. La zona crítica se encuentra justo antes de una curva, caracterizada por procesos de gran movilidad e inestabilidad.

5.– SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado tres seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades son 1,4 m/s, mientras que en la salida junto a la margen izquierda tiene una velocidad promedio de 1,7 m/s y presentan un ángulo de 30° con la traza navegada. Respecto al eje de la traza navegable propuesta, en general las corrientes medidas resultan razonablemente alineadas, con ángulos del orden de 15° a 20°.

**6.– CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 113,38 m.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

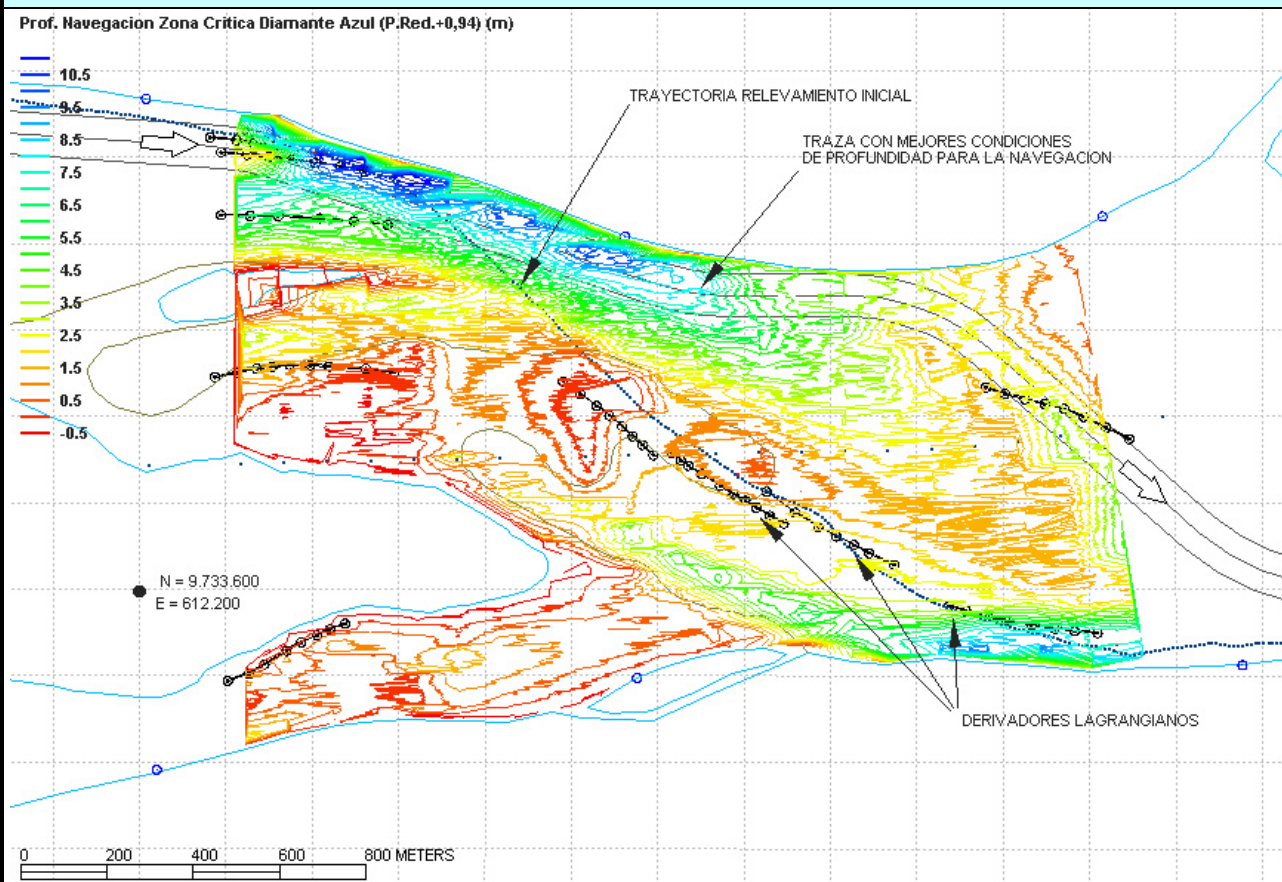
FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

ZONA CRÍTICA DIAMANTE AZUL – Km 301,3

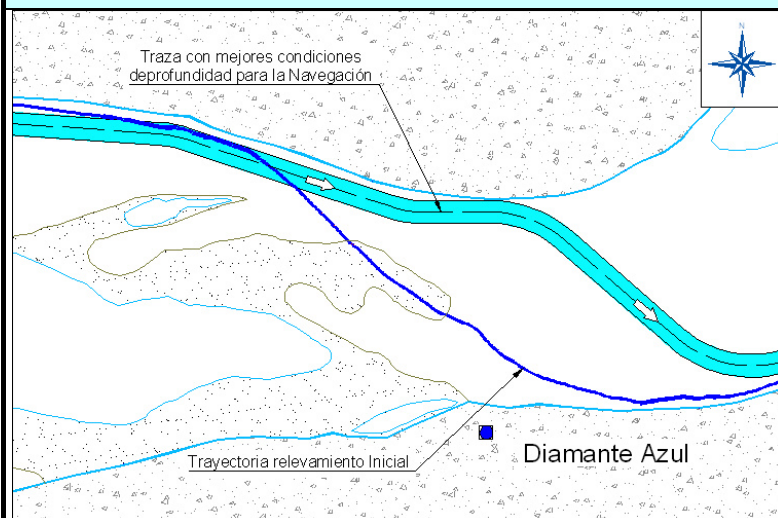
Coordenadas UTM: Este = 613540, Norte = 9733910

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra en la progresiva km 301,3, cerca del poblado de Diamante Azul; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen izquierda, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de Navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen derecha.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que antes de la zona critica existe un banco de arena en la parte central aunque cercano a la margen derecha y otro banco aguas abajo en la margen izquierda. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad y que la zona no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

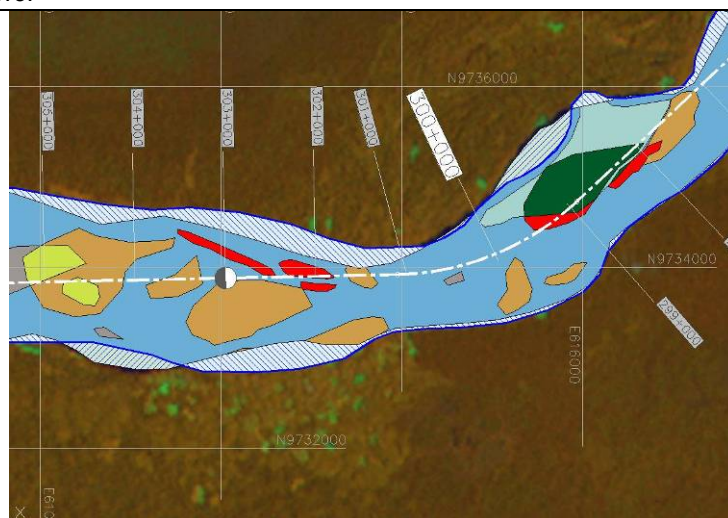
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Diamante Azul
 Progresiva provisoria: 309,7 km
 Longitud crítica: 540 m
 Longitud a relevar: 1700 m
 Prof. Determinante: 0,3 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 2,0 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia la margen derecha. El canal profundo después del paso crítico se recuesta sobre la margen derecha, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

Dado que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite realizar el cambio de margen, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.

**Referencias**

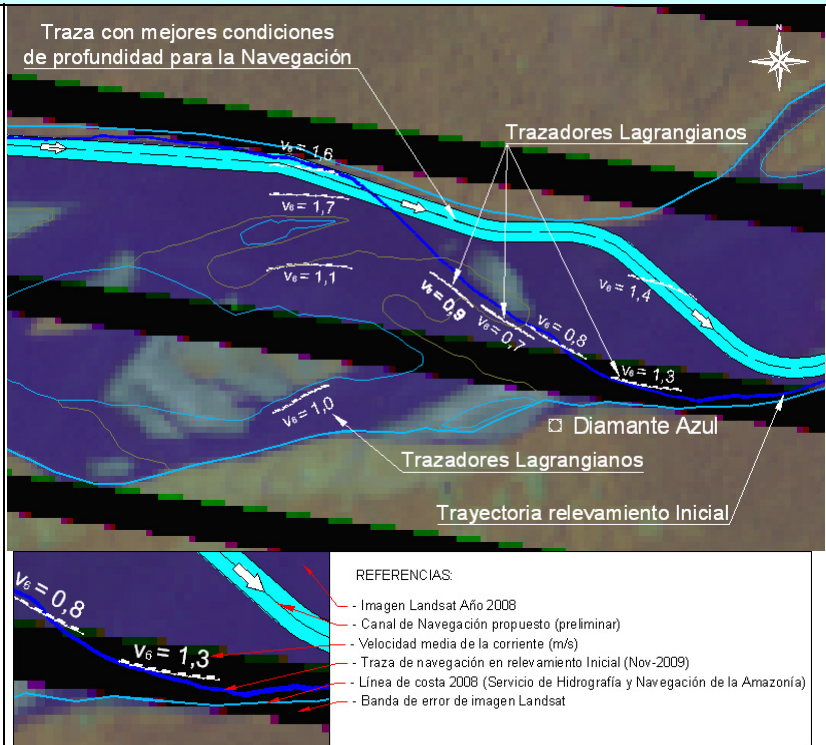
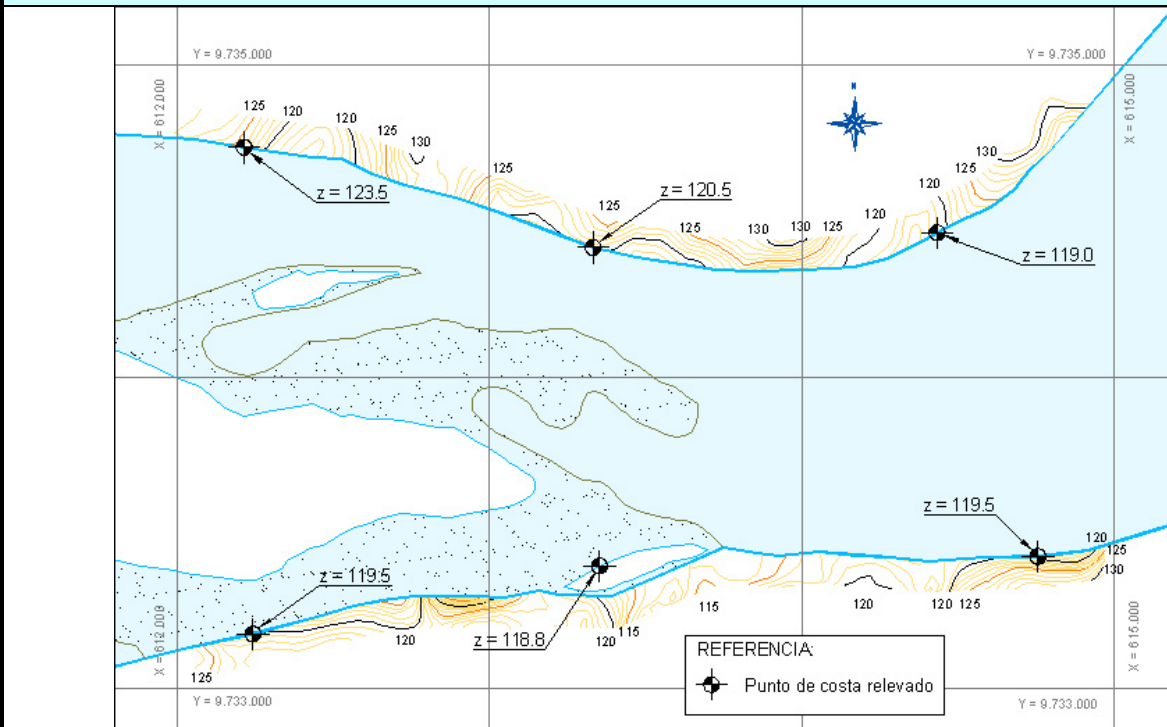
- | | |
|-----------------------------|--------------------|
| Cauce de río en fecha base | Bancos permanentes |
| Costa de río en fecha final | Bancos erosionados |
| Islotes permanentes | Bancos nuevos |
| Islotes erosionados | Costa erosionada |
| Islotes nuevos | Costa sedimentada |

Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia que en la zona prevalece la creación de bancos nuevos con relación a los permanentes en el período analizado. A lo largo de toda la zona crítica, sobre la margen izquierda la costa ha sido erosionada con un retroceso del mismo de alrededor de 50 a 100 metros, zona donde actualmente se ubica el canal navegable era terrestre al inicio del período. Mientras que la margen derecha, aguas arriba y antes de la zona crítica, la costa ha sido depositada con un avance del mismo de alrededor de 50 metros, inmediatamente después, aguas abajo sobre la misma margen la costa ha sido erosionada con un retroceso de aproximadamente unos 50 a 100 metros. Es una zona de gran movilidad e inestabilidad.

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado varios seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,6 y 1,7 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego del cruce de margen tiene una velocidad promedio de 1,3 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 0,7 y 0,8 m/s. Respecto al eje de la traza navegable propuesta, las corrientes medidas resultan razonablemente alineadas, con ángulos del orden de 15° a 20°.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

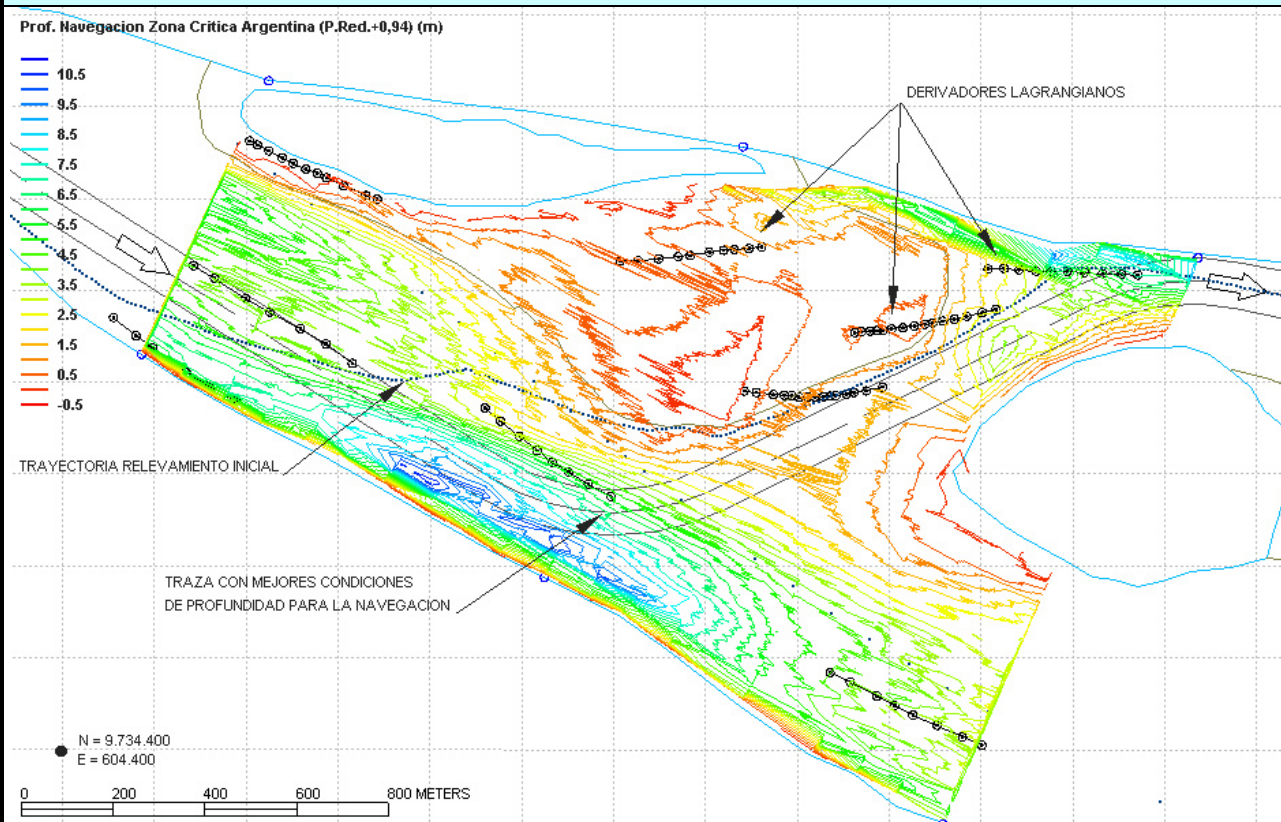
Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 115,13 m.

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

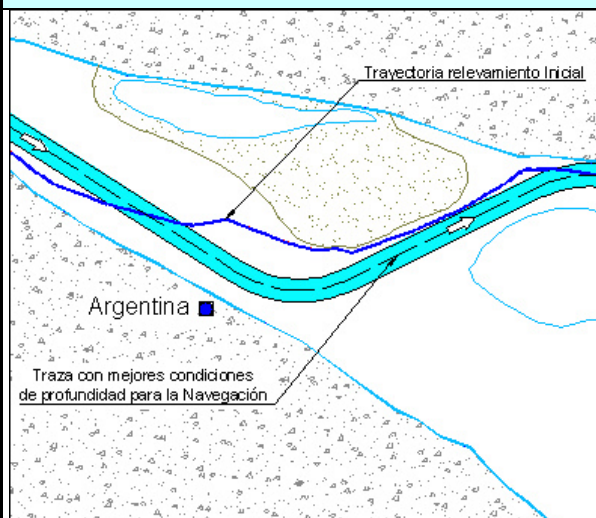
ZONA CRÍTICA ARGENTINA – Km 309,5
Coordenadas UTM: Este = 605630, Norte = 9735040

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra en la progresiva km 309,5, cerca del poblado de Argentina; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen derecha, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen izquierda.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que justo antes de la zona crítica existe un banco de arena que ocupa la parte central y la margen izquierda, aguas abajo de la zona crítica existe otro banco, ocupando la parte central y la margen derecha. También se puede apreciar, que hay una franja que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad, pero las profundidades son insuficientes y limitan la Navegación.

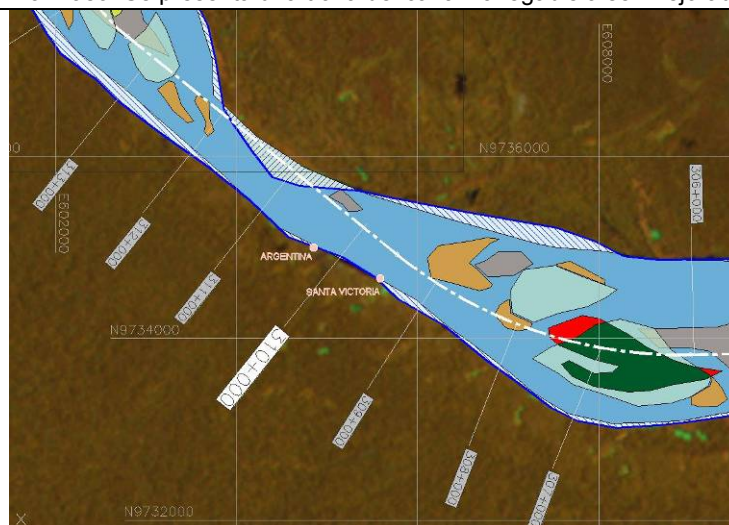
4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Argentina
 Progresiva provisoria: 317,9 km
 Longitud crítica: 310 m
 Longitud a relevar: 2000 m
 Prof. Determinante: 0,5 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: 500
 Prof. Determinante: 1,1 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen derecha (aguas arriba) hacia la margen izquierda, cruzando hacia el flujo principal. El canal profundo se recuesta sobre la margen izquierda aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades que limita la Navegación. Sin embargo, existe una franja navegable pero con profundidades insuficientes para la Navegación, por tanto, este sector es considerado un Mal Paso. Se presenta una traza del canal navegable a ser mejorado.

**Referencias**

Cauce de río en fecha base	Bancos permanentes
Costa de río en fecha final	Bancos erosionados
Islotes permanentes	Bancos nuevos
Islotes erosionados	Costa erosionada
Islotes nuevos	Costa sedimentada

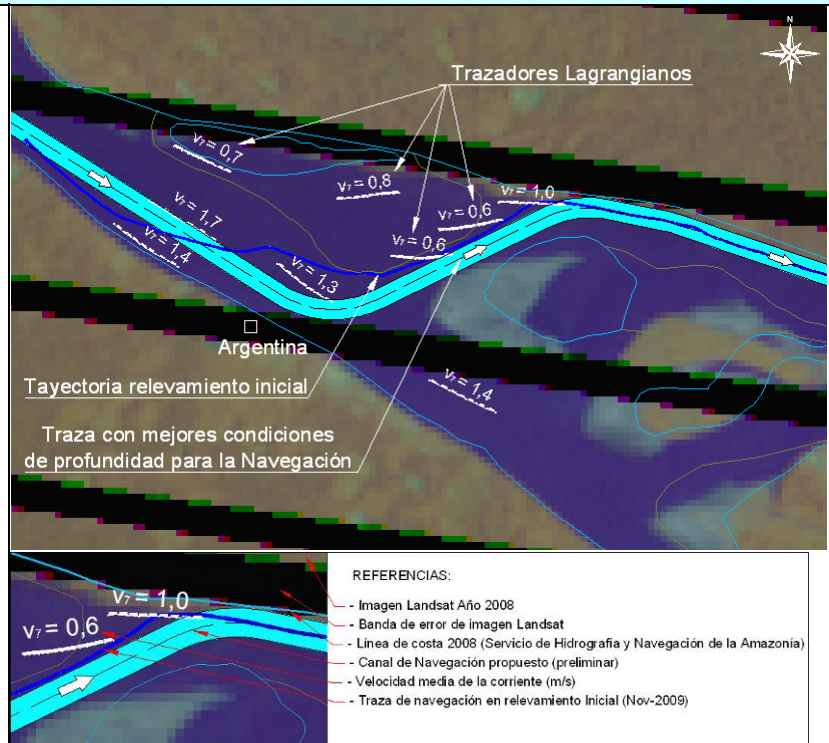
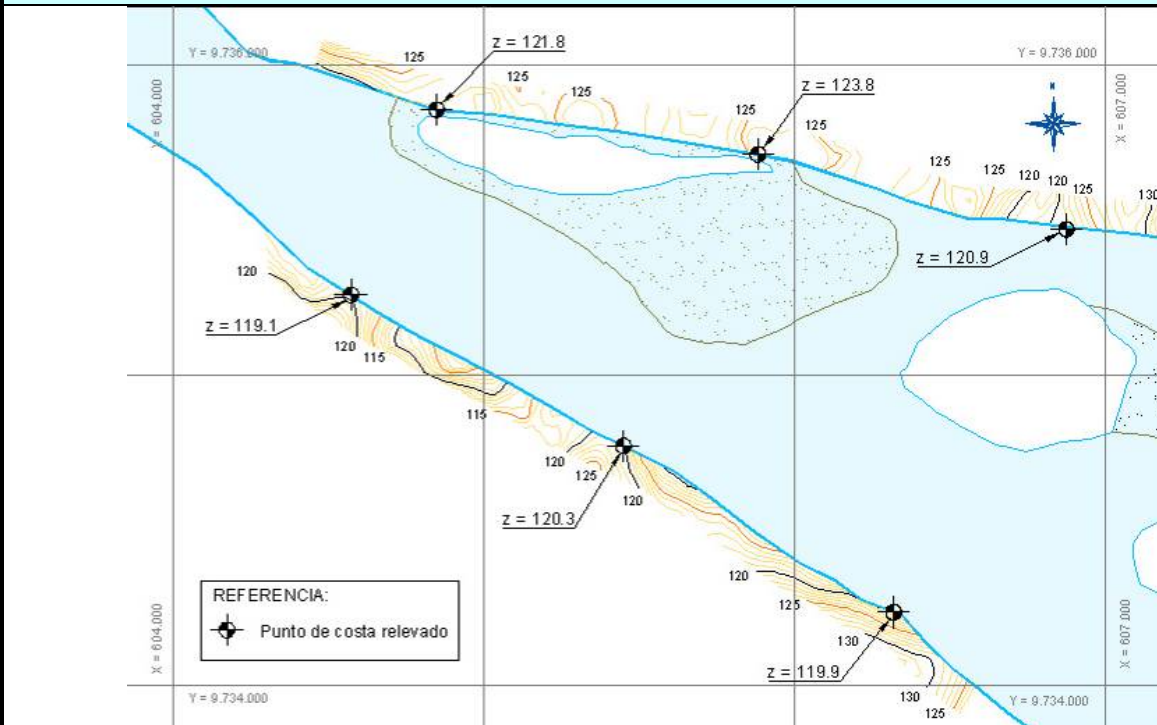
Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia que en la zona prevalece la creación de bancos nuevos y la formación de nuevas islas en el período. Antes de la zona crítica, sobre la margen izquierda existe un tramo de costa erosionada, con retroceso la costa de aproximadamente unos 50 a 100 metros en ese sector. Es una zona de gran movilidad e inestabilidad.

Director de Proyecto:
 Julio Cardini

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado varios seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,7 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego del cruce de margen tiene una velocidad promedio de 1,0 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 0,6 m/s, y presentan un ángulo de 30° con la traza navegada y el canal propuesto.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

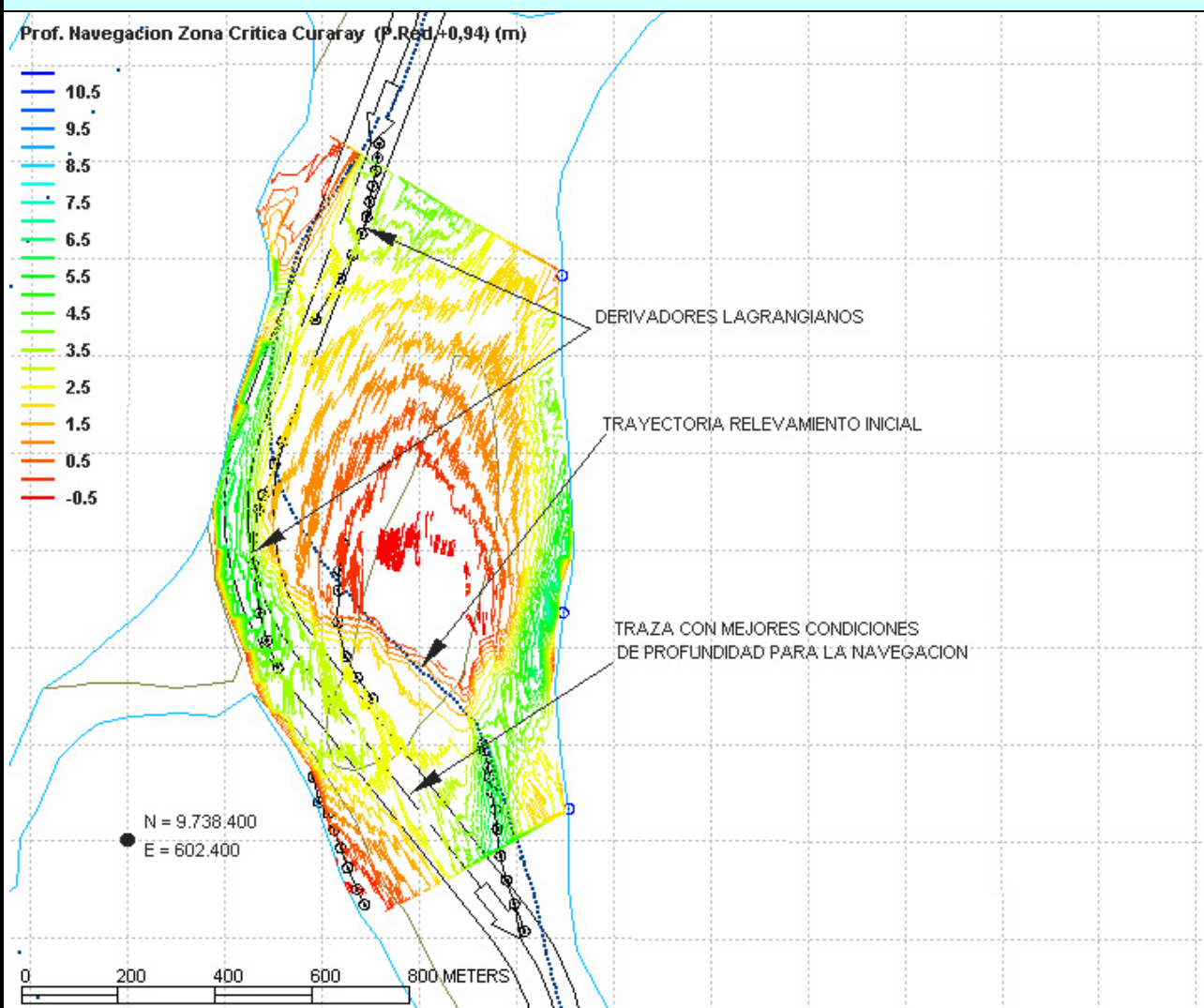
Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.
Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.
Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 116,53 m.

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

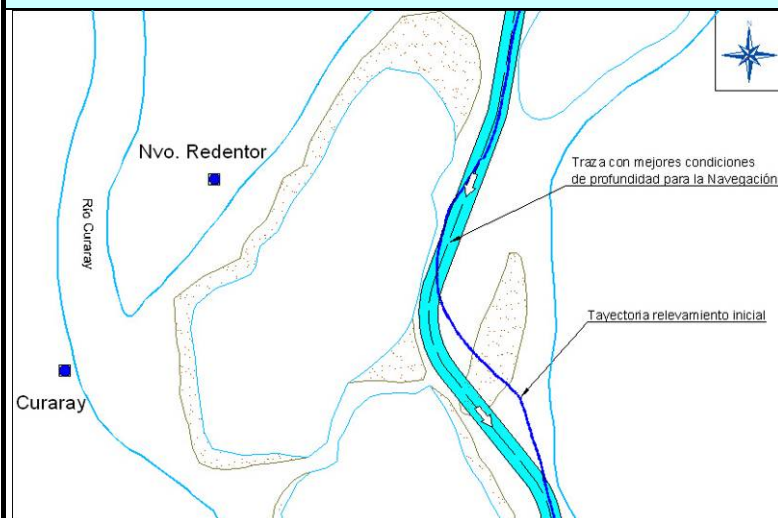
ZONA CRÍTICA CURARAY – Km 315,0
Coordenadas UTM: Este = 602050, Norte = 9738960

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, en la progresiva km 315,0, aguas arriba del Destacamento Fluvial Curaray; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen derecha, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen izquierda.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRÍTICA

Se puede apreciar, que en la zona crítica existe un banco de arena en la parte central y la margen izquierda dando lugar a que el cauce principal se recueste sobre la margen derecha, existe otro banco aguas abajo en la margen derecha después del paso crítico. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad y que la zona no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

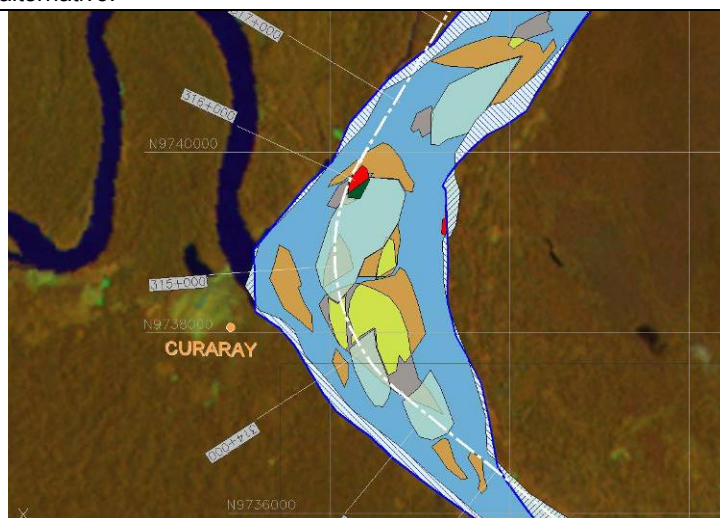
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Curaray
 Progresiva provisoria: 322,4 km
 Longitud crítica: 40 m
 Longitud a relevar: 1300 m
 Prof. Determinante: 0,8 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 2,5 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen derecha (aguas arriba) hacia la margen izquierda. El canal profundo se recuesta sobre la margen izquierda aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

Debido a que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite realizar el cambio de margen, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.

**Referencias**

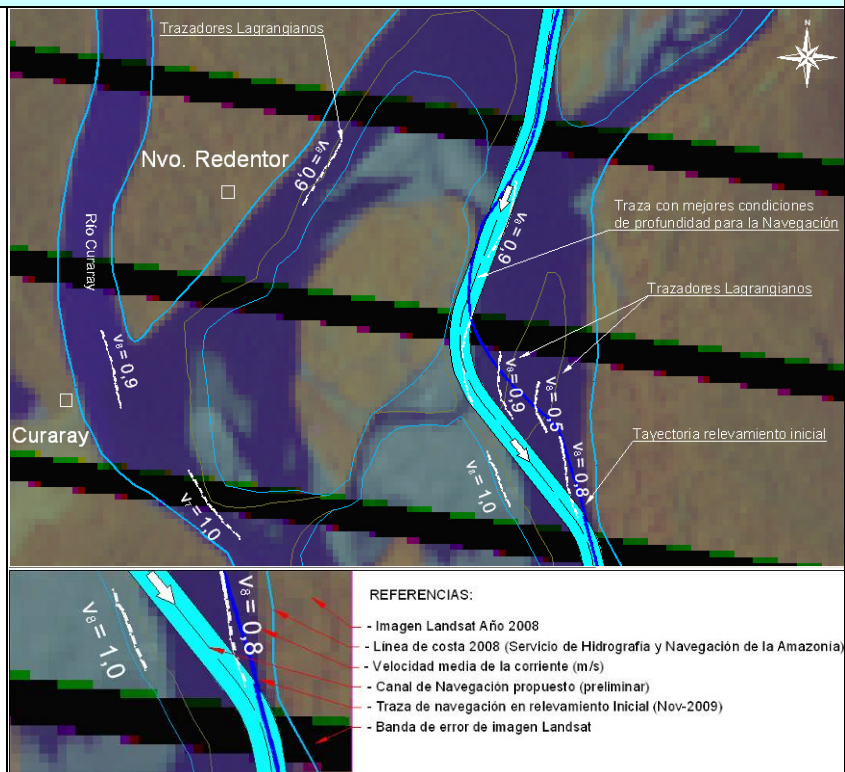
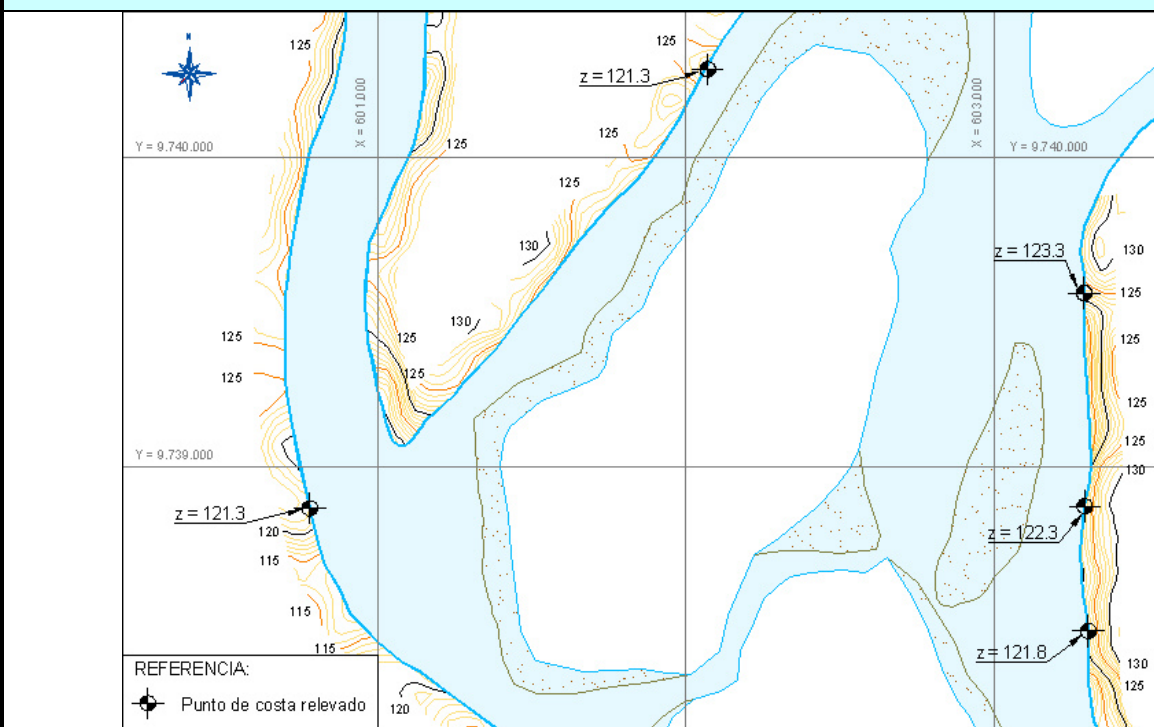
Cauce de río en fecha base	Bancos permanentes
Costa de río en fecha final	Bancos erosionados
Islotes permanentes	Bancos nuevos
Islotes erosionados	Costa erosionada
Islotes nuevos	Costa sedimentada

Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia que en la zona prevalece la creación de bancos nuevos con relación a los permanentes, incluso con la formación de nuevas islas en el período. Existen varios tramos de costa erosionados, tanto en la margen izquierda como en la derecha, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 20 a 50 metros en la margen izquierda y margen derecha. Se destaca que en esta zona desemboca el río Curaray, con importante aporte de caudal líquido y sólido, generando los problemas característicos de la confluencia entre un río principal y un afluente, fundamentalmente la falta de energía para transportar los sedimentos que llegan hasta esta zona, provocando la deposición generalizada de sedimentos en este sector. Es una zona de gran movilidad e inestabilidad.

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado varios seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 0,9 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego del cruce de margen tiene una velocidad promedio de 0,8 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades son 0,8 y 0,9 m/s, y presentan un ángulo de 30° con la traza navegada.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

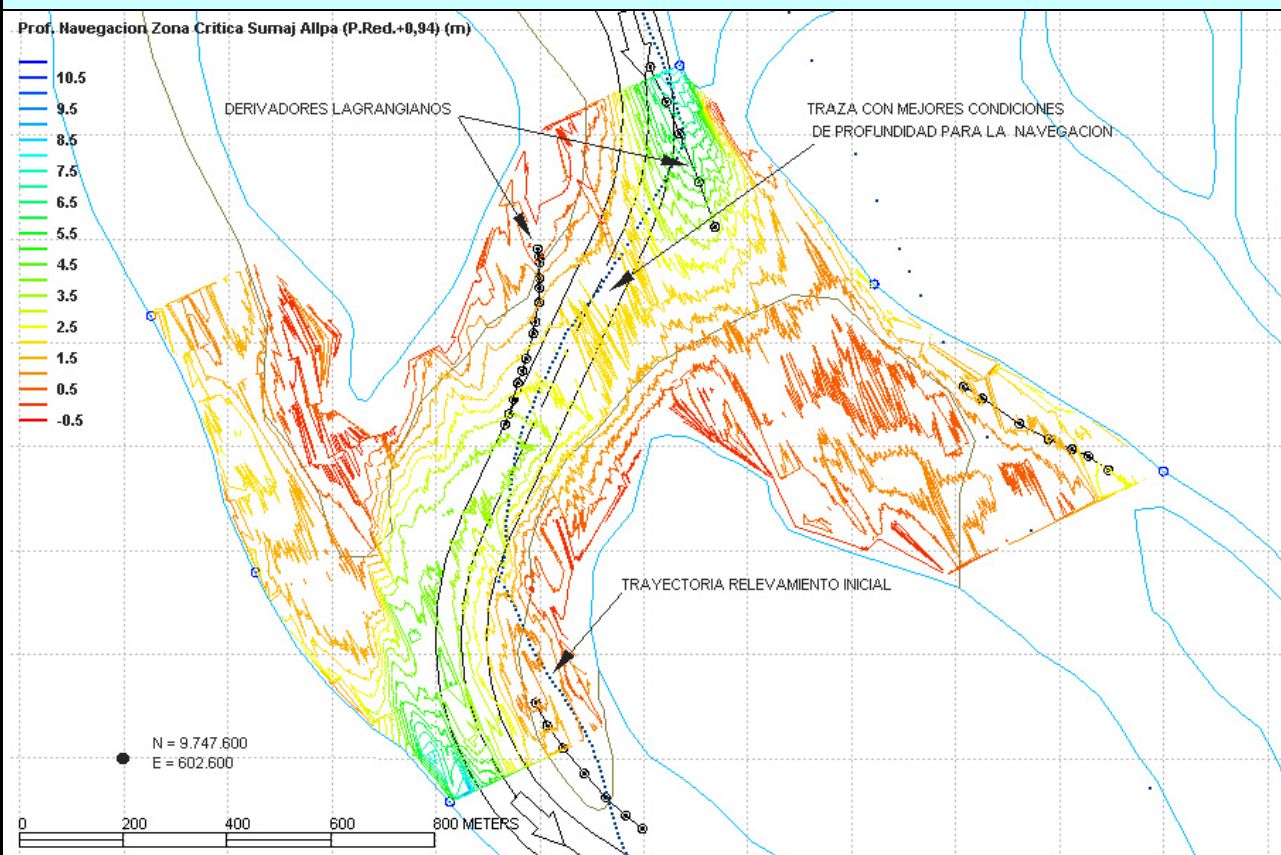
Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 117,47 m.

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

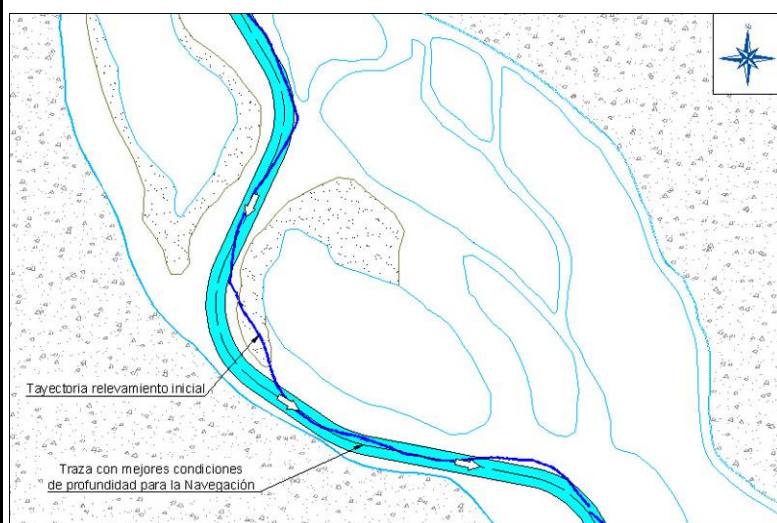
ZONA CRÍTICA SUMAC ALLPA – Km 325,6
Coordenadas UTM: Este = 604140, Norte = 9748490

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se en la progresiva km 325,6, cerca del poblado de Sumac Allpa; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen izquierda, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen derecha.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que en la zona critica existe un banco de arena en la parte central aunque cercano a la margen derecha, justo antes del cruce de margen que tiene el río y existe otro banco aguas abajo del cruce en la parte central y la margen izquierda. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad, pero que igualmente limitan la Navegabilidad en este tramo.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

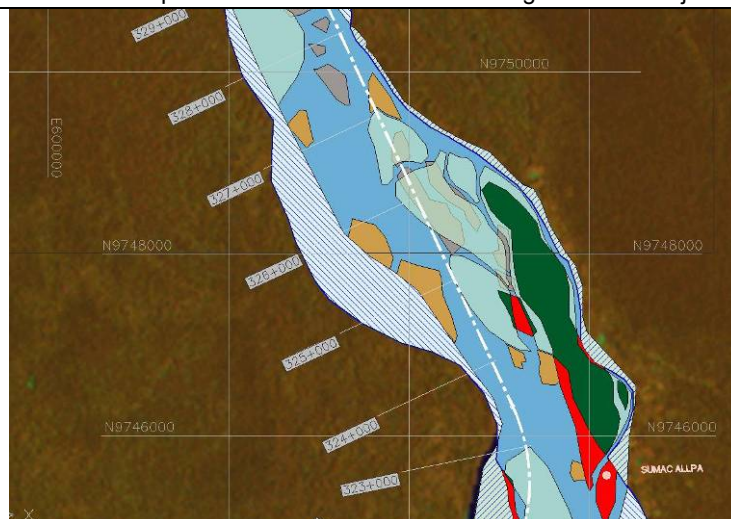
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Sumac Allpa
 Progresiva provisoria: 335,1 km
 Longitud crítica: 180 m
 Longitud a relevar: 1300 m
 Prof. Determinante: 1,1 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: 170
 Prof. Determinante: 1,4 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia la margen derecha. El canal profundo se recuesta sobre la margen derecha aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades, que limita la Navegación.

Existe una franja navegable, pero con profundidad insuficiente que no permite realizar el cambio de margen, este sector es considerado un Mal Paso. Se presenta una traza del canal navegable a ser mejorado.

**Referencias**

- | | |
|-----------------------------|--------------------|
| Cauce de río en fecha base | Bancos permanentes |
| Costa de río en fecha final | Bancos erosionados |
| Islotes permanentes | Bancos nuevos |
| Islotes erosionados | Costa erosionada |
| Islotes nuevos | Costa sedimentada |

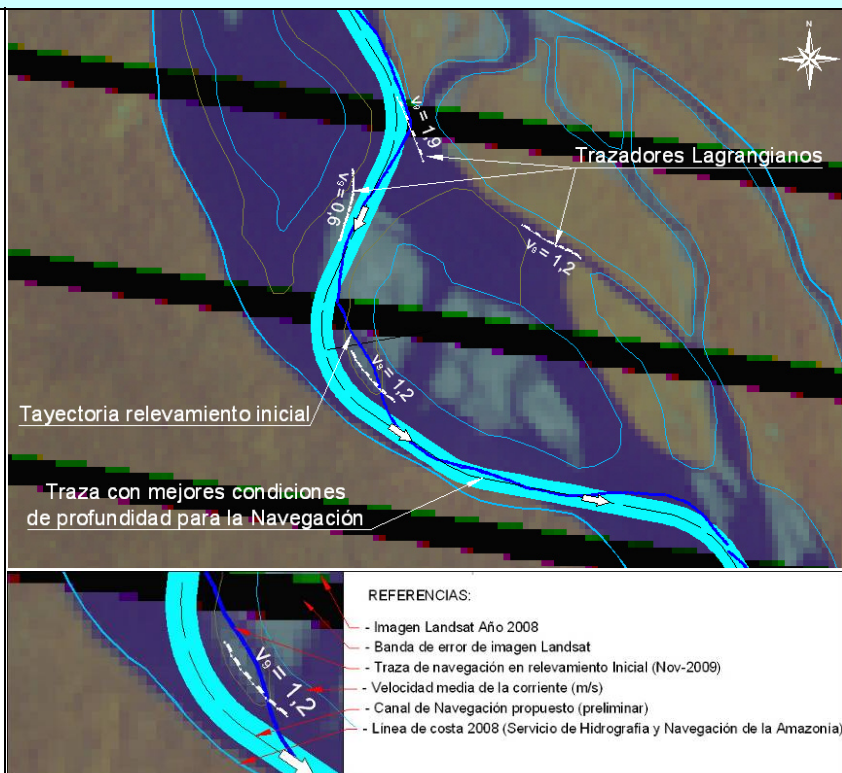
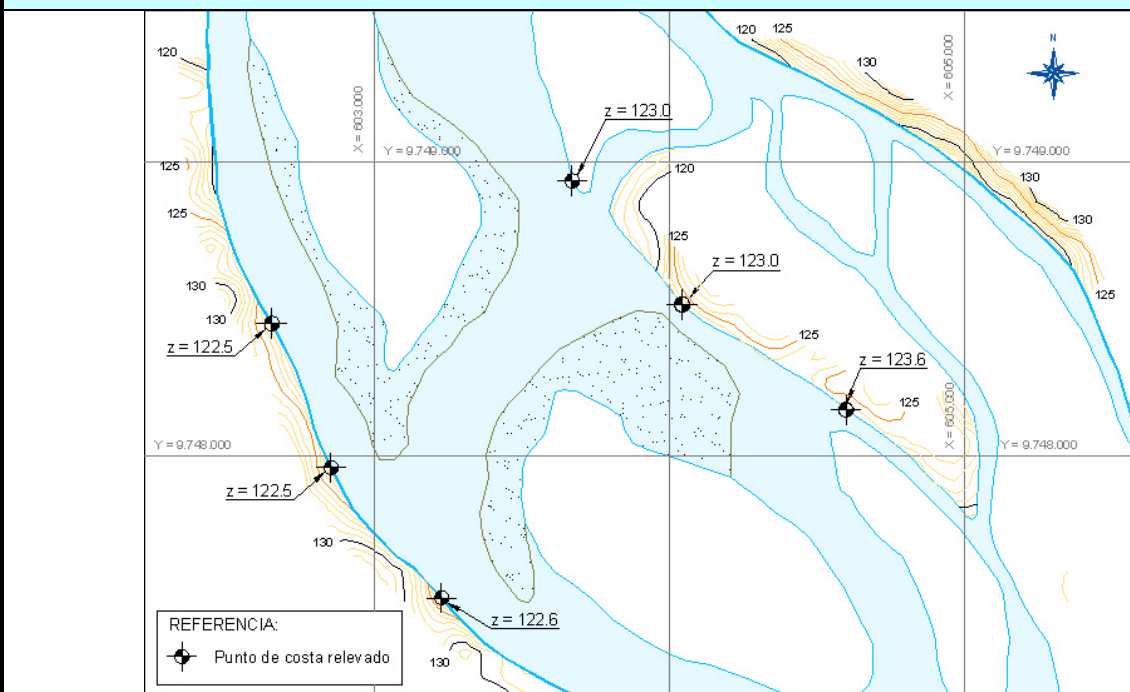
Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia en la zona, la creación de bancos e islotes nuevos, así como, franjas de erosión en el islote permanente ubicado en el cauce del río. Existen varios tramos de costa erosionados, y particularmente en la margen derecha zona donde actualmente se ubica el canal navegable era terrestre al inicio del período, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 400 a 500 metros, mientras que en la margen izquierda, la costa retrocedió aproximadamente 50 metros. Es una zona de gran movilidad e inestabilidad.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado cuatro seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,9 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego de la curva tiene una velocidad promedio de 1,2 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 0,6 m/s, y presentan un ángulo de 30° con la traza navegada y el canal propuesto

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

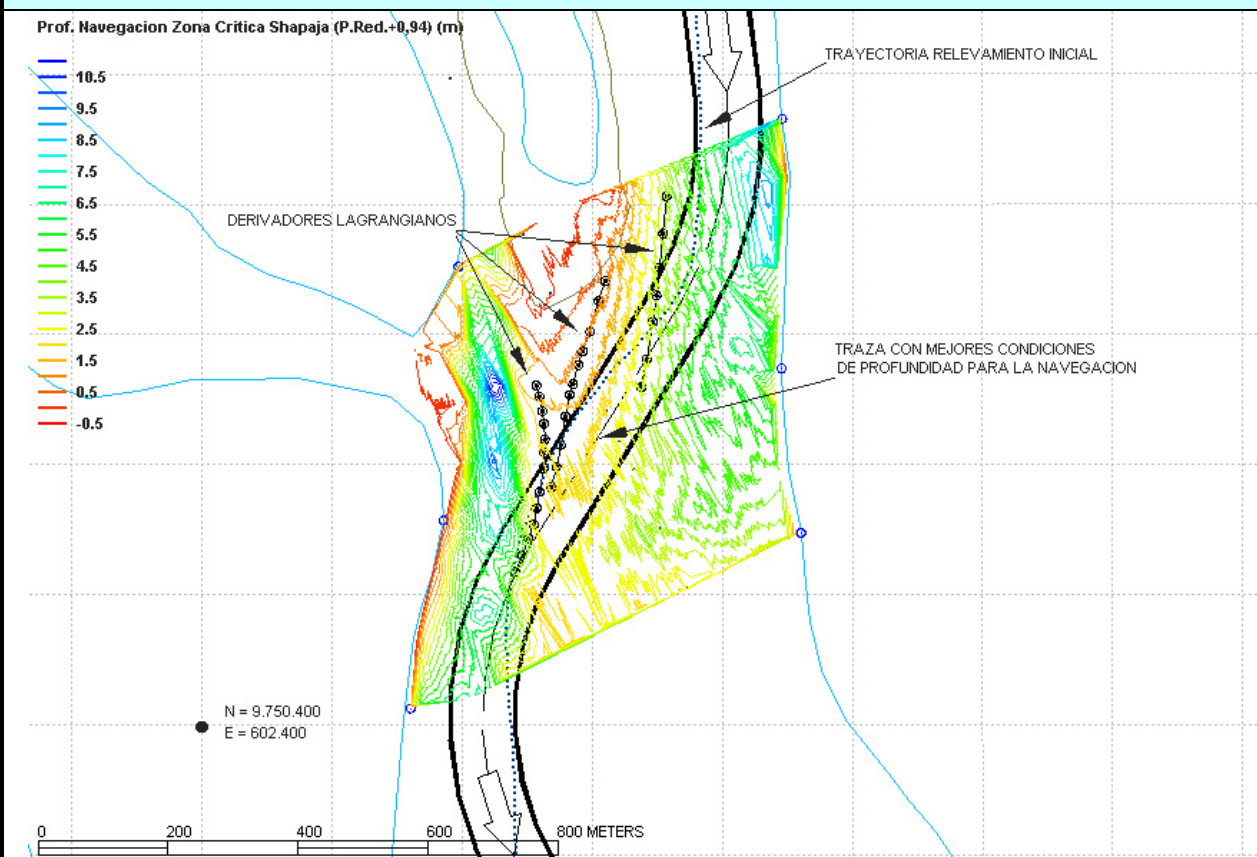
Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.
Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.
Cota del Plano de Reducción de Sondeos = 119,27 m.

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

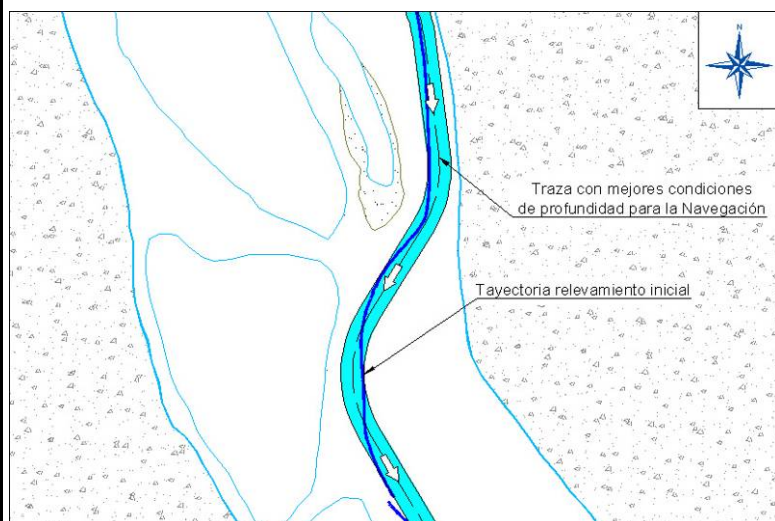
ZONA CRÍTICA SHAPAJA – Km 328,2
Coordenadas UTM: Este = 603040, Norte = 9750840

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra en la progresiva km 328,2, cerca del poblado de Shapaja; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen izquierda, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen derecha.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRÍTICA

Se puede apreciar, que en la zona crítica existe un banco de arena en la parte central casi unido a la margen derecha, justo antes del cruce de margen que tiene el río y existe otro banco aguas abajo del cruce en la margen izquierda. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad y que la zona no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

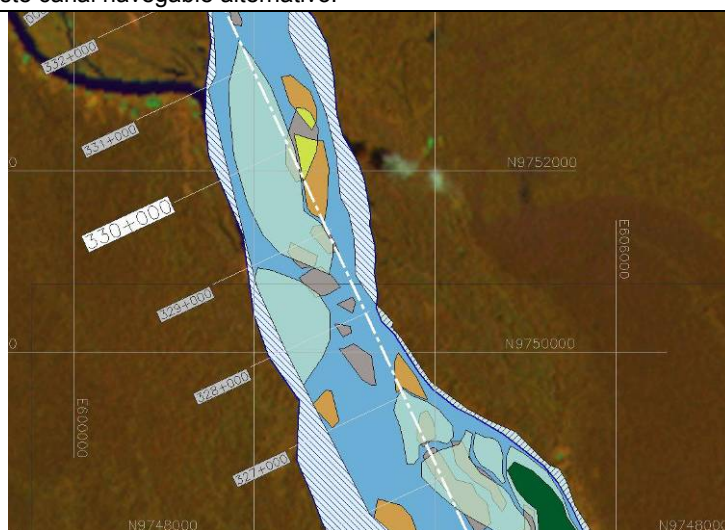
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Shapaja
 Progresiva provisoria: 337,8 km
 Longitud crítica: 90 m
 Longitud a relevar: 500 m
 Prof. Determinante: 1,2 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 1,9 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia el centro del cauce. El canal profundo se ubica en el centro del cauce aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos sectores del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

Dado que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite realizar el cambio de margen hacia el centro del cauce, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.

**Referencias**

- | | |
|-----------------------------|--------------------|
| Cauce de río en fecha base | Bancos permanentes |
| Costa de río en fecha final | Bancos erosionados |
| Islotes permanentes | Bancos nuevos |
| Islotes erosionados | Costa erosionada |
| Islotes nuevos | Costa sedimentada |

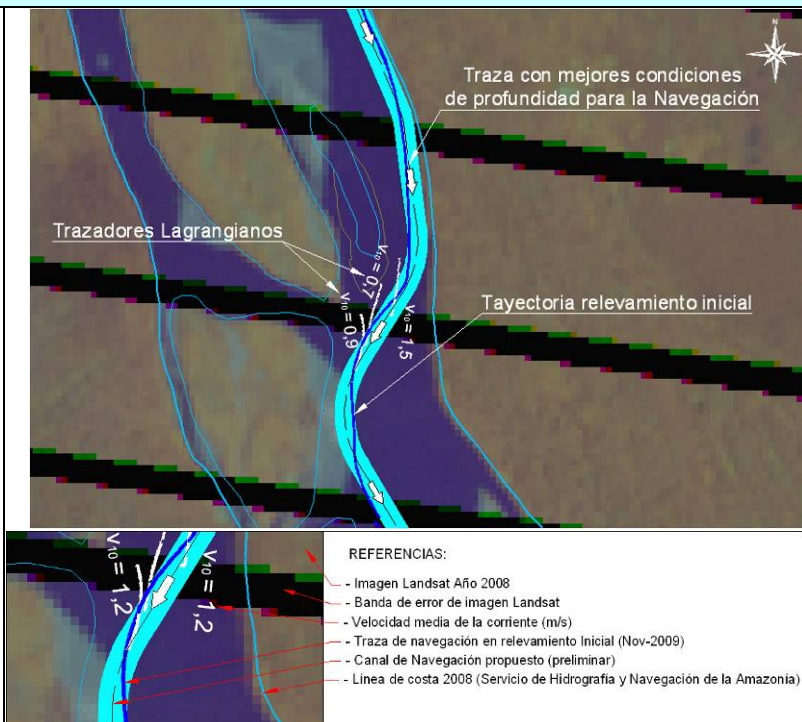
Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia que en la zona prevalece la creación de bancos e islotas nuevos con relación a los bancos e islotas permanentes. Existen varios tramos de costa erosionados, en ambas márgenes, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 100 a 300 metros en ambas márgenes. Es una zona de gran movilidad e inestabilidad.

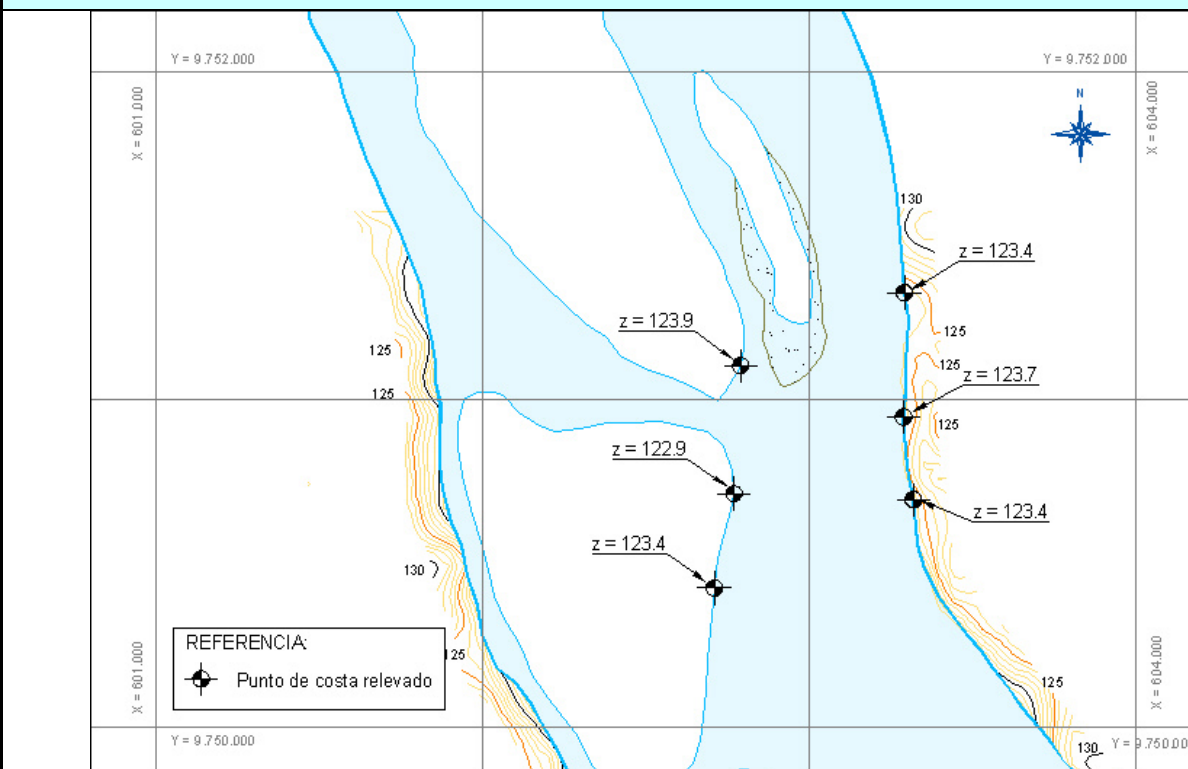
5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado tres seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación.

En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,5 m/s, mientras en inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 0,7 y 0,9 m/s, y presentan un ángulo de 30° con la traza navegada y el canal propuesto.



6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS



Cotas z. en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

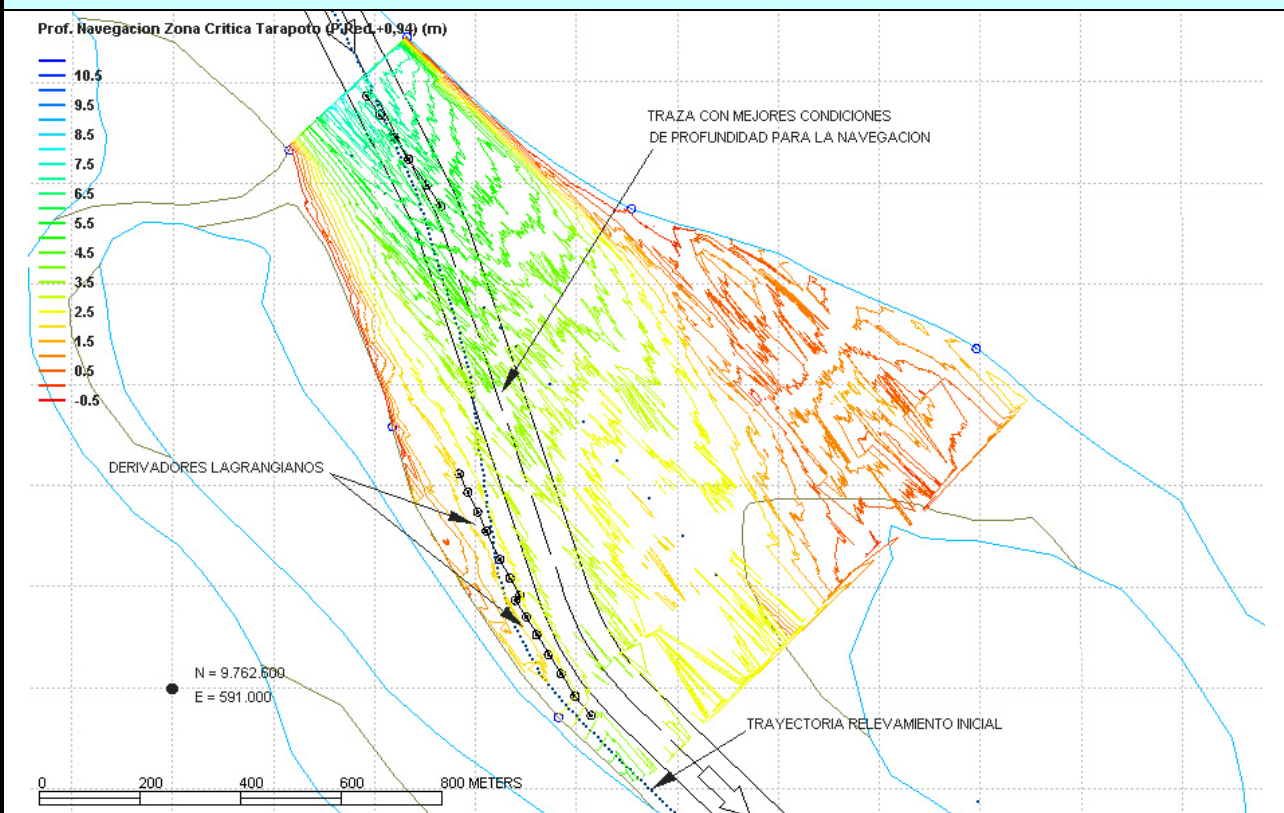
Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 119,71 m.

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

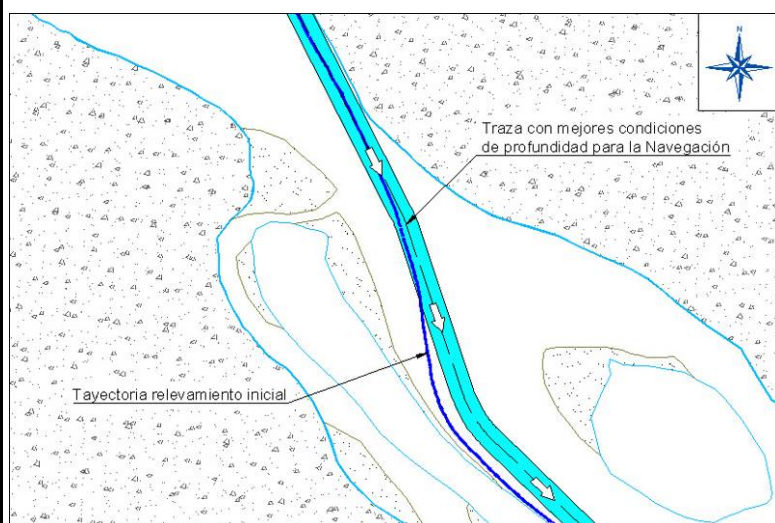
ZONA CRÍTICA TARAPOTO – Km 346,3
Coordenadas UTM: Este = 591820, Norte = 9763130

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra cerca del poblado de Tarapoto en la progresiva km 346,3; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen izquierda, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen derecha.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRÍTICA

Se puede apreciar, que aguas abajo de la zona crítica existe un banco de arena en la parte central aunque cercano a la margen izquierda obstruyendo el flujo normal del río, induciendo al curso principal a cambiar de margen. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad y que la zona no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

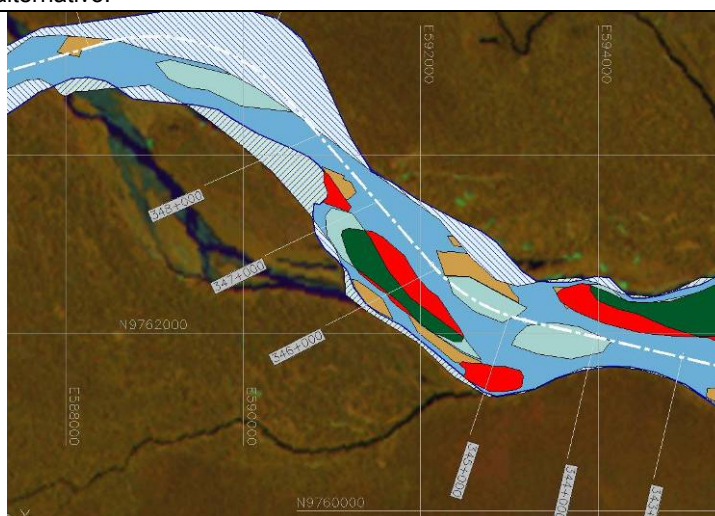
4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Tarapoto
 Progresiva provisoria: 355,7 km
 Longitud crítica: 150 m
 Longitud a relevar: 1200 m
 Prof. Determinante: 1,1 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 3,0 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia la margen derecha, cruzando hacia el flujo principal. El canal profundo se recuesta sobre la margen izquierda aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades. Debido a que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite realizar el cambio de margen, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.

**Referencias**

- | | |
|-----------------------------|--------------------|
| Cauce de río en fecha base | Bancos permanentes |
| Costa de río en fecha final | Bancos erosionados |
| Islotos permanentes | Bancos nuevos |
| Islotos erosionados | Costa erosionada |
| Islotos nuevos | Costa sedimentada |

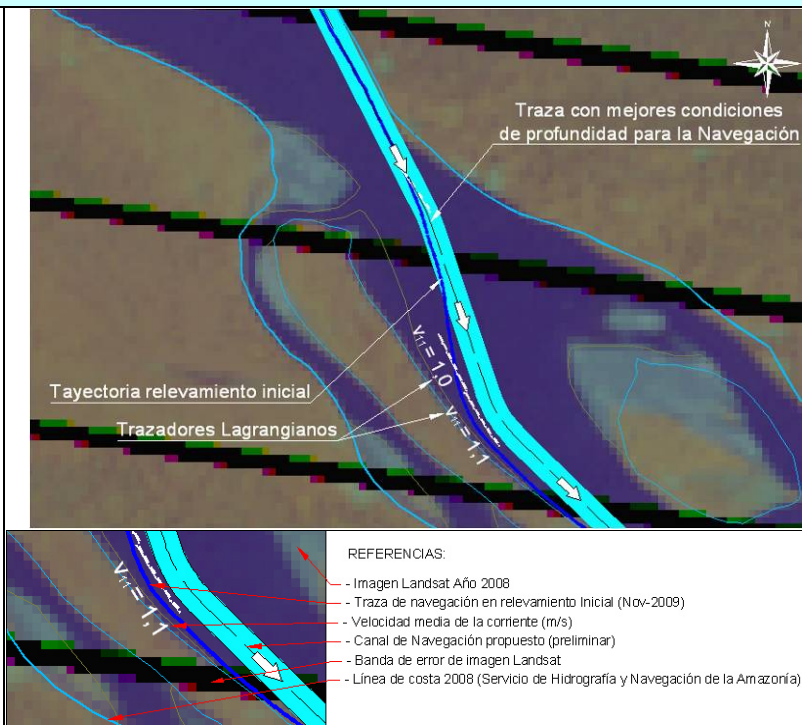
Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia en la zona, la creación de bancos e islotos nuevos, zonas de erosión en los islotos permanentes ubicados en el cauce principal. En la zona crítica existen tramos erosionados en ambas márgenes, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 100 a 200 metros en la margen izquierda y unos 20 a 50 metros en la margen. Es una zona de movilidad e inestabilidad.

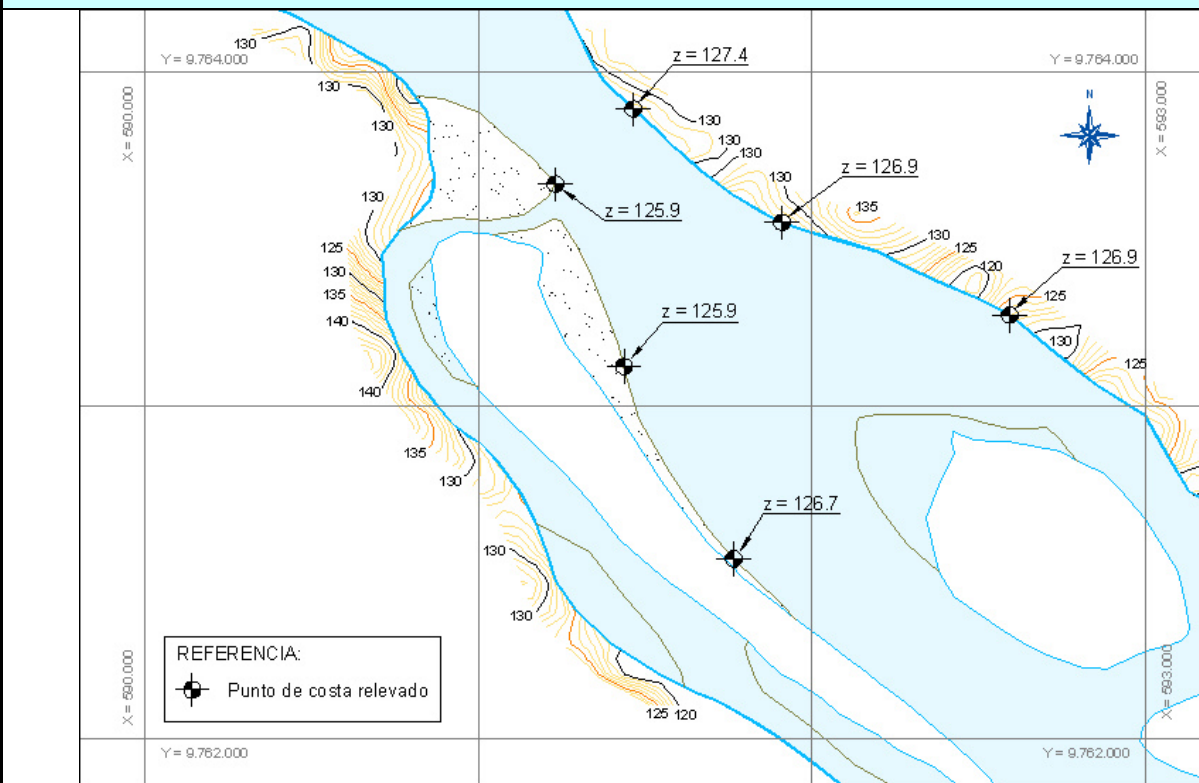
5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado dos seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación.

En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,7 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego de la curva tiene una velocidad promedio de 1,0 y 1,1 m/s. Respecto al eje de la traza navegable propuesta, las corrientes medidas resultan razonablemente alineadas, con ángulos del orden de 10° .



6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS



Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

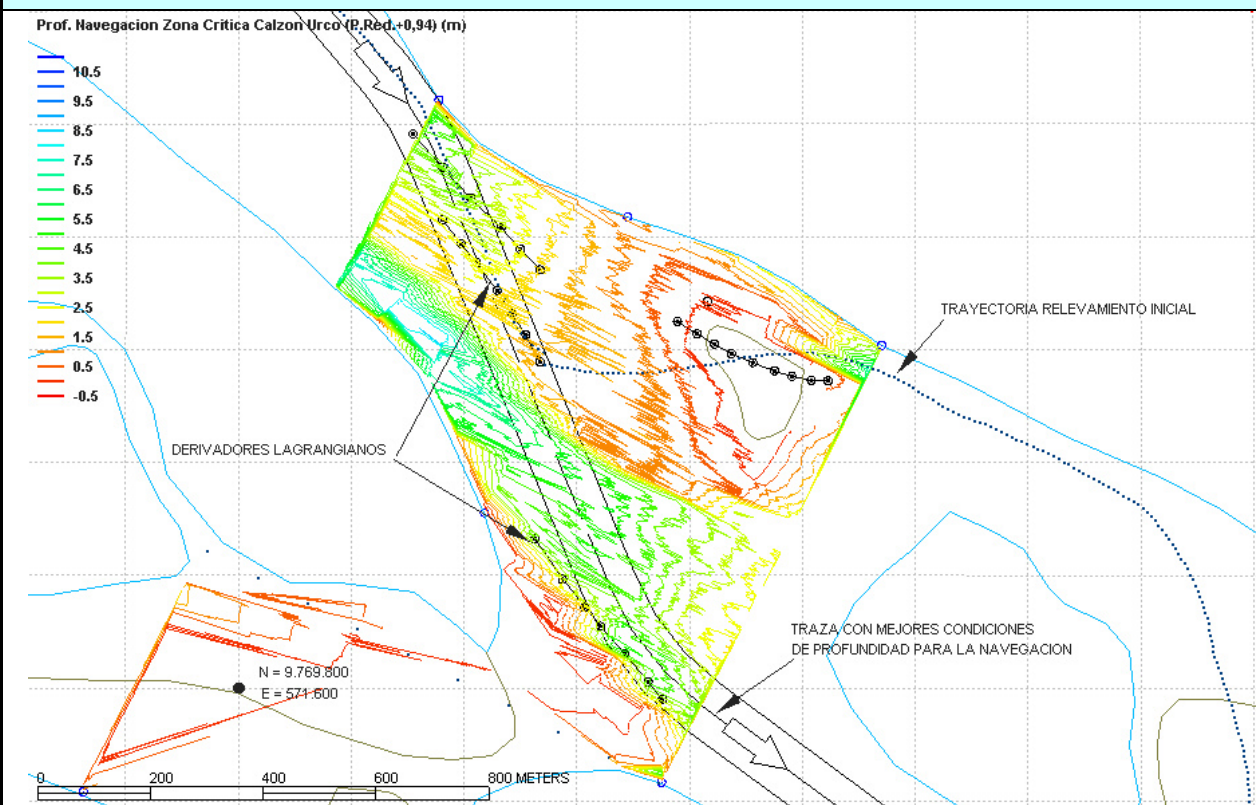
Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 122.81 m.

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

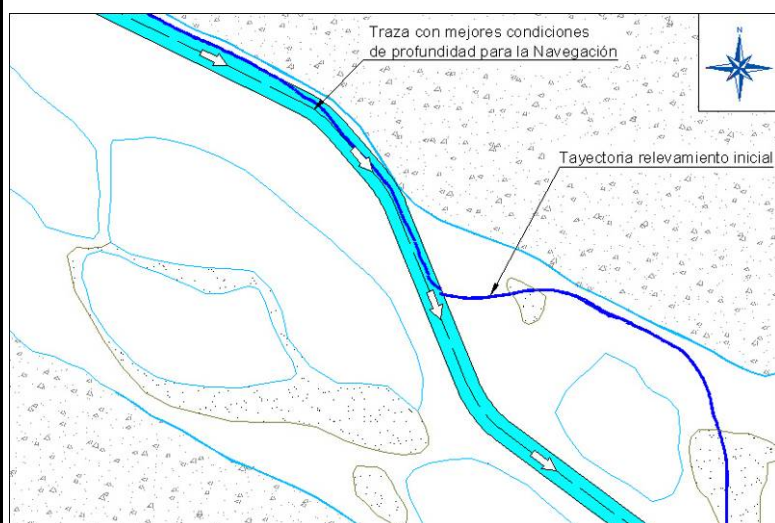
ZONA CRÍTICA CALZÓN URCO – Km 368,5
Coordenadas UTM: Este = 571990, Norte = 9769810

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra cerca del poblado de Calzón Urco en la progresiva km 368,5; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen izquierda, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la zona central del cauce.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que aguas abajo de la zona crítica existe un banco de arena en la parte central aunque cercano a la margen izquierda obstruyendo el flujo normal del río, induciendo al curso principal a cambiar de dirección hacia el centro del cauce del río. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar sin limitación de profundidad y que la zona no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

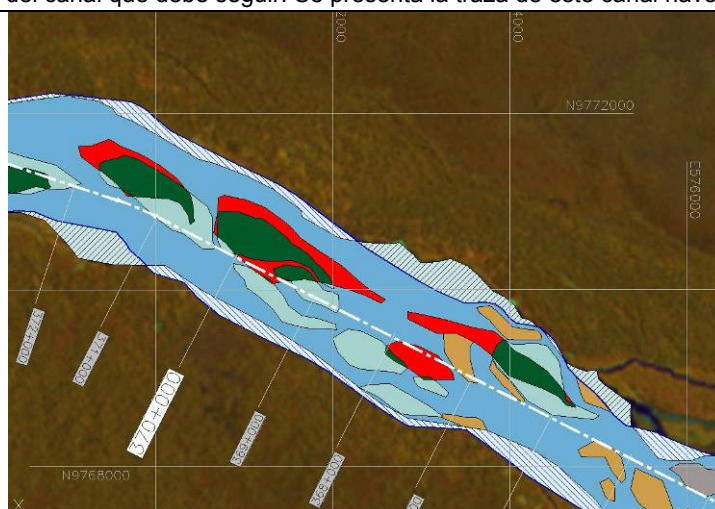
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Calzón Urco
 Progresiva provisoria: 378,8 km
 Longitud crítica: 110 m
 Longitud a relevar: 900 m
 Prof. Determinante: 0,6 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 1,9 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia la zona central del río. El canal profundo se recuesta sobre el centro del río aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambas zonas del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

Debido a que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite realizar el cambio de ubicación del flujo principal de la margen izquierda hacia el centro del cauce, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.

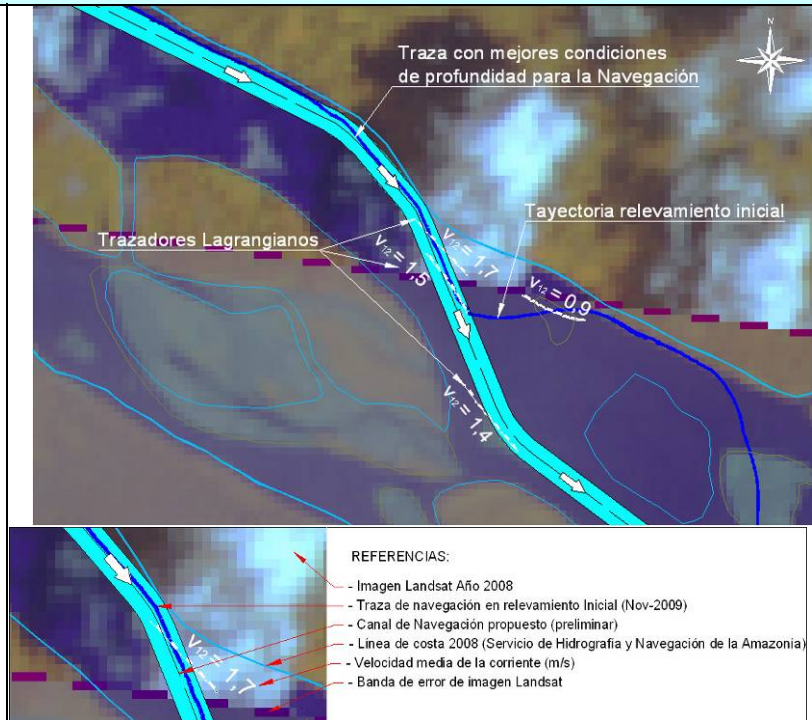
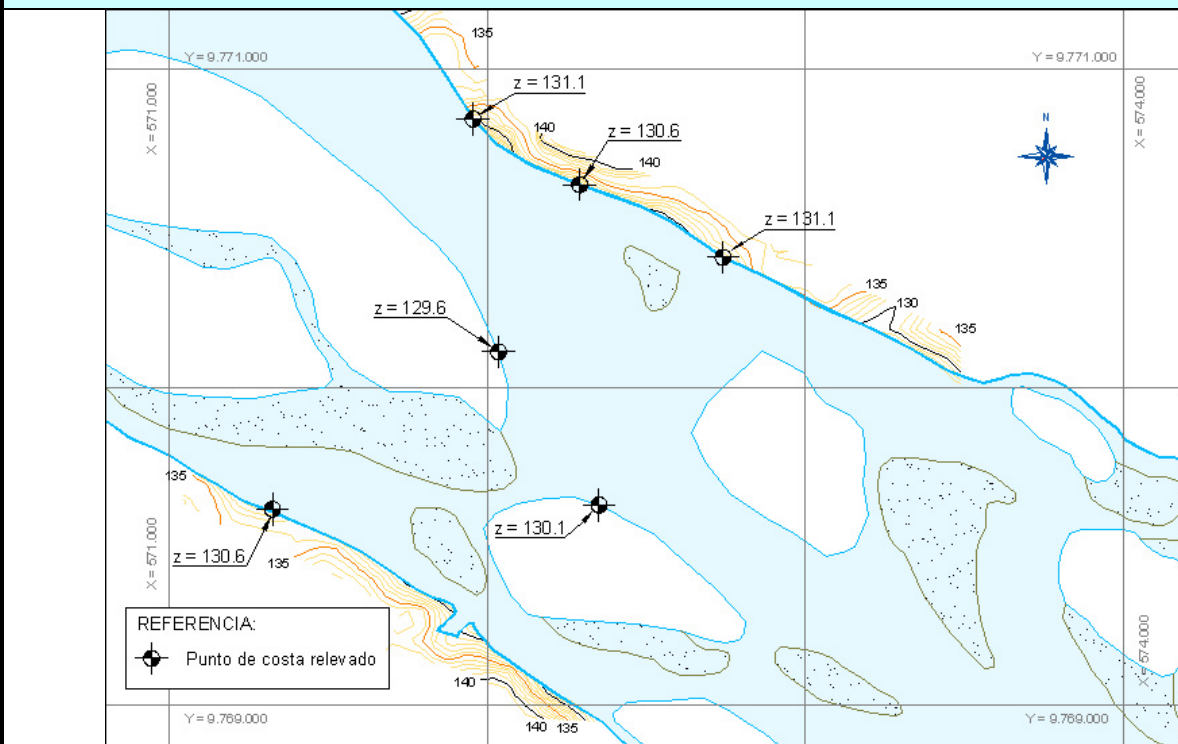
**Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008**

Se aprecia en la zona la creación de varios bancos e islotes nuevos, zonas de erosión en los islotes permanentes. Existen varios tramos de costa erosionados en ambas márgenes, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 100 a 300 metros en la margen izquierda y unos 100 a 200 en la margen derecha. Es una zona con gran movilidad e inestabilidad.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado varios seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,7 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego del cambio hacia la zona central tiene una velocidad promedio de 1,4 m/s. Respecto al eje de la traza navegable propuesta, las corrientes medidas resultan razonablemente alineadas, con ángulos del orden de 15° a 20°.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 126,57 m.

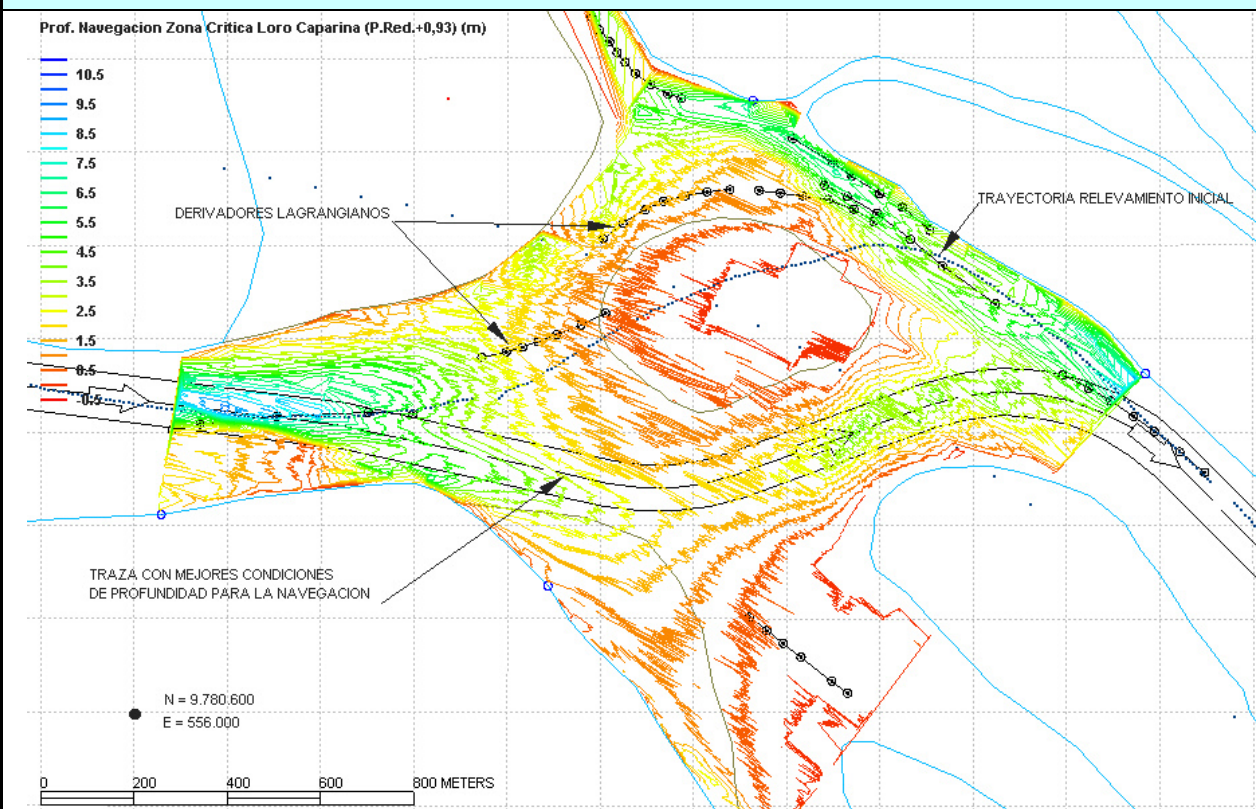
FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

ZONA CRÍTICA LORO CAPARINA – Km 388,3

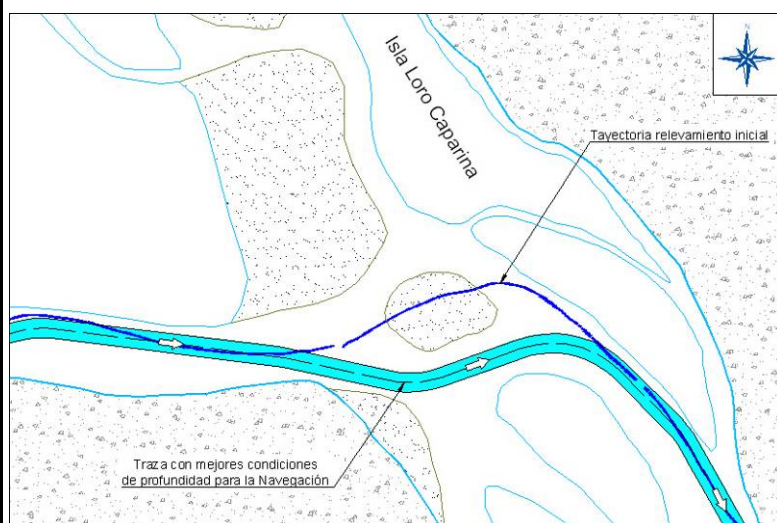
Coordenadas UTM: Este = 557250, Norte = 9781470

2.-DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra cerca del poblado de Loro Caparina en la progresiva km 249,2; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen derecha, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen izquierda.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que en la zona crítica existe un banco de arena en la parte central y hacia la margen izquierda, justo antes del cruce de margen del cauce principal y existe otro banco de arena en la zona central hacia la margen derecha, justo aguas abajo del cruce de margen. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad y que la zona no presenta limitaciones en lo que respecta a los radios de curvatura.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

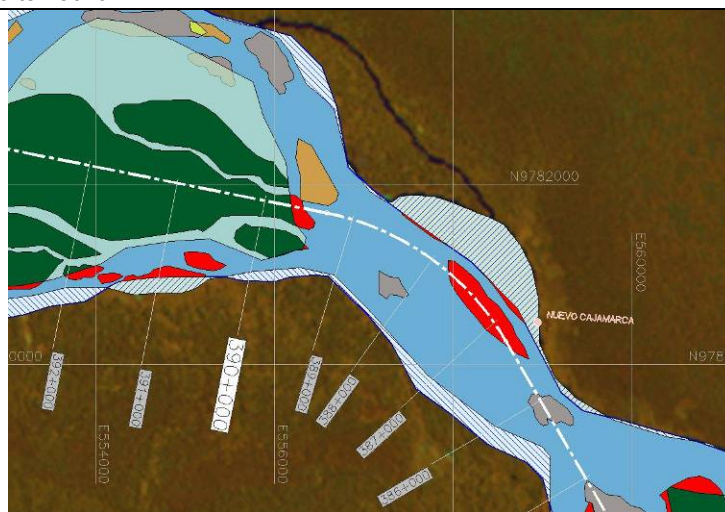
Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Loro Caparina
 Progresiva provisoria: 398,3 km
 Longitud crítica: 680 m
 Longitud a relevar: 2000 m
 Prof. Determinante: 0,3 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: –
 Prof. Determinante: 1,8 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen derecha (aguas arriba) hacia la margen izquierda. El canal profundo se recuesta sobre la margen izquierda aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

Debido que existe una franja navegable con profundidad suficiente que permite realizar el cambio de margen, este sector no sería un Mal Paso, siempre que el navegante conozca el eje del canal que debe seguir. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo.

**Referencias**

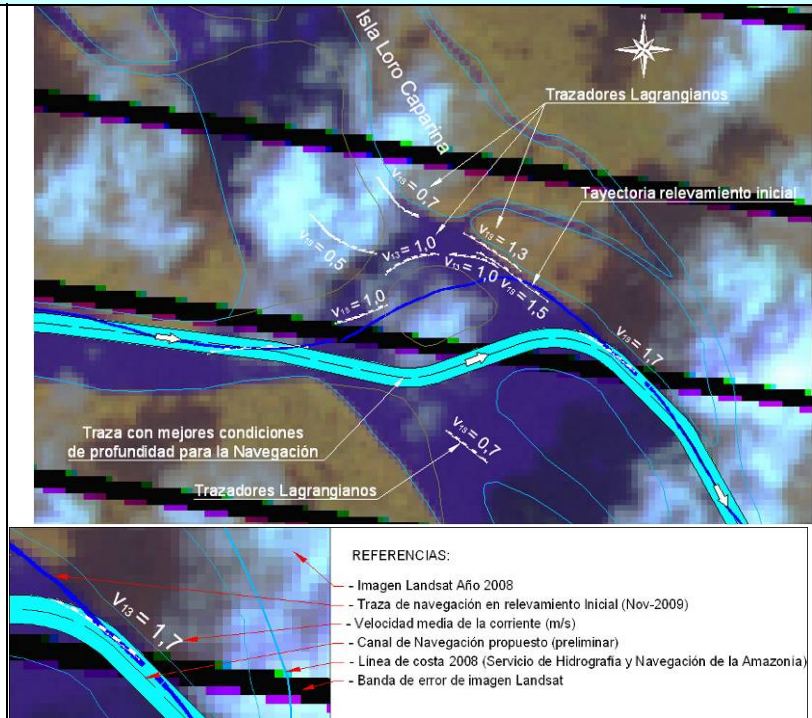
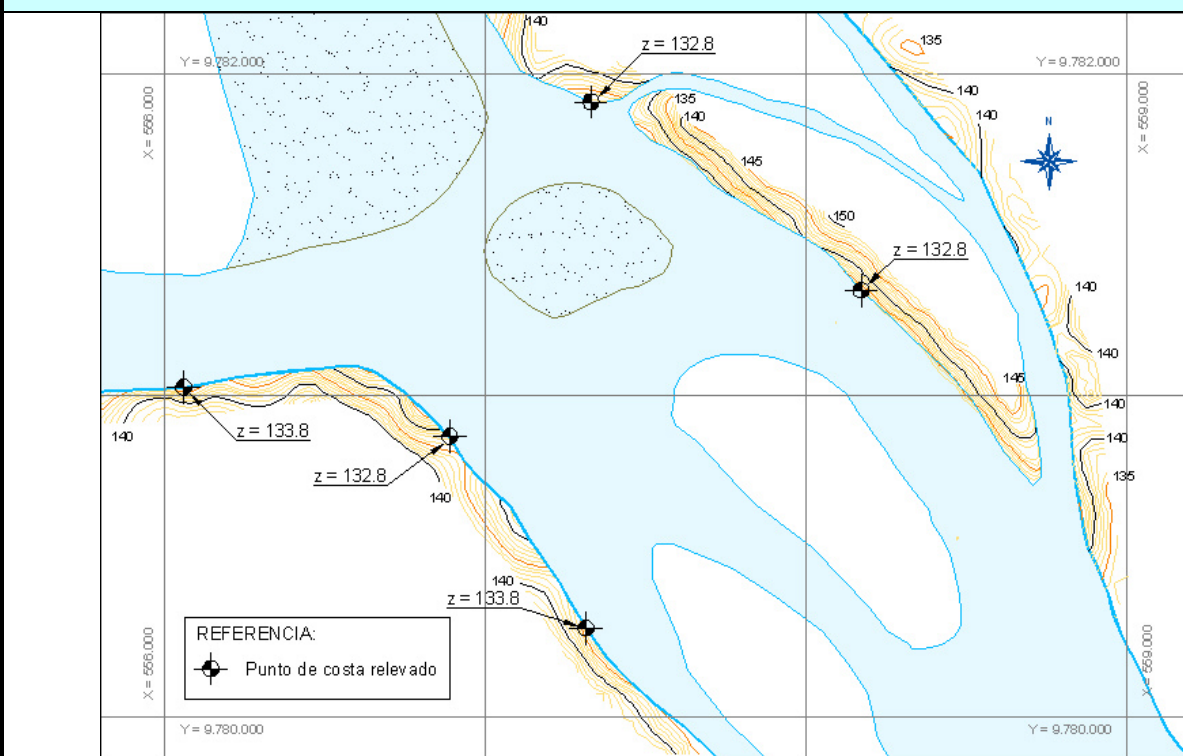
- | | |
|-----------------------------|--------------------|
| Cauce de río en fecha base | Bancos permanentes |
| Costa de río en fecha final | Bancos erosionados |
| Islotes permanentes | Bancos nuevos |
| Islotes erosionados | Costa erosionada |
| Islotes nuevos | Costa sedimentada |

Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia en la zona, la creación de islotes nuevos unidos a los islotes permanentes, también zonas de islotes erosionados. Existen varios tramos de costa erosionados en ambas márgenes, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 200 a 400 metros en la margen izquierda y unos 100 a 300 en la margen derecha. La zona está caracterizada por ser una zona de movilidad e inestabilidad.

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado varios seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,8 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego del cruce de margen tiene una velocidad promedio de 1,7 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 1,0 m/s, y presentan un ángulo de 10° con la traza navegada.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.
Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.
Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 129,96 m.

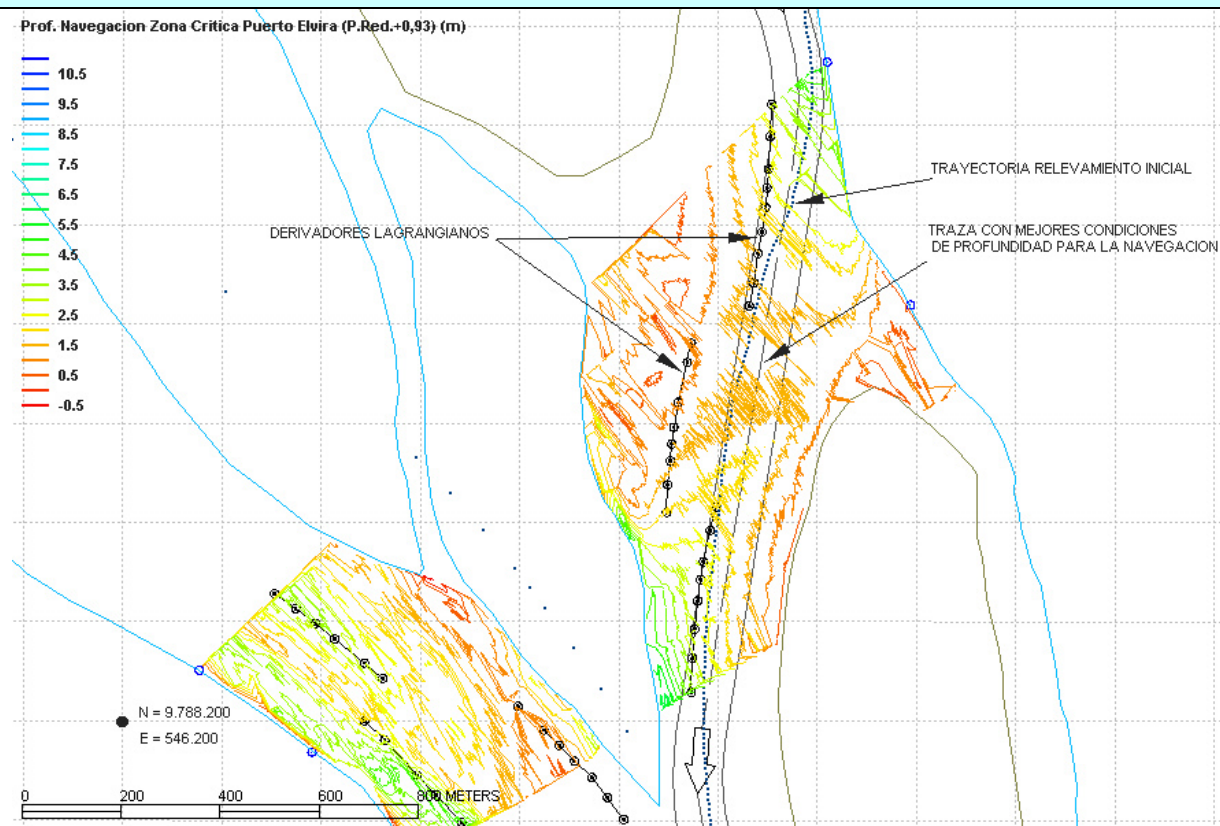
FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

ZONA CRÍTICA PUERTO ELVIRA – Km 401,9

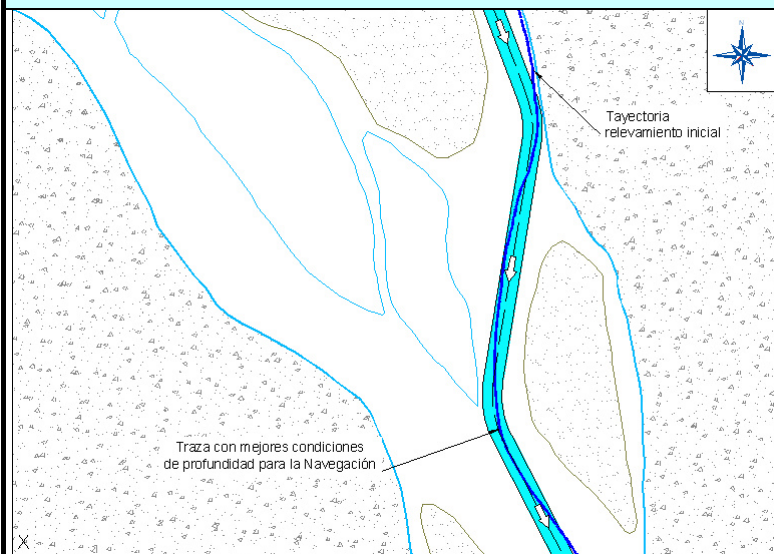
Coordenadas UTM: Este = 547050, Norte = 9788430

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra cerca del poblado de Puerto Elvira, en la progresiva km 401,9; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen izquierda, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la zona central del cauce del río.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que en la zona crítica existe un banco de arena en la parte central cercano a la margen derecha, justo antes del cambio del cruce de la margen izquierda hacia la parte central del cauce y otro banco aguas abajo del cruce en la parte central y margen izquierda. También se puede apreciar, que hay una franja que permite navegar con mejores condiciones de profundidad, pero estas profundidades son insuficientes y limitan la Navegación.

4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Puerto Elvira
 Progresiva provisoria: 412,2 km
 Longitud crítica: 100 m
 Longitud a relevar: 1000 m
 Prof. Determinante: 1,3 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: 400
 Prof. Determinante: 1,2 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia la zona central del río, cruzando hacia el flujo principal. El canal profundo se recuesta sobre la zona central aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambas zonas del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades.

Existe una franja navegable, pero con profundidad insuficiente que no permite realizar el cambio de la margen izquierda hacia el centro del cauce, este sector es considerado un Mal Paso. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo a ser mejorado.



- | | | | |
|--|-----------------------------|--|--------------------|
| | Cauce de río en fecha base | | Bancos permanentes |
| | Costa de río en fecha final | | Bancos erosionados |
| | Islotes permanentes | | Bancos nuevos |
| | Islotes erosionados | | Costa erosionada |
| | Islotes nuevos | | Costa sedimentada |

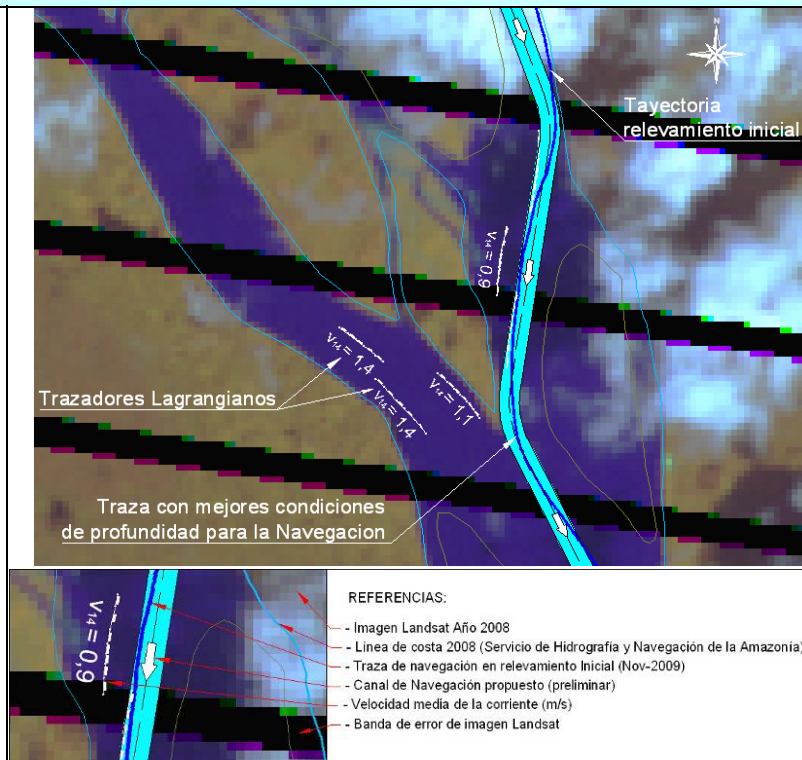
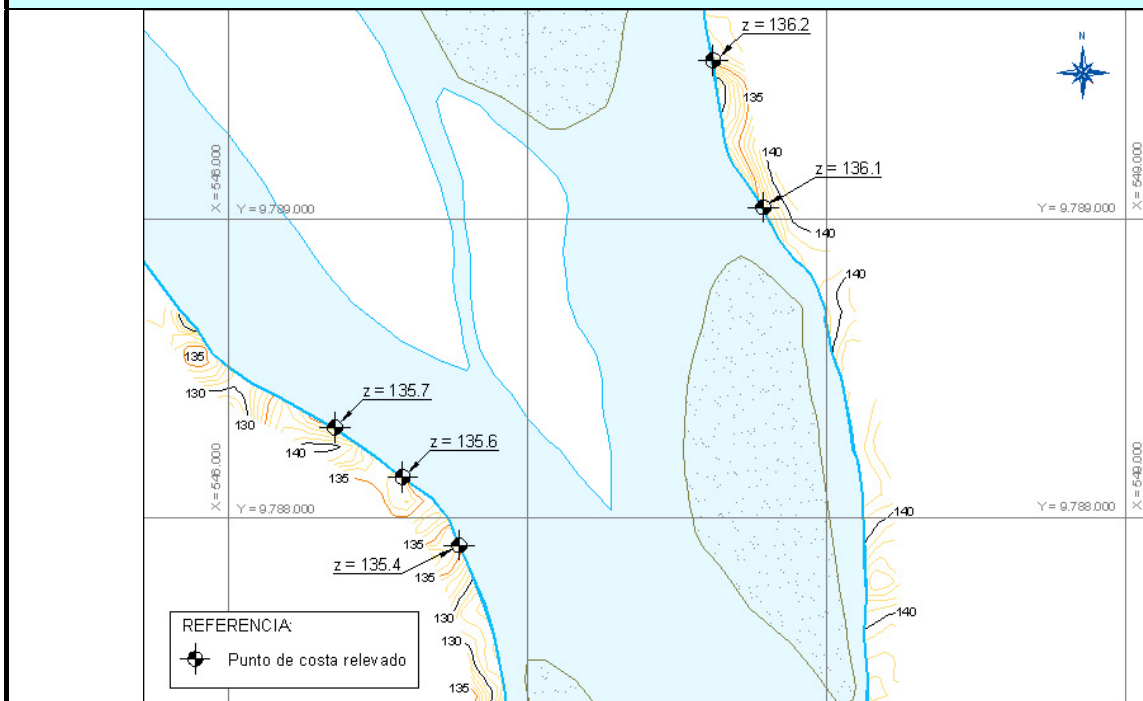
Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia en el sector de la zona crítica, la creación de bancos e islotes nuevos y pequeñas zonas de bancos erosionados. Existen tramos de costa erosionados en ambas márgenes, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 10 a 20 metros en la margen izquierda y unos 50 a 100 metros en la margen derecha. Es una zona de movilidad e inestabilidad.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona crítica de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,4 m/s, así mismo en la salida aguas abajo luego de la curva tiene una velocidad promedio de 1,4 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 0,9 m/s, y presentan un ángulo alineado con la traza navegada.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.
Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.
Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 132,25 m.

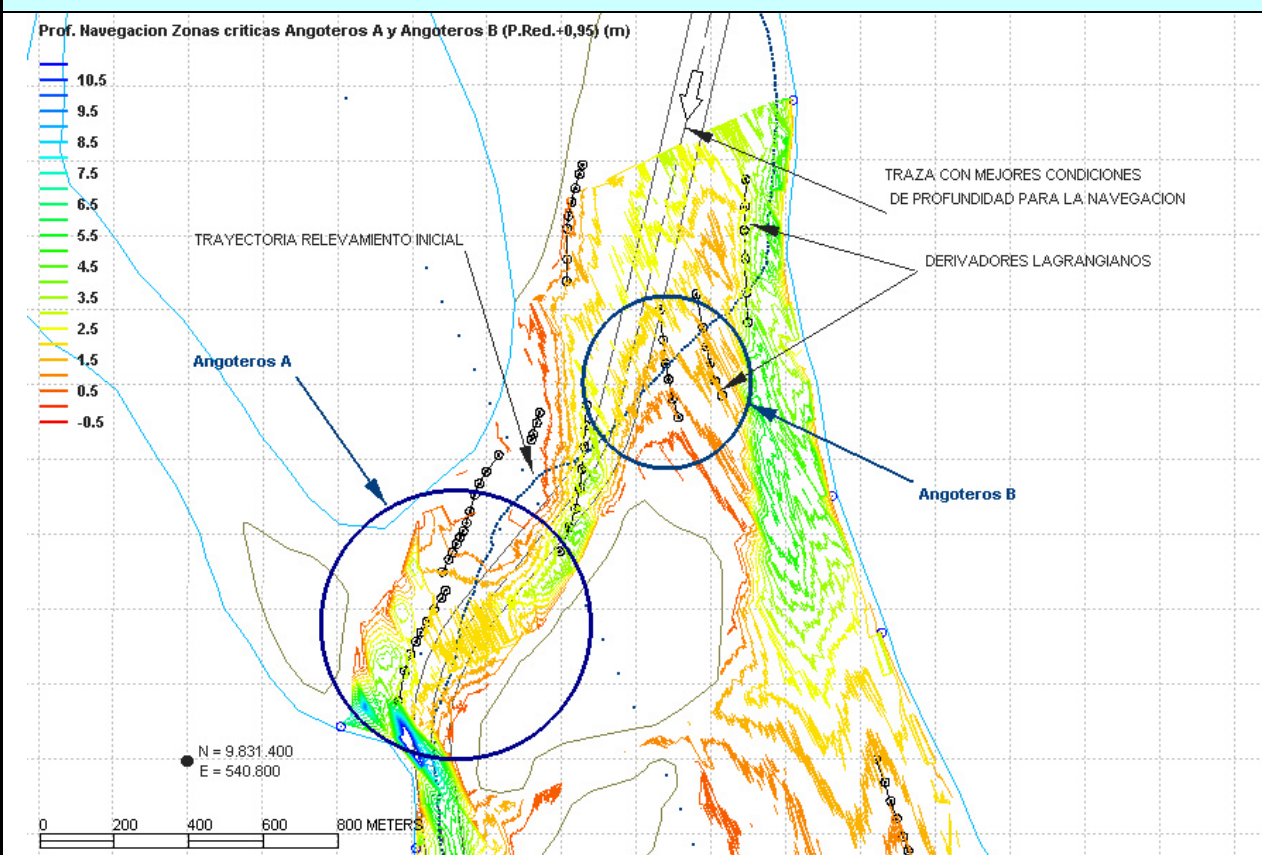
FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

ZONA CRÍTICA ANGOTEROS A – Km 454,5
Coordenadas UTM: Este = 542080, Norte = 9831360

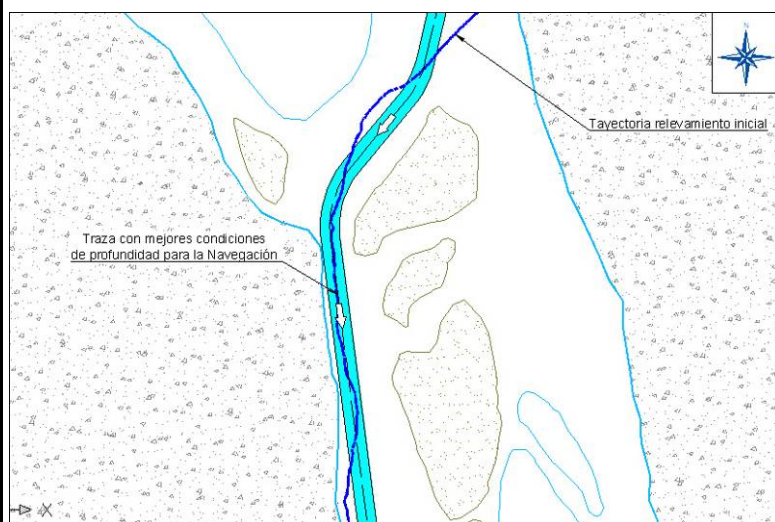
ZONA CRÍTICA ANGOTEROS B – Km 455,1
Coordenadas UTM: Este = 541530, Norte = 9832530

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra cerca del poblado de Angoteros en la progresiva km 249,2; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen derecha, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia la margen izquierda. Como es característico en toda curva fluvial, en la parte cóncava aguas abajo se forman bancos de arena.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que aguas abajo de la zona crítica existe un gran banco de arena en la parte central aunque cercano a la margen izquierda, justo antes del cruce de margen. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con limitación de profundidad, pero las profundidades no son suficientes y limitan la Navegación.

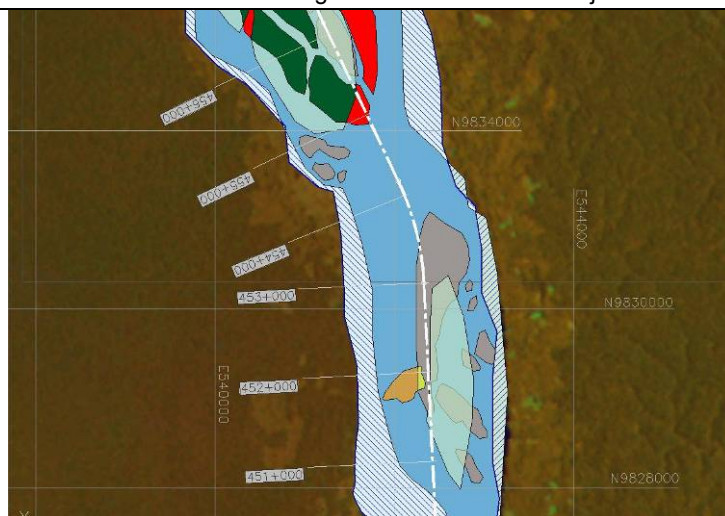
4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Angoteros A
 Progresiva provisoria: 465,8 km
 Longitud crítica: 230 m
 Longitud a relevar: 1700 m
 Prof. Determinante: 0,5 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: 300
 Prof. Determinante: 0,3 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia la margen derecha, cruzando hacia el flujo principal. El canal profundo se recuesta sobre la margen derecha aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades. Existe una franja navegable, pero con profundidad insuficiente que no permite realizar el cambio de margen, este sector sería un Mal Paso. Se presenta la traza del canal navegable alternativo a ser mejorado.

**Referencias**

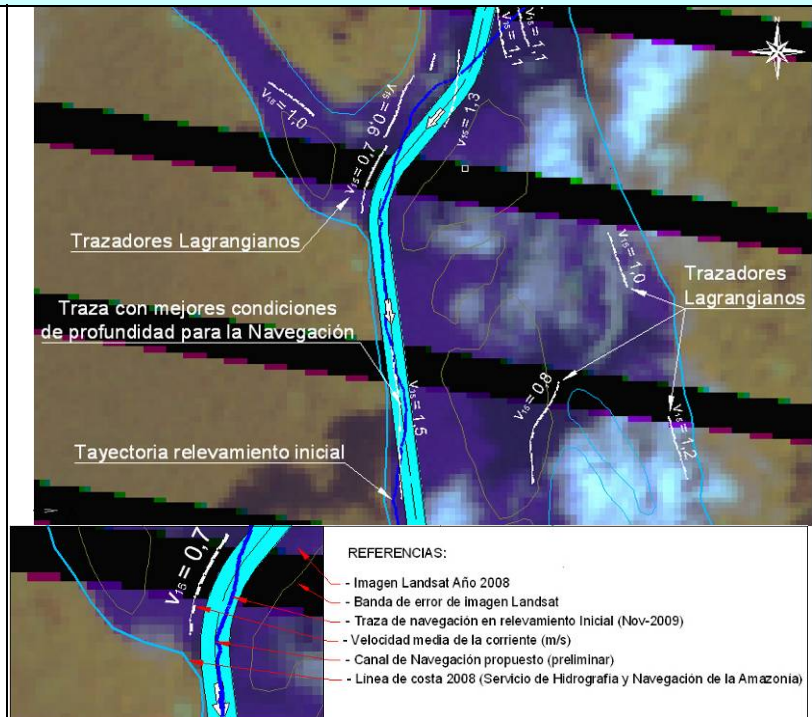
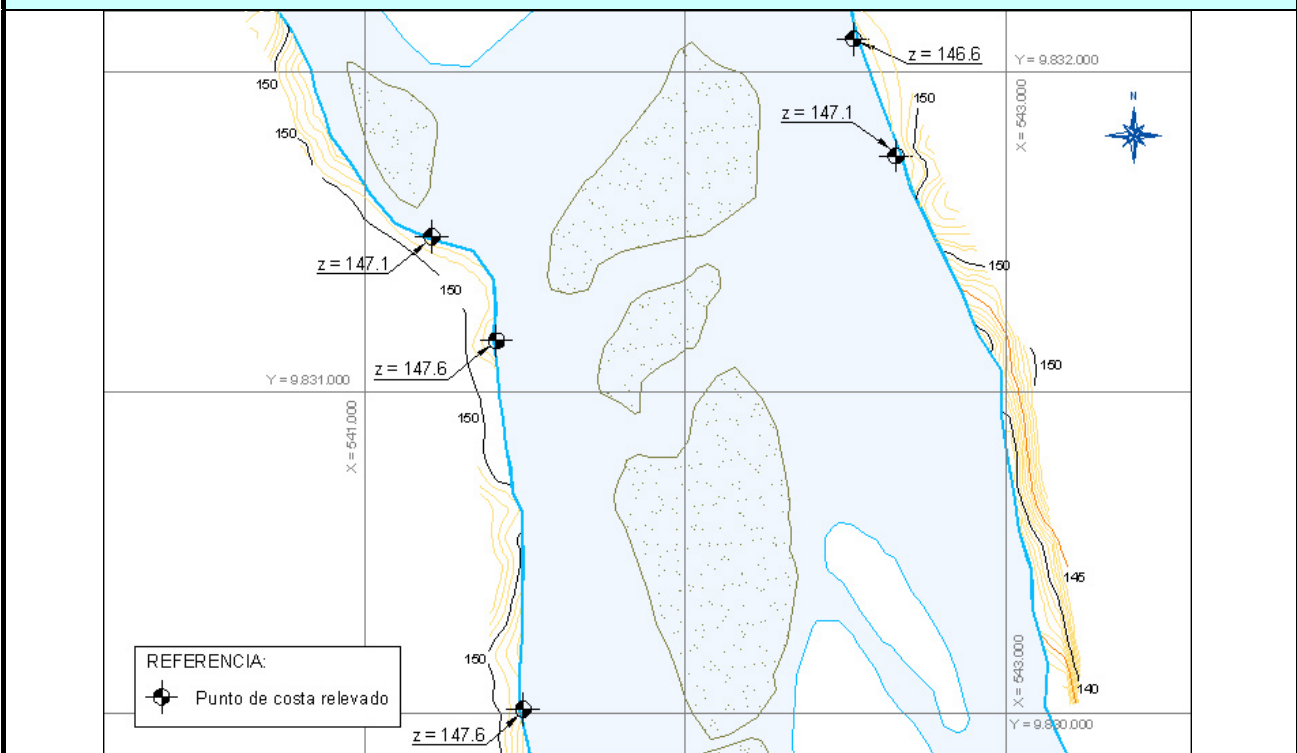
	Cauce de río en fecha base		Bancos permanentes
	Costa de río en fecha final		Bancos erosionados
	Islotes permanentes		Bancos nuevos
	Islotes erosionados		Costa erosionada
	Islotes nuevos		Costa sedimentada

Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

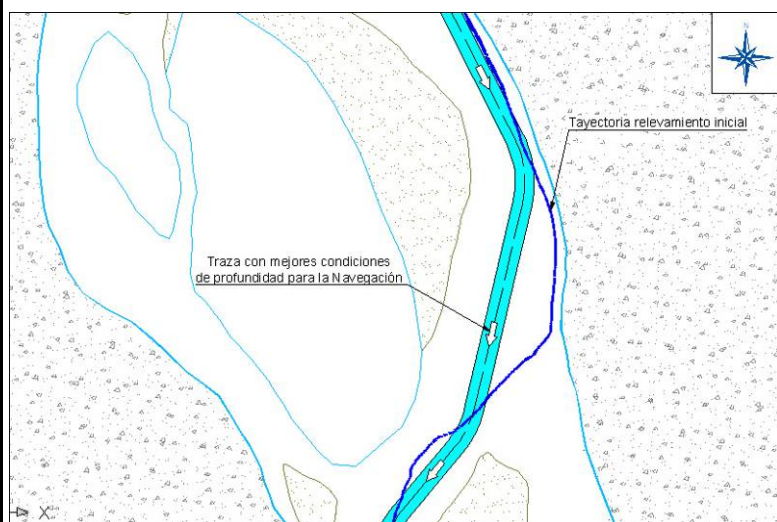
En la zona crítica se aprecia, la creación de un gran islote nuevo en medio del cauce, así como la formación de un banco y algunas zonas erosionadas. En cuanto a las márgenes, la zona presenta tramos de costa erosionados en ambas márgenes, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 50 a 100 metros en la margen izquierda y unos 200 a 500 metros en la margen derecha en el tramo analizado. Es una zona de constante erosión y deposición con relativa inestabilidad.

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado varios seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,3 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego de la curva tiene una velocidad promedio de 1,5 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 0,6 m/s, y presentan un ángulo de 10° con la traza navegada.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.
Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.
Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 124,88 m.

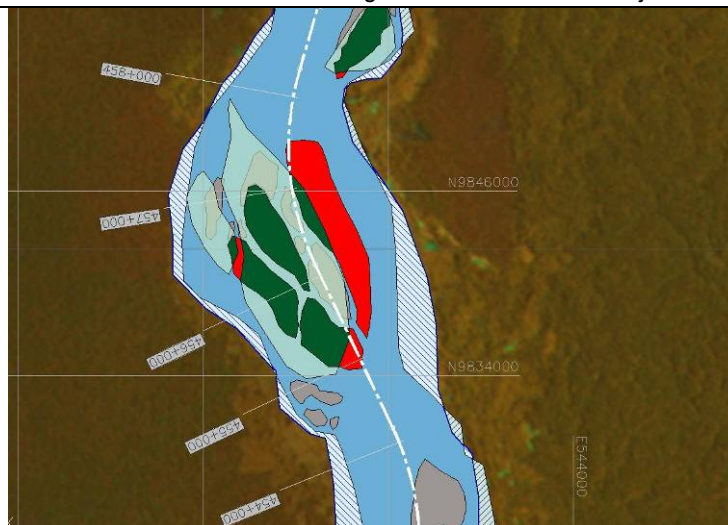
7.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Angoteros B
 Progresiva provisoria: 466,4 km
 Longitud crítica: 100 m
 Longitud a relevar: 2000 m
 Prof. Determinante: 0,6 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: 350
 Prof. Determinante: 1,3 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia la margen derecha, cruzando hacia el flujo principal. El canal profundo se recuesta sobre la margen izquierda aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades. Existe una franja navegable, pero con profundidad insuficiente que no permite realizar el cambio de margen, este sector sería un Mal Paso. Se presenta la traza de este canal navegable alternativo a ser mejorado.

**Referencias**

- | | |
|-----------------------------|--------------------|
| Cauce de río en fecha base | Bancos permanentes |
| Costa de río en fecha final | Bancos erosionados |
| Islotes permanentes | Bancos nuevos |
| Islotes erosionados | Costa erosionada |
| Islotes nuevos | Costa sedimentada |

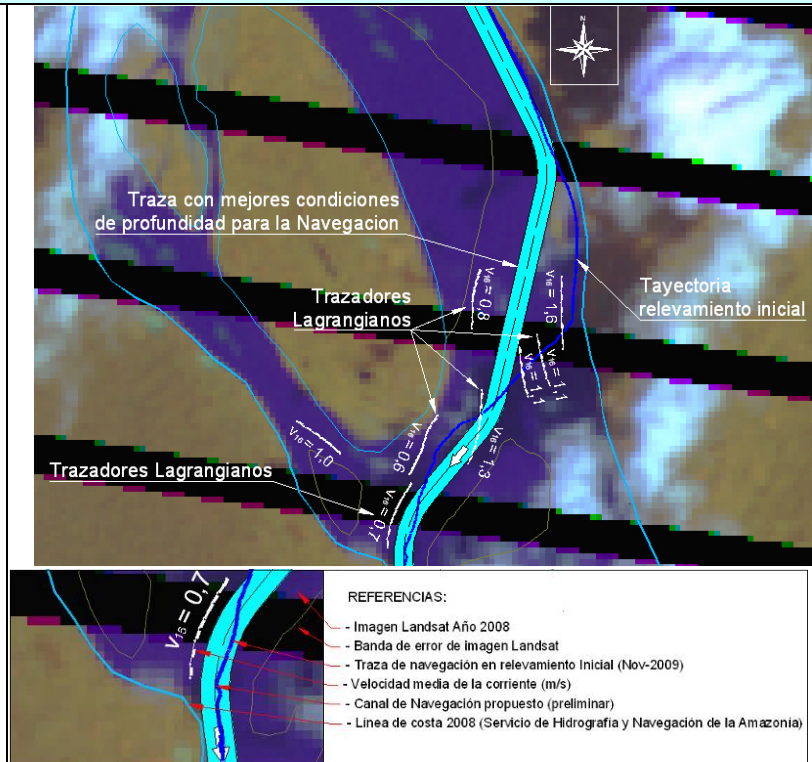
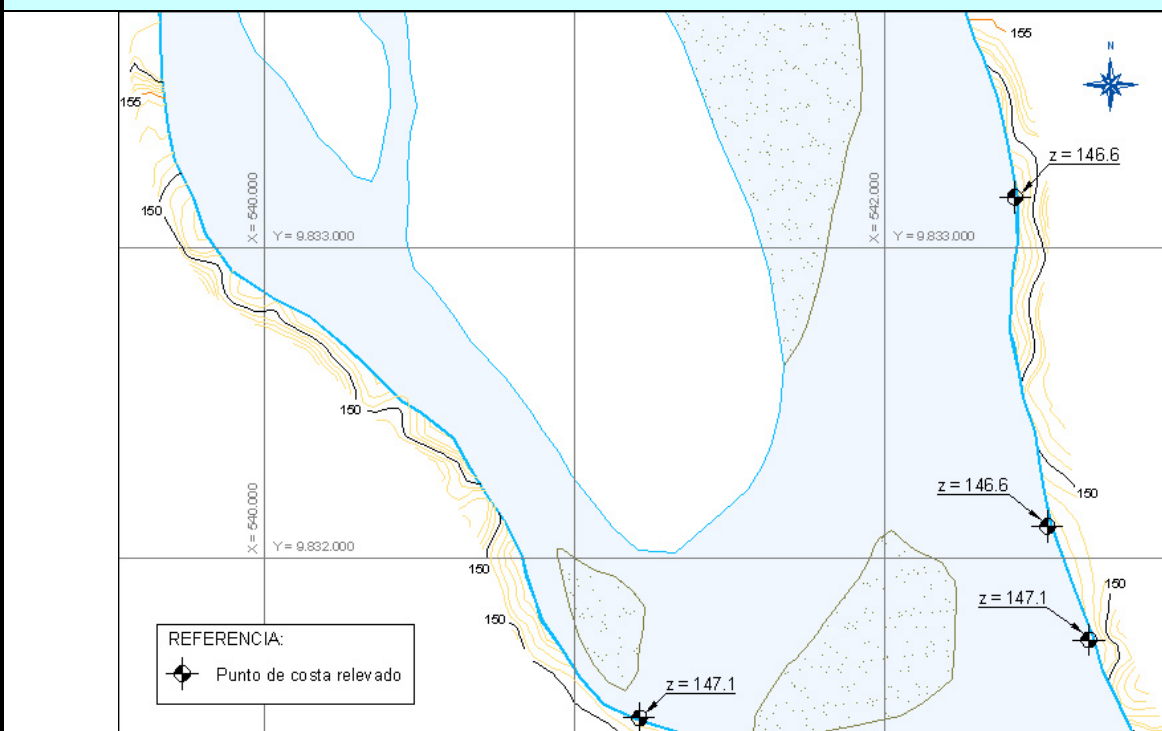
Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

En la zona crítica se aprecia, la creación de islotas nuevas colindantes con el islote permanente ubicado en medio del cauce, existe zonas que fueron erosionadas durante el período analizado. En cuanto a las márgenes, la zona presenta tramos de costa erosionados en ambas márgenes, habiendo retrocedido la costa aproximadamente unos 200 a 300 metros en la margen izquierda y unos 50 a 100 metros en la margen derecha, ensanchando el cauce en la tramo. Es una zona de constante erosión y deposición con relativa inestabilidad.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

8.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado varios seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,3 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego de la curva tiene una velocidad promedio de 1,5 m/s. En inmediaciones del banco donde las profundidades son menores, las velocidades se reducen a 0,6 m/s, y presentan un ángulo de 10° con la traza navegada.

**9.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 124,88 m.

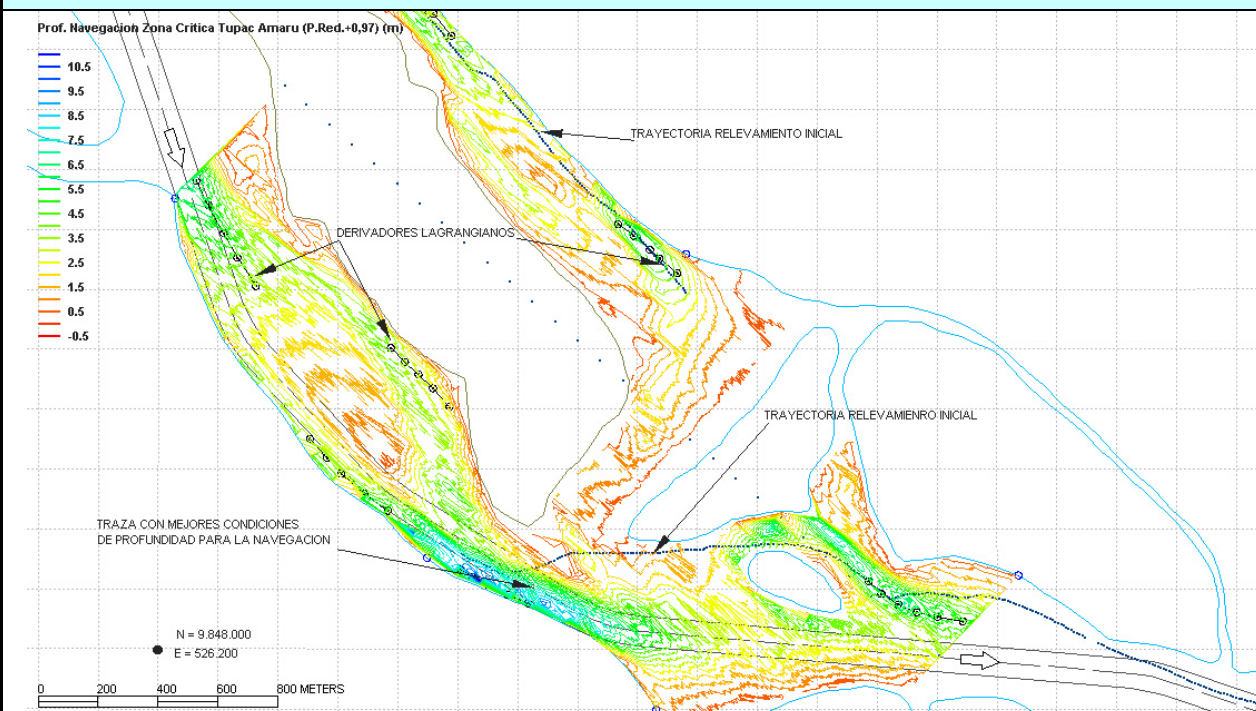
Director de Proyecto:
Julio Cardini

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

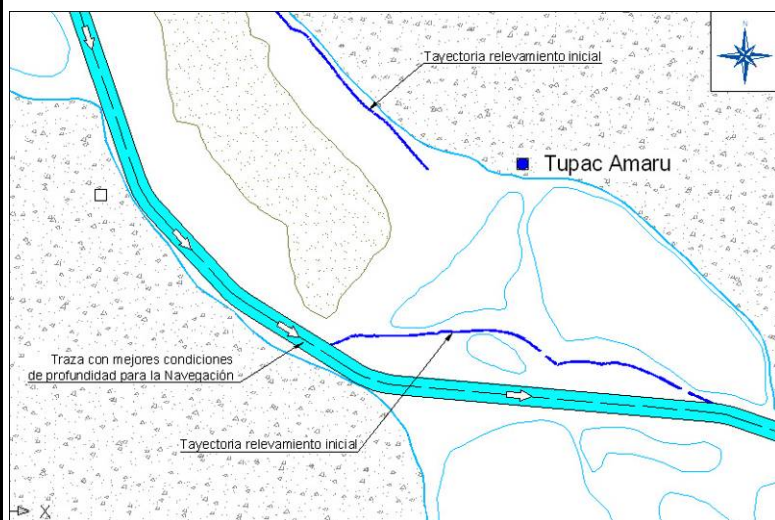
ZONA CRÍTICA TUPAC AMARU – Km 479,9
Coordenadas UTM: Este = 527900, Norte = 9848770

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra cerca del poblado de Porvenir, en la progresiva km 479,9; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen izquierda, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma transversal hacia la margen derecha.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que en la zona crítica existe un banco de arena en la parte central, justo antes del cruce de margen y otro banco aguas abajo del cruce en la parte central y la margen izquierda. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar con mejores condiciones de profundidad, pero estas profundidades son insuficientes y limitan la Navegación.

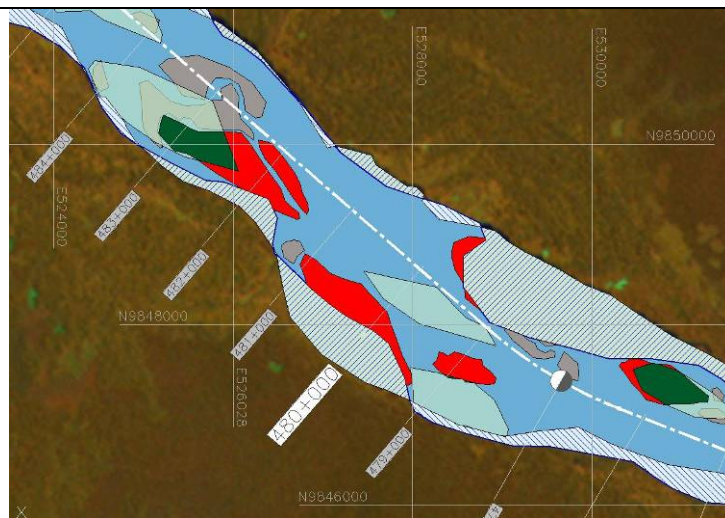
4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Tupac Amaru
 Progresiva provisoria: 492,2 km
 Longitud crítica: –
 Longitud a relevar: 2900 m
 Prof. Determinante: 1,5 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: 400
 Prof. Determinante: 0,7 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen izquierda (aguas arriba) hacia la margen derecha, cruzando al flujo principal. El canal profundo se recuesta sobre la margen izquierda aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido que separa ambos brazos del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades. Existe una franja navegable, manteniendo el margen, pero con profundidad insuficiente que no permite pasar el paso crítico con normalidad, este sector es considerado un Mal Paso. Se presenta la traza del canal navegable alternativo a ser mejorado.

**Referencias**

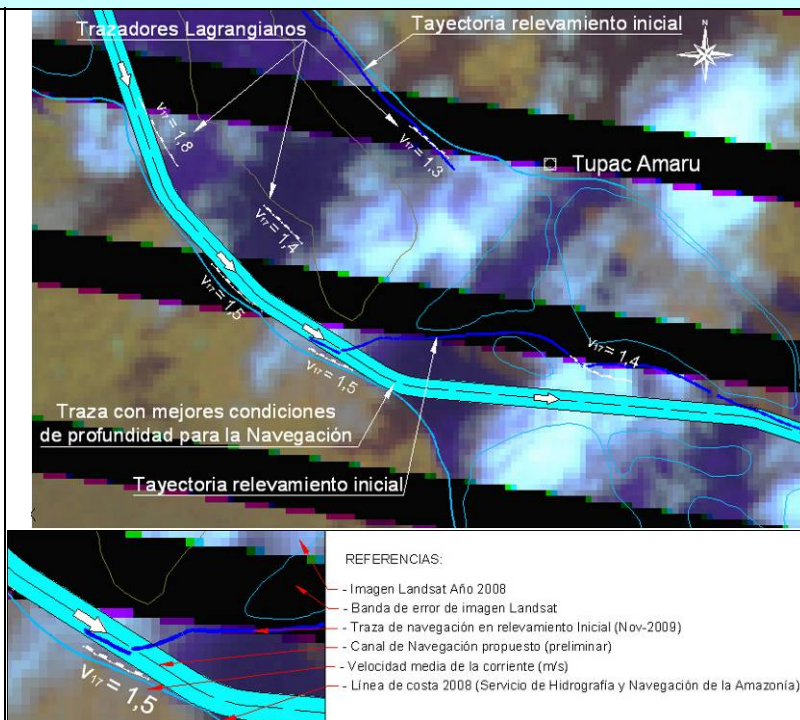
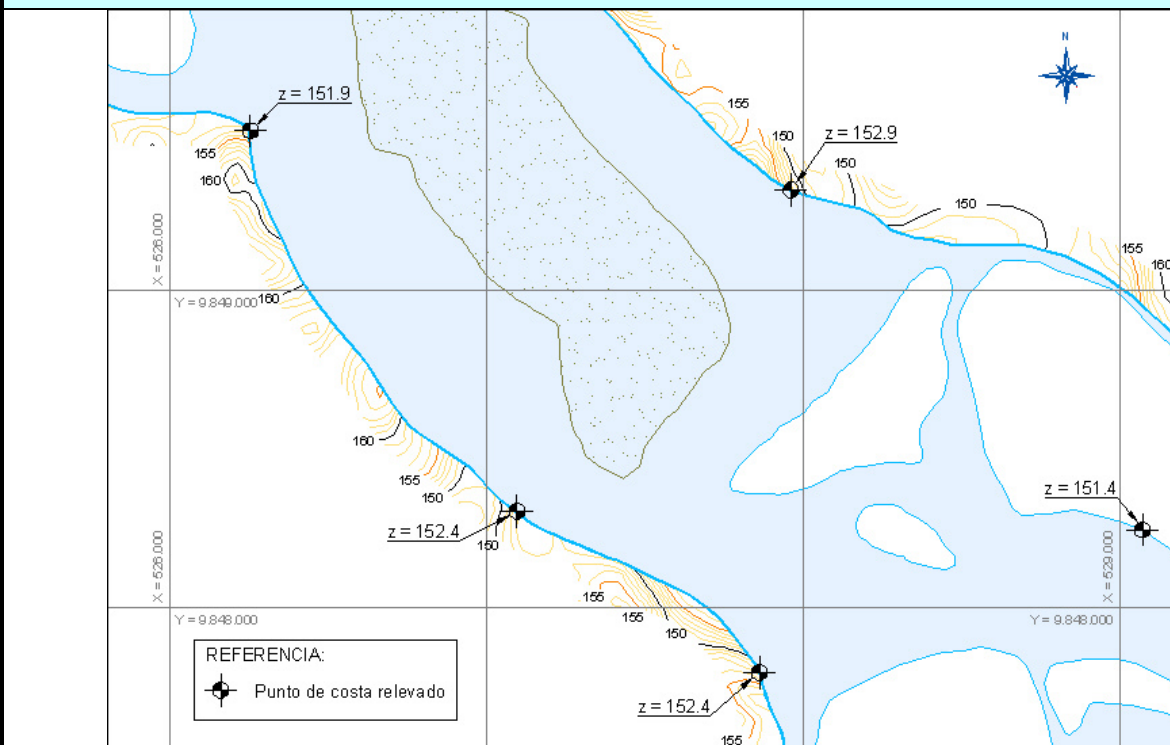
Cauce de río en fecha base	Bancos permanentes
Costa de río en fecha final	Bancos erosionados
Islotes permanentes	Bancos nuevos
Islotes erosionados	Costa erosionada
Islotes nuevos	Costa sedimentada

Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia en la zona, la creación de islotes nuevos, zonas de islotes erosionados y pequeñas zonas de islotes erosionados. En cuanto a las márgenes, existen tramos de costa erosionados y zonas con deposición con un avance de la costa de aproximadamente unos 400 a 500 metros en la margen izquierda y unos 300 a 400 metros en la margen derecha, provocando un estrangulamiento y disminución del ancho del cauce. Es una zona de gran movilidad e inestabilidad.

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado tres seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,3 m/s, mientras que en la salida aguas abajo y en la margen opuesta luego del cruce, el río una velocidad promedio de 1,5 m/s. En inmediaciones del canal propuesto aguas arriba de la zona crítica la velocidad media es de 1,8 m/s, en la zona crítica es de 1,5 m/s y a la salida del mismo de 1,5 m/s. Respecto al eje de la traza navegable propuesta, las corrientes medidas resultan razonablemente alineadas, con ángulos del orden de 5°.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

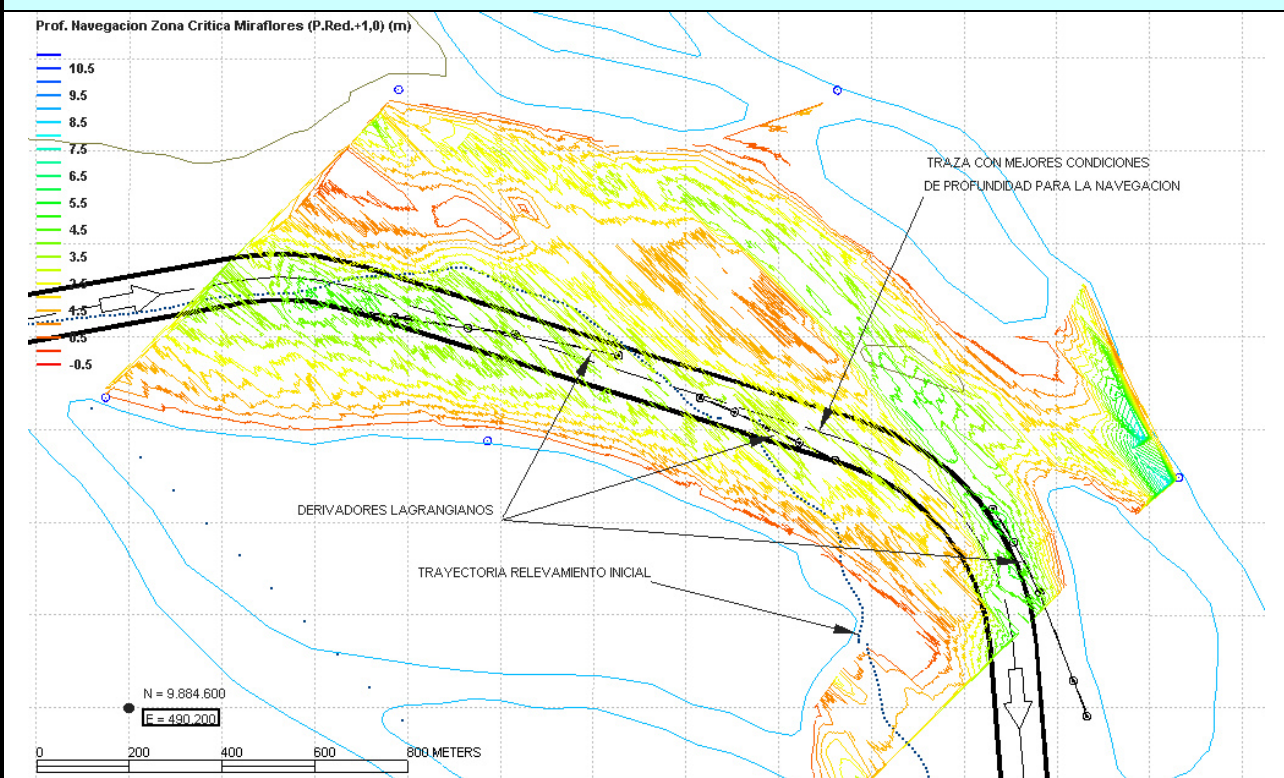
Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 148,79 m.

FICHA DE ZONAS CRÍTICAS DE NAVEGACIÓN**1.- UBICACIÓN**

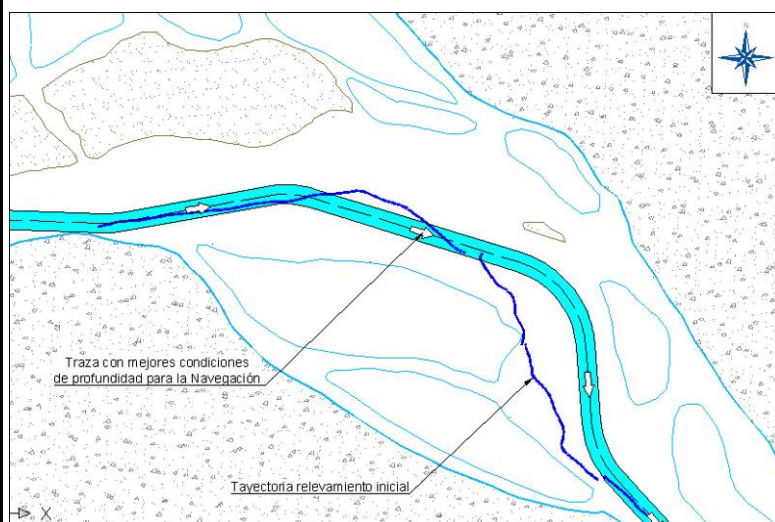
ZONA CRÍTICA MIRAFLORES - Km 533,2
Coordenadas UTM: Este = 490790, Norte = 9884570

2.- DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

La zona crítica, se encuentra cerca del poblado de Miraflores en la progresiva km 249,2; el cauce principal y de navegación antes de llegar a la zona crítica (aguas arriba) se encuentra en la margen derecha, en la zona crítica el río tiene un cambio de rumbo y el cauce principal y de navegación, cruza en forma diagonal hacia el centro del cauce del río.

3.- ANALISIS Y DESCRIPCIÓN DE PROFUNDIDADES EN LA ZONA CRITICA

Se puede apreciar, que en la zona crítica existe un gran banco de arena en la parte central aunque cercano a la margen izquierda que ocupa gran parte del tramo, reduciendo notablemente el cauce principal, después de la zona crítica aguas abajo existe otro banco sobre la margen derecha, provocando aun más el estrangulamiento y generando un cuello de botella. También se puede apreciar, que hay una franja con profundidades que permiten navegar en mejores condiciones de profundidad, pero estas profundidades son insuficientes y limitan la Navegación.

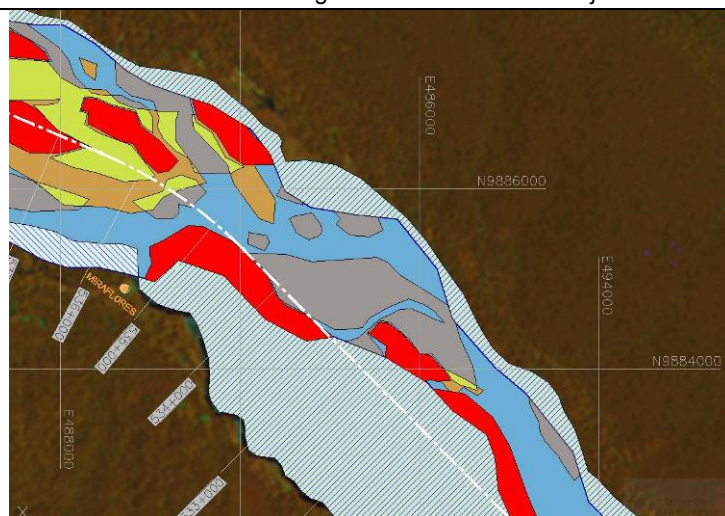
4.- ANÁLISIS MORFOLÓGICO Y DE NAVEGACIÓN**CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO INICIAL:**

Fecha: Noviembre – Diciembre 2009
 Nombre Zona Crítica: Miraflores
 Progresiva provisoria: 545,5 km
 Longitud crítica: 150 m
 Longitud a relevar: 1500 m
 Prof. Determinante: 0,7 m

CARACTERÍSTICAS RELEVAMIENTO FINAL:

Fecha: Marzo 2010
 Long. Mal Paso: 500
 Prof. Determinante: 1,0 m

Este sector crítico se genera por el cruce del sector profundo navegable, desde la margen derecha (aguas arriba) hacia el centro del cauce del río. El canal profundo luego de cruzar al centro nuevamente se recuesta sobre la margen izquierda aguas abajo del sector crítico, y si se trata de navegar por la zona más profunda, se pasa sobre un banco sumergido ubicado en medio del río, encontrándose con una zona de bajas profundidades. Existe una franja navegable, pero con profundidad insuficiente que no permite realizar el cambio de margen, este sector sería un Mal Paso. Se presenta la traza del canal navegable alternativo a ser mejorado.

**Referencias**

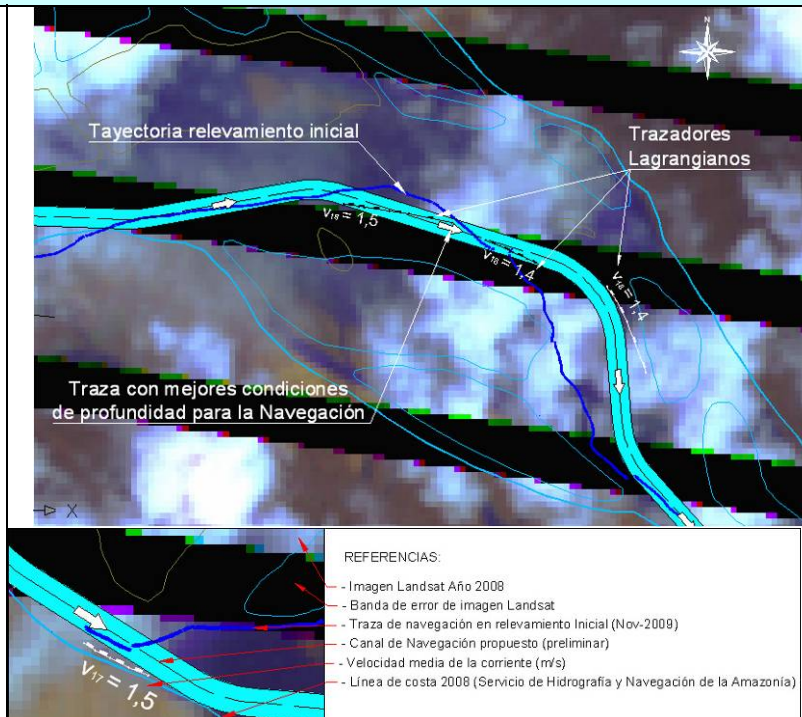
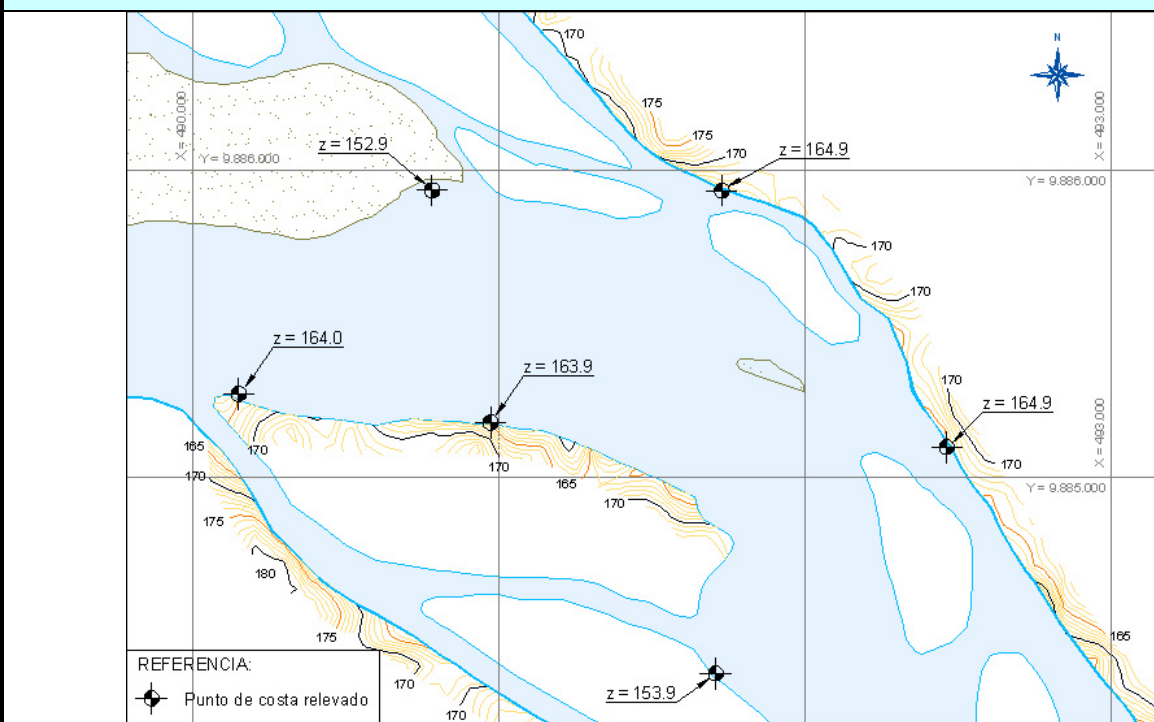
Cauce de río en fecha base	Bancos permanentes
Costa de río en fecha final	Bancos erosionados
Islotes permanentes	Bancos nuevos
Islotes erosionados	Costa erosionada
Islotes nuevos	Costa sedimentada

Análisis de Evolución Multitemporal 2000–2008

Se aprecia que en la zona hubo costa, islotes y bancos erosionados, y particularmente la zona donde actualmente se ubica el canal navegable era terrestre al inicio del período, habiendo retrocedido la costa de la margen izquierda aproximadamente unos 1000 a 1500 metros en ese sector. Es una zona de gran movilidad e inestabilidad.

5.- SEGUIMIENTO DE DERIVADORES LAGRANGIANOS (CORRIDAS DE FLOTADORES)

Se han efectuado tres seguimientos de derivadores, con el propósito de evaluar las velocidades medias y direcciones de la corriente en la zona más crítica y sectores de aproximación. En la zona de aproximación aguas arriba del relevamiento inicial, se ve que la traza pasa cerca de la margen donde el río tiene velocidades promedio 1,5 m/s, mientras que en la salida aguas abajo luego de la curva tiene una velocidad promedio de 1,4 m/s. Respecto al eje de la traza navegable propuesta, las corrientes medidas resultan bastante alineadas.

**6.- CARACTERIZACIÓN DE LAS COTAS DE TERRENO TÍPICAS EN INMEDIACIONES DE LAS ZONAS CRÍTICAS**

Cotas z, en metros referidos al Nivel Medio del Mar.

Curvas de Nivel correspondientes a la Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), ajustada con los puntos medidos.

Cota del Plano de Reducción de Sondajes = 160,72 m.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

6.4.2. Resumen de Condiciones Críticas en los Malos Pasos del Tramo Peruano y Conclusiones Preliminares sobre la Navegabilidad

En resumen, las condiciones de profundidad determinante y longitud afectada correspondientes a los Malos Pasos detectados, son las siguientes:

Tabla 6.4–1. Características de los Malos Pasos en el tramo peruano.

Mal Paso N°	Zona Crítica N°	Nombre	Determinante de mal paso		Longitud de canal con $Z < 1,5$ m	Ubicación del sector de profundidad insuficiente
			Nivel de Reducción	Nivel de Navegación		
			97.5 %	95 %		
1	7	Argentina	2,0	1,1	500	Centro y orillas
2	9	Sumac Allpa	2,3	1,4	170	Veril derecho
3	14	Puerto Elvira	2,1	1,2	400	Centro y orillas
4	15	Angoteris – A 1	1,3	0,3	200	Veril izquierdo (angostamiento)
5	15	Angoteris – A 2	1,3	0,3	300	Veril derecho
6	16	Angoteris – B	2,3	1,3	350	Veril izquierdo
7	17	Tupac Amaru	1,7	0,7	400	Veril izquierdo
8	18	Miraflores	2,0	1,0	50	Veril derecho

Cabe destacar que en la mayor parte de los casos en los cuales las longitudes de canal afectadas por insuficiencia de profundidad son cortas (menores o iguales a 200 m) y los sitios problemáticos se encuentran en los veriles (límites exteriores de la franja de canal), bastarían acciones de profundización del lecho muy puntuales para habilitar la navegación con el calado de diseño. Tal es el caso del mal Paso Sumac Allpa, por ejemplo.

Puede apreciarse que la zona más compleja y de mayor limitación de profundidad (0,3 m), resulta ser Angoteris, aunque las limitaciones se dan también en distancias cortas y sobre los veriles.

En el caso del Paso Angoteris A, la limitación en el sector de aguas abajo (A–1) se produce por la existencia de un fuerte estrechamiento del cauce (con altas profundidades en el centro) y el veril del canal entra en el banco ubicado en margen izquierda, para respetar el ancho y curvatura definidos. En la parte de aguas arriba (A – 2), el canal pasa entre dos bancos y el ubicado más aguas arriba presiona sobre el mismo reduciendo las profundidades en el veril derecho.

En este caso particular, podría plantearse eventualmente el desarme del convoy y pasaje de cada barcaza en forma independiente, empleando un canal de menor ancho (por ejemplo 50 a 60 metros) y radios de curvatura más pequeños, sin ninguna limitación de profundidad en el Paso A–1, y con una limitación de 0,9 m en el Paso A – 2. Adoptar este tipo de medidas, si bien retrasa el avance del convoy, es de uso aceptado en vías navegables en las que existe algún sector muy puntual que limita la navegación

De esta manera, la limitación global de profundidad considerando todos los malos pasos, queda reducida a 0,7 m de profundidad, contándose en la mayor parte de los mismos con más de 1 metro.

Si consideramos una situación hipotética en que se pueda navegar en la casi totalidad de los malos pasos con el convoy preliminar de diseño de 2x2 barcas con 4 pies de calado y una revancha mínima de 1 pie (asumiendo la disponibilidad de un sistema que permita al navegante conocer el pronóstico de niveles hidrométricos mínimos a 2 o 3 días), sin considerar la realización de dragados, se necesitaría disponer del orden de 0,8 m de profundidad adicional y por lo tanto de niveles fluviales más altos en esa magnitud.

Tomando preliminarmente a Mazán como estación representativa (dada su longitud temporal de registro), ello significa que en vez de requerirse un nivel hidrométrico de 3,1 m (correspondiente al 95% de permanencia), sería necesario disponer de un nivel de 3,9 m, el cual presenta una permanencia del 88%.

Es decir, conceptualmente se puede concluir, que el tramo peruano del río Napo, sería navegable para la embarcación con el calado de diseño (incluso para un convoy en casi todos los Malos Pasos), contando con un sistema adecuado de información sobre la posición del canal y un pronóstico de niveles hidrométricos, durante aproximadamente 10,5 meses por año, sin necesidad de efectuar operaciones de dragado.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

6.5. Identificación de Zonas Críticas y definición de Malos Pasos en el tramo ecuatoriano

6.5.1. Información Batimétrica Recopilada

En el tramo ecuatoriano la identificación de las Zonas Críticas se realizó empleando el relevamiento batimétrico realizado entre el 12 y el 18 de marzo de 2008 por la empresa argentina EMEPA S.A.¹², debido a que, como se ha mencionado anteriormente, la Armada de Ecuador no autorizó la realización de una batimetría por parte de esta Consultoría, y a pesar de la realización de innumerables gestiones no entregó los detallados relevamientos realizados recientemente por el INOCAR y financiados por la Secretaría de Ciencia y Tecnología (SENACYT), para que pudieran ser efectivamente empleados en el desarrollo del presente estudio, aduciendo razones de “confidencialidad” de la información relevada.

Con fecha 22/06/2010, luego de entregado el Informe Parcial N° 2 donde se realizó el análisis con base en esta información, se recibieron los datos correspondientes a la primer campaña realizada por el INOCAR, consistentes en una Memoria Técnica de Información Hidrográfica e Hidrológica, una Memoria Técnica de Información Ambiental, 33 Planos batimétricos en escala 1:10.000 y 3 Planos batimétricos en escala 1:5.000, en formato Acrobat (pdf).

Esta información también vino acompañada del Compromiso de Confidencialidad firmado por el MTOP, el cual no resulta claro en cuanto a que uso se le puede dar a la misma, en el marco del presente estudio, dado que plantea que prácticamente todo lo que no es de dominio público es confidencial y por ende debe devolverse o destruirse al año de haber sido recibido.

Por tanto, conforme a lo acordado con el BID, se ha optado por emplearla para verificar el análisis realizado en primer lugar, de tal manera de confirmar que las conclusiones obtenidas previamente son válidas a la luz de esta información. Con fecha 21/07/2010 se recibió la Memoria Descriptiva de la segunda campaña realizada por el INOCAR en octubre y noviembre de 2009. Dado que a principios de Agosto no se recibieron los datos batimétricos correspondientes al segundo relevamiento en escala 1:10.000, por lo que el análisis se limitó al primer relevamiento.

El relevamiento de EMEPA tuvo por objeto proyectar la señalización náutica (balizamiento) en el tramo Providencia – Nuevo Rocafuerte, si bien se extendió unos 7 kilómetros aguas arriba hasta la altura de Itaya, y 2 km hacia aguas abajo hasta la desembocadura del Yasuní.

Para el empalme de este relevamiento con el tramo peruano restan solamente unos 23 km, cuyas características son similares y ligeramente mejores a las del tramo superior, dado que el aporte de caudal del Yasuní representa sólo un 15% del total que lleva el Napo antes del ingreso del Aguarico (HYBAM, INAMHI, INOCAR)¹³.

¹² Propuesta para el desarrollo del sistema de ayudas a la navegación. Tramo Providencia – Nuevo Rocafuerte. EMEPA S.A. 2008

¹³ **Fuente:** Instituto Oceanográfico de la Armada (Ecuador). 2009. Caracterización Hidrográfica, Hidrológica y Ambiental del Río Napo. Presentación realizada el día 12 de Octubre de 2010 ante el Consorcio SERMAN & Asociados – CSI Ingenieros SA en reunión realizada en el Ministerio del Litoral (Ciudad de Guayaquil – Ecuador), e información del proyecto HyBAM – INAMHI (INFORME TECNICO DE COMISIÓN No. HYBAM 011–2009).

Asimismo, cabe destacar que el tramo ubicado aguas arriba de Itaya no reviste particular interés en el marco del presente proyecto, dadas las fuertes limitaciones para la navegación que presenta, según se indica en el punto siguiente.

A continuación se describen las longitudes del tramo relevado en relación con la totalidad del tramo ecuatoriano del río Napo aguas debajo de El Coca:

- ❑ El Tramo común Ecuador/Perú se inicia a la altura de cabo Ballesteros, km 549 medido desde la desembocadura del río Napo en el Amazonas, a lo largo de un eje medio del cauce fluvial, y finaliza en la desembocadura del Yasuní, km 572. Su longitud es de unos 23 km
- ❑ El relevamiento va desde el km 572 hasta el 730 (cubriendo 158 km) y pasando por las siguientes localidades o puntos destacables:
 - Nuevo Rocafuerte: km 574
 - Tiputini: km 595
 - Pañacocha: km 671
 - Providencia: km 721
 - Itaya: km 730
- ❑ Francisco de Orellana (El Coca) está en el km 782, por lo que el tramo sin relevar aguas arriba de Itaya abarca los km 782 a 730 (52 km).
- ❑ La longitud total del tramo ecuatoriano resulta ser: $782 - 572 = 210$ km
- ❑ La Longitud total del tramo ecuatoriano más el tramo común es: $782 - 549 = 233$ km

Resulta entonces que la relación entre el tramo relevado y el total es $158/233 = 68\%$.

El primer relevamiento del INOCAR fue realizado entre el 23 de Julio y el 14 de Agosto del año 2009, característicos de aguas altas (los niveles de agua en El Coca fueron del orden de 3,5 m a 4,5 m en general, con las fuertes oscilaciones habituales que lo llevaron hasta más de 5,5 m, por lo que debería ser el más abarcativo respecto al cauce del río, con respecto de las condiciones de transición y vaciante que se relevarán cada año.

Las líneas de ribera se determinaron mediante restitución aerofotogramétrica con fotografía aérea del año 2001 y se actualizó con imágenes Landsat del año 2001 y el relevamiento batimétrico.

La batimetría general del cauce según indica la Memoria Técnica se realizó mediante líneas de sondeo perpendiculares al río con separación entre líneas de 100 m, mientras que en 5 zonas de interés portuario se realizaron relevamientos de detalle con líneas cada 50 m.

No obstante, al observar los 33 planos batimétricos, se advierte que los datos de profundidad son presentados no en forma de perfiles sino en una malla con separación aproximada de 50 metros, lo cual puede indicar que se ha representado en realidad un Modelo Digital del Lecho, construido con los datos relevados. El plano de reducción de sondajes empleado es el denominado MINMBA (Mínimos Instantáneos de los Niveles Más Bajos de Agua).

El lecho muestra fuertes fluctuaciones de cota, variando casi sin transición aparente entre valores superiores a 0 (negativos, es decir, por encima del plano de reducción), y valores de profundidad superior a 5 metros (hasta cercanos a 10 metros).

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Cabe mencionar en particular que aún habiéndose efectuado en aguas altas y siendo un río con un ancho variable entre 400 y más de 2000 m (promedio del orden de 1000 m), el relevamiento sólo abarca en general el cauce menor profundo, con anchos típicos entre 200 m y 500 m, y en muchos tramos se han relevado más de un brazo, apareciendo numerosos bancos aflorantes e islas dentro del cauce, los cuales no son relevados quizás por no disponerse de agua sobre los mismos.

Considerando las características del lecho fluvial, y el hecho de que se busca evaluar un canal de navegación cuyo ancho típico de diseño puede variar entre unos 50 m y 100 m, la distribución de puntos de sondaje cada 50 m presentada en los planos, que es de uso habitual en áreas marinas, no resulta la más adecuada para el análisis de un canal navegable fluvial que se desea realizar, no obstante lo cual, se empleó la misma para realizar una evaluación comparativa con la previamente realizada con el relevamiento del 2008.

6.5.2. Evaluación General de las Condiciones Hídricas y de Navegabilidad del Río Napo en el tramo Ecuatoriano

Para evaluar las condiciones del río se contó con abundante información generada por el proyecto HYBAM, en particular es destacable el Informe Técnico de Comisión N° 11–2009, de fecha 5/08/2009, del cual se reproducen a continuación sus características principales:

“Objetivo: Aforos de gasto líquido con (ADCP), a lo largo del río Napo en el trayecto comprendido entre Francisco de Orellana y la frontera Sur hasta Cabo Pantoja en el Perú. Análisis de parámetros físico químicos del agua realizados in situ, instalación de reglas limnimétricas y de registradores automáticos de nivel de agua.

Antecedentes: Autoridades del INOCAR, se reunieron en Quito con los directivos del INAMHI, para la firmar convenios de cooperación interinstitucional, una de las tareas prevista por el INOCAR es realizar la batimetría a lo largo del río Napo, es por ello que han pedido la colaboración del INAMHI, para tomar secciones transversales a lo largo de aproximadamente 250 Km, determinando coordenadas, profundidad del cauce, y el caudal existente a lo largo del río Napo y de sus principales afluentes.

Itinerario: La comisión se la realizó en 10 días del 23 de julio al 01 de agosto.”

Se resumen algunas actividades y conclusiones de interés para el presente estudio, referidas en el documento del HYBAM:

El área de Hidrología estuvo compuesto por el siguiente personal del INOCAR:

Ing. Hoover Proaño hidrólogo, Ing. Bastidas Geógrafo, Egda. Oceanógrafa Zenaida Wong, el Cabo de la Armada Leonardo Bravo y el motorista Sr. Carlos San Miguel; por el INAMHI Ing. Rodrigo Pombosa.

Se empiezan los trabajos Instalando reglas limnimétricas y un registrador automático de niveles marca STEVENS, en la estación de Napo en Francisco de Orellana. En Itaya se baja la información de niveles de agua de un registrador automático marca Orpheus, la siguiente parada se la hace en Pañacocha para bajar la información de otro registrador que está instalado en esa localidad. Se bajan los datos del registrador automático de niveles de agua Orphimedes de propiedad del INAMHI localizado en el muelle de la Armada en Nuevo Rocafuerte, constatando que ha funcionado correctamente. Instalación de reglas

limnimétricas y de un registrador automático de niveles de Agua marca Orpheus en el Bloque 15 sector El Edén.

Aforos de gasto líquido con (ADCP), a lo largo del río Napo en el trayecto comprendido entre Cabo Pantoja en el Perú y Francisco de Orellana. Análisis de parámetros físico químicos del agua realizados in situ. Aforos de gasto líquido con (ADCP), en el Río Coca, Payamino y en el Napo en Francisco de Orellana. Los aforos se lo realizaron con ADCP de 1200 Khz. (Acoustic Doppler Current Profiler) de fabricación Americana diseñado para ríos grandes. Al ADCP se le acopló una antena GPS para tener información de cada punto medido.

Conclusiones:

- ❑ Las secciones transversales tomadas en el campo servirán para aplicar en modelos de simulación hidrológica una vez que se disponga de la topografía de las orillas.
- ❑ Con los aforos realizados podemos determinar con cuanto aportan los principales afluentes del río Napo.
- ❑ Al ser este informe una parte del informe total que prepararán los técnicos del INOCAR, sería conveniente que a través de las autoridades del INAMHI se solicite oficialmente una copia del mismo.

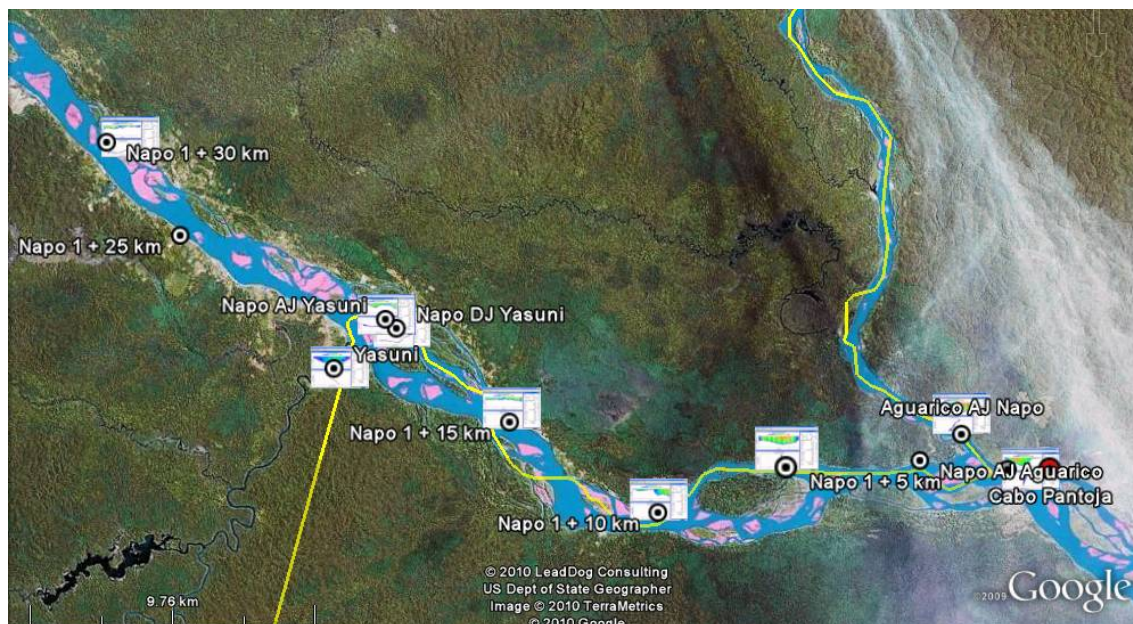
Cabe destacar que toda esta información, que forma parte de los estudios del INOCAR según la presentación antes mencionada, es de pública disponibilidad en Internet¹⁴.

La información citada fue procesada para estimar las condiciones de caudal a lo largo del río.

Las estaciones disponibles se ilustran en las **Figuras 6.5–1 a 6.5–3**.

¹⁴ <http://www.ore-hybam.org/> "These data are freely available at HYBAM ORE web site (Direct access to data or Data item in the horizontal menu)." <http://www.ore-hybam.org/index.php/eng/Documents/Field-campaign-reports/Ecuador>

**Figura 6.5–1. Ubicación de Estaciones de Aforo HyBAM
Campaña Eq86 en cercanías de Nuevo Rocafuerte – Cabo Pantoja**

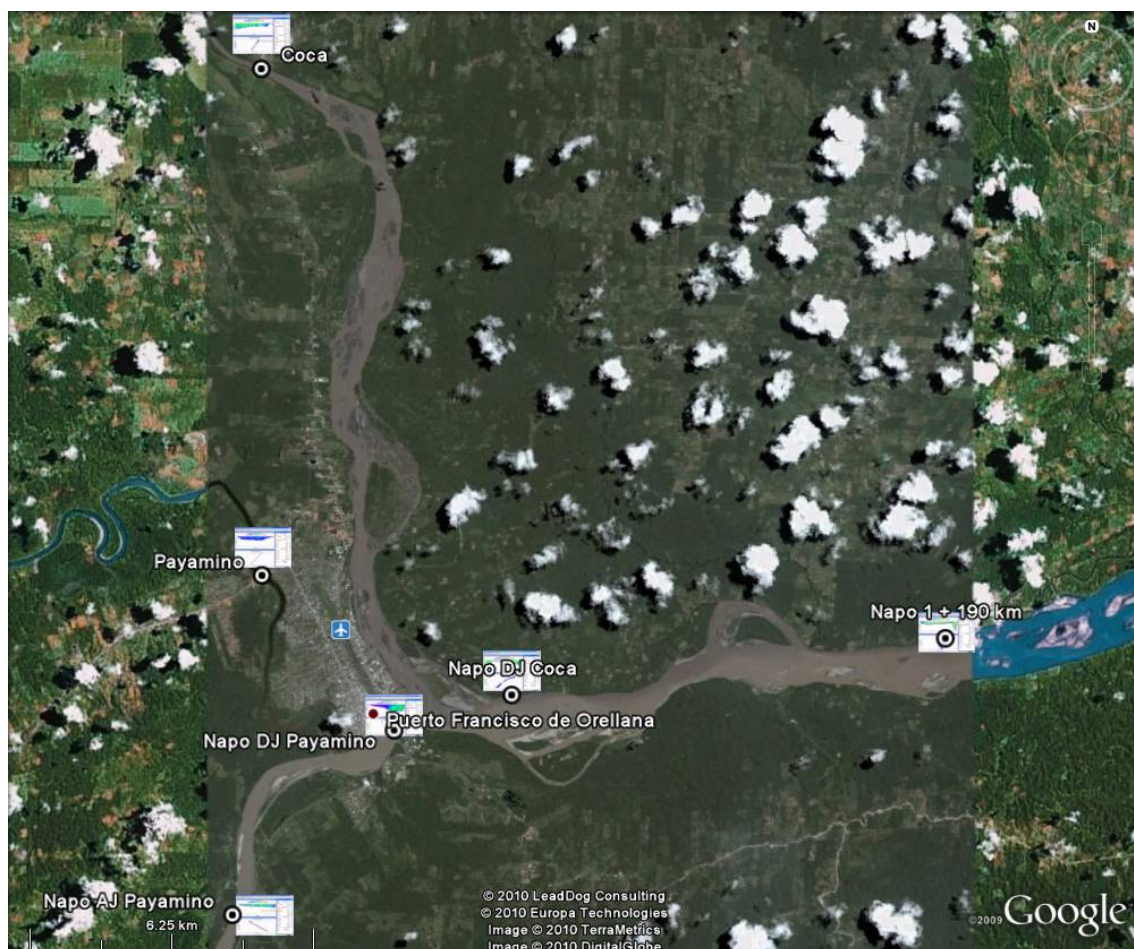


**Figura 6.5–2. Ubicación de Estaciones de Aforo HyBAM
Campaña Eq86 en el tramo medio–inferior del Río Napo**



Nota: La línea de límites Ecuador – Perú indicada es la referida por Google Earth

**Figura 6.5– 3. Ubicación de Estaciones de Aforo HyBAM
Campaña Eq86 cercanas a El Coca**



La presenta los balances de caudales medidos. Cabe destacar que existe una significativa diferencia entre los caudales del orden de $1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenidos en cercanías de El Coca el 1/08/2009, que cierran muy bien con los aportes de los afluentes en el km 190 (medido desde la desembocadura del Aguarico), y los caudales del orden de $1.800 / 2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ aforados aguas debajo del km 110, en los tres días precedentes. El Informe HYBAM no analiza esta cuestión, por lo que para interpretarla se evaluaron los niveles diarios provistos por el INAMHI, que se presentan en la **Tabla 6.5–2**, los cuales muestran un descenso importante del nivel del río en El Coca (que no alcanza a propagarse a Nuevo Rocafuerte), el cual explica la diferencia de caudales.

De acuerdo a las leyes Altura – Caudal en El Coca y Nuevo Rocafuerte, elaboradas por esta consultoría en base a la recopilación de datos del HYBAM, el caudal del Río Napo en El Coca para un nivel de 3,25 m como el registrado el 1/08 es del orden de $900 \text{ m}^3/\text{s}$, valor compatible con los aforados, y alcanzaría los $1.400 \text{ m}^3/\text{s}$ para niveles superiores a 4,1 m como se registró el 29/07. En Nuevo Rocafuerte en cambio, para niveles entre 2,4 y 2,6 m como los registrados, el caudal varía entre 1.900 y $2.100 \text{ m}^3/\text{s}$, valores también del orden de los aforados.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Tabla 6.5–1. Resultados de Aforos HYBAM Campaña Eq86

Ubicación	Fecha	Latitud	Longitud	Caudal Afluente (m ³ /s)	Caudal Napo (m ³ /s)	Control Napo+Afluente (m ³ /s)
Rio Napo DJ Aguarico	27-Jul-08	0°58'13.02"	75°11'06.00"	---	3406	3398
Rio Aguarico (prox Napo)	27-Jul-08	0°57'33.99"	75°11'56.99"	1334	---	---
Rio Napo 1 AJ Aguarico	27-Jul-08	0°57'33.99"	75°11'56.99"	---	2064	---
Rio Napo 1 + 5 km	27-Jul-08	0°58'10.00"	75°15'11.01"	---	1992	---
Rio Napo 1 + 10 km	27-Jul-08	0°58'59.99"	75°17'32.99"	---	2227	---
Rio Napo 1 + 15 km	27-Jul-08	0°57'20.01"	75°20'17.00"	---	2231	2077
Rio Yasuni	28-Jul-09	0°56'20.00"	75°23'31.00"	313	---	---
Rio Napo AJ Yasuni	28-Jul-09	0°55'26.01"	75°22'34.01"	---	1764	---
Rio Napo 1 + 25 km	28-Jul-09	0°53'53.00"	75°26'21.01"	---	1700	---
Rio Napo 1 + 30 km	28-Jul-09	0°52'10.00"	75°27'42.01"	---	1985	---
Rio Napo 1 + 35 km	29-Jul-09	0°50'35.99"	75°30'03.00"	---	1919	2027
Rio Tiputini	29-Jul-09	0°49'53.00"	75°33'56.01"	222	---	---
Rio Napo AJ Tiputini	29-Jul-09	0°46'07.02"	75°32'38.01"	---	1805	---
Rio Napo 1 + 45 km	29-Jul-09	0°44'15.00"	75°34'30.00"	---	1831	---
Rio Napo 1 + 50 km	29-Jul-09	0°42'23.99"	75°36'37.01"	---	1663	---
Rio Napo 1 + 55 km	29-Jul-09	0°40'29.00"	75°39'35.00"	---	1813	---
Rio Napo 1 + 75 km	29-Jul-09	0°36'35.00"	75°50'30.98"	---	1902	---
Rio Napo 1 + 85 km	30-Jul-09	0°33'47.99"	75°55'17.00"	---	2037	---
Rio Napo 1 + 100 km	30-Jul-09	0°31'00.01"	76° 02'02.98"	---	1955	---
Rio Napo 1 + 110 km	30-Jul-09	0°26'32.02"	76° 04'34.01"		2271	---
Rio Napo 1 + 190 km	1-Aug-09	0°27'19.00"	76°52'16.98"	---	1082	---
Rio Napo DJ Coca	1-Aug-09	0°27'58.99"	76°57'26.99"	---	1114	1139
Rio Coca	1-Aug-09	0°20'31.99"	77°00'24.01"	345	---	
Rio Napo DJ Payamino	1-Aug-09	0°28'24.00"	76°58'51.00"	---	794	816
Rio Payamino	1-Aug-09	0°26'33.01"	77° 00'25.00"	156	---	---
Rio Napo AJ Payamino	1-Aug-09	0°30'35.01"	77°00'45.99"	---	660	---

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Se han revisado los caudales aforados incluidos en la Memoria Técnica de la Segunda Campaña del INOCAR (Octubre – Noviembre 2009), efectuada en aguas medias-bajas, encontrándose que en ese caso los caudales registrados aguas arriba son mayores que los medidos aguas abajo, lo cual puede ser explicado por las fluctuaciones de los niveles del río durante la campaña. Concluye el INOCAR que el ajuste de las leyes Altura-Caudal será realizado progresivamente cuando se avance en la medición de caudales en otras campañas e integrando información del INAMHI.

Tabla 6.5–2. Niveles Hidrométricos durante los Aforos del HYBAM

Fecha	Nivel Río Napo en El Coca (m)	Nivel Río Napo en Nuevo Rocafuerte (m)
28/07/2009	3,96	2,31
29/07/2009	4,13	2,40
30/07/2009	3,88	2,46
31/07/2009	3,49	2,63
01/08/2009	3,25	2,29

Si consideramos la permanencia anual de niveles en el Napo ecuatoriano, los valores correspondientes al 50 % del tiempo son aproximadamente de 3,7 m en El Coca (caudal del orden de 1.050 m³/s) y 2,5 m en Nuevo Rocafuerte (caudal del orden de 2.000 m³/s). Considerando que el Río Coca puede aportar aproximadamente un 40 % a 45 % del caudal que el Río Napo trae aguas abajo del Payamino, el tramo El Coca – Itaya podrá tener un caudal característico máximo del orden de 1.500 m³/s, es decir, el caudal en el tramo final del Napo ecuatoriano es un 33% superior al caudal inicial aguas abajo de El Coca.

Este breve análisis conceptual, confirma que el tramo superior del Napo cercano a El Coca, presenta caudales significativamente más bajos que el tramo final, lo cual es consistente con las dificultades para la navegación aguas arriba de Providencia que surgen de los antecedentes disponibles.

En particular, cabe mencionar que la Universidad Central del Ecuador (CETIF, Centro de Excelencia en Transporte Intermodal y Fluvial) y el ECORAE (Instituto para el Eco desarrollo de la Región Amazónica Ecuatoriana), realizaron un estudio cuya meta fue *“Identificar técnicamente el área necesaria que permita la construcción de un nuevo puerto fluvial con proyección de ampliación a futuro, área que debe estar ubicada en una zona próxima de la ciudad de Francisco de Orellana; puerto en el que se pueda implementar una infraestructura que ofrezca las facilidades para el transporte de pasajeros y carga de para el comercio internacional dentro del marco de la Integración Suramericana, sin interferir las actividades normales de la ciudad de Francisco de Orellana y fomentando el desarrollo del corredor de este Eje del Amazonas”*.¹⁵

La descripción de la navegabilidad del Río Napo considerada en el estudio es la siguiente:

¹⁵ Determinación de la ubicación de un puerto fluvial para carga y pasajeros para el sector de Francisco de Orellana, dentro de la Integración Suramericana, CETIF–UCE, ECORAE (2005)

“El río Napo, desde el Puerto Francisco de Orellana aguas abajo es navegable con más de 3 pies (0.90 m) de profundidad durante 10 meses del año. Con un mantenimiento adecuado el río podría ser navegable durante todo el año con calados mayores al indicado. En la actualidad navegan en el sector de Francisco de Orellana desde canoas pequeñas hasta barcazas de 300 Ton de capacidad. En la Provincia de Orellana, el río Napo tiene entre los afluentes más importantes los ríos: Payamino y Coca. En el recorrido de 54 Km por el río Napo desde el “Puerto” Francisco de Orellana hasta el “Puerto” de Itaya existe algunos pasos críticos para la navegación debido al bajo calado del río, a las palizadas y a troncos de árboles que se han quedado atrapadas en el cauce y la formación de bancos de arena”.

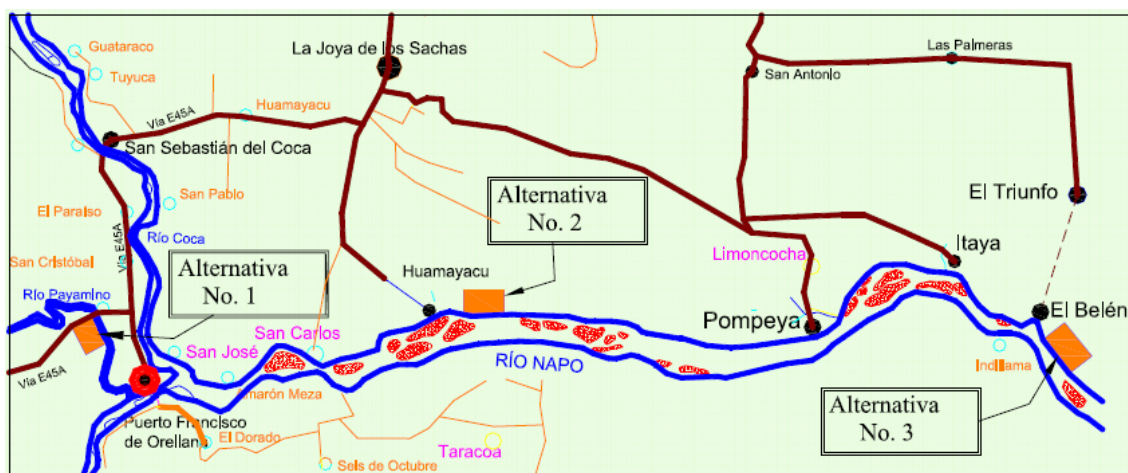
En dicho estudio se seleccionaron tres ubicaciones posibles para un puerto (ver **Figura 6.5–4**):

- ❑ En el río Payamino junto al puente de la vía Loreto Coca.
- ❑ En la comunidad de Huamayacu.
- ❑ En el sector de Belén (ubicado en la margen izquierda del río Napo, coordenadas longitud 76.49938° W, latitud 0.4504° S, a 64 kilómetros de Francisco de Orellana por el río Napo; pertenece a la Provincia de Sucumbios y se halla muy cercano al sitio denominado “Porto Napo Providencia” que ha sido promocionado como puerto de embarque para el Proyecto Manta – Manaos).

El estudio no considera en detalle los costos de mantenimiento de la vía navegable para acceder a cada puerto, dado que el ítem Obras de dragado, mantenimiento anual está fijado en 3000 m³ para todas las alternativas. No obstante, en la evaluación penaliza a Huamayacu en relación con Belén dado que ésta última ubicación presenta mejores condiciones.

Las condiciones de navegabilidad citadas para el Río Napo como 0,90 m de profundidad (en realidad se entiende que se referiría al calado de la embarcación) en 10 meses por año (83% de permanencia estimada), según las entrevistas realizadas se aplican en particular para el tramo superior (Providencia/Itaya – El Coca), y para condiciones de estiaje tales como las adoptadas en el tramo peruano (95% de permanencia de nivel), se debe restar al menos un pie adicional de descenso del nivel, con lo que la condición de navegabilidad en los Malos Pasos se reduce a sólo 50 o 60 cm, aproximadamente.

Figura 6.5–4. Alternativas de ubicación portuaria analizadas por el CETIF



El análisis citado, los demás antecedentes presentados en el Volumen I y las entrevistas realizadas a actores clave en la zona, muestran que para cumplimentar las condiciones establecidas en el Pliego en cuanto a evaluar las condiciones de navegación para embarcaciones de 4 pies de calado, tiene sentido estudiar en detalle el sector ubicado aguas abajo de Belén – Providencia, que presenta condiciones mucho mejores que el tramo superior hasta Francisco de Orellana – El Coca.

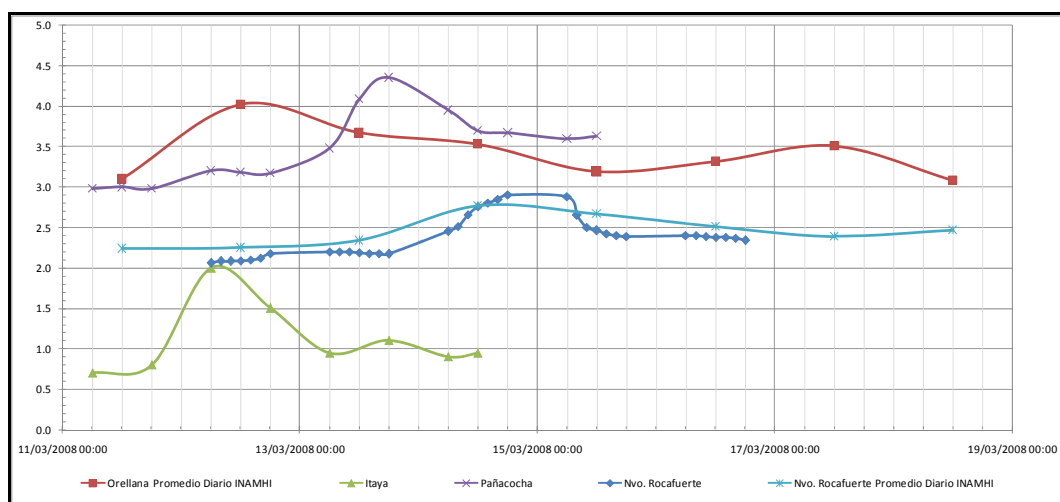
6.5.3. Procesamiento de la Información Batimétrica en el tramo Ecuatoriano (Relevamiento del año 2008)

El procesamiento realizado de la información batimétrica recibida, consistió en transformar las profundidades medidas, en profundidades referidas a un plano de referencia. En este caso, en vez de emplear el Plano de Reducción de sondajes (con permanencia 97,5%), a los efectos de acortar los tiempos de análisis, se refirieron las profundidades directamente al Plano de Referencia para la Navegación, con un 95% del tiempo de permanencia, definido para cada escala hidrométrica en el Capítulo 4.

Para ello se recopilaron los datos de niveles hidrométricos registrados en el período de relevamiento, para todas las escalas involucradas en la reducción de cada subtramo, los cuales se presentan en la **Figura 6.5–5**.

Se puede apreciar el pasaje típico de una onda de crecida, lo cual potencialmente podría afectar la reducción de los sondajes dado que desmejora la precisión de la interpolación de niveles. No obstante, la coincidencia de las profundidades reducidas en los cruces entre los perfiles transversales y longitudinales relevados en diferentes momentos, permitió verificar la correcta realización de la referenciación de sondajes respecto al Plano de Referencia para la Navegación.

Figura 6.5–5. Niveles hidrométricos empleados para la reducción de sondajes del relevamiento efectuado en Marzo de 2008



6.5.4. Descripción de Zonas Críticas y Malos Pasos en el tramo Ecuatoriano

6.5.4.1. Análisis sobre la Batimetría del año 2008 (EMEPA SA)

Dada la metodología de procesamiento y las características de los datos batimétricos en el tramo ecuatoriano, que consisten en un perfil longitudinal continuo y perfiles transversales espaciados, con un ancho total de cauce mucho más estrecho que en el tramo peruano, la identificación de los sectores problemáticos para navegar se realizó principalmente analizando las profundidades reducidas a lo largo del perfil longitudinal.

Dicha ubicación se presenta en las **Láminas GBE-01 a GBE-06** y se resume en la **Tabla 6.5-3**.

Tabla 6.5-3. Ubicación y longitud de Zonas Críticas (Marzo 2008)

Nº	Longitud (m)	X (m)	Y (m)
1	800	457050	9897310
2	800	456120	9897930
3	800	452800	9899410
4	740	451750	9900210
5	610	451140	9900830
6	360	449440	9902040
7	570	448830	9902580
8	1840	447290	9904100
9	880	444070	9906370
10	690	442920	9906970
11	500	441250	9907810
12	860	440000	9910920
13	2490	439540	9913640
14	540	438590	9914920
15	790	436870	9915650
16	400	436540	9917510
17	1960	435820	9918730
18	690	434780	9921060
19	480	432070	9921660
20	1770	429610	9922040
21	2110	428170	9923610

Nº	Longitud (m)	X (m)	Y (m)
22	1070	426150	9925270
23	1170	424380	9925860
24	1320	421670	9925420
25	970	419990	9926160
26	2750	417700	9927880
27	1790	414650	9928900
28	610	412200	9929980
29	1250	410540	9930020
30	910	409080	9931040
31	1330	408060	9932040
32	690	406550	9932220
33	1500	405100	9931740
34	440	402180	9932700
35	690	401800	9934160
36	2910	399540	9935750
37	1110	397670	9936650
38	800	396350	9938130
39	500	394880	9938160
40	390	394190	9937880
41	370	392970	9937360
42	890	390450	9938040
43	610	389540	9939450
44	730	388040	9940270
45	610	386960	9941270
46	1730	384580	9942080
47	710	382990	9943700
48	970	382450	9944940
49	900	380840	9947520
50	640	381000	9949060
51	360	380670	9950380
52	730	379670	9951560
53	460	378810	9951160
54	1160	377540	9951010

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Nº	Longitud (m)	X (m)	Y (m)
55	370	375870	9950230
56	630	374420	9949600
57	870	373350	9950360
58	510	371920	9951550
59	480	371330	9951800
60	500	368160	9951260
61	460	367700	9950680
62	310	363680	9950080
63	340	360100	9950360
64	1080	358370	9949890
65	340	356350	9946910
66	130	351950	9947020
67	260	350600	9946180
68	230	350540	9945730
69	330	345770	9942340
70	460	340000	9946400

Se tienen, en consecuencia, en el tramo de 158 km que va desde la desembocadura del Yasuní (km 572 del eje del río) hasta Itaya (km 730), unas 70 Zonas Críticas (una cada 2 km en promedio).

El eje del relevamiento de Marzo de 2008, que siguió aproximadamente la trayectoria más profunda según piloto conocedor del río, tiene unos 175 km, es decir, la sinuosidad de la misma respecto al eje del río (que de por sí ya es algo sinuoso), dada por la razón de longitudes es de 1,11.

En esos 175 km, la longitud de Zonas Críticas (con profundidades inferiores a 2,4 m respecto al Plano de Referencia para la Navegación con 95 % de permanencia según el criterio adoptado de considerar un calado mínimo de seguridad de 1,2 m), es de 61 km, es decir, el 35% del recorrido no presenta profundidad suficiente.

6.5.4.2. Análisis sobre la Batimetría del año 2009 (INOCAR)

Para analizar la batimetría realizada por el INOCAR a mediados del año 2009, en primer lugar se determinó la diferencia entre el Nivel de Navegación (95% del tiempo) y el MINMBA (Plano de Reducción), según se indica en la **Tabla 6.5-4**.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Tabla 6.5–4. Profundidades náuticas al nivel de reducción de sondajes

Estación	Nivel Navegación 95% del tiempo (m)	Nivel de Reducción Lectura (m) MINMBA	Diferencia	Profundidad Náutica	
				al Plano Navegación	al Plano Reducción
El Coca	2,80	1,80	1,00	2,40	1,40
Itaya	2,72	1,77	0,95	2,40	1,45
Pañacocha	2,34	1,45	0,89	2,40	1,51
N. Rocafuerte	1,70	0,90	0,80	2,40	1,60

Nota: Se ha verificado que el nivel del MINMBA ha sido adoptado en los dos relevamientos realizados por INOCAR en el año 2009 (Memoria Técnica Río Napo 2. Hidrografía Sep – Oct./09, pág. 21)

La diferencia resulta ser variable entre 1,0 m y 0,8 m, por lo que la profundidad náutica necesaria de 2,4 m al Plano de Navegación pasa a ser un valor variable entre 1,4 y 1,6 m respecto al Plano de Reducción; en consecuencia, se empleó este dato para analizar si las profundidades son suficientes para navegar.

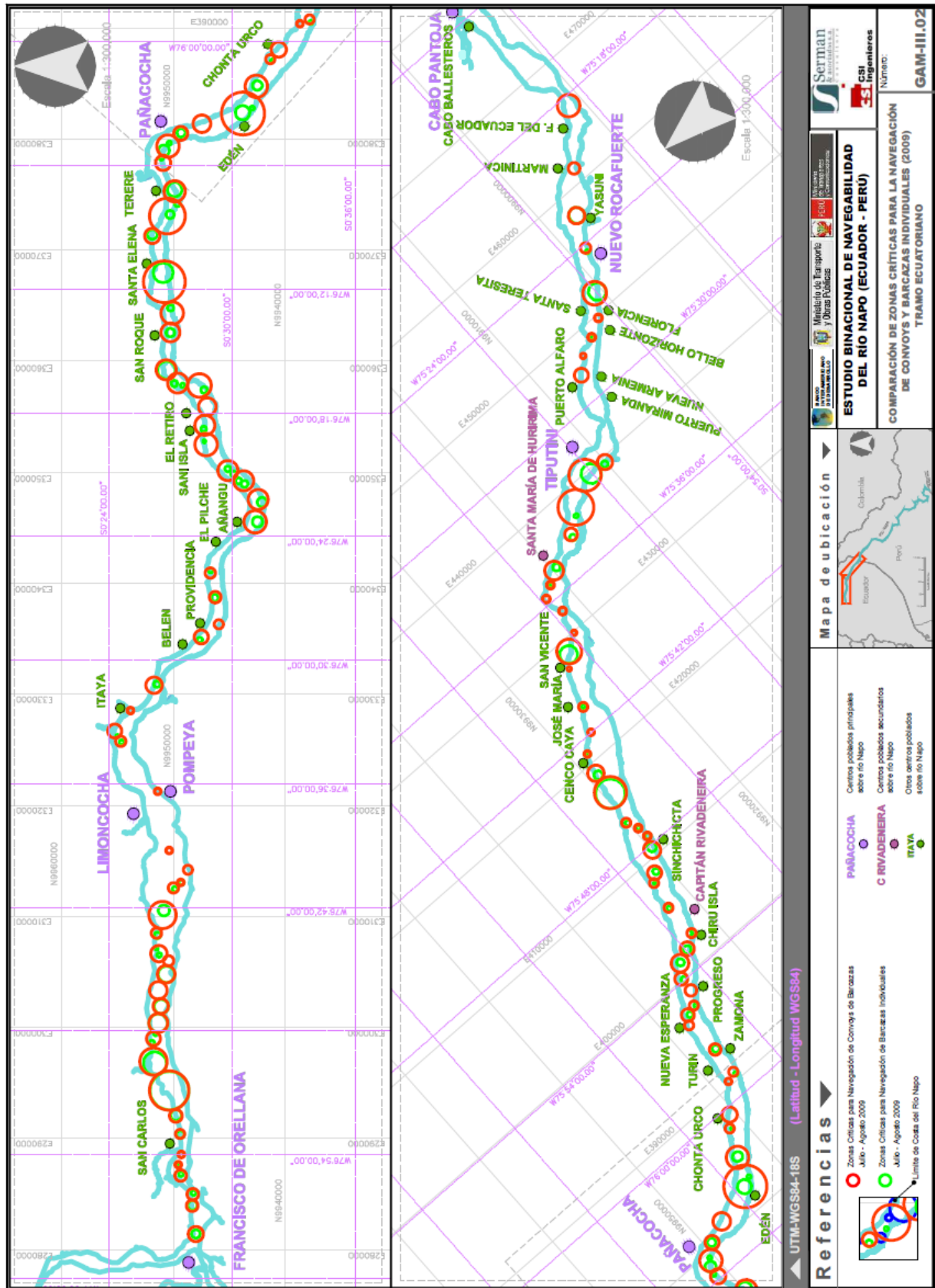
Se consideraron dos situaciones, una correspondiente al convoy de 2 x 2 barcasas y remolcador, antes definido, y otra correspondiente a una barcaza individual con remolcador o autopropulsada (como se navega actualmente); en ambos casos con 4 pies de calado más la revancha correspondiente y con un ancho de canal mínimo (menor a 50 m); además no se tuvieron en cuenta restricciones por curvatura del canal (dada la alta maniobrabilidad de la configuración).

Se identificaron en total 99 “Malos Pasos” para la condición con convoy y 74 para la condición con barcaza individual, cuya ubicación se puede apreciar en el croquis presentado en la **Lámina GAM–II.02**. El análisis realizado, si bien con las limitaciones que impone tener solamente un dato cada 50 metros y curvas batimétricas, se considera que igualmente puede ser más ajustado a la realidad que el que se realizó con los datos del 2008, donde la información disponible es principalmente longitudinal.

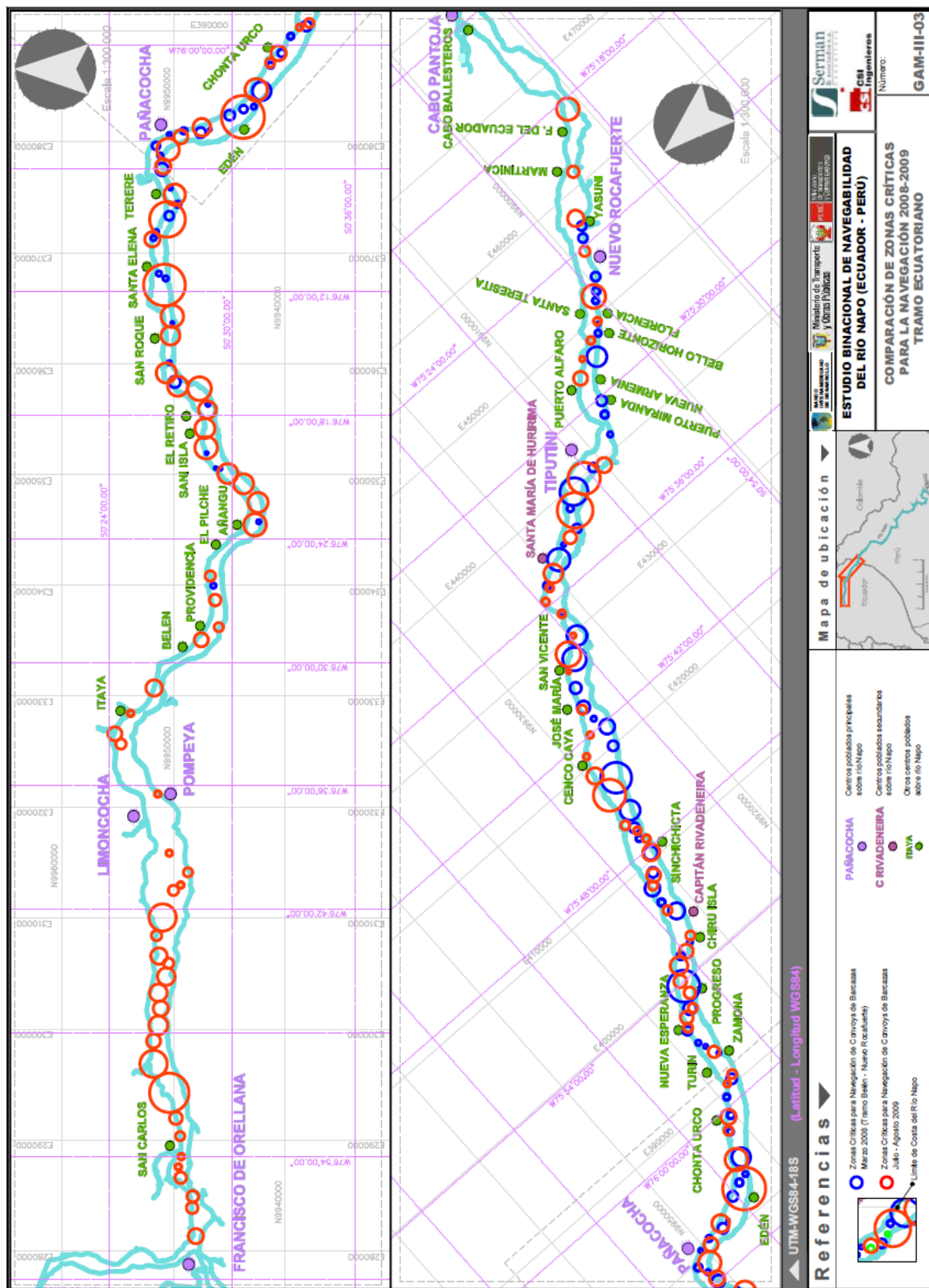
En el tramo entre Belén y Nuevo Rocafuerte, con una longitud a lo largo del eje del río de 149 km, el canal de navegación cuenta con aproximadamente 172 km, de los cuales 96 km no tienen profundidad suficiente para la navegación de un convoy de barcasas, representando un 64 % o un 56 % de la longitud, según cual referencia de longitud se tome. **Para la navegación de barcasas, es decir, buscando una línea de profundidades suficientes en forma independiente de su ancho y curvatura, resultan 40 km con profundidad insuficiente, es decir, del 27 % al 24 % del recorrido, según se tome sobre el eje o sobre el canal.**

Los resultados para la navegación del convoy son aún más restrictivos que los obtenidos con el relevamiento del 2008, mientras que para una barcaza individual son ligeramente más favorables, dado que con el relevamiento del INOCAR permite seleccionar diferentes trazas de navegación. Una comparación visual entre las Zonas Críticas obtenidas para navegación de barcasas individuales utilizando los relevamientos de 2008 y de 2009 se presenta en la **Lámina GAM–II.03**.

El tramo en que esta comparación puede realizarse es el comprendido entre Belén/Providencia y Nuevo Rocafuerte, y se puede apreciar que en sólo un año la ubicación espacial de las zonas críticas cambió, si bien las cantidades se mantienen similares. Esto no es más que un reflejo de las muy variables condiciones del lecho del río Napo, que se modifican continuamente.



Director de Proyecto:
Julio Cardini



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Tabla 6.5–5. Longitud de Zonas Críticas (Julio – Agosto 2009)

Sitio / Tramo	Prog. (km)	Distancia (km) sobre		Convoy			Barcaza		
		Eje	Canal	Longitud a dragar (km)	Relación sobre el Eje	Relación sobre el Canal	Longitud a dragar (km)	Relación sobre el Eje	Relación sobre el Canal
El Coca	781	---	---	---	---	---	---	---	---
El Coca / Belén	---	59	69	35	59 %	51 %	20	34 %	29 %
Belén/Providencia	722	---	---	---	---	---	---	---	---
Belen/Pañacocha	---	51	59	40	77 %	67 %	16	32 %	27 %
Pañacocha	671	---	---	---	---	---	---	---	---
Pañacocha/Nuevo Rocafuerte	---	98	113	56	58 %	50 %	24	25 %	22 %
Nuevo Rocafuerte	573	---	---	---	---	---	---	---	---
NvoRoc/Aguarico	---	23	26	5	20 %	17 %	2	7 %	6 %
Aguarico	550	---	---	---	---	---	---	---	---

Cabe mencionar también que son numerosos los sectores donde el eje del canal de navegación debe pasar por sitios donde la cota del lecho es del orden de 0 (cero) o incluso superior, con lo cual, para poder navegar una embarcación con 4 pies de calado más las revanchas consideradas, debería disponer de un nivel de agua muy superior al supuesto, es decir, sólo podría hacerlo en una situación de aguas medias – altas.

Finalmente, resulta de interés citar los datos provistos por el INOCAR en el documento denominado “Informe de las Observaciones al Estudio Binacional de Navegabilidad del río Napo”. En el mismo, considerando que la profundidad mínima es uno de los factores para el cálculo del calado mínimo, se cita un oficio remitido por el INOCAR INOCAR-HID-1460-O del 24 de agosto/2009 (el cual no fue conocido por la consultora hasta el 16/07/2010, fecha de recepción del “Informe de Observaciones”), en el cual se indican varios sectores donde en el relevamiento del 2009 se encontraban profundidades menores a los 0,5 m a lo largo del río Napo.

El INOCAR manifiesta en su informe que “Sobre la base de los resultados obtenidos en el levantamiento efectuado durante la época seca y de transición del 2009 se obtuvo que las profundidades mínimas en los sectores críticos son las siguientes:”

Tabla 6.5–6. Profundidades mínimas en el río Napo según relevamientos del INOCAR

Localidad	Profundidad Mínima		Observaciones
	Lev. 2007	Lev. 2009 Napo 2	
Comuna San Carlos	20 cm	110 cm	Canal navegable cambió hacia la otra ribera
Comuna Paratuyaca	20 cm	70 cm	Canal navegable se mantiene en misma ribera
Comuna San Francisco de Chicta	10 cm	20 cm	Canal navegable se mantiene en misma ribera
Limoncocha	20 cm	70 cm	Canal navegable se mantiene en misma ribera
Comuna Pilchi	10 cm	70 cm	Canal navegable cambió hacia la otra ribera , 2009 ya nos se acerca a la comuna
Sani Isla	20 cm	30 cm	Canal navegable se mantiene en misma ribera
Comuna San Roque	20 cm	30 cm	Canal se ha movido hacia el centro del río
Dumbique	10 cm	10 cm	Canal navegable cambió hacia la otra ribera
Pañacocha	20 cm	10 cm	Canal navegable se mantiene en misma ribera
Huarmi Sinchichicta	30 cm	50 cm	Canal navegable se mantiene en misma ribera
Comuna San Vicente	20 cm	20 cm	Canal navegable cambió hacia el centro del río (mal paso)
Santa María de Huiririma	40 cm	30 cm	Canal navegable se mantiene en misma ribera

Sigue afirmándose en el Informe de Observaciones que: *“Como se puede ver, considerando únicamente el factor de profundidad mínima, existen varios sectores con profundidades menores a 50cm, en consecuencia la navegación para embarcaciones de mayor calado se vería imposibilitada en estos tramos a no ser que se tomen en cuenta factores ambientales (crecida de río por lluvias), los cuales permitiría la navegabilidad para estas embarcaciones bajo ciertas restricciones.*

El establecimiento de los calados máximos para la navegación, éstos deben ser definidos una vez que se cuente con los elementos de juicio suficiente para tal propósito, los mismos deben ser asociados al tipo de embarcación que pueda navegar en cada una de las fases del ciclo hidrológico del río. Por lo que se considera que la aseveración de que el río es navegable para embarcaciones de calado de cuatro pies en época seca es incorrecto.”

Al respecto, cabe destacar que se comparte plenamente el comentario correspondiente al primer párrafo antes citado, y que justamente, el mayor esfuerzo de esta consultoría fue puesto en determinar cuáles son las condiciones hídricas para las cuales se puede navegar con diferentes

calados, es decir, que porcentaje del tiempo en promedio se estima que se podría navegar con 4 pies de calado, o con calados menores como 2,5 pies, entre Belén/Providencia y el límite binacional, todo lo cual se expresa en el punto siguiente “Resumen de condiciones críticas en los Malos Pasos del tramo ecuatoriano y conclusiones preliminares sobre la navegabilidad”, el cual ya estaba incluido en el Informe de Avance N° 2.

Coincidentemente, los análisis que se presentan a continuación, muestran que sólo puede navegarse en el tramo ecuatoriano con 4 pies de calado en aguas medias-altas, por lo que la observación efectuada por el INOCAR sobre que habría sido afirmado incorrectamente por esta Consultoría que el río Napo es navegable para embarcaciones de 4 pies de calado en época seca, no se fundamenta en nada de lo que ha sido expresado en el Informe Parcial N° 2, ni obviamente en el presente Informe Final.

6.5.5. Resumen de Condiciones Críticas en los Malos Pasos del tramo Ecuatoriano y Conclusiones Preliminares sobre la Navegabilidad

Si bien es cierto que, como sucedió en el tramo peruano, es posible que existan rutas de navegación con profundidades más adecuadas que la utilizada en el relevamiento, el menor ancho del cauce y la forma de los perfiles relevados hacen pensar que en el tramo ecuatoriano esta posibilidad debe ser bastante reducida, en especial cuando se considera un canal navegable para embarcaciones que permitan movilizar un flujo comercial significativo, con las dimensiones fijadas previamente en forma preliminar.

Podría considerarse por otro lado a primera vista, que el haber tomado un criterio restrictivo en cuanto a la revancha, al sumar 2 pies adicionales por el riesgo de descensos bruscos e imprevisibles de nivel, es lo que genera la gran proporción de longitud crítica en el canal.

No obstante, si se observan los planos de relevamiento del 2008, puede apreciarse que la mayor parte de los sectores con profundidad inferior a 2,4 m, también presentan en algún sector profundidades menores a 1,8 m (y en general es mucho mayor la longitud con esta limitación que la que se encuentra entre 1,8 m y 2,4 m de profundidad).

Una cuantificación aproximada de la longitud de Zona Crítica que no sería un Mal Paso si la revancha admitida fuera de 0,6 m (2 pies) en vez de 1,2 m (4 pies), resulta en 11 km. Es decir, quedarían 50 km de tramos correspondientes en principio a Malos Pasos con el criterio de tomar sólo 2 pies de revancha, lo cual representa casi el 30% de la distancia recorrida, siendo este valor aún muy elevado. De las 70 Zonas Críticas que serían Malos Pasos para una revancha de 1,2 m, quedarían desahfectadas 8 si la revancha fuera de 0,6 m, lo cual implica que aún subsistirían 62 Malos Pasos bajo esa hipótesis menos restrictiva.

El análisis realizado, indica que aproximadamente 1/3 de la traza de navegación podría presentar inconvenientes para navegar el 95% del tiempo sea con la revancha recomendada de 1,2 m o con el valor menor de 0,6 m. Dado que con seguridad si se deseara mejorar la navegabilidad para esas condiciones, deberían realizarse ingentes esfuerzos de dragado de mantenimiento (lo cual se evalúa más adelante), para una situación como la expuesta resulta prudente considerar una menor permanencia del nivel de Navegación, lo cual se traducirá en una menor disponibilidad anual de la vía navegable, para las embarcaciones de diseño especificadas con 4 pies de calado.

Para estimar conceptualmente de manera preliminar cuales serían las condiciones para las que se podría navegar con 1,2 m de calado y 1,2 m de revancha sin realizar tareas de dragado de

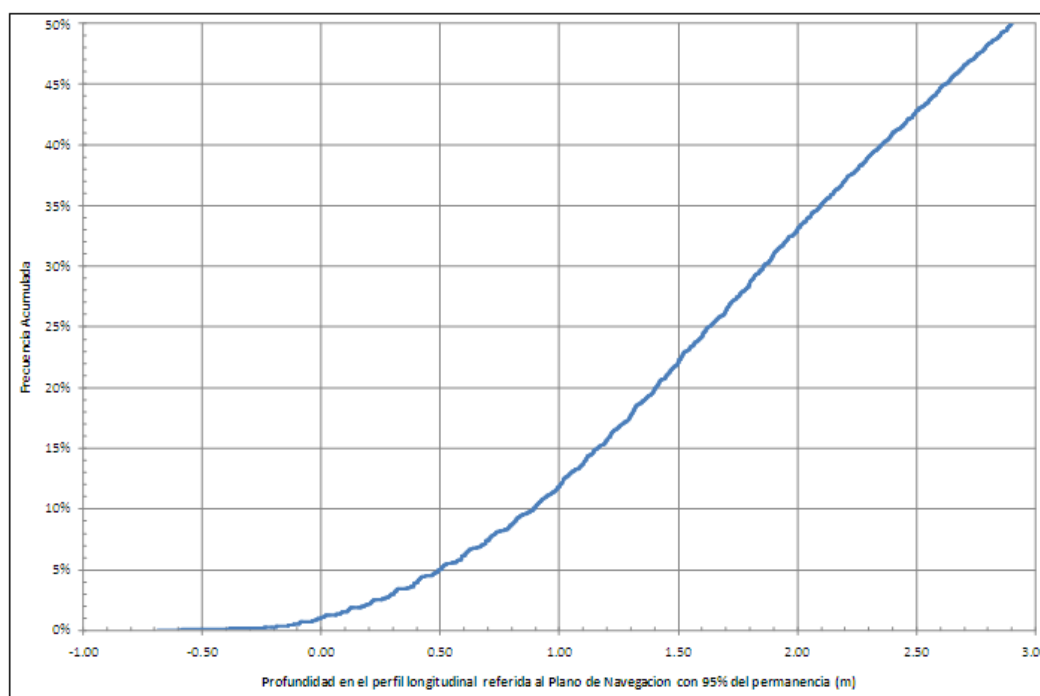
profundización, se muestra en la **Figura 6.5–6** la frecuencia acumulada de datos en el perfil longitudinal, cuyas profundidades (referidas al plano de navegación del 95%) son inferiores a los valores indicados en el eje horizontal. Puede apreciarse que, coincidiendo en órdenes de magnitud con el análisis en planta antes presentado, aproximadamente un 40% de los datos presentan profundidades inferiores a 2,4 m, y casi un 30% poseen profundidades inferiores a 1,8 m.

Las cotas mínimas registradas respecto a dicho plano de referencia están en valores de –70 cm, aunque sólo un 1% de los datos está por debajo del “cero”.

Atendiendo a lo reportado en los estudios antecedentes y entrevistas realizadas, de los que se puede deducir que con un 95% de permanencia se puede navegar apenas con un calado de 2 pies, y considerando que en la práctica ello se realiza con una revancha mínima de 1 pie (y por esa razón son frecuentes las esperas de las embarcaciones para que el nivel suba y poder atravesar algún Mal Paso, e incluso las varaduras), se deduce que sería posible encontrar una traza navegable más adecuada que la relevada, en la cual la profundidad mínima sea de 0,9 m.

No obstante, cabe destacar que ello puede ser cierto para gabarras individuales con un remolcador de empuje, cuyas dimensiones son pequeñas, y su maniobrabilidad para atravesar un Mal Paso a baja velocidad es elevada, pero no serlo para convoyes de barcas como se ha planteado para el tramo peruano.

Figura 6.5–6. Frecuencia acumulada de datos en el perfil longitudinal.



Se analizarán a continuación dos hipótesis conceptuales de trabajo:

- ❑ Navegación para un convoy de barcazas de 2 x 2 como el considerado en el tramo peruano.

Si asumimos que los escasos valores menores al cero podrían ser en realidad superiores al mismo si se buscara una traza de canal de navegación más adecuada (realizando perfiles transversales), podemos considerar la profundidad 0 metros, como el valor que naturalmente se puede encontrar en el río con un nivel con permanencia 95% del tiempo.

Dado que para navegar con embarcaciones de 4 pies de calado, se necesita disponer de profundidades superiores a 2,4 m (asumiendo una revancha total de 1,2 m), se requeriría que el nivel de agua fuera superior al considerado con el 95% de permanencia, en un valor del orden de 2,4 m.

Teniendo en cuenta que los niveles con 95% de permanencia en El Coca y Nuevo Rocafuerte son de 2,8 m y 1,7 m, los niveles hidrométricos que permitirían navegar en las condiciones antes mencionadas, serían iguales a 5,2 m y 4,1 m, respectivamente. Estos valores tienen una permanencia del orden del 13% y del 7% del tiempo en cada escala. Resulta evidente al considerar la escasa permanencia de esta condición hídrica, que el tramo ecuatoriano del río Napo no resultaría navegable para la embarcación de diseño con la revancha recomendada, sin efectuar dragados de gran magnitud.

Aún si se eliminara la parte de la revancha correspondiente a la incerteza hídrica, asumiendo en consecuencia un valor total de sólo 0,6 m, se requeriría un nivel hídrico superior en 1,8 m, lo cual implica valores de 4,6 m en El Coca (permanencia 30%) y de 3,5 m en Nuevo Rocafuerte (permanencia 23%). Estas condiciones limitarían la navegación con el calado de diseño sin acciones de dragado, sólo a los 3 meses de creciente.

- ❑ Navegación con una barcaza y un remolcador (situación típica actual)

En esta hipótesis, sería factible encontrar una traza navegable de dimensiones estrechas pero suficientes, con profundidades del orden de 0,9 m para el nivel con permanencia 95% del tiempo.

Considerando una revancha con margen hídrico de 1,2 m, en forma similar al caso anterior, para tener los 2,4 m de profundidad necesarios, se requiere que el nivel del río se eleve 1,5 m, resultando de 4,3 m en El Coca (permanencia 40%) y de 3,2 m en Nuevo Rocafuerte (permanencia 34%).

Si se obviara la revancha hídrica, para tener los 1,8 m de profundidad necesarios, se requiere que el nivel del río se eleve 0,9 m, resultando de 3,7 m en El Coca y de 2,6 m en Nuevo Rocafuerte, en ambos casos con permanencias cercanas al 50%.

Ello implica que la navegación fluvial en el Río Napo, para embarcaciones individuales con 4 pies de calado, sería factible naturalmente solo en los meses de aguas altas o medias – altas (según la revancha que se acepte), lo cual es una condición aún demasiado restrictiva para considerarla apropiada para una navegación comercial eficiente.

Todas estas conclusiones se han confirmado con la información brindada por el INOCAR correspondiente al relevamiento de mediados del año 2009. Es decir, aunque las condiciones del río son diferentes en ambos relevamientos, debido a la extrema variabilidad morfológica que el mismo tiene, sus características generales se mantienen a lo largo del tiempo, a pesar de variar en forma continua los sitios donde existen inconvenientes para navegar.

En tal sentido, es una cualidad intrínseca del río Napo, que todas las consideraciones estadísticas sobre la navegabilidad con diferentes calados, previamente establecidas en base al relevamiento del año 2008, son transitorias, es decir, es esperable que cada vez que se realice un nuevo relevamiento las condiciones varíen, por lo que no tiene sentido tomar los porcentajes de permanencia para navegar antes expresados como valores “definitivos”.

No obstante ello, las características de comportamiento del lecho del río y de los niveles de agua se mantienen estables (salvando posibles variaciones de largo plazo debidas por ejemplo a efectos del cambio climático, el aumento de cantidad de sedimentos por deforestación, etc.).

Por esta razón, si bien los períodos de tiempo en que teóricamente se puede navegar con un dado calado y revancha serían variables cada vez que se calcularan con base en un nuevo relevamiento, sus órdenes de magnitud se mantendrán seguramente similares, y por lo tanto las conclusiones que aquí se alcanzan sobre la navegabilidad del río para diferentes calados, no se verán modificadas.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

7. DETERMINACIÓN DE LA DESCARGA LÍQUIDA

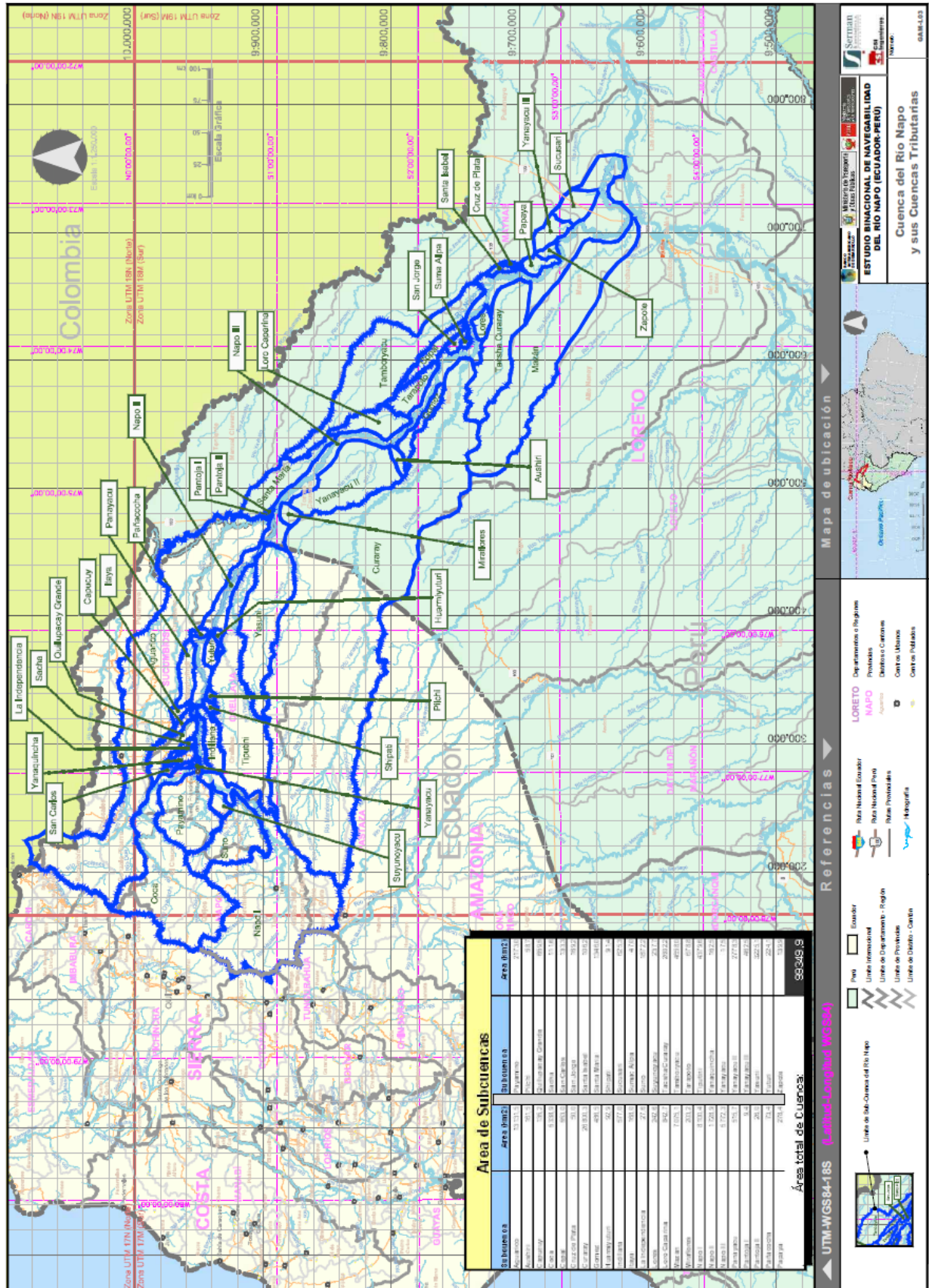
7.1. Introducción

Para el cálculo de la descarga líquida sobre el cauce principal del río Napo, se ha considerado una distribución de caudales en función de las áreas de las subcuencas con aporte en el río Napo. En la **Tabla 7.1–1** y la **Lámina GAM–I.03** se presentan las cuencas que tienen aporte de caudal en el cauce principal del río Napo. La estimación del caudal, se realizó considerando un caudal unitario por kilómetro cuadrado, calculando el caudal de aporte por tributario y el que se tiene en el cauce principal del río Napo por acumulación de áreas.

Tabla 7.1–1. Secciones de aforo y área de las cuencas de aporte del río Napo

Sección de aforo	Subcuenca	Superficie km ²	Sup. Acumulada km ²
Francia			99350
	Sucusari	625	99350
	Napo III (parcial)	94	98725
Mazan (Bella Vista)			98630
	Mazan	7075	98630
	Napo III (parcial)	1694	91555
	Yanayacu III	463	89861
	Zapote	140	89398
	Papaya	278	89258
Bella Vista			88980
	Tacsha Curaray	2602	88980
	Napo III (parcial)	535	86378
	Cruz de Plata	50	85843
	Santa Isabel	106	85793
	Tamboryacu	4658	85687
Santa Clotilde			
	Lores	243	81029
	Napo III (parcial)	622	80786
	Copal	553	80164
	San Jorge	169	79611
	Sumac Allpa	47	79442
	Curaray	26800	79395
	Napo III (parcial)	1138	52594
	Tarapoto	679	51457
	Gomez	487	50778
	Loro Caparina	843	50291
	Aushiri	162	49449

Sección de aforo	Subcuenca	Superficie km ²	Sup. Acumulada km ²
Campo Serio			49287
	Yanayacu II	2778	49287
	Napo III (parcial)	1332	46509
	Santa Maria	1346	45177
	Miraflores	203	43831
	Pantoja II	26	43627
	Pantoja I	9	43601
	Yanayacu II	2778	49287
Pantoja			43592
	Aguarico	13131	43592
	Napo III (parcial)	357	30461
	Yasuni	3225	30104
	Tiputini	4380	26879
	Huarmiyuturi	93	22499
	Yuturi	224	22407
	Pañacocha	73	22182
	Panayacu	516	22109
	Pilchi	59	21593
	Shipati	91	21535
	Indillana	577	21443
	Itaya	168	20866
	Capucuy	135	20698
	Quillupacay Grande	659	20563
	Sacha	112	19904
	La Independencia	28	19792
	Yanaquíncha	163	19764
	San Carlos	133	19602
	Coca	5339	19469
	Yanayacu	18	14130
	Payamino	2173	14112
	Suyunoyacu	238	11939

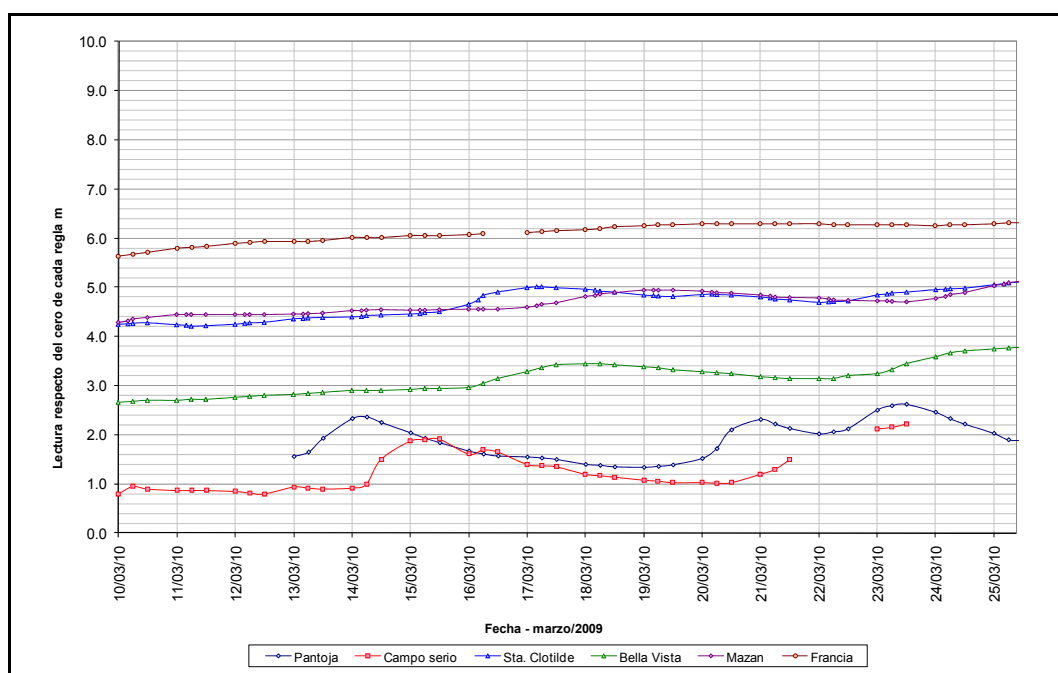


Director de Proyecto: *Julio Cardini*

7.2. Campaña de Medición de Caudales

Durante la ejecución del proyecto en la etapa de recopilación de información y mediciones de campo, el Consorcio ha realizado una campaña de medición y aforo de caudales en secciones seleccionadas y de control, durante el período del 14 al 23 de Marzo de 2010, cuyos datos relevados se presentan en el **ANEXO II-18**. Las condiciones hidrométricas del período 10 al 25 de Marzo de 2010 se presentan en la **Figura 7.2-1**.

Figura 7.2-1. Registro hidrométrico del período de ejecución de los aforos líquidos



La **Tabla 7.2-1** presenta un resumen de los caudales medidos en la campaña. Los caudales calculados aplicando la metodología de medición empleada para estos aforos con 10 verticales de registro, pueden presentar una discrepancia del orden del 5% a 10% como máximo respecto de los valores reales.

Tabla 7.2–1. Resumen de la campaña de aforos en las secciones de Aforo

Nº	Sección de Aforo	Fecha	Caudal Sección (m³/s)
1	Pantoja	14/03/2010	3053
2	Campo Serio	16/03/2010	3216
3	Boca del río Curaray	18/03/2010	1380
4	Santa Clotilde	20/03/2010	4237
5	Bella Vista	21/03/2010	4769
6	Boca el río Mazan	22/03/2010	366
7	Mazan (Bella Vista SENAMHI)	22/03/2010	4961
8	Francia	23/03/2010	5690

Las Tablas 7.2–2 a 7.2–9 presentan los cálculos de caudal en las secciones seleccionadas.

Tabla 7.2–2. Calculo del caudal en la sección de aforo de Pantoja

Sección de Aforo	Fecha	Vertical Nº	Velocidad media m/s	Área vertical m²	Caudal Vertical m³/s	Caudal Sección m³/s
Pantoja	14/03/10	1	1,17	156	183	3053
		2	1,16	259	299	
		3	0,82	127	103	
		4	0,73	241	176	
		5	0,89	210	188	
		6	1,19	353	419	
		7	1,24	508	628	
		8	1,36	475	645	
		9	0,91	359	327	
		10	0,89	94	84	

Tabla 7.2–3. Cálculo del caudal en la sección de aforo de Campo Serio

Sección de Aforo	Fecha	Vertical N°	Velocidad Media (m/s)	Área vertical (m ²)	Caudal Vertical (m ³ /s)	Caudal Sección (m ³ /s)
Campo Serio	16/03/10	1	0,63	76	48	3216
		2	0,82	182	149	
		3	0,86	172	149	
		4	0,98	172	168	
		5	1,42	260	370	
		6	1,68	245	412	
		7	1,79	253	453	
		8	1,83	313	572	
		9	1,91	326	623	
		10	1,65	164	271	

Tabla 7.2–4. Cálculo del caudal en la sección de aforo de Río Curaray

Sección de Aforo	Fecha	Vertical N°	Velocidad Media (m/s)	Área vertical (m ²)	Caudal Vertical (m ³ /s)	Caudal Sección (m ³ /s)
Río Curaray	18/03/10	1	0,76	192	145	1380
		2	0,94	191	180	
		3	0,88	200	177	
		4	0,86	180	155	
		5	0,98	169	165	
		6	0,95	130	123	
		7	0,93	140	129	
		8	0,91	135	123	
		9	0,85	145	123	
		10	0,40	153	61	

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Tabla 7.2–5. Cálculo del caudal en la sección de aforo de Santa Clotilde

Sección de Aforo	Fecha	Vertical N°	Velocidad Media (m/s)	Área vertical (m ²)	Caudal Vertical (m ³ /s)	Caudal Sección (m ³ /s)
Santa Clotilde	20/03/10	1	0,70	272	191	4237
		2	1,01	308	310	
		3	1,17	358	419	
		4	1,31	452	591	
		5	1,36	445	605	
		6	1,26	433	545	
		7	1,17	404	471	
		8	1,12	402	449	
		9	1,11	509	566	
		10	0,33	273	89	

Tabla 7.2–6. Cálculo del caudal en la sección de aforo de Bella Vista

Sección de Aforo	Fecha	Vertical N°	Velocidad Media (m/s)	Área vertical (m ²)	Caudal Vertical (m ³ /s)	Caudal Sección (m ³ /s)
Bella Vista	21/03/10	1	0,11	199	22	4769
		2	0,17	279	47	
		3	0,06	140	8	
		4	0,34	325	109	
		5	1,12	510	570	
		6	1,46	527	771	
		7	1,50	555	830	
		8	1,70	533	905	
		9	1,65	556	917	
		10	1,34	438	589	

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Tabla 7.2–7. Cálculo del caudal en la sección de aforo Río Mazan

Sección de Aforo	Fecha	Vertical N°	Velocidad Media (m/s)	Área vertical (m ²)	Caudal Vertical (m ³ /s)	Caudal Sección (m ³ /s)
Río Mazan	22/03/10	1	0,08	36	3	366
		2	0,11	103	11	
		3	0,07	119	8	
		4	0,38	124	47	
		5	0,41	141	57	
		6	0,40	136	55	
		7	0,46	131	60	
		8	0,44	146	64	
		9	0,34	162	54	
		10	0,12	59	7	

Tabla 7.2–8. Cálculo del caudal en la sección de aforo de Mazan (Bella Vista)

Sección de Aforo	Fecha	Vertical N°	Velocidad Media (m/s)	Área vertical (m ²)	Caudal Vertical (m ³ /s)	Caudal Sección (m ³ /s)
Mazan (Bella Vista)	22/03/10	1	1,00	184	185	4961
		2	1,38	847	1167	
		3	1,22	506	617	
		4	1,22	455	556	
		5	1,13	409	462	
		6	1,17	393	462	
		7	1,17	389	455	
		8	1,17	364	426	
		9	1,18	350	411	
		10	0,83	264	220	

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Tabla 7.2–9. Cálculo del caudal en la sección de aforo de Francia

Sección de Aforo	Fecha	Vertical N°	Velocidad Media (m/s)	Área vertical (m²)	Caudal Vertical (m³/s)	Caudal Sección (m³/s)
Francia	23/03/10	1	0,29	514	151	5690
		2	0,36	1239	441	
		3	0,48	2583	1234	
		4	0,46	2003	926	
		5	0,46	1606	741	
		6	0,52	1351	708	
		7	0,60	951	570	
		8	0,55	636	347	
		9	0,55	831	455	
		10	0,31	373	117	

7.3. Comparación de Datos Medidos y Estimados

El caudal medido en la Estación Hidrométrica de Mazan (Bella Vista), en fecha 22/03/2010 fue de 4961 m³/s, para el mismo día la lectura de la regla en Mazan era de 4,75 m, según la relación altura caudal en esta estación, el caudal que se corresponde es de 5203 m³/s, por lo que se asume como valor de referencia un caudal de 5200 m³/s. Los caudales medidos y asumidos se presentan en la **Tabla 7.3–1**, donde además, se presenta la diferencia y el porcentaje de la variación.

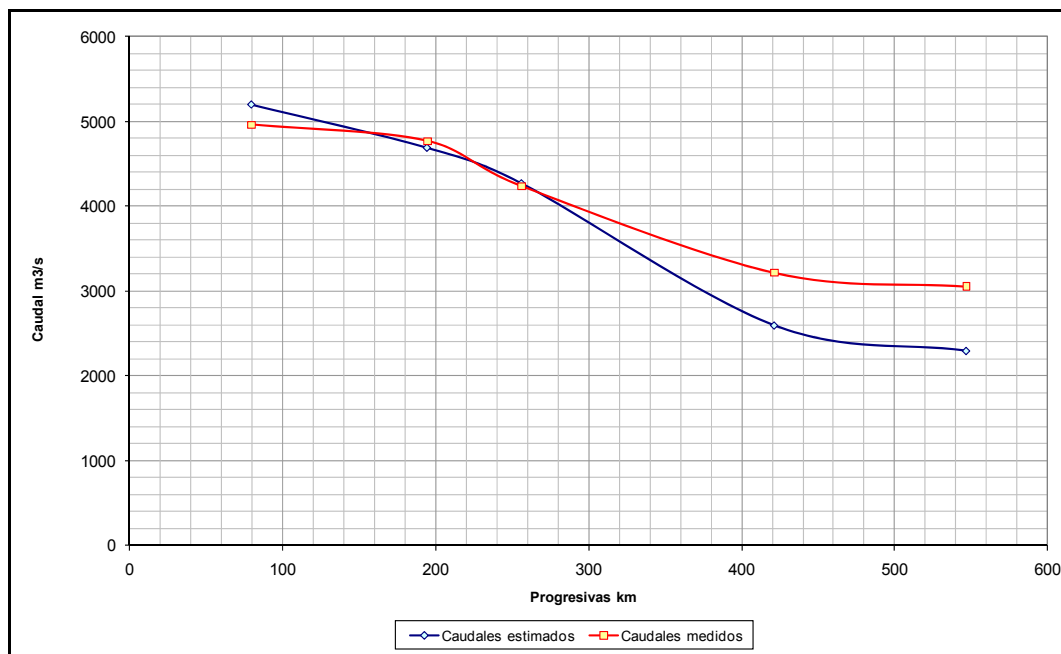
Tabla 7.3–1. Comparación de caudales medidos y asumidos en las secciones de aforo

Sección de Aforo	Progresivas	Caudal m³/s		Diferencia m³/s	Diferencia %
		Medido	Estimado		
Mazan (Bellavista SENAMHI)	80	4961	5200	–239	–5%
Bella Vista	195	4769	4691	78	2%
Santa Clotilde	256	4237	4272	–35	–1%
Campo Serio	421	3216	2599	617	19%
Cabo Pantoja	547	3053	2298	754	25%

Los caudales estimados mediante el sistema de áreas acumuladas, se corresponden con los caudales medidos durante la campaña de aforo, siendo el ajuste muy bueno hasta Santa Clotilde (ver gráfico comparativo en la **Figura 7.3–1**).

Las mayores diferencias que se observan en Campo Serio y Pantoja, donde el método de las áreas subestima los caudales en relación con los valores medidos, son atribuibles a un pico de crecida que ingresaba en el sistema en fecha 14 de Marzo para el caso de la estación de Pantoja y que pasó justamente el 16 de Marzo (día del aforo) por la estación Campo Serio, con una subida en la lectura de la regla de aproximadamente 1 metro comparada con las mediciones de días anteriores, de acuerdo a lo que puede apreciarse en el Registro de Niveles Hidrométricos que se presentó en la **Figura 7.2–1**.

Figura 7.3–1. Comparación de caudales medidos y estimados en las secciones de aforo



El pasaje de estos habituales picos de crecida de muy corta duración configura una condición impermanente que por la atenuación que la onda sufre a medida que se propaga por el río, no se puede cuantificar correctamente empleando solamente el dato de caudal en Mazán, ya que en esta sección la forma de la onda de crecida se ha achatado y el caudal pico ha disminuido, luego de haber recorrido más de 300 km.

No obstante, indirectamente puede estimarse que cuando pasa una onda de este tipo en la zona de Campo Serio y Cabo Pantoja es muy factible que se produzca un incremento transitorio del caudal local pico del orden del 20% del valor previo “estacionario”, por lo que los valores medidos resultan consistentes.

8. CÁLCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

8.1. Introducción

Para realizar el cálculo de transporte de sedimentos en el río Napo, se parte de los datos medidos de características de los sedimentos del lecho, y concentraciones de sedimentos en suspensión en las verticales de aforo sólido, determinándose las formulaciones que mejor ajustan a los datos correspondientes.

8.2. Diámetros de Sedimentos

Los diámetros de sedimentos fueron determinados en base a las muestras obtenidas en las campañas de mediciones. Los valores se detallan en la **Tabla 8.2–1** y en las **Figuras 8.2–1 y 8.2–2**.

Tabla 8.2 –1. Diámetros de sedimentos

Estación	Sección muestreo	Progresiva (Km)	Diámetro D10 (micrones)	Diámetro D50 (micrones)	Diámetro D90 (micrones)	Desvío normal (σ)
Francia	A1 – M1	6,58	168	310	408	1,45
	A1 – M3	6,58	100	196	290	1,62
Mazan	A2 – M2	79,76	171	323	519	1,52
	A2 – M3	79,76	299	477	768	1,57
Bella Vista	A4 – M1	194,51	330	556	821	1,65
	A4 – M2	194,51	157	239	378	1,41
Santa Clotilde	A5 – M1	256,24	229	388	551	1,41
	A5 – M2	256,24	203	356	520	1,40
Paso # 4	P4 – M1	268,69	303	447	615	1,38
	P4 – M2	268,69	170	309	424	1,45
	P4 – M3	268,69	151	279	508	1,70
Paso # 6	P6 – M2	301,26	97	198	331	1,61
	P6 – M3	301,26	258	459	739	1,53
Paso # 7	P7 – M1	309,46	315	489	744	1,50
	P7 – M3	309,46	175	390	585	1,71
Paso # 8	P8 – M1	314,96	153	277	466	1,60
	P8 – M2	314,96	177	350	566	1,58
	P8 – M3	314,96	241	459	745	1,59

Estación	Sección muestreo	Progresiva (Km)	Diámetro D10 (micrones)	Diámetro D50 (micrones)	Diámetro D90 (micrones)	Desvío normal (σ)
Paso # 13	P13 – M1	388,31	196	511	802	2,82
	P13 – M2	388,31	162	284	470	1,52
	P13 – M3	388,31	143	228	396	1,63
Campo Serio	A7 – M1	421,35	388	604	812	1,45
	A7 – M2	421,35	151	241	467	1,60
	A7 – M3	421,35	121	219	368	1,59
Paso # 15	P15 – M1	453,79	92	184	277	1,64
	P15 – M2	453,79	159	246	456	1,55
	P15 – M3	453,79	186	347	522	1,44
Paso # 16	P16 – M1	453,79	257	470	738	1,97
	P16 – M2	453,79	158	308	562	1,71
	P16 – M3	453,79	161	316	558	1,68
C. Pantoja	A8 – M1	546,80	163	299	568	1,73
	A8 – M2	546,80	154	234	403	1,52
	A8 – M3	546,80	156	248	399	1,49
Ecuador N° 1	---	653,50	220	520	1400	2,00
Ecuador N° 2	---	764,80	170	730	1500	2,77
Promedios	---	---	192	357	591	1,65

Figura 8.2–1. Curva granulométrica en Francisco de Orellana

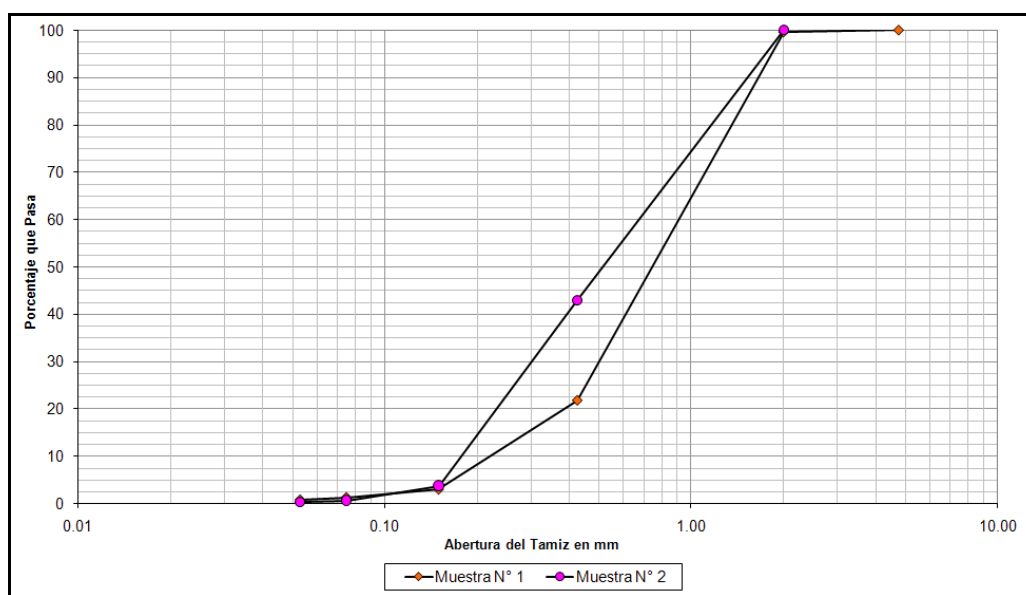
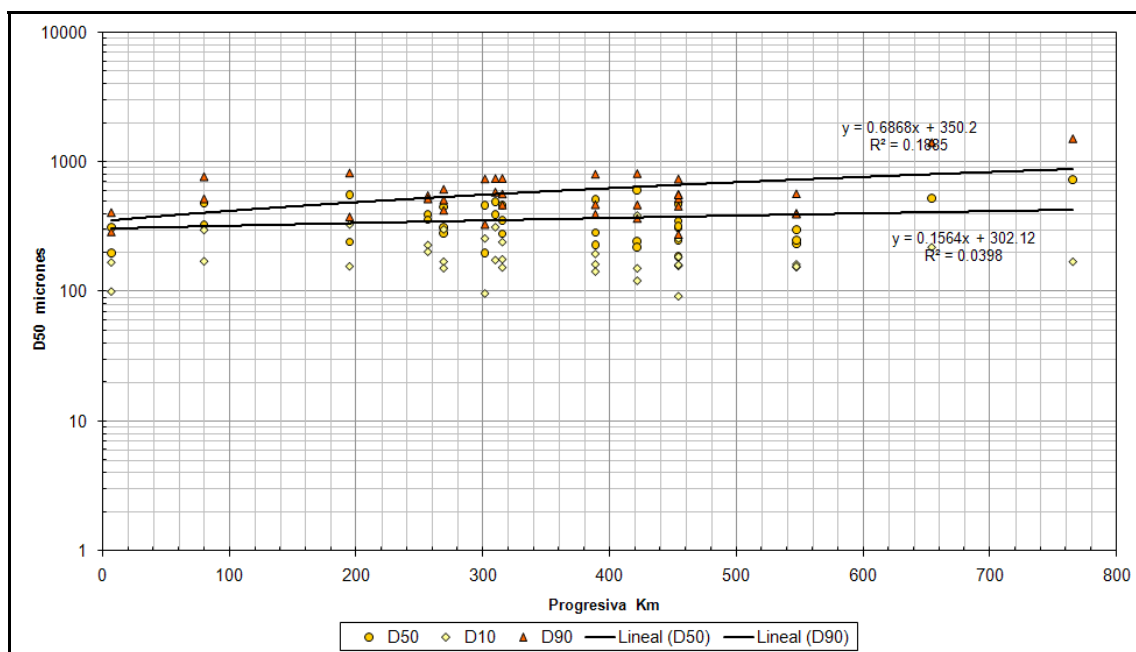


Figura 8.2–2. Diámetros de sedimentos en el río Napo



En el Tramo ecuatoriano del Río Napo, las mediciones realizadas indican la presencia de arenas medias / gruesas, de mayor diámetro que en el tramo peruano, lo cual es coincidente con lo hallado por el INOCAR (Componente Geológica de la Cuenca Baja del Río Napo, Julio-Agosto 2009), que reporta que los sedimentos del cauce del río Napo son predominantemente arenas medias y gruesas pobremente gradadas con escasa o ninguna fracción fina (salvo en las desembocaduras de afluentes menores y lagunas que son ambientes más lénticos).

8.3. Ajuste de Ecuaciones de Transporte de Sedimentos

Se efectuó una búsqueda de ecuaciones de transporte total de material de fondo aplicables a los resultados de los aforos de transporte sólido realizados en los levantamientos de campo. Las ecuaciones consideradas fueron las de Engelund Hansen, Brownlie y Yang que se detallan a continuación:

Engelund Hansen

$$\phi_{ST} = \frac{0.1}{f} Y^{\frac{5}{2}} \quad f : \text{DarcyWeisbach}$$

Brownlie

$$C_s = 7115 C_f (F_g - F_{go}) S^{0.6601} \left(\frac{R_h}{D_{50}} \right)^{-0.3301} \quad \text{donde } C_f = 1.268$$

$$F_g = \frac{U}{\sqrt{\Delta g D_{50}}} \quad \text{donde} \quad \Delta = \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho}$$

$$F_{go} = 4.596 (Y_c)^{0.5293} S^{-0.1045} \sigma_g^{-0.1606} \quad \text{donde} \quad \sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{1/2}$$

$$Y_c = 0.22c + 0.06 \cdot 10^{-7.7c} \quad \text{donde} \quad c = R_e^{-0.6} \quad \text{y} \quad R_e = \frac{v_* D}{\nu}$$

Yang

$$\log(C_s) = a_1 + a_2 \log \left(\frac{U S}{w_s} - \frac{U_c S}{w_s} \right)$$

$$a_1 = 5.435 - 0.286 \log \left(\frac{w_s D_{50}}{\nu} \right) - 0.457 \log \left(\frac{v_*}{w_s} \right)$$

$$a_2 = 1.799 - 0.409 \log \left(\frac{w_s D_{50}}{\nu} \right) - 0.314 \log \left(\frac{v_*}{w_s} \right)$$

$$\frac{U_c}{w_s} = 2.05 \quad \text{si} \quad \frac{v_* D_{50}}{\nu} > 70$$

$$\frac{U_c}{w_s} = \frac{2.5}{\log \left(\frac{v_* D_{50}}{\nu} \right) - 0.06} \quad \text{si} \quad 1.2 < \frac{v_* D_{50}}{\nu} < 70$$

La comparación de las mediciones y los resultados de las ecuaciones de Engelund Hansen, Brownlie y Yang se presenta en las **Figuras 8.3–1 a 8.3–5**.

Figura 8.3–1. Transporte de sedimentos en Mazan, río Napo

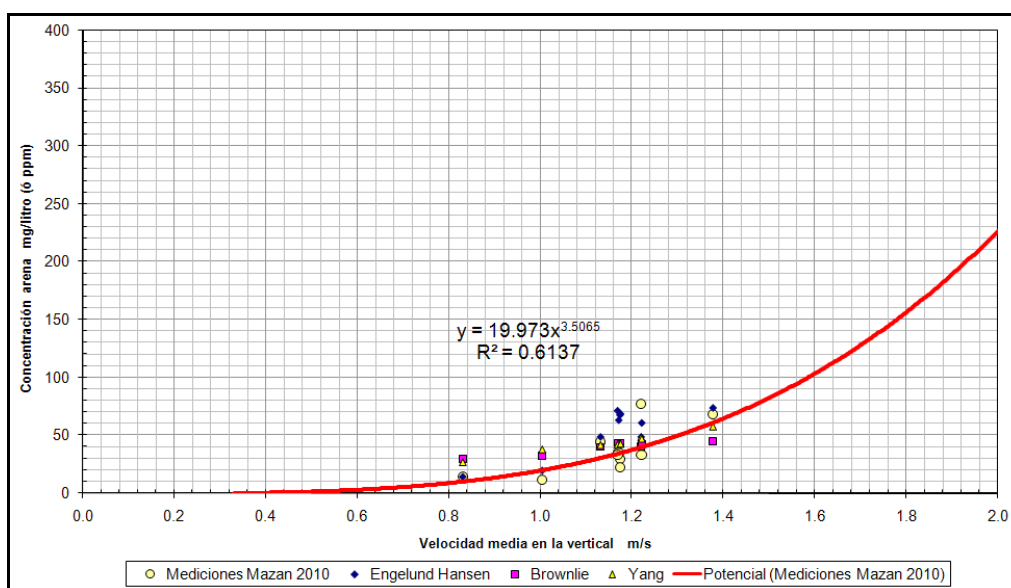


Figura 8.3–2. Transporte de sedimentos en Bella Vista, río Napo

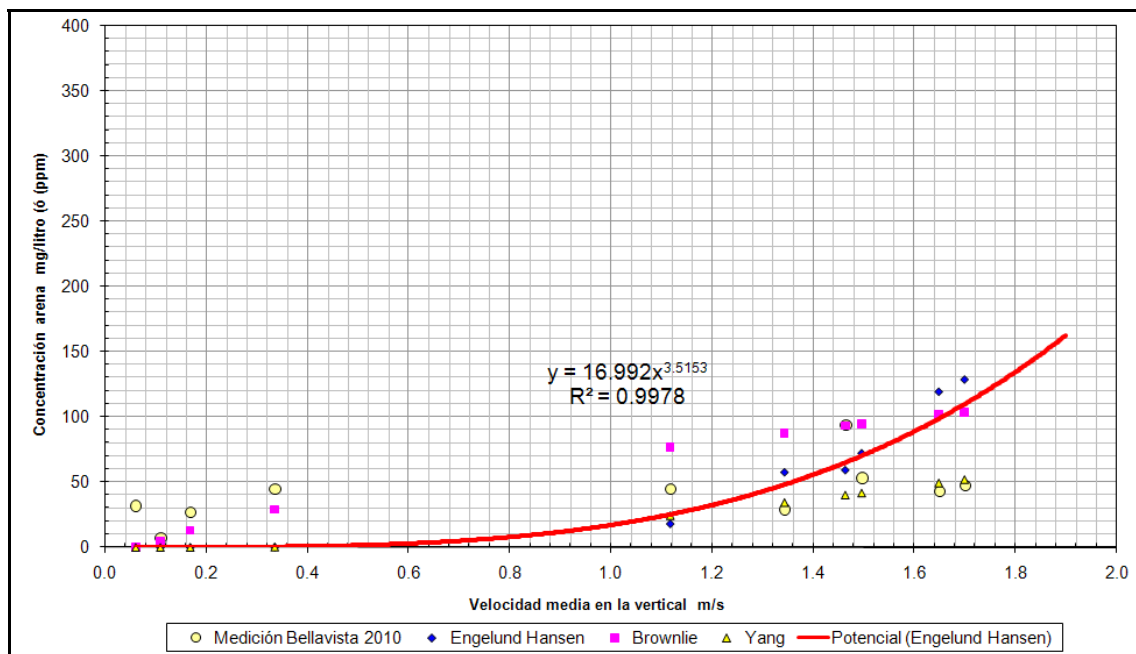
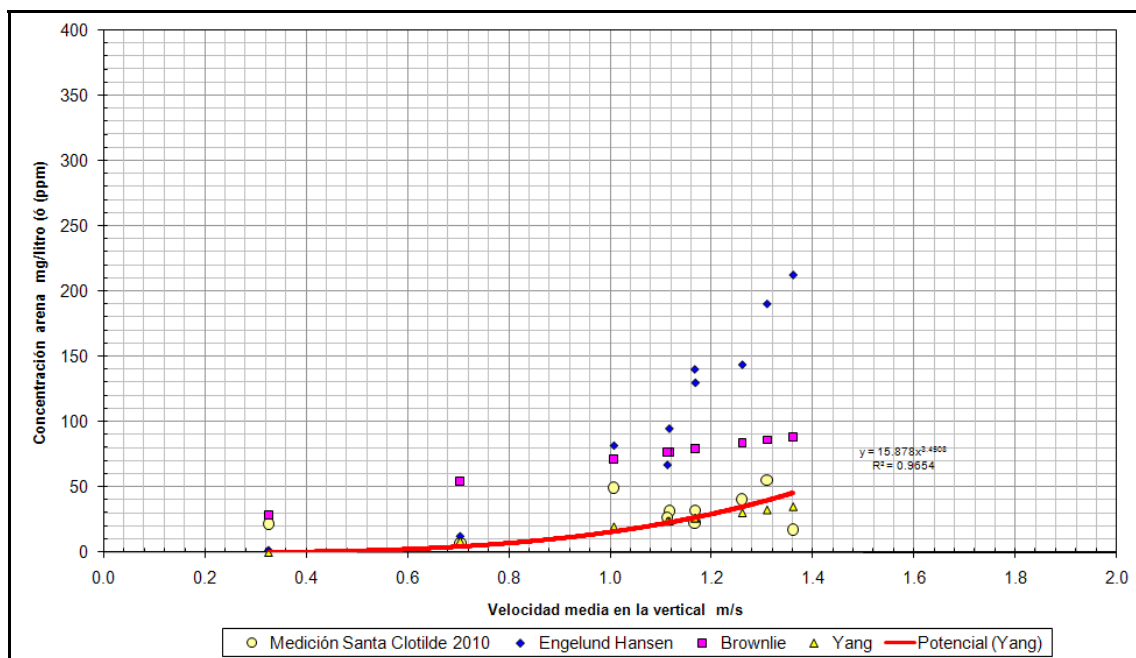


Figura 8.3–3. Transporte de sedimentos en Santa Clotilde, río Napo



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 8.3–4. Transporte de sedimentos en Campo Serio, río Napo

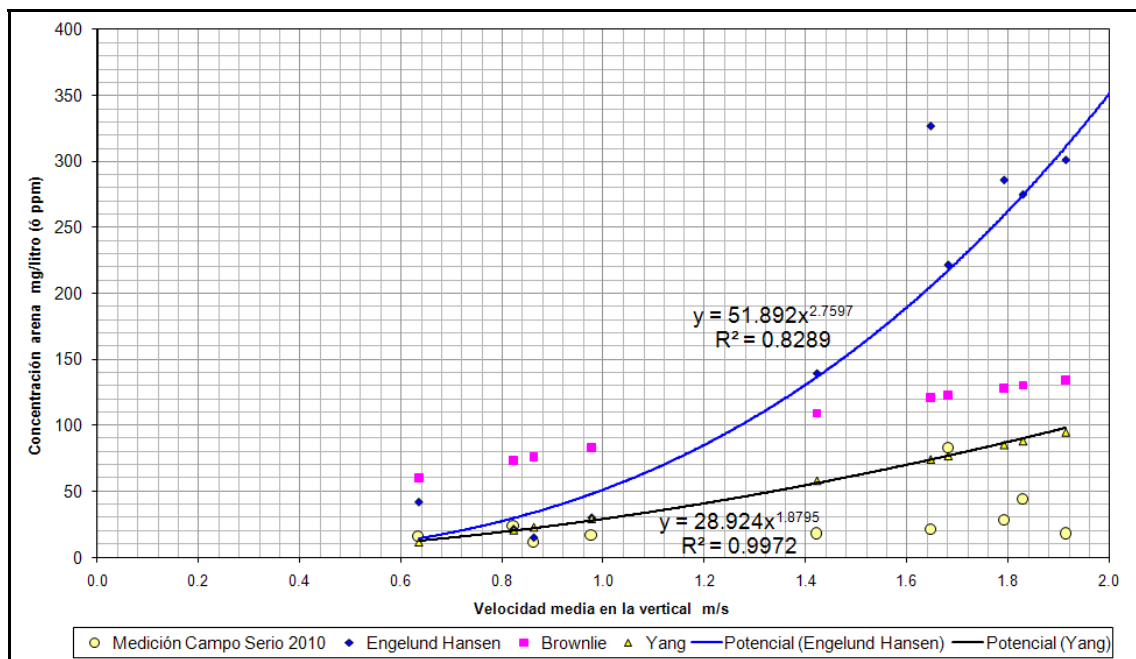
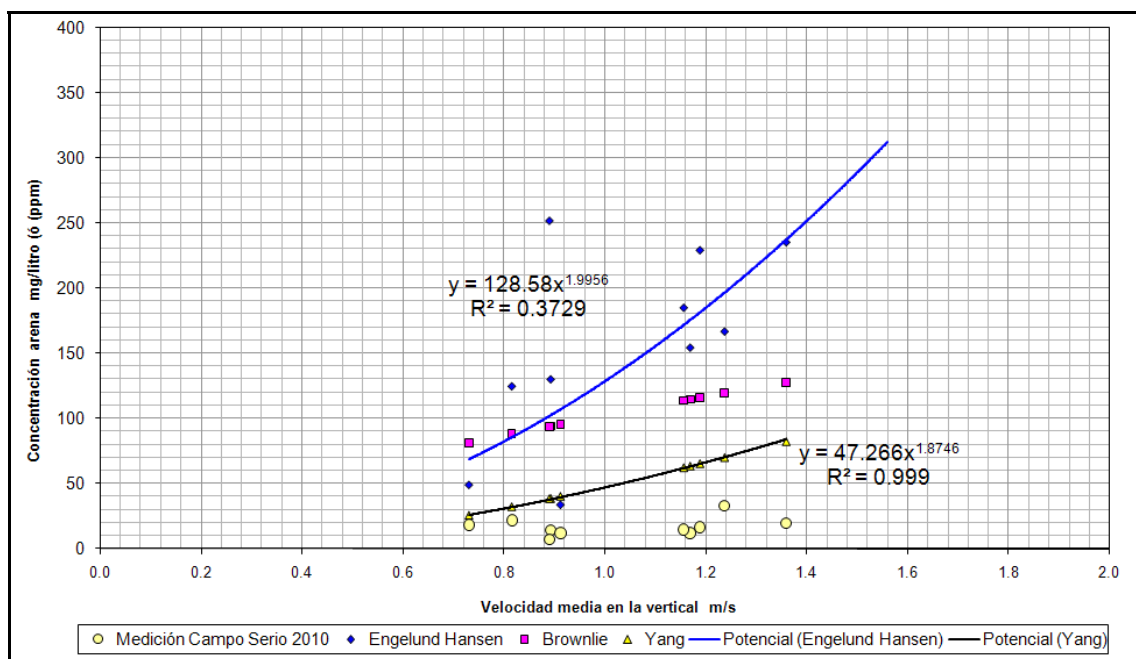


Figura 8.3–5. Transporte de sedimentos en Pantoja, río Napo



Director de Proyecto:
Julio Cardini

La **Tabla 8.3–1** presenta un resumen de las correlaciones de concentración de sedimentos Cs (mg/litro) y de la velocidad media U (m/s) en la vertical de medición.

Tabla 8.3–1. Correlaciones de concentración de sedimentos y de velocidad media en la vertical de medición.

Estación	Ecuación Transporte	Ecuación exponencial de cálculo (Cs en mg/litro y Vel. Media m/s)
Francia	Correlación datos	$Cs = 75.035 U^{1.4568}$
Mazan	Correlación datos	$Cs = 19.973 U^{3.5065}$
Bellavista	Engelund Hansen	$Cs = 16.992 U^{3.5153}$
Santa Clotilde	Yang	$Cs = 15.878 U^{3.4508}$
Campo Serio	Yang	$Cs = 28.924 U^{1.8795}$
Cabo Pantoja	Yang	$Cs = 47.266 U^{1.8746}$

8.4. Velocidades Medias

Las velocidades de la corriente fueron calculadas con las profundidades medidas en la sección de aforo, la pendiente del cauce y diámetros de sedimento determinada en base a los levantamientos de los años 2009 y 2010. La fórmula de cálculo es la de Engelund – Fredsoe a saber:

$$Y' = 0.06 + 0.3Y'^{1.5} \quad \text{donde} \quad v_* = \sqrt{g h' S} \quad ; \quad h' = h \frac{Y'}{Y} \quad ; \quad U = v_* \left(6 + 2.5 \ln \left(\frac{h'}{k} \right) \right)$$

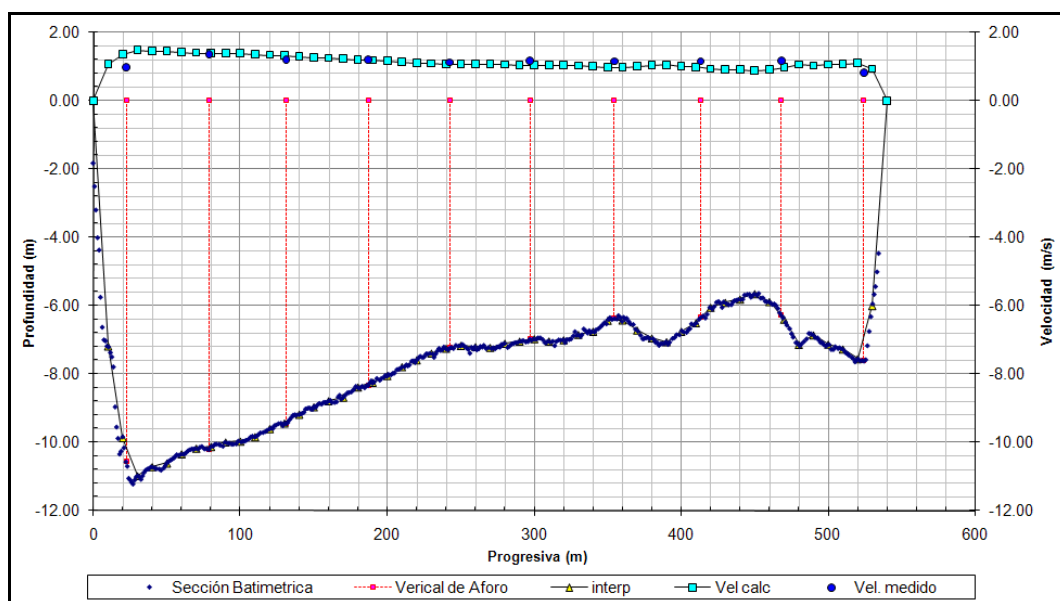
$$k = 2.5 D_{50}$$

El cálculo se desarrolla en la **Tabla 8.5–2**.

En la **Figura 8.4–1** se observa que los valores calculados son concordantes con los valores medidos. La sección de cálculo se obtuvo de la sección de aforo con valores interpolados linealmente cada 10 metros.

Se observa en la **Figura 8.4–1** que dicha interpolación es una representación suficientemente detallada de la geometría natural.

Figura 8.4–1. Relevamiento batimétrico, medición de velocidades y aforo de caudal – Sección aforo Mazan



8.5. Transporte de Sedimentos

En la **Tabla 8.5–1** se presenta el cálculo del perfil de velocidades y del transporte de sedimento en la sección de aforo de Mazan (Bella Vista) para altura de escala $h = 0$ metros.

En la **Tabla 8.5–2** se presenta el cálculo del perfil de velocidades y del transporte de sedimento en la sección de aforo de Mazan (Bella Vista) para altura de escala $h = 4.75$ metros.

En la **Tabla 8.5–3** y la **Figura 8.5–1** se presenta una síntesis del transporte de sedimento en la sección de aforo de Mazan (Bella Vista) calculado para un rango de alturas de escala de 0 a 12 metros.

Figura 8.5–1. Relación Caudal líquido – Transporte de sedimentos en Mazan (Bella Vista)

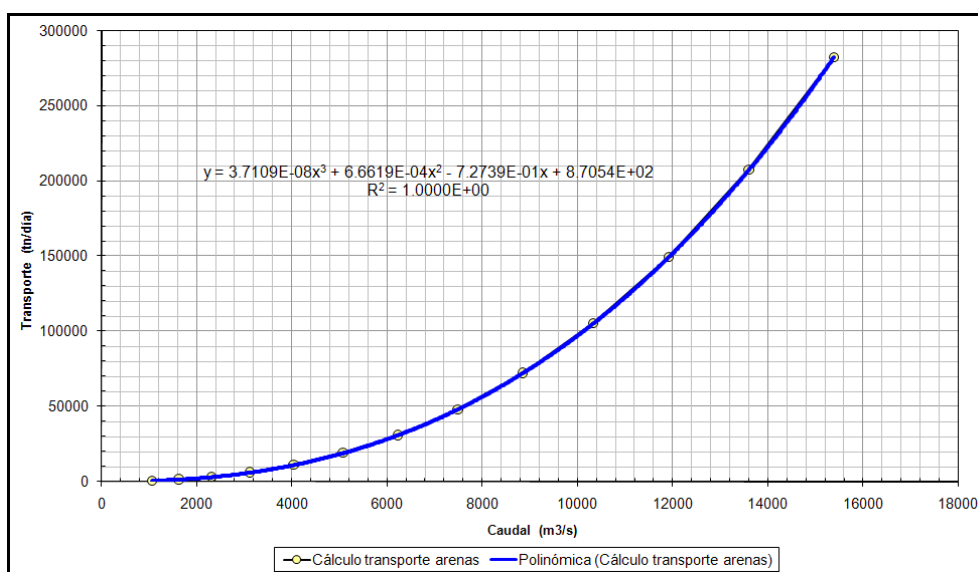


Tabla 8.5–1. Cálculo del perfil de velocidades y transporte de sedimento en Mazan (altura de escala h=0m)

Prof. esc. 4.75 m	Prof. esc. 0 m	Prof. calc. h calc m	Mov. Y #	Mov. Efectiva Y' #	Tirante efectivo h' m	Vel. corte efect. v'* m/s	Vel. Media U m/s	Área A m ²	Caudal Q m ³ /s	Conc. Sed. Cs mg/L	Transp sed. T kg/s
0,00	4,75	4,75	1,14	0,43	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
-7,18	-2,43	-2,43	0,59	0,19	0,81	0,03	0,50	4,13	2,08	1,80	0,004
-9,87	-5,12	-5,12	1,23	0,47	1,95	0,05	0,83	37,75	31,18	10,21	0,318
-10,98	-6,23	-6,23	1,50	0,61	2,54	0,06	0,96	56,73	54,26	17,09	0,927
-10,72	-5,97	-5,97	1,44	0,58	2,39	0,06	0,93	60,98	56,47	15,25	0,861
-10,61	-5,86	-5,86	1,41	0,56	2,34	0,05	0,91	59,12	53,99	14,53	0,784
-10,34	-5,59	-5,59	1,34	0,53	2,19	0,05	0,88	57,24	50,47	12,85	0,649
-10,18	-5,43	-5,43	1,31	0,51	2,11	0,05	0,86	55,08	47,50	11,89	0,565
-10,13	-5,38	-5,38	1,29	0,50	2,08	0,05	0,86	54,00	46,26	11,60	0,537
-9,99	-5,24	-5,24	1,26	0,49	2,02	0,05	0,84	53,09	44,65	10,88	0,486
-9,97	-5,22	-5,22	1,26	0,48	2,00	0,05	0,84	52,31	43,85	10,75	0,471
-9,84	-5,09	-5,09	1,22	0,47	1,94	0,05	0,82	51,54	42,40	10,07	0,427
-9,60	-4,85	-4,85	1,17	0,44	1,82	0,05	0,79	49,70	39,50	8,92	0,352
-9,44	-4,69	-4,69	1,13	0,42	1,74	0,05	0,78	47,71	36,98	8,17	0,302
-9,18	-4,43	-4,43	1,07	0,39	1,62	0,05	0,74	45,60	33,94	7,09	0,241
-8,97	-4,22	-4,22	1,01	0,37	1,52	0,04	0,72	43,23	31,06	6,27	0,195
-8,79	-4,04	-4,04	0,97	0,35	1,44	0,04	0,70	41,26	28,75	5,63	0,162
-8,68	-3,93	-3,93	0,95	0,34	1,40	0,04	0,68	39,84	27,27	5,29	0,144
-8,39	-3,64	-3,64	0,87	0,31	1,27	0,04	0,65	37,85	24,55	4,38	0,108
-8,25	-3,50	-3,50	0,84	0,29	1,21	0,04	0,63	35,68	22,55	4,00	0,090
-8,05	-3,30	-3,30	0,79	0,27	1,13	0,04	0,61	34,00	20,67	3,49	0,072
-7,79	-3,04	-3,04	0,73	0,25	1,03	0,04	0,58	31,71	18,29	2,90	0,053
-7,59	-2,84	-2,84	0,68	0,23	0,95	0,04	0,55	29,41	16,24	2,49	0,040
-7,40	-2,65	-2,65	0,64	0,21	0,88	0,03	0,53	27,43	14,50	2,14	0,031
-7,25	-2,50	-2,50	0,60	0,20	0,83	0,03	0,51	25,75	13,17	1,90	0,025
-7,17	-2,42	-2,42	0,58	0,19	0,80	0,03	0,50	24,62	12,34	1,77	0,022
-7,21	-2,46	-2,46	0,59	0,20	0,82	0,03	0,51	24,38	12,33	1,83	0,023
-7,23	-2,48	-2,48	0,60	0,20	0,82	0,03	0,51	24,68	12,55	1,86	0,023
-7,11	-2,36	-2,36	0,57	0,19	0,78	0,03	0,49	24,18	11,94	1,68	0,020
-7,05	-2,30	-2,30	0,55	0,18	0,76	0,03	0,49	23,26	11,31	1,59	0,018

Prof. esc. 4.75 m	Prof. esc. 0 m	Prof. calc. h calc m	Mov. Y #	Mov. Efectiva Y' #	Tirante efectivo h' m	Vel. corte efect. v* m/s	Vel. Media U m/s	Área A m ²	Caudal Q m ³ /s	Conc. Sed. Cs mg/L	Transp sed. T kg/s
-6,97	-2,22	-2,22	0,54	0,18	0,74	0,03	0,48	22,60	10,80	1,50	0,016
-7,04	-2,29	-2,29	0,55	0,18	0,76	0,03	0,49	22,58	10,97	1,59	0,017
-7,01	-2,26	-2,26	0,54	0,18	0,75	0,03	0,48	22,74	10,95	1,54	0,017
-6,85	-2,10	-2,10	0,51	0,17	0,70	0,03	0,46	21,78	10,08	1,34	0,014
-6,76	-2,01	-2,01	0,48	0,16	0,67	0,03	0,45	20,53	9,27	1,23	0,011
-6,43	-1,68	-1,68	0,41	0,14	0,57	0,03	0,41	18,46	7,63	0,90	0,007
-6,43	-1,68	-1,68	0,40	0,14	0,57	0,03	0,41	16,81	6,93	0,89	0,006
-6,72	-1,97	-1,97	0,47	0,16	0,66	0,03	0,45	18,23	8,15	1,19	0,010
-6,95	-2,20	-2,20	0,53	0,18	0,73	0,03	0,48	20,86	9,91	1,47	0,015
-7,06	-2,31	-2,31	0,56	0,18	0,77	0,03	0,49	22,58	11,02	1,62	0,018
-6,76	-2,01	-2,01	0,48	0,16	0,67	0,03	0,45	21,59	9,74	1,23	0,012
-6,51	-1,76	-1,76	0,42	0,14	0,59	0,03	0,42	18,81	7,94	0,97	0,008
-6,06	-1,31	-1,31	0,31	0,11	0,47	0,02	0,37	15,32	5,67	0,61	0,003
-5,91	-1,16	-1,16	0,28	0,10	0,43	0,02	0,35	12,34	4,36	0,52	0,002
-5,82	-1,07	-1,07	0,26	0,10	0,41	0,02	0,34	11,14	3,83	0,47	0,002
-5,66	-0,91	-0,91	0,22	0,09	0,38	0,02	0,33	9,87	3,22	0,39	0,001
-5,89	-1,14	-1,14	0,27	0,10	0,43	0,02	0,35	10,22	3,59	0,51	0,002
-6,40	-1,65	-1,65	0,40	0,14	0,56	0,03	0,41	13,95	5,72	0,87	0,005
-7,14	-2,39	-2,39	0,58	0,19	0,79	0,03	0,50	20,22	10,06	1,73	0,017
-6,86	-2,11	-2,11	0,51	0,17	0,70	0,03	0,46	22,51	10,45	1,35	0,014
-7,13	-2,38	-2,38	0,57	0,19	0,79	0,03	0,50	22,48	11,17	1,72	0,019
-7,27	-2,52	-2,52	0,61	0,20	0,84	0,03	0,51	24,54	12,61	1,93	0,024
-7,56	-2,81	-2,81	0,68	0,23	0,94	0,03	0,55	26,67	14,63	2,43	0,036
-6,00	-1,25	-1,25	0,30	0,11	0,46	0,02	0,36	20,32	7,40	0,58	0,004
0,00	4,75	4,75	1,14	0,43	0,00	0,00	0,00	1,31	0,00	0,00	0,000
								Área	Q total	T sed total	
								1610,7	1667,1 m ³ /s	8,231 kg/s	
								711,1 tn/día			

Director de Proyecto:
Julio Cardini

**Tabla 8.5–2. Cálculo del perfil de velocidades y del transporte de sedimento en Mazan
(altura de escala h=4,75m).**

Prof. esc.4.75	Prof. esc.0	Prof. calc. h calc	Mov. Y	Mov. Efectiva Y'	Tirante efectivo h'	Vel corte ef. v*	Vel. Media U	Área A m ²	Caudal Q m ³ /s	Conc. Sed. Cs mg/L	Transp sed. T kg/s
m	m	m	#	#	m	m/s	m/s	m ²	m ³ /s	mg/L	kg/s
0,00	4,75	0,00	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	---	---	---	---
-7,18	-2,43	-7,18	1,73	0,74	3,08	0,06	1,07	35,92	38,32	25,05	0,960
-9,87	-5,12	-9,87	2,37	1,16	4,81	0,08	1,37	85,25	116,56	59,80	6,970
-10,98	-6,23	-10,98	2,64	1,35	5,60	0,08	1,49	104,23	155,15	80,59	12,504
-10,72	-5,97	-10,72	2,58	1,30	5,41	0,08	1,46	108,48	158,40	75,32	11,930
-10,61	-5,86	-10,61	2,55	1,28	5,33	0,08	1,45	106,62	154,42	73,19	11,302
-10,34	-5,59	-10,34	2,49	1,24	5,14	0,08	1,42	104,74	148,63	68,15	10,129
-10,18	-5,43	-10,18	2,45	1,21	5,03	0,08	1,40	102,58	143,73	65,17	9,367
-10,13	-5,38	-10,13	2,44	1,20	4,99	0,08	1,40	101,50	141,66	64,28	9,105
-9,99	-5,24	-9,99	2,40	1,18	4,90	0,08	1,38	100,59	138,94	61,97	8,610
-9,97	-5,22	-9,97	2,40	1,17	4,88	0,08	1,38	99,81	137,60	61,56	8,471
-9,84	-5,09	-9,84	2,37	1,15	4,79	0,08	1,36	99,04	135,10	59,34	8,016
-9,60	-4,85	-9,60	2,31	1,11	4,63	0,08	1,34	97,20	130,08	55,47	7,215
-9,44	-4,69	-9,44	2,27	1,09	4,52	0,08	1,32	95,21	125,68	52,88	6,646
-9,18	-4,43	-9,18	2,21	1,04	4,34	0,07	1,29	93,10	120,23	48,98	5,889
-8,97	-4,22	-8,97	2,16	1,01	4,20	0,07	1,27	90,73	115,01	45,87	5,276
-8,79	-4,04	-8,79	2,11	0,98	4,08	0,07	1,25	88,76	110,73	43,38	4,804
-8,68	-3,93	-8,68	2,09	0,97	4,01	0,07	1,24	87,34	107,96	41,99	4,534
-8,39	-3,64	-8,39	2,02	0,92	3,82	0,07	1,20	85,35	102,66	38,17	3,919
-8,25	-3,50	-8,25	1,98	0,90	3,74	0,07	1,19	83,18	98,76	36,47	3,602
-8,05	-3,30	-8,05	1,94	0,87	3,61	0,07	1,17	81,50	94,96	34,13	3,241
-7,79	-3,04	-7,79	1,87	0,83	3,45	0,07	1,14	79,21	89,97	31,21	2,808
-7,59	-2,84	-7,59	1,83	0,80	3,33	0,07	1,11	76,91	85,59	29,06	2,488
-7,40	-2,65	-7,40	1,78	0,77	3,21	0,06	1,09	74,93	81,72	27,08	2,213
-7,25	-2,50	-7,25	1,75	0,75	3,12	0,06	1,07	73,25	78,71	25,71	2,023
-7,17	-2,42	-7,17	1,73	0,74	3,07	0,06	1,06	72,12	76,81	24,91	1,913
-7,21	-2,46	-7,21	1,73	0,74	3,10	0,06	1,07	71,88	76,86	25,26	1,941
-7,23	-2,48	-7,23	1,74	0,75	3,11	0,06	1,07	72,18	77,37	25,48	1,971
-7,11	-2,36	-7,11	1,71	0,73	3,04	0,06	1,06	71,68	75,82	24,32	1,844
-7,05	-2,30	-7,05	1,70	0,72	3,00	0,06	1,05	70,76	74,36	23,76	1,767

Prof. esc.4.75	Prof. esc.0	Prof. calc.	Mov.	Mov. Efectiva	Tirante efectivo	Vel corte ef.	Vel. Media	Área	Caudal	Conc. Sed.	Transp sed.
m	m	h calc m	Y #	Y' #	h' m	v* m/s	U m/s	A m ²	Q m ³ /s	Cs mg/L	T kg/s
-6,97	-2,22	-6,97	1,68	0,71	2,96	0,06	1,04	70,10	73,09	23,12	1,690
-7,04	-2,29	-7,04	1,69	0,72	3,00	0,06	1,05	70,08	73,61	23,72	1,746
-7,01	-2,26	-7,01	1,69	0,72	2,98	0,06	1,05	70,24	73,48	23,40	1,720
-6,85	-2,10	-6,85	1,65	0,69	2,89	0,06	1,03	69,28	71,24	22,03	1,569
-6,76	-2,01	-6,76	1,63	0,68	2,83	0,06	1,02	68,03	69,22	21,23	1,469
-6,43	-1,68	-6,43	1,55	0,64	2,65	0,06	0,98	65,96	64,66	18,63	1,205
-6,43	-1,68	-6,43	1,55	0,64	2,65	0,06	0,98	64,31	62,98	18,56	1,169
-6,72	-1,97	-6,72	1,62	0,68	2,81	0,06	1,01	65,73	66,59	20,91	1,392
-6,95	-2,20	-6,95	1,67	0,71	2,95	0,06	1,04	68,36	71,10	22,93	1,630
-7,06	-2,31	-7,06	1,70	0,72	3,01	0,06	1,05	70,08	73,76	23,91	1,763
-6,76	-2,01	-6,76	1,63	0,68	2,83	0,06	1,02	69,09	70,28	21,22	1,491
-6,51	-1,76	-6,51	1,57	0,65	2,69	0,06	0,99	66,31	65,56	19,19	1,258
-6,06	-1,31	-6,06	1,46	0,59	2,44	0,06	0,94	62,82	58,83	15,86	0,933
-5,91	-1,16	-5,91	1,42	0,57	2,36	0,06	0,92	59,84	55,02	14,88	0,819
-5,82	-1,07	-5,82	1,40	0,56	2,31	0,05	0,91	58,64	53,27	14,26	0,760
-5,66	-0,91	-5,66	1,36	0,54	2,23	0,05	0,89	57,37	51,03	13,25	0,676
-5,89	-1,14	-5,89	1,42	0,57	2,35	0,05	0,92	57,72	52,91	14,72	0,779
-6,40	-1,65	-6,40	1,54	0,63	2,63	0,06	0,98	61,45	60,02	18,38	1,103
-7,14	-2,39	-7,14	1,72	0,74	3,06	0,06	1,06	67,72	71,89	24,63	1,771
-6,86	-2,11	-6,86	1,65	0,70	2,89	0,06	1,03	70,01	72,09	22,13	1,595
-7,13	-2,38	-7,13	1,72	0,73	3,05	0,06	1,06	69,98	74,25	24,58	1,825
-7,27	-2,52	-7,27	1,75	0,75	3,14	0,06	1,08	72,04	77,59	25,90	2,009
-7,56	-2,81	-7,56	1,82	0,80	3,31	0,07	1,11	74,17	82,30	28,76	2,366
-6,00	-1,25	-6,00	1,44	0,58	2,41	0,06	0,93	67,82	63,10	15,50	0,978
0,00	4,75	0,00	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00	30,02	0,00	0,00	0,000
								Área	Q total	T sed total	
								4141,2	4799,6 m ³ /s	195,1 kg/s	
								16863 tn/día			

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Tabla 8.5–3. Transporte de sedimento en Mazan (Bella Vista) para un rango de alturas de escala de 0 a 12 m

Escala	Área	Transporte
h	A	T
m	m ²	tn/día
0	1611	711
1	2138	1608
2	2668	3313
3	3196	6318
4	3736	11304
5	4276	19149
6	4816	30962
7	5356	48107
8	5896	72223
9	6436	105247
10	6976	149436
11	7516	207385
12	8056	282049

8.6. Caudal Dominante

Para los cálculos morfológicos y de sedimentación es conveniente definir un caudal constante equivalente al hidrograma natural de caudales, dicho valor se denomina caudal dominante. En este caso se define el caudal dominante como aquel caudal constante que transporta la misma carga anual que el hidrograma natural.

El resumen del cálculo en base a valores diarios consta en la **Tabla 8.6–1**, donde se observa que el caudal dominante fue 7161 m³/s en la sección de aforo Mazan (Bella Vista) en el período 1991 a 2009. En el mismo período el caudal medio fue 6660 m³/s. Nótese que en este caso el caudal dominante es 1,08 veces mayor que el caudal medio. Se recomienda adoptar esta relación para todo el tramo en estudio, es decir $Q_{\text{dominante}} = 1,08 * Q_{\text{medio}}$. La serie de valores correspondientes a Mazan se presentan en la **Figura 8.6–1**.

La relación entre el caudal dominante y el caudal medio en Mazán se considera representativo del río Napo, dado que Mazán es la única estación con información histórica suficiente de registros de niveles y ha sido aplicado para determinar los caudales dominantes en todas las estaciones del río Napo en el tramo en estudio.

Se observa en la **Figura 8.6–2** que en la sección Mazan (Bella Vista) el caudal dominante corresponde a una duración relativa aproximadamente de 0,44, o sea una condición de caudal que es superada aproximadamente 161 días cada año.

El detalle numérico de las duraciones calculadas consta en la **Tabla 8.6–2**.

Figura 8.6–1. Caudal dominante en Mazan (Bella Vista)

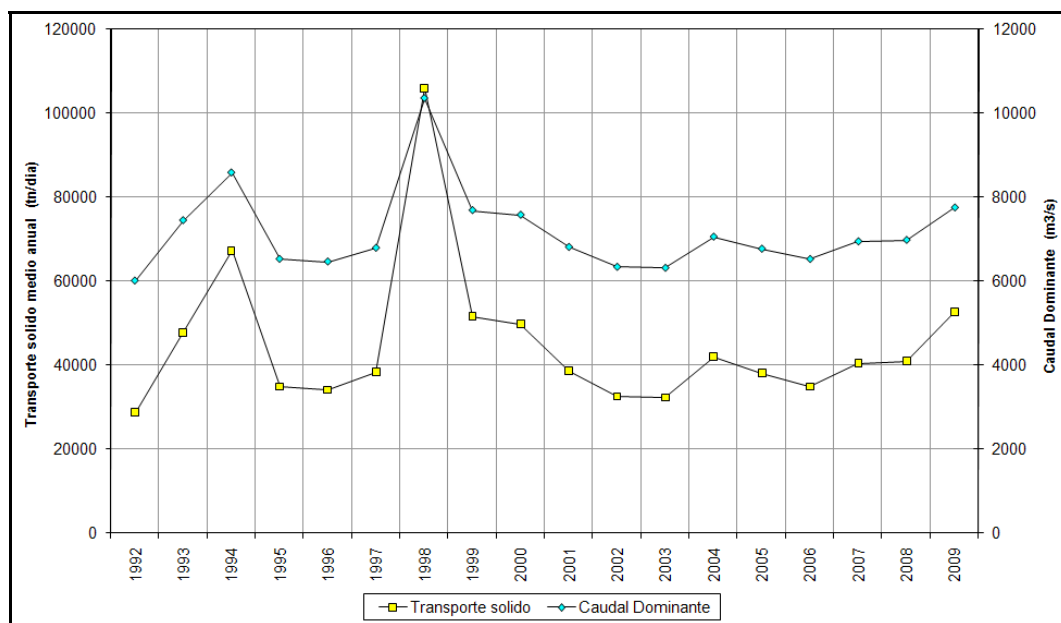
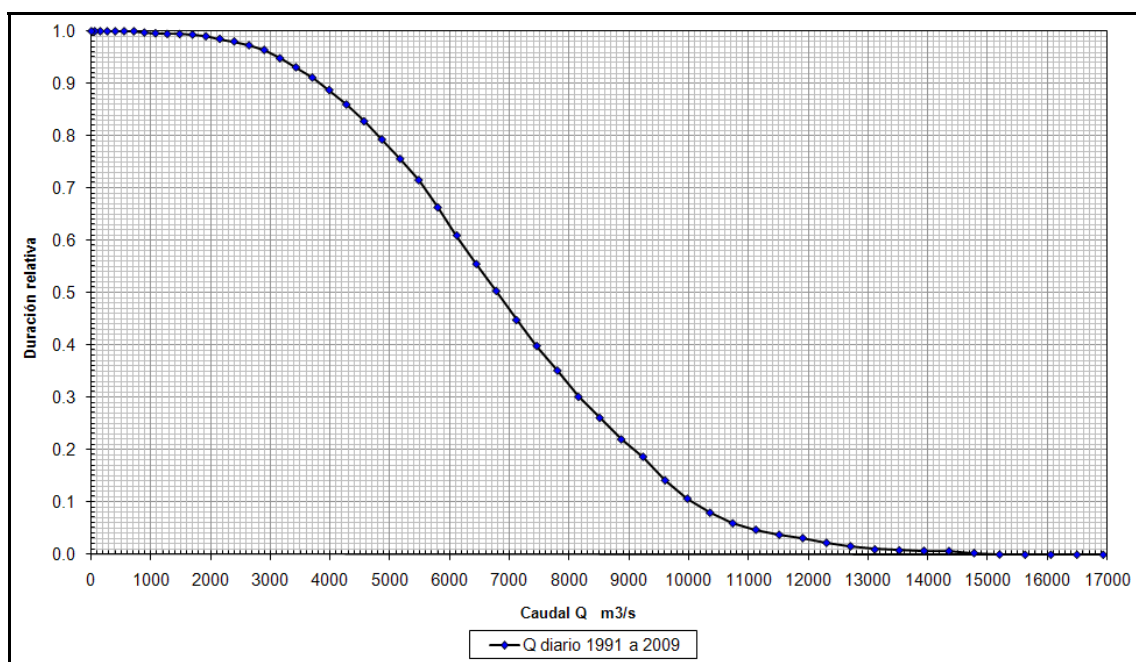


Figura 8.6–2. Duración de caudales en Mazan (Bella Vista)



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Tabla 8.6–1. Síntesis del cálculo para determinación del Caudal Dominante

Año hidrológico	Desde	Hasta	T medio (tn/día)	Q medio (m ³ /s)	Q dominante (m ³ /s)	Q dom / Q medio
1	1991	1992	28608	5667	6009	1,06
2	1992	1993	47718	7104	7447	1,05
3	1993	1994	67159	8013	8583	1,07
4	1994	1995	34801	6055	6525	1,08
5	1995	1996	34017	5956	6463	1,09
6	1996	1997	38258	6262	6790	1,08
7	1997	1998	105956	9839	10354	1,05
8	1998	1999	51480	6839	7686	1,12
9	1999	2000	49735	6725	7576	1,13
10	2000	2001	38527	6452	6810	1,06
11	2001	2002	32431	5979	6335	1,06
12	2002	2003	32154	5669	6312	1,11
13	2003	2004	41916	6148	7054	1,15
14	2004	2005	37953	6456	6767	1,05
15	2005	2006	34770	6143	6523	1,06
16	2006	2007	40344	6535	6942	1,06
17	2007	2008	40832	6615	6977	1,05
18	2008	2009	52504	7428	7749	1,04
Promedio			44953	6660	7161	1,08
Máximo			105956	9839	10354	1,15
Mínimo			28608	5667	6009	1,04
Desvíos			17891	995	1018	0,03

Tabla 8.6–2. Duración de caudales en Mazan (Bella Vista).

Caudal m ³ /s	Duración relativa
0	1,00000
1000	0,99665
2000	0,98863
3000	0,95767
4000	0,88552
5000	0,77608
6000	0,62876
7000	0,46607
8000	0,32252
9000	0,20784
10000	0,10498
11000	0,05138
12000	0,02951
13000	0,01164
14000	0,00735
15000	0,00171

9. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MORFOLÓGICO DEL RÍO NAPO

9.1. Caracterización Morfológica Parametrizada

La morfología en planta del río se ha evaluado en base a los criterios expuestos por H. Chang 1988. En el caso de que el tramo de río se encuentre por encima del Límite III el cauce es anastomosado (braided). Para valores relativamente altos del parámetro $S/\sqrt{D_{50}}$ se pronostican valores elevados de erosión de márgenes. En definitiva el pronóstico teórico coincide con la caracterización de río de cauce con islas y erosión de márgenes muy activa.

La zona del gráfico entre los límites I y II corresponde a ríos de cauce meandroso. Los ríos con cauce sin erosión (donde no se supera la velocidad crítica) se ubican debajo del Límite I.

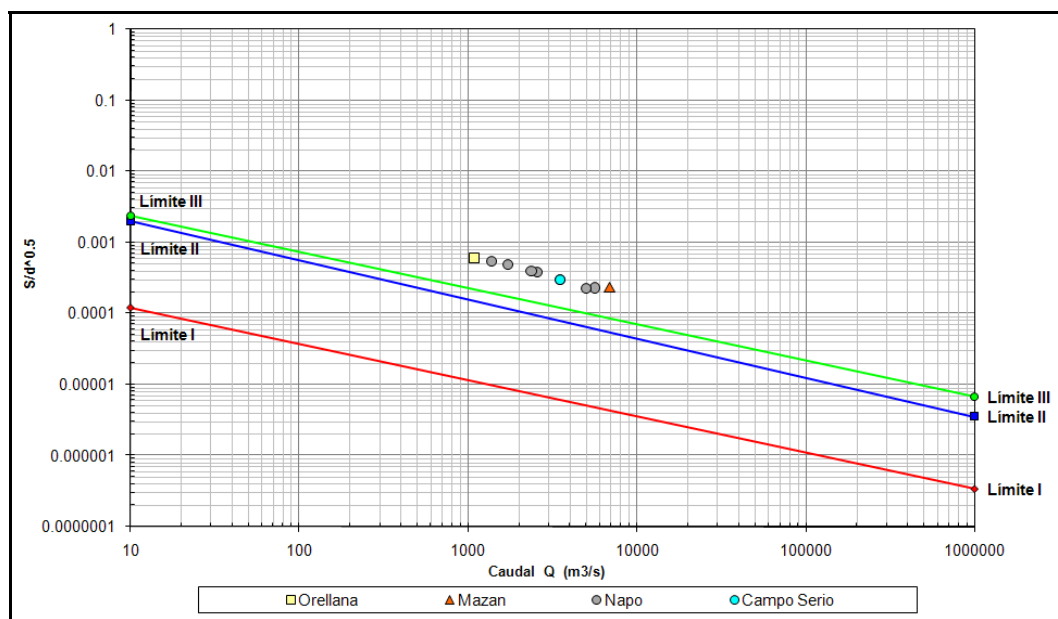
En base a la caracterización de pendientes S , diámetros de sedimentos D_{50} y el caudal dominante los tramos en estudio entre Francisco de Orellana y la desembocadura en el río Amazonas tienen los parámetros que se detallan en la **Tabla 9.1–1**. Los valores se grafican en la **Figura 9.1–1**.

Tabla 9.1–1. Parámetros relevantes para los tramos de estudio entre Francisco de Orellana y la desembocadura en el río Amazonas.

Escala	Progresiva (km)	Diámetro D_{50} (mm)	Pendiente S (m/m)	Área Cuenca A (Km ²)	Parámetro $S/\sqrt{D_{50}}$	Caudal dominante Q (m ³ /s)
Francia	6,58	0,299	0,000131	98615	0,00023955	7771
Mazan (Bella Vista)	79,76	0,311	0,000131	83703	0,00023482	6865
Bella vista	194,51	0,330	0,000131	64728	0,00022794	5585
Santa Clotilde	256,24	0,341	0,000131	56368	0,00022447	4961
Campo Serio	421,35	0,368	0,000182	38939	0,00029952	3491
Cabo Pantoja	546,80	0,389	0,000238	29399	0,00038178	2542
N. Rocafuerte	574,10	0,393	0,000253	27654	0,00040256	2352
Pañacocha	673,00	0,410	0,000312	22158	0,00048804	1712
Itaya	731,00	0,420	0,000354	19458	0,00054660	1369
F de Orellana	782,00	0,428	0,000395	17357	0,00060400	1085

La **Figura 9.1–1** se observa que el cauce aguas abajo de Santa Clotilde la ubicación se acerca al Límite III pero el cauce sigue siendo anastomosado. Desde Campo Serio a Orellana el cauce es anastomosado con elevada movilidad debido a la erosión de márgenes.

Figura 9.1–1. Morfología en planta – Clasificación



9.2. Características de la Estabilidad Fluvial y su Relación con el Mantenimiento de Canales Dragados

Los ríos, en su estado natural, son entidades dinámicas en cambio constante, difíciles de predecir. El mantenimiento de un canal navegable requiere la realización de dragados periódicos para alcanzar las profundidades náuticas a lo largo del año.

La realización de canales dragados en lechos fluviales genera una ampliación de la sección del río, que en caso de no ser compensada con obras de regulación (espigones, umbrales, etc.), produce una disminución localizada de la velocidad de la corriente, debido al aumento de la profundidad de agua.

Dado que la capacidad de transporte de sedimentos por el flujo es directamente proporcional a la velocidad de la corriente (elevada a una potencia 2 o superior), al disminuir dicha velocidad cuando el flujo atraviesa el canal, se reduce también el transporte de material, lo cual genera un desequilibrio que se traduce en la deposición, dentro del canal, de una cierta cantidad de sedimentos.

Este volumen de sedimentos depositados provoca un incremento de la cota de fondo del canal, el cual pierde sus dimensiones de proyecto, llegando progresivamente a convertirse en insuficiente para la navegación de las embarcaciones, con el calado de diseño requerido.

El cálculo de la sedimentación en los pasos navegables dragados es un proceso complejo que normalmente requiere disponer de una gran cantidad de información física y preferentemente de antecedentes la evolución histórica del paso, para poder obtener un resultado preciso.

En el río Napo existen varias áreas que limitan la navegación continua de la embarcación de diseño (Malos Pasos), que se originan por la presencia de bajíos, donde se produce la deposición de sedimentos a lo largo de la línea de “travesía” entre dos sectores suficientemente profundos como para navegar en las condiciones de diseño.

Las travesías se producen en general cuando el cauce pierde localmente su capacidad de transporte de sedimentos, por una disminución de las velocidades de la corriente. Ello puede ocurrir por diferentes causas como ser: incrementos del ancho del cauce entre márgenes con generación de bancos centrales, de forma que se amplía el área de la sección de conducción y baja la velocidad de la corriente, o bien bifurcaciones simples o múltiples del cauce que producen una disminución del caudal erogado por cada brazo, y por lo tanto de la velocidad de la corriente. Incluso en la mayor parte de los casos se trata meramente del cambio de la zona profunda del cauce (talweg) de una a otra margen, por lo que el canal debe atravesar el flujo en forma sesgada.

Un aspecto esencial de la problemática de una travesía es el ángulo que el canal a ser diseñado forma con la dirección dominante de la corriente. Las peores condiciones se dan cuando las zonas profundas a unir se encuentran en lados alternados del cauce, y también en las bifurcaciones, ya que en esas condiciones el flujo atraviesa el canal en forma sesgada.

Este efecto causa un mayor descenso de las velocidades dentro del canal (una vez dragado), que el que se produce cuando el canal está relativamente bien alineado con la corriente, con lo cual la capacidad de transporte en el interior de un canal sesgado baja más fuertemente en relación con la capacidad en la zona adyacente. Este mayor desequilibrio provoca una sedimentación más intensa en estas condiciones.

La profundidad determinante de un tramo es el mínimo valor (que determina el máximo calado admisible). Dicha profundidad se obtiene mediante relevamientos periódicos a lo largo de todas las zonas bajas del río, cuya frecuencia depende de la velocidad de cambio de las condiciones de flujo y niveles de fondo en el mismo.

En los ríos estables se encuentran generalmente buenas correlaciones entre el flujo y la profundidad determinante, por lo cual la oportunidad de los dragados puede planificarse con la debida antelación, en función de los niveles del río.

En cambio, en los ríos inestables los mínimos niveles pueden ocurrir con cualquier nivel de agua dependiendo de la duración e intensidad de los parámetros hidrológicos, por la que su predicción sólo puede realizarse mediante métodos estadísticos.

La estabilidad de un río puede evaluarse en forma relativa a otros de características conocidas utilizando parámetros morfológicos típicos. A continuación se definen los parámetros de estabilidad propuestos por Hochstein (1975):

$$P1 = 1000 * D_{50} / (I * B) \quad \text{y} \quad P2 = Q^{0.5} / (I^{0.2} * B)$$

donde:

D_{50} = Diámetro 50% de la curva granulométrica, en metros.

I = Pendiente media de la superficie en aguas altas.

B = Ancho superficial del río en aguas altas, en metros.

Q = Caudal en aguas altas en m^3/s .

La **Tabla 9.2–1** resume los rangos típicos de los parámetros de estabilidad para ríos de magnitud importante:

Tabla 9.2–1. Rangos de Indicadores de estabilidad fluvial

Clasificación de la estabilidad	Indicadores de estabilidad del lecho	
	P_1	P_2
Muy Inestable	< 0,15	< 0,1
Inestable	0,15 – 0,6	0,1 – 0,4
Semi – estable	0,6 – 2,0	0,4 – 0,8
Estable	2,0 – 3,5	0,8 – 1,2
Muy Estable	> 3,5	> 1,2

La determinación de la profundidad óptima de dragado puede analizarse como un problema de minimización de una función objetivo, que corresponde a la suma de los costos de dragado y de los costos de transporte, variable en relación con las dimensiones del canal (al disminuir estas dimensiones el costo de transporte se incrementa, y viceversa).

Para determinar el volumen de dragado existen diversas metodologías, basadas algunas en modelación matemática, y otras en análisis estadísticos y extrapolaciones empíricas de datos históricos de volúmenes de dragado.

A continuación se aplica una técnica de estimación de volúmenes de dragado de mantenimiento desarrollada por el "National Ports and Waterways Institute, Louisiana State University"¹⁶, en la basada en la utilización de los coeficientes de estabilidad del cauce antes presentados.

El volumen de dragado asociado con el dragado de mantenimiento V_m , consiste en la suma de dos partes: el volumen primario V_{pr} , (que debe ser removido de un área playa cuando el nivel de agua baja o ha bajado, para mantener la navegación) y el de restauración V_r (el cual debe ser removido durante la época de aguas bajas).

El dragado de restauración puede ejecutarse al mismo tiempo que el primario (como reserva), siempre que el río sea estable (con poca sedimentación durante la época de aguas bajas).

El volumen primario está ligado por medio de un coeficiente Φ al volumen geométrico (V_g) (ancho por largo por profundidad del corte), a la revancha técnica (V_r) (función del tipo de draga), y al deslizamiento de talud (V_s) (hasta alcanzar un talud estable).

Este coeficiente depende de la supervivencia del canal durante la época de aguas altas (suele ser cercano a 1 en ríos inestables, donde todos los años se debe repetir el dragado primario):

$$V_{pr} = \Phi (V_g + V_r + V_s)$$

El volumen de restauración se relaciona al primario $V_r = \sigma V_{pr}$.

¹⁶ Hochstein, H. A., "Optimum Dredged Depth in Inland Waterway," Journal of Waterways, Harbors, and Coastal Engineering, ASCE, Vol 101, No. WW4, Proc. Paper 11698, Nov 1975. en Seminario Internacional sobre Transporte Fluvial (Buenos Aires, Octubre 1991)

En ríos inestables, la tasa de sedimentación en aguas bajas depende de la diferencia entre la profundidad de dragado “a” y la natural “a₀” (y por lo tanto σ es función de esta diferencia). En la **Tabla 9.2–2** se muestran las relaciones que definen Φ y σ .

Tabla 9.2–2. Coeficientes de Dragado de un río

Clasificación de la estabilidad	Coeficientes de Dragado	
	σ	Φ
Muy Inestable	$0,5 (a/a_0)^2$	1,0
Inestable	$0,3 (a/a_0)$	1,0
Semi – estable	$0,2 (a/a_0)$	1,0
Estable	0,1	0,8 – 0,7
Muy Estable	$0,1 (a/a_0)^{-1}$	0,5 o Vpr= constante

En la **Tabla 9.2–3** se calculan los parámetros de estabilidad y de volúmenes de dragado, para diferentes tramos del río Napo.

Tabla 9.2–3. Coeficientes de Estabilidad y Dragado del río Napo

Sector	Tramo	Diámetro D ₅₀ (m)	Pendiente I (m/m)	Ancho (B) en Aguas Altas		Caudal (Q) en Aguas Altas (m ³ /s)
				Medio (m)	Máximo (m)	
Peruano	Desembocadura - Curaray			1500	2300	9000
Peruano	Curaray - Cabo Pantoja	0,00035	0,00020	1400	2200	6000
Ecuatoriano	Aguarico - Providencia	0,00050	0,00035	1300	2100	3000
Ecuatoriano	Providencia - El Coca	0,00070	0,00039	1200	2000	1500

Tramo	P1 (Medio) $\frac{1000 * D_{50}}{I * B(\text{Med})}$	P1 (Máximo) $\frac{1000 * D_{50}}{I * B(\text{Max})}$	Clasificación según P1	P2 (Medio) $\frac{Q^{0,5}}{I^{0,2} * B(\text{Med})}$	P2 (Máximo) $\frac{Q^{0,5}}{I^{0,2} * B(\text{Max})}$	Clasificación según P2
Desemb. – Curaray	1,8	1,2	Semi-estable	0,38	0,25	Inestable
Curaray – C. Pantoja	1,3	0,8	Semi-estable	0,30	0,19	Inestable
Aguarico – Providencia	1,1	0,7	Semi-estable	0,21	0,13	Inestable
Providencia - El Coca	1,5	0,9	Semi-estable	0,16	0,09	Inestable

Los resultados obtenidos indican que el río Napo se comporta en forma inestable, con peores indicadores aguas arriba del ingreso del río Curaray. Ello implica que todos los años, antes de la época de vaciante, se debería volver a dragar un volumen similar al inicialmente dragado (si bien, probablemente distribuido en otros sectores, dada la movilidad morfológica del río).

Considerando que en el tramo peruano se requeriría mantener al menos una profundidad mínima variable entre 1,5 m y 2,1 m (respecto al plano de navegación en vaciante) según se disponga o no de un pronóstico de niveles, mientras que en el ecuatoriano se debería alcanzar una profundidad mínima de 2,4 m, se puede realizar una primera aproximación respecto a los volúmenes que deberían ser dragados durante el período de vaciante para mantener las profundidades náuticas deseadas, empleando la ecuación $\sigma = 0,3 (a/a_0)$.

Analizando los datos de relevamientos, a los efectos de un cálculo global estimativo, se puede adoptar como valor típico de profundidad natural en los Malos Pasos, respecto al Plano de Navegación, 1,2 m en el tramo peruano (particularmente aguas arriba de Santa Clotilde), el mismo valor aproximadamente en el tramo ecuatoriano entre la frontera (Cabo Ballesteros) y Providencia, y 1,0 m desde este punto hasta El Coca.

Con esos parámetros, se obtienen valores de σ iguales a 0,4 para el tramo peruano, que ascienden a 0,6 en el sector ecuatoriano inferior y a 0,7 en el superior.

Esto implica que en el tramo peruano se debería dragar durante la vaciante un 40 % de la “apertura” realizada cada año, mientras que en el tramo ecuatoriano esta proporción se incrementaría a un 60 % a 70 %.

Debe notarse no obstante, que existe una limitación física a la profundidad máxima de dragado, que corresponde al caso en que la sección transversal dragada es similar a la sección del río, dado que se produce un descenso del nivel en la época de aguas bajas, no obteniéndose por lo tanto un incremento de profundidad. Esto puede ocurrir especialmente en el tramo ecuatoriano superior, donde el ancho del río se queda prácticamente sin profundidad en vaciante, y por lo tanto el caudal se concentra en un estrecho canal que se puede autopfundizar. Una ulterior profundización por dragado de este canal, podría provocar un descenso del nivel de agua en las vaciantes, con los negativos impactos que ello conlleva, además de anular en parte la mayor profundidad obtenida por dragado.

9.3. Análisis Multitemporal (evolución en planta del río Napo)

9.3.1. Metodología de Análisis

A los efectos de realizar un análisis temporal de los cambios morfológicos del Río Napo, se optó por realizar procesos de fotointerpretación con series temporales de imágenes Landsat.

Se consideraron tres períodos de análisis. Un primer período comprendido entre los años 1987 y 1995, en el que se utilizó un mosaico de imágenes generadas por el satélite Landsat 4, con el sensor TM, un segundo período comprendido entre los años 1999 y 2001, utilizando también imágenes Landsat 7 con el sensor ETM+, y un tercer período comprendido dentro del año 2008, con igual sensor que el anterior.

Los satélites Landsat 4 y 7 comparten características técnicas como ser:

- ❑ Altitud = 705km
- ❑ Ancho de barrido = 185km
- ❑ Inclinación = 98.2°
- ❑ Órbita = Polar, Solar sincrónica
- ❑ Período de revolución = 99m
- ❑ Sensor TM

La **Tabla 9.3–1** muestra las características de los sensores TM y ETM+

Tabla 9.3–1. Características de las Imágenes Landsat.

Banda	Región	Rango Espectral (uM)	Sensor	Resolución espacial
1	Visible Azul	0,450 – 0,515	TM y ETM+	30 m
2	Visible Verde	0,525 – 0,605	TM y ETM+	30 m
3	Visible Rojo	0,630 – 0,690	TM y ETM+	30 m
4	Infrarrojo próximo	0,775 – 0,900	TM y ETM+	30 m
5	Infrarrojo lejano	1,550 – 1,750	TM y ETM+	30 m
6	Térmico lejano	10,40 – 12,50	TM y ETM+	30 m
7	Térmico próximo	2,09 – 2,35	TM y ETM+	30 m
Pancromática	Visible	0,52 – 0,9	Solo ETM+	15 m

Las imágenes son tomadas con una frecuencia de 16 días, lo que implica la generación de unas 23 imágenes al año de un mismo lugar del planeta.

Existen muchos métodos para la interpretación de los datos adquiridos por los satélites. Uno de los más utilizados es el de asignar colores Rojo, Verde y Azul (RGB) a tres bandas capturadas por el sensor, y poder obtener mapas temáticos cuyos colores realcen determinados elementos en particular. En el caso particular del presente estudio, se utilizó la combinación de bandas 4, 5 y 3, asignando a las mismas los colores Rojo, Verde y Azul respectivamente.

Esta combinación es particularmente sensible a la definición de los límites entre agua y tierra, y es además muy sensible a diferentes niveles de humedad, generando registros más oscuros cuanto más humedad se detecta.

Mediante la fotointerpretación, es posible analizar la evolución de la morfología del río en los últimos 20 años, obteniendo datos cuantificables de áreas erosionadas y transporte de sedimentos. La metodología adoptada es la de analizar visualmente la superposición de imágenes de diferentes períodos y vectorizar los polígonos en que se detectan diferencias en alguno de los tres estados: agua, costa con vegetación consolidada y costa sin vegetación consolidada. Dicha vectorización permite cuantificar la dinámica morfológica del río, en los dos períodos que transcurren entre las 3 bases consideradas.

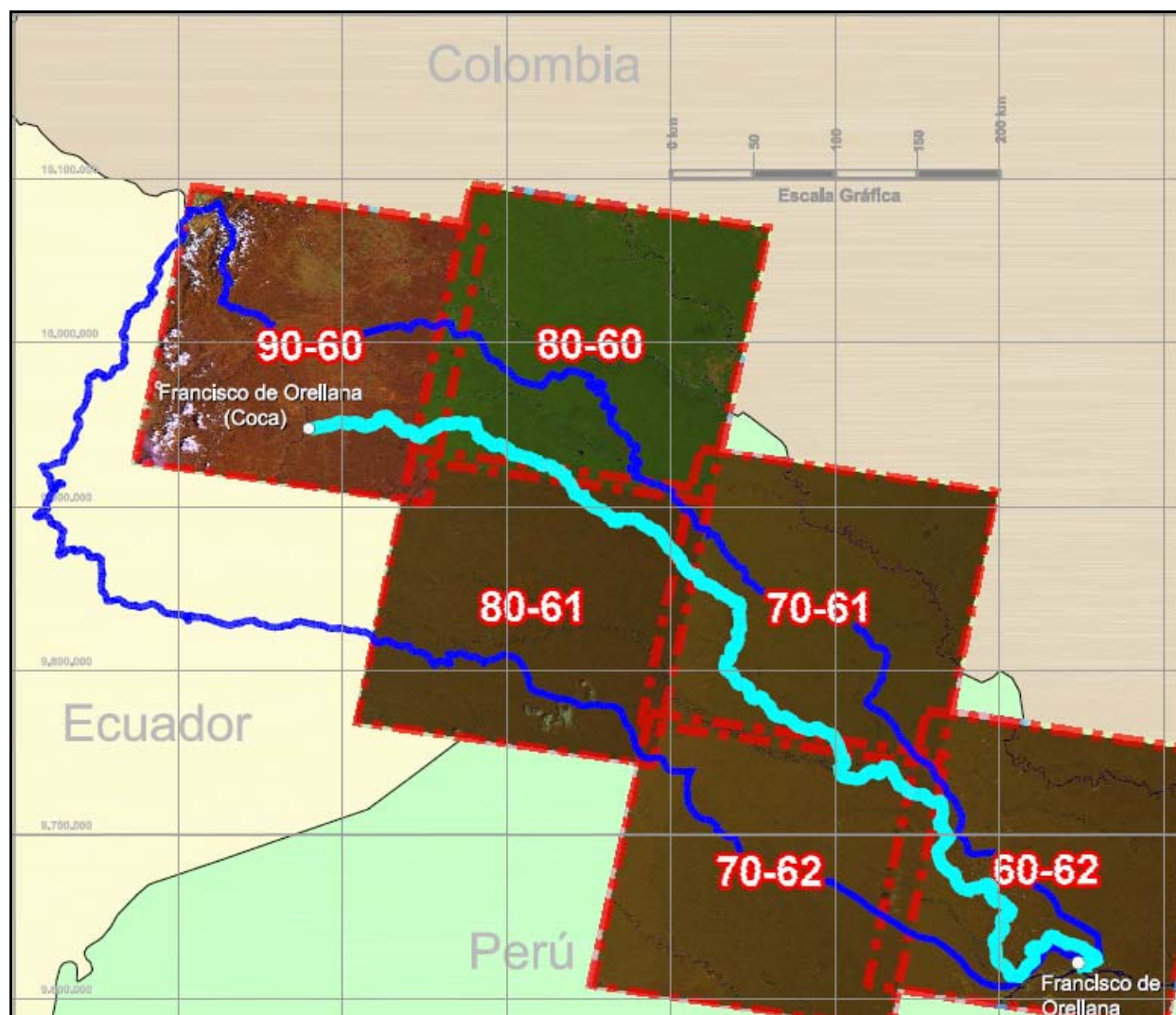
Para obtener valores aceptables de precisión planimétrica entre las diferentes imágenes, se utilizaron imágenes ortorectificadas y cuya georreferenciación fue validada mediante superposición y ajuste con puntos de control identificables en las mismas.

9.3.2. Resultados Obtenidos

Para cubrir la zona de estudio se utilizaron imágenes Landsat, obtenidas del sitio web de ESDI (Earth Science Data Interface del Global Land Cover Facility)

La cobertura de las imágenes Landsat empleadas se presenta en la **Figura 9.3–1.**

Figura 9.3–1. Cobertura de Imágenes Landsat



Se analizaron comparativamente las imágenes que se presentan en la **Tabla 9.3–2**, en la cual también se indica el nivel medio mensual correspondiente a la escala de Mazán, a los efectos de valorar en el análisis la incidencia que las diferencias en el estado hidrológico del río podría tener en los resultados del análisis.

El primer período de análisis comprende desde los años 1987–1995 (con predominancia de los años 1988 y 1989), hasta los años 1990–2001, con predominancia del año 2000. En conjunto, se puede identificar al Período 1 como representativo de la evolución acaecida en la década del 90.

El segundo período de análisis abarca desde los años 1999–2001, hasta fines del año 2008, y prácticamente se puede identificar al Período 2 como representativo de la primera década del presente este siglo.

El análisis abarca todo el sector del río bajo estudio, separado en tramos de aproximadamente 35 km de longitud.

Tabla 9.3–2. Imágenes Landsat comparadas y niveles hidrométricos del río Napo correspondientes.

Path	Row	Sensor	Mes	Año	Nivel medio mensual o diario en Mazán (m)
6	62	TM	Noviembre	1987	5,6
7	61	TM	Setiembre	1988	4,2
7	62	TM	Octubre	1988	4,6
8	60	TM	Diciembre	1989	6,1
8	61	TM	Diciembre	1989	6,1
9	60	TM	Octubre	1995	3,8
6	62	ETM	Marzo	2001	3,3
7	61	ETM	Diciembre	2000	4,2
7	62	ETM	Agosto	1999	5,9
8	60	ETM	Agosto	2000	6,5
8	61	ETM	Agosto	2000	6,5
9	60	ETM	Setiembre	2001	5,1
6	62	ETM	28 Diciembre	2008	3,8 (bajando)
7	61	ETM	3 Diciembre	2008	6,4 (creciendo)
7	62	ETM	3 Febrero	2008	4,7 (bajando)
8	60	ETM	26 Diciembre	2008	4,3 (bajando)
8	61	ETM	10 Diciembre	2008	5,9 (bajando)
9	60	ETM	28 Setiembre	2008	6,1 (creciendo)

Las imágenes del Análisis Morfológico Multitemporal realizadas se presentan en las Láminas que se indican en la **Tabla 9.3–3**.

Tabla 9.3–3. Períodos y tramos de comparación.

Período	Tramos	Lámina
1	1 y 2	AMT–01
1	3 y 4	AMT–02
1	5 y 6	AMT–03
1	7 y 8	AMT–04
1	9 y 10	AMT–05
1	11 y 12	AMT–06
1	13 y 14	AMT–07
1	15 y 16	AMT–08
1	17 y 18	AMT–09
1	19 y 20	AMT–10
1	21 y 22	AMT–11
1	23	AMT–12
2	1 y 2	AMT–13
2	3 y 4	AMT–14
2	5 y 6	AMT–15
2	7 y 8	AMT–16
2	9 y 10	AMT–17
2	11 y 12	AMT–18
2	13 y 14	AMT–19
2	15 y 16	AMT–20
2	17 y 18	AMT–21
2	19 y 20	AMT–22
2	21 y 22	AMT–23
2	23	AMT–24

Los cambios detectados en las costas, islas y bancos en ambos períodos de comparación, se resumen en las **Tablas 9.3–4 y 9.3–5**.

Dichos cambios constituyen erosiones y sedimentaciones aparentes, en cuanto a que pueden ser afectados por diferencias de nivel, especialmente en los bancos que pueden cubrirse y descubrirse según sea el estado hidrométrico del río. En el caso de las islas y márgenes, se considera que las variaciones de posición de la línea de costa en especial en el caso de erosiones se corresponden con lo ocurrido en realidad, dado que las condiciones “boscosas” de las márgenes son menos afectadas en la imagen por fluctuaciones del nivel de agua, que las condiciones de superficie relativamente “limpia” que presentan los bancos.

Tabla 9.3–4. Modificaciones del río Napo en el Primer Período de comparación multitemporal

Tramo	Erosión (ha)			Sedimentación (ha)			Estables (ha)	
	Costa	Islas	Bancos	Costa	Islas	Bancos	Islas	Bancos
1	262,5	395,5	11,1	1095,5	39,9	385,4	224,9	5,3
2	188,0	191,8	41,9	331,3	135,8	164,4	1266,1	0,4
3	155,5	655,4	146,9	618,8	464,7	544,8	1346,6	17,1
4	344,4	511,8	273,8	761,0	254,1	497,1	1583,4	83,0
5	203,9	346,2	319,2	612,5	397,8	136,1	1228,2	21,5
6	651,5	480,5	123,4	346,2	805,4	441,6	1046,3	20,7
7	513,2	808,3	266,2	1050,1	474,5	419,2	1432,9	63,9
8	325,4	366,5	203,4	678,8	124,2	379,6	311,4	36,3
9	192,9	436,3	56,2	335,1	301,1	352,4	696,4	25,6
10	161,7	367,6	167,9	499,0	117,5	331,5	227,0	16,3
11	294,2	190,3	195,2	451,3	240,3	97,8	254,8	0,0
12	200,6	524,9	278,2	376,0	763,7	347,0	1033,0	10,1
13	391,2	868,1	449,4	637,2	611,4	362,5	592,7	71,1
14	423,3	437,2	215,0	413,4	269,4	404,9	467,7	68,3
15	258,7	510,8	449,5	391,4	559,5	292,1	1334,7	33,2
16	130,5	898,5	323,3	372,7	353,9	1626,6	1514,4	329,0
17	96,5	471,4	397,4	187,1	222,9	1388,0	1129,6	438,5
18	257,7	460,8	791,4	494,8	329,3	1322,4	225,4	482,4
19	100,9	425,5	697,8	275,8	161,4	1498,3	1177,5	637,2
20	319,0	238,8	582,6	351,1	140,8	1120,3	412,1	638,6
21	363,2	158,2	537,5	332,3	103,8	984,2	172,0	563,8
22	240,9	141,3	863,1	132,1	282,7	615,9	379,8	366,9
23	159,4	113,5	414,5	189,7	102,8	457,0	286,1	177,3
Totales	6235,2	9999,1	7804,7	10933,1	7256,9	14169,2	18343,1	4106,6

Tabla 9.3–5. Modificaciones del río Napo en el Segundo Período de comparación multitemporal

Tramo	Erosión (ha)			Sedimentación (ha)			Estables (ha)	
	Costa	Islas	Bancos	Costa	Islas	Bancos	Islas	Bancos
1	365,2	45,6	1679,8	604,8	585,4	257,8	25,5	219,3
2	150,0	1203,1	223,1	246,6	296,8	463,9	56,4	1210,0
3	454,5	501,1	802,1	389,0	775,6	711,3	108,1	1310,1
4	555,1	2292,7	1048,1	487,4	940,5	644,4	25,1	1468,3
5	109,2	861,3	773,7	336,7	675,7	1022,4	48,3	1121,1
6	330,6	805,4	423,3	646,6	432,6	633,8	131,7	1046,3
7	390,9	1189,1	1114,5	597,4	1082,2	752,2	92,2	1245,0
8	360,5	560,8	620,8	405,4	744,5	654,1	55,3	223,1
9	340,0	452,5	513,5	342,0	817,5	408,9	38,1	545,1
10	255,6	782,1	706,1	200,6	851,1	565,9	92,2	222,0
11	95,6	1441,8	551,8	207,6	351,5	361,2	2,1	263,6
12	341,6	836,6	394,1	453,1	567,8	123,3	15,6	1043,6
13	433,7	697,7	876,7	1257,6	963,1	28,3	0,0	506,4
14	471,7	753,2	616,1	641,7	522,8	13,1	1,5	343,3
15	315,4	893,6	558,7	1029,0	844,9	145,3	9,9	1000,6
16	1647,1	1516,2	535,6	1899,5	801,5	385,5	308,4	352,1
17	1345,7	866,0	268,1	1057,5	278,8	404,2	480,8	486,2
18	1571,3	324,9	635,9	278,0	816,5	466,4	233,5	229,9
19	1512,5	445,1	489,1	175,0	627,2	676,6	623,1	1109,2
20	1207,2	229,2	318,1	402,3	608,9	510,1	551,8	408,2
21	1098,9	178,0	218,3	440,4	113,4	500,9	449,1	97,8
22	511,1	337,2	277,3	345,0	227,7	916,4	471,7	325,0
23	422,6	447,1	301,8	123,5	231,5	541,1	211,8	268,4
Totales	14285,2	17660,3	13946,5	12567,0	14157,2	11187,3	4032,2	15044,9

9.3.3. Evaluación de los Resultados

Los cambios detectados a partir del análisis multitemporal – procesos de erosión y sedimentación que afectan las costas, islas y bancos del río Napo – representan un fenómeno natural de permanente búsqueda de las condiciones de equilibrio entre las condiciones geomorfológicas y las características propias del régimen hidrodinámico y sedimentológico.

Dicho equilibrio está condicionado, por un lado, por las características geológicas de las márgenes, y, por otro, por las condiciones morfológicas del lecho y la carga de sedimentos transportada por el río:

- La geología de los márgenes del río Napo, en sus tramos ecuatoriano y peruano, corresponde a depósitos cuaternarios (depósitos fluviales, aluviales y en terrazas representados por arenas, limos y arcillas con un incipiente grado de consolidación) y afloramientos de depósitos pleistocénicos, miocénicos y terciarios (limolitas, lodolitas y areniscas con un mayor grado de consolidación); de allí que en aquellos sectores donde el margen corresponde a depósitos de características más friables predominan los procesos de erosión mientras que en otros sectores, tales como los alrededores de la localidad de Providencia (donde afloran conglomerados polimícticos de matriz arenosa conformados por clastos redondeados y gruesos en bancos de hasta 15 m de potencia), presenta mayor una resistencia a la erosión. Una descripción más extensa y un mapeo de los aspectos geológicos de la zona de estudio se presentan en el **Volumen V, Sección 5.2.1.5**.
- Los fenómenos de sedimentación, tanto en las márgenes del río como en sus islas y bancos, corresponden, básicamente, a fenómenos de pérdida de competencia (pérdida de la capacidad de transporte) que determinan el crecimiento longitudinal y lateral de las islas y bancos así como su posterior migración aguas abajo.

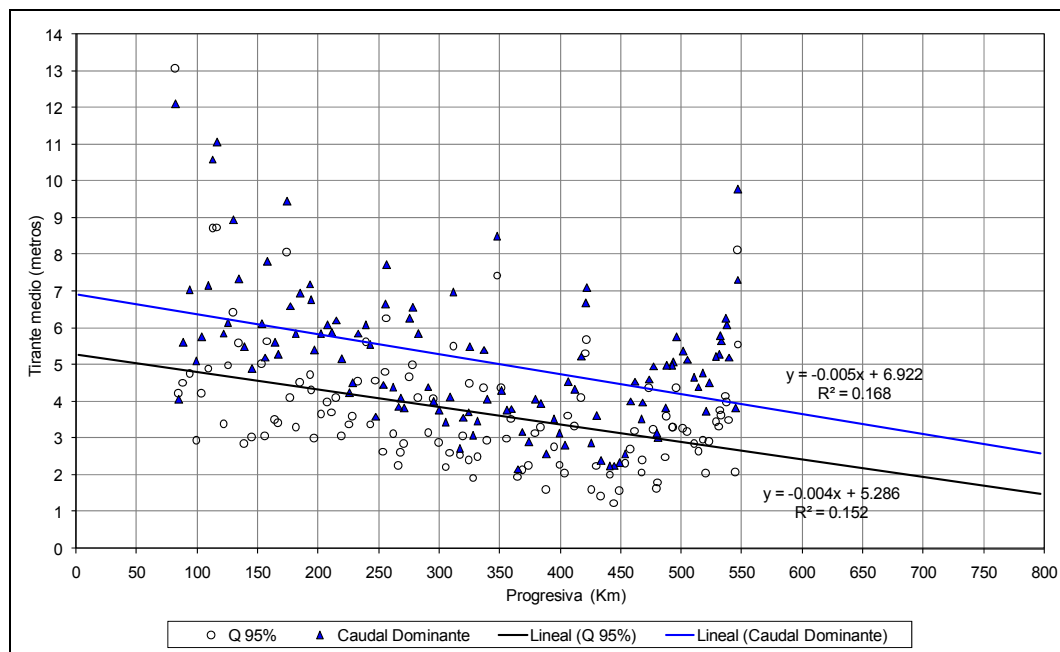
En efecto, el río Napo recibe un aporte importante de arenas y sedimentos provenientes de las cuencas en sus nacientes en las laderas orientales de la cordillera del los Andes. Como consecuencia de ello una proporción elevada del lecho y las márgenes están constituidas por arenas. Dadas las pendientes del curso principal y en estas condiciones es dable esperar una elevada movilidad de márgenes.

Los parámetros de interés son la pendiente longitudinal del cauce, el D_{50} diámetro de sedimento, h el tirante hidráulico medio correspondiente al Q_D caudal dominante, y Δ la densidad específica sumergida del sedimento. La densidad relativa del sedimento en este caso es una constante

$$\Delta = 1.65 \quad .$$

El tirante hidráulico medio h fue determinado en base al modelo HEC del tramo Mazan - Pantoja, obteniéndose los resultados que se indican en la **Figura 9.3–6**.

Figura 9.3–6. Estimación del Tirante Medio



Donde los caudales dominantes utilizados fueron 2542 m³/s en Cabo Pantoja, 3491 m³/s en Campo Serio, 4961 m³/s en Santa Clotilde, 5585 m³/s en Bella Vista y 6865 m³/s en Mazan. Si bien existe una amplia variabilidad del tirante medio hidráulico debido a la variabilidad geotécnica de los suelos a lo largo del sistema, se obtuvo la siguiente relación media:

$$h \text{ (m)} = -0,0054 \text{ (m/km)} * \text{Progresiva (Km)} + 6,92 \text{ (m)}$$

Del análisis de las erosiones de márgenes e islas se observa que las erosiones en general no están asociadas a problemas de curvatura del cauce sino que tienen lugar en tramos rectos, expansiones y contracciones. El mecanismo predominante es el transporte transversal de arenas sobre taludes de arena.

El transporte transversal de sedimento sobre un talud viene dado por:

$$q_{st} = \frac{\tan \alpha}{\tan \phi} q_{sl}$$

donde :

- α : es la pendiente del talud transversal
- ϕ : es la fricción dinámica de la arena
- q_{sl} : transporte longitudinal de arena en (m³/ms)
- q_{st} : transporte transversal de arena en (m³/ms)

Dado que el transporte longitudinal es una función de la movilidad del lecho "Y" el transporte transversal y consecuentemente la erosión de una margen de arena es también una función de la movilidad "Y".

$$Y = \frac{h S}{\Delta D_{50}}$$

donde :

h : tirante hidráulico (m)

S : pendiente longitudinal (m/m)

Δ : densidad sumergida relativa del sedimento $\Delta = \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho}$

ρ_s : densidad sedimento (kg/m³)

ρ : densidad agua (kg/m³)

D_{50} : diámetro sedimento (m)

Los valores observados de erosión en base al análisis multitemporal de imágenes satelitales antes presentado, se resumen en la **Tabla 9.3–6**.

Se observa que la erosión media de márgenes en el tramo en estudio es de 34 m/año, valor que se considera es del orden esperable para cauces de arena con la pendiente del río Napo. La variabilidad observada de la erosión a lo largo del río Napo en el período 1990 a 2008 se indica en la **Figura 9.3–7**.

Descartando el tramo final entre Mazan y el Amazonas donde existen efectos de remanso del cauce receptor, y también el tramo Pantoja - Orellana donde existen faltantes de información básica, se obtuvo la relación funcional que se indica en la **Figura 9.3–8**.

Se puede observar que el parámetro de movilidad Y se encuentra entre 1,30 y 1,50. Dichos valores son altos y consecuentemente es dable esperar una alta movilidad del cauce. La ecuación empírica obtenida en base a las observaciones realizadas es:

$$\text{Erosión de margen (m/año)} = 102,31 \text{ (m/año)} * Y - 107,2 \text{ (m/año)}$$

Esto implica que la movilidad lateral del cauce por erosión de márgenes es creciente hacia aguas arriba, por lo que su máximo se encuentra en el tramo superior (ecuatorial) del río, fundamentalmente por la mayor pendiente del mismo en relación con el tramo inferior.

Tabla 9.3–6. Análisis Multitemporal de erosiones en el río Napo

Tramo	Progr. desde km	Progr. hasta km	Progr. km	Long. Tramo (km)	Caudal Dominante (Q _D , m ³ /s)	Pendiente (S, m/m)	Potencia (Nm/s)	Erosión 1990 / 2000 (ha)			Erosión 2000 / 2008 (ha)			Erosión Total Promedio (m/año)	Movilidad $Y=hS/\Delta D_5$
								Costa	Islas	Total	Costa	Islas	Total		
1	0	23	11.5	23	7711	0.00013	10101	262	395	658	365	46	411	25.8	1.82
2	23	58	40.5	35	7351	0.00013	9630	188	192	380	150	1203	1353	27.5	1.75
3	58	93	75.5	35	6918	0.00013	9062	155	655	811	454	501	955	28.0	1.67
4	93	128	110.5	35	6522	0.00013	8544	344	512	856	555	2293	2848	58.8	1.59
5	128	163	145.5	35	6131	0.00013	8032	204	346	550	109	861	971	24.1	1.52
6	163	198	180.5	35	5741	0.00013	7521	652	480	1132	331	805	1136	36.0	1.44
7	198	233	215.5	35	5373	0.00013	7038	513	808	1322	391	1189	1580	46.1	1.37
8	233	268	250.5	35	5019	0.00013	6575	325	366	692	361	561	921	25.6	1.30
9	268	303	285.5	35	4701	0.00014	6580	193	436	629	340	452	792	22.6	1.31
10	303	338	320.5	35	4389	0.00015	6615	162	368	529	256	782	1038	24.9	1.33
11	338	373	355.5	35	4077	0.00016	6584	294	190	485	96	1442	1537	32.1	1.35
12	373	408	390.5	35	3765	0.00017	6485	201	525	726	342	837	1178	30.2	1.37
13	408	443	425.5	35	3459	0.00018	6350	391	868	1259	434	698	1131	37.9	1.39
14	443	478	460.5	35	3194	0.00020	6366	423	437	860	472	753	1225	33.1	1.42
15	478	513	495.5	35	2930	0.00022	6300	259	511	769	315	894	1209	31.4	1.44

Tramo	Progr. desde km	Progr. hasta km	Progr. km	Long. Tramo (km)	Caudal Dominante (Q _D , m ³ /s)	Pendiente (S, m/m)	Potencia (Nm/s)	Erosión 1990 / 2000 (ha)			Erosión 2000 / 2008 (ha)			Erosión Total Promedio (m/año)	Movilidad $Y=hS/\Delta D_5$ °
								Costa	Islas	Total	Costa	Islas	Total		
16	513	548	530.5	35	2665	0.00023	6149	131	898	1029	1647	1516	3163	66.5	1.46
17	548	583	565.5	35	2412	0.00025	5980	96	471	568	1346	866	2212	44.1	1.48
18	583	618.5	600.75	35.5	2180	0.00027	5856	258	461	718	1571	325	1896	40.9	1.50
19	618.5	653	635.75	34.5	1953	0.00029	5662	101	426	526	1512	445	1958	40.0	1.51
20	653	688	670.5	35	1729	0.00031	5375	319	239	558	1207	229	1436	31.7	1.52
21	688	723	705.5	35	1520	0.00034	5103	363	158	521	1099	178	1277	28.5	1.52
22	723	758	740.5	35	1316	0.00036	4760	241	141	382	511	337	848	19.5	1.52
23	758	781.1	769.55	23.1	1154	0.00039	4445	159	114	273	423	447	870	27.5	1.51
Totales								6235	9999	16234	14285	17660	31946	34.0	

Figura 9.3–7. Erosión Media anual en el río Napo

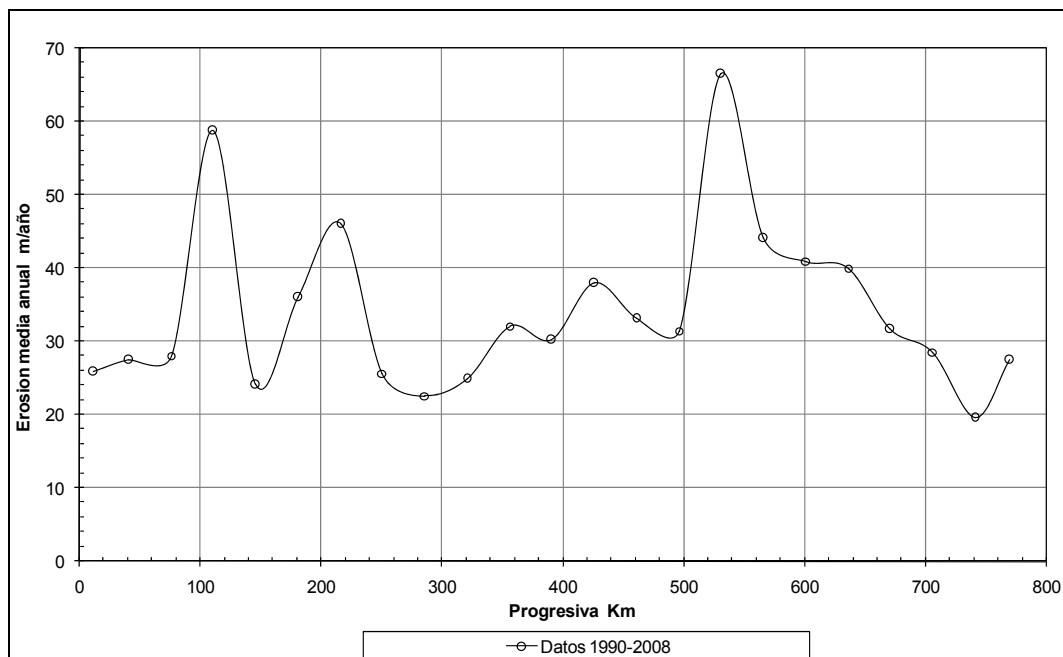
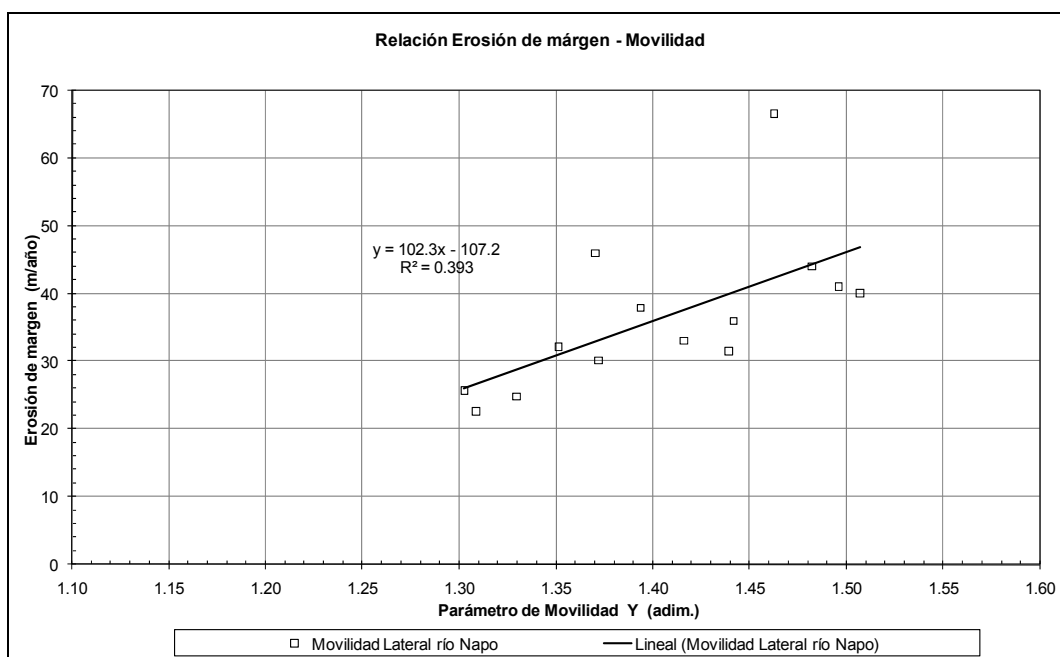


Figura 9.3–8. Relación Erosión de margen – Número de Movilidad Y



10. MODELACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL DE LA SEDIMENTACIÓN EN EL CANAL NAVEGABLE

10.1. Introducción

La construcción de un canal navegable en un río, es una acción que se realiza en dos fases, una denominada de “apertura”, cuando partiendo de una situación natural del lecho se excava el canal hasta alcanzar la profundidad deseada, normalmente por medio de equipos de dragado adecuados, y otra denominada de “mantenimiento”, que consiste en la excavación reiterada de los sedimentos depositados en el mismo y que se prolonga en el tiempo en forma indefinida.

La sedimentación en canales de navegación dragados sobre fondos de arena se produce fundamentalmente debido a los siguientes procesos:

- ❑ La reducción que experimentan las condiciones de turbulencia en el canal, disminuyendo en consecuencia la capacidad de transporte (en especial cuando las corrientes están cruzadas con el canal).
- ❑ El desbalance entre el ingreso o egreso del material por variación de los caudales y transportes longitudinales a lo largo del canal

El desbalance resulta de la diferencia entre la capacidad de transporte de sedimentos del flujo entrante y dentro del canal excavado, donde las profundidades son mayores a las naturales de equilibrio.

El río Napo además es un cauce inestable con altos valores de transporte de sedimentos en las zonas más profundas en condiciones de vaciante, que se generalizan a toda la sección en creciente. Ello implica que además naturalmente las zonas profundas y poco profundas van variando en el tiempo, debido a que el río está en un desequilibrio constante que provoca erosiones y sedimentación en diferentes sitios.

En ríos estables, estos procesos de desequilibrio natural existen pero van tendiendo a compensarse entre sí en el tiempo, es decir por ejemplo, una zona que se erosiona en creciente, se sedimenta en vaciante, y en general existe una condición media “permanente” en el mediano plazo (meses, años), y tendencias de cambio sostenidas que se desarrollan en el largo plazo (décadas).

En el Napo, el proceso de acelerada variación natural, se suma entonces al incremento del desequilibrio que provoca la excavación del canal, acelerando su evolución y llenado por los sedimentos.

La modelación matemática de estos procesos, se basa conceptualmente en los siguientes pasos:

A partir del relevamiento batimétrico, construir un “modelo digital del lecho”, con las profundidades referidas a un plano de referencia.

Construir un modelo hidrodinámico del tramo. Especificar según la experiencia, coeficientes de resistencia al flujo en el lecho y coeficientes de vorticidad.

Establecer condiciones de borde o contorno, habitualmente caudal aguas arriba y nivel aguas abajo, preferentemente coincidentes con alguna situación medida que se usa como evento de “calibración”.

Simular la hidrodinámica del sector modelado, y comparar las intensidades y direcciones de las corrientes con los datos medidos en el campo.

Ajustar los coeficientes de resistencia y eventualmente los de vorticidad, hasta lograr una correspondencia adecuada con los datos medidos. En ese momento se considera que el modelo está “calibrado”, y es capaz de reproducir las corrientes y niveles del río para otras condiciones hídricas diferentes de las medidas.

Implementar un modelo sedimentológico, especificando la granulometría típica del material del lecho según el muestreo realizado, su velocidad de caída, coeficientes de dispersión turbulenta y de rugosidad del lecho apropiados en función de las condiciones del río, y condiciones de contorno (concentración de sedimentos ingresantes).

Simulación del transporte de sedimentos para una condición de calibración, usando las velocidades y profundidades calculadas mediante el modelo hidrodinámico. Ajuste de los parámetros sedimentológicos antes indicados hasta que las concentraciones de material transportado por el modelo sean del mismo orden de magnitud que las medidas. En ese momento se considera que el modelo es capaz de reproducir, mediante su fórmula de cálculo del transporte, las concentraciones para otras condiciones hídricas diferentes de las medidas.

“Excavación” del canal hasta la profundidad deseada modificando en el Modelo Digital del Lecho las cotas de tal manera de simular la condición en que el mismo quedaría luego de la “apertura” del canal.

Modelación del campo de velocidades para diferentes condiciones hídricas (por ejemplo, vaciante, aguas medias y creciente), con el canal excavado.

Simulación del transporte de sedimentos para las diferentes condiciones hídricas con el canal excavado. El modelo calcula los desequilibrios de transporte en todo el tramo, y computa las sedimentaciones y erosiones que se verifican.

Normalmente, los cambios del lecho son bajos o moderados en condiciones de vaciante, y se incrementan fuertemente durante las crecientes, porque la capacidad de transporte de sedimentos aumenta mucho con la velocidad de la corriente, y también los desequilibrios se acentúan.

En los sectores no excavados, las variaciones del lecho obtenidas pueden representar estados transitorios de oscilación del mismo (si el río es estable), o bien cambios progresivos del cauce que se desarrollan rápidamente y modifican su morfología (como sucede en un río inestable como el Napo).

En los sectores excavados, normalmente se acentúan las tasas de sedimentación, y en este caso, si se quiere mantener la profundidad deseada para navegar, necesariamente deberá procederse a la excavación del material sedimentado, por dragado convencional u otros medios si fuera posible, de tal manera de mantener la cota del lecho en el nivel deseado. En consecuencia, estas sedimentaciones se emplean en general para estimar los volúmenes de mantenimiento a considerar.



Director de Proyecto:
Julio Cardini

10.2. Descripción de los Modelos Matemáticos Aplicados

10.2.1. Descripción del Modelo Hidrodinámico Bidimensional (RMA2)

La modelación hidrodinámica bidimensional se realizó con el programa RMA2 desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers, Wicksburg Experimental Station, para simular flujos naturales a superficie libre, el cual se opera a través de la interfase Surface Modelling System (SMS).

El programa original fue desarrollado por Norton, King y Orlob (1973) pertenecientes al cuerpo de Ingenieros del Distrito de Walla Walla y ha sido extensivamente aplicado para calcular niveles de agua y distribuciones de caudal en diversas situaciones: la periferia de islas; caudales en puentes con uno o más vanos, en rías y estuarios, aguas arriba y aguas abajo de canales de centrales hidroeléctricas, canales de plantas de bombeo, circulación y transporte en cuerpos de agua y zonas costeras, embalses, etc.

Otros desarrollos posteriores fueron llevados a cabo por King y Roig y, por la Universidad de California, Davis y se han realizado continuamente mejoras por King y Norton pertenecientes a la Asociación de Manejo de Recursos (Resource Managements Associates (RMA) y también por laboratorios de hidráulica de la Estación Experimental de Vías Navegables (Waterways Experiment Station WES). RMA2 utiliza el método de elementos finitos para resolver un sistema de ecuaciones que describen las condiciones hidrodinámicas de un área determinada definida a través de una malla de elementos finitos, obteniéndose como resultado las velocidades medias del flujo y los niveles de agua.

Este modelo ha sido empleado por la Consultora en forma intensiva para el desarrollo de distintos estudios asociados al dragado, la hidráulica fluvial y el medio ambiente.

Las ecuaciones integradas en profundidad de conservación de masa y cantidad de movimiento en dos direcciones horizontales, tienen la forma general que se presenta a continuación:

$$\begin{aligned} & h \frac{\partial u}{\partial t} + h u \frac{\partial u}{\partial x} + h v \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left(E_{xx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + E_{xy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \\ & + g h \left(\frac{\partial a}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{g u n^2}{(1.486 h^{1/6})^2} + (u^2 + v^2)^{1/2} \\ & - \zeta V_a^2 \cos \psi - 2 h \omega v \sin \phi = 0 \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & h \frac{\partial v}{\partial t} + h u \frac{\partial v}{\partial x} + h v \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left(E_{yx} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + E_{yy} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) \\ & + g h \left(\frac{\partial a}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{g v n^2}{(1.486 h^{1/6})^2} + (u^2 + v^2)^{1/2} \\ & - \zeta V_a^2 \sin \psi + 2 h \omega u \sin \phi = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

Donde:

h = Profundidad

u, v = Velocidades en las direcciones cartesianas

x, y, t = Coordenadas cartesianas y tiempo

ρ = Densidad del fluido

E = Coeficiente de viscosidad de remolino

para xx = dirección normal en la superficie del eje x

para yy = dirección normal en la superficie del eje y

para xy e yx = dirección de corte en cada superficie

g = aceleración de la gravedad

a = cota del fondo del lecho

n = coeficiente de rugosidad de Manning

1,486 = coeficiente de conversión de unidades

ξ = Coeficiente empírico de la tensión del viento

V_a = Velocidad del viento

ψ = Dirección del viento

ω = Velocidad de rotación angular de la tierra

ϕ = Latitud local

Las ecuaciones (1) (2) y (3) se resuelven por el método de elementos finitos usando la técnica de residuos ponderados de Galerkin. Los elementos pueden ser unidimensionales o bidimensionales (cuadriláteros o triángulos), y pueden presentar lados curvos. Las funciones de forma utilizadas son cuadráticas para la velocidad y lineales para la profundidad. La integración en el espacio se realiza por medio de integración Gaussiana y las derivadas temporales son reemplazadas por una aproximación por diferencias finitas no lineal. Se asume que las variables varían para cada intervalo de tiempo de la siguiente forma:

$$f(t) = f(0) + at + bct \quad t_0 \leq t \leq \Delta t$$

donde las variables a , b y c son constantes.

La solución es completamente implícita y el conjunto de ecuaciones simultáneas se resuelve por medio del esquema iterativo no lineal de Newton – Raphson.

Los datos de entrada al modelo son:

- ☐ Malla de elementos finitos, donde cada nodo queda definido por sus coordenadas planas (x , y) y cota (z),

- ❑ Condiciones iniciales, valores con los que se inicia la simulación para cada uno de los nodos,
- ❑ Parámetros generales (rugosidades, coeficientes de dispersión turbulenta, coeficientes de vorticidad), y
- ❑ Condiciones de Borde, impuestas en nodos particulares de la malla.

Como condiciones iniciales se especifica el nivel de agua y las velocidades medias en la vertical en las direcciones x e y, para cada nodo de la región a modelar. Cuanto más alejadas estén dichas condiciones de la solución final, más iteraciones será necesario efectuar hasta alcanzar la convergencia de la misma.

Las condiciones de borde, que dependen del tipo de contorno y de las condiciones del flujo, son especificadas en el contorno de la malla para el período de simulación. Físicamente, en flujos a superficie libre hay dos tipos de contornos, uno cerrado o de flujo nulo y otro abierto. Un borde cerrado puede estar constituido por una línea de costa, un terraplén, un espigón, etc. En él, la velocidad normal es igual a cero, por lo que no se produce flujo a través del mismo. Una condición de borde abierto define un área a lo largo de un contorno de la malla de elementos finitos en donde se produce entrada o salida de flujo. Los valores a especificar en un borde abierto dependen del tipo de contorno (entrada o salida) y del régimen del flujo (subcrítico o supercrítico).

Generalmente, para modelar un curso de agua y su valle de inundación, se especifica el flujo en las direcciones x e y en el contorno de entrada y la elevación de la superficie libre en el contorno de salida, debiendo éstos estar lo suficientemente alejados del área donde se pretende encontrar una solución, para reducir la probabilidad de que los resultados se vean afectados por cualquier imprecisión en la estimación de dichas condiciones.

Para la modelación matemática de la zona de estudio se establecieron las condiciones de borde de tipo caudal en el contorno de aguas arriba y de nivel de agua en el contorno de aguas abajo.

10.2.2. Descripción del Modelo Sedimentológico Bidimensional (SED-2D)

El modelo sedimentológico aplicado es el SED2D – WES (USACE, 2003b), desarrollado por el US Army Engineering Waterways Experiment Station (WES) para simulación bidimensional del transporte de sedimento promedio en la vertical.

El programa se basa en las siguientes hipótesis:

- ❑ Los procesos básicos en sedimentación pueden agruparse en erosión, puesta en suspensión, transporte y deposición.
- ❑ El flujo de agua posee el potencial para erosionar y transportar sedimentos, estén o no presentes partículas de sedimento.
- ❑ El sedimento en el lecho queda inmóvil hasta el momento en que los esfuerzos generados por el flujo superan la tensión crítica de erosión.
- ❑ Aunque las partículas se muevan, no se producen cambios en las cotas del lecho, a menos que existan tasas de erosión y deposición diferentes, siendo ambos procesos continuos e independientes.
- ❑ La mayor parte del transporte de sedimento se realiza en suspensión, aunque una fracción del mismo se produzca en cercanías del lecho.

- ❑ Los sedimentos cohesivos permanecen en suspensión siempre y cuando la tensión de corte del fondo no supere la tensión crítica de sedimentación. En general no ocurre sedimentación y erosión simultáneamente.
- ❑ La estructura de los fondos cohesivos cambia con el tiempo y la sobrecarga.

El modelo resuelve la ecuación de convección – difusión presentada por Ariathurai, MacArthur y Krone en 1977.

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + v \frac{\partial C}{\partial y} = \frac{\partial C}{\partial x} \left(D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial C}{\partial y} \left(D_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) + S$$

$S = \alpha_1 C + \alpha_2$ = termino fuente/sumidero, (kg/(s m³))

C = concentración, (kg/m³)

t = tiempo, (s)

u, v = velocidad en dirección x e y, (m/s)

D_x = coeficiente de difusión efectivo en dirección x (m²/s)

D_y = coeficiente de difusión efectivo en dirección y (m²/s)

α_1 = coeficiente (1/s)

α_2 = coeficiente (1/s)

La información hidrodinámica es calculada por el modelo RMA2 para la misma malla de elementos finitos, y el SED2D se opera en el mismo entorno de interfase SMS.

El esfuerzo de corte en el fondo puede calcularse a través de diferentes formulaciones, habiéndose seleccionado la de Manning, coincidentemente con lo realizado en el modelo hidrodinámico.

La erosión de sedimentos desde el lecho (S) se controla en función de la diferencia entre la capacidad de transporte (caracterizada por la concentración C_{eq}) y la cantidad de material transportado en la columna de agua (C), a través de un tiempo característico t_c , que afecta la transición:

$$S = (C_{eq} - C) / t_c$$

La forma del término S es la misma tanto para erosión como sedimentación ya sea que se trate de arenas o arcillas, lo que cambia es la forma de calcular los coeficientes α_1 y α_2 .

Para el transporte de arenas, el valor de C_{eq} se calcula en el modelo a través de la fórmula de Ackers–White (1973), la cual es razonablemente completa, simple y suficientemente precisa para el cálculo del transporte de sedimentos arenosos, que son los que intervienen en los cambios significativos del lecho en el río Napo. La aplicación de la fórmula de Ackers–White fue ajustada de tal manera que las concentraciones calculadas fueran del mismo orden que las medidas en la

condición de calibración correspondiente a las mediciones hidrosedimentológicas efectuadas en marzo de 2010, es decir, que los resultados fueran similares a los resultantes con la formulación de Yang, que es la que ajustó más adecuadamente a estos datos. No se consideraron sedimentos finos cohesivos dado que su participación en las modificaciones del lecho es marginal, y su presencia en las muestras de sedimentos del fondo obtenidas es minoritaria.

El valor de C viene determinado por la concentración de sedimentos que el modelo calcula en cada punto, función de las condiciones existentes aguas arriba; si esta concentración es superior a la de equilibrio, hay sedimentación, y en caso contrario se produce erosión del lecho hasta que se alcance una situación de equilibrio.

El tiempo t_c es el intervalo requerido para que la concentración media cambie entre C_{eq} y C.

En el caso de deposición se determina como el mayor valor entre $C_d * h / W$ y el intervalo de tiempo Δt , donde C_d es el coeficiente de deposición, h la profundidad local (m) y W la velocidad de caída (m/s).

En el caso de erosión se determina como el mayor valor entre $C_e * h / V$ y el intervalo de tiempo Δt , donde C_e es el coeficiente de erosión, h la profundidad local (m) y V la velocidad del flujo (m/s).

La condición de borde que debe ingresarse al modelo es la concentración de sedimentos en suspensión que ingresa en el extremo de aguas arriba. Si la misma está sobrevaluada o subvaluada en relación con la concentración de equilibrio calculada por el modelo aguas abajo se producirá una deposición o erosión en las cercanías de este extremo. Estos procesos no afectan los resultados en el área de interés, si la misma se encuentra suficientemente alejada de la condición de borde.

La esquematización del modelo sedimentológico surge directamente de la adoptada para el hidrodinámico, dado que se utiliza la misma malla de elementos finitos y profundidades del lecho.

El transporte del material puesto en suspensión depende fundamentalmente de los siguientes parámetros:

- ☐ La velocidad de caída del sedimento, dependiente de su granulometría.
- ☐ La velocidad del flujo obtenida mediante el modelo hidrodinámico.
- ☐ Los coeficientes de dispersión turbulenta (que se suelen ajustar en base a la simulación de condiciones medidas).

Uno de los parámetros que tienen importancia significativa en la realización de un modelo sedimentológico es la velocidad de caída del material en suspensión; la cual fue obtenida utilizando los conceptos establecidos por van Rijn, que establecen que la velocidad de caída del sedimento en suspensión está dada por la relación:

$$w_s = \frac{(s-1) g d^2}{18\nu} \quad 1 < d \leq 100 \mu m$$

$$w_s = \frac{10 \nu}{D^*} \times \left[\left(1 + \frac{0,01 \times (s-1) \times 9,81 \times D^{*3}}{\nu^2} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad 100 < d \leq 1000 \mu m$$

Julio Cardini

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Según Poiseville la viscosidad del agua (m^2/s) se calcula de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\nu = \frac{1.79}{(1 + 0,03368 \times T + 0,000221 \times T^2) \times 1000000}$$

donde

T = Temperatura del agua [$^{\circ}C$]

S = gravedad específica (2,65)

El diámetro adimensional de las partículas es

$$D^* = + \frac{D50}{1000000} \times \left(\frac{9,81 \times 1,65}{\nu^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

D50 = Tamaño de grano característico del material de lecho (μm)

El parámetro de movilidad crítico está dado por las siguientes condiciones (se indican solo los límites superiores de cada rango):

$$D^* < 4 \Rightarrow \theta_{cr} = \frac{0,24}{D^*}$$

$$D^* < 10 \Rightarrow \theta_{cr} = \frac{0,14}{D^{*0,64}}$$

$$D^* < 20 \Rightarrow \theta_{cr} = \frac{0,04}{D^{*0,1}}$$

$$D^* < 150 \Rightarrow \theta_{cr} = 0,013 \times D^{*0,29}$$

$$D^* \geq 150 \Rightarrow \theta_{cr} = 0,055$$

La tensión de corte crítica instantánea en el fondo (N/m^2) es

$$\tau_{b,cr} = \theta_{cr} \times 1.650 \times 9,81 \times D50 \times 10^{-6}$$

El coeficiente de Chey ($m^{0,5}/s$), relacionado con las características del grano

$$C' = 18 \times \log \left(12 \times \frac{h}{3 \times D90 \times 10^{-6}} \right)$$

donde

h = tirante de agua [m]

D90 = diámetro característico del material del lecho (μm)

El esfuerzo de corte efectivo sobre el grano (N/m^2) está dado por la siguiente relación:

$$\tau_{b,c'} = 1.000 \times 9,8 \times \left(\frac{u_m}{C'} \right)^2$$

donde

u_m es la velocidad media del flujo en el entorno [m/s]

El diámetro representativo del sedimento en suspensión está dado por la siguiente relación:

$$D_s = [1 + 0,011 \times (\sigma_s - 1) \times (T - 25)] \times D50 \quad \text{para } 0 < T < 25 \text{ y por}$$

$$D_s = D50 \quad \text{para } T \geq 25$$

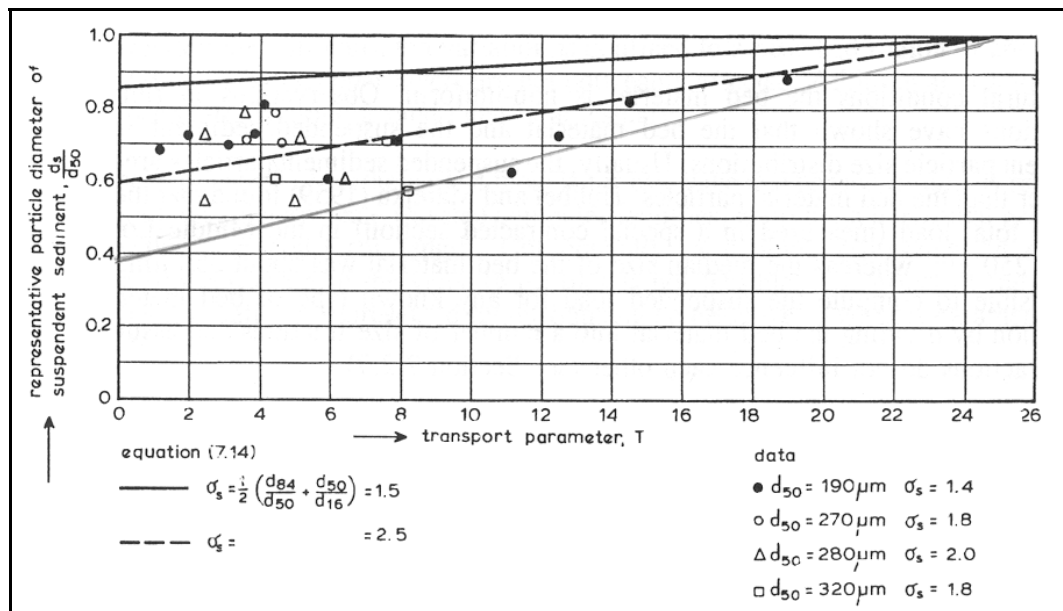
donde

σ_s es la desviación standard del material del lecho

$$T = (\tau_{b,c'} - \tau_{b,cr}) / \tau_{b,cr}, \text{ parámetro adimensional de esfuerzo de corte}$$

La dispersión experimental de los datos con que se elaboró esta curva es grande, recomendándose adoptar una desviación standard igual a 2,5 como valor típico, como se puede apreciar en la **Figura 10.2-1**.

Figura 10.2-1. Diámetro representativo del sedimento en suspensión



El modelo SED2D requiere la asignación de dos coeficientes que reflejan la influencia del comportamiento turbulento en el campo convectivo. Estos coeficientes son en general llamados coeficientes de dispersión o difusión turbulenta y se estiman en función de las condiciones hidráulicas y las características del medio:

$$Dl = e_l h U^*, \quad \text{coeficiente de dispersión longitudinal [m}^2/\text{s]}$$

$$Dt = e_t h U^*, \quad \text{coeficiente de dispersión transversal [m}^2/\text{s]}$$

Donde:

e_l = coeficiente de dispersión longitudinal adimensional

e_t = coeficiente de dispersión transversal adimensional

$U^* = \text{velocidad de corte} = 3,13 U n / h^{(1/6)}$

Siendo n es el coeficiente de rugosidad de Manning, U el módulo de la velocidad total y h la profundidad media del área de estudio.

De acuerdo a experiencias en canales rectos efectuadas por Edler¹⁷ (1959) y en canales de riego (Fisher¹⁸, 1969), los coeficientes de dispersión adimensional longitudinal y transversal son $e_l = 5,9$ y $e_t = 0,23 \cong 4\% e_l$.

No obstante, diversos autores observaron que en ríos naturales estos coeficientes, particularmente e_t , pueden ser significativamente más elevados. De hecho, Harleman¹⁹ (1971) propuso como coeficientes típicos en ríos con sección no uniforme y corrientes transversales moderadas: $e_l = 40$; $e_t = 4 \cong 10\% e_l$. Los coeficientes máximos en ríos con flujos marcadamente no uniformes, meandrosos y con corrientes transversales importantes, como es el caso del Napo, alcanzan $e_l = 60$ y $e_t = 12 \cong 20\% e_l$, valores que fueron adoptados para la presente modelación.

¹⁷ Edler, J. M. 1959. The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow. Journal of Fluid Mechanics. Vol. 5, 541–560.

¹⁸ Fisher, H. B. 1969. The Effects of Bends on Dispersion in Streams. Water Resources Research. 5(2), pp. 496–506.

¹⁹ Harleman, D.H.F. 1971. Estuarine Modelling: An Assessment. TRACON, Inc., for the Water Quality Office – EPA.

10.3. Modelación del Mal Paso típico Argentina

10.3.1. Implementación y Calibración del Modelo Hidrodinámico

En base a información del relevamiento del 07-03-2010, que define la batimetría de la zona fluvial comprendida entre las progresivas 308 y 311+638, se elaboró un modelo de elevación del terreno referido al sistema Datum WGS84 (Coordenadas planas UTM faja 18 SUR). Las profundidades medidas fueron reducidas al cero hidrográfico (plano de reducción de sondajes con permanencia del 97,5%), por interpolación entre los hidrómetros Santa Clotilde y Campo Serio.

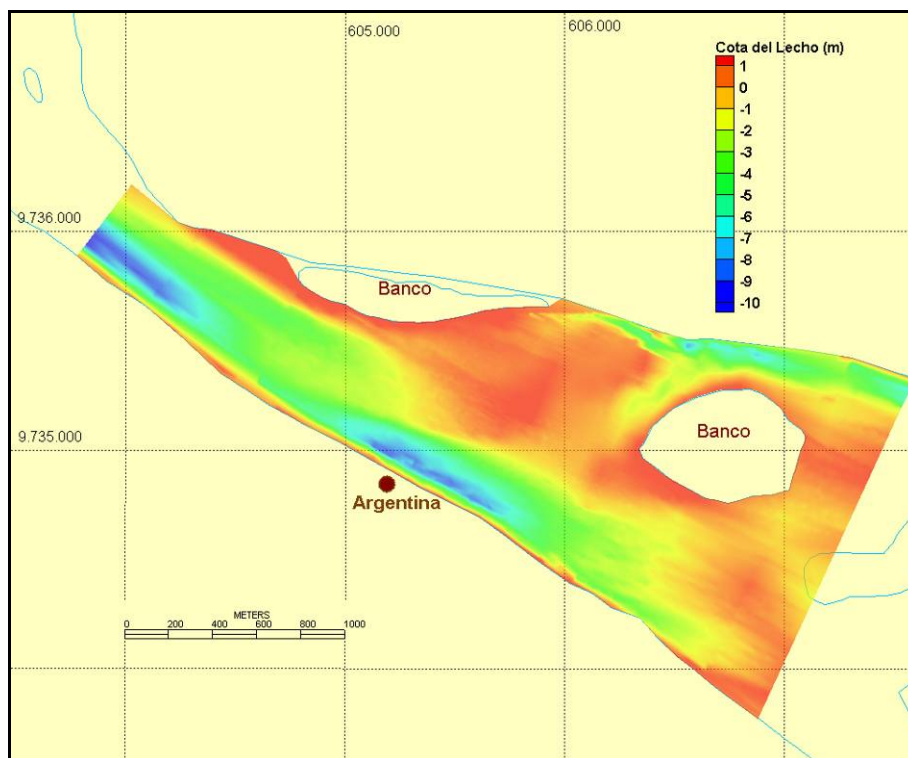
En correspondencia con la información batimétrica disponible se implementó una malla de cálculo utilizando elementos cuadrados y triangulares de ocho y seis nodos, respectivamente, con una mayor discretización en la zona del paso propiamente dicha. La malla resultante se extiende 3.600 m en el sentido longitudinal; está definida por 51.261 nodos de cálculo y 19.933 elementos cuadráticos, de los cuales 10.697 son cuadriláteros y 9.236 triangulares. La longitud de los elementos es de 10 m aproximadamente en la zona de mayor discretización; y de 20 m en el resto.

La **Figura 10.3-1** presenta la malla de elementos finitos del modelo bidimensional en una vista general, y la **Figura 10.3-2** muestra una vista general de la configuración batimétrica del cauce.

Figura 10.3-1. Vista general de la Malla de elementos finitos del modelo Hidrodinámico bidimensional



Figura 10.3–2. Modelo digital del terreno generado a partir del relevamiento batimétrico del 07/03/2010
Cotas referidas al cero hidrográfico



El modelo hidrodinámico fue calibrado por ajuste del coeficiente de rugosidad de Manning y de turbulencia, con el objetivo de reproducir la distribución de velocidades medida.

En el ajuste, se utilizó la información obtenida durante la campaña de flotadores, realizada el 18 de marzo de 2010. Las velocidades superficiales registradas por los flotadores fueron corregidas, a los efectos de obtener una velocidad media de la columna de agua (que es lo que el modelo calcula), mediante la siguiente ecuación logarítmica de la velocidad y estimando el parámetro k como proporcional a la altura de dunas:

$$u_{\text{corregida}} = u_{\text{flotador}} \frac{\ln\left(\frac{0,4 h^{33}}{k}\right)}{\ln\left(\frac{(h-Z_r)^{33}}{k}\right)}$$

Siendo;

u_{flotador} = velocidad superficial medida por el flotador

$u_{\text{corregida}}$ = velocidad media de la columna de agua

h = profundidad de la columna de agua

Z_r = profundidad de la resistencia

$k = 0,15 h$

Director de Proyecto:
Julio Cardini

En la **Figura 10.3–3**, se presenta la trayectoria de los derivadores lagrangianos con sus correspondientes velocidades corregidas.

En la definición de las condiciones de contorno de la modelación para la calibración hidrodinámica, se utilizó información registrada para la misma fecha en que se realizó la campaña de flotadores (18 de marzo de 2010). En el borde norte se adoptó como condición un caudal de 4.400 m³/s, el cual fue determinado en base a la ley H–Q de Mazan, ajustada por la relación de área de la cuenca de aporte hasta el paso Crítico Argentina. En el borde sur se impuso el nivel interpolado (entre las escalas de Santa Clotilde y Campo Serio) de 2,8 m referido al cero hidrográfico. Los valores se resumen en la **Tabla 10.3–1**.

Tabla 10.3–1. Condiciones Hidrodinámicas de Calibración

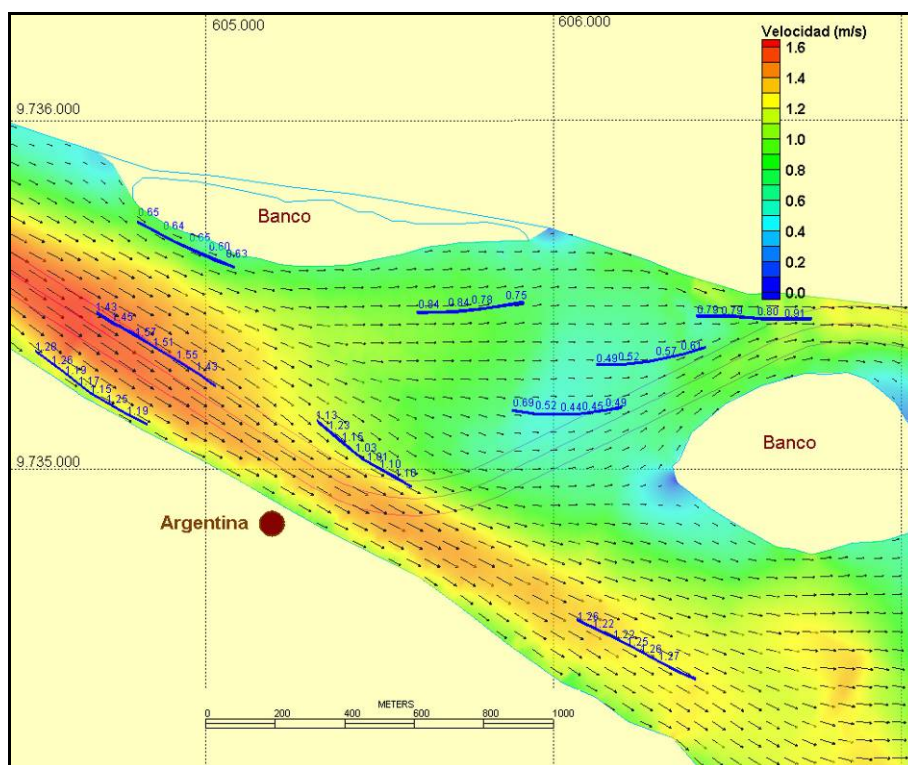
	Caudal (m ³ /s)	Nivel al cero hidrográfico (m)
Mazan	5450	4,9
Santa Clotilde	— — —	3,0
Paso Critico Argentina	4400	2,8
Campo Serio	— — —	2,4

Datos correspondientes al día 18/03/2010

El modelo se corrió hasta obtener una solución estable de forma que la diferencia de nivel de la superficie libre entre iteraciones de cálculo sucesivas en todos los nodos de la malla fuese inferior a 0,001 m. En esta situación se considera que la solución fue convergente.

La comparación del campo de velocidades para la condición de calibración con los valores medidos, se presenta en la **Figura 10.3–3** en la que se superponen las trayectorias y módulos de las velocidades medidas con los flotadores, a los generados por simulación numérica en la zona. En ella puede observarse que si bien existen diferencias menores entre los valores calculados y los medidos, el modelo representa satisfactoriamente tanto la dirección como el módulo del campo de velocidad medido. Por lo tanto se considera que el modelo esta calibrado para esta condición hídrica y morfológica.

Figura 10.3–3. Distribución espacial de la velocidad de flujo en la condición de calibración



10.3.2. Implementación y Calibración del Modelo Sedimentológico

El modelo sedimentológico implementado, simula el transporte de sedimentos para la condición de calibración, usando las velocidades y profundidades calculadas mediante el modelo hidrodinámico.

En base al muestreo realizado se adoptó $D_{50} = 440 \mu\text{m}$ como diámetro representativo de la granulometría típica del material del lecho. Luego utilizando los conceptos establecidos por van Rijn se calculó la velocidad de caída del material en suspensión, la cual resultó ser $0,038 \text{ m/s}$.

Las concentraciones naturales de sedimentos en el río, se representaron por medio de la siguiente ley de Yang, que es la que mejor ajusta a los valores registrados (aforos sólidos) en la zona de estudio:

$$C_s = 28,924 \cdot U^{1,8795}$$

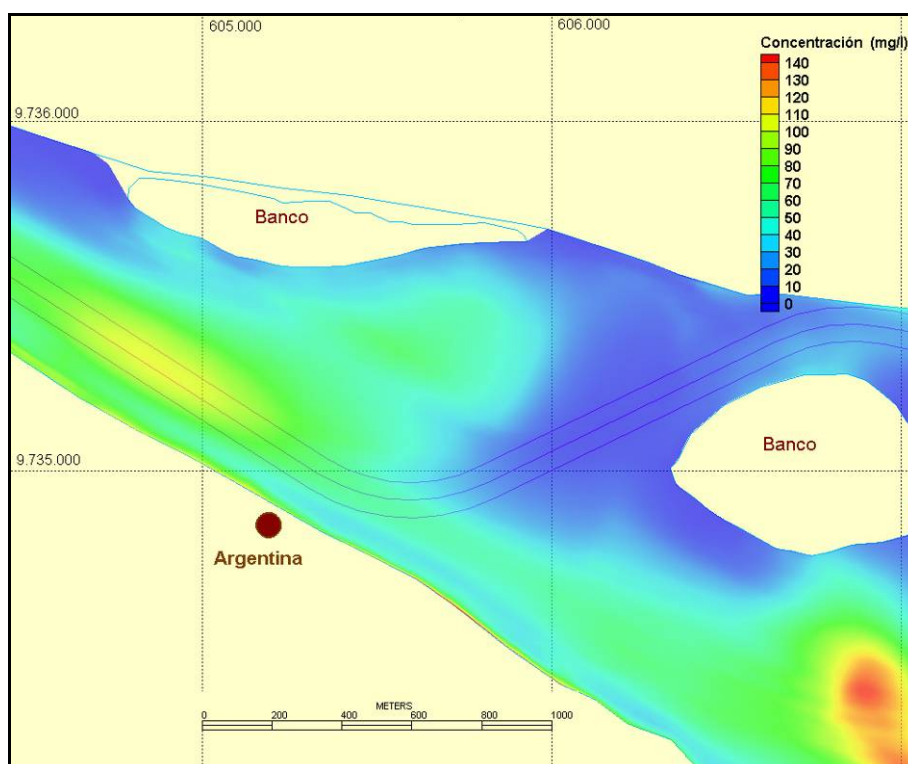
C_s = concentración (mg/l)

U = velocidad media (m/s)

La condición de borde que debe imponerse al modelo es la concentración de sedimentos en suspensión que ingresa en el extremo de aguas arriba.

El modelo, fue calibrado por ajuste de los parámetros sedimentológicos (coeficientes de dispersión turbulenta y de rugosidad del lecho, y concentración de sedimentos ingresantes), hasta que las concentraciones de material transportado calculadas por el mismo fueron del mismo orden de magnitud que las medidas. En ese momento se consideró que el modelo es capaz de reproducir, mediante su fórmula de cálculo del transporte, las concentraciones para otras condiciones hídricas diferentes de las medidas. La **Figura 10.3–4**, presenta la distribución de concentración de sedimentos para la condición de calibración.

Figura 10.3–4. Distribución espacial de concentración de sedimento en suspensión en la condición de calibración



10.3.3. Explotación de los Modelos

Con el fin de analizar el efecto que tendrá la apertura del canal en los procesos sedimentológicos, se realizó la explotación de los modelos (hidrodinámico y sedimentológico) para los siguientes escenarios:

- Se modificaron, en el canal, las cotas del Modelo Digital del Lecho, hasta obtener una profundidad mínima de 0,9 m. Este valor surge de considerar una profundidad de 5 pies (1,53 m) respecto al plano de referencia con permanencia del 95% del tiempo, como el valor necesario para navegar con una embarcación de 4 pies de calado y 1 pie de revancha. Como el modelo está referido al plano de reducción de sondajes, que en este paso se encuentra 0,94 m por debajo del anterior, la profundidad requerida al plano de reducción es de aproximadamente 0,6 m. Se sumó un sobredragado técnico de 0,3 m para determinar la

condición del lecho postdragado, resultando el valor adoptado de 0,9 m. En éste escenario se corrió el modelo sedimentológico para cuatro condiciones hidrodinámicas (**Tabla 10.3–2**): Calibración, Aguas Bajas, Aguas Medias y Aguas Altas.

- Se modificaron, en el canal, las cotas del Modelo Digital del Lecho, hasta obtener una profundidad mínima de 1,5 m. Este valor surge de considerar la situación anterior más un margen adicional de seguridad por fluctuaciones del nivel del río de 0,6 m. En éste escenario se simuló la condición hidrodinámica de Aguas Altas.

Tabla 10.3–2. Condiciones hidrodinámicas para los escenarios de explotación

Condición	Nivel Mazán (m)	Caudal Mazán (m ³ /s)	Caudal Paso Argentina (Borde Norte del Modelo) (m ³ /s)	Nivel Paso Argentina (Borde Sur del Modelo) (m)
Aguas Bajas	3,1	2700	2200	1,8
Calibración	4,9	5450	4400	2,8
Aguas Medias	5,6	6460	5200	3,5
Aguas Altas	7,5	9740	7900	6,1

Los resultados obtenidos, se presentan en la **Figura 10.3–5 a 10.3–21**, y en la **Tabla 10.3–3**.

Puede observarse que la profundización del canal produce un leve descenso en el módulo de la velocidad, lo cual provoca una mayor sedimentación.

Tabla 10.3–3. Resultados de la modelación
Sedimentación mensual en el canal excavado para las distintas condiciones simuladas

	Dragado a	Volumen Dragado Apertura (m ³)	Superficie (m ²)	Volumen Mensual Sedimentado (m ³)	Espesor Medio Mensual Sedimentado (m)	Porcentaje sedimentado Mensualmente respecto del Drag. Apertura (%)	Periodo en que se sedimenta un volumen equivalente al de Apertura (meses)
Aguas Bajas	–0.9 m	18000	44700	360	0,01	2	50,0
Calibración				3300	0,07	18	5,5
Aguas Medias				8100	0,18	45	2,2
Aguas Altas	–0.9 m	46000	55500	18000	0,40	100	1,0
	–1.5 m			24400	0,44	53	1,9

Figura 10.3–5. Cota del Lecho, Canal excavado a 0,9 m (Cotas referidas al cero hidrográfico)

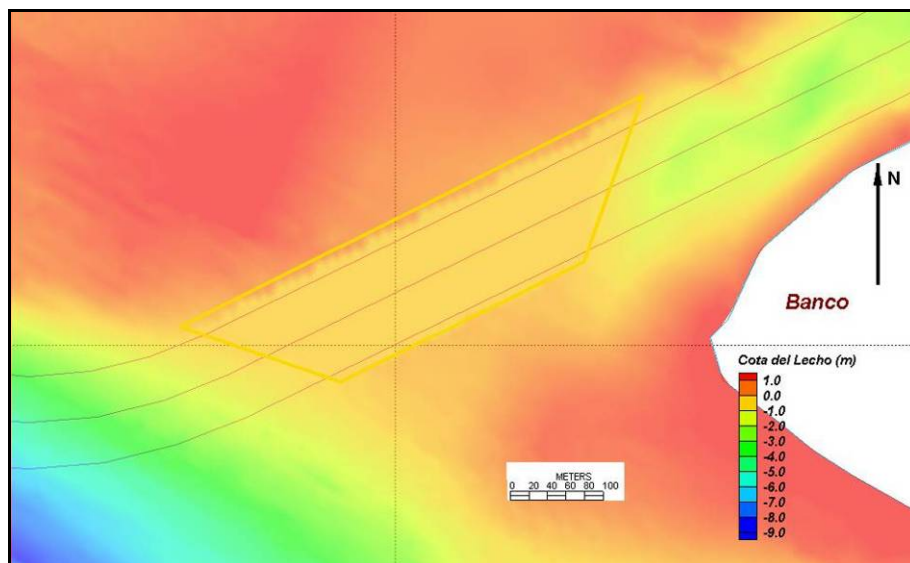


Figura 10.3–6. Espesor dragado para alcanzar una profundidad mínima de 0,9m en el canal

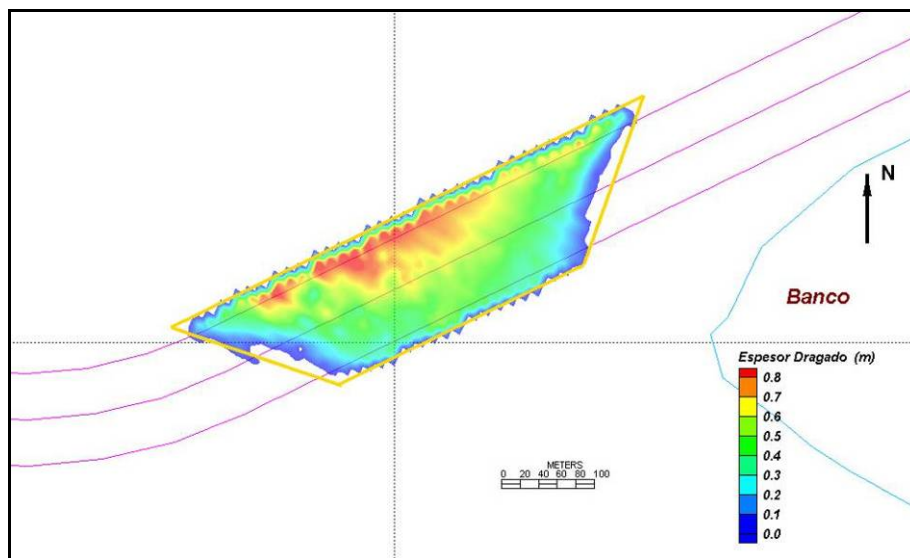


Figura 10.3–7. Cota del Lecho, Canal excavado a 1,5 m (Cotas referidas al cero hidrográfico)

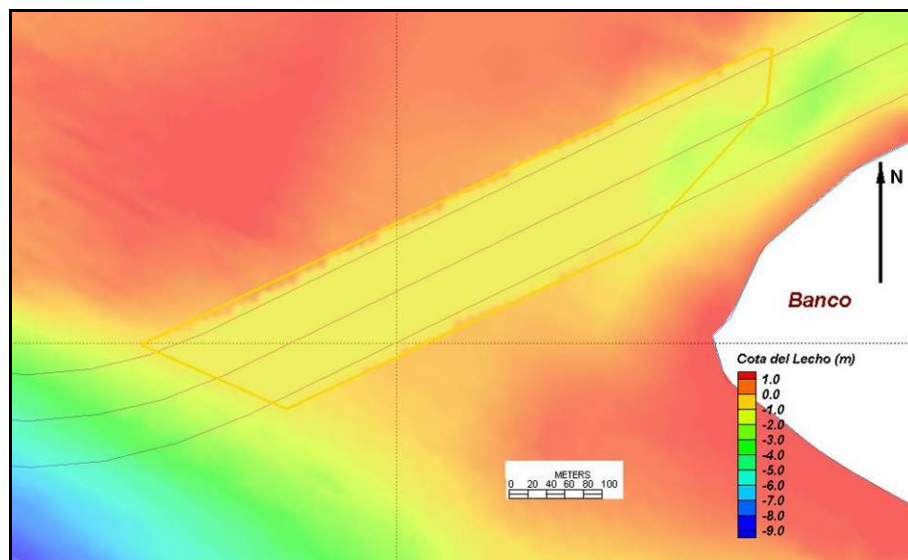


Figura 10.3–8. Espesor dragado para alcanzar una profundidad mínima de 1,5m en el canal

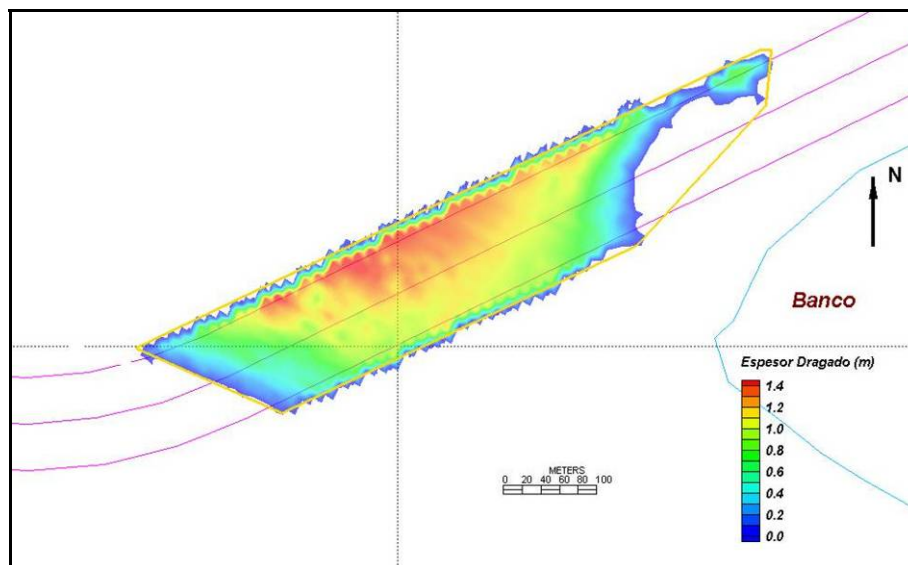


Figura 10.3–9. Campo de Velocidad en la condición de calibración con canal excavado a 0,9 m

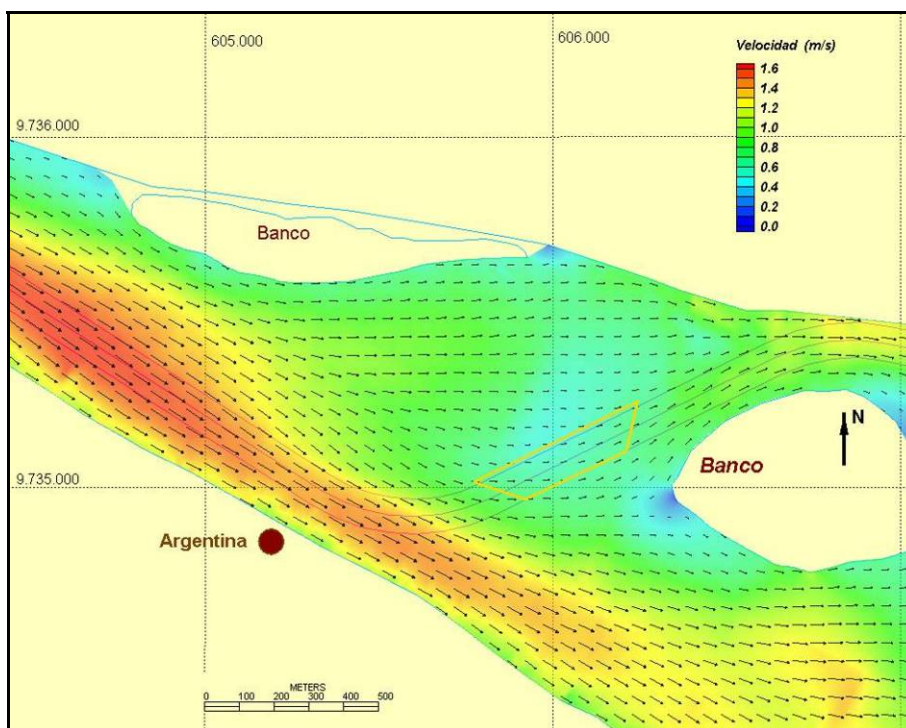


Figura 10.3–10. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Bajas

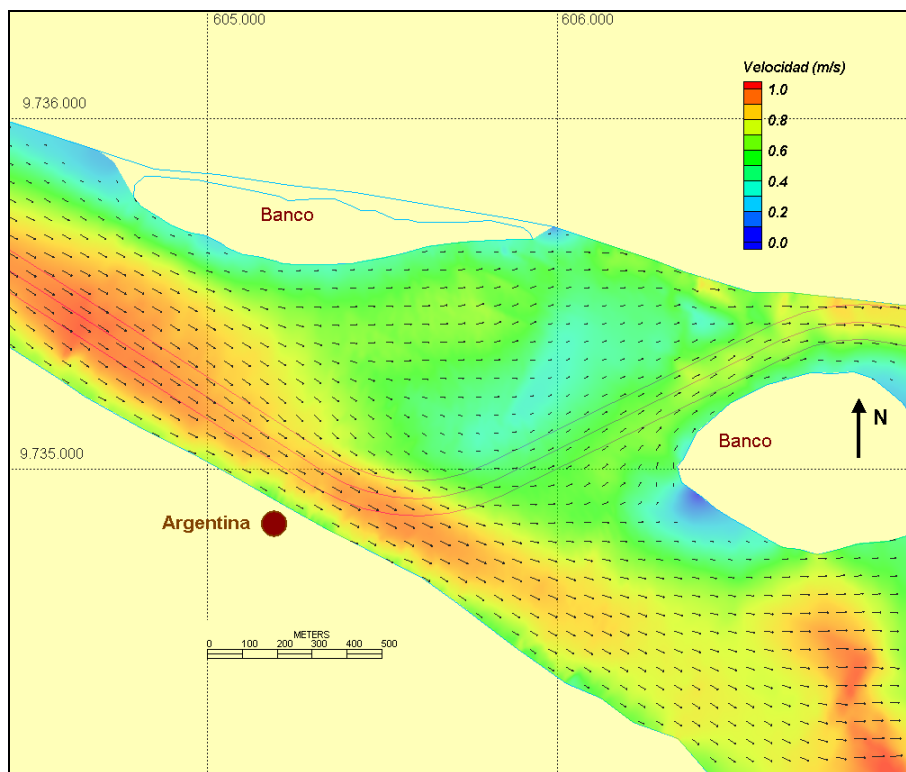


Figura 10.3–11. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Bajas, canal excavado a 0,9 m

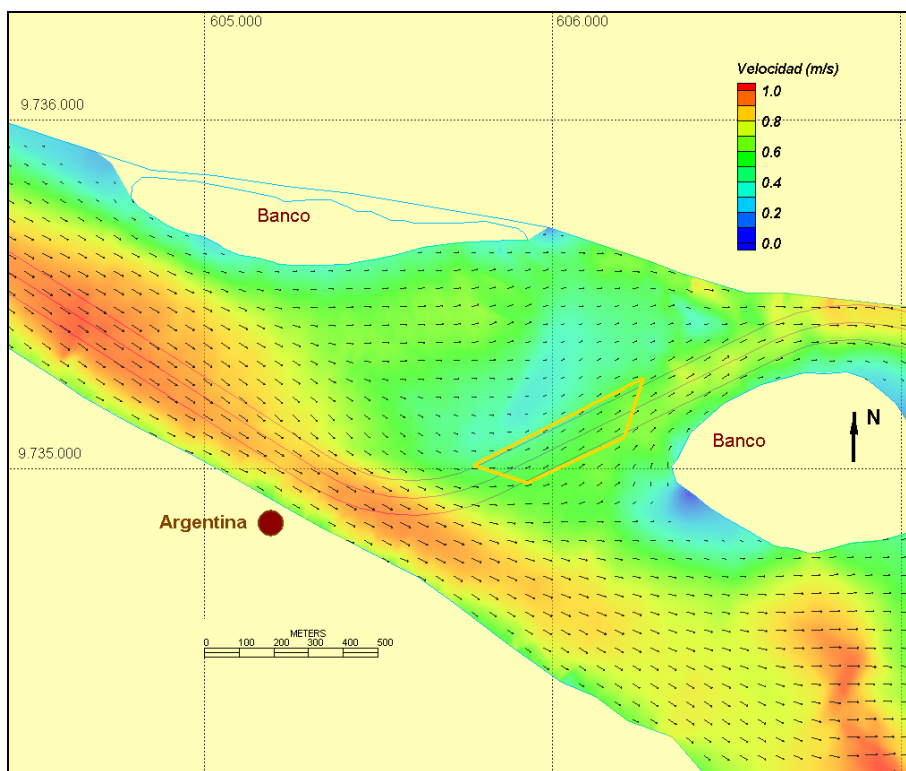


Figura 10.3–12. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Medias

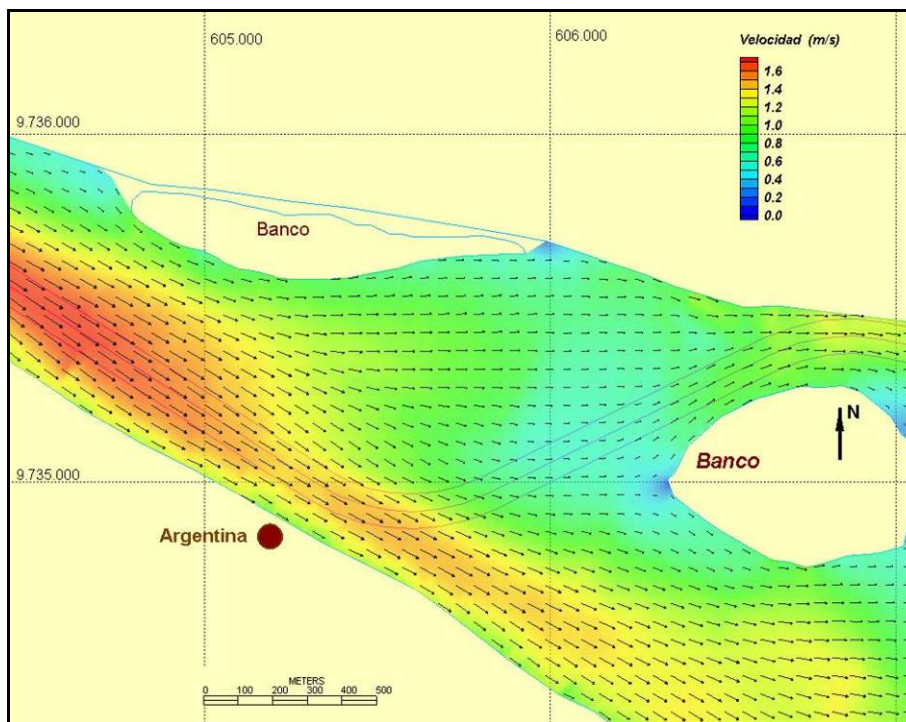


Figura 10.3–13. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Medias, canal excavado a 0,9 m

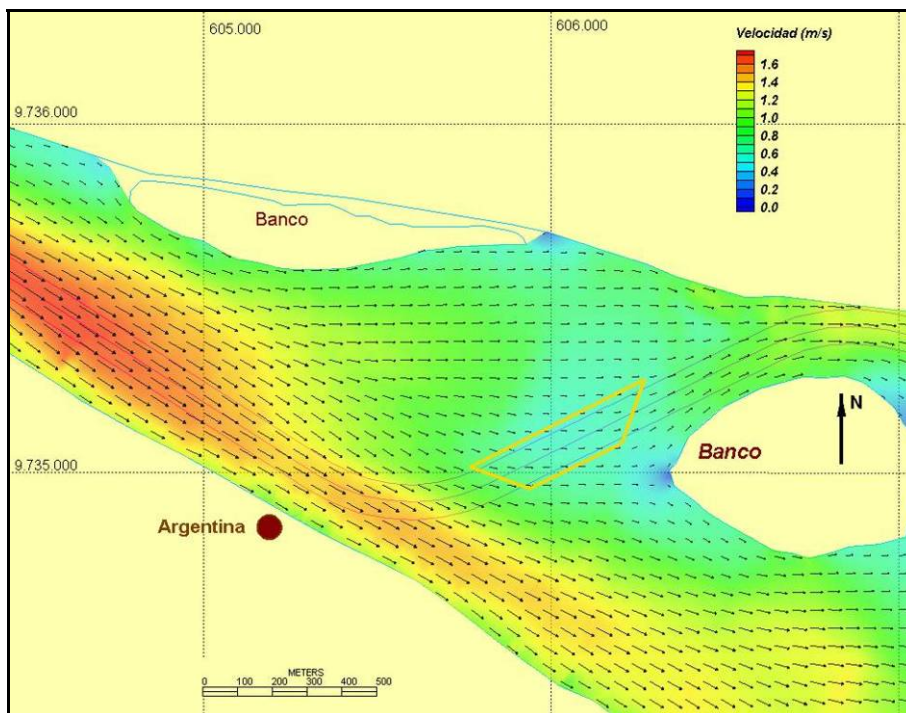
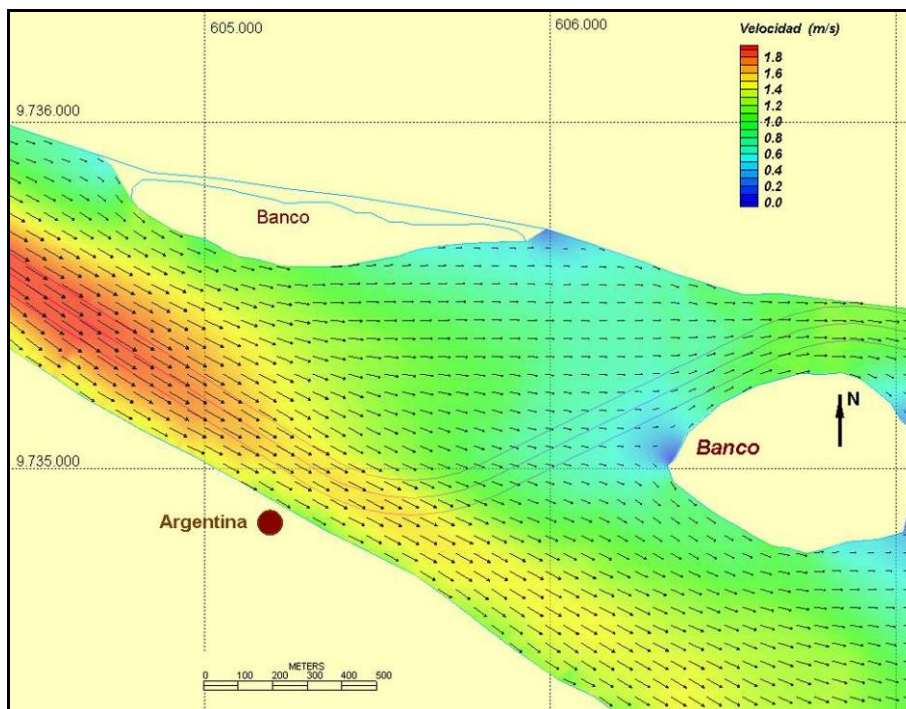


Figura 10.3–14. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Altas



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 10.3–15. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Altas, canal excavado a 0,9 m

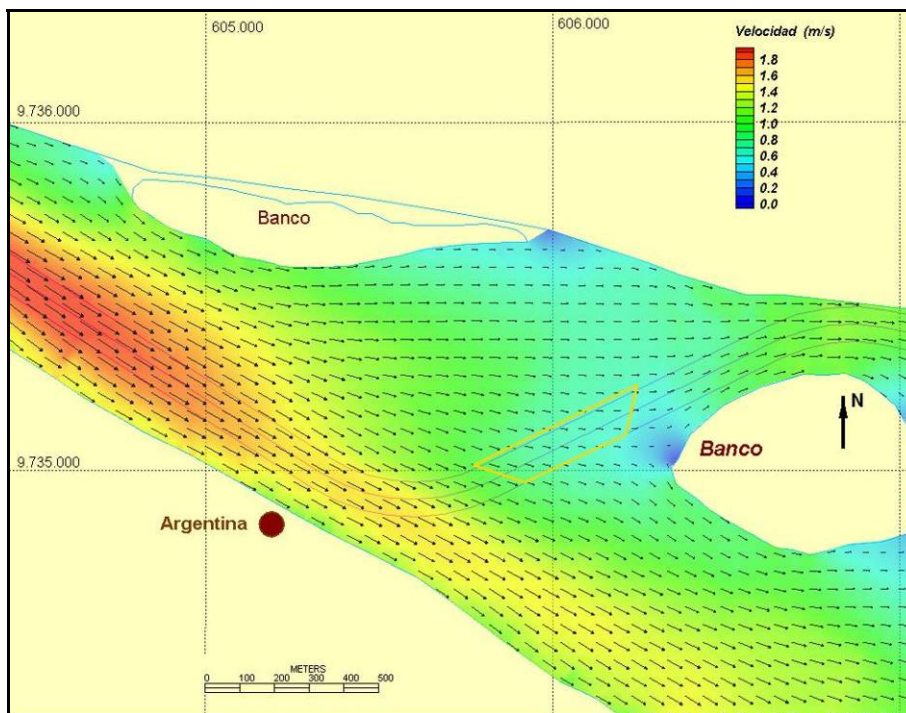


Figura 10.3–16. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Altas, canal excavado a 1,5 m

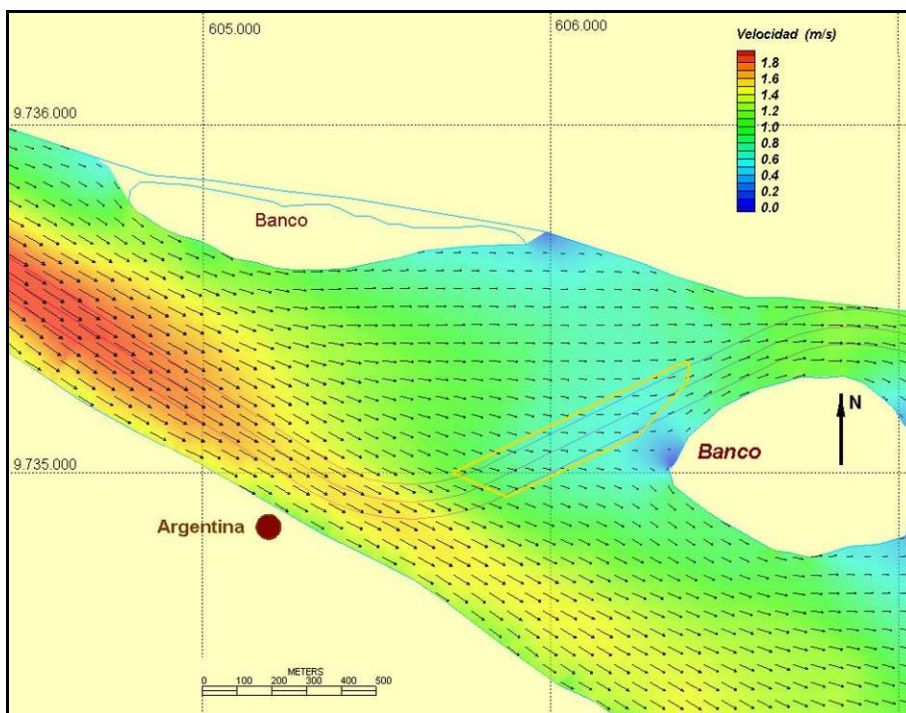


Figura 10.3–17. Sedimentación Mensual en condiciones de calibración, canal excavado a 0,9 m

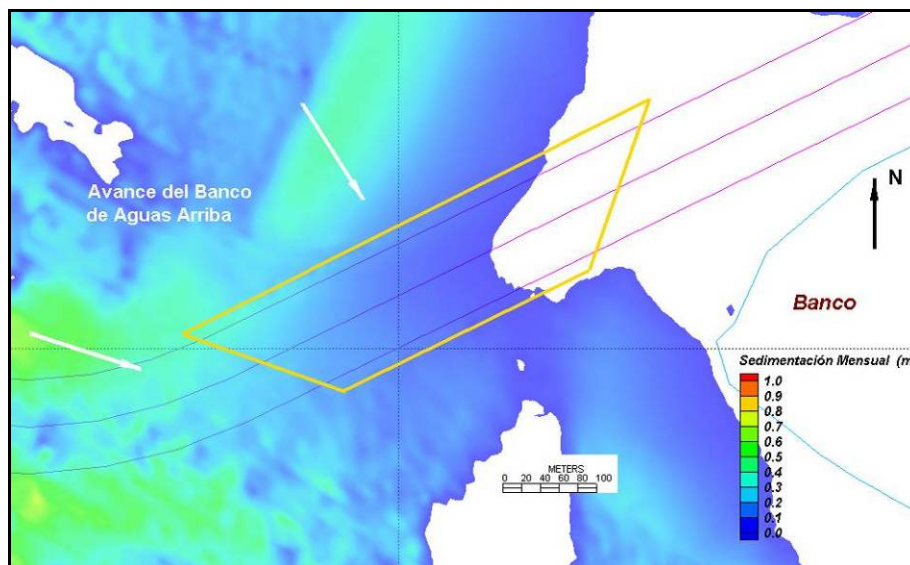


Figura 10.3–18. Sedimentación Mensual en condiciones de aguas bajas, canal excavado a 0,9 m

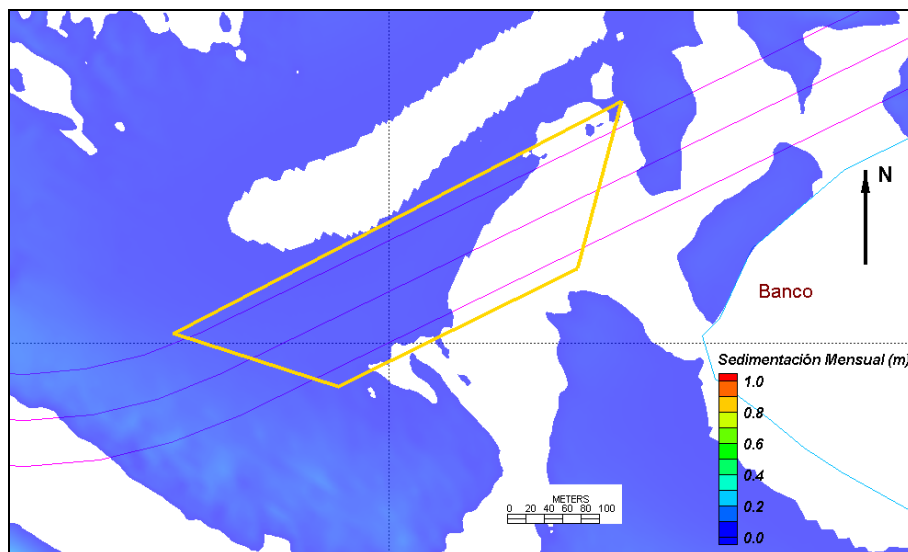


Figura 10.3–19. Sedimentación Mensual en condiciones de aguas medias, canal excavado a 0,9 m

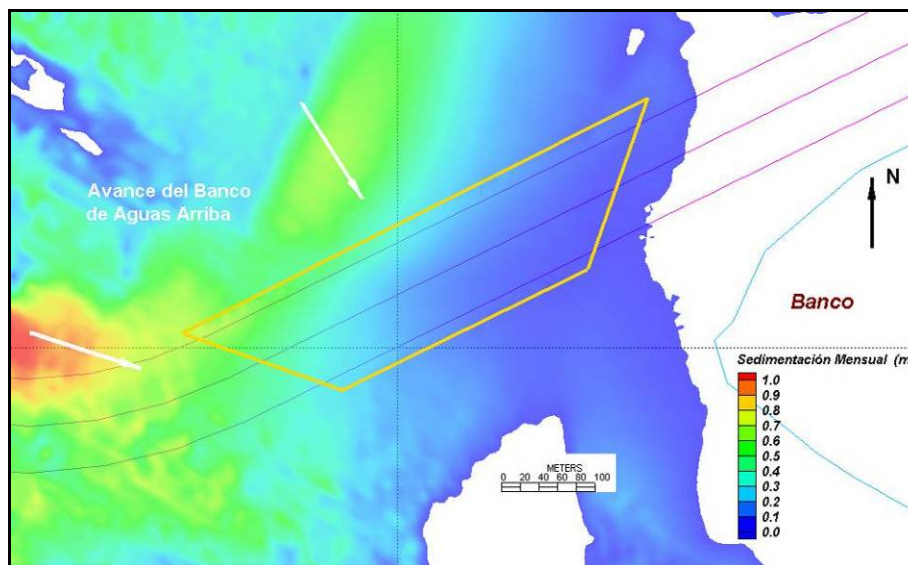


Figura 10.3–20. Sedimentación Mensual en condiciones de aguas altas, canal excavado a 0,9 m

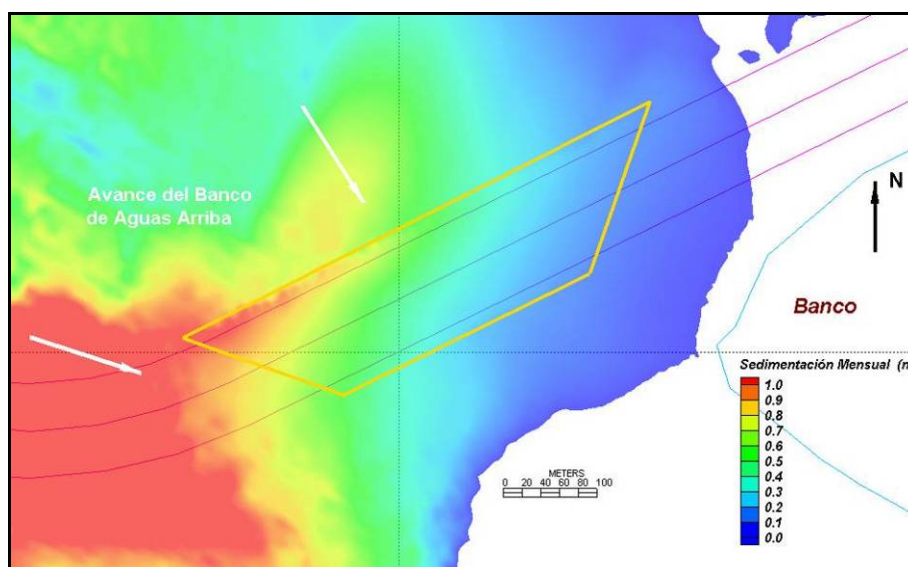
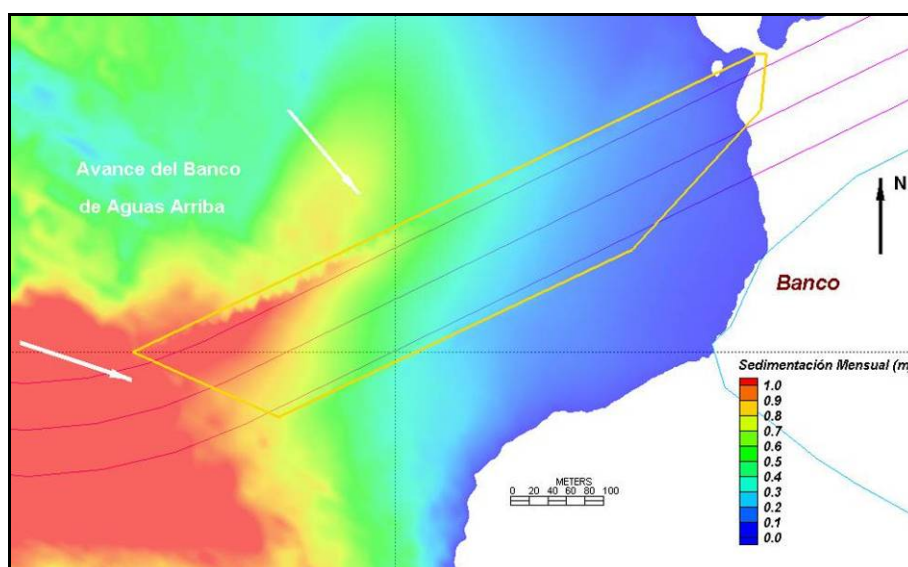


Figura 10.3–21. Sedimentación Mensual en condiciones de aguas altas, canal excavado a 1,5 m



10.4. Modelación del Mal Paso “Angoteros”

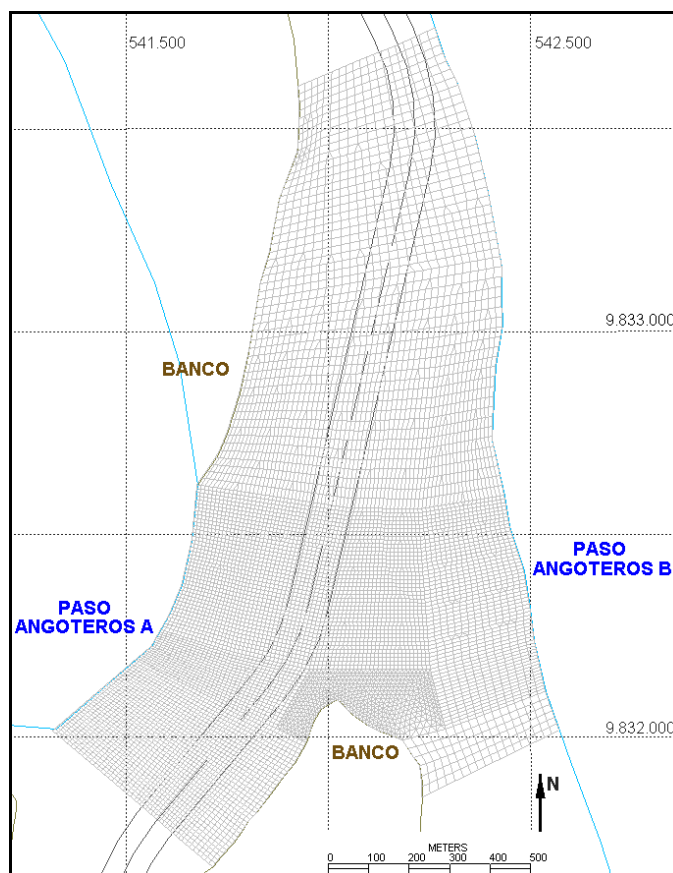
10.4.1. Implementación y Calibración del Modelo Hidrodinámico

En base a información del relevamiento del 11-03-2010, que define la batimetría de la zona fluvial de los Pasos Angoteros B y Angoteros A (zona norte) comprendidos entre las progresivas 455+192 y 456+767, se elaboró un modelo de elevación del terreno referido al sistema Datum WGS84 (Coordenadas planas UTM faja 18 SUR). Las profundidades medidas fueron reducidas al cero hidrográfico (plano de reducción de sondajes con permanencia del 97,5%), por interpolación entre los hidrómetros Campo Serio y Cabo Pantoja.

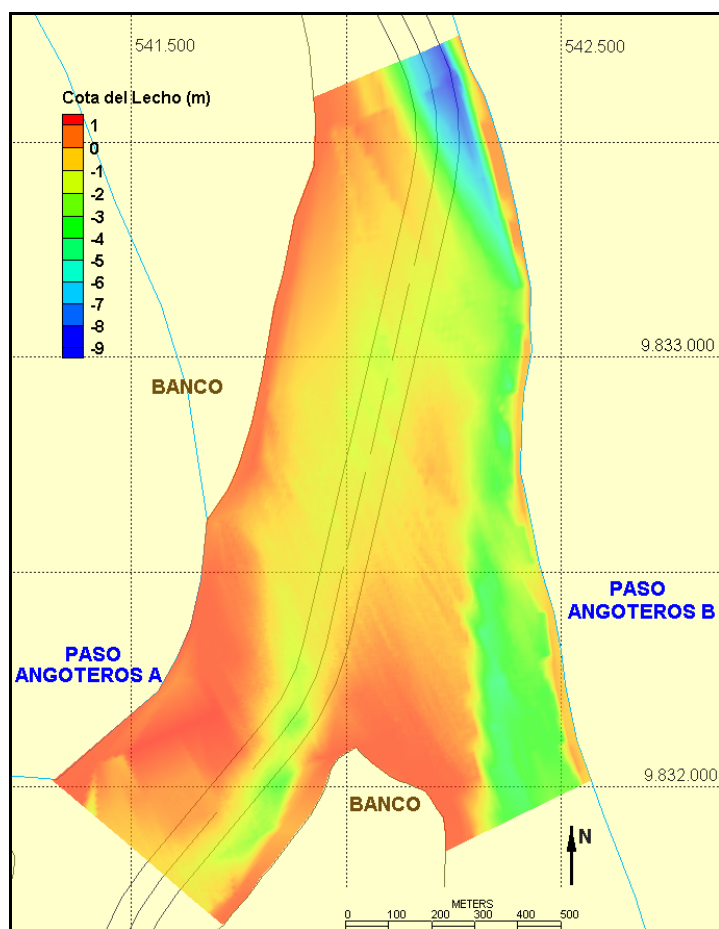
En correspondencia con la información batimétrica disponible se implementó una malla de cálculo utilizando elementos cuadrados y triangulares de ocho y seis nodos, respectivamente, con una mayor discretización en la zona del paso propiamente dicha. La malla resultante se extiende 1600 m en el sentido longitudinal; está definida por 26.069 nodos de cálculo y 8.928 elementos cuadráticos, de los cuales 7.793 son cuadriláteros y 1.135 triangulares. La longitud de los elementos es de 10 m aproximadamente en la zona de mayor discretización; y de 20 m en el resto.

La **Figura 10.4-1** presenta la malla de elementos finitos del modelo bidimensional en una vista general, y la **Figura 10.4-2** muestra una vista general de la configuración batimétrica del cauce.

Figura 10.4-1. Vista general de la Malla de elementos finitos del modelo Hidrodinámico bidimensional



**Figura 10.4–2. Modelo digital del terreno generado a partir del relevamiento batimétrico del 11/03/2010
(Cotas referidas al cero hidrográfico)**



El modelo hidrodinámico fue calibrado por ajuste del coeficiente de rugosidad de Manning y de turbulencia, con el objetivo de reproducir la distribución de velocidades medida.

En el ajuste, se utilizó la información obtenida durante la campaña de flotadores, realizada el 15 de marzo de 2010. Las velocidades superficiales registradas por los flotadores fueron corregidas, a los efectos de obtener una velocidad media de la columna de agua (que es lo que el modelo calcula).

En la **Figura 10.4–4**, se presenta la trayectoria de los derivadores lagrangianos con sus correspondientes velocidades corregidas.

En la definición de las condiciones de contorno de la modelación para la calibración hidrodinámica, se utilizó información registrada para la misma fecha en que se realizó la campaña de flotadores (15 de Marzo de 2010).

La condición de borde norte, se definió en base a la ley $H - Q$ de Mazan, ajustada por la relación de área de la cuenca de aporte hasta el paso Crítico Angoteros. Como se observa en la **Figura 10.4–3**, el estado del río en la zona de estudio, para la fecha de medición, es el correspondiente a una crecida, con incrementos de caudal que en la zona modelada son mayores a los de Mazan, debido a la deformación que experimenta la onda de crecida en su recorrido. A los fines de tener

en cuenta ésta deformación, se ajustó el caudal en el Paso Angoteros B, en base a las velocidades medidas, resultando un valor de 2.900 m³/s (20 % más que lo calculado con la ley H – Q de Mazan).

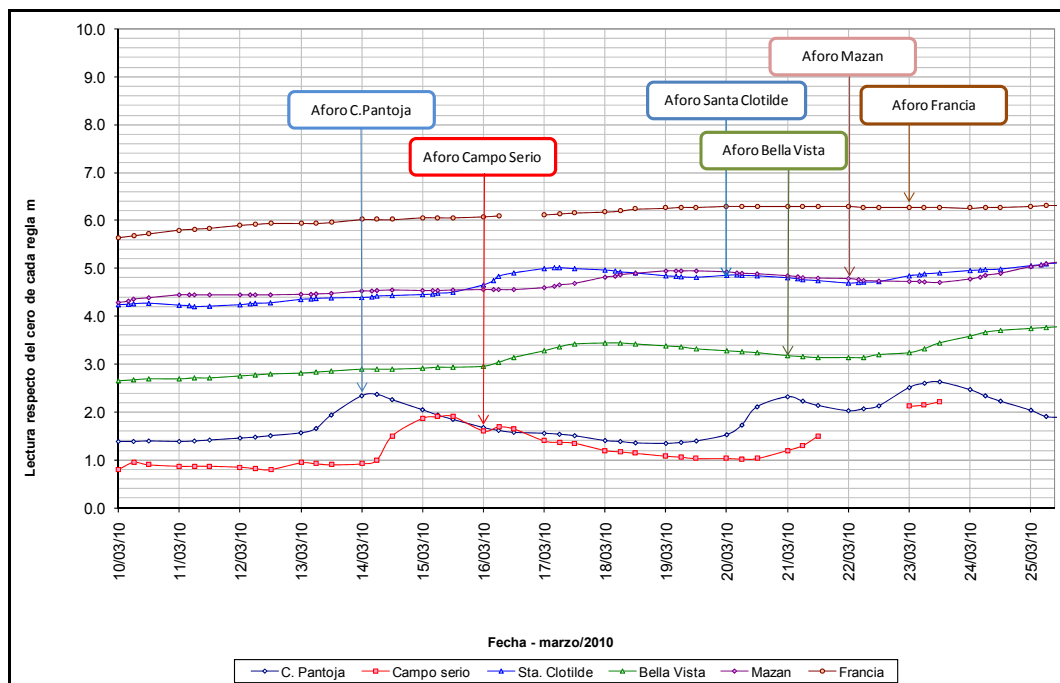
En el borde sur se impuso el nivel interpolado (entre las escalas de Campo Serio y Cabo Pantoja) de 2,4 m referido al cero hidrográfico. Los valores se resumen en la **Tabla 10.4–1**.

Tabla 10.4–1. Condiciones Hidrodinámicas de Calibración.

	Caudal (m ³ /s)	Nivel al cero hidrográfico (m)
Mazan	5450	4,9
Campo Serio	— — —	2,40
Paso Critico Angoteros B	2900	2,44
Cabo Pantoja	— — —	2,55

Datos correspondientes al día 15/03/2010

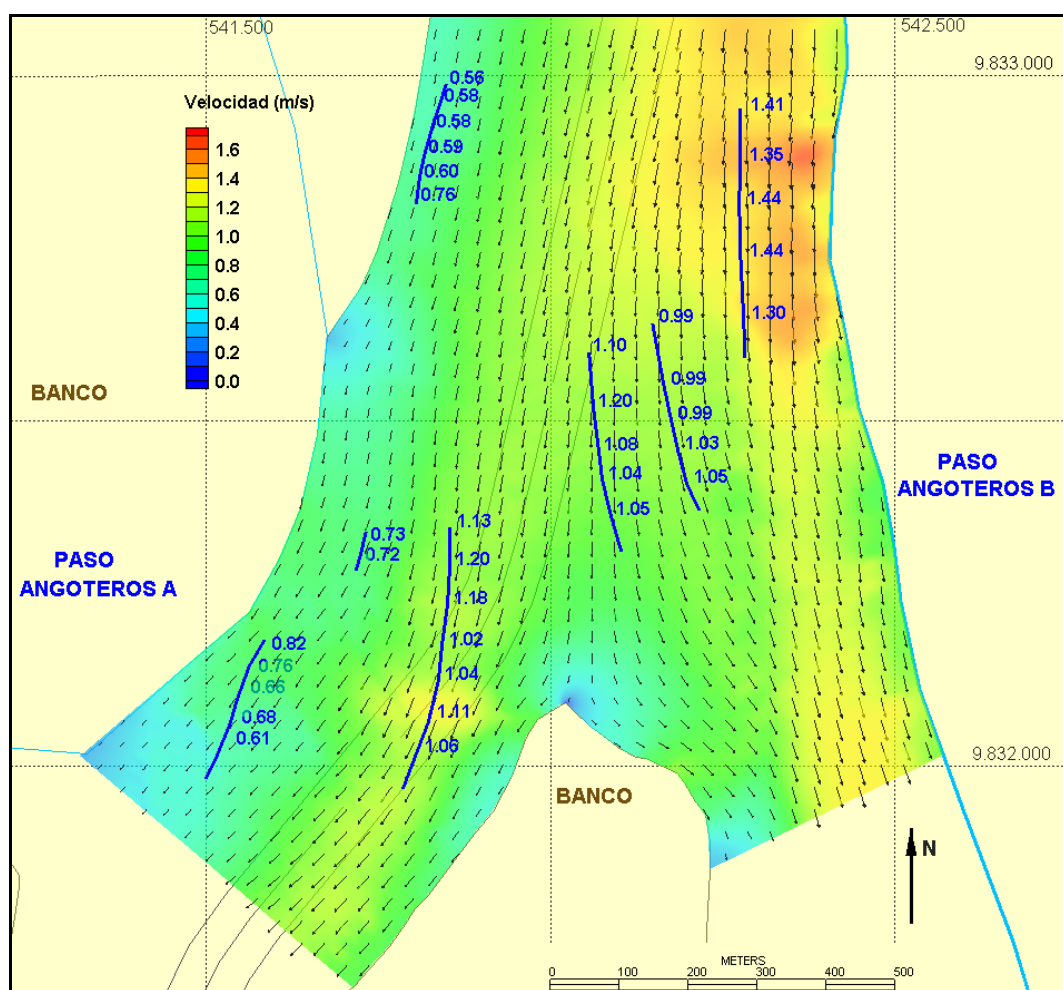
Figura 10.4–3. Niveles en las estaciones hidrométricas para el período 10 a 25 de Marzo



El modelo se corrió hasta obtener una solución estable de forma que la diferencia de nivel de la superficie libre entre iteraciones de cálculo sucesivas en todos los nodos de la malla fuese inferior a 0,001 m. En esta situación se considera que la solución fue convergente.

La comparación del campo de velocidades para la condición de calibración con los valores medidos, se presenta en la **Figura 10.4-4** en la que se superponen las trayectorias y módulos de las velocidades medidas con los flotadores, a los generados por simulación numérica en la zona. En ella puede observarse que si bien existen diferencias menores entre los valores calculados y los medidos, el modelo representa satisfactoriamente tanto la dirección como el módulo del campo de velocidad medido. Por lo tanto se considera que el modelo está calibrado para esta condición hídrica y morfológica.

Figura 10.4-4. Distribución espacial de la velocidad de flujo en la condición de calibración



10.4.2. Implementación y Calibración del Modelo Sedimentológico

El modelo sedimentológico implementado, simula el transporte de sedimentos para la condición de calibración, usando las velocidades y profundidades calculadas mediante el modelo hidrodinámico.

En base al muestreo realizado se adoptó $D_{50} = 470 \mu\text{m}$ como diámetro representativo de la granulometría típica del material del lecho. Luego utilizando los conceptos establecidos por van Rijn se calculó la velocidad de caída del material en suspensión, la cual resultó ser 0,043 m/s.

Las concentraciones naturales de sedimentos en el río, se representaron por medio de la siguiente ley de Yang, que es la que mejor ajusta a los valores registrados (aforos sólidos) en la zona de estudio:

$$C_s = 28,924 \cdot U^{1,8795}$$

Donde:

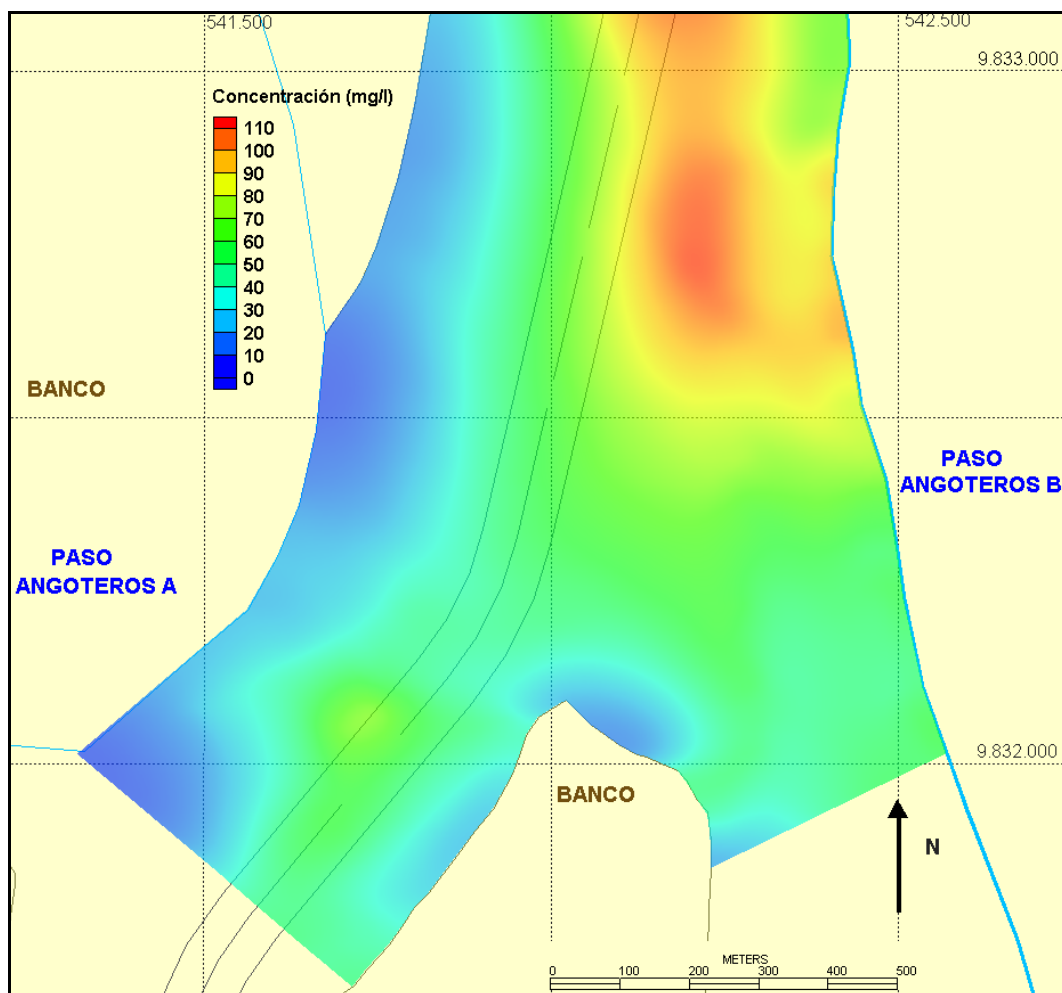
C_s = concentración (mg/L).

U = velocidad media (m/s).

La condición de borde que debe imponerse al modelo es la concentración de sedimentos en suspensión que ingresa en el extremo de aguas arriba.

El modelo, fue calibrado por ajuste de los parámetros sedimentológicos (coeficientes de dispersión turbulenta y de rugosidad del lecho, y concentración de sedimentos ingresantes), hasta que las concentraciones de material transportado calculadas por el mismo fueron del mismo orden de magnitud que las medidas. En ese momento se consideró que el modelo es capaz de reproducir, mediante su fórmula de cálculo del transporte, las concentraciones para otras condiciones hídricas diferentes de las medidas. La **Figura 10.4–5**, presenta la distribución de concentración de sedimentos para la condición de calibración.

Figura 10.4–5. Distribución espacial de concentración de sedimento en suspensión en la condición de calibración



10.4.3. Explotación de los Modelos

Con el fin de analizar el efecto que tendrá la apertura del canal en los procesos sedimentológicos, se realizó la explotación de los modelos (hidrodinámico y sedimentológico) para los siguientes escenarios:

- Se modificaron, en el canal, las cotas del Modelo Digital del Lecho, hasta obtener una **profundidad mínima de 0,9 m**. Este valor surge de considerar una profundidad de 5 pies (1,53 m) respecto al plano de referencia con permanencia del 95% del tiempo, como el valor necesario para navegar con una embarcación de 4 pies de calado y 1 pie de revancha.

Como el modelo está referido al plano de reducción de sondajes, que en este paso se encuentra 0,95 m por debajo del anterior, la profundidad requerida al plano de reducción es de aproximadamente 0,6 m. Se sumó un sobredragado técnico de 0,3 m para determinar la condición del lecho postdragado, resultando el valor adoptado de 0,9 m. En éste escenario se corrió el modelo sedimentológico para tres condiciones hidrodinámicas (**Tabla 10.4–2**): Aguas Bajas, Caudal Dominante y Aguas Altas.

Las condiciones de caudal dominante presentan caudales semejantes a las de aguas medias ($Q_{\text{aguas medias}} = 2900 \text{ m}^3/\text{s}$).

- Se modificaron, en el canal, las cotas del Modelo Digital del Lecho, hasta obtener una **profundidad mínima de 1,5 m**. Este valor surge de considerar la situación anterior más un margen adicional de seguridad por fluctuaciones del nivel del río de 0,6 m. En éste escenario se simuló también las condiciones hidrodinámicas de Aguas Bajas, Aguas Altas y de Caudal Dominante.

Tabla 10.4–2. Condiciones hidrodinámicas para los escenarios de explotación.

Condición	Nivel Mazán (m)	Caudal Mazán m^3/s	Caudal Paso Angoteros B (Borde Norte del Modelo) (m^3/s)	Nivel Paso Angoteros B (Borde Sur del Modelo) (m)
Aguas Bajas	3,1	2700	1100	0,3
Caudal Dominante	6,0	7160	3200	3,2
Aguas Altas	7,5	9740	4300	4,3

Los resultados obtenidos, se presentan en la **Figura 10.4–6 a 10.4–24**, y en la **Tabla 10.4–3**. Puede observarse que la profundización del canal produce un leve descenso en el módulo de la velocidad, lo cual provoca una mayor sedimentación.

Por otro lado, el hecho de que en aguas bajas se produzca en ocasiones mayor sedimentación que en aguas medias, se debe al encauzamiento que se produce al descender el nivel de agua y quedar amplios bancos en descubierto, con lo cual la sección de escurrimiento se estrecha, y las velocidades no disminuyen sino que localmente incluso pueden aumentar.

Tabla 10.4–3. Resultados de la modelación
Sedimentación mensual en el canal excavado para las distintas condiciones simuladas

			Volumen Dragado Apertura (m ³)	Superficie (m ²)	Volumen Mensual Sedimentado (m ³)	Espesor Medio Mensual Sedimentado (m)	Porcentaje sedimentado Mensualmente respecto al . dragado de Apertura (%)	Periodo en que sedimenta un volumen equivalente a la apertura (meses)
Dragado a –0.9 m	Angoterros A	Aguas Bajas	15100	31500	2500	0,08	17	6,0
		Caudal Dominante			1600	0,05	11	9,4
		Aguas Altas			1700	0,05	12	8,9
	Angoterros B	Aguas Bajas	3200	20800	1300	0,06	41	2,5
		Caudal Dominante			3200	0,16	100%	0,8
		Aguas Altas			3200	0,16	100%	0,4
	Total	Aguas Altas	18300	52300	3800	0,07	21	4,8
		Caudal Dominante			5800	0,11	32	3,2
		Aguas Altas			9000	0,17	49	2,0
Dragado a –1.5 m	Angoterros A	Aguas Bajas	34000	47200	5800	0,12	17	5,9
		Caudal Dominante			2500	0,05	7	13,6
		Aguas Altas			2600	0.06	8	13.1
	Angoterros B	Aguas Bajas	23400	76200	4400	0,06	19	5,3
		Caudal Dominante			18700	0.25	80	1.3
		Aguas Altas			23400	0.31	100%	0.7
	Total	Aguas Bajas	57400	123400	10200	0,08	18	5,6
		Caudal Dominante			21200	0.17	37	2.7
		Aguas Altas			36100	0.29	63	1.6

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 10.4–6. Cota del Lecho, canal excavado a 0,9 m (Cotas referidas al cero hidrográfico)

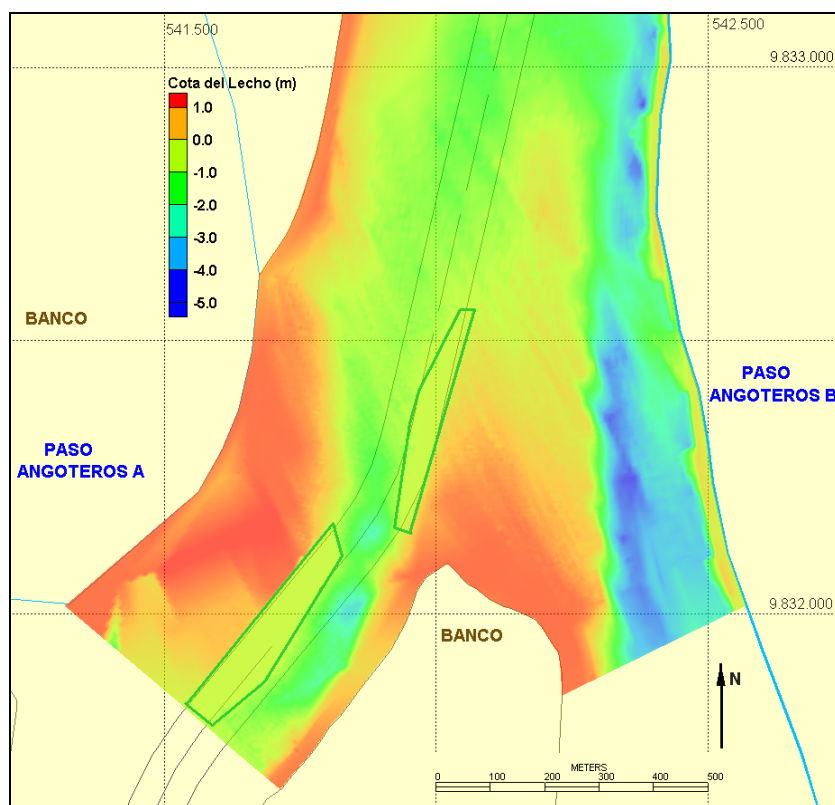


Figura 10.4–7. Espesor dragado para alcanzar una profundidad mínima de 0,9 m en el canal

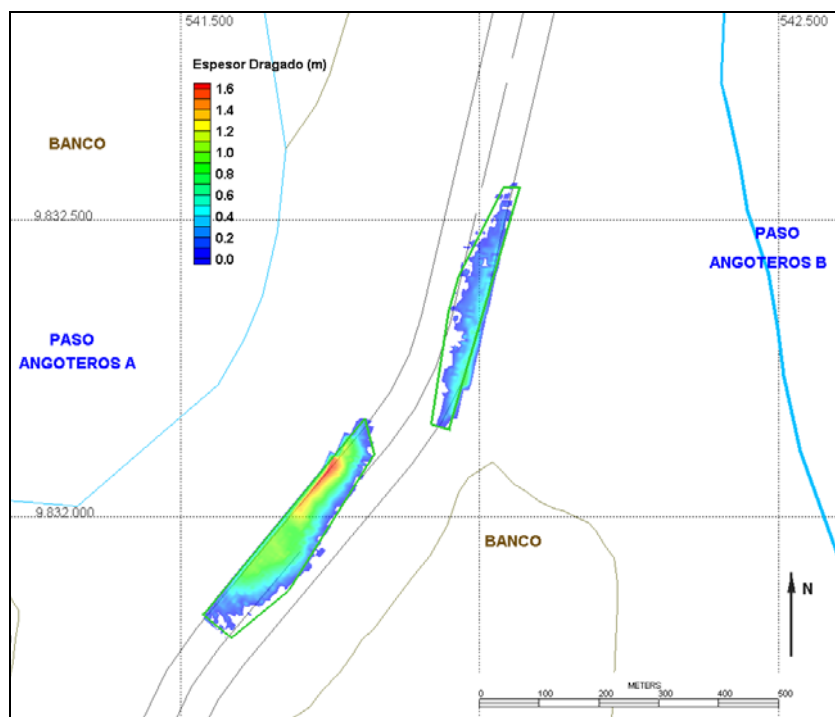


Figura 10.4–8. Cota del Lecho, Canal excavado a 1,5 m (Cotas referidas al cero hidrográfico)

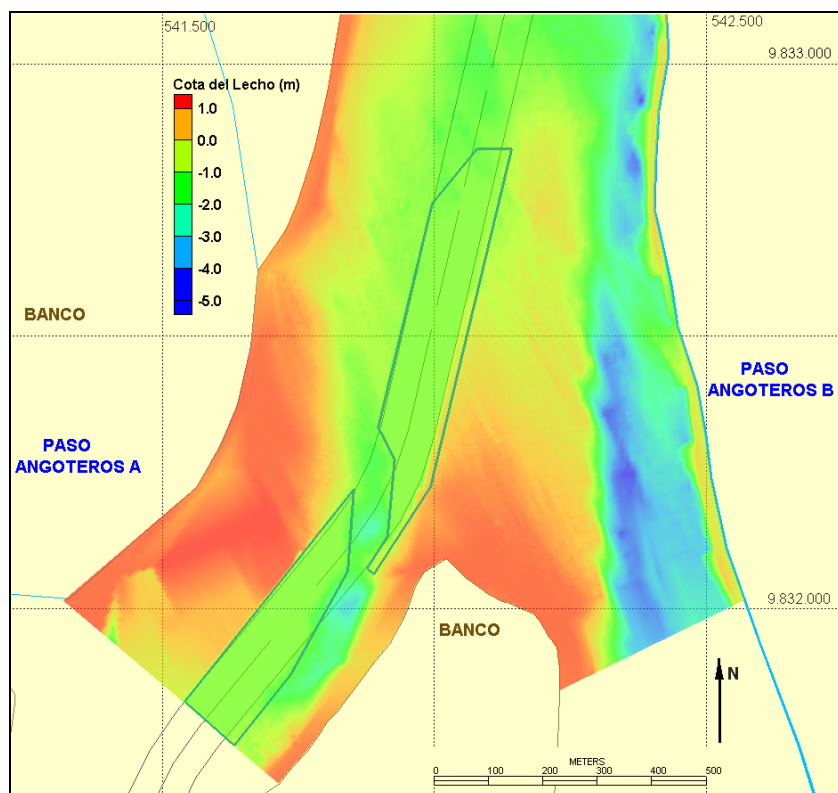


Figura 10.4–9. Espesor dragado para alcanzar una profundidad mínima de 1,5 m en el canal

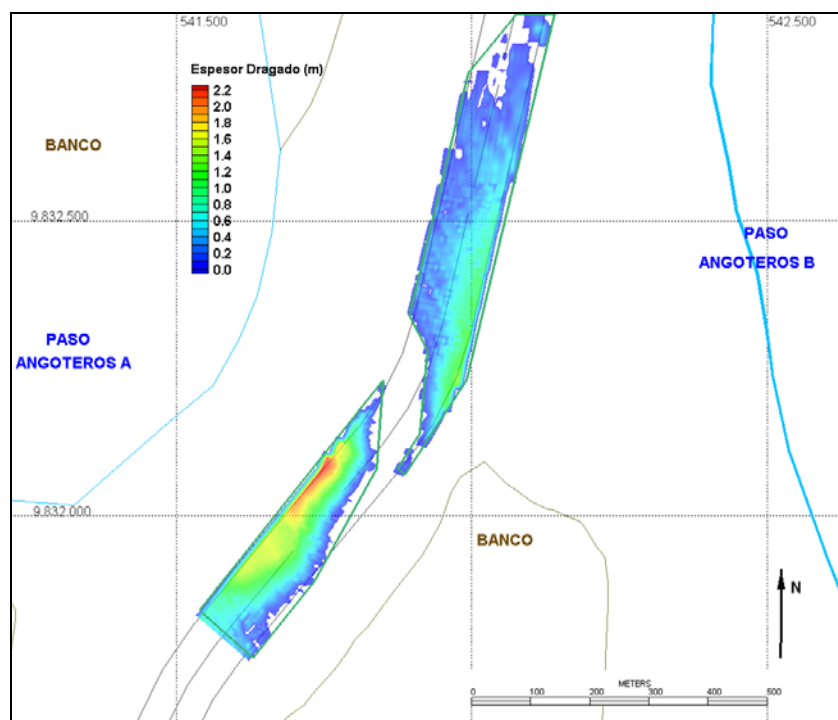
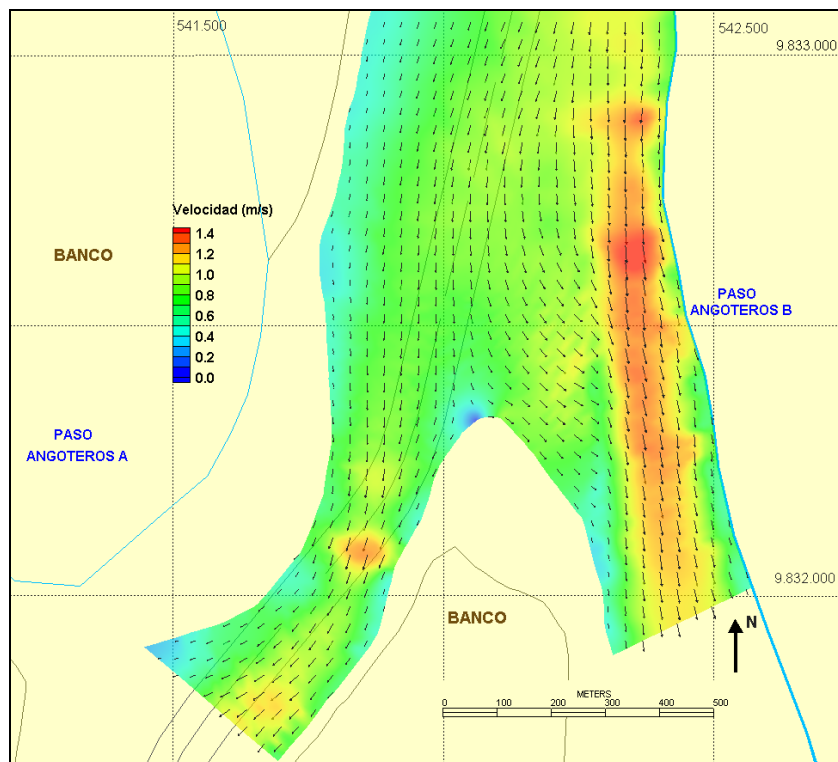


Figura 10.4–10. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Bajas



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 10.4–11. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Bajas, canal excavado a 0,9 m

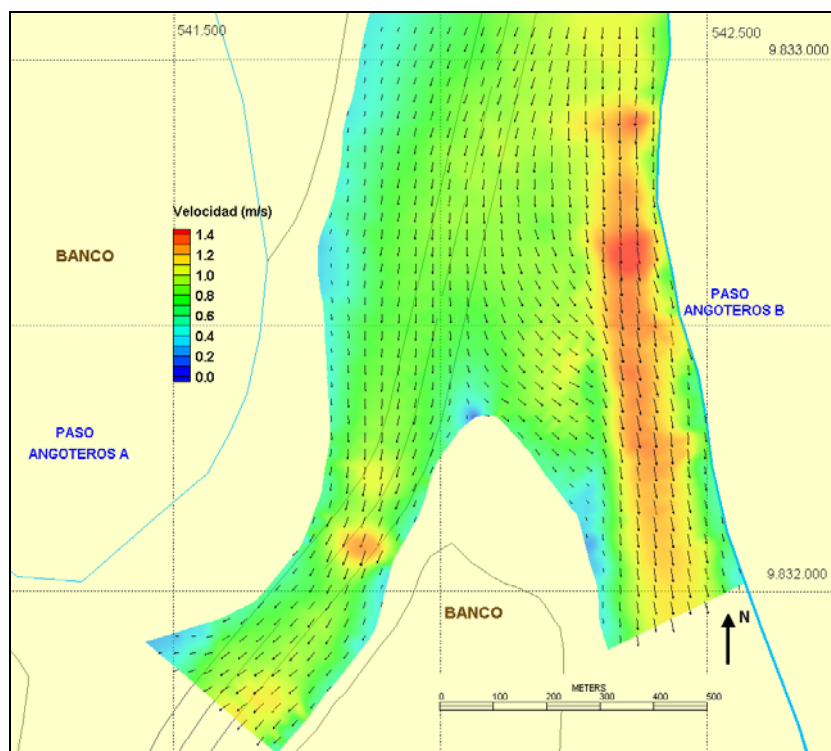


Figura 10.4–12. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Bajas, canal excavado a 1,5 m

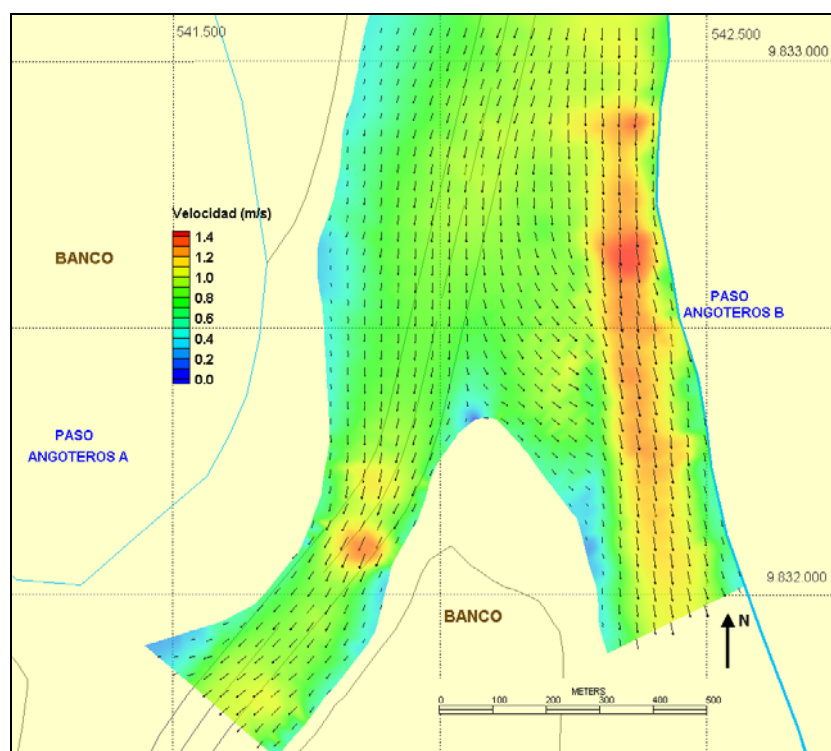
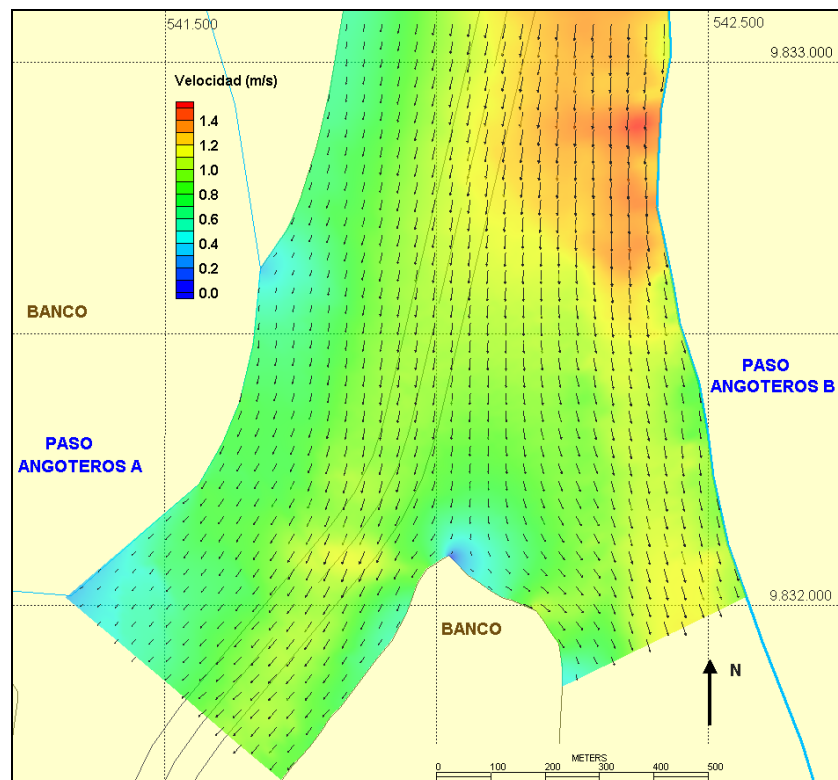


Figura 10.4–13. Campo de Velocidad en condiciones de Caudal Dominante



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 10.4–14. Campo de Velocidad en condiciones de Caudal Dominante, canal excavado a 0,9 m

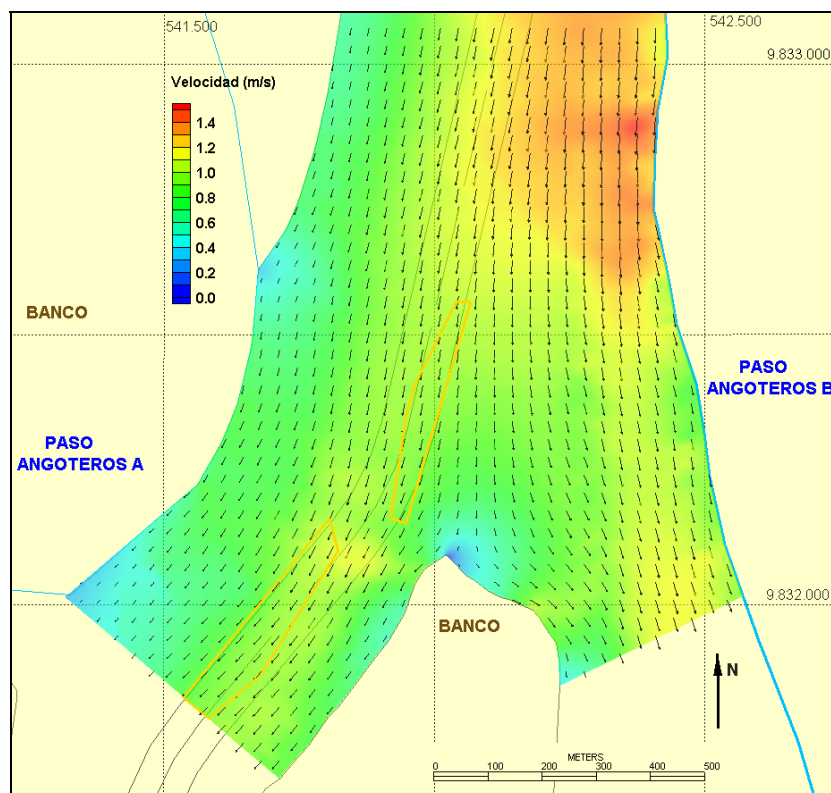


Figura 10.4–15. Campo de Velocidad en condiciones de Caudal Dominante, canal excavado a 1,5 m

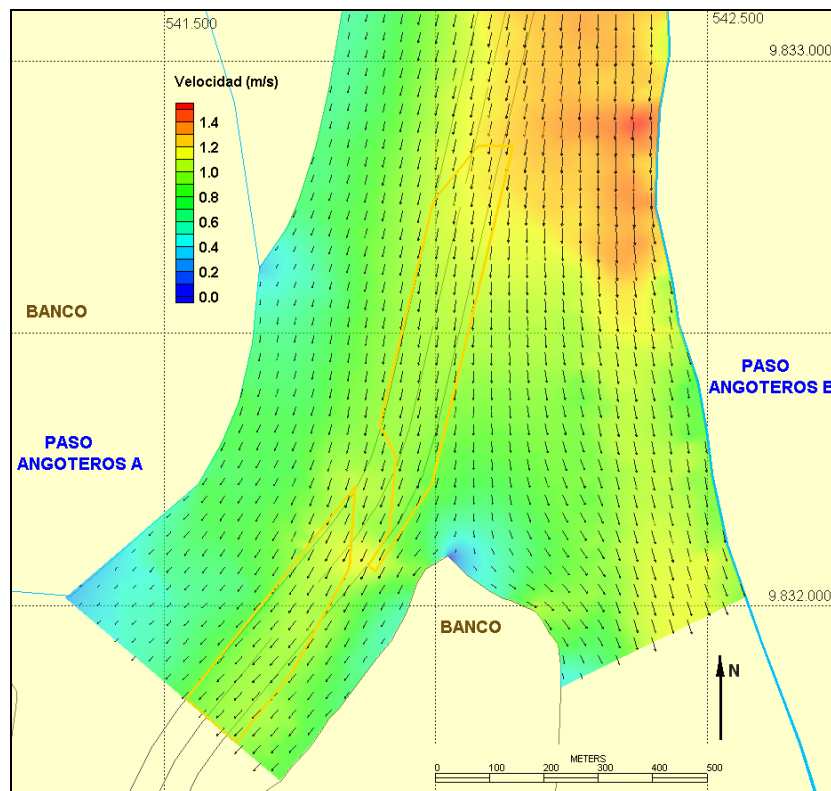
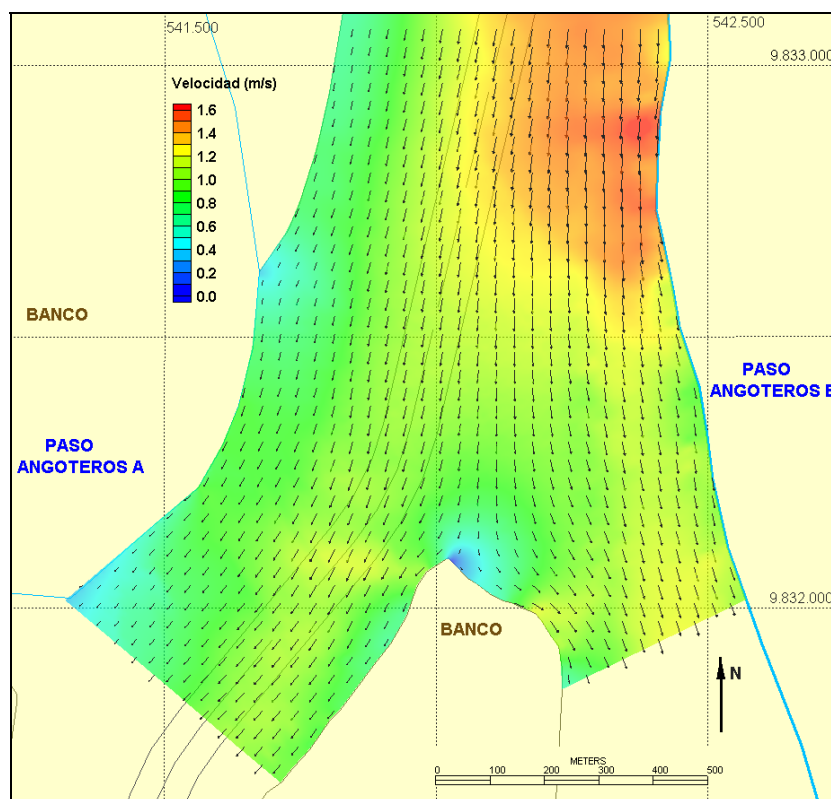


Figura 10.4–16. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Altas



Director de Proyecto:
Julio Cardini

Figura 10.4–17. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Altas, canal excavado a 0,9 m

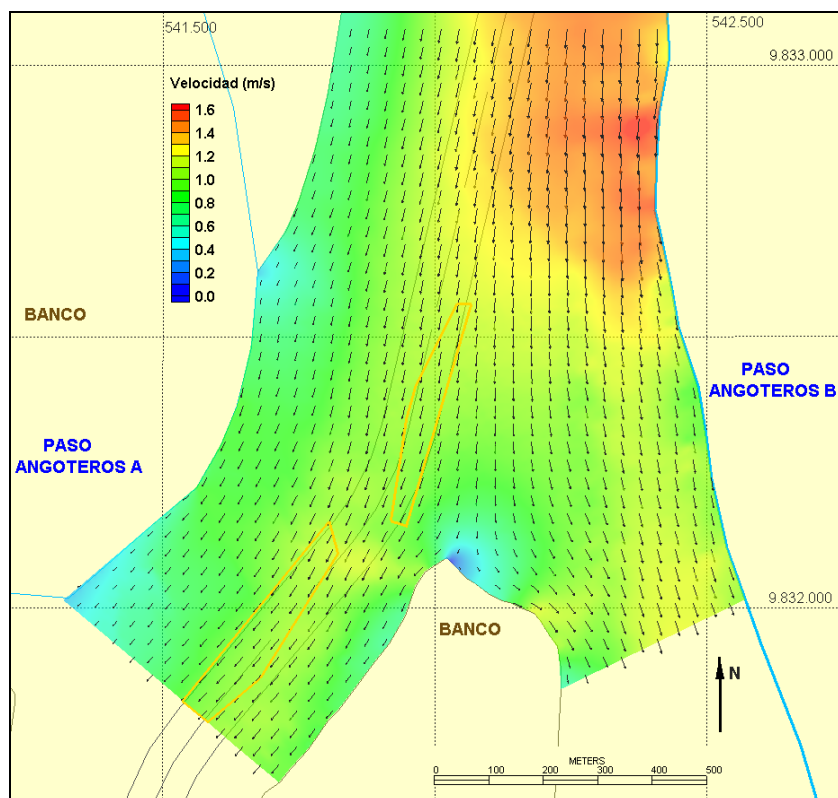


Figura 10.4–18. Campo de Velocidad en condiciones de Aguas Altas, canal excavado a 1,5 m

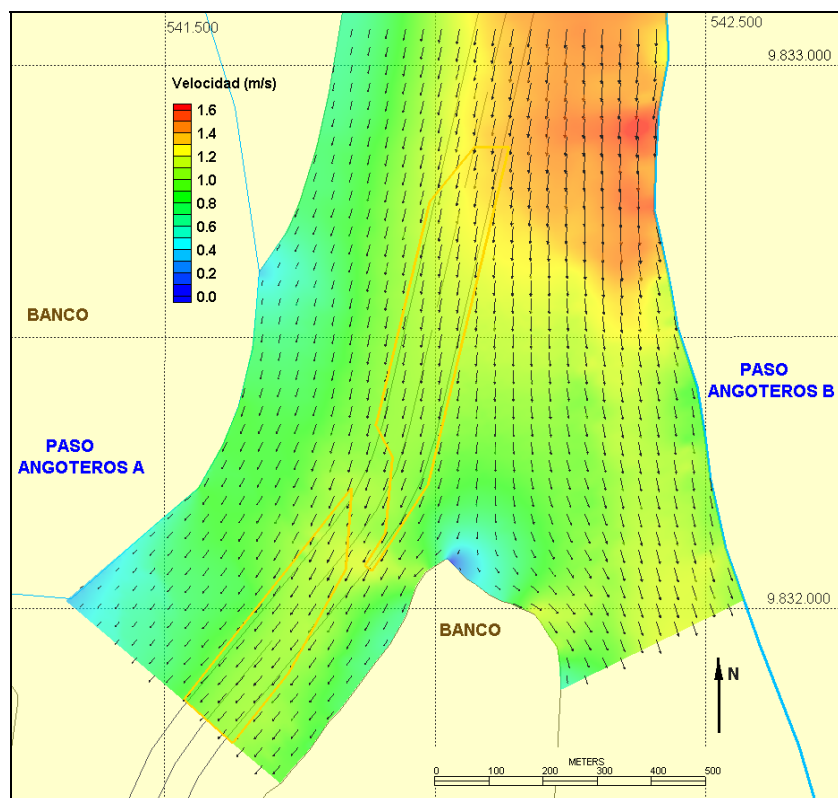


Figura 10.4–19. Sedimentación Mensual en condiciones de Aguas Bajas, canal excavado a 0,9 m

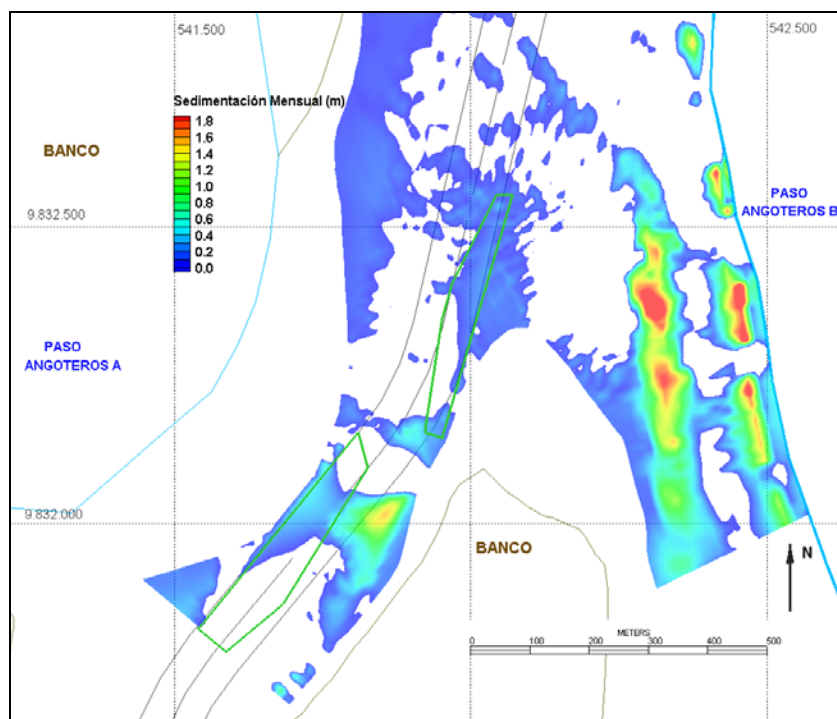


Figura 10.4–20. Sedimentación Mensual en condiciones de Aguas Bajas, canal excavado a 1,5 m

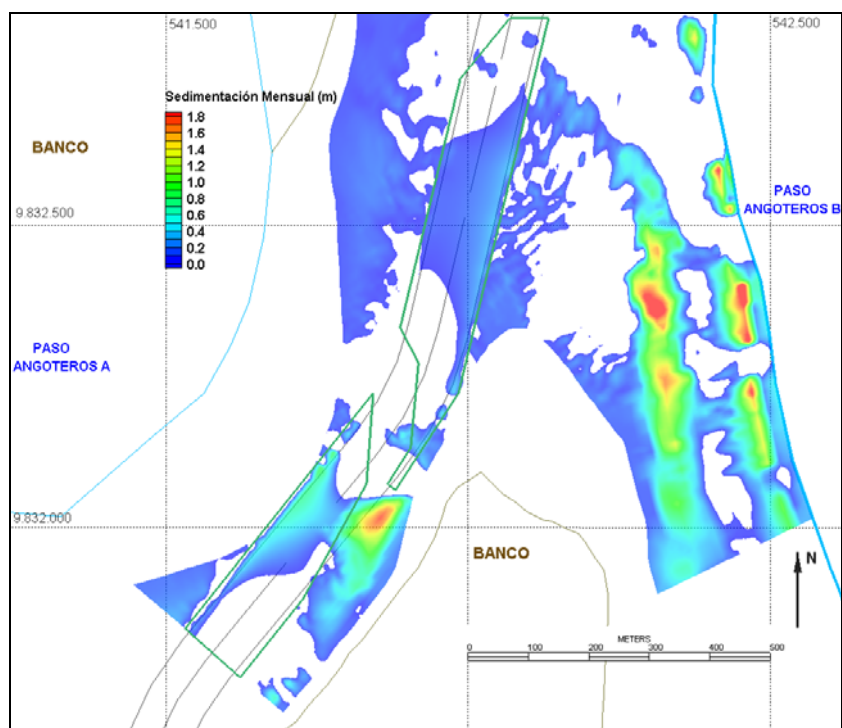


Figura 10.4–21. Sedimentación Mensual en condiciones de caudal dominante, canal excavado a 0,9 m

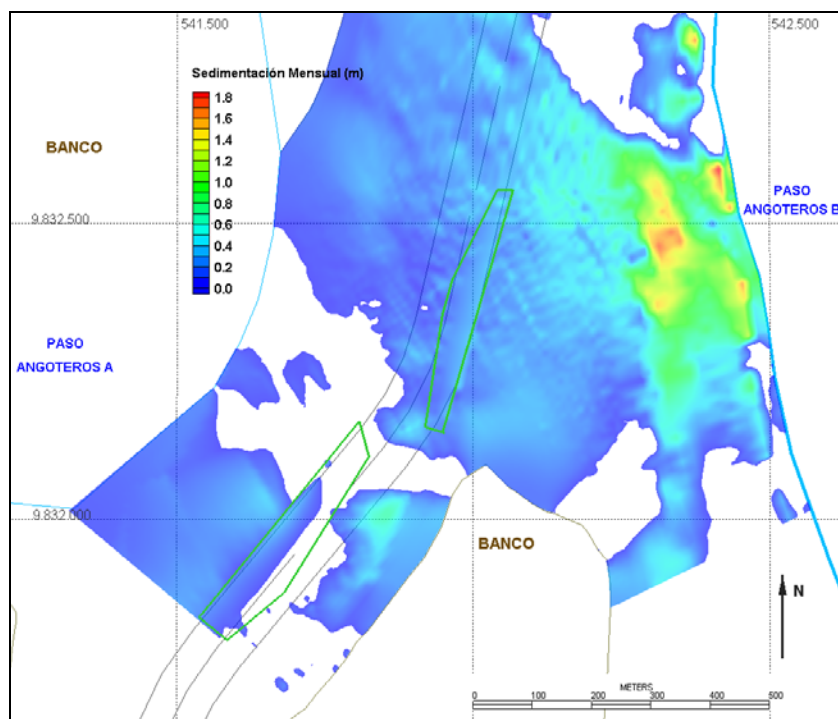


Figura 10.4–22. Sedimentación Mensual en condiciones de caudal dominante, canal excavado a 1,5 m

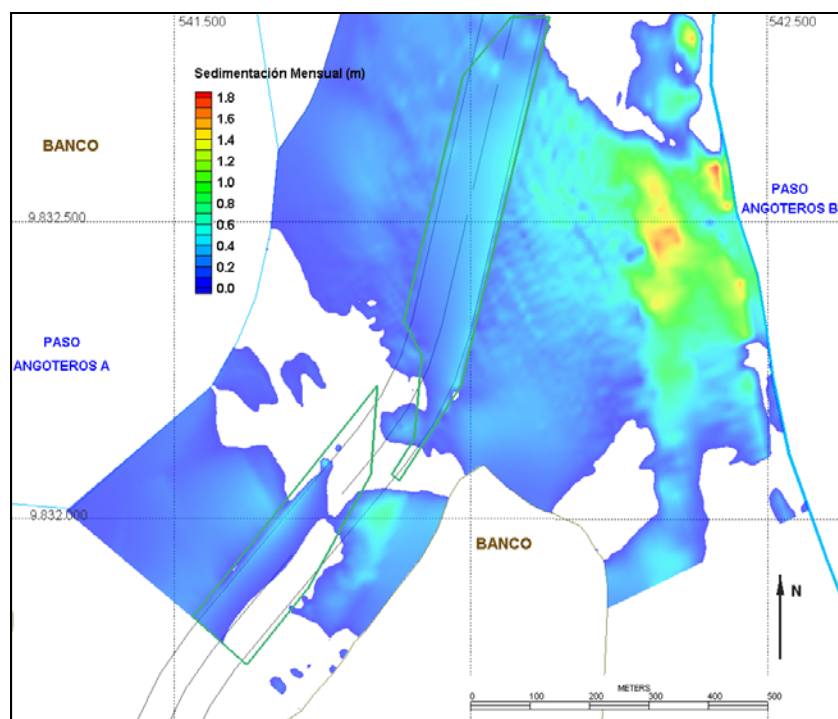


Figura 10.4–23. Sedimentación Mensual en condiciones de aguas altas, canal excavado a 0,9 m

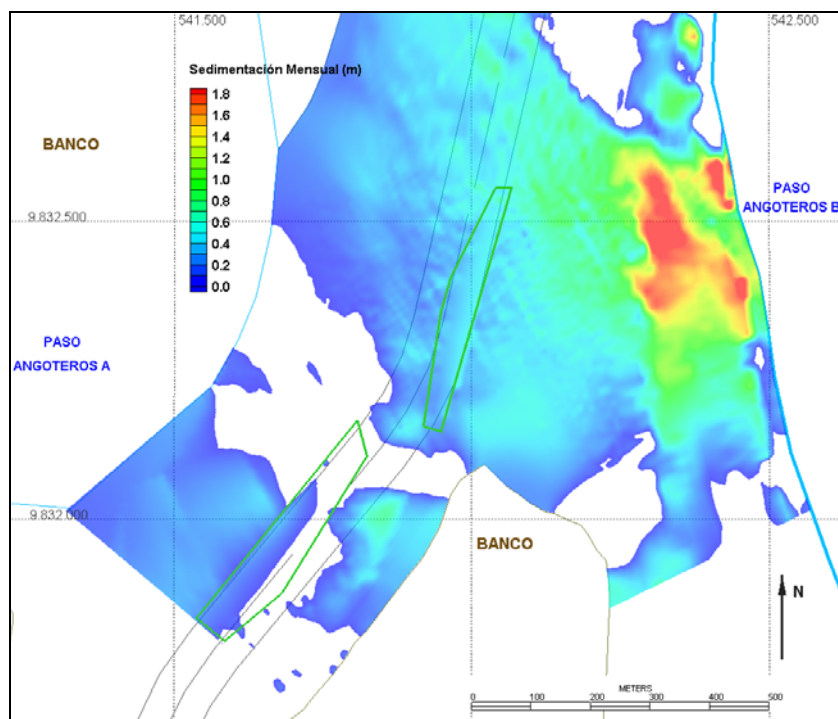
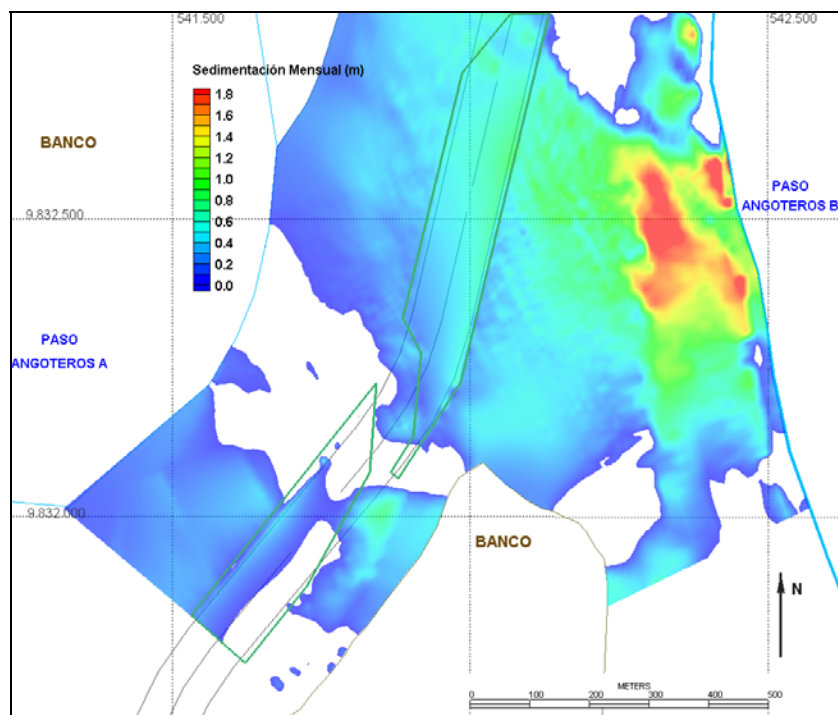


Figura 10.4–24. Sedimentación Mensual en condiciones de aguas altas, canal excavado a 1,5 m



11. ESTIMACIÓN DE POSIBLES VOLÚMENES DE DRAGADO EN LOS MALOS PASOS

11.1. Tramo Peruano del río Napo

Para estimar los volúmenes de dragado de apertura de los Malos Pasos existentes en el tramo peruano del río Napo para una permanencia de la navegación del 95% del tiempo, se consideraron las condiciones de cotas de dragado anteriormente presentadas:

- a) Profundidad mínima de 0,9 m, que surge de considerar una profundidad de 5 pies (1,53 m) respecto al plano de referencia con permanencia del 95% del tiempo, como el valor necesario para navegar con una embarcación de 4 pies de calado y 1 pie de revancha. Como el modelo está referido al plano de reducción de sondajes, que en este paso se encuentra 0,95 m por debajo del anterior, la profundidad requerida al plano de reducción es de aproximadamente 0,6 m. Se sumó un sobredragado técnico de 0,3 m para determinar la condición del lecho postdragado, resultando el valor adoptado de 0,9 m.
- b) Profundidad mínima de 1,5 m, que valor surge de considerar la situación anterior más un margen adicional de seguridad por fluctuaciones del nivel del río de 0,6 m, o bien un margen de sobredragado por sedimentación de igual magnitud.

El realizar un sobredragado por sedimentación es una medida necesaria dado que se debe asegurar la supervivencia del canal dragado con las cotas del lecho del diseño durante el intervalo entre sucesivas visitas de la draga. Su espesor óptimo es altamente dependiente de las condiciones del río esperadas y de las posibilidades logísticas de regresar al Mal Paso para recomponer las profundidades perdidas por sedimentación.

Un valor de 60 cm resulta razonable para ser considerado como buffer típico para sedimentación considerando un porcentaje de depósito mensual intermedio entre la condición de estiaje con permanencia 95% del tiempo, y la condición de caudal medio o dominante (las cuales son muy similares), que puede estimarse en un 20 a 25% del volumen total, lo cual normalmente representa unos 10 a 15 cm en promedio. Debe tenerse en cuenta especialmente que debido a la no homogeneidad del depósito, los espesores sedimentados se elevan normalmente a valores superiores a los 30 cm por mes e incluso hasta 40 cm en algunos sectores, como ser la embocadura del tramo dragado o bien las adyacencias a los veriles del canal, donde normalmente se ha excavado un mayor espesor para alcanzar las profundidades deseadas.

Estos valores son también compatibles con los análisis de estabilidad efectuados que indicaron en forma estimativa que en el tramo peruano se debería dragar durante la vaciante un 40% de la “apertura” realizada cada año. Considerando que la programación del uso del equipo de dragado, considerará que los Malos Pasos deben ser atendidos en forma secuencial, algunos de ellos deberán ser dragados hasta 2 meses antes del inicio de la vaciante, con lo cual quedarían expuestos a la sedimentación por un mayor período. Por lo tanto estos malos Pasos deberían ser objeto de dragados complementarios justo durante la vaciante, con todos los inconvenientes que ello conlleva, tanto por las bajas profundidades que dificultan el desplazamiento de la draga, como por la obstrucción provocada al canal de navegación dado que el tipo de draga apropiada para esta tarea, de succión con cortador, opera en forma estacionaria, como se verá más adelante.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Se presentan a continuación en la **Tabla 11.1–1** los volúmenes de dragado de apertura, calculados para las condiciones de cota de fondo -0,9 m y -1,5 m, referidas al Plano de Reducción de sondajes.

Tabla 11.1–1. Volúmenes de dragado de apertura de los Malos Pasos

Condición Cota de Dragado = -1,5 m			
Nombre	Área ha	Volumen miles de m ³	Espesor medio cm
Argentina	5,6	46,4	84
Sumac Allpa	5,1	24,0	47
Puerto Elvira	9,5	64,7	68
Angoteros A	9,0	69,1	77
Angoteros B	7,6	23,4	31
Tupac Amaru	4,4	28,2	63
Miraflores	2,0	6,7	33
Totales	43,2	262,6	

Condición Cota de Dragado = -0,9 m			
Nombre	Área ha	Volumen miles de m ³	Espesor medio cm
Argentina	4,5	17,8	40
Sumac Allpa	1,6	3,9	25
Puerto Elvira	6,1	15,8	26
Angoteros A	4,9	26,3	53
Angoteros B	2,1	3,2	15
Tupac Amaru	2,2	8,8	40
Miraflores	0,4	0,7	18
Totales	21,7	76,4	

El volumen que es necesario dragar para la condición de embarcación de diseño (convoy de 2x2) con una mínima revancha (30 cm), un sobredragado técnico de 30 cm y un sobredragado por sedimentación de 60 cm, correspondiente a una cota de dragado de -1,5 m al Plano de Reducción, resulta ser del orden de 260 mil metros cúbicos.

Este volumen debería ser dragado previo a la ocurrencia de la época de vaciante, en el periodo más corto posible para reducir la pérdida de profundidad por sedimentación, estimándose éste en 2 meses. Para ello se debería disponer de una draga capaz de extraer unos 130.000 m³/mes, lo cual, considerando un ciclo de producción de 13 horas/día (debido a las desfavorables condiciones climáticas de la zona), y una producción horaria del orden de 500 m³ (6500 m³/día), requeriría unos

20 días de trabajo efectivo, quedando el resto del tiempo disponible para los traslados entre Malos Pasos e instalación en cada uno de los mismos.

La draga debería movilizarse a la zona dos meses antes del inicio de la vaciante, estimativamente en el mes de Octubre, y mantenerse dragando en la zona para mantener los pasos, al menos hasta un mes antes de la finalización de la vaciante, es decir, hasta fines de enero o mediados de febrero, lo cual implica un período de afectación algo superior a unos 4 meses/año. Cabe destacar que el inicio de la movilización de la draga coincide con el final de la época de vaciante en el Amazonas, por lo que la misma previamente podría encontrarse realizando tareas en otras áreas de este río, e incluso en Iquitos si fuera necesario.

Considerando las tasas de sedimentación estimadas, y los períodos de exposición medios de los Malos Pasos, que serían del orden de 2 a 3 meses durante la vaciante, se considera que el mínimo volumen a dragar en los meses de diciembre a febrero para mantener las profundidades obtenidas, sería el orden del 50% a 60% del volumen de apertura, totalizando unos 400.000 m³. Considerando además la inefectividad del dragado debido a la imposibilidad de extraer un espesor muy bajo como el que se requiere en algunos pasos, se estima que este volumen podría incrementarse llegando a 500.000 m³.

No tendría sentido seguir con el mantenimiento del canal a partir de marzo, dado que los mayores niveles naturales del río proveerán las profundidades necesarias para la navegación de diseño, y además al acercarse la creciente, cualquier dragado que se realice sería muy rápidamente tapado por los sedimentos, tal como mostró la modelación matemática.

En el mes de setiembre del año siguiente, debería realizarse un detallado relevamiento para determinar la ubicación actualizada de los Malos Pasos, y volver a programar el dragado de los mismos.

El procedimiento logístico completo debe considerar la movilización de la draga desde su base (presuntamente en Iquitos) hasta la zona de Santa Clotilde, y una afectación temporal del orden de 4 meses trasladándose sucesivamente entre Malos Pasos distribuidos en una amplia zona hasta Cabo Pantoja (más de 200 km de río), más la desmovilización hacia Iquitos.

Cabe destacar que por el aislamiento de la zona de operaciones, y las grandes distancias a recorrer, al menos actualmente no resulta factible prever un recambio de tripulación con base en tierra, por lo que la draga debería estar acompañada por una embarcación auxiliar que sirviera de hotel flotante para su tripulación, lo cual incrementaría los costos en relación a una operación normal.

La real posibilidad de realizar el mantenimiento del canal con una draga, depende de la factibilidad de lograr producciones del orden de las indicadas, con los equipos existentes en el mercado. Este análisis se realiza a continuación.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

11.2. Tramo Ecuatoriano del río Napo

La determinación precisa de los volúmenes de dragado en el tramo ecuatoriano y común del río Napo no es factible de realizar con la información disponible. No obstante, a partir de la comparación de las zonas involucradas con lo que se determinó en el tramo peruano, puede estimarse la enorme magnitud del esfuerzo de dragado que debería realizarse en el ecuatoriano.

Por ejemplo, en el tramo peruano, la longitud de la zona a dragar considerando una permanencia de la navegación de trenes de barcas de 2x2 durante el 95% del tiempo (11,5 meses/año) es inferior a 2,5 km y está distribuida en menos de una decena de Malos Pasos. Conceptualmente, si se dispusiera de la cantidad de dragas necesarias, implicaría la movilización por dragado de un volumen del orden de 500.000 m³.

En cambio, en el tramo ecuatoriano se verificó que aún considerando el tránsito de barcas individuales, si se quisiera respetar el calado de 4 pies y con los márgenes o calados de seguridad recomendados, se deberían dragar más de 60 km de río, es decir prácticamente 25 veces más de longitud que en el tramo peruano y con profundidades de corte mucho mayores dadas las bajas profundidades del río en estiaje. Ello conceptualmente permite estimar la necesidad de movilizar por dragado volúmenes del orden o superiores a los 15 millones de m³ anuales.

Una determinación más ajustada de este orden de magnitud requiere disponer de datos detallados de relevamientos no siendo suficiente la información brindada por INOCAR para ello, pero de todas formas, solamente su orden de magnitud, más el hecho de que las profundidades de agua en estiaje son del orden de 1 a 3 pies en la mayor parte de las zonas críticas (lo que hace extremadamente ineficiente el proceso de dragado, como se verá más adelante), lleva a concluir inevitablemente que realizar una adecuación por dragado de todo el tramo ecuatoriano del río aguas abajo de Belén, resultaría una acción tan alejada de cualquier razonabilidad, que realizar cálculos más detallados de los volúmenes de dragado involucrados resulta completamente irrelevante a los efectos del presente análisis.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

12. EVALUACIÓN DE POSIBLES ACCIONES DE DRAGADO PARA EL MANTENIMIENTO DE LA VÍA NAVEGABLE

12.1. Introducción

Para la evaluación de los equipos de dragado más convenientes se deben tener en cuenta por lo menos los siguientes factores: las condiciones náuticas disponibles para el tránsito e ingreso de los equipos de dragado a la zona a dragar, el tipo de material a dragar, la capacidad de producción de los equipos a los efectos de lograr plazos de ejecución de obra que sean económicamente y funcionalmente convenientes, y la aplicación de procedimientos de obra adecuados desde el punto de vista ambiental.

La medición de las propiedades de los materiales a dragar constituye uno de los factores fundamentales para la selección de los equipos de dragado, dado que el tipo de material impone posibilidades y limitaciones respecto del equipo de dragado a utilizar en cada caso.

En el presente caso, los materiales a dragar en los Malos Pasos son predominantemente arenas medias y gruesas.

Se distinguen dos tipos de dragas, las dragas mecánicas y las dragas hidráulicas.

12.2. Dragas Mecánicas

Las dragas mecánicas pueden clasificarse como sigue:

- ☐ Dragas de cuchara
- ☐ Dragas de pala
- ☐ Dragas de retroexcavadora
- ☐ Dragas de cangilones o de rosario
- ☐ Dragalina
- ☐ Dragas de remoción

Se describen a continuación este tipo de dragas, resultando evidente que su empleo no es factible en el presente caso, dada su baja tasa de producción, sino que en general se las utiliza para realizar dragados de precisión en áreas confinadas.

12.2.1. Dragas de Cuchara

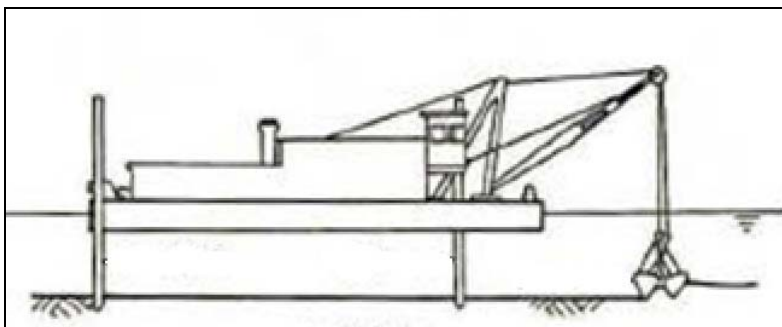
12.2.1.1. Descripción General

Estas dragas (**Figura 12.2–1**) consisten en una cuchara que puede ser de tipo “almeja” u otro dispositivo de captura del material soportado por el brazo de una grúa, montada sobre un pontón.

No tienen cantara y cargan el material sobre barcazas que se colocan lateralmente, pudiendo trabajar ininterrumpidamente si disponen de un flujo suficiente de barcazas, lo cual permite elevar la producción.

El pontón se ubica en la posición deseada con un campo de anclas, o bien mediante pilones en una forma similar a la draga cortadora. La capacidad de las almejas puede variar entre 0,75 y 200 m³, si bien son raras aquellas con capacidad superior a los 20 m³.

Figura 12.2–1. Dragas de Almeja



Las principales ventajas de este tipo de dragas son las siguientes:

- ❑ Carga el material del lecho con una mínima perturbación y agregado de agua (dilución) en comparación con los métodos hidráulicos, y la barcaza puede llenarse con una alta proporción de sólidos.
- ❑ Cargar la barcaza con la almeja en vez que por bombeo, reduce fuertemente los efectos adversos de los rodados, piedras grandes y residuos diversos como cubiertas, cables, etc., que pueden estar presentes en el lecho, ya que estos pueden ser manejados en una forma sencilla almacenándolos por separado (por ejemplo sobre la cubierta del pontón) para luego disponerlos en forma independiente, sin afectar la descarga de la barcaza.
- ❑ Esta draga puede operar bien en áreas confinadas, a pie de muelles, escolleras, espigones, etc, lo cual es dificultoso para otros tipos de draga.
- ❑ La profundidad de operación está limitada solamente por la capacidad del cable y el guinche, pudiendo ser superior al de otras dragas de similar tamaño.
- ❑ El calado del pontón suele ser pequeño y por lo tanto se puede operar en aguas poco profundas, siempre que las barcasas auxiliares puedan acceder al sitio.
- ❑ Tiene la capacidad de dragar canales muy angostos (zanjas)

Las mayores desventajas son las siguientes:

- ❑ Su tasa de producción relativamente baja, comparado con dragas de otros tipos y similar tamaño. El proceso de excavación es sólo una pequeña fracción del ciclo de dragado.
- ❑ La dificultad para producir un lecho preciso y nivelado, sin puntos altos, lo cual implica que se requiere efectuar un importante sobredragado para asegurar la cota de diseño para el fondo dragado.
- ❑ La combinación de una producción relativamente baja y la necesidad de un sobredragado importante, resulta en altos costos por m³ de material extraído, particularmente cuando hay que remover el mismo de áreas extensas.

12.2.1.2. Método de Operación

El pontón se sitúa mediante un campo de anclas, o con pilones, con el centro de la draga en el centro del área a dragar, y la grúa cerca del sector de dragado.

Todos los materiales en el radio operativo de la grúa son sistemática y metódicamente removidos y cargados en una barcaza.

Cuando se termina un sector, el pontón avanza hacia adelante y es vuelto a anclar.

Este procedimiento se repite hasta que la barcaza está cargada, mientras que una barcaza descargada se arrima a la banda opuesta de la draga, mientras que la cargada se dirige al sitio de disposición.

12.2.1.3. Ciclo de Producción

El ciclo de producción se compone del giro hasta el punto de extracción, la bajada de la almeja, su cierre, la elevación, el giro hasta la descarga y la descarga sobre la barcaza.

El ciclo medio puede ser poco variable para un sitio y profundidad determinados, pero el porcentaje de llenado de la almeja puede variar significativamente en función del material a dragar.

La producción diaria surge del producto entre las horas de trabajo divididas por el ciclo medio, y la capacidad llenada de la almeja. Las horas de trabajo son todas las que la tripulación puede realizar, menos los tiempos muertos. La pérdida normal de producción es de un 20 a 35% del valor teóricamente alcanzable en el tiempo de trabajo previsto.

12.2.1.4. Factores Limitantes

Los límites de operación de estas dragas dependen de su tamaño y características, pero una indicación de los límites máximo y mínimo para las mayores y menores dragas usualmente empleadas se presenta a continuación:

Profundidad mínima para operar: 1 metro

Profundidad Máxima para operar: 50 metros (o más)

Máxima Altura de Ola: 2 metros

Máxima corriente cruzada: 1.5 nudos

Máxima resistencia al corte (arcillas) 300 kpa

Máxima resistencia a la compresión (rocas): 1 mpa

Equipamiento Auxiliar

Este tipo de dragas puede trabajar con distintas barcasas y cucharas de almeja de diferentes tipos.



Director de Proyecto:
Julio Cardini

12.2.2. Dragas de Almeja con Cántara

Estas dragas son habitualmente embarcaciones con cantara, cargadas con una o más almejas operadas por hasta 4 grúas. La carga se realiza con la draga estacionaria y anclada.

La capacidad de cantara raramente excede los 1500 m³, y el método de descarga suele ser la apertura de compuertas en el fondo de la misma, similarmente al empleado por dragas de succión por arrastre en marcha.

Posee ventajas similares a las dragas de almeja sin cantara en cuanto al material a dragar, pero su propulsión propia le permite trabajar mejor en aguas abiertas, con la desventaja de que durante el viaje de ida al sitio de disposición y de regreso al área de dragado, no se puede extraer material, con lo cual la eficiencia del ciclo se reduce.

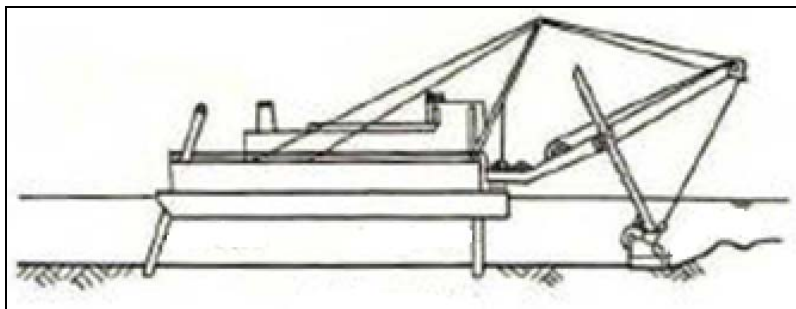
Estas dragas poseen costos de operación normalmente superiores a las dragas de succión en marcha. Los límites de operación de estas dragas dependen de su tamaño y características, pero una indicación de los límites máximo y mínimo para las mayores y menores dragas usualmente empleadas se presenta a continuación:

Profundidad mínima para operar:	3 metros
Profundidad Máxima para operar:	45 metros (o más)
Mínimo radio de giro:	75 metros
Máxima Altura de Ola:	2 metros
Máxima corriente cruzada:	1.5 Nudos
Máxima resistencia al corte (arcillas)	300 Kpa

12.2.3. Dragas de Pala

Estos equipos (**Figura 2.2-2**) se empleaban tradicionalmente y han sido reemplazados por las retroexcavadoras hidráulicas.

Figura 12.2-2. Draga de Pala



Sus mayores ventajas son la capacidad de trabajar con materiales muy variados y residuos diversos de gran tamaño, y sus desventajas principales están ligadas a tasas de producción muy bajas y una profundidad de dragado limitada, así como altos costos constructivos en relación con su capacidad de producción.

Esta draga opera en forma similar a la anterior, y sus factores limitantes son los siguientes:

Profundidad mínima para operar:	3.5 metros
Profundidad Máxima para operar:	20 metros
Máximo ancho de corte:	30 metros
Mínimo ancho de corte:	ancho del cangilón
Máxima Altura de Ola:	1.5 metros
Máxima Altura de Olas Largas (swell):	1,0 metro
Máxima corriente cruzada:	2.5 nudos
Máxima resistencia a la compresión (rocas intactas):	12 Mpa

Esta draga también emplea escaso equipamiento auxiliar además de las barcasas con cantara.

12.2.4. Retroexcavadoras Hidráulicas

Estos equipos evolucionaron desde las retroexcavadoras terrestres convencionales, montándose el equipo sobre un pontón como se puede apreciar en la **Figura 12.2–3**.

Figura 12.2–3. Draga Excavadora



El pontón suele estabilizarse con pilones, para proveer una reacción positiva a la acción hidráulica de excavación, especialmente en suelos resistentes.

La capacidad del cangilón es variable entre 1 y 20 m³, siendo habituales valores de hasta 6 m³. La profundidad de dragado puede alcanzar los 4 a 24 metros.

Las ventajas de esta draga son:

- ❑ La posibilidad de dragar un amplio rango de materiales, incluyendo rocas y residuos de gran tamaño, arcillas duras y rocas meteorizadas.
- ❑ La posibilidad de trabajar en áreas restringidas.
- ❑ El preciso control de posición y profundidad
- ❑ La ausencia de anclas y de los cables asociados
- ❑ Mínima perturbación y dilución del material
- ❑ Un ciclo más rápido que el de una draga de almeja de similar tamaño

A veces el pontón puede ser autopropulsado, pero solamente para efectuar movimientos dentro del área de dragado.

Las desventajas principales son la baja capacidad de producción en relación con otros procesos de dragado más continuos como el de las dragas de cortador o el de las dragas de rosario de cangilones. Además la terminación de la superficie es irregular si el operador no es muy experimentado o los materiales a dragar son poco homogéneos.

EL ciclo de operación se compone del giro al punto de extracción, la bajada del balde, su llenado, su elevación, el giro hacia el punto de descarga, y la descarga. Eventualmente el cambio de barcasas puede interrumpir el ciclo. Las pérdidas de producción suelen estar en el 20 a 40% del máximo teórico que surge del producto del tiempo de operación dividido la duración media del ciclo, por la capacidad llenada del balde.

Los factores limitantes principales para las mayores y menores dragas usualmente empleadas son:

Profundidad mínima para operar:	2 metros
Profundidad Máxima para operar:	24 metros
Máximo ancho de corte:	25 metros
Mínimo ancho de corte:	ancho del balde
Máxima Altura de Ola:	1,5 metros
Máxima Altura de Olas Largas (swell):	1.0 metro
Máxima corriente cruzada:	2 nudos
Máxima resistencia a la compresión (rocas intactas):	10 Mpa

Esta draga emplea escaso equipamiento auxiliar además de las barcasas con cantara.

12.2.5. Dragas de Rosario o de Cangilones (Bucket dredger)

La remoción de material del lecho se lleva a cabo mediante una cadena o “rosario” de cangilones que rotan alrededor de una “escalera”, lo excavan y lo elevan para luego volcarlo lateralmente en barcasas que la llevarán al lugar donde será usado a volcado.

El sistema a cangilones permite también la remoción de suelos muy duros, fundaciones y otras obstrucciones, en forma muy precisa y controlada, y requiere poco espacio para maniobrar, por lo que es ideal para trabajar en áreas portuarias. Además, la utilización de barcasas para alejar el material permite efectuar el dragado en forma continua aún cuando el área de disposición se halle alejada de la zona de trabajo, con un mínimo o nulo tiempo de espera (siempre que el número de barcasas sea suficiente en relación con la distancia de vuelco). Sin embargo, la producción de estas dragas en lechos arenosos es considerablemente menor que la de las dragas que operan por succión, y si el fondo contiene materiales finos, su producción es menor aún porque los mismos no son retenidos en el cangilón.

Estas dragas operan moviéndose gradualmente hacia adelante, balanceándose de un lado a otro del canal a dragar. Esto implica que los barcos no pueden circular por el canal hasta que el dragado no se haya terminado.

Las principales desventajas de esta metodología son:

- ☐ Un amplio campo de anclas, las cuales interrumpen la navegación
- ☐ Dependencia del ciclo de carga / descarga de las barcasas, lo cual reduce su aplicabilidad para efectuar rellenos
- ☐ Baja eficiencia cuando se necesita remover una fina capa de material
- ☐ Niveles de ruido mucho más elevados que los generados por las otras dragas, lo cual puede ser un inconveniente en áreas sensibles
- ☐ En el caso de materiales cohesivos pegajosos, los cangilones pueden no descargar el contenido
- ☐ No pueden trabajar en profundidades muy bajas.

Los factores limitantes principales para las mayores y menores dragas usualmente empleadas se indican en la siguiente tabla:

Profundidad mínima para operar:	5 metros
Profundidad Máxima para operar:	35 metros
Máximo ancho de corte (en un paso):	150 metros
Máxima Altura de Ola:	1.5 metros
Máxima Altura de Olas Largas (swell):	1.0 metro
Máxima corriente cruzada:	2 nudos
Máximo espesor de hielo:	100 mm
Máximo tamaño de partícula	1500 mm
Máxima resistencia a la compresión (rocas intactas):	10 MPa

Estas dragas pueden emplearse con una amplia variedad de cangilones para distintos materiales, pero normalmente están equipadas sólo con un par de variantes. Asimismo, las capacidades de las barcasas son función de las características del material y de la distancia y condiciones del área de descarga.

12.3. Dragas Hidráulicas

Las dragas hidráulicas pueden clasificarse como sigue:

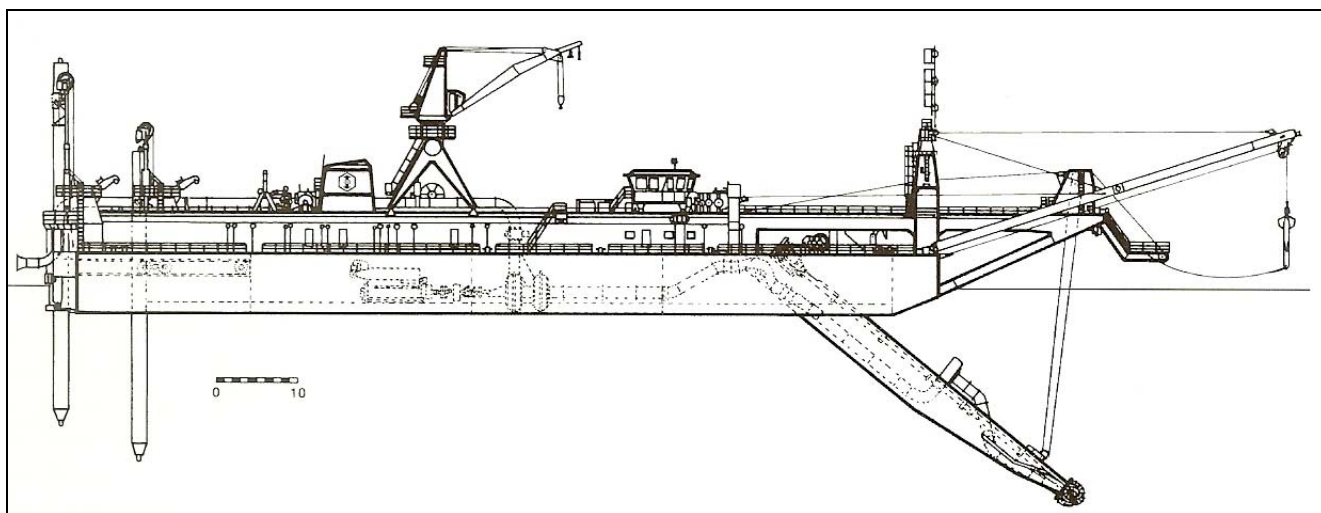
- ☐ Dragas estacionarias de succión
- ☐ Dragas cortadora (Cutter)
- ☐ Dragas de succión en marcha (Hopper)
- ☐ Dragas con cabezal inyector de chorros de agua
- ☐ Dragas Dustpan

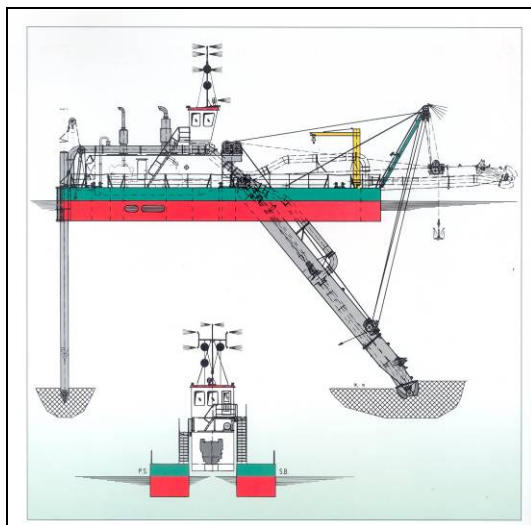
12.3.1. **Draga a Succión con Cortador ("cutterhead dredger")**

12.3.1.1. **Descripción General**

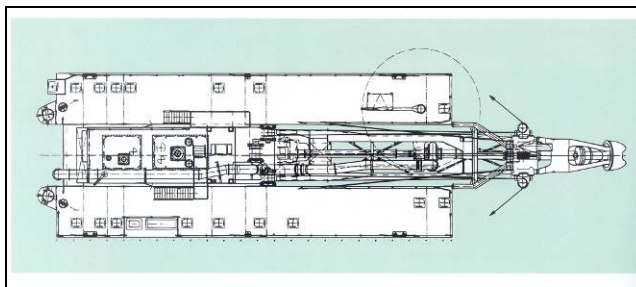
Las características principales de este tipo de draga se presentan en la **Figura 12.3–1**. Básicamente tiene la estructura de un pontón sin propulsión, aunque algunas dragas grandes pueden tener forma de barco y propulsión propia. Este tipo de draga es generalmente la más eficiente y versátil. Está equipada con una cuchilla rotante ubicada enfrente y alrededor de la boca de la cañería de succión, al final de la cual se instala una bomba apta para operar con la mezcla arena-agua.

Figura 12.3–1. Draga de Cortador

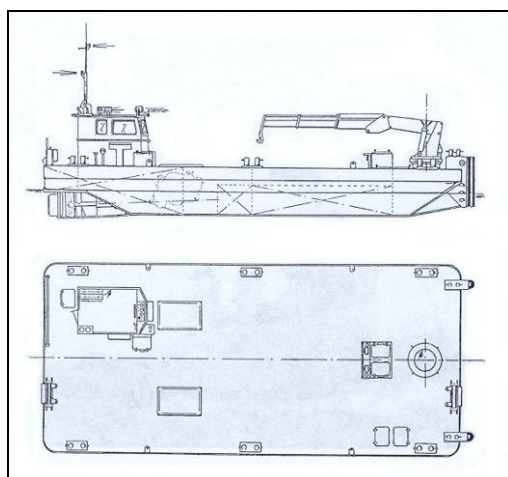




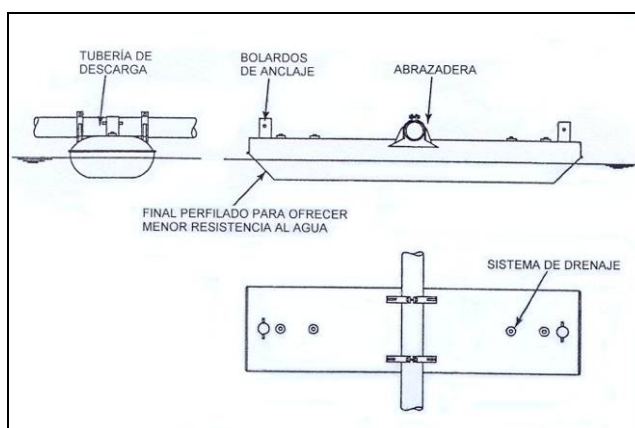
Corte transversal y longitudinal



Draga de Cortador (planta)



Embarcación Auxiliar con pontón



Tubería de refulado (disposición) sobre pontones

Por ello puede dragar todo tipo de material aluvial y depósitos compactados de arcilla, y bombearlos por medio de cañerías especiales flotantes o terrestres, hasta las áreas de depósito en tierra o agua (zonas de relleno o de refulado) situadas a distancias grandes. Como a mayor distancia se obtiene un menor rendimiento de la draga, en ocasiones se complementa la operación con estaciones de rebombeo (boosters), o se refula sobre barcazas.

Las mayores ventajas de esta draga son:

- ❑ La capacidad para dragar un amplio rango de materiales, incluyendo rocas, y transportarlos por bombeo con agua directamente a un área de disposición o relleno.

- ❑ La capacidad para operar en aguas poco profundas y producir un lecho de cota uniforme con una alta capacidad de producción.
- ❑ La capacidad de dragar con precisión un perfil predeterminado, como es el caso de un canal.
- ❑ Las principales desventajas son las siguientes:
- ❑ Sensibilidad a las condiciones de oleaje.
- ❑ Distancia limitada hasta el punto en el cual el material puede ser conducido en forma económica
- ❑ Dilución del material dragado
- ❑ Altos costos de movilización

Estas dragas normalmente se clasifican en función del diámetro de la tubería de descarga (que puede variar entre 150 y 1100 mm), o por la potencia del cortador, que puede variar entre 15 Kw hasta 4500 kw.

El suelo a ser dragado es cortado, extraído o roto por un potente cortador rotativo con dientes adaptados al tipo de material. El cortador puede ser accionado eléctrica o hidráulicamente, y se lo monta en el extremo de una estructura llamada “escalera” (ladder), la cual soporta la tubería de succión.

Esta estructura está ligada al pontón por cables con un guinche que permite moverla verticalmente.

La draga está equipada con dos pilones que se utilizan para mantenerla en una posición fija y para el avance de la misma. Durante la operación la draga abarca un abanico utilizando uno de los pilones como pivote (el otro se mantiene elevado). La draga se halla unida mediante cables a dos anclas laterales, y se mueve cobrando una y aflojando simultáneamente la otra, para permitir el movimiento horizontal del cortador. Una vez que se ha avanzado en un corte, se desciende el pilón que estaba elevado y se levanta el otro, repitiéndose la operación en una posición más avanzada.

Estas dragas son utilizadas principalmente en operaciones de apertura de nuevos canales a profundizaciones de importancia, debido a su capacidad de dragar suelos duros. En cambio, no son muy adecuadas para mantenimiento de canales con suelos sueltos para bajos espesores de corte, y provocan mayores inconvenientes de deslizamiento de taludes debido al tipo de corte vertical que realizan. Su utilización en aguas abiertas es riesgosa debido a los daños que el oleaje produce en el cortador y las cañerías de refulado, y en canales estrechos provoca inconvenientes a la navegación debido a que su posición de dragado es fija.

12.3.1.2. Ciclo de Producción

Su producción se define por los metros cúbicos de sedimento que puede dragar en una hora, día o mes, siendo que la mezcla bombeada incluye un 10 a 20 por ciento de sólidos.

Se tiene en cuenta el radio y el ángulo de barrido que deberá estar dentro del rango correspondiente al equipo, la altura del corte que depende del diámetro del cabezal de corte y del tipo de suelo, la velocidad del barrido lateral.

Se tiene en cuenta además las características de los pilotes de fijación en la popa, y en particular si es un equipo con pilotes de posición fija o si uno de ellos está montado en un carro móvil.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

Los aspectos que más condicionan la producción son la forma del cabezal, la capacidad o potencia aplicable a la bomba, si el diseño es con bomba sumergida, la capacidad del cortador de romper la cohesión del material a dragar, y la tasa de avance del equipo.

Para obtener la producción efectiva se aplican mermas de tiempo operativo para tener en cuenta los tiempos de maniobra para acometer una nueva franja de trabajo y colocación de anclas, los cambios de turno y horarios de trabajo, y los tiempos improductivos debido a traslados de equipo, paso de embarcaciones, períodos de mantenimiento preventivo, mantenimiento operativo, y por malas condiciones meteorológicas (neblinas, vientos fuertes, tormentas, oleaje excesivo, etc.)

El número de cortes que deben realizarse para dragar un canal, depende del espesor del material a ser removido y del espesor de cada corte, el cual depende de las características del material a dragar, normalmente se debe finalizar con un corte de limpieza final.

12.3.1.3. Factores Limitantes

Los límites de operación de estas dragas dependen de su tamaño y características, pero una indicación de los límites máximo y mínimo para las mayores y menores dragas usualmente empleadas se presenta a continuación:

Profundidad mínima para operar: operando en el pie de la barranca)	0.75 metros (puede dragar un canal en tierra firme)
Profundidad Máxima para operar:	35 metros
Máximo ancho de corte (en un paso):	175 metros
Máxima Altura de Ola:	2 metros
Máxima Altura de Olas Largas (swell):	1 metro
Máxima corriente cruzada:	2 nudos
Máximo espesor de hielo:	200 mm
Máximo tamaño de partícula	500 mm
Máxima resistencia a la compresión (rocas):	50 Mpa

12.3.1.4. Equipamiento Auxiliar

Este tipo de draga requiere equipamiento auxiliar, incluyendo tuberías, anclas, cortadores, lanchas, equipos para izaje (grúas flotantes), etc.

Las tuberías son un elemento muy importante para determinar la eficiencia del dragado, ya que su diámetro influye directamente en la eficiencia hidráulica del transporte. Si es demasiado pequeño, las pérdidas hidráulicas por fricción pueden ser demasiado altas. Si es muy grande, la velocidad del flujo puede ser insuficiente para mantener los sólidos en movimiento, o los requerimientos de potencia pueden ser excesivos. Por ejemplo, para el transporte de limos es suficiente con una velocidad de 2 a 3 m/s, mientras que para arena se requieren de 3.5 a 4.5 m/s, para gravas o arcillas duras de 4.5 a 5.5 m/s, y para mezclas de arena, gravas y rodados puede ser necesaria una velocidad de 5.5 a 6.5 m/s.

Las tuberías pueden ser terrestres (para el caso de bombeo para rellenos), las cuales normalmente se apoyan en el terreno y se empalman con dispositivos especiales, que incluso pueden permitir la salida de varias ramas para un llenado más uniforme del terreno.

Las tuberías flotantes deben ser resistentes y flexibles a la vez. La resistencia es importante para soportar las presiones internas y eventuales fuerzas externas (en nuestro caso por ejemplo debido al impacto de palizadas), mientras que la flexibilidad es necesaria para trabajar en áreas expuestas al oleaje. Las líneas de bombeo se arman con tramos de cañería empalmados y dispuestas generalmente sobre pontones flotantes, hasta empalmar eventualmente con tramos terrestres.

Las anclas se seleccionan en función de las condiciones del lecho en el sitio de trabajo, de forma de asegurar que las mismas resistirán la presión ejercida por el movimiento del cabezal de corte sobre el suelo.

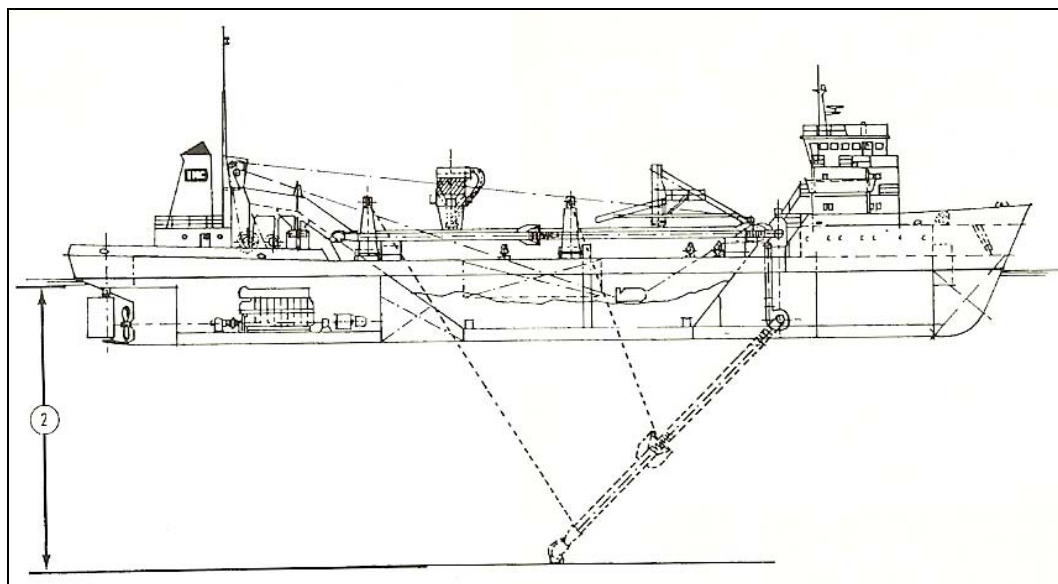
Los cortadores son muy variables en su forma y en la calidad y forma de los “dientes” en función de la resistencia del material a extraer.

12.3.2. Dragas de Succión en marcha con Cantara (“Hopper”)

12.3.2.1. Descripción General

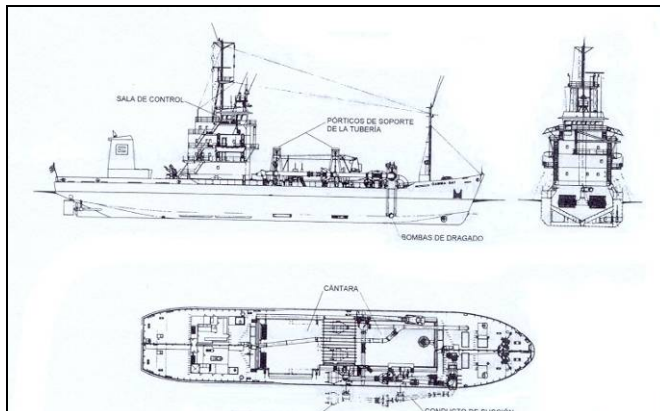
Se trata de una embarcación apta para la navegación costera en aguas abiertas y profundas o en ríos, que tiene la posibilidad de cargar un espacio o cantara contenido en su estructura, por medio de bombas centrífugas, mientras que el equipo se mueve (ver **Figura 12.3–2**). Muchas de estas dragas tienen equipos de propulsión y timón que les brindan una gran maniobrabilidad.

Figura 12.3–3. Draga de Succión por arrastre con Cántara





Draga de Succión por arrastre en Marcha



Draga de Succión por arrastre (con cántara)

Las ventajas principales que presentan son las siguientes:

- ☐ Poca dependencia de las condiciones climáticas y de oleaje
- ☐ Operación independiente
- ☐ Mínimos efectos e interferencias sobre otras embarcaciones
- ☐ Posibilidad de transportar el material grandes distancias,
- ☐ Producción relativamente alta,
- ☐ Movilización simple y poco costosa.

Las mayores desventajas son:

- ☐ Imposibilidad de dragar materiales fuertemente cohesivos,
- ☐ Imposibilidad de trabajar en áreas muy restringidas,
- ☐ Sensibilidad a la cantidad de residuos que se encuentran en el lecho, incluyendo palos,
- ☐ Dilución del material dragado durante el proceso de carga.
- ☐ Imposibilidad de operar en condiciones de muy baja profundidad

12.3.2.2. Método de Operación

Estas dragas succionan el material del fondo, lo almacenan en su propio depósito (cantara), y cuando éste se llena, navega hasta el lugar de volcado. Este sistema la hace menos efectiva en la optimización del tiempo de dragado disponible.

La ventaja de la misma consiste en que no necesita estar anclada para dragar, lo hace mientras navega, permitiendo la navegación de otros buques, con lo cual no se obstruye el tráfico. Su velocidad de navegación es de 3 a 5 km/h durante las operaciones de dragado.

Su sistema de propulsión le permite la operación en condiciones de aguas abiertas, con fuertes corrientes y oleaje, lo cual es muy dificultoso (y riesgoso) para otros tipos de dragas.

Sus capacidades de cantara pueden alcanzar fácilmente los 6000 m³, variando normalmente entre 500 y 2000 m³ en las dragas más chicas. Las mayores dragas superan los 10.000 m³. El tamaño y calado de la draga está determinado principalmente por su capacidad de cantara.

El material es cargado mediante el empleo de una o dos bombas centrífugas de gran capacidad, que habitualmente se encuentran a bordo aunque en ocasiones se incluyen dentro de la cañería de succión. Dicha cañería se eleva y coloca sobre la cubierta de la embarcación cuando la draga está viajando desde o hasta la zona de descarga.

La profundidad máxima en la cual se puede dragar está limitada por la succión generada por las bombas. La máxima profundidad económica de dragado para una draga mediana suele ser del orden de los 35 m, aunque en condiciones particulares pueden alcanzarse hasta 80 m con producción reducida.

En la cantara se deposita gran parte del sedimento dragado mientras que el agua sobrenadante es descargada por una compuerta lateral de desborde (overflow). El ajuste del nivel de desborde y del tiempo de carga brinda cierto control sobre las características del material decantado, pudiéndose incrementar su cantidad prolongando el tiempo de carga hasta cierto punto, si los sedimentos son gruesos.

Los materiales muy finos necesitan un lapso de decantación muy elevado y por lo tanto no se logra un incremento en la eficiencia de dragado cuando se continúa elevando los mismos y permitiendo el desborde por un período prolongado. Por esa razón para estos materiales el punto económico de dragado se halla en el momento en que comienza el desborde.

La efectividad de la deposición de los materiales en la cantara depende de su geometría, y existen en la actualidad sistemas automatizados de manejo de la mezcla de dragado en función de la densidad del material en la cantara, a fin de minimizar la turbulencia en la misma.

La profundidad mínima de operación de estos equipos para dragas de pequeño porte puede estar en los 10 pies (3 m), e incluso en estas condiciones puede ser imposible cargar adecuadamente la cantara y hay que trabajar con desborde.

El extremo de la tubería de succión posee un cabezal que facilita la remoción de los materiales y la captura de los mismos por la boca de la misma. La posición del cabezal sobre el fondo posee un sistema de ajuste y compensación para mantener una altura y presión más o menos constante, independiente de los movimientos de la draga (en especial de los causados por el oleaje).

El volcado se realiza en áreas abiertas (alejadas del canal dragado), normalmente abriendo compuertas ubicadas en el fondo de la cantara (en algunos equipos la draga se “abre” en dos partes por la línea de crujía dejando caer el contenido de la cantara). En algunos casos la descarga se puede hacer por bombeo a zonas de disposición que no dispongan de calado suficiente, o para efectuar rellenos en tierra firme.

Estas dragas no son adecuadas para dragados de apertura en fondos de arena densa o arcilla consolidada, ni tampoco en cercanías de estructuras portuarias.

Para determinar su capacidad de producción se tiene en cuenta la capacidad de la cantara, y su ciclo de trabajo, definido por el tiempo de llenado, el tiempo de rebalse, el tiempo de viaje a la zona de descarga, el tiempo de descarga, y el tiempo de retorno al paso. El tiempo de rebalse es dependiente como se indicó de las características del sedimento (suele ser de hasta 10 a 20 minutos), mientras que el tiempo total para el llenado puede depender de la necesidad de realizar

varias pasadas sobre el lecho a dragar, lo que implica la necesidad de disponer de un área de giro (y considerar el tiempo perdido en esta maniobra).

El tiempo de descarga suele ser corto (unos 5 minutos) si se realiza directamente por apertura de compuertas en la cantara, mientras que si se requiere bombeo del material hacia la costa, se necesita realizar una maniobra de acoplamiento con la tubería de descarga (ya dispuesta en un sitio apropiado), el bombeo y la maniobra de desacople, todo lo cual puede tardar unos 15 a 30 minutos.

12.3.2.3. Factores Limitantes

Para obtener la producción efectiva se aplican mermas de tiempo operativo para tener en cuenta los tiempos de maniobra para acometer una nueva franja de trabajo y los tiempos improductivos debido a traslados de equipo, períodos de mantenimiento preventivo, mantenimiento operativo, y por malas condiciones meteorológicas (neblinas, vientos fuertes, tormentas, oleaje excesivo, etc.). Cabe notar que en el caso de las dragas de succión en marcha las interferencias con el tráfico fluvial son mínimas y que la logística para el desplazamiento de las dragas de succión en marcha se reduce notablemente, respecto a las otras opciones.

Los factores limitantes de la producción y características de una draga de este tipo son los siguientes (los límites mínimo y máximo se refieren a los menores y mayores equipos utilizados habitualmente):

Profundidad mínima para operar:	4 metros
Profundidad Máxima para operar:	45 metros (algunas pocas hasta 80/100 m)
Máxima velocidad de navegación:	17 nudos
Mínimo diámetro de Giro	75 metros
Máxima Altura de Ola:	5 metros
Máxima corriente cruzada:	3 nudos
Máximo espesor de hielo:	200 mm
Máximo tamaño de partícula:	300 mm
Máximo esfuerzo de corte (arcillas):	75 Kpa

12.3.2.4. Equipamiento Auxiliar

Operando en forma independiente esta draga no requiere una gran cantidad de equipamiento auxiliar. Las mayores variantes se refieren al cabezal de dragado que se debe adaptar al tipo de sedimento, los mecanismos de descarga (especialmente cuando se emplea bombeo o vertido lateral a distancia a través de tuberías especiales).

También se usan en algunos casos niveladores del lecho, que son arrastrados sobre el mismo para suavizar las irregularidades y/o colaborar con el dragado en áreas muy bajas arrastrando el material hasta zonas más profundas.

12.3.3. Dragas de Inyección de Agua

El principio de operación de este tipo de draga es que la inyección de agua a presión en el lecho para ciertos tipos de materiales reduce su densidad "in situ" hasta un punto en que se fluidifica y se moviliza fuera del área de interés.

Este método funciona bien en materiales finos con baja cohesión y en áreas donde la pendiente del lecho permite alejar el sedimento del área de interés.

Los factores limitantes de esta tipo de draga son los siguientes:

Profundidad mínima para operar: 3 metros

Profundidad Máxima para operar: 15 metros

Máxima Altura de Ola: 0.5 metros

Máxima Altura de Swell (Ondas largas): 0.75 metros

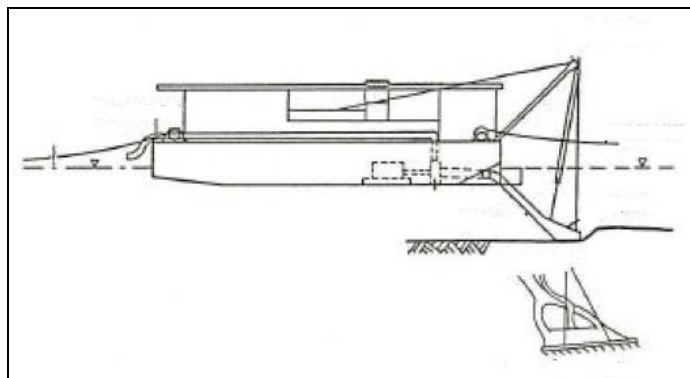
Tipo de suelo: suelos cohesivos muy blandos y suelos granulares finos muy sueltos y sueltos

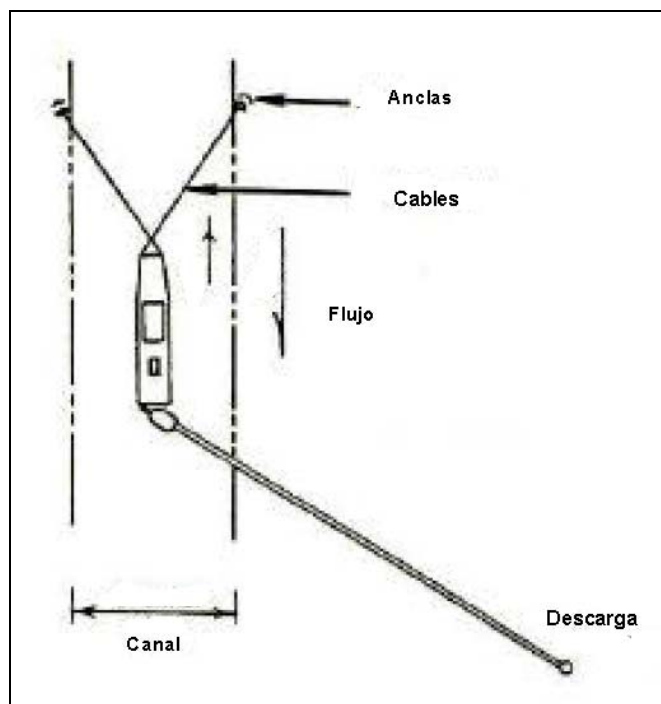
12.3.4. Dragas a Succión "Dustpan"

Esta draga se mueve tirada por cables soportados por anclas ubicadas a ambos lados del canal, avanzando en la dirección aguas arriba del río un cierto número de veces, dragando cada vez un canal de ancho igual al de la boca de succión. Así, se crea un pequeño canal que atrae la corriente, manteniendo la zona dragada.

La remoción del sedimento se realiza mediante el impacto de chorros de agua que aflojan el material del suelo. El mismo se eleva con bombas de alta capacidad y baja altura de trabajo. En ese sentido este tipo de draga es similar a la de succión en marcha, pero con la particularidad de trabajar anclada, y con una configuración muy diferente del cabezal de succión, que se asemeja a una aspiradora (ver **Figura 12.3–3**). Incluso, algunas de estas dragas están también equipadas con una cantara.

Figura 12.3–3. Dragas de Succión Dustpan





Estas dragas no resultan aptas para suelos cohesivos, por lo que se las utiliza generalmente en ríos inestables de fondo arenoso, en los cuales hay que remover material suelto recientemente depositado en áreas relativamente amplias. El material se descarga en áreas abiertas adyacentes al canal mediante una tubería flotante rígida de unos 250 a 300 m de longitud, que se dispone en forma lateral a la draga y se mueve solidaria a ella, o bien se puede descargar en barcazas ubicadas lateralmente, que permitan llevar el material a un sitio más alejado.

Como la draga está autopropulsada, puede moverse rápidamente desde la zona de trabajo a puntos fuera del canal para permitir el pasaje del tráfico. Su alta capacidad de producción permite liberar rápidamente un sector crítico o “paso” minimizando las interrupciones de la navegación.

Únicamente puede trabajar en áreas cerradas con muy baja acción del oleaje. Su mayor inconveniente se encuentra en la escasa distancia entre el canal y la zona de vuelco del material, lo cual favorece el rápido retorno y deposición del sedimento. El método de dragado consiste en barrer el canal en franjas paralelas.

Para determinar la producción se tiene en cuenta el ancho efectivo de la franja de aspiración, la altura de la capa aspirada y la velocidad de avance del equipo. Se debe verificar que el equipo de bombeo sea capaz de evacuar la mezcla aspirada y que el material es adecuado para este tipo de operación que es aplicable para arenas sueltas. Para obtener la producción efectiva se aplican mermas de tiempo operativo para tener en cuenta los tiempos de maniobra para acometer una nueva franja de trabajo y colocación de anclas, los cambios de turno y horarios de trabajo, y los tiempos improductivos debido a traslados de equipo, paso de embarcaciones, períodos de mantenimiento preventivo, mantenimiento operativo, y por malas condiciones meteorológicas (neblinas, vientos fuertes, tormentas, oleaje excesivo, etc.)

Los factores limitantes de la producción y características de una draga de este tipo son los siguientes (los límites mínimo y máximo se refieren a los menores y mayores equipos utilizados habitualmente):

Profundidad mínima para operar: 1.5 metros

Profundidad Máxima para operar: 20 metros

Máxima corriente cruzada: 0.5 nudos

Máxima Ancho de corte en un paso: 10 metros

Máxima distancia de descarga: 500 metros

Si bien el valor mínimo de profundidad resulta aceptable en teoría, el mismo se corresponde en realidad más bien con una condición de muy bajas velocidades del flujo fluvial, lo cual no es el caso en el río Napo.

Estrictamente, el requerimiento de profundidad mínima para que funcione la aspiración en el cabezal de dragado es $s/d \geq 1.5 + 2.5 Fr$, donde s es la sumergencia, d diámetro de tubo de aspiración y Fr el número de Froude del flujo incidente, que puede oscilar en los Malos Pasos típicamente entre 0,3 y 0,5.

O sea adoptando un $Fr = 4$, resulta $s/d > 2$, donde d normalmente es del orden de 500 mm, o sea que la sumergencia mínima $s = 2$ metros.

12.4. Evaluación de Equipos de Dragado para el Tramo Peruano

La selección del equipamiento más adecuado requiere la consideración de las posibilidades y prestaciones de los equipos, sometida a las condiciones del tipo de material a dragar y del área de dragado, y a las restricciones que pudieran existir sobre la forma de disposición del material.

Para evaluar las condiciones de dragabilidad de eventuales suelos firmes o consolidados que puedan encontrarse en algún tramo del canal a dragar se han tenido en cuenta recomendaciones internacionales (PIANC 2000b)²⁰.

En el medio en que se debería operar para construir y mantener el canal navegable en el río Napo, se caracteriza por arenas gruesas sueltas y algunos sectores con limos.

La selección del equipo se debe orientar a dragas que cumplan las condiciones de poder trabajar con bajas profundidades y que tengan una capacidad de producción adecuada para la realización de la obra dentro de plazos convenientes y costos mínimos.

La necesidad de dragar con muy bajas profundidades de agua hace inviable el empleo de una draga de succión por arrastre con cantara, debido a que no es capaz de dragar los mismos dado que las profundidades iniciales del lecho son escasas.

Una alternativa en general interesante para dragar en zonas de baja profundidad, aunque escasamente empleada en la actualidad, es el empleo de una draga Dustpan. Sin embargo, en

²⁰ Suplemento del Boletín N° 103 de la Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC 2000b), "Site Investigation requirements for dredging works", report of Working Group N° 23.

presente caso, este tipo de dragas no resulta de aplicación conveniente, debido a los siguientes factores:

- ❑ la profundidad disponible puede quedar muy cerca de la mínima limitante de 1,5 a 2,0 m, e incluso ser menor en la vaciante
- ❑ la técnica de disposición del material dragado a 200 o 300 m del canal, no resulta viable, en parte porque el rápido retorno del material al área del Mal Paso resulta muy probable, pero principalmente porque la morfología del lecho en los Malos Pasos muestra que en cercanías de la zona a dragar, que pueden tener muchas veces menos de un metro de profundidad e incluso aflorar un banco, lo cual constituye un serio obstáculo para el desplazamiento de la cañería de descarga lateral,

Las dragas de inyección de agua que realizan lo que se denomina “dragado por agitación”, no son aplicables en el presente caso dado que los sedimentos son muy gruesos y las corrientes en general no están muy desalineadas con el canal, por lo que los materiales removidos se depositarán en pocos metros dentro del mismo canal que se está dragando.

La comparación entre los métodos hidráulicos de dragado, empleados por las dragas de succión con cortador, con los métodos mecánicos previamente descritos que permiten extraer materiales a muy baja profundidad, arroja una clara ventaja para los métodos hidráulicos, debido a su mayor capacidad de producción, y a la no existencia de restricciones significativas para disponer el material en un entorno de uno o dos kilómetros del área de dragado, mediante el empleo de una tubería de longitud adecuada.

Como se mencionó previamente, una producción adecuada para realizar la labor en tiempo y forma con una draga estaría en el orden de los 500 m³/hora.

Los equipos tipo comercialmente disponibles que se consideraron en el análisis de selección de equipos fueron dragas con cañería de diámetro 450 a 500 mm que pueden alcanzar producciones nominales máximas del orden de 800 m³/h (solo durante el período de operación de la bomba), como ser la Dixie CS_3_20, Ellicott 1870 Dragon, Vosta-LMG CSD 500, Vosta-LMG CSD 450, IHC Beaver 1600, IHC Beaver 5014C, o similares. Los astilleros Dahmen construyen equipos similares al CSD 500.

Se presenta en la **Tabla 12.4–1** como caso típico representativo, el cálculo de la producción un equipo IHC Beaver 1600, el cual se obtuvo considerando el factor limitante que constituye disponer de una profundidad del agua del orden de 2 a 2,5 m, y una longitud de tubería de descarga de 1.000 m..

Tabla 12.4–1 Cálculo de producción de una draga IHC Beaver 1600

Parámetro	Símbolo	cantidad	unidad	Observaciones
Potencia Motor Principal para la Bomba	HPd	1254	HP	Valor de ficha técnica del equipo
Bomba sumergida		NO		Ficha técnica
Potencia Motor del Cortador	HPc	230	HP	Valor de ficha técnica del equipo
Velocidad rotación cortador (max)	Vc	30	rpm	Valor de ficha técnica del equipo
Diámetro Tubería de descarga	Dd	500	mm	Valor de ficha técnica del equipo
Eslora con escalera levantada		35	m	aprox.
Borneo		35	grados	Valor de ficha técnica del equipo
Ancho de dragado a profundidad máxima		30	m	Valor de ficha técnica del equipo
Ancho de dragado a profundidad mínima		38	m	Valor de ficha técnica del equipo
Velocidad de barrido lateral		20	m/min	Valor de ficha técnica del equipo
Carrera horizontal pilón de dragado		0	m	Valor de ficha técnica del equipo
Longitud tubería de descarga	L	1000	m	Dato de proyecto, variable entre 500 y 1500 m
Profundidad de dragado (min)	d min	1	m	Valor de ficha técnica del equipo
Profundidad de dragado (medio)	d	2	m	Dato de proyecto, superior en 50 cm al de navegación
Calado medio con los Tanques llenos	cm	1,5	m	Valor de ficha técnica del equipo
Profundidad de dragado (max)	d max	14	m	Valor de ficha técnica del equipo
Altura mínima de cada corte	h min	1,05	m	$h \min = 2.1 \times Dd$
Espesor del manto a dragar	z	0,8	m	Dato de proyecto, valor estimado 75% de $h_c \min$
Resistencia del suelo	N	10	# SPT	Dato estimado, suelo arenoso o fino de baja cohesión
Diámetro arena	d50	0,4	mm	Dato de proyecto, representativo del tramo Peruano
Verificación potencia del cortador requerido	HPc req	180	HP	Cumple verificación de potencia del cortador
Paso del avance de anclas	a	50	m	$50 < a < 100$ metros depende del tamaño de la draga
Ancho del corte	b	35	m	$20 < b < 90$ metros depende de la eslora de la draga
Coefficiente avance	Cp	3	m	$1 \times Dd < Cp < 6 \times Dd$
Avance con cada movimiento de pilón	p	1,5	m	$p = Cp \times Dd$
Tiempo para mover anclas	ta	0,33	horas	Dato de operación del equipo
Tiempo para avanzar pilón	tp	0,05	horas	Dato de operación del equipo
Coefficiente de fricción descarga	fm	0,65	#	Abaco de Bray, función de d50 y L
Relación profundidad de dragado	Rd	0,14	#	$Rd = d/d_{max}$

Parámetro	Símbolo	cantidad	unidad	Observaciones
Altura de corte aplicado	hd	0,8	m	Dato de proyecto
Relación alturas de corte	Rz	0,76	#	$Rh = hd/hmin$
Coeficiente profundidad y altura del corte	ft	0,1	#	Abaco de Bray, función de Rd y Rz
Producción Nominal	Pnom	82	m ³ /hora	$Pnom = fm \times ft \times HPd$
Producción Nominal según fabricante	P'nom	800	m ³ /hora	Valor de ficha técnica del equipo. Arena Gruesa Curva C
Coeficiente eficiencia cambio posición pilones	fp	0,91	#	$fp = 1 / (1 + (Pnom \times tp) / (z \times p \times b))$
Coeficiente eficiencia cambio posición anclas	fa	0,98	#	$fp = 1 / (1 + (Pnom \times fp \times ta) / (z \times a \times b))$
Producción máxima potencial	Pmax	73	m ³ /hora	$Pmax = fa \times fp \times Pnom$

Puede apreciarse, que debido al bajo valor del Coeficiente de la relación profundidad/altura de corte, la producción cae fuertemente, de los 500 m³/hora normalmente esperables para un equipo de este tipo, a menos de 100 m³/hora, valor completamente inadecuado para la tarea a realizar, que requeriría disponer para realizarla de una flota de dragas trabajando en simultáneo. Una reducción de la longitud de la tubería de descarga mejoraría levemente el resultado aumentando marginalmente la producción, pero no sería factible de implementar en la realidad, dado que se verifica que en general la distancia de bombeo necesaria para alcanzar un sector profundo del cauce, suele superar el kilómetro.

Se verificó también la producción alcanzable con una draga IHC Beaver 600, la cual posee una capacidad nominal de producción más baja (350 m³/hora), pero al tener un diámetro de tubería de succión más pequeño, mejora la relación de profundidad y altura del corte. Para maximizar la producción, se consideró en este caso una profundidad mínima de 2,5 metros.

Los resultados obtenidos se presentan en la **Tabla 12.4–2**.

Tabla 12.4–2. Cálculo de producción de una draga IHC Beaver 600

Parámetro	Símbolo	cantidad	unidad	Observaciones
Potencia Motor Principal para la Bomba	HPd	506	HP	Valor de ficha técnica del equipo
Bomba sumergida		NO		Ficha técnica
Potencia Motor del Cortador	HPc	70	HP	Valor de ficha técnica del equipo
Velocidad rotación cortador (max)	Vc	34	rpm	Valor de ficha técnica del equipo
Diámetro Tubería de descarga	Dd	390	mm	Valor de ficha técnica del equipo
Eslora con escalera levantada		20,1	m	aprox.
Borneo		35	grados	Valor de ficha técnica del equipo
Ancho de dragado a profundidad máxima		18	m	Valor de ficha técnica del equipo
Ancho de dragado a profundidad mínima		22,5	m	Valor de ficha técnica del equipo

Parámetro	Símbolo	cantidad	unidad	Observaciones
Velocidad de barrido lateral		25	m/min	Valor de ficha técnica del equipo
Carrera horizontal pilón de dragado		0	m	Valor de ficha técnica del equipo
Longitud tubería de descarga	L	1000	m	Dato de proyecto, variable entre 500 y 1500 m
Profundidad de dragado (min)	d min	1	m	Valor de ficha técnica del equipo
Profundidad de dragado (medio)	d	2,5	m	Dato de proyecto, superior en 1 m al de navegación
Calado medio con los Tanques llenos	cm	1,1	m	Valor de ficha técnica del equipo
Profundidad de dragado (max)	d max	8	m	Valor de ficha técnica del equipo
Altura mínima de cada corte	h min	0,8	m	$h_{min} = 2.1 \times Dd$
Espesor del manto a dragar	z	0,8	m	Dato de proyecto, valor estimado igual a $h_{c min}$
Resistencia del suelo	N	1	# SPT	Dato estimado, suelo de muy baja cohesión
Diámetro arena	d50	0,4	mm	Dato de proyecto, representativo del tramo Peruano
Verificación potencia del cortador requerido	HPc req	63	HP	Cumple verificación de potencia del cortador
Paso del avance de anclas	a	50	m	$50 < a < 100$ metros depende del tamaño de la draga
Ancho del corte	b	20	m	$20 < b < 90$ metros depende de la eslora de la draga
Coefficiente avance	Cp	2	m	$1 \times Dd < Cp < 6 \times Dd$
Avance con cada movimiento de pilón	p	0,78	m	$p = C_p \times Dd$
Tiempo para mover anclas	ta	0,33	horas	Dato de operación del equipo
Tiempo para avanzar pilón	tp	0,05	horas	Dato de operación del equipo
Coefficiente de fricción descarga	fm	0,65	#	Abaco de Bray, función de d50 y L
Relación profundidad de dragado	Rd	0,3	#	$Rd = d/d_{max}$
Altura de corte aplicado	hd	0,8	m	Dato de proyecto
Relación alturas de corte	Rz	1,0	#	$Rh = h_d/h_{min}$
Coefficiente profundidad y altura del corte	ft	0,5	#	Abaco de Bray, función de Rd y Rz
Producción Nominal	Pnom	164	m ³ /hora	$P_{nom} = f_m \times f_t \times HP_d$
Producción Nominal según fabricante	P'nom	350	m ³ /hora	Valor de ficha técnica del equipo. Arena Gruesa Curva C
Coefficiente eficiencia cambio posición pilones	fp	0,60	#	$f_p = 1 / (1 + (P_{nom} \times t_p) / (z \times p \times b))$
Coefficiente eficiencia cambio posición anclas	fa	0,96	#	$f_a = 1 / (1 + (P_{nom} \times f_p \times t_a) / (z \times a \times b))$
Producción máxima potencial	Pmax	95	m ³ /hora	$P_{max} = f_a \times f_p \times P_{nom}$

Director de Proyecto:
Julio Cardini

También se aprecia que la producción horaria se encuentra por debajo de los 100 m³, lo cual indica que tampoco con una draga de menor tamaño se consigue una producción suficiente para realizar la tarea.

Las producciones calculadas corresponden al diseño standard con los dos pilones fijados al casco de la draga. En general los fabricantes ofrecen dentro del equipo adicional un carro auxiliar (spud carriage) para el pilón principal. Este equipo adicional se agrega en la popa de la draga y permite avanzar la draga respecto del pilón de dragado mediante un sistema hidráulico. El aumento de producción debido al uso del carro con pilón móvil es del orden de 30% debido al ahorro de tiempos muertos en el ciclo de dragado debidos a maniobra de los pilones. Aún en este caso, los valores resultantes son insuficientes.

Considerando todos los factores involucrados en el análisis, y teniendo en cuenta que se necesitaría una pequeña flota de pequeñas dragas para realizar las tareas necesarias, el costo por metro cúbico de dragado podría superar los 4 o 5 dólares, es decir, se requeriría una inversión anual sensiblemente superior a los 2 millones de dólares..

Cabe recordar que el objetivo de esta tarea de mantenimiento, es asegurar la navegación en la franja de tiempo que va desde el 95% de permanencia (11,5 meses aprox.), al 88% de permanencia (10,5 meses al año), es decir, permite extender la navegación con 4 pies de calado en un mes al año. Como consecuencia del presente análisis se considera que resultaría más eficiente, reducir en ese mes el calado de navegación, a los efectos de compensar la baja de niveles del río, aunque se pierda cierta eficiencia y aumente transitoriamente el costo por tonelada transportada.

12.5. Aplicación al tramo Ecuatoriano del río Napo

Cabe recordar en primer lugar que las conclusiones sobre no factibilidad de la operación de dragado en el tramo peruano, se obtienen en condiciones tales que la longitud de la zona a dragar a lo largo del tramo peruano es inferior a 2,5 km.

En cambio, en el tramo ecuatoriano se verificó que aún considerando el tránsito de barcazas individuales de 4 pies de calado, si se quisiera respetar la permanencia de la navegación en el 95% del tiempo y con las revanchas de seguridad recomendadas, se deberían dragar más de 60 km de río, es decir prácticamente 25 veces más de longitud y con profundidades de corte mayores, lo cual exigiría disponer de una muy amplia flota de dragas operando al menos 6 meses al año.

Estas consideraciones basadas en órdenes de magnitud de variables simples pero representativas, ilustran claramente los enormes costos y dificultades que involucraría la decisión de dragar el tramo ecuatoriano del río, y permiten concluir que esta actividad sería técnicamente muy compleja, interrumpiría la navegación en múltiples puntos dada la carencia de canales alternativos, sería ambientalmente muy impactante (debido a los enormes volúmenes que deberían ser movilizados, seguramente superiores a los 15 millones de metros cúbicos anuales) y por ende, también resultaría económicamente insostenible, sean cuales fueren los tráficos de mercaderías a movilizar dentro de los márgenes previsibles.

Director de Proyecto:
Julio Cardini

13. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE TRANSPORTE DE PALIZADAS Y ACCIONES DE LAS MISMAS SOBRE DEFENSAS DE EMBARCADEROS

13.1. Transporte de Detritos Vegetales o Palos

El río Napo transporta detritos vegetales que son mayormente ramas y árboles que en adelante y en forma sencilla y corta denominamos "palos". El término de uso en la Amazonia " palizada " se refiere a la acumulación de palos en el cauce, ver **Figura 13.1–1**. Ello ocurre en bajos fondos o pasos y en muelles y otras proyecciones naturales o artificiales de la costa. El aporte de palos proviene de la erosión de costas e islas vegetadas, del aporte de afluentes, y el lavado de zonas vegetadas en épocas de desborde. En la literatura internacional se hace referencia al transporte y acumulación de palos con la sigla LWD (Large Woody Debris), pero estos conocimientos se refieren a torrentes y ríos de montaña en general de escala y características sustancialmente diferentes al río Napo.

Las acumulaciones de palos en los cauces navegables o paleríos se conoce bajo el término "snag" y de allí la acción de remoción de paleríos o "snag removal" que fue una de las actividades en la apertura inicial de cauces navegables en la cuenca del río Mississippi.

Figura 13.1–1 Palizada en un muelle flotante



13.2. Origen o Fuentes de Palos

Como ya fuera indicado una fuente importante del aporte de palos proviene de la erosión de costas e islas vegetadas como se ilustra en la **Figura 13.2–1**.

Figura 13.2–1. Erosión de costas con palos en la zona del Napo



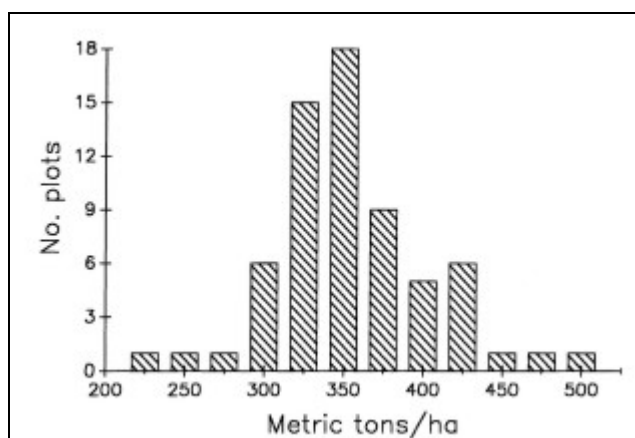
Para la evaluación del aporte de palos debido a la erosión de costas se analizó la magnitud de la erosión en hectáreas cada año a lo largo del cauce del río Napo evaluada mediante comparación de imágenes satelitales y la cantidad de palos media (P) de la región en kilos cada hectárea. La cantidad de palos se consideró una fracción de la biomasa vegetal (BMT).

13.3. Masa Vegetal y Masa de Palos

La Biomasa en la selva Amazónica varía entre 231 y 492 toneladas/ha, con una media de 356 tn / ha (Ref. 13-1, Laurance et al, 1999)²¹. La distribución de frecuencia de muestras en lotes (plots) muestreados de biomasa en toneladas por Ha se indica en la **Figura 13.3–1**.

²¹ Laurance, W. F.; Fearnside, P. M.; Laurance, S. G.; Delamonica, P.; Lovejoy, T. E. Rankin-de Merona, V.; Chambers, J. Q.; Gascon, C. 1999. Relationship between soils and Amazon forest biomass: a landscape-scale study- Forest Ecology and Management N° 118

Figura 13.3–1. Biomasa en lotes de muestreo



Fuente: Laurance et al, (1999)

Para el cálculo se adoptó el valor medio de biomasa BMT = 356 tn / ha

Para estimar la proporción de palos en la biomasa se utiliza la Ref 13-2 (L.E.O.C.Aragão, et al, 2009)²². Dicha referencia contiene resultados de la producción primaria neta de carbono (PPN) que es proporcional la biomasa total (BMT).

$$PPN = \alpha \text{ BMT}$$

La proporción de PPN de cada componente de la masa de los árboles incluyendo la masa que se encuentra debajo del nivel de terreno o sea las raíces gruesas y finas. Las componentes principales consideradas son: la copa, ramas, tronco, raíces y raíces finas. Se consideró que los palos (P) están constituidos por las ramas, el tronco y las raíces, y consecuentemente de la Ref 13-2 en base a datos promedio de diez lotes de 1 Ha se obtiene la **Tabla 13.3–1**:

²² "Above and below ground net primary productivity (PPN) across ten Amazonian forests on contrasting soils " de L.E.O.C.Aragão, Y.Malhi, D.B.Metcalf, J.E.Silva-Espejo, E.Jiménez, D.Navarrete, S. Almeida, A.C.L.Costa, N.Salinas, O.L.Phillips, L.O.Anderson, E.Alvarez, T.R.Baker, P.H.Goncalvez, J.Huamán-Ovalle, M.Mamani-Solórzano, P.Meir, A.Monteagudo, S.Patiño, M.C.Peñuela, A. Prieto, C.A.Quesada, A. Rozas-Dávila, A.Rudas, J.A.Silva Jr., y R. Vásquez, publicado en Biogeosciences, 6, p 2759–2778, 2009.

Tabla 13.3–1. Biomasa media en lotes de 1 ha

Producción Primaria Neta (PPN) de carbono	PPN (tn/ha/año)	Porcentaje
Copa de los árboles	4.33	33.7 %
Ramas	1.00	7.8 %
Tronco	2.71	21.1 %
Raíces	0.61	4.8 %
Raíces finas	4.07	31.7 %
Compuestos orgánicos VOC	0.10	.8 %
Sobre nivel terreno SNT	8.16	
Bajo nivel terreno BNT	4.68	
Total	12.83	
PPN BNT/ PPN SNT	0.59	

Fuente: Aragão, et al (2009)

En base a los datos de la tabla anterior se obtiene:

$$P \left[\frac{tn}{ha} \right] = \frac{(7.8 + 21.1 + 4.8)}{100} \times \frac{12.83}{8.16} \times BMT \left[\frac{tn}{ha} \right] = 0.53 \times BMT \left[\frac{tn}{ha} \right]$$

y consecuentemente :

$$P \text{ tn/ha} = 0.53 \text{ BMT} = 0.53 * 356 \text{ tn / ha} = 188 \text{ tn / ha}$$

En definitiva se obtiene que cada hectárea de ribera o isla vegetada y erosionada aporta en promedio 188 tn de palos al río Napo.

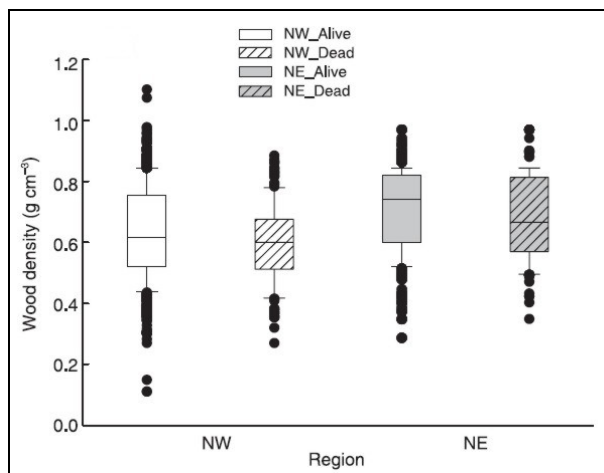
13.4. Densidad de Palos

La densidad de los palos en las regiones Noroeste (NW) y Noreste (NE) se informa en la Ref 13.-3 (Kuo-Jung Chao et al, 2008)²³. La densidad de la madera verde (alive) en la región Noroeste (NW) es variable entre 0.1 y 1.1 tn/m³ con un valor medio del orden de 0.6 tn/m³. La madera seca (dead) tiene un valor medio similar y menor dispersión densidades que en general son inferiores a 0.9 tn/m³ (**Figura 13.4–1**),

Evidentemente los palos y árboles con densidad superior a la densidad del agua, i.e 1 tn/m³ son un peligro en la vía navegable, que requerirían señalización y en lo posible deben ser removidos.

²³ Kuo-Jung Chao, O.L.Phillips, E.Gloor, A.Monteagudo, A.Torres-Lezama, R.Vásquez Martínez, " Growth and wood density predict tree mortality in Amazon forests", Journal of Ecology 2008, 96, p 281–292

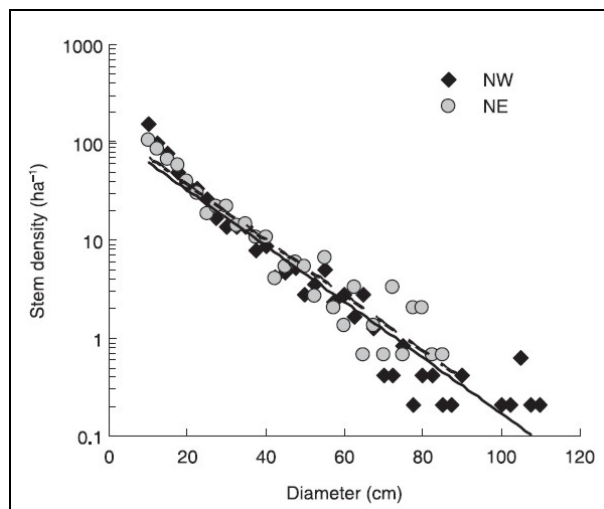
Figura 13.4–1. Densidad de los palos en las regiones NW y NE



13.5. Diámetros de Palos

Los valores típicos de los diámetros de los troncos de árbol y su densidad por hectárea en la región Amazónica se ilustran en la siguiente Figura 03. Dicha figura proviene de la Ref 03 Chao y otros 2008. Los diámetros se encuentran en el rango de 0.01 a 1.10 metros. La cantidad de troncos por hectárea es inversamente proporcional al diámetro, variando entre 100 troncos de diámetro 0.10 metros a menos de un tronco de diámetro 0.60 a 1.10 metros. Ver **Figura 13.5–1**.

Figura 13.5–1. Diámetro de troncos de árbol en las regiones NW y NE



13.6. Producción de Palos

La producción de palos en el río Napo se calculó por subtramos "i" en base a la superficie erosionada de tierras ribereñas (A riberas) e islas vegetadas (A islas) conforme a la siguiente expresión:

$$PP_{pali} = (A_{riberasi} + A_{islasi}) * P$$

donde las áreas erosionadas A riberasi y A islasi se expresan en hectáreas.

La producción de palos fue calculada por tramos del río Napo para dos períodos 1990 - 2000 y 2000 - 2008 empleando el análisis multitemporal basado en imágenes Landsat. El aporte de palos de los cursos afluentes fue estimado en forma porcentual respecto de la producción de palos del cauce principal. Dado que no existen observaciones al respecto se adoptó el valor 50% para considerar este aporte adicional.

El transporte de palos en una progresiva dada "L" se calculó como el valor acumulado de la producción de palos en el desarrollo de cauce aguas arriba del punto considerado hasta Orellana en la progresiva Lo:

$$TP = \sum_L^{Lo} PP_i$$

El cálculo se desarrolla en la **Tabla 13.6–1**. Se consideró que el aporte de palos se produce en los meses de aguas altas, o sea en abril, mayo, junio y julio, es decir unos 122 días corridos.

Tabla 13.6–1. Producción de Palos entre 1990 y 2000

Tramo	Desde Progr. (km)	Hasta Progr. (km)	Progr. Media (km)	Long. (km)	Caudal (m ³ /s)	Pendiente (m/m)	Potencia (Nm/s)	Erosión (ha)			Biomasa (tn/año)		Producción de Biomasa	
								Costa	Islas	Total	Cauce Principal	Cauces Tributarios	Total (tn/año)	Total (tn/año/km)
1	0	23	11,5	23	7711	0,00013	10101	262	395	658	35837	17919	53756	2337
2	23	58	40,5	35	7351	0,00013	9630	188	192	380	20690	10345	31035	887
3	58	93	75,5	35	6918	0,00013	9062	155	655	811	44166	22083	66249	1893
4	93	128	110,5	35	6522	0,00013	8544	344	512	856	46635	23318	69953	1999
5	128	163	145,5	35	6131	0,00013	8032	204	346	550	29962	14981	44943	1284
6	163	198	180,5	35	5741	0,00013	7521	652	480	1132	61659	30830	92489	2643
7	198	233	215,5	35	5373	0,00013	7038	513	808	1322	71981	35991	107972	3085
8	233	268	250,5	35	5019	0,00013	6575	325	366	692	37684	18842	56527	1615
9	268	303	285,5	35	4701	0,00014	6580	193	436	629	34272	17136	51407	1469
10	303	338	320,5	35	4389	0,00015	6615	162	368	529	28832	14416	43248	1236
11	338	373	355,5	35	4077	0,00016	6584	294	190	485	26391	13195	39586	1131
12	373	408	390,5	35	3765	0,00017	6485	201	525	726	39519	19759	59278	1694
13	408	443	425,5	35	3459	0,00018	6350	391	868	1259	68596	34298	102894	2940
14	443	478	460,5	35	3194	0,00020	6366	423	437	860	46869	23435	70304	2009
15	478	513	495,5	35	2930	0,00022	6300	259	511	769	41911	20956	62867	1796
16	513	548	530,5	35	2665	0,00023	6149	131	898	1029	56047	28024	84071	2402
17	548	583	565,5	35	2412	0,00025	5980	96	471	568	30929	15465	46394	1326

Tramo	Desde Progr. (km)	Hasta Progr. (km)	Progr. Media (km)	Long. (km)	Caudal (m³/s)	Pendiente (m/m)	Potencia (Nm/s)	Erosión (ha)			Biomasa (tn/año)		Producción de Biomasa	
								Costa	Islas	Total	Cauce Principal	Cauces Tributarios	Total (tn/año)	Total (tn/año/km)
18	583	618,5	600,75	35,5	2180	0,00027	5856	258	461	718	39132	19566	58697	1653
19	618,5	653	635,75	34,5	1953	0,00029	5662	101	426	526	28673	14336	43009	1247
20	653	688	670,5	35	1729	0,00031	5375	319	239	558	30383	15191	45574	1302
21	688	723	705,5	35	1520	0,00034	5103	363	158	521	28397	14198	42595	1217
22	723	758	740,5	35	1316	0,00036	4760	241	141	382	20816	10408	31225	892
23	758	781,1	769,55	23,1	1154	0,00039	4445	159	114	273	14866	7433	22299	965
Total								6235	9999	16234				1697

Tabla 13.6–2. Producción de Palos entre 2000 y 2008

Tramo	Desde Progr. (km)	Hasta Progr. (km)	Progr. Media (km)	Long. (km)	Caudal (m³/s)	Pendiente (m/m)	Potencia (Nm/s)	Erosión (ha)			Biomasa (tn/año)		Producción de Biomasa	
								Costa	Islas	Total	Cauce Principal	Cauces Tributarios	Total (tn/año)	Total (tn/año/km)
1	0	23	11,5	23	7711	0,00013	10101	365	46	411	27965	13983	41948	1824
2	23	58	40,5	35	7351	0,00013	9630	150	1203	1353	92128	46064	138192	3948
3	58	93	75,5	35	6918	0,00013	9062	454	501	955	65010	32505	97515	2786
4	93	128	110,5	35	6522	0,00013	8544	555	2293	2848	193892	96946	290838	8310
5	128	163	145,5	35	6131	0,00013	8032	109	861	971	66079	33040	99119	2832
6	163	198	180,5	35	5741	0,00013	7521	331	805	1136	77346	38673	116020	3315
7	198	233	215,5	35	5373	0,00013	7038	391	1189	1580	107571	53785	161356	4610
8	233	268	250,5	35	5019	0,00013	6575	361	561	921	62731	31365	94096	2688
9	268	303	285,5	35	4701	0,00014	6580	340	452	792	53952	26976	80928	2312
10	303	338	320,5	35	4389	0,00015	6615	256	782	1038	70654	35327	105981	3028
11	338	373	355,5	35	4077	0,00016	6584	96	1442	1537	104674	52337	157010	4486
12	373	408	390,5	35	3765	0,00017	6485	342	837	1178	80213	40107	120320	3438
13	408	443	425,5	35	3459	0,00018	6350	434	698	1131	77032	38516	115548	3301
14	443	478	460,5	35	3194	0,00020	6366	472	753	1225	83396	41698	125094	3574
15	478	513	495,5	35	2930	0,00022	6300	315	894	1209	82320	41160	123480	3528
16	513	548	530,5	35	2665	0,00023	6149	1647	1516	3163	215375	107687	323062	9230
17	548	583	565,5	35	2412	0,00025	5980	1346	866	2212	150586	75293	225879	6454

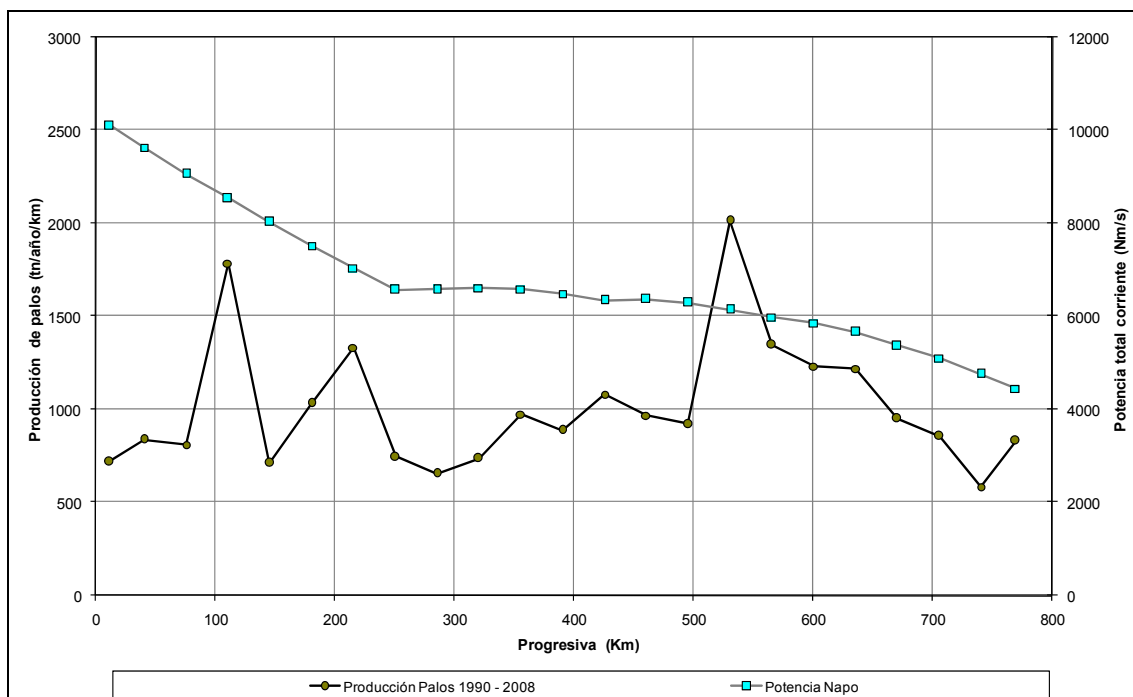
Tramo	Desde Progr. (km)	Hasta Progr. (km)	Progr. Media (km)	Long. (km)	Caudal (m ³ /s)	Pendiente (m/m)	Potencia (Nm/s)	Erosión (ha)			Biomasa (tn/año)		Producción de Biomasa	
								Costa	Islas	Total	Cauce Principal	Cauces Tributarios	Total (tn/año)	Total (tn/año/km)
18	583	618,5	600,75	35,5	2180	0,00027	5856	1571	325	1896	129099	64549	193648	5455
19	618,5	653	635,75	34,5	1953	0,00029	5662	1512	445	1958	133279	66639	199918	5795
20	653	688	670,5	35	1729	0,00031	5375	1207	229	1436	97798	48899	146697	4191
21	688	723	705,5	35	1520	0,00034	5103	1099	178	1277	86937	43468	130405	3726
22	723	758	740,5	35	1316	0,00036	4760	511	337	848	57762	28881	86643	2476
23	758	781,1	769,55	23,1	1154	0,00039	4445	423	447	870	59213	29606	88819	3845
Total								14285	17660	31946				4137

Se observa en la **Figura 13.6–1** que la producción de palos a lo largo del río Napo es aproximadamente constante a lo largo del tramo en estudio. Dicha producción de palos se estima es del orden de 1000 tn/km año.

La correlación del transporte de palos con la potencia "N" del escurrimiento en el cauce no produjo una mejora en la interpretación de resultados, siendo:

$$N = \rho \ g \ Q \ S$$

Figura 13.6–1. Producción de palos a lo largo del río Napo



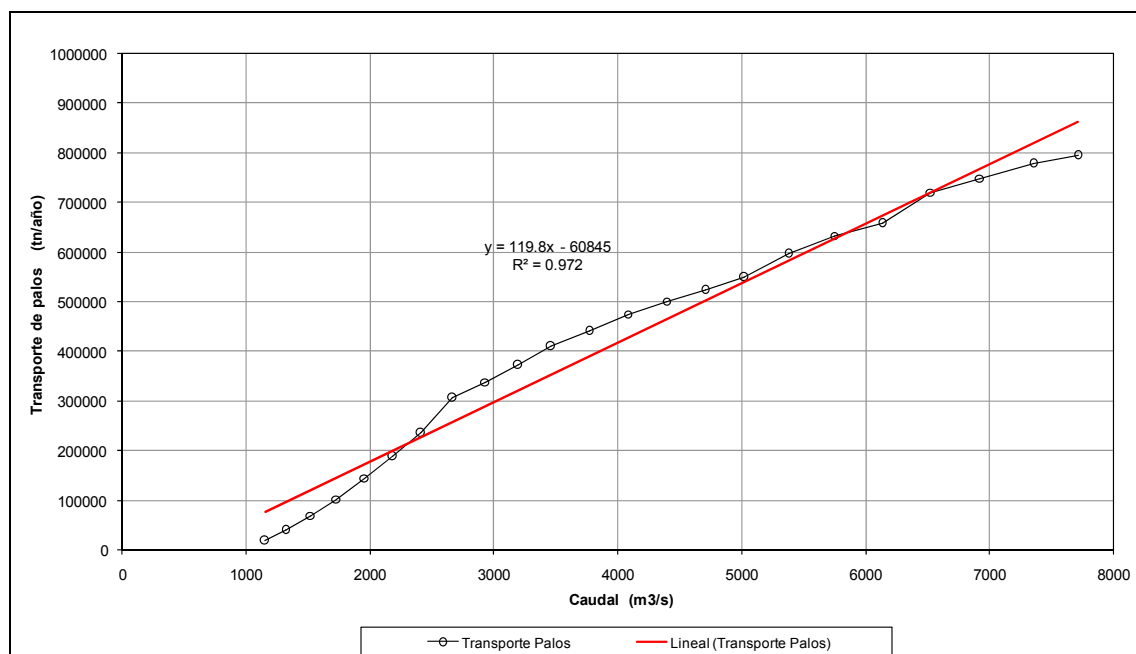
El transporte total de palos TP muestra una correlación razonable con el caudal dominante del río Napo, ver **Figura 13.6–2**.

$$TP \text{ (tn/año)} = 119.86 \text{ QD (m}^3/\text{s)} - 60845$$

$$R^2 = 0.97$$

En consecuencia, se concluye que el río Napo presenta una alta capacidad de transporte de detritos vegetales o troncos.

Figura 13.6–2. Producción de palos en función del Caudal del río Napo



13.7. Empuje de una Palizada sobre una Defensa

Como ya fuera indicado el término "palizada" de uso en la Amazonia se refiere a la acumulación de palos y troncos en el cauce. Ello ocurre en bajos fondos o pasos y en muelles y otras proyecciones naturales o artificiales de la costa.

Todo desbalance en el transporte de palos produce las acumulaciones de palos que se denominan palizada. El empuje de una palizada (EA) sobre una defensa se computa como un embalsado que suma fuerzas de arrastre por forma y arrastre por fricción lateral sobre el cuerpo sumergido mediante la siguiente expresión:

$$E_A = C_A B c \rho \frac{U^2}{2} + C_f B L \rho \frac{U^2}{2}$$

donde "c" es el calado (espesor) de la palizada, "B" es el ancho transversal a la corriente, "L" es la longitud que se indica en la **Figura 13.7–1**, ρ es la masa específica del agua, "U" es la velocidad de la corriente, "CA" es el coeficiente de arrastre, y "Cf" es el coeficiente de fricción lateral.

Considerando un ancho unitario, o sea B = 1 metro, Una longitud de palizada L = 100 metros y un calado de la palizada c = 2 metros se obtiene una fuerza de arrastre EA = 1 tn/m.

El cálculo se detalla en la **Tabla 13.7–1**:

Figura 13.7–1. Esquema de defensa contra palizadas

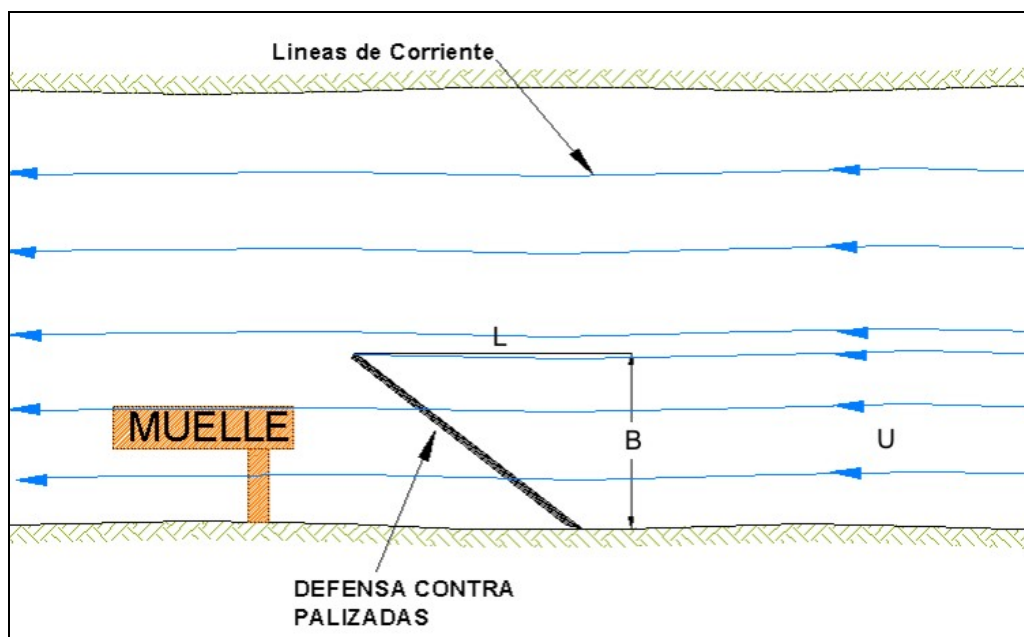


Tabla 13.7–1 Cálculo de producción de palos en el río Napo

Datos			
Coef. Arrastre	Cf	0,01	
Ancho	B	1	m
Largo	L	100	m
Densidad agua	ρ	1000	kg
Velocidad	U	2	m/s
Cálculo			
Fuerza de arrastre por fricción	Ff	2000	N
Fuerza de arrastre por fricción	Ff	0,2	tn
Datos			
Coef. Arrastre	CA	2	
Ancho	B	1	m
Espesor (calado palizada)	c	2	m
Densidad agua	ρ	1000	kg
Velocidad	U	2	m/s
Cálculo			
Fuerza de arrastre por forma	Fa	8000	N
Fuerza de arrastre por forma	Fa	0,8	tn
Fuerza de arrastre total	E_A	1	tn

Director de Proyecto:
Julio Cardini