



Memoria del proyecto para optar al Título de  
Ingeniero Civil Oceánico

**ESTUDIO CONCEPTUAL DE PROFUNDIZACIÓN DEL  
CANAL HAVERBECK, XIV REGIÓN DE LOS RÍOS,  
VALDIVIA.**

**GINA ISRAEL GAJARDO ESPINOZA**

Noviembre 2018

ESTUDIO DE LA PROFUNDIZACIÓN DEL CANAL HAVERBECK, XIV REGIÓN  
DE LOS RÍOS, VALDIVIA.

Gina Israel Gajardo Espinoza

COMISIÓN REVISORA	NOTA	FIRMA
PATRICIO WINCKLER, REVISOR 1 Profesor guía	_____	_____
MATÍAS QUEZADA, REVISOR 2 Docente	_____	_____
SOLEDAD HIDALGO, REVISOR 3 Docente	_____	_____

## **DECLARACIÓN**

*Este trabajo, o alguna de sus partes, no ha sido presentado anteriormente en la Universidad de Valparaíso, institución universitaria chilena o extranjera u organismo de carácter estatal, para evaluación, comercialización u otros propósitos. Salvo las referencias citadas en el texto, confirmo que el contenido intelectual de este Proyecto de Título es resultado exclusivamente de mis esfuerzos personales.*

*La Universidad de Valparaíso reconoce expresamente la propiedad intelectual del autor sobre esta Memoria de Titulación. Sin embargo, en caso de ser sometida a evaluación para los propósitos de obtención del Título Profesional de Ingeniero Civil Oceánico, el autor renuncia a los derechos legales sobre la misma y los cede a la Universidad de Valparaíso, la que estará facultada para utilizarla con fines exclusivamente académicos.*

---

**Gina Gajardo Espinoza**  
**Memorista**

---

**Patricio Winckler Grez**  
**Profesor Guía**

## **AGRADECIMIENTOS**

*Quiero agradecer en primer lugar a Dios, por poner esta carrera en mi camino y ayudarme en cada momento que lo necesité. Considero que sin Él nada soy y nada puedo hacer.*

*Agradezco también a mi profesor guía Patricio Winckler por su disposición de revisar y poner atención a las dudas que tenía, a pesar de su escaso tiempo. Y un agradecimiento muy especial a mi profesor de Comisión Matías Quezada, quien a pesar de ya no ser mi profesor guía, se dio el tiempo de enseñarme con mucha paciencia el modelo y me ayudó bastante, considerando que su tiempo era muy limitado, se daba los espacios necesarios para atender mis dudas.*

*Agradezco a mi familia completa, en especial a mi madre Gina Espinoza quien me daba aliento (varios retos) y me ayudó en el proceso de tamizar las muestras de sedimento. Ella ha sido y siempre será el pilar fundamental en mi vida. Agradezco también a mi padre Oscar Gajardo quien siempre me apoyó en todo lo necesario, tanto moral como económicamente. A mis abuelitos Juan Espinoza y Rosa Ibañez, quisiera agradecer por sus oraciones constantes que me ayudaron mucho. También a mi novio Luis Jelvez, por la paciencia y comprensión que siempre me brindó, gracias por darme ánimo cuando más lo necesité.*

*Doy gracias a Dios por poder encontrar a unos amigos muy buenos dentro de la carrera, que también sentí su apoyo y ayuda cada vez que tenía alguna duda, especialmente a Francisco Navarro (Kiko), José Ribba (J.I), Paulette Massart (Polilla), Rodrigo Campos (Ro) y Javiera Nuñez (Javivi), los llevaré siempre en mi corazón.*

*Sin todos los que antes mencioné no hubiese podido lograrlo, por eso estoy inmensamente agradecida de cada uno de ellos.*

## LISTA DE CONTENIDOS

<b>DECLARACIÓN</b> .....	2
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	3
<b>LISTA DE CONTENIDOS</b> .....	4
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	7
1 RESUMEN.....	11
2 INTRODUCCIÓN.....	12
3 OBJETIVOS .....	13
3.1 OBJETIVO GENERAL.....	13
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	13
4 ALCANCES Y LIMITACIONES .....	14
5 MARCO TEÓRICO .....	15
5.1 DESCRIPCIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO.....	15
5.1.1 TERREMOTO 1960, VALDIVIA.....	16
5.1.2 CLIMA .....	17
5.2 ASPECTOS GENERALES DE LA HIDRÁULICA EN CONTORNO ABIERTO ...	19
5.2.1 CLASIFICACIÓN DEL ESCURRIMIENTO.....	19
5.2.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS CANALES.....	23
5.2.3 DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN CANAL ABIERTO.....	23
5.2.4 DISTRIBUCIÓN DE PRESIÓN UNA SECCIÓN DEL CANAL .....	26
5.3 ASPECTOS GENERALES DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN RÍOS ..	27
5.3.1 ARRASTRE INCIPIENTE DE SEDIMENTOS NO COHESIVOS.....	27
5.3.2 ÁNGULO DE REPOSO SUMERGIDO.....	27
5.3.3 FORMAS DE FONDO E INFLUENCIA DEL NÚMERO DE FROUDE .....	29
5.3.4 CRITERIOS DE ARRASTRE INCIPIENTE .....	30
5.3.5 TRANSPORTE INCIPIENTE DE SEDIMENTO GRADUADO .....	31
5.3.6 MECANISMOS DE TRANSPORTE .....	32
5.4 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO .....	33
5.4.1 MÓDULO HIDRODINÁMICO.....	34
5.4.2 MÓDULO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS .....	35
5.5 BUQUE DE DISEÑO .....	36

5.6	DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD Y ANCHO DEL CANAL .....	38
5.6.1	PROFUNDIDAD DE LA VÍA DE NAVEGACIÓN .....	38
5.6.2	ANCHO DE LA VÍA DE NAVEGACIÓN .....	40
6	METODOLOGÍA .....	43
6.1	ASPECTOS GENERALES .....	43
6.2	CARACTERIZACIÓN DE LAS CONDICIONES NATURALES .....	44
6.2.1	SEDIMENTOS.....	45
6.2.2	MAREA.....	49
6.2.3	CORRIENTES.....	51
6.2.4	CAUDAL.....	52
6.2.5	BATIMETRÍA.....	53
6.3	MODELACIÓN NUMÉRICA SITUACIÓN ACTUAL (SIN DRAGADO).....	53
6.3.1	CALIBRACIÓN DEL MODELO .....	53
6.3.2	MODELACIÓN HIDRODINÁMICA.....	54
6.3.3	MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTO .....	55
6.4	DISEÑO DE LA VÍA DE NAVEGACIÓN .....	56
6.5	MODELACIÓN NUMERICA SITUACIÓN CON PROYECTO (CON DRAGADO) 57	
6.5.1	MODELACIÓN HIDRODINÁMICA.....	57
6.5.2	MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTOS .....	57
6.6	EVALUACIÓN CONCEPTUAL DEL PROYECTO DEL CANAL ARTIFICIAL .....	57
6.6.1	TASA DE SEDIMENTACIÓN.....	57
6.6.2	DRAGADO INICIAL Y DE MANTENCIÓN .....	58
6.6.3	CUBICACIÓN.....	58
6.6.4	COSTOS DEL DRAGADO.....	58
7	RESULTADOS Y ANÁLISIS .....	59
7.1	CARACTERIZACIÓN DE LAS CONDICIONES NATURALES .....	59
7.1.1	SEDIMENTOS.....	59
7.1.2	MAREA.....	60
7.1.3	CORRIENTES.....	62
7.1.4	CAUDALES .....	64
7.2	MODELACIÓN NUMÉRICA SITUACIÓN ACTUAL, (SIN DRAGADO).....	66

7.2.1	CALIBRACIÓN DEL MODELO .....	66
7.2.2	MODELACIÓN HIDRODINÁMICA.....	68
7.2.3	MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTO .....	76
7.3	DISEÑO DE LA VÍA DE NAVEGACIÓN .....	86
7.3.1	TASA DE SEDIMENTACIÓN ACTUAL.....	86
7.3.2	DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD.....	87
7.3.3	DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE LA VIA DE NAVEGACIÓN.....	87
7.3.4	GEOMETRÍA DEL DRAGADO .....	87
7.4	MODELACIÓN NUMÉRICA SITUACIÓN CON PROYECTO.....	89
7.4.1	MODELACIÓN HIDRODINÁMICA.....	89
7.4.2	MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTOS .....	96
7.5	EVALUACIÓN CONCEPTUAL DEL PROYECTO DEL CANAL ARTIFICIAL ...	109
7.5.1	TASA DE SEDIMENTACIÓN.....	109
7.5.2	DRAGADO DE MANTENCIÓN.....	111
7.5.3	CUBICACIÓN Y COSTOS DEL DRAGADO .....	112
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	114
9	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	116
10	ANEXOS.....	117
10.1	SEDIMENTOS.....	117
10.2	RESULTADOS DETALLADO DE LOS PERFILES .....	119
10.2.1	PERFIL 1.....	119
10.2.2	PERFIL 2.....	120
10.2.3	PERFIL 3.....	121
10.2.4	PERFIL 4.....	123
10.2.5	PERFIL 5.....	124
10.2.6	PERFIL 6.....	125
10.2.7	PERFIL 7.....	126
10.2.8	PERFIL 8.....	127
10.3	MAREAS .....	129
10.4	CORRIENTES .....	130
10.5	MODELACIÓN HIDRODINÁMICA SITUACIÓN ACTUAL.....	132
10.6	MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTOS SITUACIÓN ACTUAL .....	133

10.7	MODELACIÓN HIDRODINÁMICA SITUACIÓN CON PROYECTO .....	135
10.8	MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTOS SITUACIÓN CON PROYECTO.....	137
10.9	<i>HYDRODYNAMICS</i> .....	141
10.9.1	TWO-DIMENSIONAL DEPTH-AVERAGED FLOW EQUATIONS.....	141
10.9.2	MOMENTUM FLUX CORRECTION COEFFICIENT.....	142
10.9.3	CORIOLIS PARAMETER .....	143
10.9.4	BED SHEAR STRESSES.....	143
10.9.5	WIND SHEAR STRESSES.....	144
10.9.6	LATERAL SHEAR STRESSES CAUSED BY TURBULENCE .....	145
10.9.7	ELEMENT WETTING AND DRYING .....	146

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1:	Modelos numéricos.....	12
Tabla 2:	Rangos de validez de las ecuaciones de transporte de sedimentos del modelo FESWMS.....	35
Tabla 3:	Características del Buque de Diseño .....	38
Tabla 4:	Resguardo para la seguridad y control de la maniobrabilidad del buque ( <i>rvsm</i> ) y el margen de seguridad ( <i>rvsd</i> ).....	40
Tabla 5:	Coordenadas de los puntos de extracción .....	47
Tabla 6:	Coordenadas UTM Perfiles muestreados.....	60
Tabla 7:	Planos de referencia .....	61
Tabla 8:	Constituyentes de marea significativos, Bahía de Corral.....	62
Tabla 9:	Caudales simulados para discretizar el transporte de sedimentos .....	65
Tabla 10:	Costos del dragado inicial .....	113
Tabla 11:	Costos del dragado de mantención.....	113
Tabla 12:	Tabla de Marea del puerto de Corral, diciembre del 2013.....	129

## LISTA DE FIGURAS

Figura 5-1:	Área de estudio.....	16
Figura 5-2:	comparación de los climas templado, cálido, lluvioso y templado frío lluvioso con influencia mediterránea.....	17
Figura 5-3:	Estaciones Fluviométricas interpretadas de la Cuenca del río Valdivia.....	18
Figura 5-4:	Variación media mensual de las estaciones pluviales.....	19
Figura 5-5:	Clasificación de escurrimiento uniforme y variado .....	20
Figura 5-6:	Propagación de ondas en canales abiertos .....	22
Figura 5-7:	Compatibilización de regímenes de escurrimiento de torrente y río .....	23
Figura 5-8:	Elementos para caracterizar secciones de escurrimiento de canales .....	23

Figura 5-9: Distribución de Velocidades en sección transversal.....	24
Figura 5-10: Perfil vertical de velocidades, indicando la estructura estratificada del flujo .	25
Figura 5-11: Distribución de presión en canal de flujo recto (A) y curvilíneo (B).....	27
Figura 5-12: Angulo de reposo sumergido .....	28
Figura 5-13: Ondas sedimentarias del tipo micro y mesoformicas .....	30
Figura 5-14: Esquema de mecanismos de transporte de sólidos en ríos .....	33
Figura 5-15: Buque de Diseño .....	37
Figura 5-16: Buque de diseño atracado en el canal Haverbeck .....	37
Figura 5-17: Factores que intervienen en al determinar las profundidades del agua en las áreas de navegación y flotación.....	38
Figura 5-18: Anchura de las vías de tramo recto con un solo carril de navegación .....	42
Figura 6-1: Diagrama de flujo del desarrollo del estudio .....	43
Figura 6-2: Ubicación de los datos empleados para la caracterización de las condiciones naturales.....	44
Figura 6-3: División de los puntos de muestreo de sedimentos, Canal Haverbeck .....	46
Figura 6-4: Escala granulométrica de Wentworth.....	49
Figura 6-5: Forzantes del modelo .....	55
Figura 6-6: Puntos de análisis de simulación en el modelo FESWMS .....	56
Figura 7-1: Serie de tiempo, mes de diciembre 2013.....	61
Figura 7-2: Áreas de ubicación de derivadores.....	64
Figura 7-3: Batimetría en la condición actual. La escala representa profundidades [m] ...	66
Figura 7-4: Comparación series de tiempo .....	67
Figura 7-5: Comparación dato a dato.....	68
Figura 7-6: Superficie del agua, mes de julio .....	69
Figura 7-7: Número de Froude, mes de julio.....	70
Figura 7-8: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de julio.....	71
Figura 7-9: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de septiembre.....	71
Figura 7-10: Velocidades en el punto aguas arriba .....	72
Figura 7-11: Velocidad en el punto inicio .....	73
Figura 7-12: Velocidades en el punto curva del canal .....	73
Figura 7-13: Velocidades en el punto recto del canal.....	74
Figura 7-14: Velocidades en el punto final del canal .....	74
Figura 7-15: Velocidades en el punto aguas abajo .....	75
Figura 7-16: Velocidades del flujo en planta, según la marea .....	76
Figura 7-17: Bed shear stress [N/m <sup>2</sup> ], mes de julio .....	77
Figura 7-18: Bed shear stress [N/m <sup>2</sup> ], mes de septiembre .....	78
Figura 7-19: Bed shear stress en el punto aguas arriba.....	78
Figura 7-20: Bed shear stress en el punto de inicio .....	79
Figura 7-21: Bed shear stress en el punto curva del canal.....	79
Figura 7-22: Bed shear stress en el punto recto del canal .....	80
Figura 7-23: Bed shear stress en el punto final del canal.....	80
Figura 7-24: Bed shear stress en el punto aguas abajo .....	81

Figura 7-25: Transporte Adimensional, mes de julio .....	82
Figura 7-26: Transporte adimensional, mes de septiembre.....	82
Figura 7-27: Transporte adimensional punto aguas arriba del canal.....	83
Figura 7-28: Transporte adimensional punto inicio del canal.....	84
Figura 7-29: Transporte adimensional punto curva del canal.....	84
Figura 7-30: Transporte adimensional punto recta del canal.....	85
Figura 7-31: Transporte adimensional punto final del canal .....	85
Figura 7-32: Transporte adimensional punto aguas abajo del canal .....	86
Figura 7-33: Tasa de sedimentación actual [m <sup>3</sup> /h] .....	87
Figura 7-34: Cortes en planta .....	88
Figura 7-35: Dimensiones de la geometría de dragado, sección transversal del canal ...	88
Figura 7-36: Comparación de secciones en 3 cortes transversales .....	89
Figura 7-37: Batimetría modificada .....	90
Figura 7-38: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de julio, sin y con proyecto.....	91
Figura 7-39: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de septiembre, sin y con proyecto .....	92
Figura 7-40: Velocidades en el punto recto del canal, sin y con proyecto .....	94
Figura 7-41: Velocidades en el punto final del canal, sin y con proyecto.....	95
Figura 7-42: Velocidades en el punto aguas abajo, sin y con proyecto .....	96
Figura 7-43: Bed Shear Stress [N/m <sup>2</sup> ], mes de julio, sin y con proyecto.....	97
Figura 7-44: Bed shear stress [N/m <sup>2</sup> ], mes de septiembre, sin y con proyecto.....	98
Figura 7-45: Bed Shear Stress en el punto recto del canal, sin y con proyecto.....	100
Figura 7-46: Bed shear stress en el punto final del canal, sin y con proyecto .....	101
Figura 7-47: Bed shear stress en el punto aguas abajo, sin y con proyecto.....	102
Figura 7-48: Transporte Adimensional, mes de julio, sin y con proyecto.....	103
Figura 7-49: Transporte adimensional, mes de septiembre, sin y con proyecto .....	104
Figura 7-50: Transporte adimensional punto recta del canal, sin y con proyecto .....	106
Figura 7-51: Transporte adimensional punto final del canal, sin y con proyecto.....	107
Figura 7-52: Transporte adimensional punto aguas abajo del canal, sin y con proyecto	108
Figura 7-53: Tasa anual de sedimentación [m <sup>3</sup> /h] .....	110
Figura 7-54: Tiempo de mantención de dragado v/s tiempo de ejecución.....	111
Figura 7-55: Tiempo de Mantención de dragado.....	112
Figura 10-1: Extracción de muestras de Sedimento en el Canal Haverbeck .....	117
Figura 10-2: Peso de la muestra antes de ser tamizada .....	118
Figura 10-3: Proceso de Tamizado.....	118
Figura 10-4: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 1.....	119
Figura 10-5: Clasificación de las muestras en el perfil 1 .....	120
Figura 10-6: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 2.....	120
Figura 10-7: Clasificación de las muestras en el perfil 2 .....	121
Figura 10-8: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 3.....	121
Figura 10-9: Clasificación de las muestras en el perfil 3 .....	122
Figura 10-10: Grava encontrada en la muestra 3 del perfil 3.....	122
Figura 10-11: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 4.....	123

Figura 10-12: Clasificación de las muestras en el perfil 4 .....	123
Figura 10-13: Grava fina en las muestras 2 y 3 del perfil 4 .....	124
Figura 10-14: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 5.....	124
Figura 10-15: Clasificación de las muestras en el perfil 5 .....	125
Figura 10-16: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 6.....	125
Figura 10-17: Clasificación de las muestras en el perfil 6 .....	126
Figura 10-18: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 7.....	126
Figura 10-19: Clasificación de las muestras en el perfil 7 .....	127
Figura 10-20: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 8.....	127
Figura 10-21: Clasificación de las muestras en el perfil 8 .....	128
Figura 10-22: Derivadores tipo cruceta .....	130
Figura 10-23: Foto N°1 el GPS en la embarcación y Foto N°2 GPS en tierra .....	130
Figura 10-24: Foto N° 1 GPS de la lancha y foto N° 2 bote zodiac .....	130
Figura 10-25: Escala gráfica (en metros) 1 : 50.000 .....	131
Figura 10-26: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de junio.....	132
Figura 10-27: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de agosto.....	132
Figura 10-28: Tensión de corte [N/m <sup>2</sup> ], mes de junio.....	133
Figura 10-29: Bed shear stress [N/m <sup>2</sup> ], mes de agosto .....	133
Figura 10-30: Transporte Adimensional, mes de junio .....	134
Figura 10-31: Transporte Adimensional, mes de agosto .....	134
Figura 10-32: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de junio, sin y con proyecto .....	135
Figura 10-33: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de agosto, sin y con proyecto .....	136
Figura 10-34: Bed Shear Stress [N/m <sup>2</sup> ], mes de junio, sin y con proyecto.....	137
Figura 10-35: Bed Shear Stress [N/m <sup>2</sup> ], mes de agosto, sin y con proyecto.....	138
Figura 10-36: Transporte Adimensional, mes de junio, sin y con proyecto.....	139
Figura 10-37: Transporte Adimensional, mes de agosto, sin y con proyecto.....	140

## **1 RESUMEN**

En este proyecto de título se realizó un estudio del transporte de sedimentos del canal Haverbeck en el río Valdivia, cuyos resultados fueron entregados con el modelo numérico FESWMS-2DH.

Se determinó que para caudales menores o iguales a 508 m<sup>3</sup>/s no se produce transporte de sedimentos, por lo tanto, solo en los meses de junio, julio, agosto y septiembre existiría transporte, ya que son los que tienen mayor escurrimiento medio. El resto de los meses no fueron considerados debido a que tenían un caudal menor o igual al indicado.

Debido a que el canal en la condición natural no se encuentra apto para la navegación de buques de calado máximo de 7 m, se determinó una sección donde el buque pueda desplazarse de forma segura. Para lograr este nuevo fondo, considerando las recomendaciones de la ROM, se calculó la profundidad y el ancho necesario para la navegación, con esto, se obtuvieron resultados del transporte una vez realizada la situación con proyecto. Se observó que, con una mayor profundidad, las velocidades de la hidrodinámica del canal disminuyen, así como también, el transporte de sedimentos.

Finalmente, se realizó un cálculo de la tasa de sedimentación, con el cual se determinó un dragado de mantención, debido a la alta probabilidad a que el canal vuelva a recargarse de sedimento. Dicha mantención, será necesaria para la óptima y continua navegación por el canal y, de este modo, alcanzar el objetivo del proyecto.

## 2 INTRODUCCIÓN

Con el terremoto y posterior tsunami de 1960, existe un cambio en la geografía de la XIV Región de los Ríos; tal es el caso del islote Haverbeck, ubicado en el río Valdivia. Luego del terremoto gran parte de terreno de este islote quedó sumergido, generando dificultades en la navegación.

Hoy en día es dragado periódicamente, debido al embanque de sedimento que se produce al transcurrir el tiempo.

La profundización del canal se presenta como un proyecto de relevancia, ya que de acuerdo a la información provista por la carta náutica N°6254, se aprecian profundidades de hasta 2 m en ciertos sectores, lo cual es insuficiente para las embarcaciones que allí transitan.

El astillero ASENAV tiene 3 terminales, 2 de ellos ubicados en el río Calle-Calle (terminal I y III) y el restante en el río Valdivia (terminal II), específicamente en el canal Haverbeck. En este último, se construye la fase final de las embarcaciones más grandes. Debido a las condiciones actuales de profundidad, las operaciones deben adecuarse a la marea.

Debido a lo anterior, es imprescindible utilizar un modelo numérico que permita analizar la hidrodinámica y morfodinámica del canal. Existen diferentes tipos de modelos que ejecutan la hidrodinámica (HD) y el transporte de sedimentos (ST). Como se muestra en la tabla 1 se utilizará el modelo numérico FESWMS 2DH, con el objetivo de determinar el tiempo de recarga de sedimento y una profundidad operativa para las embarcaciones.

**Tabla 1: Modelos numéricos**

MODELO	DIMENSIÓN	HD	ST	LICENCIA
1. HEC-RAS	1D	✓	✓	LIBRE
2. MIKE 11	1D	✓	✓	PAGADA
3. RMA2/4	2D	✓	✗	PAGADA
4. MIKE 21	2D	✓	✓	PAGADA
5 FESWMS	2D	✓	✓	PAGADA/DISPONIBLE
6. I-RIC	2D	✓	✓	LIBRE
7. FVCOM	3D	✓	✓	LIBRE
8. MIKE 3	3D	✓	✓	PAGADA
9. DELFT 3D	3D	✓	✓	LIBRE
10. ECOMSED	3D	✓	✓	LIBRE

Fuente: Elaboración Propia

Por esto es que se implementará un estudio conceptual de profundización en una parte de este río, en el cual se determinará a nivel de ingeniería conceptual las obras de

dragado necesarias para la operación de naves de hasta 7 m de calado máximo, mediante el análisis de la dinámica sedimentaria a través del modelo FESWMS-2DH.

### **3 OBJETIVOS**

#### **3.1 OBJETIVO GENERAL**

- Diseñar un dragado de mantención que permita la óptima navegabilidad.

#### **3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Caracterizar el comportamiento hidrodinámico del canal Haverbeck.
- Caracterizar el régimen de transporte de sedimentos en la zona de estudio, tanto en la condición actual como en la futura.
- Caracterizar la profundización adecuada en el canal Haverbeck.
- Determinar la profundidad necesaria para la operación de naves de hasta 7 m de calado en el canal Haverbeck, mediante el análisis de la dinámica sedimentaria empleando el modelo numérico FESWMS-2DH.

## **4 ALCANCES Y LIMITACIONES**

Si bien, se ha realizado un esfuerzo técnico para realizar la modelación numérica en la hidrodinámica que represente correctamente el transporte de sedimentos, debido a la escasez de información de campo y, como tesista, la complejidad de acudir a los recursos necesarios para hacer el trabajo completo de calibración, no se ha logrado comparar el modelo con mediciones de corrientes. Esta es una limitante que podría afectar a los resultados de transporte de sedimento y, por lo tanto, a los análisis. Sin embargo, debido a que el modelo ha sido revisado y sometido a análisis de sensibilidad, se cuenta con una confianza de que los resultados son representativos, al menos, en términos generales del comportamiento de la zona y concordante con la teoría.

Debido a las mismas especificaciones expuestas anteriormente (falta de recursos y de datos), este documento no presenta calibración del transporte de sedimentos para las modelaciones realizadas.

Cabe destacar que este estudio no se aplica en situaciones climáticas extremas u otro fenómeno poco frecuente.

## **5 MARCO TEÓRICO**

### **5.1 DESCRIPCIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO**

El sector de estudio se encuentra en la XIV Región de los Ríos, específicamente en la ciudad de Valdivia, en uno de los ríos más importantes y estudiados de Chile, denominado “Río Valdivia”.

La cuenca hidrográfica del río Valdivia se extiende desde la latitud 39° 20' por el norte y 40° 10' por el sur. Dos ríos son los que conforman la cuenca del río Valdivia, por un lado, a 15 km de su desembocadura, se encuentra el río Calle-Calle, el cual proviene del oriente y por el norte el río Cruces, conformando una cuenca trasandina, debido a que el origen de esta cuenca se encuentra más allá de la línea de frontera con Argentina. Además, tiene dentro de su curso alto una serie de lagos de gran tamaño. La extensión total de la cuenca es de 10.275 km<sup>2</sup>

El río Calle-Calle se conforma de los ríos San Pedro y Quinchilca, su curso de agua es en dirección weste, con forma de meandro y con una escasa pendiente, tiene una extensión total de 55 km.

El río Cruces tiene una extensión total de 125 km, al igual que el río Calle-Calle, su curso es en forma de meandro, dejando islas y pantanos; su dirección es de NE a SW y recibe aportes de los ríos Nanihue y Pichoy (AMPHOS21, 2012).

El canal en estudio tiene una longitud total de 1,85 km. El ancho del canal no es constante, en la desembocadura del lado sur, tiene 130 m y en la sección más angosta (poco antes de la curva), tiene 60 m aproximadamente. En la figura 5-1 se observa que sus aguas no son conducidas de forma rectilínea, sino que tiene formas sinuosas. Los ríos meandrosos se forman cuando existe un obstáculo que desvía el paso del agua y el flujo erosiona la orilla por donde se dirige y deposita parte del sedimento en la orilla opuesta (Elliott, 2010).

La figura 5-1 muestra la ciudad de Valdivia en una imagen satelital, donde se destaca con un recuadro rojo el islote Haverbeck y el canal homónimo que lo bordea.

El sistema de coordenadas utilizado está en UTM, datum SIRGAS (WGS84), huso 18 y la imagen está actualizada el 14 de enero del 2017.

Figura 5-1: Área de estudio



Fuente: Elaboración propia, Google Earth

### 5.1.1 TERREMOTO 1960, VALDIVIA

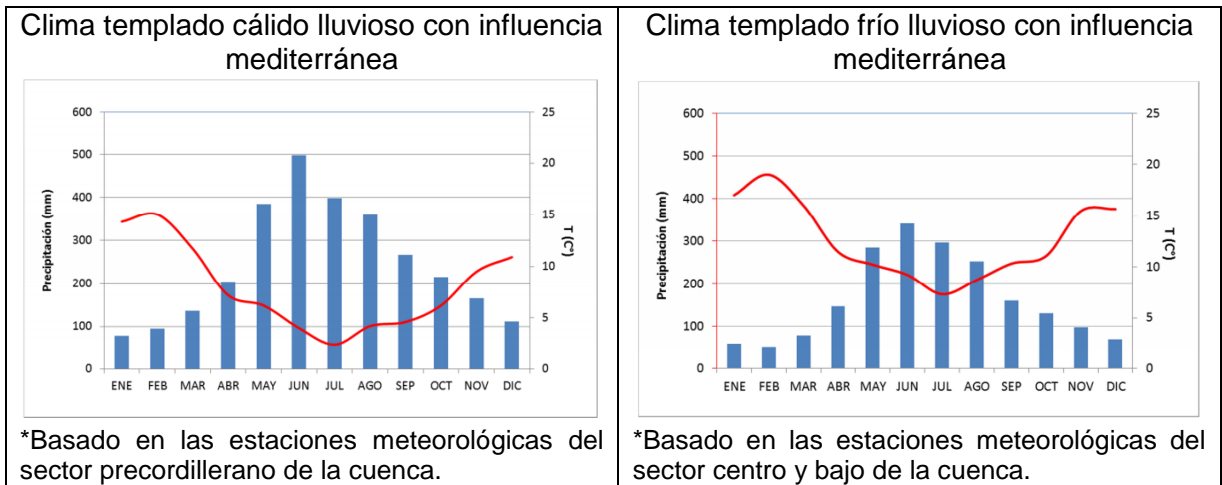
En la región de Valdivia, ocurrió uno de los terremotos más grandes registrado en la historia, ocurrió un 22 de mayo de 1960, el cual tuvo una serie de réplicas bastante fuertes y destructivas. El epicentro fue en las cercanías de la ciudad de Valdivia y su magnitud de 9,5 en escala Richter. Tuvo una duración aproximadamente de 10 minutos. Lo anterior provocó un tsunami, afectando a distintas localidades del territorio continental, alcanzando lugares lejanos como Japón. Las cifras de las víctimas ocasionadas por el maremoto han sido omitidas, pues es imposible determinarlas y probablemente jamás se sepa con exactitud cuántas personas perdieron la vida. Los daños fueron evaluados entre 500 y 700 millones de dólares. La zona más afectada fue la ciudad de Valdivia, ya que la mayoría de sus construcciones fueron destruidas y el río Calle-Calle se desbordó e inundó las vías de la ciudad. En el puerto de Corral, el nivel del mar aumentó en 4 metros, afectando a barcos que se encontraban en la bahía, arrastrándolos por kilómetros. Quedaron buques completamente destruidos como "Carlos Haverbeck", "Canelos" y "Santiago", El "Canelos" varó en un sector del río Valdivia, mientras el "Santiago" recaló en las cercanías de Niebla (SHOA, 2000).

### 5.1.2 CLIMA

La cuenca del río Valdivia presenta dos tipos de clima; uno es templado cálido lluvioso con influencia mediterránea, el cual se caracteriza por presentar precipitaciones a lo largo de todo el año; sin embargo, en verano se presenta con menor pluviosidad, este clima es común en el sector centro y bajo de la cuenca. El otro clima es templado frío lluvioso, también posee influencia mediterránea, se caracteriza por presentar temperaturas bajas la mayor parte del año, las precipitaciones aumentan llegando a los 3000 mm anuales, con elevación sobre los 1200 nsnm (AMPHOS21, 2012).

Las figuras 5-2 muestran las precipitaciones en mm y la temperatura en °C de ambos climas anteriormente expuestos en cada mes del año.

**Figura 5-2: comparación de los climas templado, cálido, lluvioso y templado frío lluvioso con influencia mediterránea**



Fuente (AMPHOS21, 2012)

La figura 5-3 muestra el análisis de la información hidrológica, la cual fue utilizada para la realización de un estudio hidrológico, “cuencas principales Región de los Ríos”, otorgado por el Centro de Información de Recursos Hídricos (CIRH) de la Dirección General de Aguas. En la figura se destaca con un recuadro rojo los sectores de interés para este estudio, donde se refleja que el río Valdivia, presenta un régimen pluvial, al igual que la mayoría de las estaciones, exceptuándose los ríos Liquiñe, Huahum y Fui, que presentan leves influencias nivales, quedando con un régimen pluvio-nival.

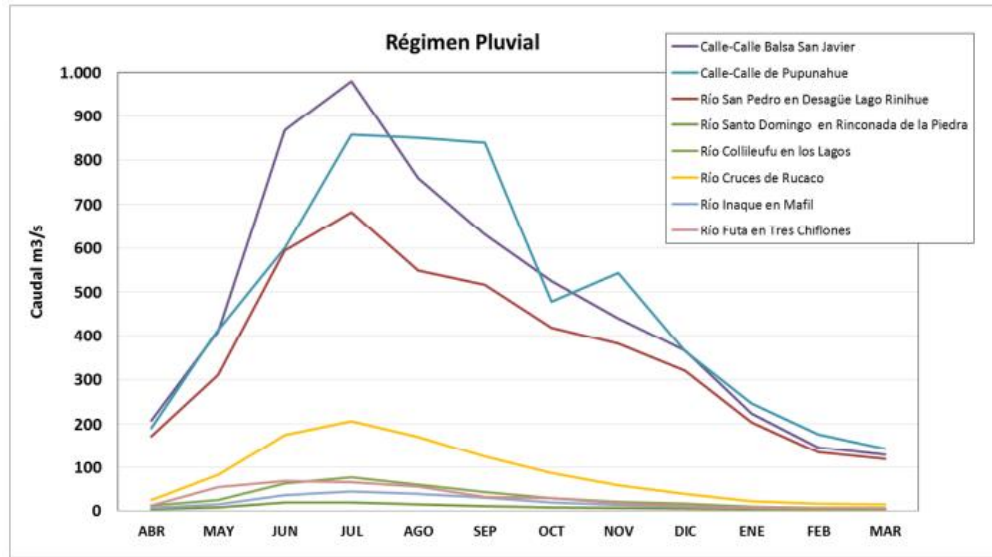
**Figura 5-3: Estaciones Fluviométricas interpretadas de la Cuenca del río Valdivia**

Nombre	Código	UTM X (WGS_84_18S)	UTM Y (WGS_84_18S)	Tipo	Información	Estado
Río Fui en Desagüe Lago Pihueico	10100002-8	766.000	5.581.516	Pluvio-nival	2003 - 2011	Vigente
Río Liquine en Liquine	10102001-0	769.615	5.597.417	Pluvio-nival	1992 - 2011	Vigente
Río Huahum en la frontera	10100006-0	783.377	5.556.216	Pluvio-nival	2002 - 2011	Vigente
Río Santo Domingo en Rinconada de la Piedra	10140001-8	661.724	5.579.662	Pluvial	1992 - 2011	Vigente
Río San Pedro en Desagüe Lago Rihue	10111001-K	717.535	5.595.024	Pluvial	1986 - 2011	Vigente
Río Collileufu en los Lagos	10121001-4	686.049	5.585.702	Pluvial	1987 - 2011	Vigente
Río Calle Calle en Balsa San Javier	10122001-K	672.712	5.595.270	Pluvial	1987 - 2008	Suspendida
Río Calle Calle en Pupunahue	10122003-6	679.559	5.591.843	Pluvial	2007 - 2011	Vigente
Río Cruces en Rucaco	10134001-5	680.434	5.620.080	Pluvial	1970 - 2011	Vigente
Río Inaque en Mafil	10137001-1	675.840	5.607.137	Pluvial	1987 - 2011	Vigente
Río Futa en Tres Chiflones	10142003-5	656.736	5.573.671	Pluvial	2002 - 2011	Vigente

Fuente: (AMPHOS21, 2012)

La figura 5-4 muestra la variación de caudal para el grupo de estaciones que presentan régimen pluvial, en esta se observa que las estaciones del río Calle-Calle y San Pedro en desagüe del Lago Riñihue tienen caudales mayores que el resto de las estaciones. Los caudales ( $m^3/s$ ), son mayores desde junio a octubre, debido a que estos ríos son considerados de régimen pluvial, lo que quiere decir, que el caudal depende principalmente de las precipitaciones (AMPHOS21, 2012).

Figura 5-4: Variación media mensual de las estaciones pluviales



Fuente: (AMPHOS21, 2012)

## 5.2 ASPECTOS GENERALES DE LA HIDRÁULICA EN CONTORNO ABIERTO

### 5.2.1 CLASIFICACIÓN DEL ESCURRIMIENTO

En esta sección se define el comportamiento de los escurrimientos, que podría presentar un canal abierto.

#### 5.2.1.1 ESCURRIMIENTO UNIFORME Y VARIADO

Cuando un escurrimiento es uniforme, la altura de escurrimiento no cambia a lo largo del canal y la velocidad  $u$  es constante, es decir,  $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$ , esto es, la cantidad de agua que ingresa al cauce desde aguas arriba es siempre la misma, por lo tanto, la superficie libre es paralela al fondo. A esta condición se le llama “altura normal de escurrimiento” ( $h_n$ ). Claramente este no es el caso del río en estudio, ya que, al ser un canal de régimen pluvial, va a depender de las precipitaciones anuales, en consecuencia, el ingreso del flujo no es constante. Además, esto no se cumple en los caudales naturales, ya que su ancho y profundidades son variables (De la Fuente, 2014).

Un escurrimiento es gradualmente variado cuando  $\frac{\partial h}{\partial x}$  existe, pero es pequeño, por lo tanto, no se considera un flujo uniforme, sin embargo, los cambios longitudinales de las

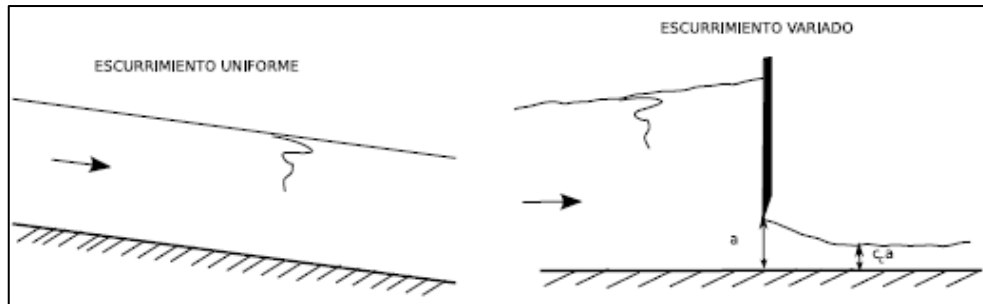
propiedades del flujo son pequeños y las líneas de corriente son prácticamente paralelas, es por eso, que la ley de hidrostática de presiones en este flujo es aplicable.

Cuando estamos frente a un escurrimiento variado, la altura de escurrimiento cambia a lo largo del canal, al igual que la velocidad  $u$ ,

En presencia de un escurrimiento rápidamente variado, el cambio de  $h$  en  $x$  ocurre en una distancia corta, es decir,  $\frac{\partial h}{\partial x}$  es grande, en este caso las condiciones medias del flujo cambian significativamente, por lo tanto, la curvatura de las líneas de corriente es mayor y la ley hidrostática de presiones ya no es aplicable.

En la figura 5-5 se muestra un de escurrimiento uniforme y variado.

**Figura 5-5: Clasificación de escurrimiento uniforme y variado**



Fuente: (De la Fuente, 2014)

### 5.2.1.2 ESCURRIMIENTOS LAMINARES Y TURBULENTOS

Un flujo laminar tiene un desplazamiento en capas paralelas que avanzan uniformemente y sin mezclarse entre sí, se caracteriza por ser ordenado y lento. Es poco probable encontrar flujos laminares en canales naturales. En cambio, el flujo turbulento es más común, sobre todo en los fluidos que son menos viscosos y tienen velocidades mayores, caracterizándose por presentar vórtices (Elliott, 2010).

El número de Reynolds relaciona la densidad, viscosidad, velocidad y dimensión típica de un flujo, pero principalmente relaciona fuerzas inerciales y viscosas que se encuentran en un fluido. Es un número adimensional y sirve para caracterizar el movimiento de un fluido, determinando si el flujo es laminar o turbulento (De la Fuente, 2014).

La ecuación está dada por:

$$Re = \frac{vR_h\rho}{\mu} \quad (5-1)$$

Donde:

$\rho$  = densidad del flujo

$\mu$  = viscosidad dinámica del fluido

$R_h$  = radio hidráulico

$v$  = velocidad característica del fluido

En este sentido, si  $Re$  es menor de 500 el flujo es laminar, es decir, que se mueve en láminas paralelas, las fuerzas de viscosidad son dominantes y no transporta carga suspendida ni produce erosión. Por otra parte, si  $Re$  es superior a 2000, el flujo es turbulento, en este caso el flujo promueve el transporte de carga suspendida, y la posibilidad de erosión. La mayoría de los ríos son de flujo turbulento. Sin embargo, estos valores y la determinación que un flujo sea laminar o turbulento, no basta para caracterizar el flujo en los canales abiertos (De la Fuente, 2014).

### 5.2.1.3 ESCURRIMIENTO SUBCRÍTICO Y SUPERCRÍTICO

La principal diferencia entre el flujo en tuberías y en canales, es que en este último la sección de escurrimiento es desconocida, por esta razón se busca la dirección en que se propaga el flujo para determinar la condición de borde de aguas arriba (en caso de torrentes) o aguas abajo (en caso de río). Una vez conocida esta condición de borde agregada la dinámica del flujo, se puede calcular las condiciones del flujo aguas arriba o aguas abajo (De la Fuente, 2014).

El mecanismo principal que sostiene un flujo en un canal abierto es la fuerza de gravedad y el parámetro que mejor representa el efecto gravitacional es el número adimensional de Froude ( $Fr$ ), utilizado en los cálculos de resalto hidráulico, en el diseño de estructuras hidráulicas y diseño de barcos. La ecuación está dada por:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (5- 2)$$

Donde:

$v$  = velocidad media de la sección del canal m/s

$g$  = es la aceleración de la gravedad m/s<sup>2</sup>

$h$  = profundidad hidráulica m

Este número adimensional relaciona la inercia con las fuerzas gravitacionales, permitiendo clasificar el flujo en:

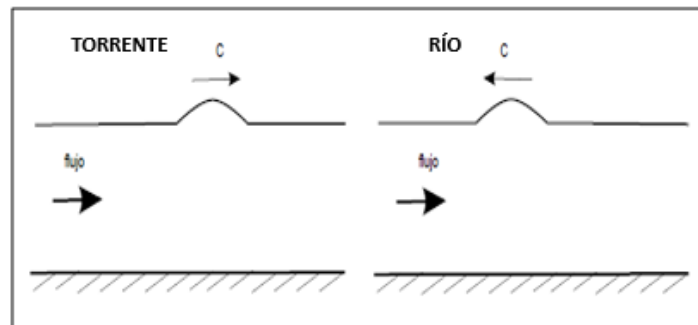
- Flujo subcrítico. Si  $Fr < 1$ , las fuerzas gravitacionales predominan el flujo por sobre las fuerzas inerciales, tiene velocidad relativamente baja y mayor profundidad, además prevalece la energía potencial y corresponde a un régimen de llanura.
- Flujo supercrítico. Si  $Fr > 1$ , las fuerzas de inercia se imponen por sobre las gravitacionales, tiene una velocidad relativamente alta y poca profundidad, prevalece la energía cinética y es propio de cauces de gran pendiente o ríos de montaña.
- Flujo crítico o transicional. Si  $Fr = 1$ . Este tipo de flujo presenta una combinación de fuerzas inerciales y gravitacionales por lo que presenta inestabilidad, convirtiéndolo en cierta manera en un estado intermedio y cambiante entre los otros dos tipos de flujo.

La celeridad de las ondas del flujo está dada por  $c = \sqrt{gh}$ , y, por lo tanto, si:

- $u < \sqrt{gh}$ , se cumple que  $Fr < 1$  y las ondas gravitacionales pueden desplazarse tanto hacia aguas arriba como hacia abajo.
- $u > \sqrt{gh}$ , se denomina torrente, se cumple que  $Fr > 1$  entonces las ondas gravitacionales no pueden remontar la corriente.
- Escurrimiento crítico. Si  $Fr = 1$ , para este caso no aplican las ecuaciones (De la Fuente, 2014).

La figura 5-6 muestra la propagación de ondas de flujo en canales abiertos

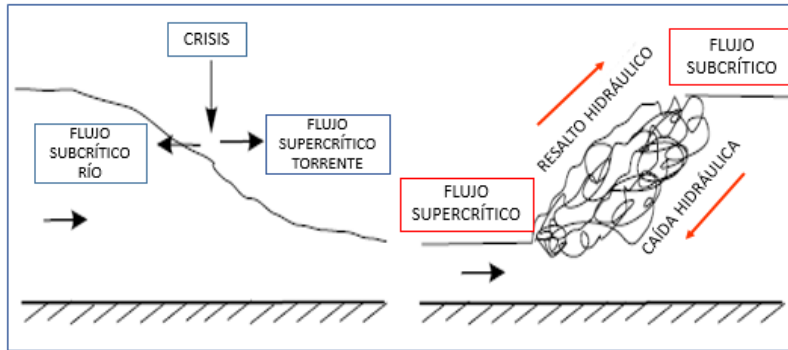
**Figura 5-6: Propagación de ondas en canales abiertos**



Fuente: (De la Fuente, 2014)

La altura crítica existe para compatibilizar simultáneamente las condiciones de borde de aguas abajo del río y de aguas arriba del torrente, sin controlar el flujo, El paso del flujo subcrítico a supercrítico, se conoce como “caída hidráulica”, y por el contrario, el paso de supercrítico a subcrítico es llamado “resalto hidráulico”, esto se puede apreciar en la figura 5-7 (De la Fuente, 2014).

Figura 5-7: Compatibilización de regímenes de escurrimiento de torrente y río



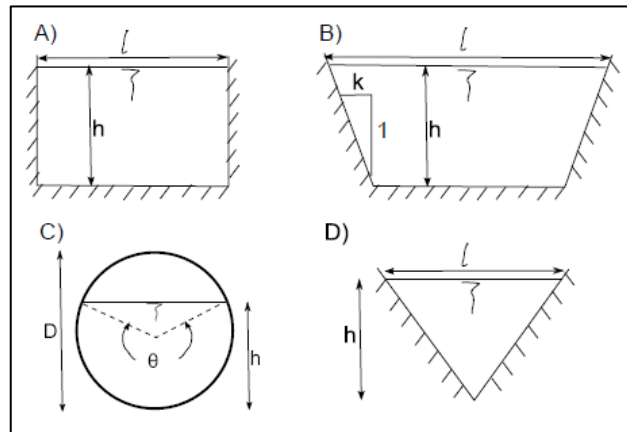
Fuente: (De la Fuente, 2014), modificada.

### 5.2.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS CANALES

Los canales prismáticos son aquellos en que la sección de escurrimiento no varía en  $x$  y los no-prismáticos el escurrimiento varía en  $x$ .

En la figura 5-8 se ilustran algunas de las formas más comunes de determinar la sección de los canales artificiales. La figura A muestra el canal tipo rectangular, en la figura B se aprecia el canal trapezoidal, en la figura C está el canal circular y en la figura D, el canal triangular (De la Fuente, 2014).

Figura 5-8: Elementos para caracterizar secciones de escurrimiento de canales



Fuente: (De la Fuente, 2014)

### 5.2.3 DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN CANAL ABIERTO

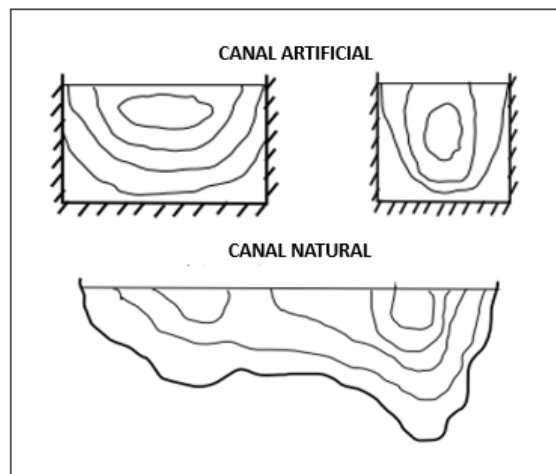
La figura 5-9 ilustra el aspecto general de la distribución de velocidades en la sección transversal típicas de un canal artificial y natural.

Las curvas representan los puntos donde presentan igual velocidad, se observa que en las proximidades a la superficie se encuentran las velocidades máximas y estas van disminuyendo a medida que se aproximan a las paredes y al fondo. Sin embargo, estas velocidades dependen principalmente del ancho del canal, si este es muy ancho, ( $b > 5 - 10h$ ), las velocidades máximas se encuentran cerca de la superficie libre. Si el canal es angosto, el flujo va a estar controlado por la condición de borde de las paredes (De la Fuente, 2014).

Cada capa de agua, en sus distintos niveles de velocidad actúa simultáneamente y en direcciones opuestas, la diferencia entre el empuje de la gravedad y las fuerzas de fricción, permiten determinar la velocidad en cada punto.

La principal información que nos entregan estas curvas de isovelocidad es que, mientras más extendida sea la curva, la fricción entre las capas de agua y la fricción de corte, serán mayores (Elliott, 2010).

**Figura 5-9: Distribución de Velocidades en sección transversal**



Fuente: (De la Fuente, 2014).

La distribución de velocidades en un canal también puede depender de otros factores, por ejemplo: que el canal tenga alguna forma inusual, la rugosidad y la presencia de curvas.

La figura 5-10 muestra la forma de distribución de velocidades en la vertical, observándose la velocidad media del flujo que se localiza aproximadamente en una distancia  $0,6 y$ , (siendo  $y$  la profundidad total donde se encuentra circulando el flujo). Estos flujos verticales presentan una estructura estratificada característica desde el fondo hasta llegar a la superficie, tienen distintos tipos de capas:

- sub- capa viscosa: es una capa delgada, de aproximadamente 1 milímetro, en donde el desplazamiento del flujo es muy lento y se comporta como laminar.

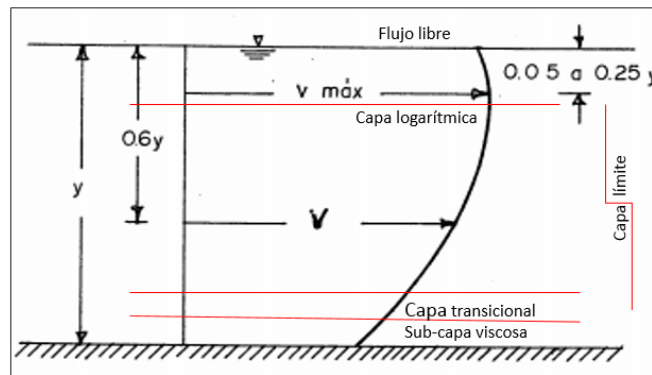
Existen organismos fluviales que viven al abrigo de esta capa, ya que los granos de sedimentos se encuentran protegidos de las fuerzas que tienden a arrastrarlos hacia la turbulencia.

- sub-capa, se encuentra sobre la sub-capa viscosa y en esta se presencia un flujo transicional.
- sub-capa turbulenta, llamada también capa logarítmica debido a que en su interior la velocidad media se comporta de manera logarítmica con la distancia a la frontera.
- capa de flujo libre en esta capa ya no se hace sentir la fricción con el fondo o frontera, la gradiente de velocidades no es significativa y la velocidad del flujo en esta capa alcanza un máximo. Esta capa podría no presentarse en causes someros, ya que si es así puede que la capa límite sea a que se encuentre presente en toda la profundidad (Elliott, 2010).

El aumento de la velocidad media del flujo es menor debido al efecto de viscosidad aparente.

Las primeras tres capas constituyen la llamada “capa límite”, en donde las velocidades del flujo se ven afectadas por la fricción del fondo.

**Figura 5-10: Perfil vertical de velocidades, indicando la estructura estratificada del flujo**



Fuente: (Sotelo, 1997) modificado.

Las fuerzas de fricción del fondo se oponen al desplazamiento del flujo, esto se produce por el encuentro de fuerzas; por un lado, las fuerzas gravitacionales las cuales tienden a movilizarlo y, por otro, la fuerza de fricción de fondo que tiende a retener el flujo. El balance de estas fuerzas es lo que se llama “tensión cortante”, por lo tanto, la velocidad del flujo como lo vimos en las figuras 5-9 y 5-10, crea una forma creciente desde las orillas hacia el centro del cauce y desde el lecho hacia la superficie (Elliott, 2010).

#### **5.2.4 DISTRIBUCIÓN DE PRESIÓN UNA SECCIÓN DEL CANAL**

Cuando nos encontramos en presencia de un flujo uniforme (sección 5.2.1.1), el caudal fluye de forma paralela, sus líneas de corrientes son rectilíneas y la distribución de presiones es hidrostática. La presión puede ser medida en cualquier punto de la sección transversal del flujo por la altura de la columna de agua, comúnmente se utiliza un instrumento llamado tubo piezométrico, el cual, mientras más se sumerge aumenta la presión hidrostática, esta es directamente proporcional y se comporta de una manera lineal de A a B (figura 5-11 A).

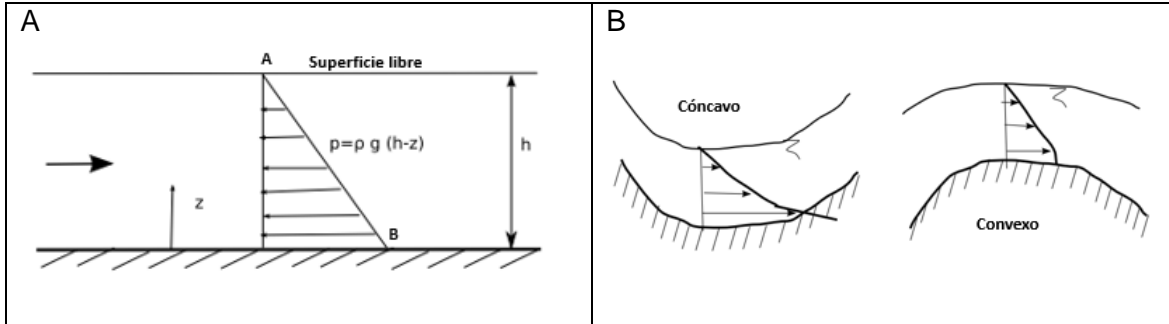
La ley hidrostática de distribución de presiones, sigue siendo válida solo cuando existe una curvatura pequeña y/o los filamentos de los componentes no tienen mecanismos de aceleración en el plano de la sección transversal, en otras palabras, que sus líneas de corrientes no tienen curvatura prominente ni divergencia, si esto no fuera así, perturbaría la distribución hidrostática de presiones en la sección transversal y la ley ya no sería utilizable. Se podría decir que esta ley es aplicable para flujos gradualmente variados y para flujo uniforme, pero no para los rápidamente variados.

Si la curvatura de las líneas de corriente es sustancial, estamos en presencia de lo que se conoce como flujo curvilíneo y sucede que, si la curvatura es cóncava, la altura de presión en el lecho puede ser mayor que la profundidad de escurrimiento y si es convexo, entonces es menor.

Se observa en la figura 5-10 B que la curva produce unos componentes de aceleración o fuerzas centrífuga perpendiculares a la aceleración del flujo; en el flujo cóncavo las fuerzas apuntan hacia abajo reforzando a la gravedad, es por eso que la presión resultante es mayor que la presión hidrostática de un flujo paralelo; el flujo convexo, las fuerzas centrífugas actúan hacia arriba y se contraponen con la fuerza de gravedad, por ende, la presión resultante es menor que la presión hidrostática (De la Fuente, 2014) (Chow, 2004).

La figura 5-11 muestra, en el lado A, la distribución de presiones en un canal recto con un flujo uniforme o gradualmente variado y en el lado B, la distribución de presiones con un flujo curvilíneo, en el caso cóncavo y convexo.

Figura 5-11: Distribución de presión en canal de flujo recto (A) y curvilíneo (B)



Fuente: (De la Fuente, 2014)

## 5.3 ASPECTOS GENERALES DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN RÍOS

### 5.3.1 ARRASTRE INCIPIENTE DE SEDIMENTOS NO COHESIVOS

Es la condición hidráulica en donde inicia el movimiento de sólidos en el fondo de un río aluvial y puede ser caracterizada mediante la velocidad media del flujo, la velocidad de corte o la altura de escurrimiento, entre otras. El equilibrio de una partícula, en el lecho, es perturbado si la resultante de las fuerzas desestabilizadoras (fuerzas de arrastre y alzamiento hidrodinámico) es mayor que las fuerzas estabilizadoras que resisten el movimiento, tales como gravedad y cohesión.

La cohesión es importante para sedimentos en el rango de limos y arcillas o arenas finas con diversos contenidos de limos y arcilla. Para que una partícula que está en el fondo de un lecho se mueva, el esfuerzo de corte que actúa en aquella partícula, debe ser mayor al esfuerzo de corte de resistencia debido al roce estático y entramamiento con otras partículas del lecho (Niño, 2004).

En el caso de los sedimentos de granulometría gruesa o extendida existe una dificultad al precisar el concepto de arrastre incipiente, ya que, la variación del tamaño es apreciable, al igual que la variabilidad asociada del esfuerzo de corte resistivo. Desde el punto de vista de la ingeniería el concepto de arrastre incipiente es importante, puesto que, permite analizar una serie de situaciones y diseñar obras como las protecciones de enrocado de muros de defensa fluvial (Niño, 2004).

### 5.3.2 ÁNGULO DE REPOSO SUMERGIDO

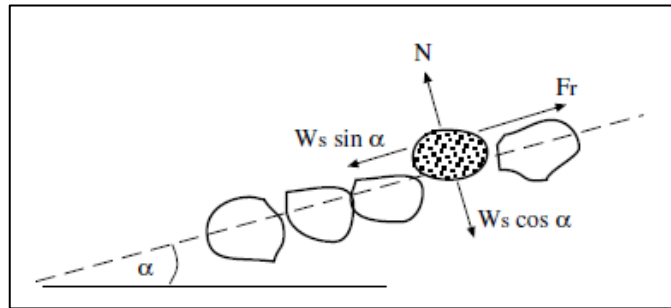
Es el ángulo de inclinación del lecho en reposo, condición en el cual se inicia el desplazamiento de las partículas hacia abajo por acción de la gravedad, es decir, es el ángulo máximo con el cual las partículas se mantienen estables o, bien, antes de que se

deslicen. El ángulo está determinado por la fricción, cohesión y forma de las partículas; su medición se obtiene por toma directa entre la superficie inclinada del montículo y la base; también se puede medir el diámetro y altura del montículo de arena (Niño, 2004).

En la figura 5-12 muestra un lecho bajo agua, inclinado en un ángulo  $\alpha$  con respecto a la horizontal, donde  $\phi$  es el ángulo de reposo sumergido y las fuerzas que actúan sobre la partícula son: el peso sumergido de la partícula, proyectado en la dirección del lecho como  $W_s \sin \alpha$  y en la dirección normal  $W_s \cos \alpha$ . La normal ejercida por el lecho sobre el cual se apoya la partícula es  $N$  y la respuesta resistiva que se opone al desplazamiento es  $F_r$ .

Si  $\alpha < \phi$ , entonces  $F_r > W_s \sin \alpha$  considerándose un lecho estable, si no es así, el efecto de la gravedad es mayor que la fuerza resistiva y ocurre movimiento.

**Figura 5-12: Angulo de reposo sumergido**



Fuente: (Niño, 2004)

La situación límite ocurre cuando  $\alpha = \phi$  y se cumple que  $N = W_s \cos \alpha$  y  $F_r = W_s \sin \alpha$ . Así se define un coeficiente de roce estático o coeficiente de fricción coulomb  $\mu$ , tal que  $F_r = \mu N$ . Entonces, la condición de equilibrio asociada al ángulo de reposo se reduce a:

$$F_r = \mu N = \mu W_s \cos \phi = W_s \sin \phi \quad (5-3)$$

El ángulo de reposo y el coeficiente de roce estático están directamente relacionados, este ángulo es un elemento de seguridad fundamental para el diseño de obras hidráulicas, tales como: taludes laterales de enrocados, construcción y operación de rellenos sanitarios y, cálculos de empujes de tierra, entre otros (Niño, 2004).

### 5.3.3 FORMAS DE FONDO E INFLUENCIA DEL NÚMERO DE FROUDE

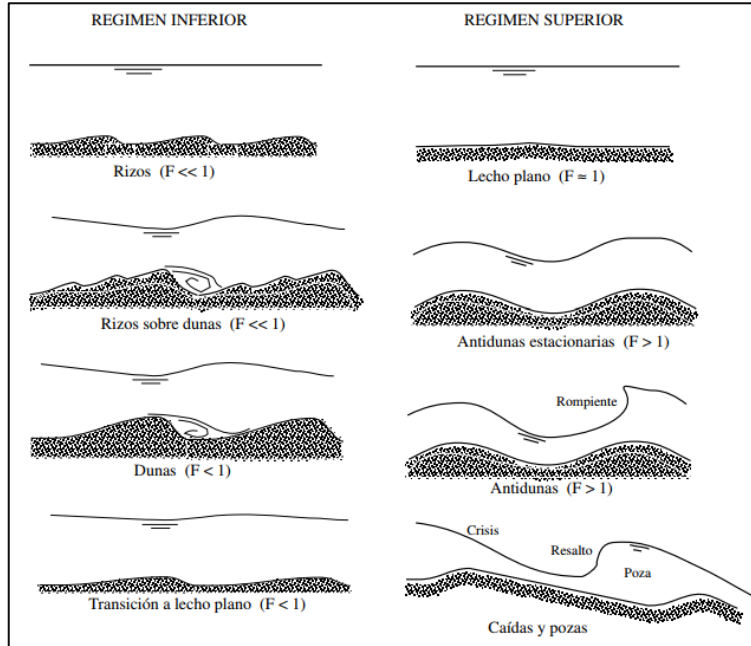
Cuando el flujo se encuentra sobre el sedimento no cohesivo se producen ondas sedimentarias, lo que se llama "*formas de fondo*". Éstas al formar una geometría definida, crean también una resistencia hidráulica. Los cambios del lecho rigen para canales aluviales.

El número de Froude define la configuración del lecho, para el caso de un flujo sub-crítico y cuando tienen una altura de escurrimiento grande, forman unas dunas que pueden ser de una longitud de 0,6 m o más y son comúnmente irregulares, cuando aumenta la velocidad del flujo tienden a desaparecer y también sobre ellas se pueden formar risos de sedimentos. Las dunas en el lecho del canal, son proporcionales a la altura del escurrimiento del flujo, cuando el número de Froude es cercano a 1 el lecho del canal se vuelve plano y, cuando el flujo se considera super-crítico ( $F > 1$ ), se puede esperar la formación de antidunas (semejante a una onda sinusoidal), las que adoptan una forma parecida al tren de ondas en el lecho del cauce que se manifiesta también en la superficie del agua, su formación es cíclica se demora de 0,5 a 2 minutos en formarse, ellas crecen al moverse aguas arriba, luego se destruyen y después son lavadas por el flujo para empezar otra vez el ciclo.

Las dunas y los risos siempre migran hacia aguas abajo, en cambio, las antidunas pueden hacerlo tanto hacia aguas abajo como hacia arriba. Con esto se puede diferenciar dos tipos de regímenes.

La figura 5-13 muestra los dos tipos de regímenes, por un lado, el régimen inferior, llamado así porque equivale a los números de Froude inferiores a 1 y donde, tal como se mencionaba anteriormente se crean las dunas y risos y, el régimen superior, el cual corresponde a los que tienen el número de Froude superior a 1 y aquí se producen las antidunas y lechos planos. Tanto los risos, dunas y antidunas no se forman en cauces con lechos de rocas, grava ni granulometría gruesa (Niño, 2004).

**Figura 5-13: Ondas sedimentarias del tipo micro y mesoformicas**



Fuente: (Niño, 2004)

Las formas de fondo con rocas, arena gruesa y grava, forman barras las cuales influyen en la morfología de los cauces y a esta se le llama macroforma, poseen una baja capacidad de transporte y se forman en cauces más bien inestables, es decir, que cambian rápidamente sus características; a la formación de risos se les llama microforma, los cuales están formados en lechos arenosos, de sedimentos de menor tamaño y, las llamadas mesoformas corresponden a la formación de dunas y antidunas, su diámetro es menor al de las barras.

#### 5.3.4 CRITERIOS DE ARRASTRE INCIPIENTE

Se debe establecer una condición de arrastre incipiente en función de parámetros globales de flujo. Existen dos criterios importantes para definir la condición de arrastre incipiente, una basada en la velocidad media en la sección ( $U$ ), y la otra es el esfuerzo de corte sobre el fondo ( $\tau$ ). La determinación de la condición de arrastre incipiente, a través de la velocidad crítica o del esfuerzo de corte crítico son válidos y se encuentran ligados a través de una ley de resistencia que relaciona  $U$  y  $\tau$ . Sin embargo, los criterios experimentales basados en la velocidad crítica, son flujos con alta rugosidad relativa ( $\frac{h}{d_s} < 100$ ), por otro lado, el criterio de Shields es aplicado en el caso de los flujos con baja rugosidad relativa.

Al utilizar cualquiera de estos criterios de arrastre incipiente, es de suma importancia tener en cuenta la dificultad intrínseca para definir de forma precisa el umbral de arrastre. Encontrar el valor de la condición de arrastre incipiente depende del objetivo del cálculo, por ejemplo, para el diseño de enrocados de protección se buscará que no se mueva ninguno de ellos; en cambio, para una obra de desripación se buscará una condición que se asegure el arrastre de las partículas del lecho (Niño, 2004).

### 5.3.5 TRANSPORTE INCIPIENTE DE SEDIMENTO GRADUADO

Se hace compleja la definición y determinación de la condición de arrastre incipiente cuando el sedimento del lecho no tiene una granulometría uniforme. Primero se debe determinar la fricción granulométrica para luego establecer la condición de arrastre incipiente. Cuando en un lecho existen sedimentos de distinto tamaño, induce fenómenos de naturaleza no lineal, esto implica que la condición de arrastre incipiente de las partículas de un lecho que son de igual tamaño, sea distinta de aquella partícula que se encuentra rodeada de otras de diferente tamaño. La no uniformidad granulométrica origina dos efectos: por un lado las partículas gruesas ejercen un efecto de protección sobre las partículas finas, lo cual reduce la mayor susceptibilidad al movimiento que presentan estas últimas, a ese efecto se le llama “*escondimiento*”, el que ocurre cuando a una partícula la rodean otras de mayor tamaño, induciendo una mayor resistencia al arrastre de la partícula más pequeña y por ende, requiere un mayor esfuerzo de corte para ponerla en movimiento, otro efecto es el de sobreexposición y corresponde a la situación en que una partícula está rodeada por otras de menor tamaño, teniendo una menor resistencia de arrastre al que si estuviese rodeada de unas de igual tamaño, es por eso que con este efecto ocurre que disminuye el esfuerzo de corte crítico correspondiente (Niño, 2004).

Para los dos efectos existe la siguiente relación:

$$\tau_{*ci} = \tau_{*cg} \left( \frac{d_{si}}{d_{sg}} \right) - \beta \quad (5-4)$$

Donde:

$\tau_{*ci}$  Corresponde al esfuerzo de corte crítico de corte adimensional asociado a la fricción granulométrica de tamaño  $d_{si}$

$\tau_{*cg}$  Corresponde al esfuerzo de corte adimensional asociado al tamaño medio geométrico  $d_{sg}$

$\beta$  Corresponde a una constante con un valor aproximado a 0,9 (Niño, 2004).

### 5.3.6 MECANISMOS DE TRANSPORTE

Las características que definen el proceso que sufre una partícula a lo largo de su recorrido como la suspensión, el transporte y la depósitos, no solo dependen del comportamiento del flujo, sino que también de las propiedades de los sedimentos, por ejemplo: tamaño, forma, densidad, peso específico (relación peso- volumen), porosidad  $n$ , y velocidad de caída  $w$  (Niño, 2004).

El transporte generalizado del sedimento es provocado principalmente por la corriente, la que puede transportar los granos de tres formas diferentes; i) rotación, ii) saltación y iii) arrastre, siendo los dos primeros los más comunes.

El transporte de fondo o rotación, está relacionado con el sedimento relativamente grueso (del rango de arenas hacia arriba), es aquel que mientras se transporta está en constante contacto con el lecho, si el lecho no tiene una granulometría uniforme es probable que mientras esté rodando la partícula salte y deje de tener el contacto continuo con el lecho. La intensidad de estos saltos puede variar con los cambios de velocidades del flujo.

El transporte de saltación o suspensión está relacionado con el sedimento fino (desde arenas finas hacia abajo), su principal mecanismo de transporte tiene muy poco contacto con el lecho por su bajo esfuerzo de corte, aunque también podría producirse durante breves intervalos entre acontecimientos de saltación, se transporta en forma de rebotes en el fondo y las colisiones de las partículas en el fondo juegan un papel importante.

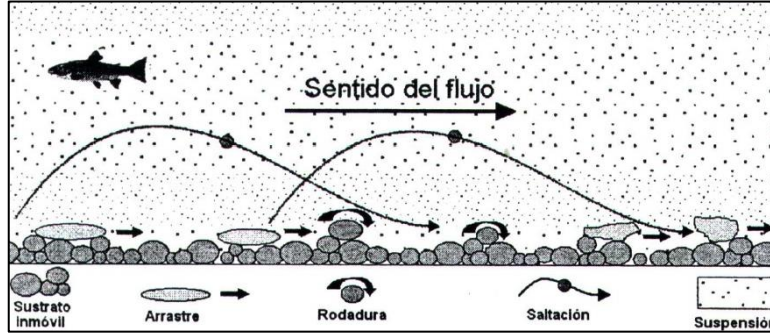
La saltación está gobernada por la hidrodinámica que mueven las partículas y les transfieren momentum en la dirección del flujo, la fuerza de gravedad atrae a la partícula hacia el lecho y la colisión de ellas con el lecho, se transfiere su momentum en el sentido horizontal a momentum vertical, elevándolas en el flujo y así se mantiene la saltación.

Ambos transportes (saltación y rodadura) generalmente están presentes en cauces naturales debido a la extensión de la curva granulométrica en sus lechos y también la presencia de sedimento muy fino en la columna de agua, sedimento que permanece en suspensión debido a fuerzas de cohesión entre partículas.

El transporte por medio de arrastre es muy poco frecuente, en este la partícula se desplaza sin rotar y mantiene un continuo contacto con el lecho (Niño, 2004).

En la figura 5-14 se muestra un esquema de los diferentes modos de transporte de las partículas.

**Figura 5-14: Esquema de mecanismos de transporte de sólidos en ríos**



Fuente: (Salemi, 2004)

El gasto de sólidos está asociado al mecanismo de transporte conocido como arrastre de fondo. El movimiento del sedimento es efectuado principalmente por las fuerzas hidrodinámicas, la gravedad y la interacción de las partículas con el lecho. El inicio del movimiento de una partícula se rige por la probabilidad de que una partícula se mueva bajo la influencia de las corrientes turbulentas. Los tipos de movimiento que tienen las partículas (descritos en el párrafo anterior), se inician cuando las fuerzas de arrastre quieren sacar a la partícula del reposo.

Las fuerzas que tienden al arrastre son: la presión hidrodinámica, la sustentación y las fuerzas de viscosidad del flujo. Por su parte, las fuerzas resistivas al movimiento, están relacionadas con: el tamaño del grano y la distribución de estos.

Las fuerzas resistivas para sedimento grueso (arenas y gravas) es principalmente el peso de la partícula y estos tienen un movimiento individual, mientras que para los finos son las fuerzas cohesivas y tienen un movimiento en grupos. (Niño, 2004)

## 5.4 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico FESWMS (Federal Highway Administration's Finite Element Surface-water Modeling System) fue desarrollado por Froehlich (2003) y permite caracterizar tanto la hidrodinámica (HD) como la morfodinámica (transporte de sedimentos y evolución del fondo), mediante un esquema numérico de elementos finitos. Este modelo puede ser aplicado para simular los flujos y transporte de sedimentos no cohesivos en ríos, estuarios y zonas costeras. Su configuración permite adoptar soluciones estacionarias (steady-state) o con dependencia del tiempo (dynamic), siendo capaz de simular la fricción en el fondo, tensión de corte inducida por el viento, efectos de coriolis, tensión de corte inducida por la turbulencia, tensión de corte en régimen mixto de olas y corrientes, gradientes de presión barométrica y ciclones tropicales, marejadas (storm surge),

inundación y vaciado, presiones bajo losas de puentes (por aumento de caudal), resistencia al flujo impuesta por pilas de un puente, socavación local en las pilas de un puente, transporte de sedimentos para diversos tamaños de partículas no-cohesivas, erosión y depositación de sedimentos, efectos del oleaje en aguas someras sobre el transporte de sedimentos, flujos supercríticos y resaltos hidráulicos, combinación de flujos uni y bi-dimensionales en el flujo y transporte de sedimentos.

### 5.4.1 MÓDULO HIDRODINÁMICO

Para resolver la hidrodinámica se aplican las ecuaciones de momentum promediadas en la profundidad para representar las velocidades ortogonales ( $U$  y  $V$ ) y posteriormente resuelve la ecuación de continuidad del flujo de masa.

$U$  y  $V$  integradas en la vertical:

$$U = \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_w} u(z) dz \quad V = \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_w} v(z) dz \quad (5-5)$$

Donde  $z_b$  es la elevación del fondo,  $z_w$  es la elevación de la superficie del mar,  $H$  es la profundidad del agua.

La ecuación de conservación de masa se define como:

$$q_m = \frac{\partial z_w}{\partial t} + \frac{\partial q_1}{\partial x} + \frac{\partial q_2}{\partial y} \quad (5-6)$$

Donde  $q_1 = UH$  es el flujo de agua en la dirección  $x$ ,  $q_2 = VH$  es el flujo de agua en la dirección  $y$ ; y  $q_m$  es el flujo de masa que ingresa o sale del dominio (término no conservativo).

Las ecuaciones de gobierno que describen el transporte de momentum tanto para el eje  $x$  como el eje  $y$  son:

$$\frac{\partial q_1}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{q_1^2}{H} + \frac{1}{2} g H^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \beta \frac{q_1 q_2}{H} \right) + g H \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{H}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial x} - \Omega q_2 + \frac{1}{\rho} \left[ \tau_{bx} - \tau_{sx} - \frac{\partial(H\tau_{xx})}{\partial x} - \frac{\partial(H\tau_{xy})}{\partial y} \right] = 0 \quad (5-7)$$

$$\frac{\partial q_2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \beta \frac{q_2^2}{H} + \frac{1}{2} g H^2 \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{q_1 q_2}{H} \right) + g H \frac{\partial z_b}{\partial y} + \frac{H}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial y} - \Omega q_1 + \frac{1}{\rho} \left[ \tau_{by} - \tau_{sy} - \frac{\partial(H\tau_{yx})}{\partial x} - \frac{\partial(H\tau_{yy})}{\partial y} \right] = 0 \quad (5-8)$$

Donde  $\beta$  corresponde al coeficiente de corrección de flujo de momento isotrópico que representa la variación vertical de la velocidad del flujo. Por su parte  $g$ ,  $\rho$ ,  $p_a$  y  $\Omega$  son la aceleración de gravedad, densidad del fluido, presión atmosférica y parámetro de coriolis, respectivamente. Los términos turbulentos son incluidos separándolos en dos tipos, los asociados a la fricción de fondo ( $\tau_{bx}$  y  $\tau_{by}$ ) y los asociados a la turbulencia del flujo ( $\tau_{xx}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yx}$  y  $\tau_{yy}$ ). Para más detalle ver anexo 10-5

Como modelo de turbulencia, FESWMS aplica la viscosidad de Eddy, ligándola al movimiento mediante la ecuación de Smagorinsky (1963), mientras que para representar la fricción de fondo emplea la aproximación por coeficientes de Manning o Chezy, según seleccione el modelador (Froehlich, 2003).

#### 5.4.2 MÓDULO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Tomando los resultados de salida de la hidrodinámica, FESWMS determina el transporte de sedimentos mediante la solución de la ecuación promediada en la profundidad y aplicando diversas ecuaciones de caudal sólido, siendo estas: Engelund-Hansen (1967), Ackers-White (1973), Ackers-White-Day (1983), Laursen (1958), Yang's Sand and Gravel (1972, 1973, 1984), Meyer-Peter Müller (1948), Garbrecht et al. Approach (1995), las cuales son utilizadas para modelar el movimiento de sedimento sin cohesión.

Cada una de estas ecuaciones para el cálculo del transporte de sedimentos tiene un rango de validez para su aplicación, el cual está ligado al diámetro de las partículas de acuerdo a lo mostrado en la tabla 2.

**Tabla 2: Rangos de validez de las ecuaciones de transporte de sedimentos del modelo FESWMS.**

Fórmula	Rango de Validez [mm]
Engelund - Hansen (1967)	No especificado
Ackers - White (1973)	0,040 a 7,000
Ackers - White - Day(1983)	0,040 a 7,001
Laursen (1958)	0,062 a 2,000
Yang's Sand and Gravel (1972, 1973, 1984)	0,150 a 7,000
Meyer- Peter Müller (1948)	0,400 a 29,000
Garbrecht et al. Approach (1995)	0,150 a 7,000

Fuente: (Froehlich, 2003)

Complementariamente el modelo FESWMS brinda la capacidad de obtener la evolución morfodinámica, mediante la configuración de aporte permanente de sedimentos (equilibrio) del caudal sólido en las condiciones de borde para las cuales se ha definido un flujo lo que, por medio del comportamiento hidrodinámico del lugar, brinda la posibilidad de estimar zonas de erosión o depósito de sedimento, mediante flujos promediados de la sección transversal unidimensional. Los cambios en los niveles del lecho provocados por la erosión o el depósito de sedimentos están dados por la ecuación de continuidad.

$$(1 - \eta_s) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{s1}}{\partial x} + \frac{\partial q_{s2}}{\partial y} = 0 \quad (5-9)$$

Donde  $\eta_s$  = Corresponde a la porosidad del material,  $q_{s1}$  y  $q_{s2}$  = total de la descarga volumétrica, carga de fondo y carga suspendida en las direcciones  $x$  e  $y$ . Los sedimentos se desplazan en la misma dirección que el flujo  $s$ , en consecuencia, la continuidad de sedimentos puede ser descrita por

$$(1 - \eta_s) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial s} = 0 \quad (5- 10)$$

Donde  $q_s = \sqrt{q_{s1}^2 + q_{s2}^2}$  = Tasa de transporte de sedimentos volumétrica en la dirección de la corriente (Froehlich, 2003).

Las tasas de transporte de partículas de diferentes tamaños se calculan como

$$q_s = \sum_i q_{si} \quad (5- 11)$$

Donde  $q_{si}$  = corresponde a la tasa de transporte volumétrica de sedimentos de tamaño uniforme, que se caracteriza por partículas de diámetro  $D_i$ . Por otro lado, los cambios de elevación de lecho están descritos por:

$$(1 - n_s) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \sum_i \frac{\partial q_{si}}{\partial s} = 0 \quad (5- 12)$$

Expresado por unidad de volumen, se describe por la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial(C_{si}H)}{\partial t} + \frac{\partial(C_{si}q_1)}{\partial x} + \frac{\partial(C_{si}q_2)}{\partial y} = C_{si}(C_{si}^* - C_{si}) \quad (5- 13)$$

Donde  $C_{si}^* = q_{si}^*/q$  corresponde al equilibrio de descarga ponderada de sedimentos,  $q_{si}^*$ , es la tasa de equilibrio volumétrico de transporte de sedimentos, y  $C_{es}$  corresponde al coeficiente del lecho y se calcula de la siguiente forma:

$$C_{es} = \begin{cases} K_{es}w_{es}; \text{ para } C_{si}^* > C_{si} \text{ (erosión)} \\ w_{si}; \text{ para } C_{si}^* < C_{si} \text{ (depositación)} \end{cases} \quad (5- 14)$$

Donde  $K_{es}$  = coeficiente de velocidad de erosión de sedimentos y  $w_s$  = Velocidad de caída terminal o, velocidad de sedimentación de una partícula en aguas tranquilas.

## 5.5 BUQUE DE DISEÑO

Para realizar un buen diseño del canal es necesario contar con el conocimiento de las características dimensionales de los buques y de sus propiedades relativas a su maniobrabilidad, tanto en alta mar, como en aguas restringidas (Escalante, 2014).

En la figura 5-15 se muestra el buque de diseño que atraca en el canal Haverbeck para el término su construcción. La parte que se construye dentro del canal es todo lo que se aprecia en color blanco (superestructura).

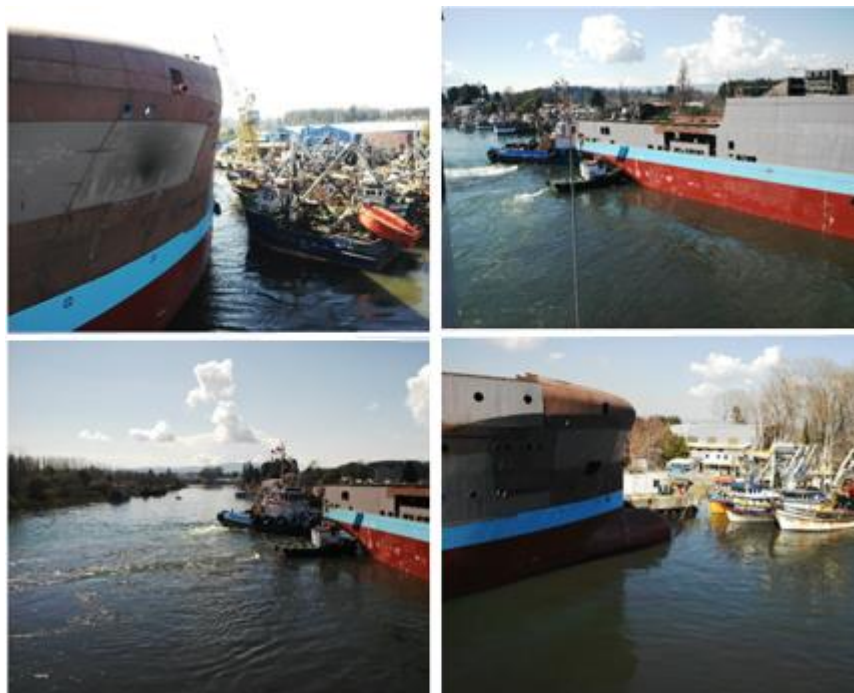
**Figura 5-15: Buque de Diseño**



Fuente: Asenav.cl

En la figura 5-16 se observa el buque de diseño atracado en el canal Haverbeck, para el término de la construcción y así pueda salir operativo río abajo; esta figura nos permite visualizar las dimensiones del canal y el buque en cuestión, además, se puede observar que el ancho del canal es suficiente para la maniobra del buque.

**Figura 5-16: Buque de diseño atracado en el canal Haverbeck**



Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 3 se especifican las características y dimensiones del buque de diseño.

**Tabla 3: Características del Buque de Diseño**

TIPO	ARMADOR	CALADO MÁX.	DISEÑO	ESLORA TOTAL	MANGA	AÑO CONSTRUCCIÓN	POTENCIA	ÁREA DE CARGA
UT 745 CDL PSV Supply Vessel	Maersk	7 m	Rolls Royce Marine	90,15 m	18,80 m	2009/2010	2 x 5.222 hp	900 m <sup>2</sup>

Fuente: Asenav.cl

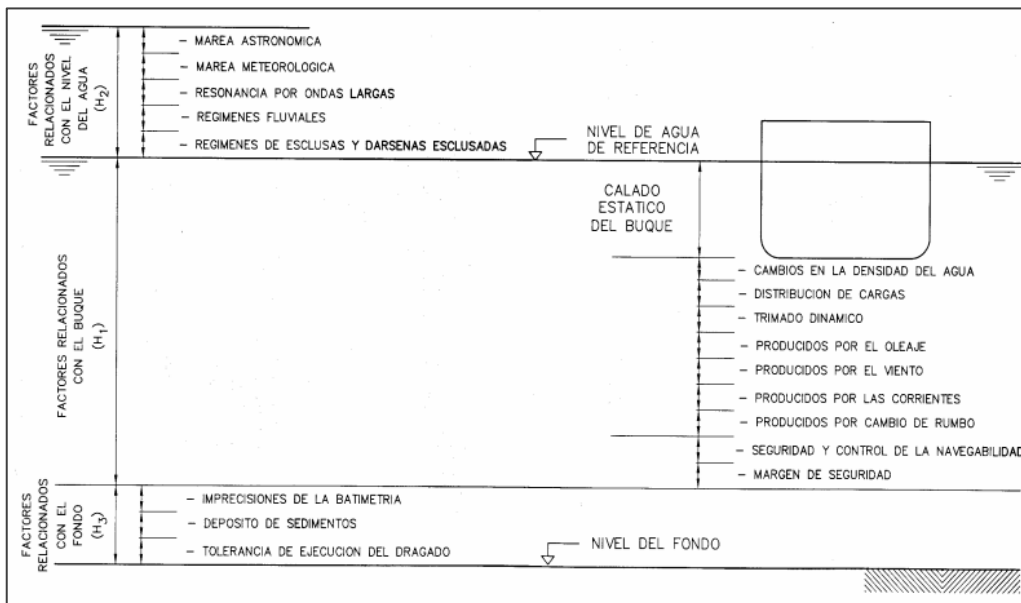
## 5.6 DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD Y ANCHO DEL CANAL

### 5.6.1 PROFUNDIDAD DE LA VÍA DE NAVEGACIÓN

En los “*requerimientos en alzado*” de la ROM, parte 7, factores relacionados con el buque. Podemos determinar la profundidad del dragado del canal, ya que este es uno aspecto fundamental en el diseño. Para efectuar dicho cálculo, se analizan cuidadosamente en forma separada todos los factores, para luego obtener la profundidad segura requerida para la vía de navegación.

En la figura 5-17 se muestran todos los factores que intervienen en la determinación de las profundidades de agua en las áreas de navegación y flotación.

**Figura 5-17: Factores que intervienen en al determinar las profundidades del agua en las áreas de navegación y flotación**



Fuente: (ROM, 1999)

El cálculo del resguardo bajo quilla es de gran relevancia, tanto desde el punto de vista económico como de seguridad. El resguardo se conoce como UKC (Under Keel Clearance) y se define como la distancia entre la quilla y el lecho del canal (figura 4-11).

El UKC depende de una serie de factores que están relacionados con el buque, ya sea en condiciones estáticas o dinámicas; estas son: el fondo del canal, los niveles de agua y los movimientos causados por vientos, oleaje, corrientes, caudal, etc. (ROM, 1999)

La cota más baja que puede alcanzar el buque, se determina mediante la expresión:

$$H_1 = D_e + d_s + d_g + d_t + 0.7d_w + rv_{sm} + rv_{sd} \quad (5- 15)$$

Donde:

$D_e$  , Corresponde al calado estático.

$d_s$  , Corresponde al cambio de densidad del agua. La ROM declara que esta corrección solo debe aplicarse cuando el barco pasa de navegación en agua salada a navegación en agua dulce. Este no es el caso del proyecto así que no se considera.

$d_g$  , Corresponde a los incrementos de calado que se producen en el buque, debido a trimados, escoras o deformaciones ocasionadas por diferentes condiciones de la carga.

$d_t$  , Corresponde al incremento adicional de calado de un buque en relación con el nivel estático del agua, producido por el movimiento del barco a una velocidad determinada. Es decir, es el valor máximo del sobrecalado que puede producirse en la proa o en la popa del barco según el tipo de embarcación, presentándose generalmente en la proa para la mayoría de los barcos comerciales.

$d_w$  , Corresponde a los movimientos del buque producidos por el oleaje (verticales, alteada, cabeceo y balance producidos por acción del oleaje).

$rv_{sm}$  Corresponde al espesor mínimo de la lámina de agua que debe quedar bajo la quilla para que el barco pueda mantener el control de la navegación. Su valor dependerá de lo que se indique en la tabla 4.

$rv_{sd}$  Corresponde al resguardo vertical libre que deberá quedar siempre disponible entre el casco del buque y el fondo. Para su determinación se tomarán los valores indicados en la tabla 4, cuyos valores se orientan a minimizar el riesgo de contacto del barco con el fondo atendiendo a la naturaleza de este. Para el cálculo se utilizaron los valores marcados en el recuadro rojo.

**Tabla 4: Resguardo para la seguridad y control de la maniobrabilidad del buque ( $rv_{sm}$ ) y el margen de seguridad ( $rv_{sd}$ )**

2. Buques de mediano y pequeño desplazamiento ( $\leq 10.000$ t, excepto embarcaciones menores, deportivas y pesqueros)	$rv_{sm}$	$rv_{sd}$	$rv_{sm} + rv_{sd}$
Navegación sobre fondos limosos o arenosos.			
*Velocidad del buque no limitada ( $> 8$ nudos)	0,30 m	0,30 m	0,60 m
*Velocidad del buque limitada ( $\leq 8$ nudos)	0,30 m	0,30 m	0,60 m
*Buque parado (muelles, atraques, etc.)	0,00 m	0,30 m	0,30 m
Navegación sobre fondos rocosos			
*Velocidad del buque no limitada ( $> 8$ nudos)	0,60 m	0,60 m	1,20 m
*Velocidad del buque limitada ( $\leq 8$ nudos)	0,30 m	0,60 m	0,90 m
*Buque parado (muelles, atraques, etc.)	0,00 m	0,60 m	0,60 m

Fuente: (ROM, Parte 7, 1999)

Nota: el  $D_e$  (calado estático del buque), fue calculado en lastre, puesto que el buque de diseño hace el ingreso solo para terminar la construcción de la superestructura y posteriormente es retirado río abajo. Por lo tanto, el calado estático calculado en la ecuación de profundidad de la vía de navegación es de 4,5 m y no de 7 m, ya que, los 7 m corresponden a su calado máximo.

### 5.6.2 ANCHO DE LA VÍA DE NAVEGACIÓN

En los “*requerimientos en planta*” de la ROM, parte 8, se determina el ancho de la vía de navegación como la suma de los términos siguientes:

$$B_t = B_n + B_r \quad (5- 16)$$

Donde:

$B_t$ = Anchura total de la vía de navegación.

$B_n$  = Anchura nominal de la vía de navegación o espacio libre que debe quedar permanentemente disponible para la navegación de los buques, incluyendo los márgenes de seguridad.

$B_r$ = Anchura adicional de reserva, esta anchura podrá ser diferente a una y otra « $B_{ri}$ » o « $B_{rd}$ » según la naturaleza y características de las mismas, por ejemplo, reserva para inestabilidad de los taludes en el caso de que los contornos de la vía de navegación estén resueltos con esta tipología estructural.

La anchura total « $B_t$ » se debe medir en el punto más estrecho de la sección transversal de la vía de navegación (ROM, 1999).

### 5.6.2.1 DETERMINACIÓN DE LA ANCHURA NOMINAL « $B_n$ » POR EL MÉTODO DETERMINÍSTICO EN VÍAS CON UN SOLO CARRIL DE NAVEGACIÓN

La anchura nominal mínima de una vía de navegación, espaciada en un solo carril, sin considerar cruzamientos o adelantamientos de buques, se determina en la fórmula 5-13:

$$B_n = B + bd + 2(be + br + bb) + (rh_{sm} + rh_{sd})i + (rh_{sm} + rh_{sd})d \quad (5-17)$$

Donde:

$B$  = Manga máxima de los buques que circularán por la vía de navegación.

$bd$  = Sobreancho de la senda del buque, producido por la navegación con un determinado ángulo (ángulo de deriva).

$be$  = Sobreancho por errores de posicionamiento.

$br$  = Sobreancho para respuesta, que valora la desviación adicional que puede producirse desde el instante en que se detecta la desviación del buque en relación a su posición teórica y el momento en que la corrección es efectiva (figura 5-18).

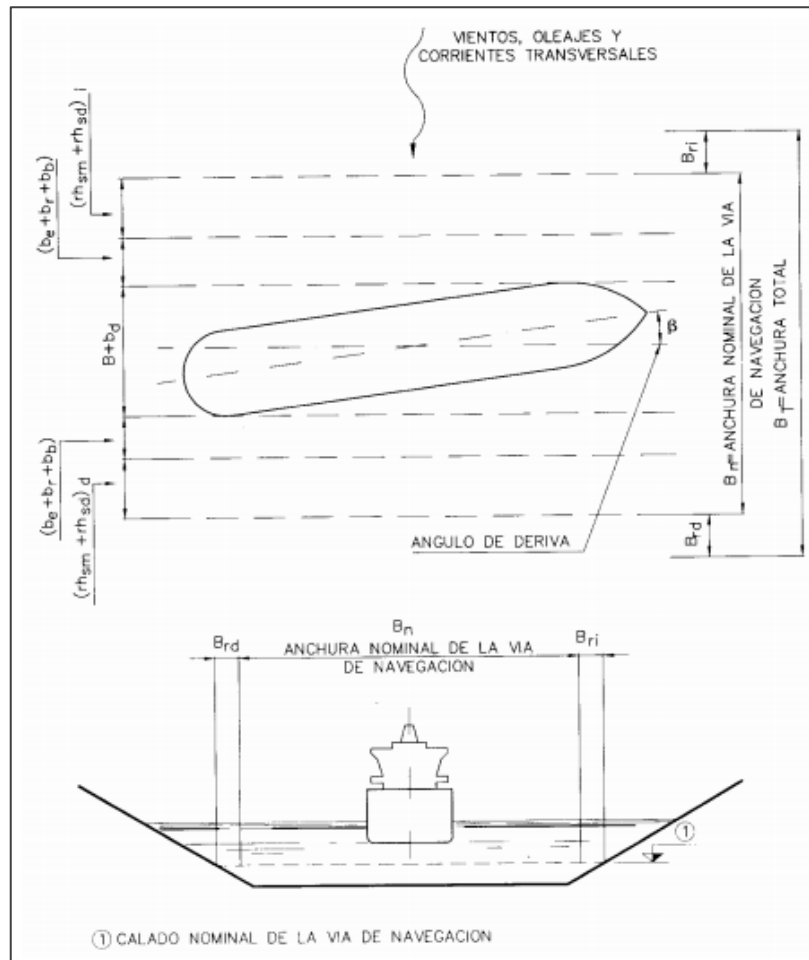
$bb$  = Sobreancho para cubrir el error que pudiera derivarse de los propios sistemas de balizamiento.

$rh_{sm}$  = Resguardo adicional de seguridad

$rh_{sd}$  = Margen de seguridad o resguardo horizontal libre

Para mayor detalle de la metodología del cálculo, revisar ROM 1999 - parte 8 "Requerimientos en planta", ítem 8.4.3 Anchura de las vías de navegación, desde la página 250 – 259.

Figura 5-18: Anchura de las vías de tramo recto con un solo carril de navegación



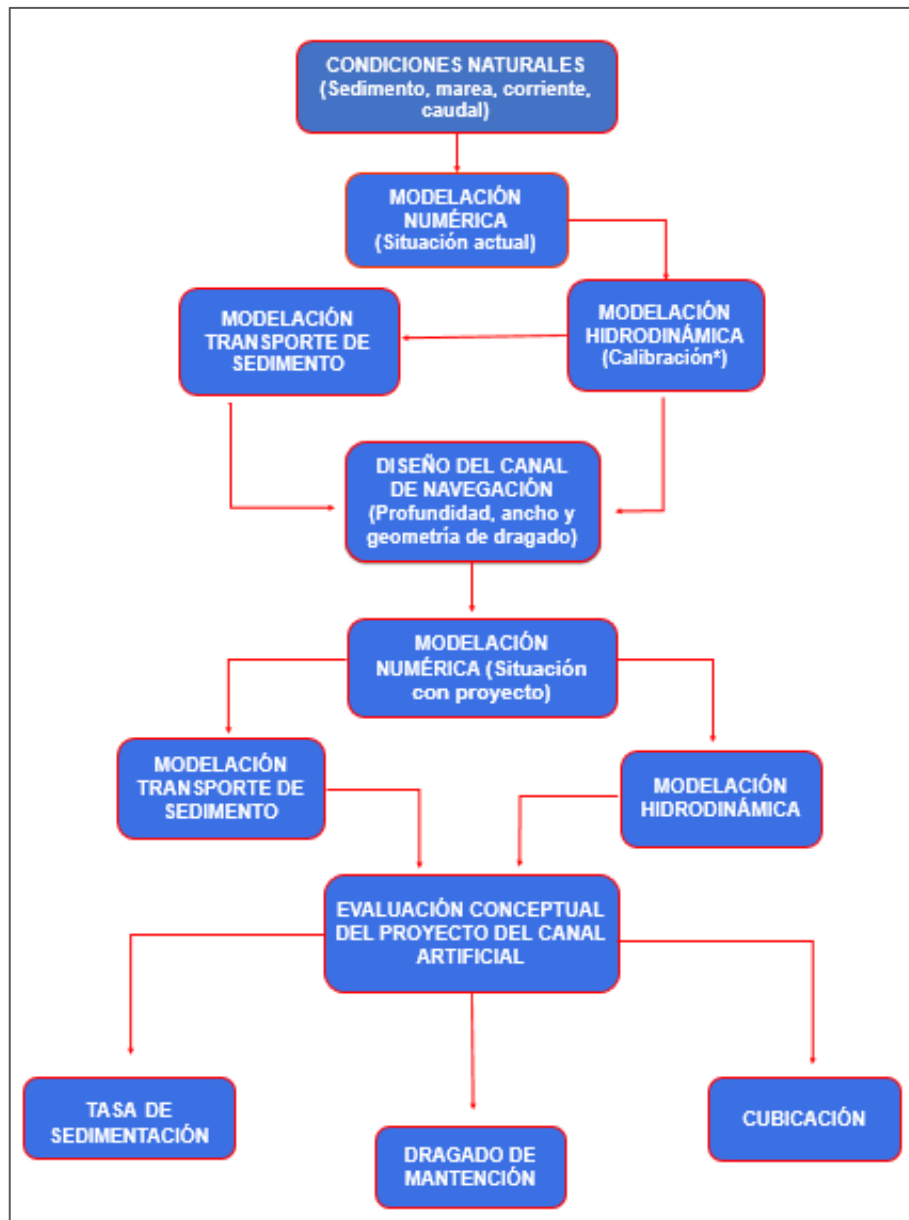
Fuente: (ROM, 1999)

## 6 METODOLOGÍA

### 6.1 ASPECTOS GENERALES

Para enfrentar este estudio la figura 6-1 describe un diagrama de flujo, donde se determinan los aspectos relevantes para la realización del proyecto:

Figura 6-1: Diagrama de flujo del desarrollo del estudio



Fuente: Elaboración propia

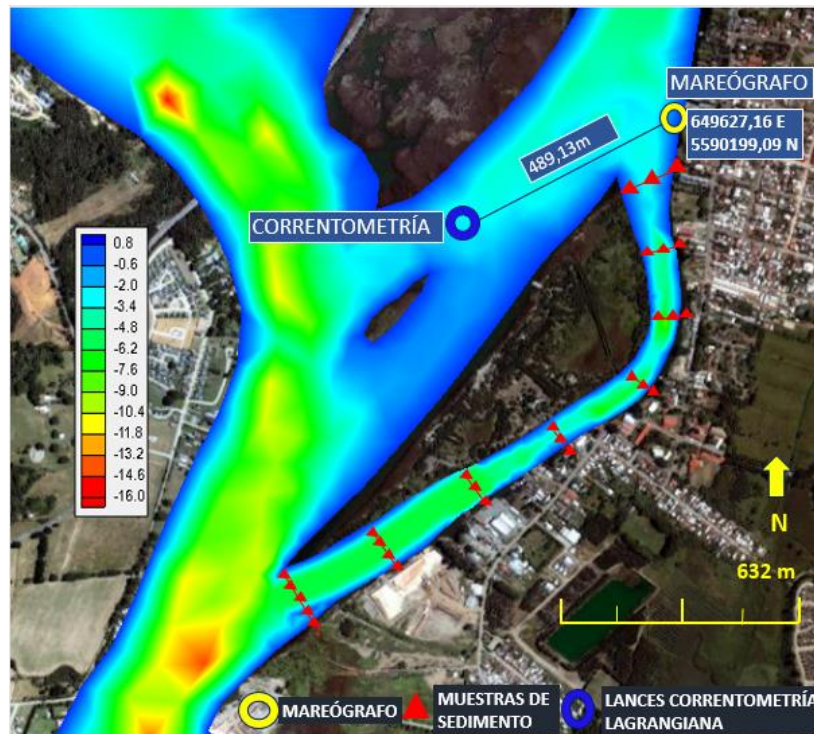
## 6.2 CARACTERIZACIÓN DE LAS CONDICIONES NATURALES

La figura 6-2 indica la ubicación de los datos empleados para la caracterización del medio, entre los cuales se observa un círculo amarillo que representa la ubicación del mareógrafo en el canal (coordenadas en UTM). El círculo azul, muestra el punto de lance de los derivadores tipo cruceta. Sus coordenadas no fueron detalladas en el proyecto (figura 10-22 anexo). Ambos instrumentos mencionados fueron utilizados por la empresa ACCUA de manera simultánea al momento de realizar la correntometría lagrangiana en el proyecto “Conservación vía de navegación río Valdivia, región de los Ríos”, realizado el año 2010. Los triángulos rojos representan la ubicación de los puntos de la toma de muestras de sedimento (detalle se presenta en la tabla 5).

La distancia entre el mareógrafo y los derivadores es de 489,13 m, con un ángulo de inclinación de 265° respecto al norte.

La tabla de colores representa las profundidades. El sistema de coordenadas utilizado está en UTM, datum SIRGAS (WGS84), huso 18.

**Figura 6-2: Ubicación de los datos empleados para la caracterización de las condiciones naturales**



Fuente Elaboración propia, FESWMS

## 6.2.1 SEDIMENTOS

Para el estudio del canal Haverbeck, se creó una grilla espaciada en dirección Norte a Sur, de aproximadamente 200 m y en dirección Oeste a Este, una resolución de 30 a 50 m. El canal se divide en 8 perfiles, de los cuales se extrajeron 3 muestras desde el perfil 1 al 6, 4 del perfil 7 y 5 del perfil 8, obteniendo un total de 27 muestras.

Cada perfil se indicó con la letra " $P_x$ " y la muestra con la letra " $m_x$ ", donde " $x$ " corresponde al número de perfil y de muestra, respectivamente.

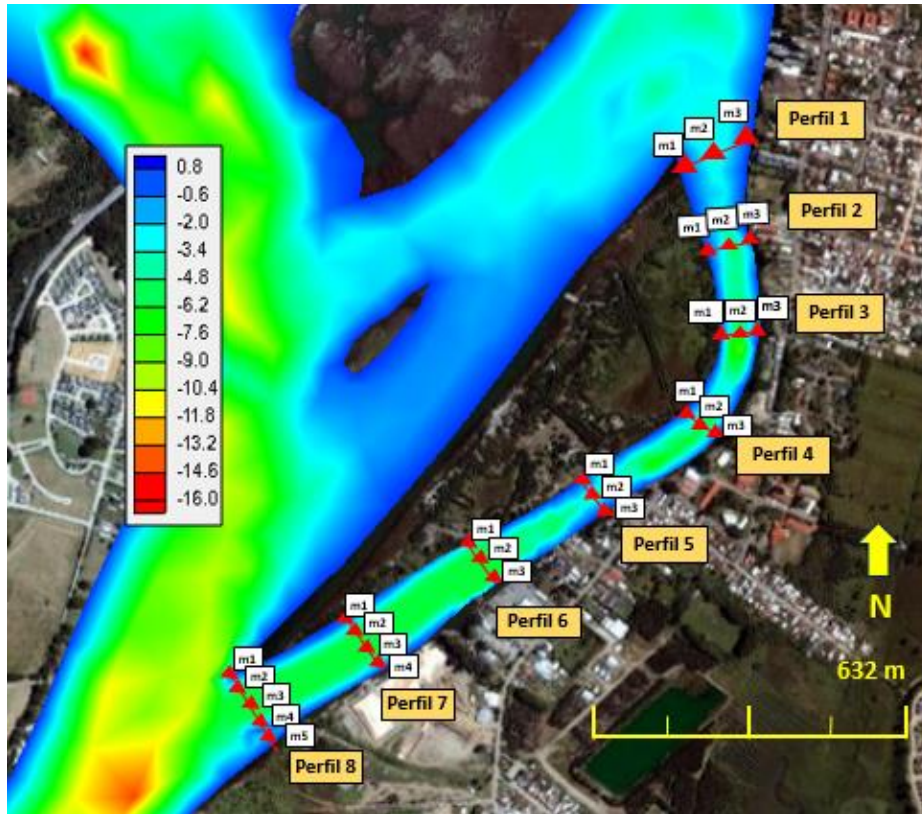
Las muestras fueron extraídas en una longitud de aproximadamente 1.650 m del canal, las que, posteriormente, fueron analizadas en el laboratorio de tamizado de la Facultad de Ciencias del Mar y Recursos Naturales de la Universidad de Valparaíso.

### 6.2.1.1 UBICACIÓN DE LOS PERFILES EN ESTUDIO

Para determinar la ubicación de cada perfil, primero se ubicaron de manera equidistante los puntos, escogiendo los extremos y el centro para abarcar mejor el ancho del canal. Los perfiles 7 y 8 al tener una anchura mayor, se tomaron mayor cantidad de muestras. Las coordenadas en UTM de cada muestra fueron ubicadas mediante la herramienta de Google Earth.

Al momento de las extracciones se utilizó un GPS doble frecuencia, el cual ubicó cada punto en respectivas coordenadas para extraer el sedimento y posteriormente analizarlo. La figura 6-3 muestra en cada perfil, las muestras "m1, m2, m3" extraídas para el posterior análisis. En la escala de colores se muestra la profundidad del canal, el sistema de coordenadas utilizado está en UTM, datum SIRGAS (WGS84), huso 18.

Figura 6-3: División de los puntos de muestreo de sedimentos, Canal Haverbeck



Fuente Elaboración propia, FESWMS

La tabla 5 muestra las coordenadas en UTM de cada perfil, en donde fueron extraídas las muestras para posteriormente ser estudiadas.

**Tabla 5: Coordenadas de los puntos de extracción**

PUNTO	COORDENADA UTM ESTE	COORDENADA UTM SUR
<b>PERFIL 1</b>		
P1m1	649478.52 m E	5590007.99 m S
P1m2	649529.38 m E	5590018.72 m S
P1m3	649577.61 m E	5590028.57 m S
<b>PERFIL 2</b>		
P2m1	649539.88 m E	5589813.40 m S
p2m2	649581.40 m E	5589820.61 m S
P2m3	649617.67 m E	5589827.00 m S
<b>PERFIL 3</b>		
P3m1	649558.39 m E	5589616.87 m S
P3m2	649586.67 m E	5589615.70 m S
P3m3	649611.86 m E	5589614.90 m S
<b>PERFIL 4</b>		
P4m1	649455.15 m E	5589469.30 m S
P4m2	649472.48 m E	5589443.05 m S
P4m3	649491.20 m E	5589415.23 m S
<b>PERFIL 5</b>		
P5m1	649269.34 m E	5589355.10 m S
P5m2	649282.75 m E	649282.75 m E
P5m3	649297.80 m E	5589314.45 m S
<b>PERFIL 6</b>		
P6m1	649088.13 m E	5589232.48 m S
P6m2	649109.76 m E	5589207.69 m S
P6m3	649133.47 m E	5589179.47 m S
<b>PERFIL 7</b>		
P7m1	648913.93 m E	5589115.58 m S
P7m2	648924.68 m E	5589093.47 m S
P7m3	648935.45 m E	5589072.60 m S
P7m4	648944.61 m E	5589054.53 m S
<b>PERFIL 8</b>		
P8m1	648585.24 m E	5588965.45 m S
P8m2	648597.46 m E	5588933.28 m S
P8m3	648609.92 m E	5588901.57 m S
P8m4	648622.62 m E	5588869.87 m S
P8m5	648635.09 m E	5588838.78 m S

Fuente: Elaboración propia

### **6.2.1.2 EXTRACCIÓN DE MUESTRAS**

La extracción de las muestras fue realizada el día jueves 12 de diciembre del año 2013, entre las 11:00 hasta las 16:00 hrs., junto a dos buzos de Gobernación Marítima de Valdivia, (Cabo 2° Giovanni Gutiérrez, Cabo 2° Yusef Cifuentes), y se contó con el apoyo de un operador de lancha (Cabo 2° Liz Ibacache). La embarcación utilizada para el proyecto fue de goma (marca Pumar 470) y el instrumento usado fue un GPS doble frecuencia para ubicar las coordenadas en cada punto de extracción.

El muestreo comenzó desde el perfil 8 al 1. Se extrajeron las muestras aproximadamente a 20 cm del fondo del río y fueron puestas en bolsas plásticas, las cuales una vez sacadas del canal, se les quitó el exceso de agua que traían en su interior, para posteriormente secarlas y rotularlas con el número de perfil, número de muestra y profundidad a la cual fue extraída (fotografías en anexo 10-1).

### **6.2.1.3 PESAJE MUESTRAS**

Se pesaron alrededor de 100 gr de sedimento de cada muestra extraída en la pesa Precisa 505 M-2020C-DRSC5. Estas deben estar completamente secas y ordenadas para comenzar a tamizar (fotografías en anexo 10-2).

### **6.2.1.4 TAMIZADO**

Como se señaló anteriormente, el trabajo de tamizado se realizó en el laboratorio de la Facultad de Ciencias del Mar y Recursos Naturales de la Universidad de Valparaíso.

El instrumento de tamizado cuenta con diferentes diámetros (4, 2, 1, 0,5, 0,25, 0,125, 0,063 mm), que son ensamblados en una columna. En la parte superior, donde se encuentra el tamiz de mayor diámetro, se agrega el material original (100 gr de muestra seca), luego se somete a vibración y movimientos rotatorios intensos. Transcurridos algunos minutos, se retiran los tamices y se desensamblan, tomando por separado los pesos de material retenido en cada uno de ellos y que, en su suma, deben corresponder al peso total del material que inicialmente se colocó en la columna de tamices (fotografías en anexo 10 -2 y 10-3).

### 6.2.1.5 CLASIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA

Luego de realizar la medición de los granos extraídos del fondo del lecho, se debe conocer su clasificación y para ello se utilizó una escala granulométrica que corresponde a una herramienta que sirve para clasificar los diámetros de los sedimentos.

Las partículas de más de 64 mm de diámetro se clasifican como cantos rodados. Las partículas más pequeñas corresponden a gránulos, arenas y limos. Las de menos de 0,0039 mm corresponden a arcilla. Existen muchas escalas granulométricas, pero la de Wentworth es la más utilizada en este tipo de estudios, figura 6-4.

Figura 6-4: Escala granulométrica de Wentworth

NOMBRE	TAMAÑO (MILIMETROS)	UNIDADES $\beta$	MICRONES
<b>BLOQUES</b>			
MUY GRANDE	4096 - 2048	- 11	
GRANDE	2048 - 1024	- 10	
MEDIANO	1024 - 512	- 9	
PEQUEÑO	512 - 256	- 8	
<b>BOLONES</b>			
GRANDE	256 - 128	- 7	
PEQUEÑO	128 - 64	- 6	
<b>GRAVAS</b>			
MUY GRUESA	64 - 32	- 5	
GRUESA	32 - 16	- 4	
MEDIANA	16 - 8	- 3	
FINA	8 - 4	- 2	
MUY FINA	4 - 2	- 1	
<b>ARENAS</b>			
MUY GRUESA	2 - 1	0	2000 - 1000
GRUESA	1 - 0.5	1	1000 - 500
MEDIANA	0.5 - 0.25	2	500 - 250
FINA	0.25 - 0.125	3	250 - 125
MUY FINA	0.125 - 0.062	4	125 - 62
<b>LIMOS</b>			
GRUESO	0.062 - 0.031	5	62 - 31
MEDIANO	0.031 - 0.016	6	31 - 16
FINO	0.016 - 0.008	7	16 - 8
MUY FINO	0.008 - 0.004	8	8 - 4
<b>ARCILLAS</b>			
GRUESA	0.004 - 0.002	9	4 - 2
MEDIANA	0.002 - 0.001	10	2 - 1
FINA	0.001 - 0.0005	11	1 - 0.5
MUY FINA	0.0005 - 0.00024	12	0.5 - 0.24

Fuente: (Vergara, 1991)

### 6.2.2 MAREA

Las mareas utilizadas para la modelación hidrodinámica, fueron seleccionadas de las tablas de mareas que proporciona el SHOA, correspondiente al mes de diciembre del 2013, en el sector del puerto de Corral. Estas fueron modificadas para obtener las desnivelaciones instantáneas a través del tiempo.

### 6.2.2.1 ANÁLISIS NO ARMÓNICO DE MAREA

Para realizar el cálculo de los valores no-armónicos de marea (nivel medio de mar, nivel medio de marea, altura media de la pleamar, altura media de pleamares más alta, altura media de bajamar, altura media de la bajamar más baja), se realizó mediante la publicación del SHOA N° 3202 de instrucciones oceanográficas N°2, llamado "Método oficial para el cálculo de los valores no armónicos de la marea", con el que se determinaron los principales planos de referencia del nivel del mar, además de los rangos de marea.

Se utilizaron los datos del nivel del mar recolectados en la estación de marea del puerto de Corral, correspondiente al mes de diciembre del año 2013, con el fin de obtener valores representativos de los diferentes planos de la marea y asegurar la ocurrencia de las cuatro fases lunares: luna nueva y luna llena (sicigias), cuarto creciente y cuarto menguante (cuadraturas).

Los distintos planos de referencia fueron calculados de la siguiente manera:

#### ALTURA MEDIA DE PLEAMAR MÁS ALTA

De las dos pleamares que se presentan en un día, se designa la de mayor altura como la pleamar más alta y la de menor altura como la pleamar más baja. El promedio de las pleamares más altas durante el periodo de observación de marea será definido como altura media de la pleamar más alta.

$$\text{Altura Media de la Pleamar más alta} = \frac{\sum \text{de alturas de pleamar más altas}}{\text{N}^\circ \text{ de ocurrencia de pleamar más alta}}$$

#### ALTURA MEDIA DE LA PLEAMAR

Corresponde al promedio de todas las pleamares registradas durante el periodo de observación.

$$\text{Altura Media de la Pleamar} = \frac{\sum \text{pleamares}}{\text{N}^\circ \text{ de ocurrencias de pleamares}}$$

#### NIVEL MEDIO DE MAREA

El plano definido como nivel medio de la marea corresponde al promedio de todas las pleamares y bajamares registradas durante el periodo de observación. Este valor es similar al nivel medio del mar, sin embargo, el cálculo es diferente.

$$\text{Nivel Medio de Marea} = \frac{\sum \text{Total}}{\text{Total de ocurrencias}}$$

#### ALTURA MEDIA DE LA BAJAMAR

El plano definido como altura media de la bajamar corresponde al promedio de todas las bajamares registradas durante el periodo de observación.

Altura Media de la bajamar =  $\sum$  de bajamares / N° de ocurrencias

#### ALTURA MEDIA DE LA BAJAMAR MÁS BAJA

El promedio de las bajamares más bajas durante el periodo de observación de la marea, será definido como altura media de la bajamar más baja.

Altura Media de la Bajamar más Baja =  $\sum$  alturas de bajamar más baja / N° de ocurrencias de bajamar más baja

#### RANGO DE MAREAS

Para este cálculo se debe conseguir primero la altura media de pleamar y la altura media de bajamar, con la diferencia que se produce entre estos dos valores se obtiene el rango de mareas.

#### 6.2.2.2 ANÁLISIS ARMÓNICO DE MAREA

Para este análisis se utilizó el programa MATLAB y la herramienta T\_TIDE. Los datos de entrada fueron obtenidos de la página IOC Sea Level Station Monitoring Facility, los cuales entregan la variación del nivel del mar en la zona de estudio (Corral). Con este análisis se obtuvieron las amplitudes, frecuencias, y las fases de las distintas componentes. La fase está relacionada con el meridiano de Greenwich y su unidad es en grados. Para la selección de las componentes presentes en la serie de tiempo se utilizó el criterio de comparación de Rayleigh, también con este análisis se calculó el coeficiente determinante del régimen de marea correspondiente al sector (número de Courtier), obtenidos del cociente de las amplitudes de las cuatro principales constantes armónicas.

#### 6.2.3 CORRIENTES

##### 6.2.3.1 CORRENTOMETRÍA LAGRANGIANA

Las corrientes pueden ser provocadas por mareas, el viento, gradientes de presión atmosférica, la rotura del oleaje, descargas de ríos en el mar, gradientes de densidad, etc.

Para conocer el comportamiento de la corriente en el Río Valdivia, la empresa ACCUA realizó una medición lagrangiana, los días 30 de junio, 2, 3 y 4 de julio del año 2010, en donde lanzaron derivadores en 7 áreas a lo largo del río (figura 7-3). Estas mediciones se realizaron en condición de marea vaciante y llenante por un tiempo de una hora, para ambos casos. Sin embargo, los resultados que se presentaran corresponden al área 5, ya que esta medición fue realizada en el sector de estudio.

Se utilizaron dos derivadores del tipo cruceta (figura 10-22 en anexo), a dos niveles de profundidad (0,5 y 1,5 m). Estos fueron lanzados en las áreas de estudio y se les tomó posición mediante un GPS de doble frecuencia. Para ello, se utilizó una antena en la embarcación y otra en Tierra en un vértice conocido (figura 10-23 en anexo).

Una vez lanzados se les midieron la posición cada 10 minutos y si estos salían del área de estudio, se volvían a lanzar en el punto de inicio.

#### **6.2.4 CAUDAL**

Los caudales de los ríos Cruces y Calle-Calle fueron seleccionados de la data de la DGA, correspondiente al año 2005. Para este estudio se obtuvo el promedio mensual, ya que los valores extremos se escapan un poco de lo que es realmente representativo a un periodo de largo plazo (se asume que el valor del caudal es representado de mejor manera en el promedio que en sus extremos).

Los meses en los cuales el caudal genera transporte de sedimentos son los más importantes para este estudio, puesto que estos mueven el material del fondo generando cambios en la profundidad del canal.

Para determinar en qué meses existe transporte de sedimentos, se realizaron simulaciones numéricas en el modelo FESWMS, forzando con los caudales medios y un mes de marea (figura 6-5), probando con distintos casos (un año de datos), luego si la tensión de corte que generaba la hidrodinámica era mayor que la tensión de corte de sedimento, significa que ese caudal es formativo y produce transporte de sedimentos.

El mes de enero del año 2005, presenta un caudal de 397 m<sup>3</sup>/s en el río Calle-Calle y 39 m<sup>3</sup>/s en el río Cruces, este no generó transporte de sedimentos, por lo tanto, es de esperarse que todos los caudales menores a esta representación de igual forma no generen transporte.

Luego, se simuló en el mes de octubre del mismo año, este mes presenta un caudal de 508 m<sup>3</sup>/s procedente del río Calle-Calle y 76 m<sup>3</sup>/s del río Cruces. Este mes tampoco registró transporte de sedimentos, volviendo a la conclusión anterior, esto es, que los caudales iguales o menores a 508 m<sup>3</sup>/s no generan transporte de sedimento en el canal.

Por lo anterior quedan fuera de este análisis los siguientes meses: enero, febrero, marzo, abril, mayo, octubre, noviembre y diciembre.

El mes de septiembre de ese año sí generó transporte de sedimentos, por lo que, para el objeto de este estudio, nos centraremos en los meses de: junio, julio, agosto y septiembre.

### **6.2.5 BATIMETRÍA**

Para el análisis del presente proyecto, se utilizaron las batimetrías proporcionadas por la Dirección de Obras Portuarias de Valdivia y por el profesor Matías Quezada (proyecto realizado por él en el área de estudio).

Existe otra información de batimetría, observadas de la carta náutica N° 6254. Sin embargo, estas no fueron utilizadas ya que no están en sistema electrónico.

En relación a las dos primeras batimetrías, éstas fueron fusionadas mediante el programa Global Mapper, para ser utilizadas en el modelo en la situación actual.

Para el modelo propuesto es este estudio, la batimetría fue modificada en el área de dragado, cambiando las profundidades naturales por las calculadas (6,6 m).

## **6.3 MODELACIÓN NUMÉRICA SITUACIÓN ACTUAL (SIN DRAGADO)**

En este apartado se presentan dos modelaciones;

- i) una modelación hidrodinámica en donde se corren casos de los distintos caudales promedio (de los meses en estudio) junto con la marea.
- ii) una modelación de sedimentos en donde se determina la capacidad de transporte de los meses estudiados.

A partir de las condiciones naturales se definieron los parámetros para realizar ambas modificaciones. Las forzantes propuestas para la modelación hidrodinámica son:

- Caudal promedio de los meses en estudio de los ríos Cruces y Calle-Calle
- Mes de marea (diciembre del 2013).

### **6.3.1 CALIBRACIÓN DEL MODELO**

La calibración corresponde al ajuste, con la mayor exactitud posible, de los resultados del modelo hidrodinámico con los valores de las variables medidas.

Para realizar el estudio se consideró la utilización del modelo numérico FESWMS (Federal Highway Administration's Finite Element Surface-water Modeling System), el cual permitió caracterizar tanto la hidrodinámica como la morfodinámica, mediante un esquema numérico de elementos finitos (Froehlich, 2003).

El propósito de calibrar un modelo es obtener una representación de la realidad, mediante el ajuste de los parámetros de forma sistemática.

La validación consiste en contrastar los resultados del modelo con los datos obtenidos in situ. Así, el éxito de la validación dependerá de su capacidad para predecir el comportamiento del sistema y del componente simulado (Froehlich, 2003).

Para realizar la calibración del modelo, se utilizaron los datos de una medición de un mareógrafo situado en el canal (empresa ACCUA, medición de correntometría lagrangiana, 3 de julio del año 2010).

Además, se utilizó una serie de tiempo de la bahía de Corral (misma fecha a la realizada por la empresa ACCUA), la cual fue facilitada por el profesor Matías Quezada. Esta serie fue simulada con el modelo FESWMS y se pronosticó la marea en el punto del mareógrafo, situado en el canal (figura 10-5 de anexos). Una vez comparadas las medidas arrojadas por el mareógrafo v/s las mareas del modelo, se verificó si los datos obtenidos del modelo se asemejan con los datos aportados por el mareógrafo.

Tal como se señaló en la sección “Alcances y limitaciones”, este proyecto solo considera la comparación en la hidrodinámica entre series de mareas, esto se debe a que no se cuenta con datos ni equipos necesarios para realizar una calibración más extensiva ni datos de corrientes. Lo mismo sucede con la calibración de los sedimentos.

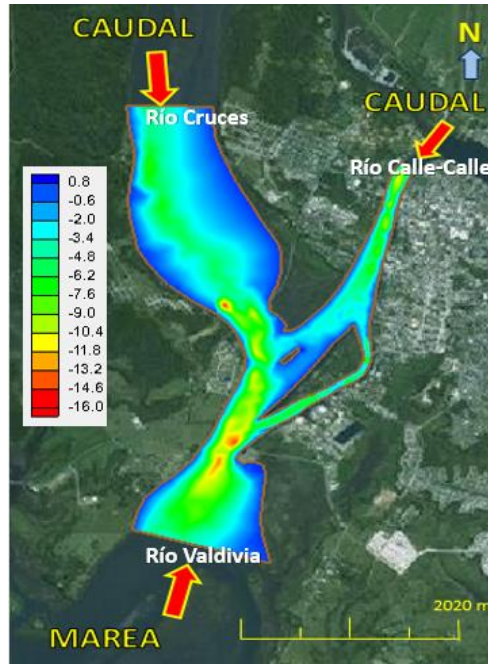
### **6.3.2 MODELACIÓN HIDRODINÁMICA**

Aguas abajo el modelo fue forzado con la data de marea, correspondiente al mes de diciembre del año 2013; lo anterior, se debe a que en la comparación de mareas medidas con mareógrafo y las del puerto de Corral son similares, comprobándose que el comportamiento de la marea aguas abajo puede ser utilizado a lo largo de todo el río, ya que el desfase de marea es despreciable para este estudio (figura 6-5 y 6-6).

Aguas arriba, el modelo fue forzado con el promedio de los caudales para cada mes de estudio (constante) en los ríos Valdivia (proveniente del Calle-Calle) y Cruces. El modelo se configura con un tiempo de corrida de 31 días.

En la figura 6-5 se muestra el modelo forzado con las condiciones de borde aplicadas. La escala de colores representa las profundidades. El sistema de coordenadas utilizado está en UTM, datum SIRGAS (WGS84), huso 18.

Figura 6-5: Forzantes del modelo



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

### 6.3.3 MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTO

Se forzó el río con caudales y marea, evaluándose el transporte de sedimentos, para esto se realizaron cálculos auxiliares aplicándose una fórmula adimensional que se explica a continuación.

Se adimensiona la tensión de corte ( $\tau$ ) de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$\tau^* = \frac{\tau}{\rho g(S-1)d} \quad (6-1)$$

Donde  $\rho$  es la densidad del fluido,  $g$  es la gravedad,  $S$  es la proporción de la densidad del sedimento y del fluido, y  $d$  el diámetro de los sedimentos.

Luego se calculó la tensión admisible ( $\tau^*$ ) a partir del cual se calcula el transporte adimensional, de acuerdo a la siguiente expresión para Meyer-Peter y Müller (1948).

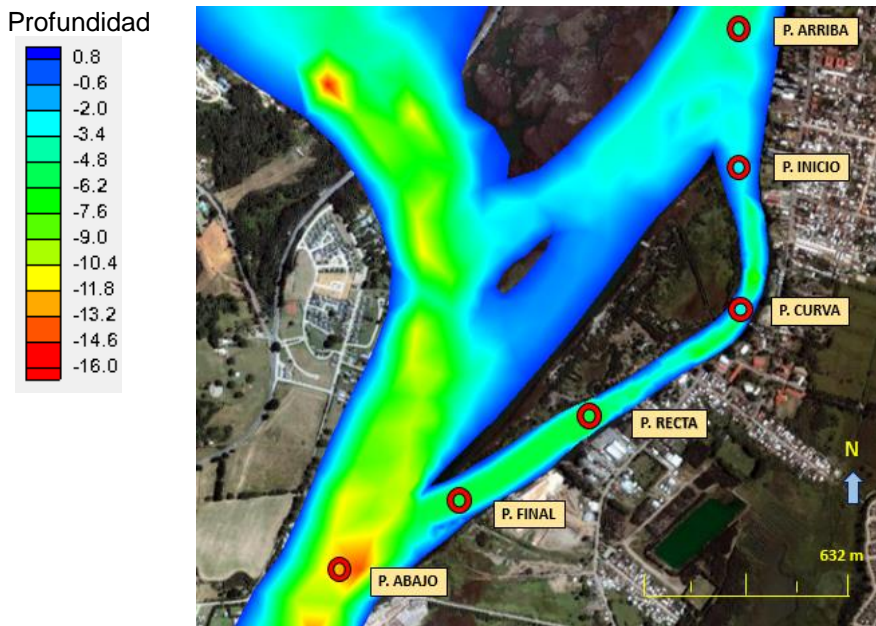
$$q^* = 8(\tau^* - 0,048)^{\frac{3}{2}} \quad (6-2)$$

Por simplicidad se denominó al factor  $(\tau^* - 0,048)$  como el desbalance de tensión crítica. Con esto, se obtiene el transporte adimensional, para todos los "time step" de la simulación.

Si los valores de  $q^*$  son positivos, existe transporte, en tanto, si son negativos el flujo no es suficiente para movilizar las partículas.

En la figura 6-6 se muestran los puntos en el canal Haverbeck donde se realizaron las simulaciones para todos los cálculos de la hidrodinámica y del transporte adimensional de sedimentos. El sistema de coordenadas utilizado está en UTM, datum SIRGAS (WGS84), huso 18.

**Figura 6-6: Puntos de análisis de simulación en el modelo FESWMS**



Fuente: Elaboración Propia, FESWMS

## 6.4 DISEÑO DE LA VÍA DE NAVEGACIÓN

Para el diseño de la navegación se debe determinar la profundidad y el ancho de la vía. La profundidad fue calculada mediante las especificaciones señaladas en el punto 5.6.1 y el cálculo del ancho está especificado en el punto 5.6.2 del presente documento.

La geometría utilizada en este proyecto fue la trapezoidal, ya que es la más común para canales de navegación (De la Fuente, 2014).

Para realizar el dragado se utilizó el programa de Autocad2010, en donde se exportaron los datos de la geografía del canal para visualizar el sector de estudio. Posteriormente, se dibujan en el plano el ancho calculado previamente y se determina el talud. Luego se realizan 3 cortes transversales A-A' (en el sitio de atraque), B-B' (entre el sitio de atraque y la desembocadura) y C-C' (en la desembocadura del canal). Con estos 3 cortes se

logró comparar la sección actual (irregular), que es sacada del modelo FESWMS y la sección proyectada (trapezoidal).

## **6.5 MODELACIÓN NUMERICA SITUACIÓN CON PROYECTO (CON DRAGADO)**

### **6.5.1 MODELACIÓN HIDRODINÁMICA**

En la modelación hidrodinámica con el presente proyecto, se utilizaron las mismas forzantes que en la situación actual (mismos caudales y mareas, revisar en la sección 6.3.2.), sin embargo, en esta existe un cambio en la batimetría y, por consecuencia, cambiaron ciertos aspectos que se detallarán más adelante.

### **6.5.2 MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTOS**

Una vez determinada la profundidad y ancho del dragado, se creó una nueva batimetría aplicando correcciones en la profundidad en el mismo modelo hasta llegar a la calculada para la navegación del buque de diseño (sección 6.4).

Las corridas con el modelo en la situación con proyecto se realizan con una nueva malla, en donde se aplica la nueva batimetría, sin embargo, las condiciones de borde siguen siendo las mismas.

## **6.6 EVALUACIÓN CONCEPTUAL DEL PROYECTO DEL CANAL ARTIFICIAL**

### **6.6.1 TASA DE SEDIMENTACIÓN**

La tasa de sedimentación se basa principalmente en determinar si la cantidad de sedimento que ingresa al canal es igual a la que sale de éste. Si lo que ingresa es menor que la cantidad de sedimento que sale, estaremos en una situación erosiva. En contraste, si la cantidad de sedimento que ingresa al canal es mayor que la que sale, significa que existe acumulación o embancamiento del sedimento.

Para determinar la tasa de sedimentación en el canal, se utiliza la fórmula de Exner (6-3), con la que se puede obtener el cambio de elevación del sedimento en el tiempo  $\frac{\partial h}{\partial t}$ . Para este cálculo se utilizan los datos en la situación actual y con proyecto y se crea una grilla en el programa Surfer 12. Con esto se puede determinar en qué sectores existe acumulación o erosión.

Fórmula unidimensional de Exner.

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-n} \frac{\partial q}{\partial x} \quad (6-3)$$

Donde:

$\frac{\partial h}{\partial t}$  Corresponde al cambio de elevación en el tiempo.

$n$  Corresponde a la porosidad del grano.

$\frac{\partial q}{\partial x}$  Corresponde al cambio de transporte en el espacio.

Con esta fórmula se efectuarán los cálculos necesarios para la mantención del dragado.

### **6.6.2 DRAGADO INICIAL Y DE MANTENCIÓN**

Para saber el tiempo de dragado utilizando la draga Ernesto Pinto, se averiguó cuántos m<sup>3</sup> de sedimento es capaz de extraer diario y así, realizar una serie de cálculos para determinar en cuántos días se logrará extraer el volumen de sedimento requerido.

Una vez que se obtuvo el tiempo que toma el proceso de dragado, se compara con el tiempo de sedimentación natural que tiene el río. Para que esta mantención sea posible, el tiempo de recarga del río debe ser menor que el tiempo de dragado, de otra forma no tendría sentido realizar este proyecto si el canal se llenara más rápido de lo que se draga. Para verificar esto, se realizó un gráfico comparativo de los tiempos de dragado v/s la altura de recarga del sedimento (figura 7-54).

Para mantener la profundidad adecuada del buque de diseño, se calcula en cuánto tiempo el volumen del sedimento vuelve a ser perjudicial para la navegación y, cada vez que eso suceda, se deberá realizar un nuevo dragado en menor tiempo que el dragado inicial, para poder conservar el canal a la profundidad óptima de navegación.

### **6.6.3 CUBICACIÓN**

Para determinar el volumen total del sedimento que se desea extraer mediante el dragado, se utilizan los datos de dos batimetrías, por un lado, se ingresa la batimetría actual y por otro, los cálculos realizados para la sección con proyecto. En ambos casos se les determina el volumen mediante el programa Surfer 12 y al restar la sección actual con la sección con proyecto, se cubica el volumen del material a dragar en el sector de estudio.

### **6.6.4 COSTOS DEL DRAGADO**

Los costos del dragado fueron realizados de acuerdo a una planilla de cálculos proporcionados por la Dirección de Obras Portuarias de Valdivia, siendo esta institución la encargada de realizar el dragado con la draga Ernesto Pinto cada cierto tiempo (aproximadamente 20 años).

## **7 RESULTADOS Y ANÁLISIS**

### **7.1 CARACTERIZACIÓN DE LAS CONDICIONES NATURALES**

A continuación, se observarán los resultados del medio natural del canal, con el objeto de comprender la condición actual para la aplicación de este proyecto.

#### **7.1.1 SEDIMENTOS**

En la tabla 6 se muestran los 8 perfiles que presentan diámetros de sedimentos excedidos por el 50% de las muestras que fueron extraídas. Este análisis granulométrico hace la diferencia en las diversas clases de materiales, independientemente de su naturaleza química. La clasificación se hace mediante la escala granulométrica de Wentworth (figura 6-4).

**Tabla 6: Coordenadas UTM Perfiles muestreados**

PUNTO	D50 [mm]	RESUTADO
<b>PERFIL 1</b>		
P1m1	0,14	Arena fina
P1m2	0,35	Arena mediana
P1m3	0,46	Arena mediana
<b>PERFIL 2</b>		
P2m1	0,23	Arena fina
p2m2	0,18	Arena Fina
P2m3	0,08	Arena muy fina
<b>PERFIL 3</b>		
P3m1	0,19	Arena Fina
P3m2	0,20	Arena Fina
P3m3	0,45	Arena mediana
<b>PERFIL 4</b>		
P4m1	0,12	Arena Fina
P4m2	0,65	Arena gruesa
P4m3	0,55	Arena gruesa
<b>PERFIL 5</b>		
P5m1	0,20	Arena Fina
P5m2	0,23	Arena Fina
P5m3	0,18	Arena Fina
<b>PERFIL 6</b>		
P6m1	0,15	Arena Fina
P6m2	0,54	Arena gruesa
P6m3	0,30	Arena mediana
<b>PERFIL 7</b>		
P7m1	0,15	Arena Fina
P7m2	0,35	Arena mediana
P7m3	0,36	Arena mediana
P7m4	0,41	Arena mediana
<b>PERFIL 8</b>		
P8m1	0,15	Arena Fina
P8m2	0,18	Arena Fina
P8m3	0,19	Arena Fina
P8m4	0,15	Arena Fina
P8m5	0,13	Arena Fina

Fuente: Elaboración Propia

Para el diámetro característico se utilizó el promedio de los D50 dando como resultado 0,27 mm, con clasificación de arena fina.

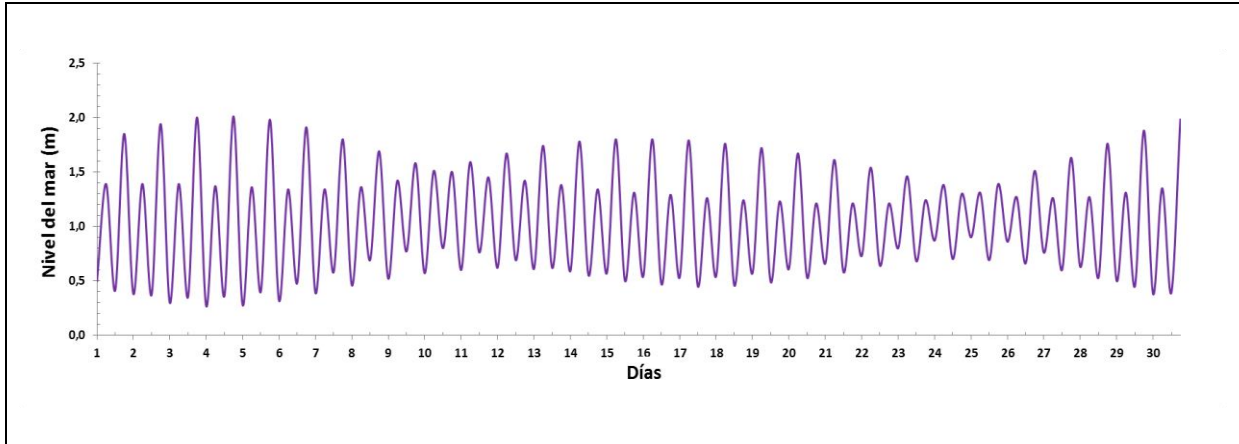
\*Estos datos surgen a raíz de este estudio, actualizado en el año 2014. Los gráficos de curvas granulométricas y de clasificación se encuentran en el anexo 10.2.

### 7.1.2 MAREA

En la figura 7-1 se muestran los datos de la serie de tiempo correspondiente al mes de diciembre del año 2013, la cual fue utilizada en el modelo como una forzante. En dicho

registro se presentó una altura media de pleamar de 1,52 m, una altura media de bajamar de 0,56 m y un rango de mareas de 0,97 m.

**Figura 7-1: Serie de tiempo, mes de diciembre 2013**



Fuente: Elaboración Propia

#### 7.1.2.1 ANÁLISIS NO ARMÓNICO DE MAREA

Los principales planos de la marea determinados a través del cálculo de los valores no armónicos se detallan en la tabla 7, la cual muestra los diferentes niveles que alcanzó la marea durante el período de observación, con respecto al el Nivel de Reducción de Sonda (NRS).

**Tabla 7: Planos de referencia**

<b>ANÁLISIS NO ARMÓNICO DE MAREAS</b>	<b>METROS</b>
Altura media de pleamar más alta	1,71
Altura media de pleamar	1,52
Nivel medio de marea	1,04
Altura media de bajamar	0,56
Altura media de bajamar más baja	0,51
Rango de mareas	0,97

Fuente: Elaboración propia

#### 7.1.2.2 ANÁLISIS ARMÓNICO DE MAREA

El análisis armónico reveló que más la mayoría de la energía de la onda de marea es aportada principalmente por 16 de las 29 constituyentes obtenidas en el análisis.

La tabla 8 presenta los resultados de amplitud, fase y frecuencia de las constituyentes significativas que aportan la energía de la onda mareal. Se encontraron 5 constituyentes de tipo diurno (Q1, O1, K1, J1, UPS1), 3 del tipo semidiurno (N2, M2, S2),

**Tabla 8: Constituyentes de marea significativos, Bahía de Corral.**

CONSTITUYENTES	AMPLITUD (M)	FASE (°G)	FRECUENCIA (Hz)
*M2	0,439	82,69	0,08
*K1	0,212	44,74	0,04
*N2	0,131	60,22	0,08
*S2	0,121	101,52	0,08
*O1	0,117	6,93	0,04
*Q1	0,029	343,17	0,04
*UPS1	0,011	99,90	0,05
*J1	0,008	47,99	0,04
*SK3	0,007	226,34	0,13
*MK3	0,005	147,43	0,12
*S4	0,004	222,67	0,17
*M4	0,004	161,18	0,16
*M3	0,003	55,47	0,12
*MS4	0,003	223,04	0,16
*MO3	0,002	198,82	0,12
*3MK7	0,002	328,34	0,28

Fuente: Elaboración propia

El cálculo del coeficiente determinante del régimen de mareas (COURTIER) es de 0,6, por lo tanto, los resultados obtenidos en este estudio muestran que la bahía de Puerto Corral presenta un régimen de mareas mixto-semidiurno.

### 7.1.3 CORRIENTES

#### 7.1.3.1 CORRENTOMETRIA LAGRANGIANA

En la tabla 6 se muestra un resumen de los resultados de los derivadores en los 7 puntos de medición, donde se indican las direcciones que predominan en los distintos puntos: en las áreas 1, 2, 5, 6 y 7, fue dominante el caudal del Río, ya que, en la medición en llenante y vaciante, la trayectoria era la misma que seguía el caudal del Río. La única diferencia en las mediciones de llenante y vaciante, fue la velocidad de desplazamiento, pero la dirección fue la misma.

En las áreas 3 y 4 se observó un cambio de dirección en la medición de llenante y vaciante, ya que en llenante en ambas áreas la dirección fue hacia el NW y en vaciante la dirección fue hacia SW.

**Tabla 6: Resumen estudios de corrientes fluvio - marítimas y marea**

ÁREA	ALTURA DE MAREA (M)		FECHA	HORA	ESTADO DE MAREA	DIRECCIÓN	DISTANCIA PROMEDIO (m)	VELOCIDAD (m/s)
1: Bahía de corral	2,87	1,48	02-07-2010	10:15 a 11:20	Llenante	NW		
				15:40 a 16:45	Vacante	NW		
2: Ex Vapor Canelos	1,5	0,74	02-07-2010	11:30 a 12:40	Llenante	SW		
				17:00 a 18:00	Vacante	SW		
3: Isla sofía	2,49	1,49	30-06-2010	10:10 a 11:15	Llenante	E	360	0,1
				16:40 a 17:40	Vacante	W	400	0,74
4: Río Guacamayo	1,87	0,83	30-06-2010	11:40 a 12:30	Llenante	NW	470	0,13
				15:20 a 16:20	Vacante	SW		
5: Islote Haverbeck	2,27	1,68	03-07-2010	15:00 a 16:00	Llenante	SW	550	
				17:00 a 18:00	Vacante	SW		
6: Río Cruces	1,85	1,22	04-07-2010	09:00 a 10:00	Llenante	S	430	0,41
				13:50 a 14:50	Vacante	S	394	0,36
7: Cau Cau	2,27	1,65	04-07-2010	10:10 a 11:20	Llenante	N	397	0,33
				15:00 a 16:15	Vacante	N	486	0,6

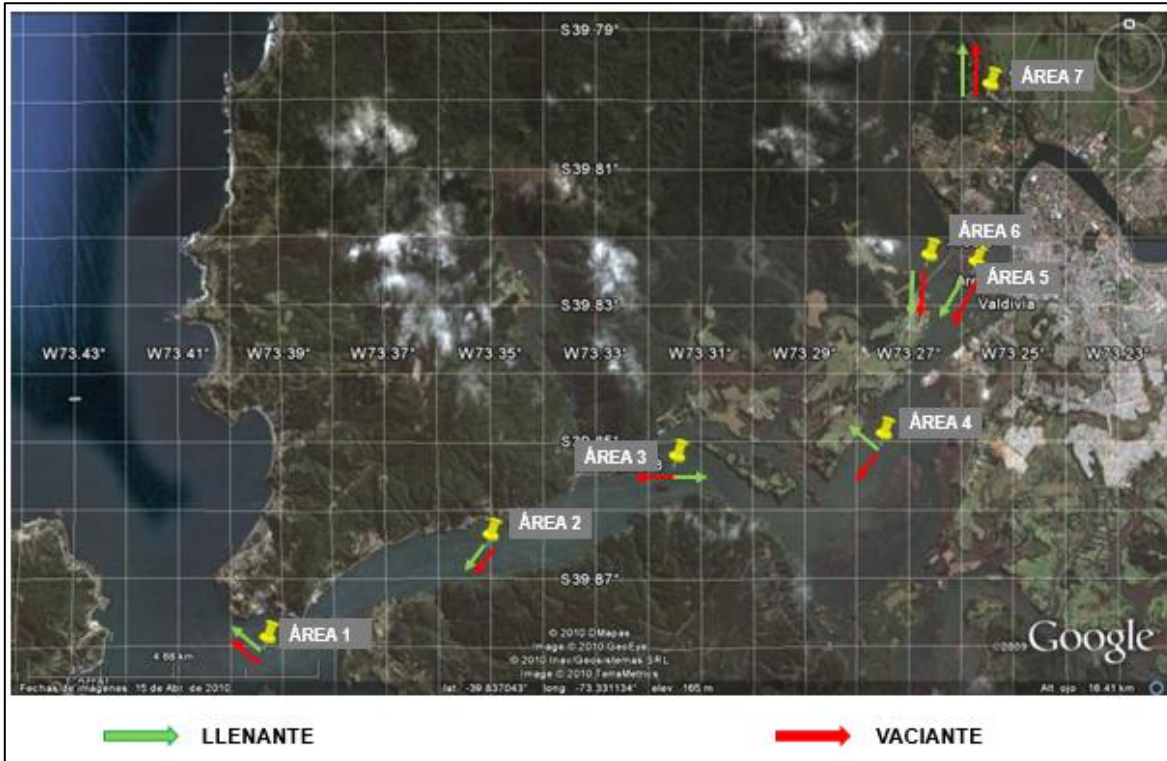
Fuente: elaboración propia mediante datos de ACCUA

En el sector 5 (islote Haverbeck), la empresa ACCUA lanzó derivadores de tipo cruceta el día 3 de julio del 2010 en marea llenante y vaciante. Como se aprecia en la tabla 6 los resultados en esta área presentan una dirección sw. Se hicieron 3 lances en cada medición los cuales presentaron trayectorias similares y en la misma dirección. La medición de llenante se realizó entre las 15:00 y 16:00 horas, con una distancia medida de 550 m, mientras que la medición de vaciante se realizó a las 17:00 y 18:00 horas.

\*la figura 10-25 ubicada en los anexos, muestra los lances realizados por ACCUA, extraída de los planos del proyecto "Conservación vía de navegación río Valdivia" (planos que no permiten edición).

En la figura 7-2 se muestran los derivadores instalados a lo largo del río, realizados por la misma empresa, donde se pueden visualizar los resultados de las direcciones del estudio de corrientes presentados en la tabla 6, en marea llenante y vaciante. El sistema de coordenadas utilizado está en UTM, datum SIRGAS (WGS84), huso 18.

Figura 7-2: Áreas de ubicación de derivadores



Fuente: ACCUA 2010

### 7.1.4 CAUDALES

La cuenca del río Cruces y el río Calle-Calle, tienen un régimen netamente pluvial, es decir, se caracteriza por el abastecimiento de aguas que están dominadas por la precipitación, siendo su mayor pick de caudal en los meses de invierno, tal como se puede apreciar en las figuras 5-3 y 5-4 del marco teórico. El río Calle-Calle posee caudales mayores que el río Cruces, por lo tanto, presenta una alta variación anual de caudal, arrastra gran cantidad de sedimentos en la época invernal.

La tabla 9 muestra los 12 casos que inicialmente estaban considerados, correspondientes a un año de caudal medio para los ríos Cruces y Calle-Calle. Los cuales mediante un análisis preliminar (6.2.4), se determinó que los meses en los cuales el caudal generó transporte de sedimentos fueron: junio, julio, agosto y septiembre.

**Tabla 9: Caudales simulados para discretizar el transporte de sedimentos**

Caso	Caudal Calle-Calle [m <sup>3</sup> /s]	Caudal Cruces [m <sup>3</sup> /s]	Mes	Transporte de Sedimentos
1	397	39	Enero	NO
2	180	18	Febrero	NO
3	164	18	Marzo	NO
4	276	45	Abril	NO
5	366	66	Mayo	NO
6	1208	299	Junio	SI
7	1517	294	Julio	SI
8	920	230	Agosto	SI
9	606	115	Septiembre	SI
10	508	76	Octubre	NO
11	354	48	Noviembre	NO
12	256	31	Diciembre	NO

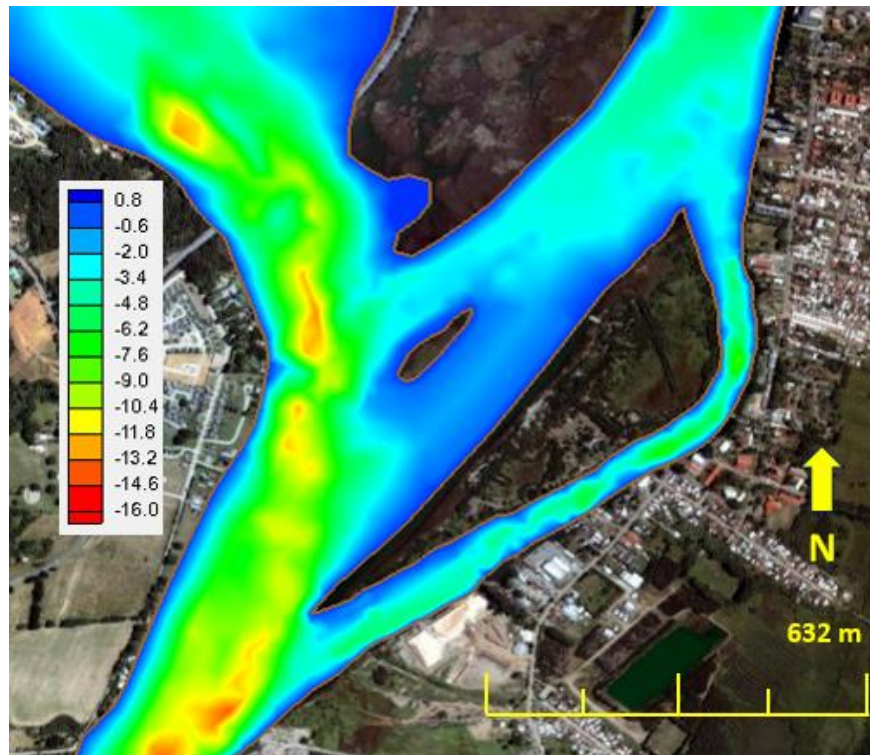
Fuente: elaboración propia

## 7.2 MODELACIÓN NUMÉRICA SITUACIÓN ACTUAL, (SIN DRAGADO)

En primera instancia, se analizó la condición actual del caudal, con los estudios preliminares realizados del río.

La figura 7-3 muestra la batimetría actual del sector de estudio, en la cual se aprecia que dentro del canal existen profundidades entre los 2 a 8 m aproximadamente, siendo más comunes las profundidades que varían entre los 3 y 4 m. El sistema de coordenadas utilizado está en UTM, datum SIRGAS (WGS84), huso 18.

**Figura 7-3: Batimetría en la condición actual. La escala representa profundidades [m]**



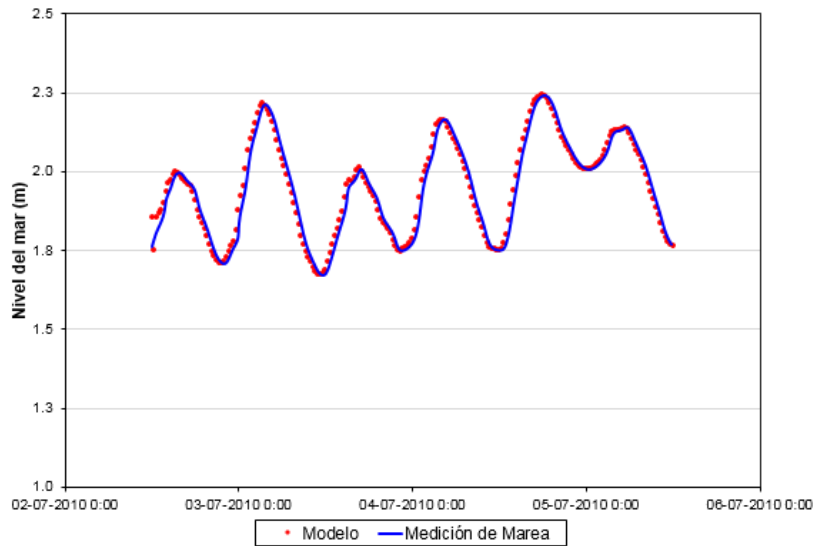
Fuente: Elaboración Propia, FESWMS

### 7.2.1 CALIBRACIÓN DEL MODELO

En la figura 7-4, se muestran los datos de marea instantánea corridos del modelo FESWMS y los datos in situ entregados por el mareógrafo (extraídos del estudio de ACCUA). En este estudio de corriente realizado por la empresa, se instalaron mareógrafos en el canal. Como se puede apreciar los datos entregados por el modelo (puntos en color rojo), se ajustan bastante bien y son similares a la medición de la marea

(línea azul). Con estos resultados podemos considerar que la comparación de las desnivelaciones instantáneas medidas con el mareógrafo, como las sacadas de las mareas del puerto de Corral, son muy similares.

**Figura 7-4: Comparación series de tiempo**

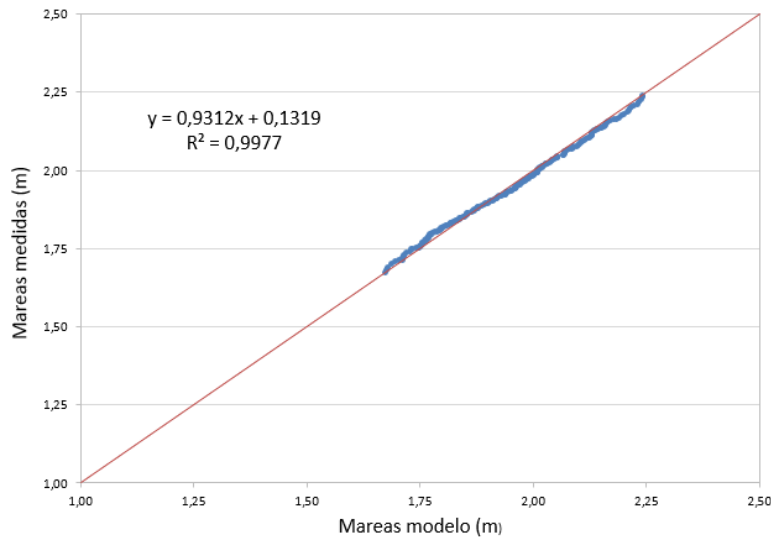


Fuente: Elaboración Propia

Independiente de que el modelo (como se mostró en la figura 7-4) representó bien las desnivelaciones instantáneas, al no poder obtener mediciones de corriente, no es posible comparar y comprobar si la otra componente de hidrodinámica está siendo bien representada en el modelo.

En la figura 7-5 se muestra una comparación dato a dato, donde se comprueba que el modelo es adecuado para ser utilizado en el desarrollo del proyecto, ya que el coeficiente de determinación es muy cercano a 1 y los puntos se aproximan a la recta. Con estos dos resultados (figura 7-4 y 7-5), y viendo el comportamiento del modelo frente a la comparación de la componente hidrodinámica marea, se puede utilizar cualquier otra marea y no necesariamente la comparada, ya que se comprobó que el modelo se ajusta bien a las desnivelaciones simuladas con la marea.

**Figura 7-5: Comparación dato a dato**



Fuente: Elaboración Propia

## 7.2.2 MODELACIÓN HIDRODINÁMICA

En esta sección solo se mostrarán los resultados (superficie del agua, número de Froude y velocidad del flujo) de los meses que exhiben transporte de sedimentos. Según los resultados mostrados en la tabla 9.

### 7.2.2.1 SUPERFICIE DEL AGUA

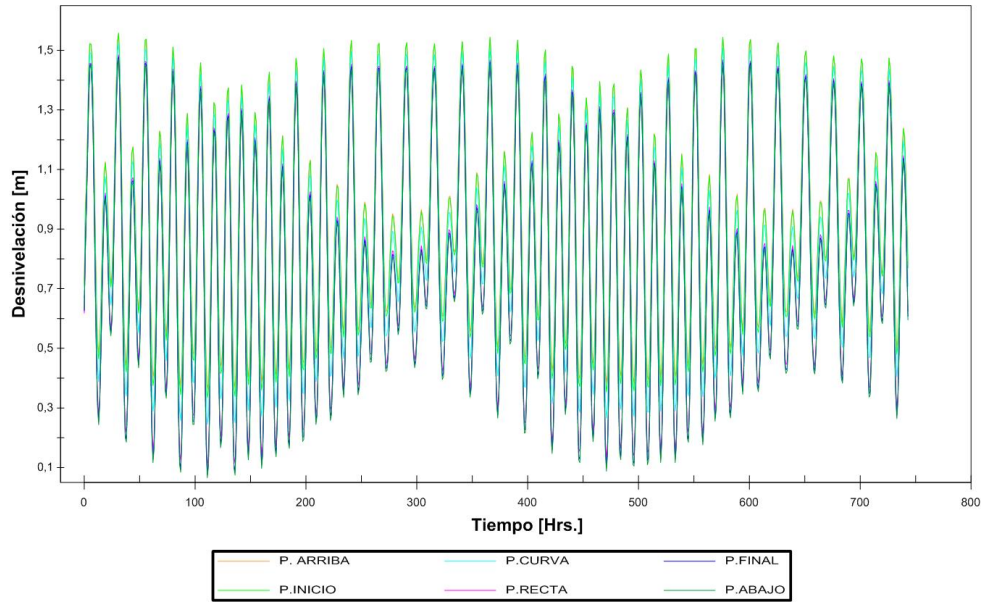
Antes de describir las siguientes figuras, es necesario mencionar que los resultados de la superficie del agua tanto en la situación actual y como la situación con proyecto, no varían en forma considerable entre los meses estudiados, por lo que se detallarán solo los resultados correspondientes al mes de julio.

Los resultados de la figura 7-6 indican que predomina la marea por sobre el caudal, incluso cuando en junio y julio se presentaron los mayores caudales. En los 6 puntos medidos se observa que sus desnivelaciones son similares entre sí, por lo cual se puede inferir que el río estudiado está dominado por la condición de aguas abajo (influencia de mareas), por sobre la forzante del caudal.

Según el estudio que realizó la empresa ACCUA, del cual se ha utilizado parte de sus datos, también se infiere que la influencia mareal se encuentra presente hasta 60 km hacia el interior del río y por consecuencia, sus aguas son salobres. Por lo tanto, como este dominio de mareas es tan extenso, se infiere que las mareas influyen en todo el río Valdivia y que penetra al Calle-Calle.

También existen estudios realizados por Mario Pino (UACH) y Marcelo Carro (UCSC), en mayo de 2007. En estas investigaciones se destaca en sus conclusiones que, entre Isla Teja y Collico, las corrientes del río Calle-Calle son afectadas por la onda de marea, pues cambia su sentido; sin embargo, no hay ingreso de aguas salobres en ese sector, debido a que el río Valdivia se encuentra influenciado por la marea (según estos estudios) la figura 7-6 muestra la superficie del agua, la que presenta forma sinusoidal.

**Figura 7-6: Superficie del agua, mes de julio**



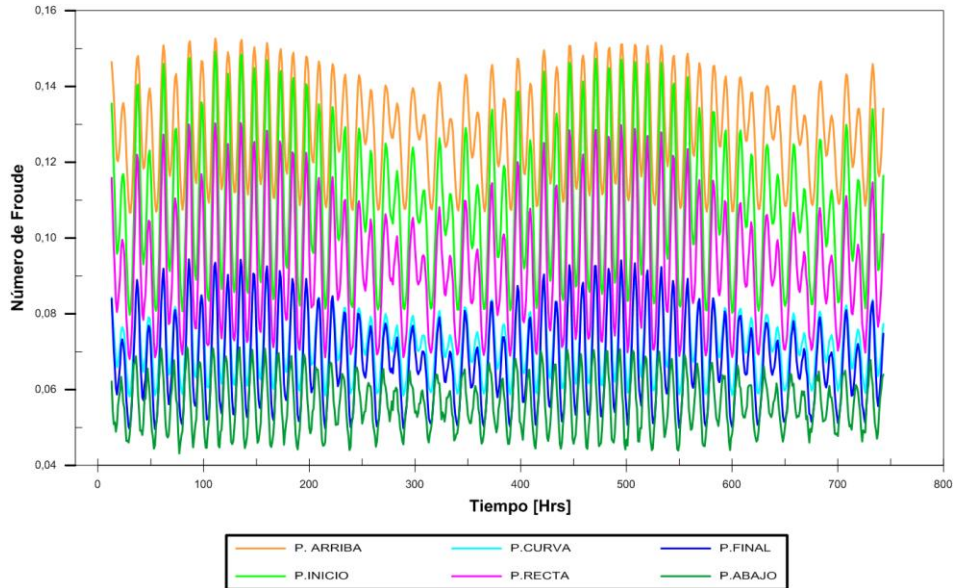
Fuente: Elaboración Propia

### 7.2.2.2 NÚMERO DE FROUDE

Como se explicó en el apartado 5.3.3 el número de Froude relaciona la inercia con las fuerzas gravitacionales. El análisis del número de Froude sirve para determinar si el canal que estamos estudiando tiene régimen de río,  $F_r < 1$  o de torrente  $F_r > 1$ .

En la figura 7-7 muestra la serie de tiempo que entregó el modelo referente al número de Froude, donde queda demostrado que el canal Haverbeck presenta un régimen de flujo subcrítico ( $F_r < 1$ ), considerando que el mes que se está mostrando en la figura corresponde al que tiene el mayor caudal de todo el año. Este comportamiento ocurre en los 4 meses estudiados, incluso cuando se simula la situación con proyecto, independiente del cambio en la profundidad. Por lo tanto, con esta figura se corrobora lo inferido en la sección anterior, donde se demostró que el río es controlado por la condición de nivel de aguas abajo.

**Figura 7-7: Número de Froude, mes de julio**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

### 7.2.2.3 VELOCIDAD DEL FLUJO

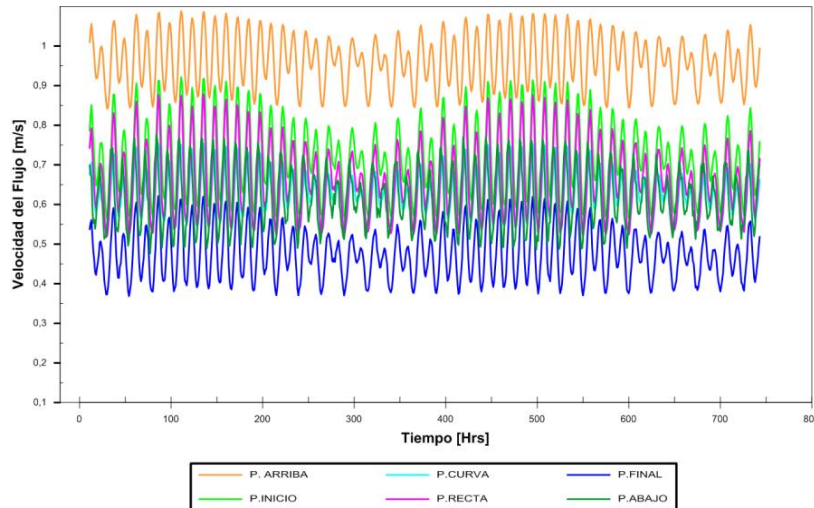
Debido a que los meses estudiados presentan resultados similares en cuanto a las velocidades, los resultados expuestos en la sección corresponden a los meses de julio y septiembre los cuales representan el mayor y menor caudal respectivamente. Junio y agosto, al tener un caudal intermedio serán presentados en los anexos 10.5. De esta forma se evitará un análisis repetitivo.

En la figura 7-8 se observan las velocidades de flujo en el mes de julio. El punto de aguas arriba (serie de tiempo de color naranja) presentó velocidades en un rango de 0,90 a 1,30 m/s, las que dentro del canal comenzaron a disminuir. El punto de aguas abajo (verde oscuro) las velocidades aumentan nuevamente en comparación al punto final del canal (azul). Se puede apreciar que los 6 puntos presentaron una forma sinusoidal; esto se debe a que el río circula con predominancia de la marea, independiente de que este sea el mes que tiene mayor caudal.

Cuando el flujo ingresa al canal, las velocidades disminuyen, ya que el caudal del río Valdivia se divide entre su curso principal y el canal; división que se suma a un cambio de dirección que también influye en la disminución de la velocidad.

En el punto final del canal (azul) es donde alcanza las menores velocidades de los 6 puntos. En el punto de aguas abajo (verde oscuro), las velocidades vuelven a aumentar levemente, pero no alcanza a recuperar los valores de velocidad del punto aguas arriba.

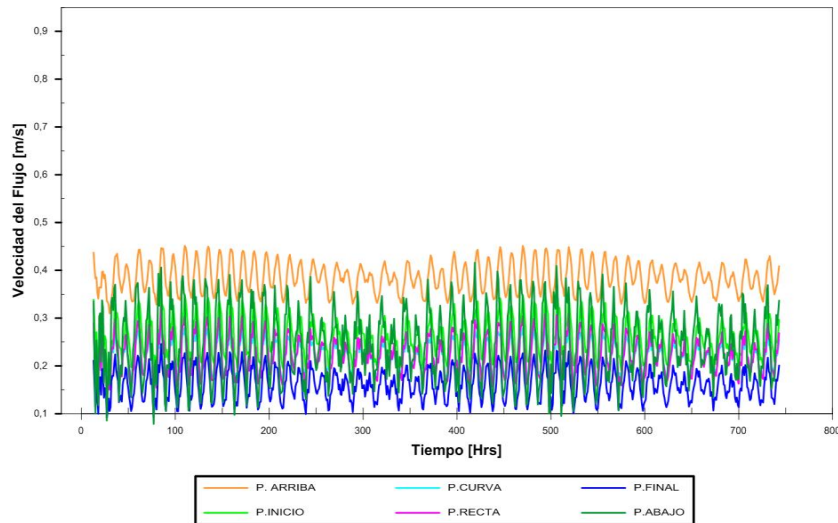
**Figura 7-8: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de julio**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

La figura 7-9 muestra las velocidades en septiembre el cual presenta menor caudal (606 m<sup>3</sup>/s en el río Calle-Calle y 115 m<sup>3</sup>/s en el Cruces), se puede observar que las velocidades máximas no superan los 0,45 m/s. Al ingresar el flujo al canal disminuye su velocidad, llegando en el punto final (azul) a velocidades cercanas a cero. Se observa también disminuyen las amplitudes de las series de tiempo.

**Figura 7-9: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de septiembre**



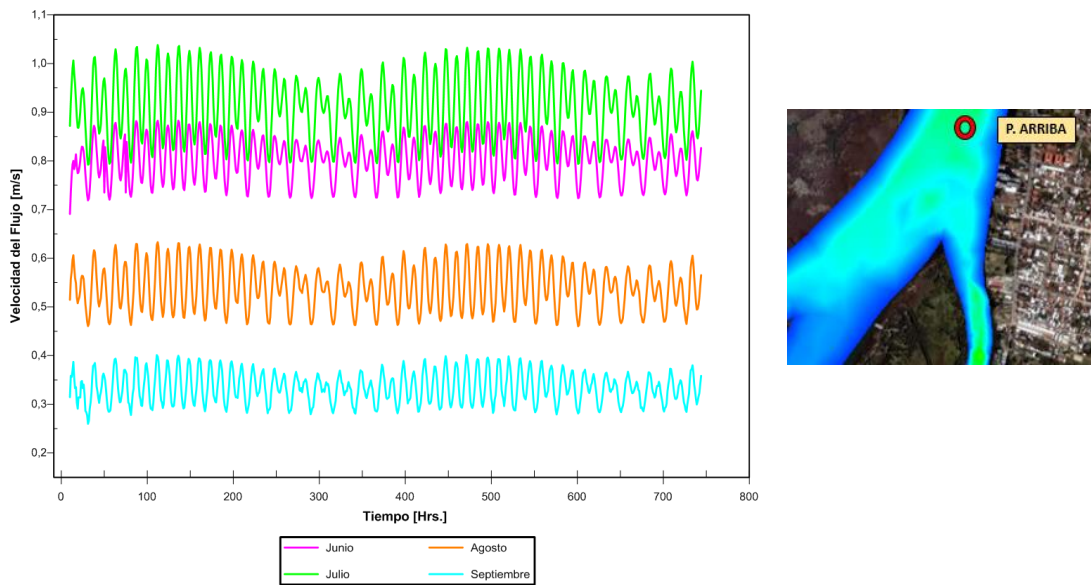
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Desde la figura 7-10 a la 7-15, se muestran los resultados de la velocidad de los 4 meses de estudiados en los puntos: aguas arriba, inicio, curva, recta, final y aguas abajo, respectivamente. En estas figuras se observó que junio y julio son los meses que presentaron mayores velocidades, ya que tienen un mayor caudal. Agosto y septiembre se visualizó un descenso en las velocidades.

En los puntos dentro del canal (inicio, curva, recta y final), también disminuyen la velocidad, esto se debe a que el flujo que tiene el punto inicio, al separarse no ingresa completamente al canal, disminuyendo así la velocidad, de tal manera que al llegar al punto final las velocidades son inferiores especialmente en los meses de agosto (rango de 0,36 y 0,15 m/s) y septiembre (rango de 0,25 a 0,06 m/s).

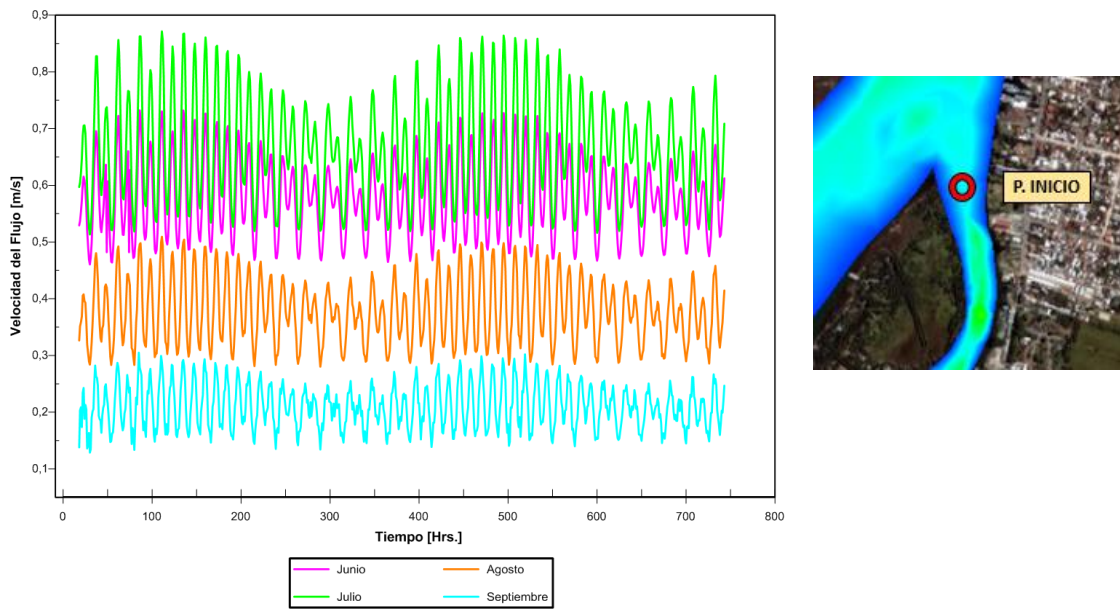
Se observa que en el punto de aguas abajo vuelven a aumentar las velocidades. Esto se debe principalmente a que se suma el caudal del río Cruces y el caudal que bordeó el otro lado del islote.

**Figura 7-10: Velocidades en el punto aguas arriba**



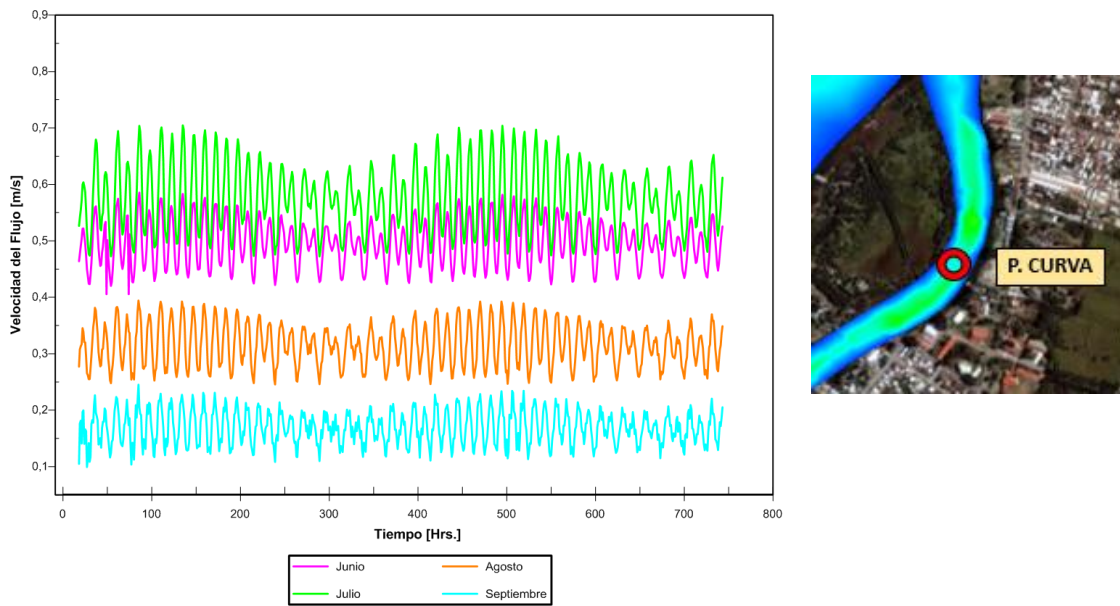
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-11: Velocidad en el punto inicio**



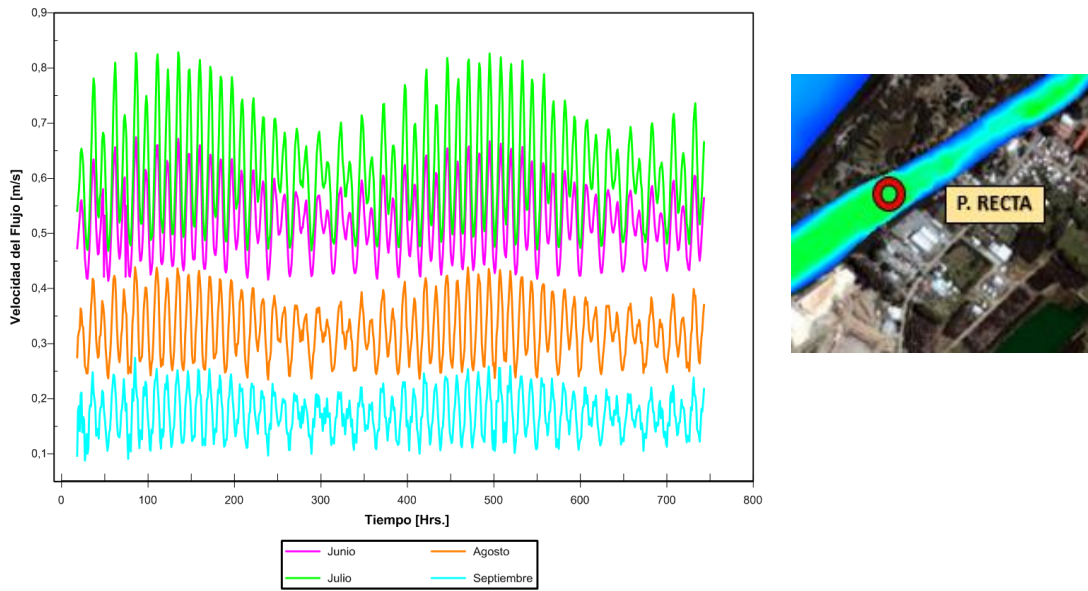
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-12: Velocidades en el punto curva del canal**



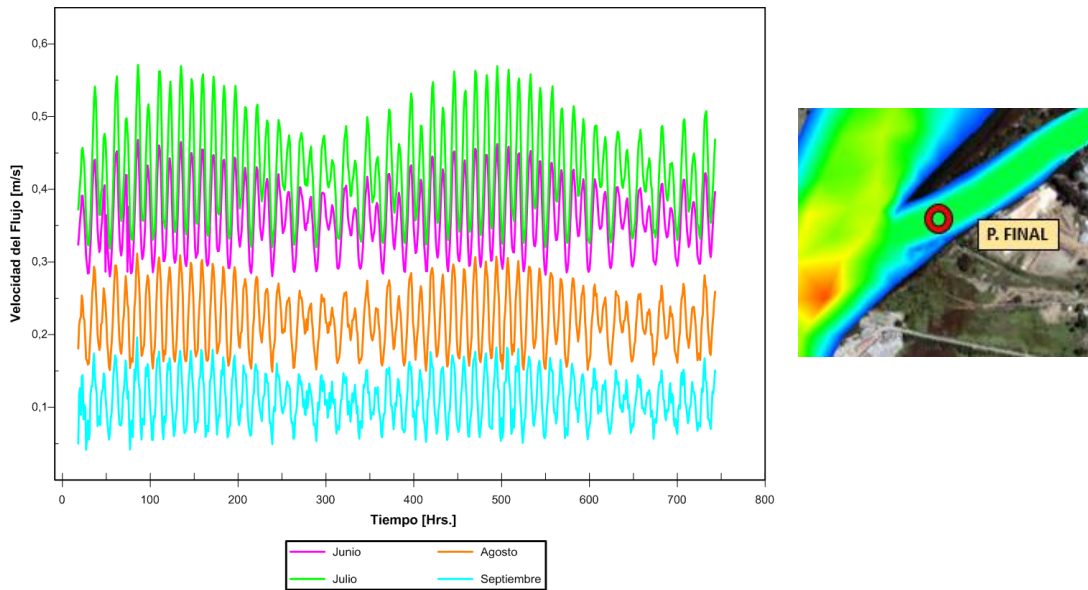
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-13: Velocidades en el punto recto del canal**



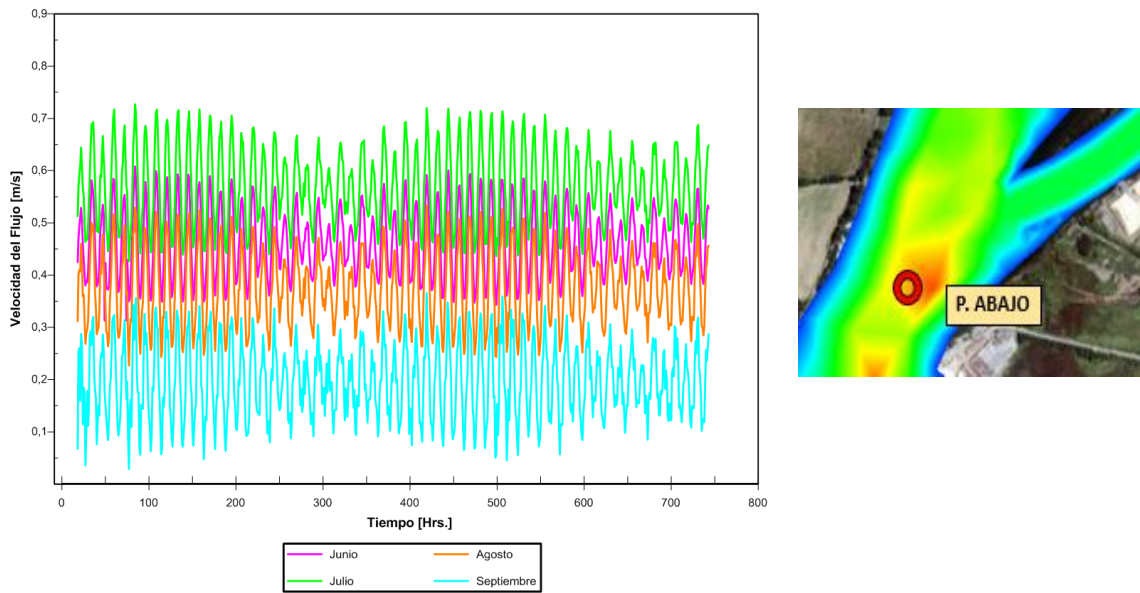
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-14: Velocidades en el punto final del canal**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-15:: Velocidades en el punto aguas abajo**

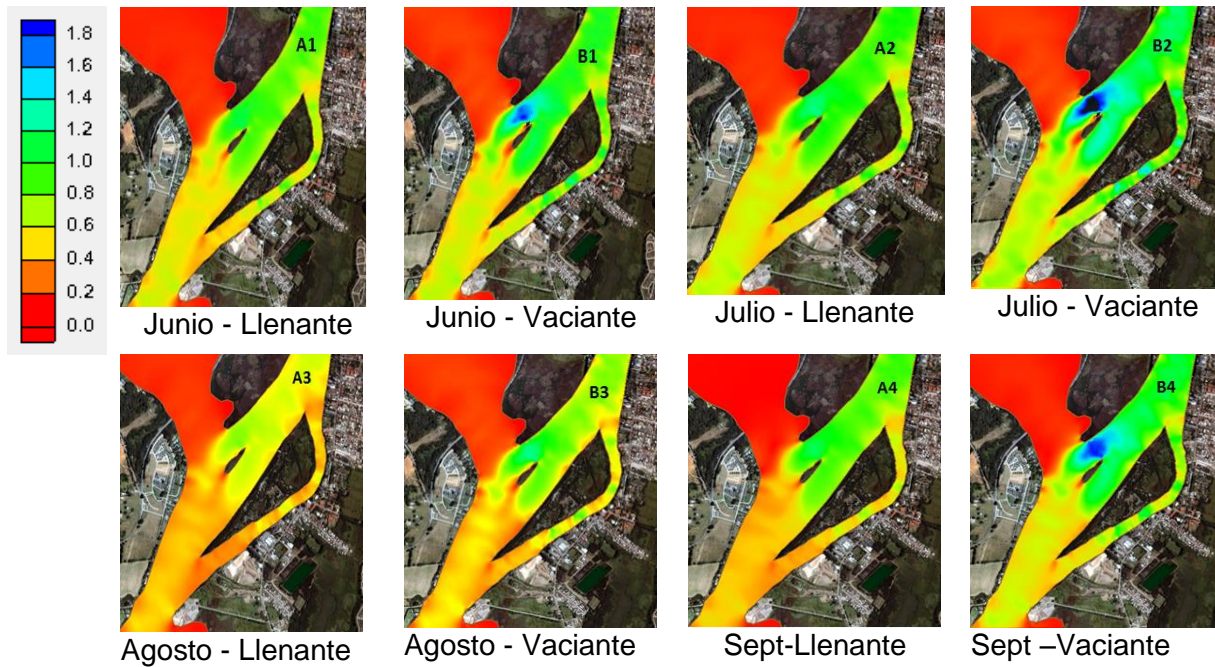


Fuente: Elaboración propia, FESWMS

En la figura 7-16 se observan las velocidades en planta que entrega el modelo para diferentes meses. En las figuras A1, A2, A3 y A4, se presenta en marea llenante y las figuras B1, B2, B3 Y B4, en vaciante. La escala de colores muestra las velocidades.

En marea vaciante se observa que las velocidades son mayores. Esto se debe a que se suman las velocidades del caudal del río con el flujo de marea en vaciante. Por su parte, en marea llenante, los flujos se contraponen y esto provoca que las velocidades disminuyan.

Figura 7-16: Velocidades del flujo en planta, según la marea



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

A modo de síntesis podemos concluir que mientras mayor es el caudal, mayor es la velocidad del flujo, y en el caso de la marea, los resultados de la velocidad en vaciante fueron mayores que en llenante. En conclusión, las mayores velocidades fueron en julio con marea vaciante 1,1 m/s y las velocidades más bajas se registran en el mes de septiembre con marea llenante 0,03 m/s.

### 7.2.3 MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTO

Al igual que en sección de las velocidades, en este apartado se muestran los resultados del bed shear stress y transporte adimensional de sedimentos para los meses de julio y septiembre, representando al caudal mayor y menor, respectivamente. Las figuras correspondientes a los meses de junio y agosto se pueden revisar en la sección 10.6 del anexo.

\*A continuación los términos “**bed shear stress**” y “**tensión de corte**” serán utilizados indistintamente para todo el documento.

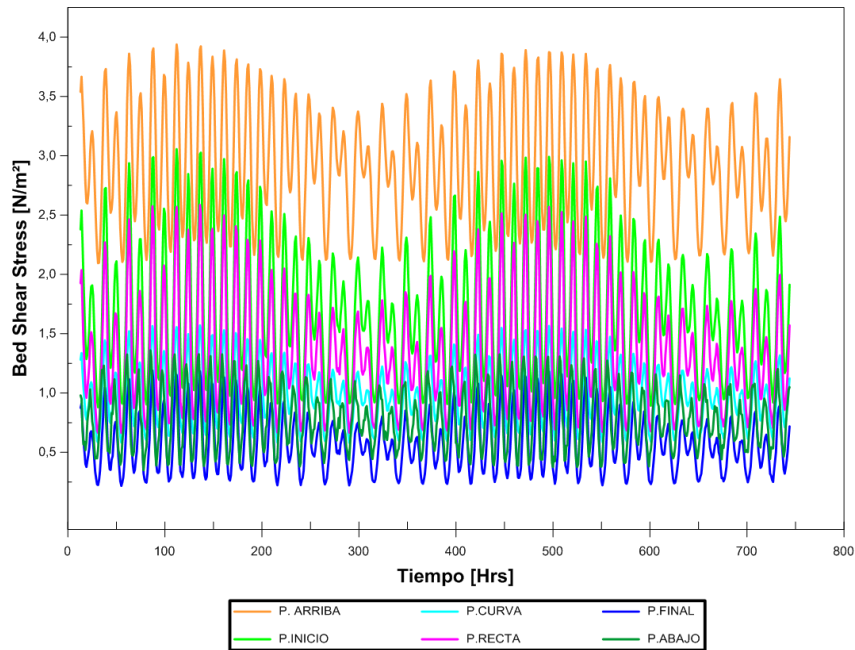
#### 7.2.3.1 MAGNITUD DEL BED SHEAR STRESS

En la figura 7-17 se puede observar la tensión de corte en el lecho que ejerce el flujo en el mes de julio. En este caudal al ser el mayor, se produce un aumento en la capacidad de arrastre de las partículas en comparación a los otros meses, se presentan valores

máximos en el punto de aguas arriba, punto inicio y punto recta, estos tienen como máximo valor 4 N/m<sup>2</sup>, 3 N/m<sup>2</sup> y 2,5 N/m<sup>2</sup>, respectivamente.

El bed shear stress disminuye a medida que ingresa al canal, al igual que en el caso de las velocidades, por lo tanto, al disminuir la velocidad, disminuyó también la capacidad de arrastre.

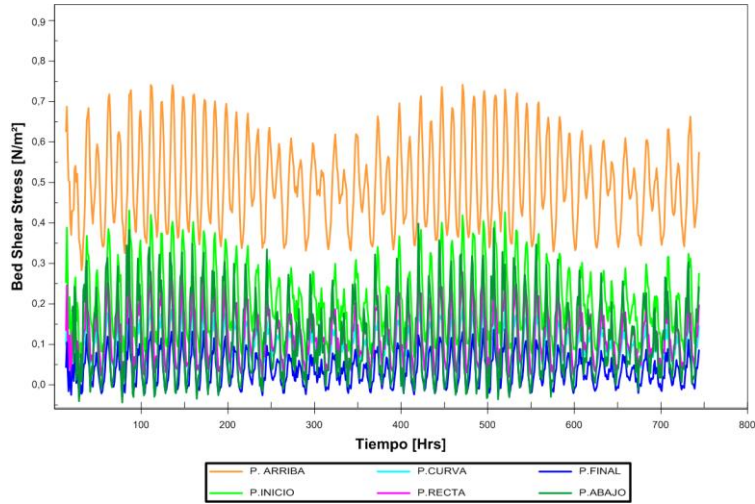
**Figura 7-17: Bed shear stress [N/m<sup>2</sup>], mes de julio**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

La figura 7-18 muestra la capacidad de arrastre del sedimento correspondiente a septiembre. En ella se puede observar que la tensión de corte no supera los 0,4 N/m<sup>2</sup> y el menor valor es casi 0. En este mes, se ve claramente que existe una tensión de corte presente cuando el flujo ingresa al canal y luego, al disminuir la velocidad, se disipa.

**Figura 7-18: Bed shear stress [N/m<sup>2</sup>], mes de septiembre**

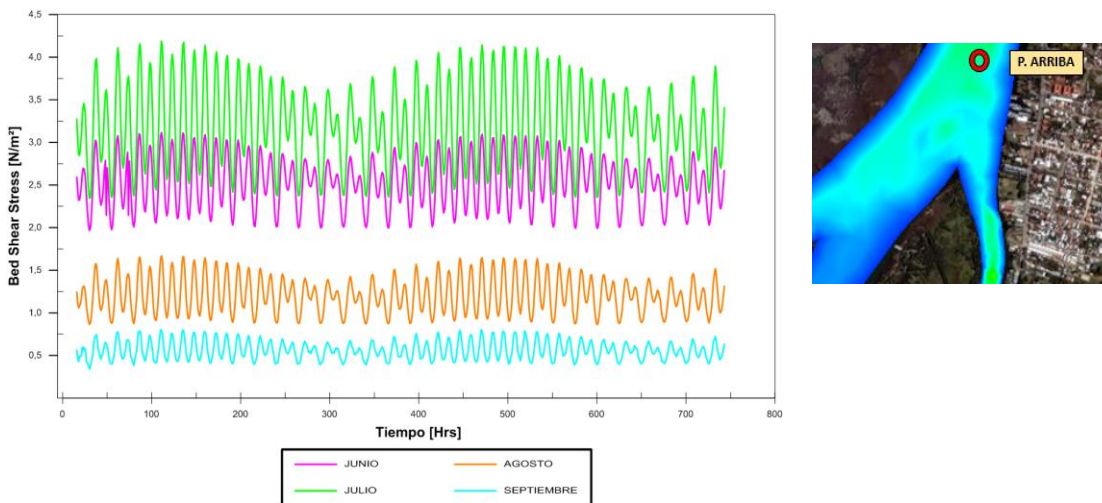


Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Desde la figura 7-19 a la 7-24, se muestran series de tiempo de los 4 meses analizados en un mismo punto del canal. Se pueden observar los resultados del Bed shear stress (N/m<sup>2</sup>), el cual está asociado al caudal del río y a la velocidad.

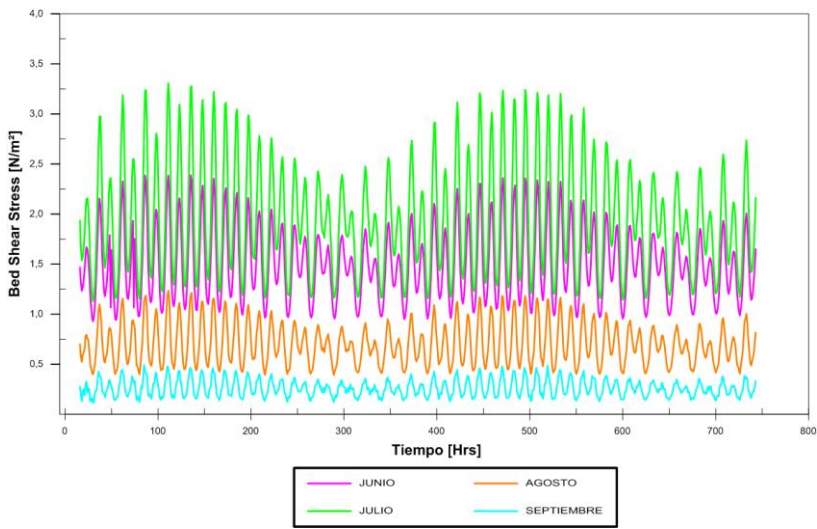
A medida que el caudal es mayor (representados en línea verde y magenta, respectivamente), los valores aumentan; es decir, el flujo tiene mayor capacidad de arrastre de partículas que cuando el caudal es menor. Esto sucede en los 6 puntos estudiados.

**Figura 7-19: Bed shear stress en el punto aguas arriba**



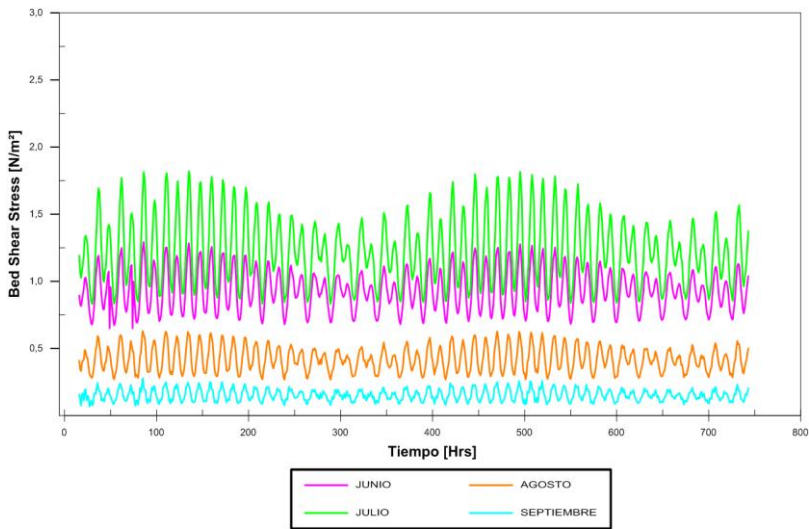
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-20: Bed shear stress en el punto de inicio**



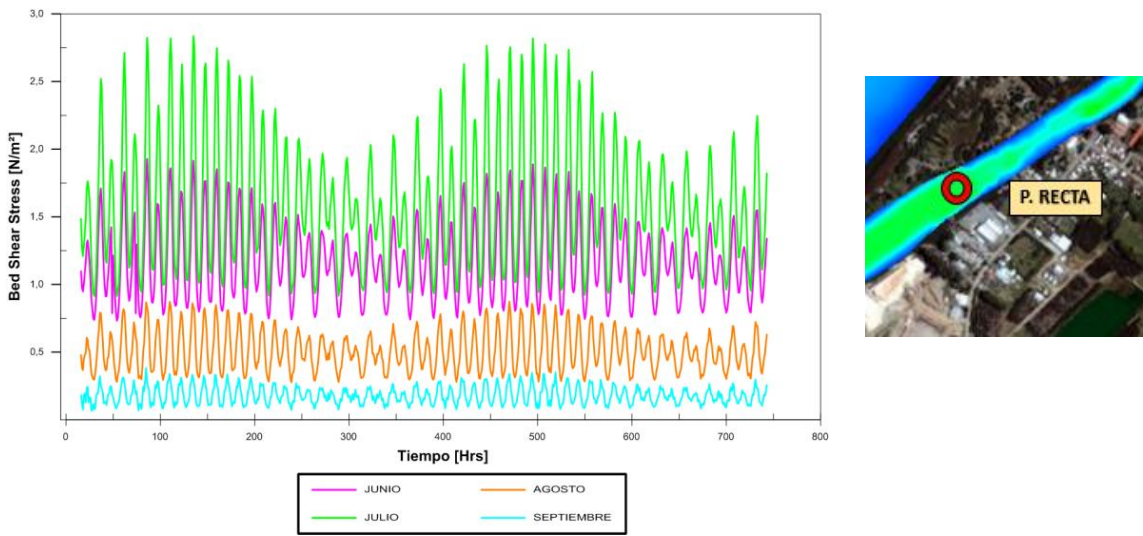
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-21: Bed shear stress en el punto curva del canal**



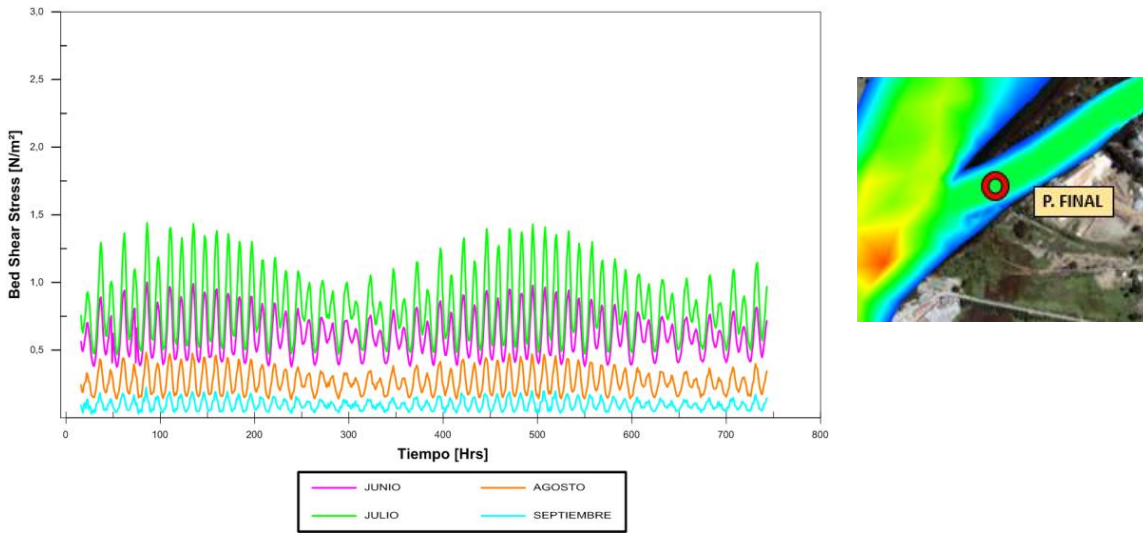
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-22: Bed shear stress en el punto recto del canal**



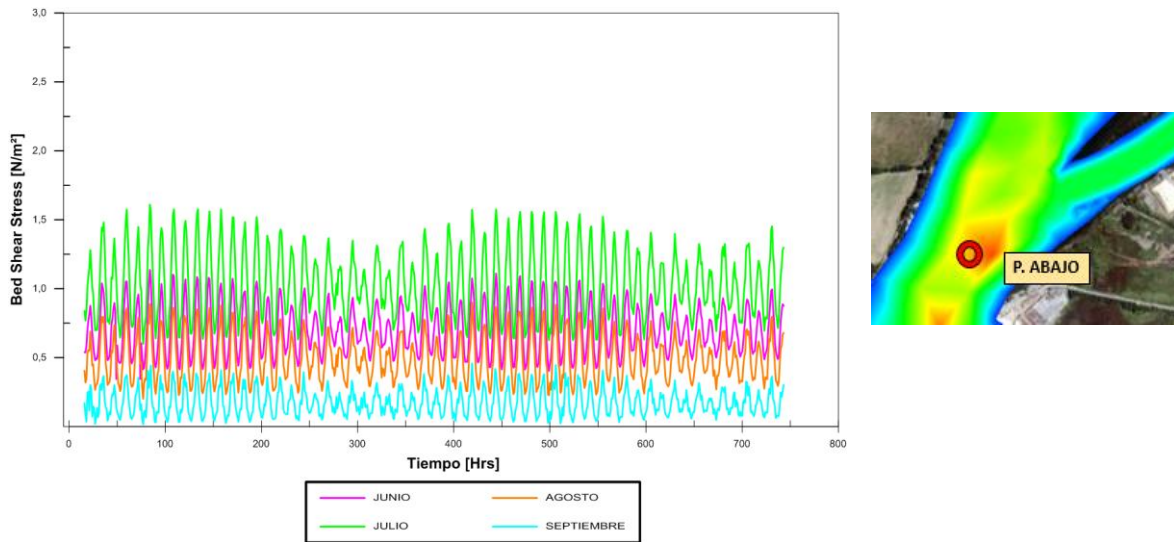
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-23: Bed shear stress en el punto final del canal**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-24: Bed shear stress en el punto aguas abajo**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

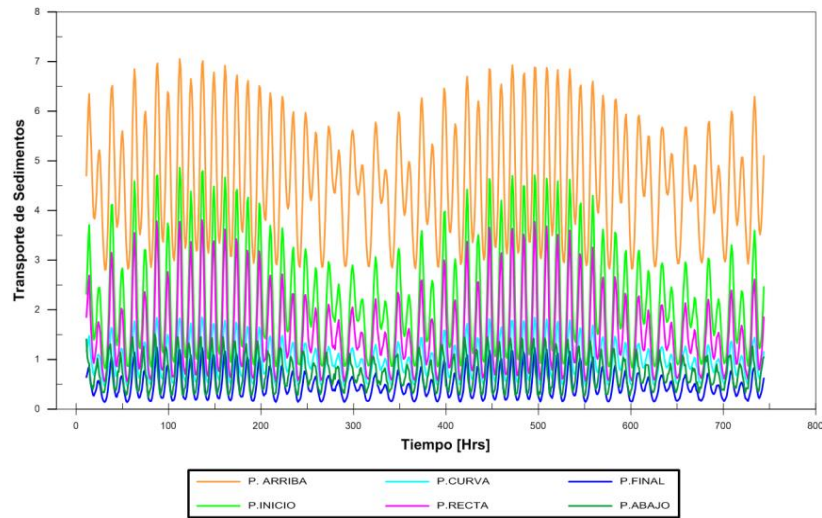
### 7.2.3.2 TRANSPORTE ADIMENSIONAL DE LOS SEDIMENTOS

A continuación, se muestran los resultados del transporte adimensional de los sedimentos que entrega el modelo para los meses de julio y septiembre, se puede observar que estos resultados son similares a los presentados en las velocidades y en la tensión de corte.

La figura 7-25 correspondiente al mes de julio. Se observa que existe mayor transporte en el punto de aguas arriba, luego al ingresar al canal, el transporte de sedimentos disminuye, sin embargo, en el punto de la recta vuelve a aumentar levemente y en la parte final se observan valores muy bajos.

A partir de esto podemos concluir que todo el transporte de sedimentos que tiene desde el punto de inicio no será el mismo hasta el final del canal, ya que parte del sedimento se queda en el lecho.

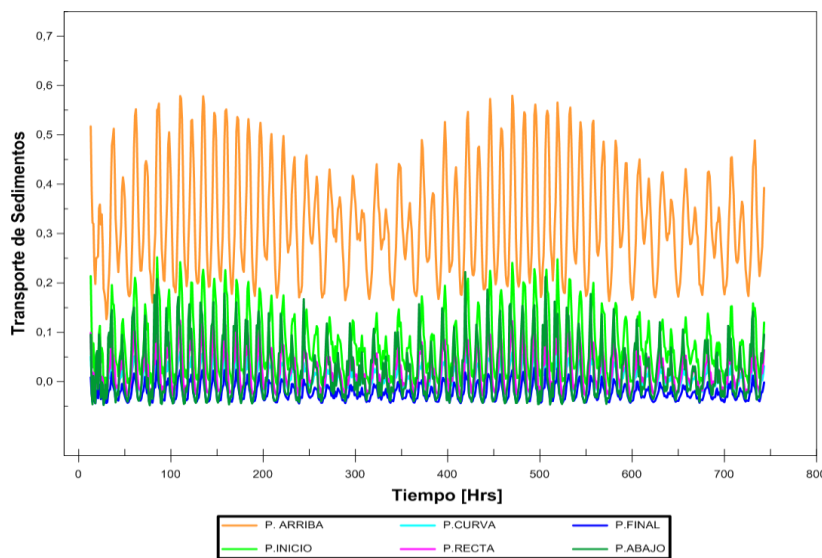
**Figura 7-25: Transporte Adimensional, mes de julio**



Fuente: Elaboración Propia, FESWMS

La figura 7-26 corresponde al transporte adimensional de septiembre. En esta se observa un descenso de la capacidad de transporte en comparación a los otros meses estudiados. Los puntos dentro del canal muestran que la capacidad de transporte disminuye aún más, presentando resultados nulos.

**Figura 7-26: Transporte adimensional, mes de septiembre**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

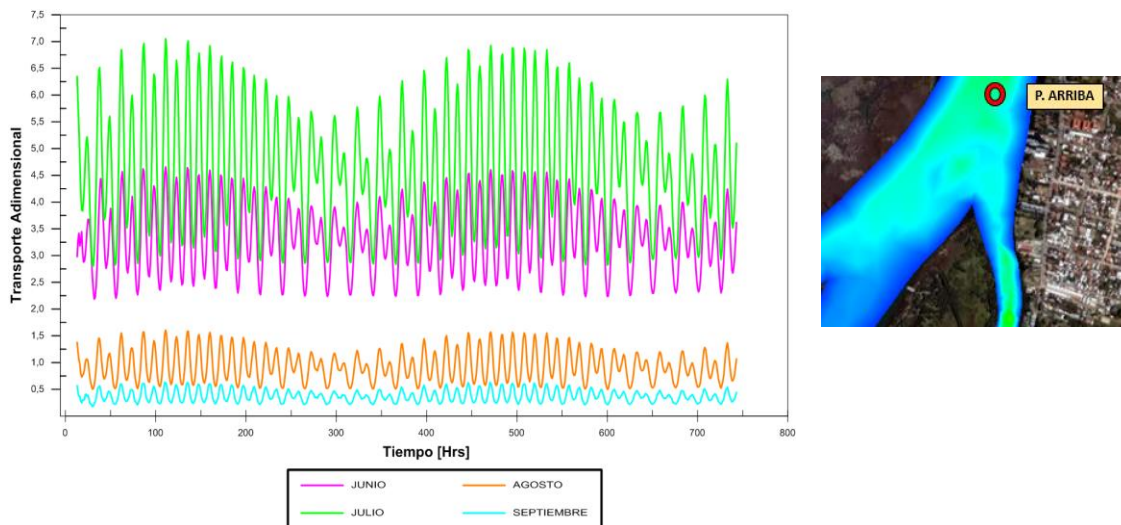
Desde la figura 7-27 a la 7-32 se muestran los 4 meses analizados, los cuales representan el transporte adimensional en los diferentes puntos observados. Al hacer este análisis se visualiza en qué sectores del canal ocurre mayor transporte.

En las figuras se aprecia que en el punto de aguas arriba los meses de junio y julio son los que presentan mayor capacidad de transporte, debido al mayor caudal. A medida que los caudales disminuyen como es el caso de los meses de agosto y septiembre, también disminuye la capacidad de transporte de sedimento, además se observa que, en la mayoría de los puntos estudiados, estos meses presentan una capacidad de transporte nula.

Al ingresar al canal (puntos: inicio, curva, recta y final), se observa una disminución de la capacidad de transporte, esto se debe a que en estos puntos el flujo cambia de dirección, y el ingreso del caudal es menor.

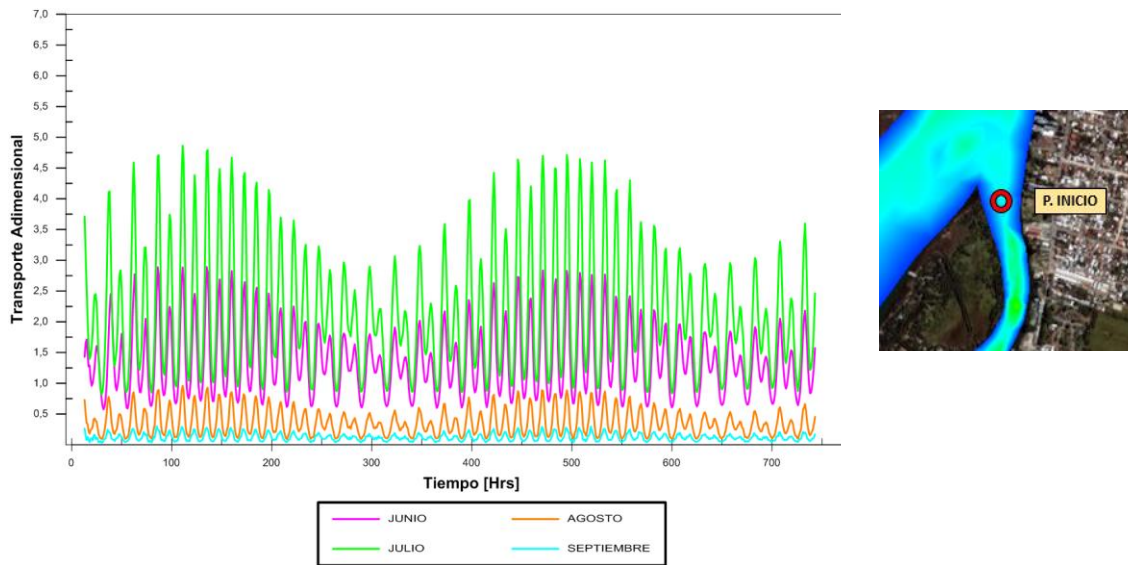
En el punto de aguas abajo, se puede observar que la capacidad de transporte de sedimentos vuelve a aumentar ligeramente en los meses de junio y julio, debido a que se suma el cauce del río Cruces.

**Figura 7-27: Transporte adimensional punto aguas arriba del canal**



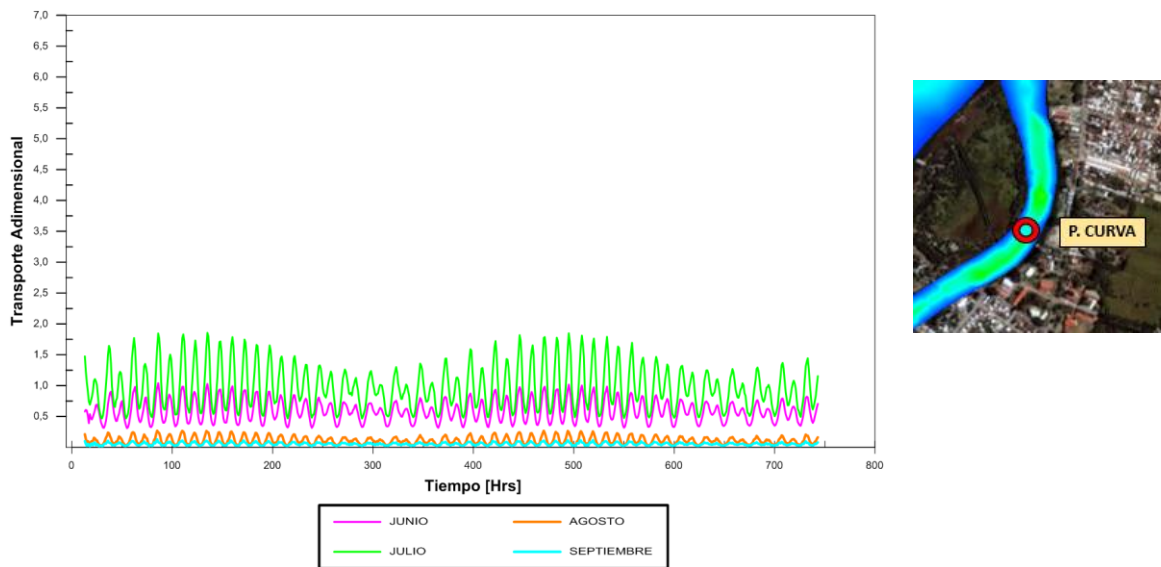
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Figura 7-28: Transporte adimensional punto inicio del canal



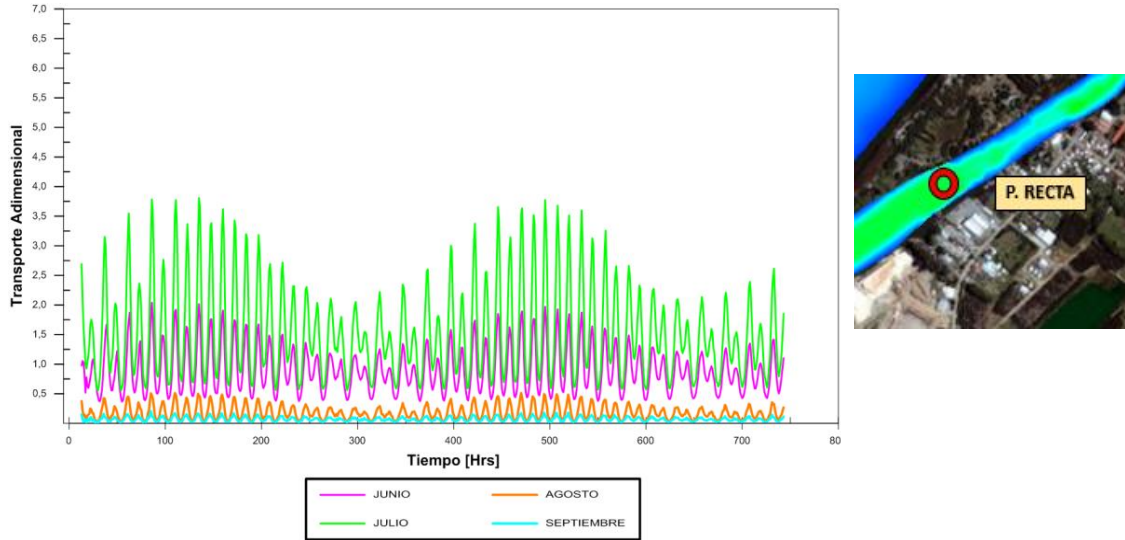
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Figura 7-29: Transporte adimensional punto curva del canal



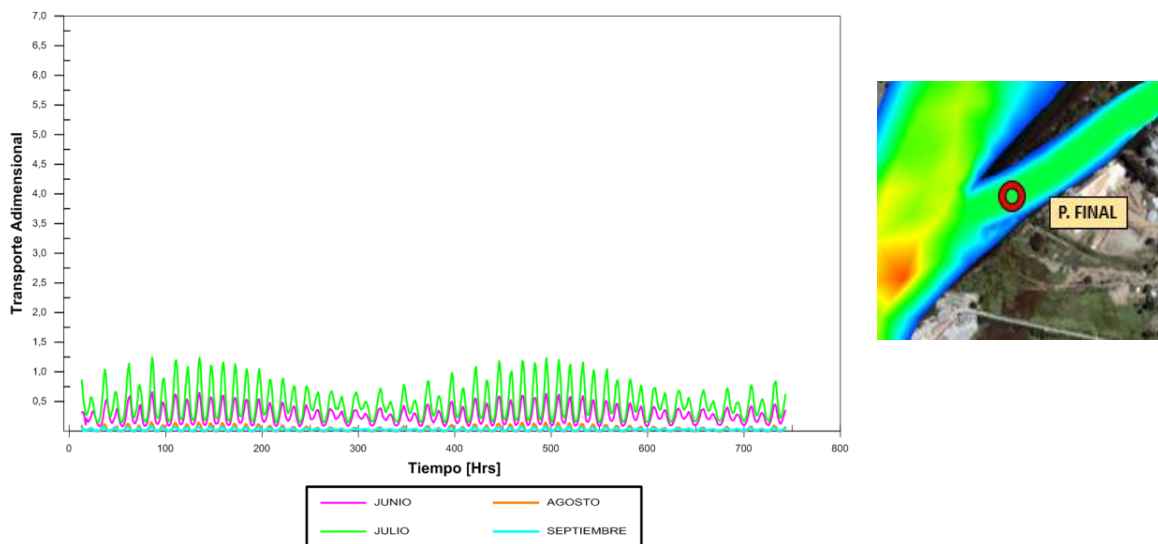
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-30: Transporte adimensional punto recta del canal**



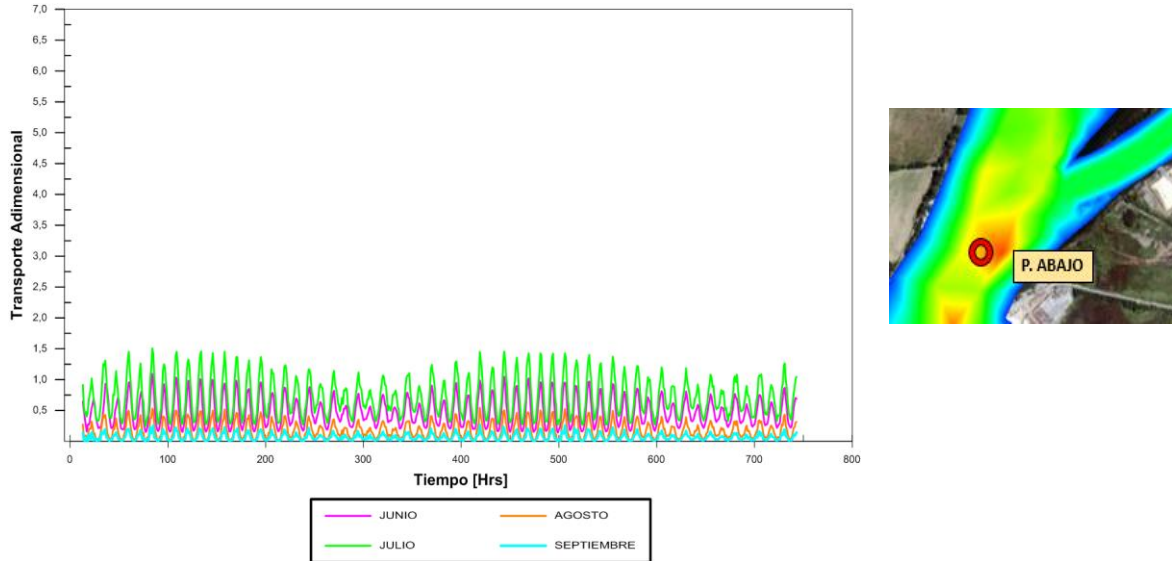
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-31: Transporte adimensional punto final del canal**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Figura 7-32: Transporte adimensional punto aguas abajo del canal



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

## 7.3 DISEÑO DE LA VÍA DE NAVEGACIÓN

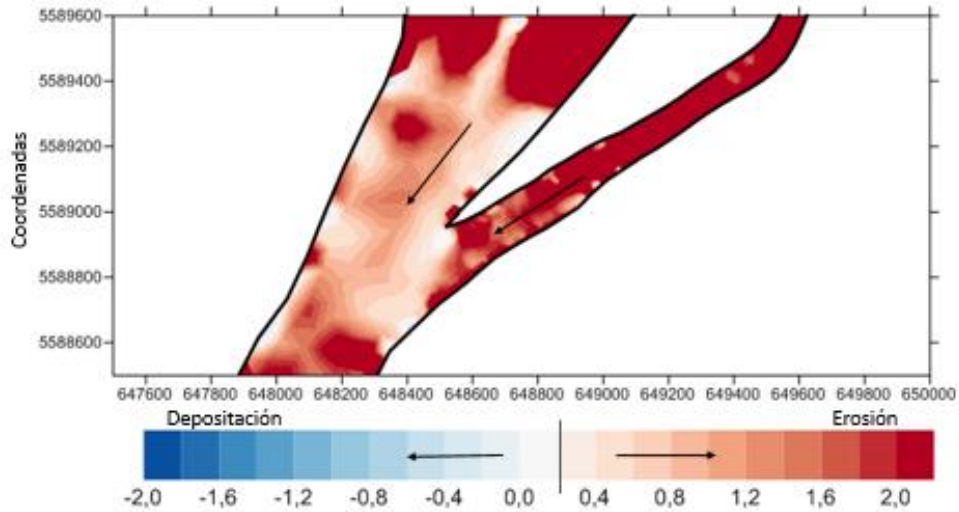
### 7.3.1 TASA DE SEDIMENTACIÓN ACTUAL

Como se mencionó en el punto 6.6.1, para determinar la tasa de sedimentación se utilizó la fórmula de Exner y con ésta se obtuvo el cambio de elevación del sedimento en el tiempo ( $\frac{\partial h}{\partial t}$ ).

Tal como se observa en la figura 7-33, los valores positivos indican que existe transporte de partículas y por ende, una variación en la geometría del canal. Los valores negativos y el cero, indican que las partículas permanecen inmóviles.

Para la situación actual, se aprecia que al canal ingresa una capacidad erosiva, la cual activa el movimiento de las partículas; sin embargo, al finalizar la trayectoria, la velocidad disminuye, provocando un embanque en el canal.

**Figura 7-33: Tasa de sedimentación actual [m³/h]**



Fuente: Elaboración Propia

### 7.3.2 DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD

El UKC (Under Keel Clearance) para que el barco pueda mantener el control de la navegación y flotación, fue calculado mediante la fórmula propuesta en la ROM parte 7, la cual fue detallada en la sección 5.6.1. Luego de realizar este cálculo se obtuvo como resultado un UKC = 6,6 m, siendo este valor la cota a dragar.

### 7.3.3 DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE LA VIA DE NAVEGACIÓN

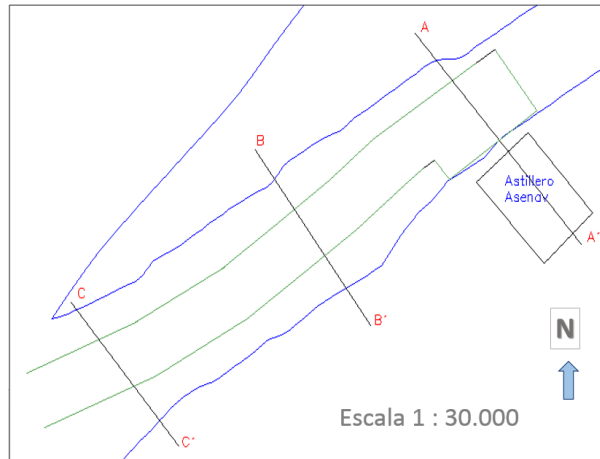
Para determinar el ancho de la vía de navegación se utilizó la fórmula que entrega la ROM, la cual está especificada en la sección 5.6.2. Tras realizar los cálculos se logró determinar que el ancho necesario para las dimensiones del buque de diseño es de 61 m.

### 7.3.4 GEOMETRÍA DEL DRAGADO

Para este proyecto se utiliza la sección trapezoidal, pues tiene mayor estabilidad del talud y resistencia a la erosión que otras secciones (De la Fuente, 2014). Una vez calculada la profundidad ( $H1$ ) y el ancho total ( $Bt$ ), se puede determinar la geometría de la sección a dragar. Se realizaron 3 cortes a lo largo del sector donde transita el buque de diseño. Con estos cortes se realizó la geometría de la sección una vez dragado el área determinada.

En la figura 7-34 se representa con una línea azul el borde del río, la línea verde indica el área a dragar y se presentan 3 cortes, los cuales son representados con la letra A-A', B-B', y C-C'.

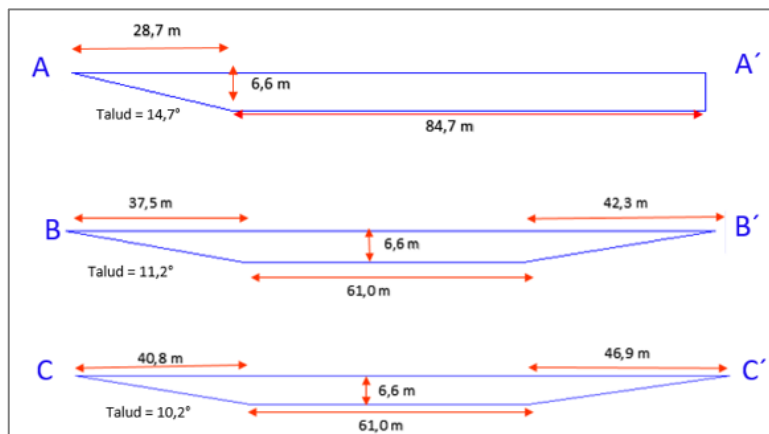
**Figura 7-34: Cortes en planta**



Fuente: Elaboración Propia, Autocad

La figura 7-35 muestra las dimensiones y talud de la sección de dragado en los 3 cortes propuestos (A-A', B-B' y C-C'). Mediante estos se evaluará la situación con proyecto en donde se analizó el transporte de sedimentos obteniendo nuevos resultados.

**Figura 7-35: Dimensiones de la geometría de dragado, sección transversal del canal**

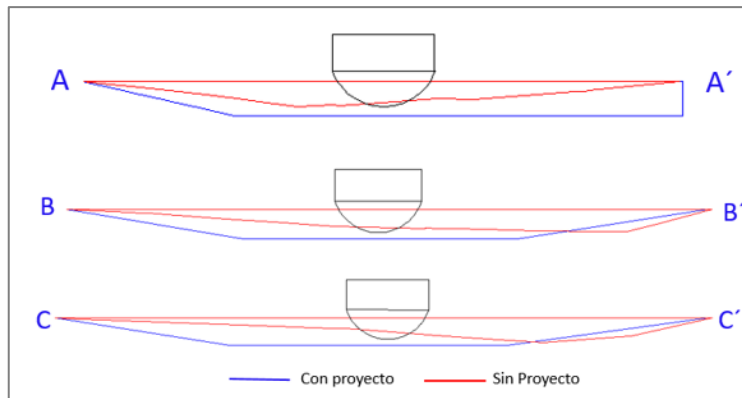


Fuente: Elaboración propia, Autocad 2010

### 7.3.4.1 SECCIONES EN CONDICIÓN ACTUAL Y CON PROYECTO

En la figura 7-36 se muestran dos secciones transversales del fondo. El de color rojo representa la situación actual, que claramente no es apta para un buque de las dimensiones ya mencionadas. La sección de color azul es la que se pretende realizar mediante el dragado, ésta si cumple con los estándares mínimos de una navegación segura. El bosquejo de la nave presentada en esta figura tiene las dimensiones del buque de diseño.

**Figura 7-36: Comparación de secciones en 3 cortes transversales**



Fuente: Elaboración Propia, Autocad2010

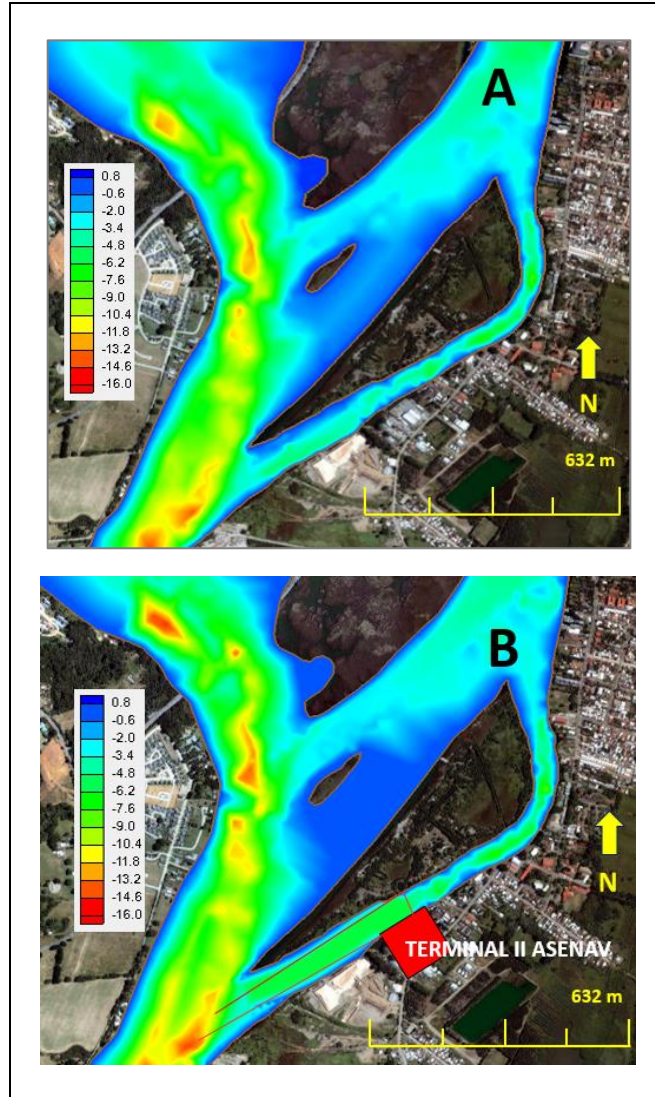
## 7.4 MODELACIÓN NUMÉRICA SITUACIÓN CON PROYECTO

### 7.4.1 MODELACIÓN HIDRODINÁMICA

Una vez calculado el UKC se modifica el fondo del canal Haverbeck a la profundidad deseada según los cálculos. Esta profundidad solo se aplica al sector donde transita la nave, es decir, hasta el lugar donde se encuentra el terminal II de ASENNAV, ya que, es ahí donde se termina de construir el buque de diseño, para luego ser retirado río abajo.

Como se observa en la figura 7-37, la profundidad en la zona dragada del canal es de 6,6 m. La figura A muestra la batimetría actual y la figura B se presenta con el proyecto realizado. El sistema de coordenadas utilizado está en UTM, datum SIRGAS (WGS84), huso 18.

Figura 7-37: Batimetría modificada



Fuente: Elaboración Propia, FESWMS

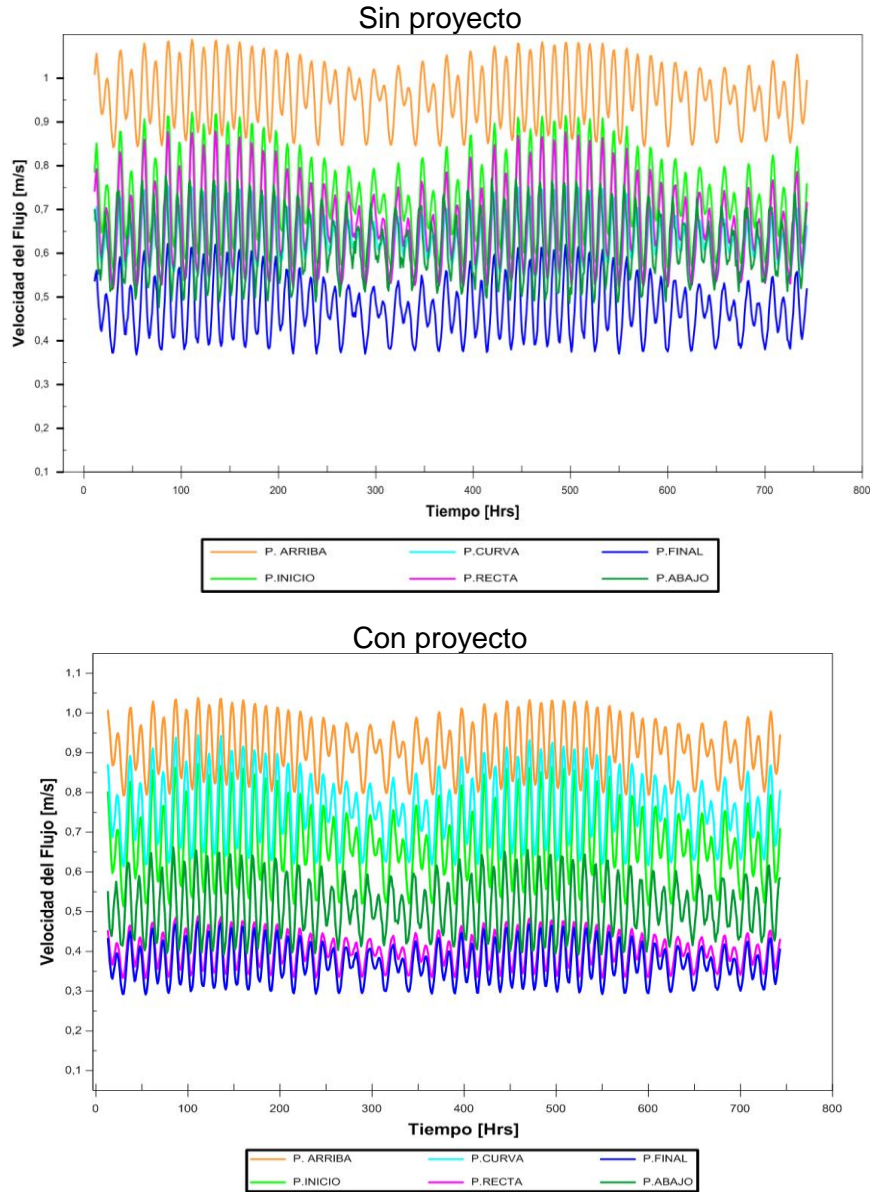
#### 7.4.1.1 VELOCIDAD DEL FLUJO

En esta sección se muestran las velocidades con el proyecto de dragado para los meses de julio y septiembre, ya que representan los meses de mayor y menor caudal, respectivamente.

La figura 7-38 muestra las velocidades de julio en los puntos estudiados. Se aprecia que las velocidades en el punto recta y final disminuyen, ya que en la condición sin proyecto el punto recta presentó valores máximos de velocidad de 0,90 m/s, mientras que con el proyecto de dragado disminuyeron a 0,50 m/s. El punto del final tenía un valor máximo de 0,75 m/s, estos descienden a 0,50 m/s. Ambos puntos llegaron al mismo valor de

velocidad, debido a que con el dragado realizado tienen una profundidad uniforme y el área de la sección por donde transita el flujo es mayor.

**Figura 7-38: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de julio, sin y con proyecto**

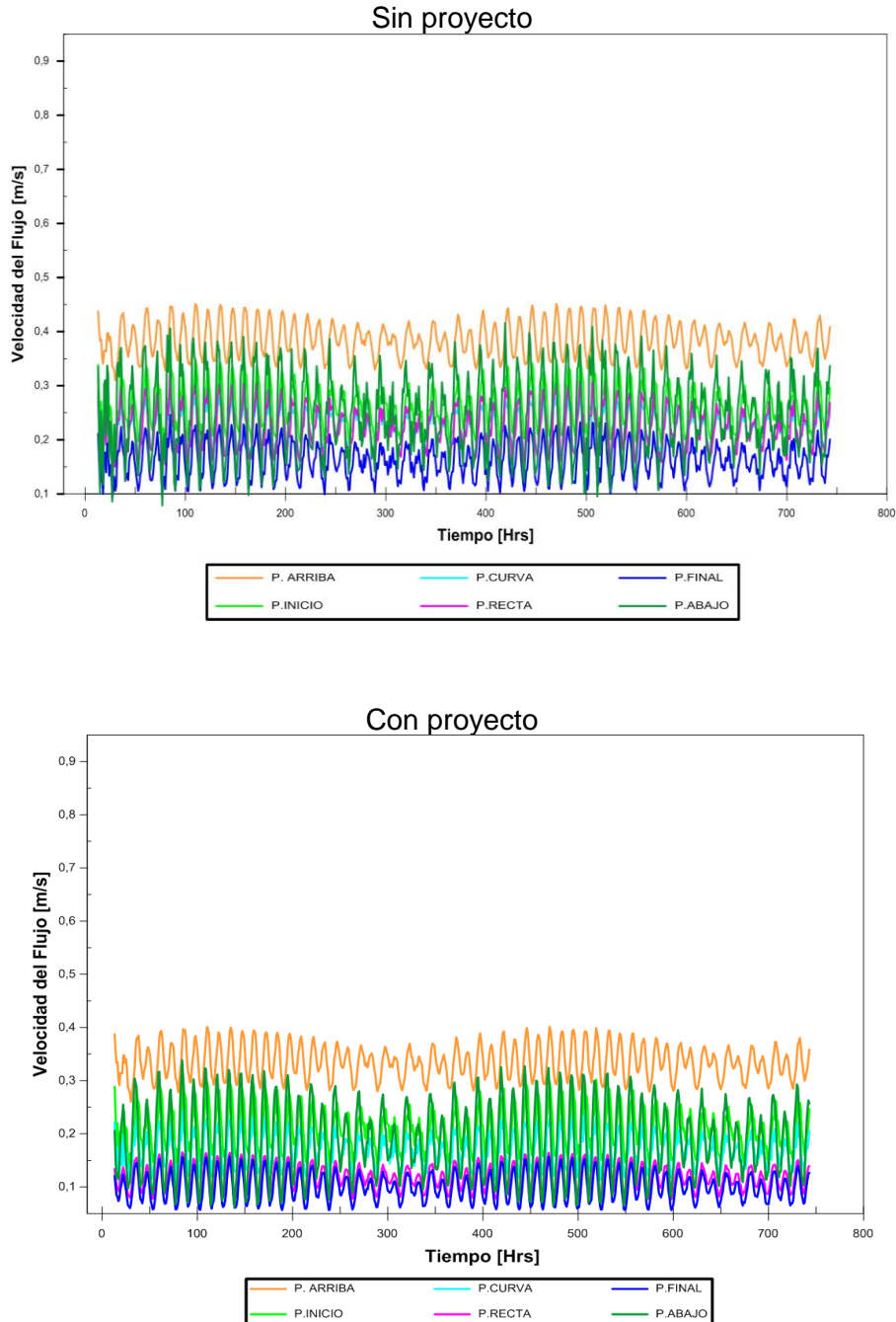


Fuente: Elaboración propia, FESWMS

La figura 7-39 muestra la magnitud de las velocidades en septiembre. Los puntos recta y final, en la situación sin proyecto, presentaron valores máximos de 0,30 y 0,20 m/s, respectivamente. Con proyecto de dragado se observaron velocidades máximas de 0,15 m/s en ambos puntos. En septiembre es donde se registraron las menores velocidades

de los 4 meses estudiados y con el proyecto de dragado sucedió lo mismo, debido al bajo caudal.

Figura 7-39: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de septiembre, sin y con proyecto



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

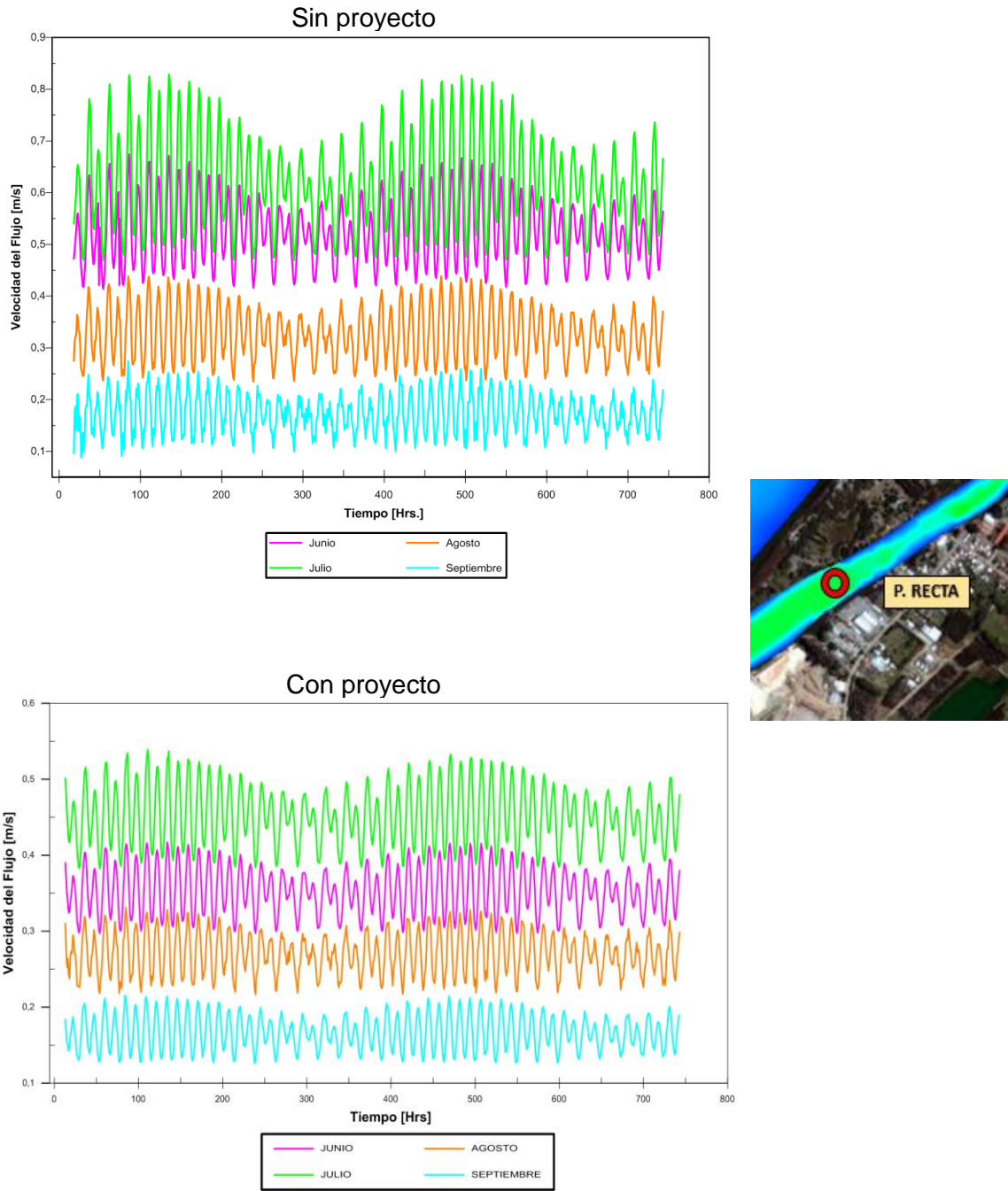
Desde la figura 7-40 a la 7-42 se muestran los resultados de los puntos recta y final para los 4 meses de estudio. Estos puntos fueron modificados por el proyecto de dragado, su batimetría cambió a 6,6 m de profundidad en ambos puntos. Además, se analizó el punto de aguas abajo para determinar si existe algún tipo de repercusión en las velocidades. Los puntos que se encuentran más arriba de los anteriormente mencionados, no serán incluidos en este análisis, ya que, anteriormente (figuras 7-38 y 7-39) se reflejó que no había cambios significativos en la condición sin proyecto o con proyecto.

Desde la figura 7-40 a la 7-42 se muestran los resultados de las velocidades del flujo de los 4 meses estudiados, en 3 puntos del canal. En cada figura se hace una comparación, para visualizar el cambio entre la condición actual y con dragado. En los 3 puntos presentados, las velocidades mayores se visualizan en julio y junio. El mes de agosto y septiembre presentaron velocidades más bajas al igual que en las figuras anteriores. Como se puede observar ocurre lo mismo que en la sección anterior, las velocidades una vez realizado el proyecto en estos puntos (recta y final) descienden. El punto de aguas abajo del canal no hubo cambio de fondo, es por eso que existen variaciones leves en comparación con la situación actual. Estas pequeñas variaciones se presentan debido a que el flujo que recibe desde el canal Haverbeck disminuyó con el proyecto de dragado.

En los 3 puntos analizados disminuyeron las velocidades debido a un aumento de la sección de escurrimiento. También es importante destacar que los puntos intervenidos con el proyecto (recta y final), al estar con las mismas condiciones de flujo y de batimetría presentaron valores muy similares.

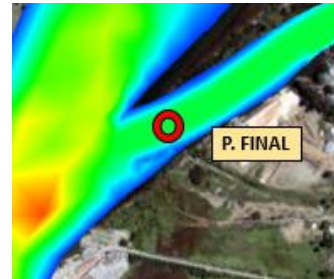
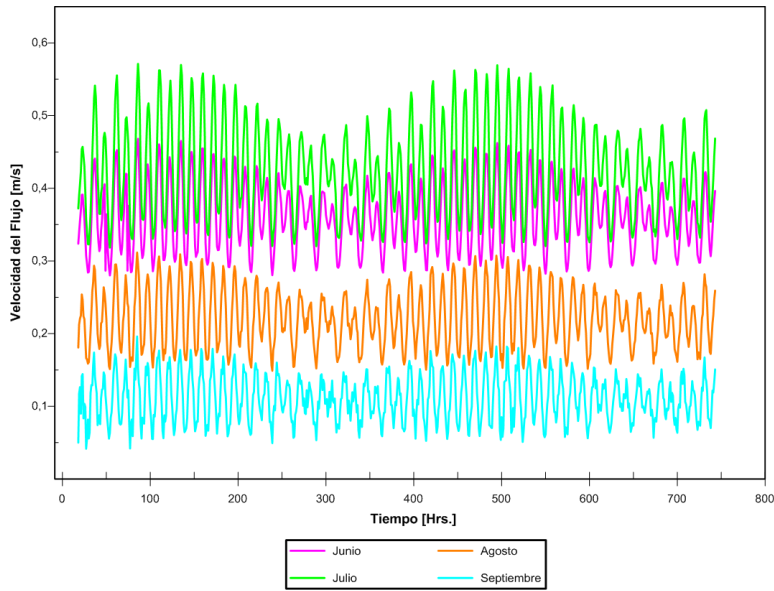
Nuevamente se aprecia que las velocidades de flujo están completamente relacionadas con el caudal de cada mes.

Figura 7-40: Velocidades en el punto recto del canal, sin y con proyecto

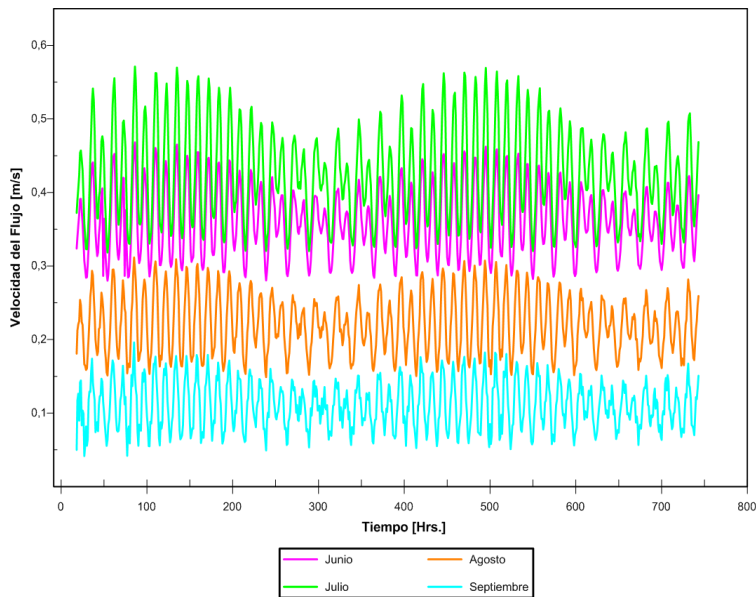


**Figura 7-41: Velocidades en el punto final del canal, sin y con proyecto**

Sin proyecto

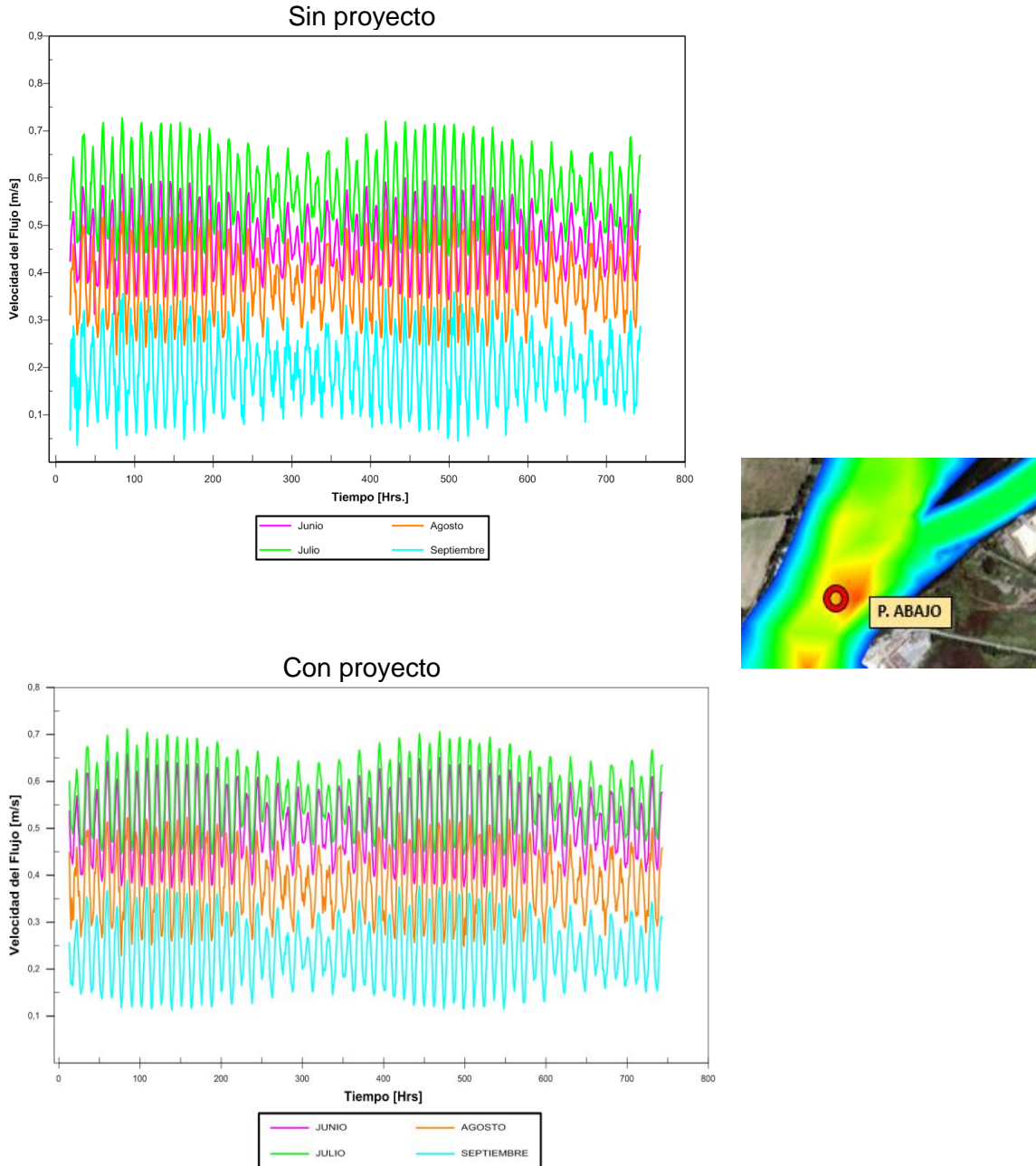


Con proyecto



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-42: Velocidades en el punto aguas abajo, sin y con proyecto**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

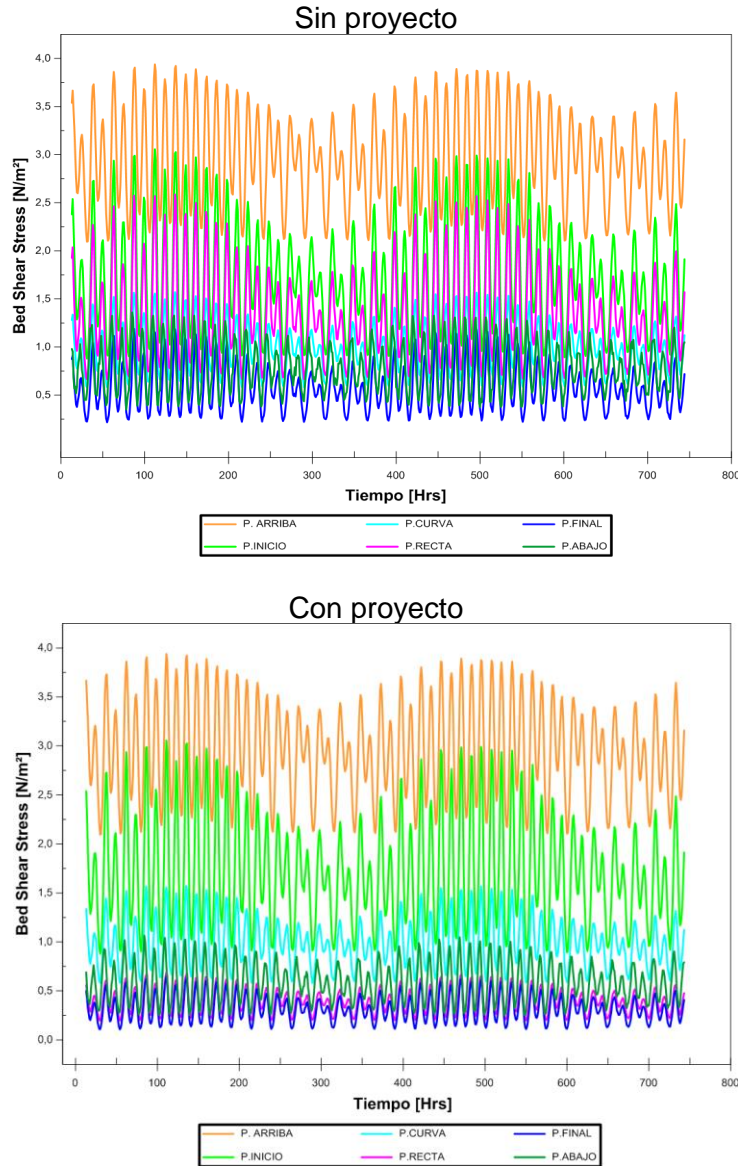
#### 7.4.2 MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Al igual que en la sección 7.2.3, el Bed shear stress y transporte adimensional de sedimentos, se presentarán solo los resultados de los meses de julio y septiembre. Las figuras correspondientes a los meses de junio y agosto se pueden revisar en la sección 10.8 del anexo.

### 7.4.2.1 MAGNITUD DEL BED SHEAR STRESS

La figura 7-43 muestra el Bed Shear stress de julio. Se observa que, en los puntos recta y final, la tensión de corte que ejerce el lecho disminuyó respecto a la situación sin proyecto, y pasan a ser los puntos con menor tensión de corte. Los otros puntos tienen la misma capacidad de arrastre que en la condición actual, ya que estos no fueron modificados.

Figura 7-43: Bed Shear Stress [N/m<sup>2</sup>], mes de julio, sin y con proyecto

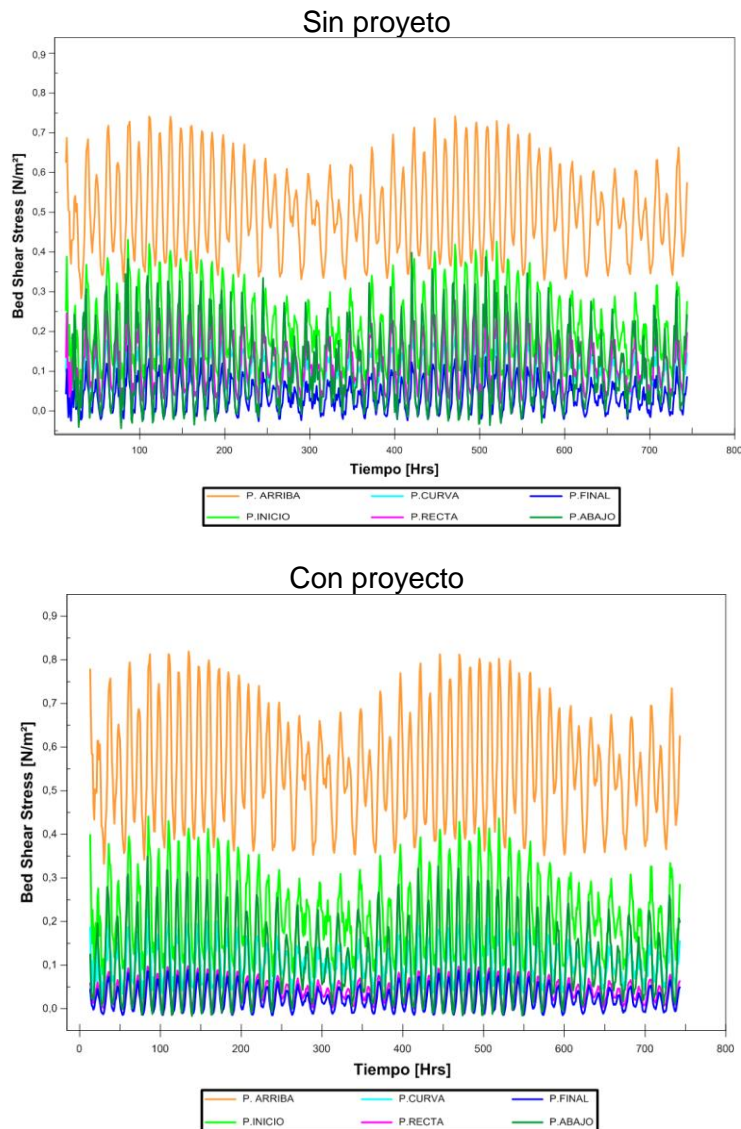


Fuente: Elaboración propia, FESWMS

La figura 7-44 muestra el bed shear stress de septiembre. En este mes se puede observar que en el punto de aguas arriba, punto inicio y en la curva no presenta cambios, ya que, en este sector no hubo dragado; sin embargo, en el punto recta y final se aprecia una disminución.

En el caso sin proyecto, el punto recta y final presentó un máximo de 0,28 y 0,20 N/m<sup>2</sup> respectivamente, y con el proyecto estos valores descendieron, ambos a 0,10 N/m<sup>2</sup>. En el caso del punto de aguas abajo también descendió de 0,40 a 0,35 N/m<sup>2</sup>.

**Figura 7-44: Bed shear stress [N/m<sup>2</sup>], mes de septiembre, sin y con proyecto**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

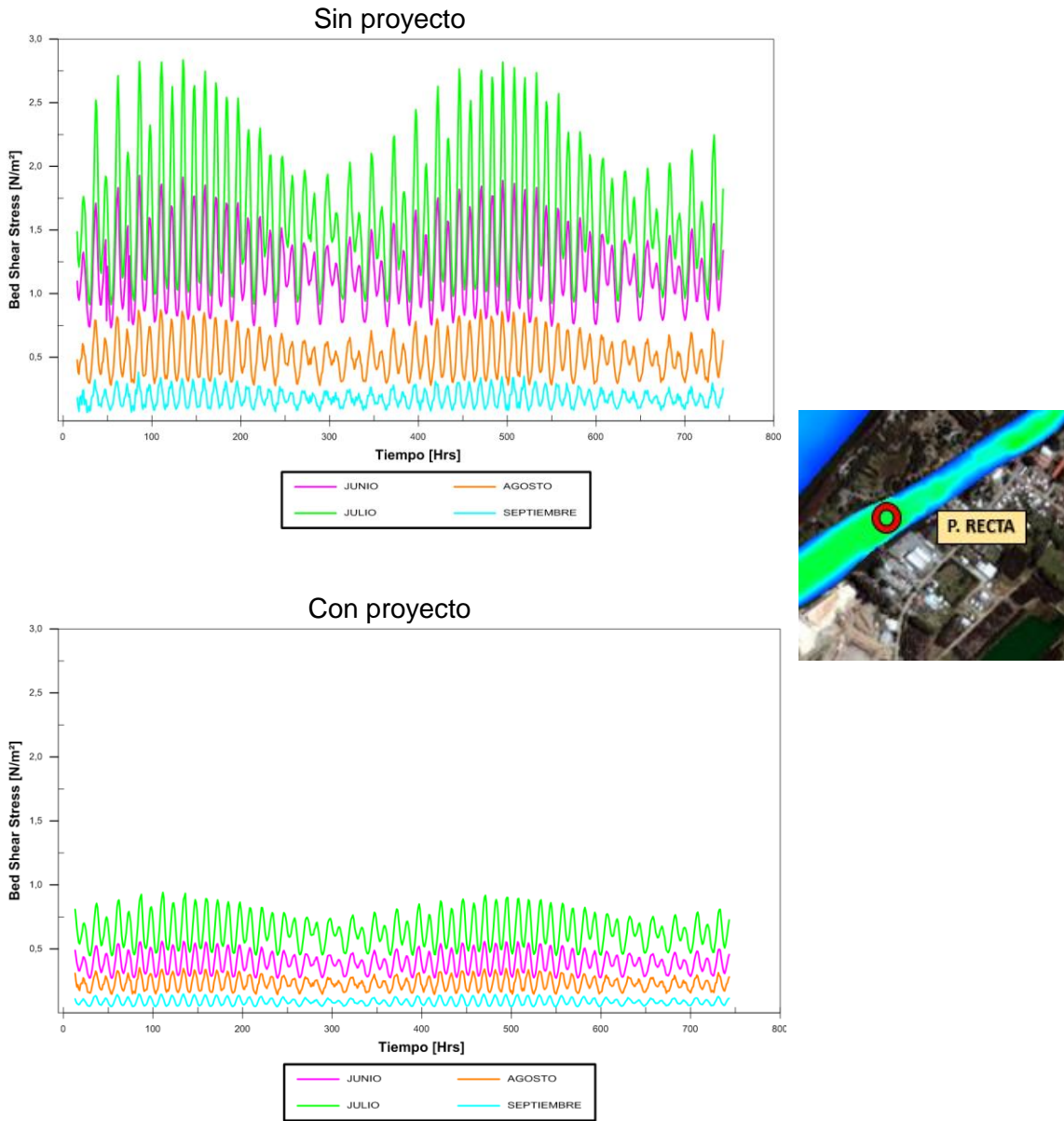
Desde la figura 7-45 a la 7-47 se presentan una serie de tiempo de los 4 meses analizados y entrega los resultados del bed shear stress en  $N/m^2$ , mostrando también la ubicación de los puntos analizados, que son: recta, final y aguas abajo. Con este análisis se aprecia en qué puntos y con qué caudales existe mayor tensión de corte.

La capacidad de arrastre de partículas se encuentra asociados al caudal del río. En los puntos donde se ha realizado el dragado se aprecia una disminución en el transporte de partículas debido a que con este proyecto disminuyen las velocidades.

En las figuras 7-45 y 7-46, se observa el bed shear stress de los 4 meses; en los puntos recta y final se aprecia que los valores son muy similares, debido a que las condiciones batimétricas y las forzantes son las mismas en la situación con proyecto.

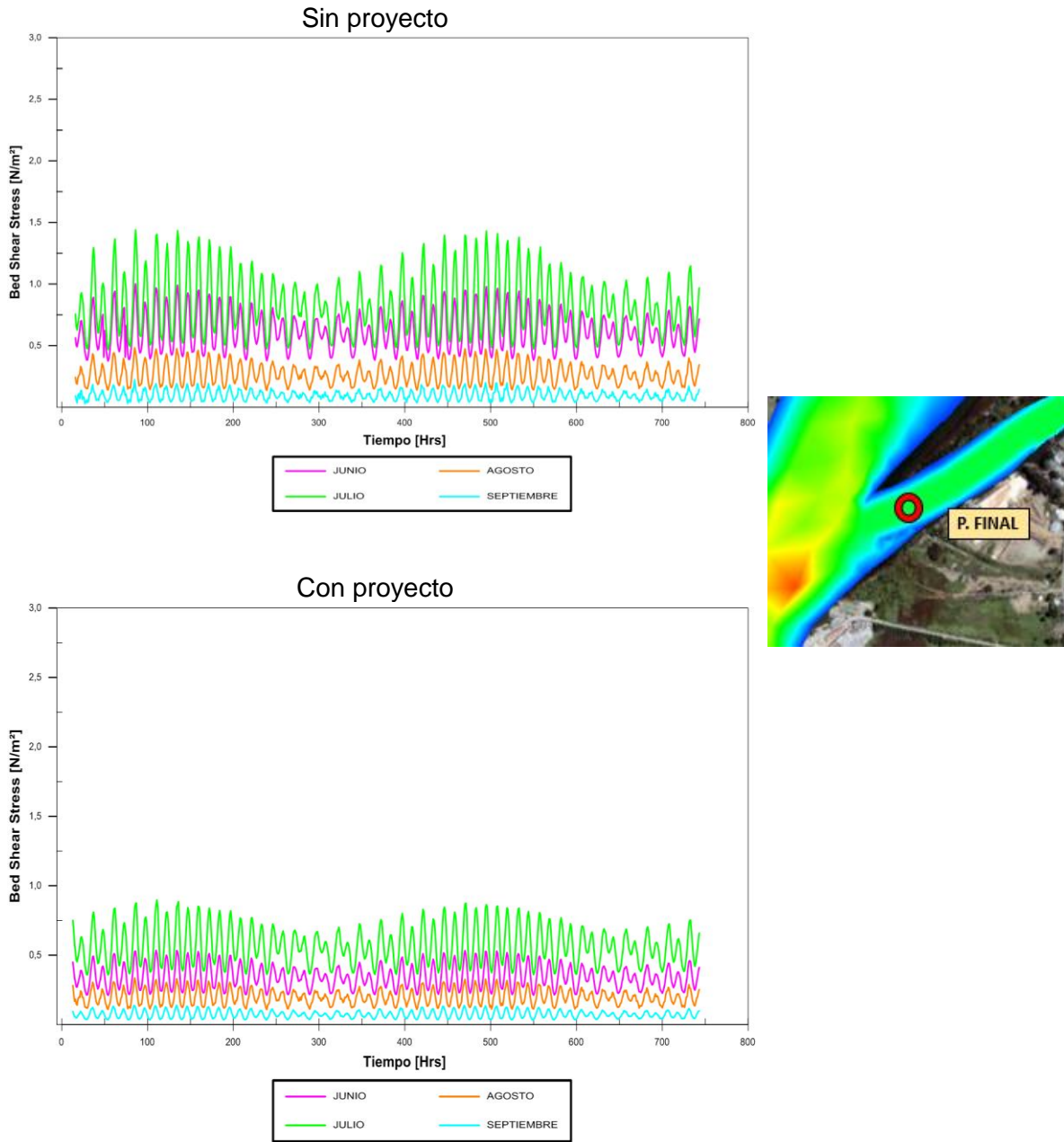
En la figura 7-47 se muestra el bed shear stress en el punto aguas abajo. Se observa que junio presentó valores máximos en la situación sin proyecto de  $1,20 N/m^2$ , y con proyecto se observó un rango entre los  $1,15$  y  $0,37 N/m^2$ . Con respecto a julio se observaron valores máximos de  $1,54 N/m^2$  en la situación sin proyecto, y con proyecto sus valores fluctuaron entre  $1,31$  y  $0,50 N/m^2$ . En agosto la situación sin proyecto presentó un valor máximo de  $0,58 N/m^2$ , mientras que con proyecto los valores estuvieron entre los  $0,55$  a  $0,25 N/m^2$ . Finalmente, en septiembre el esfuerzo de corte disminuyó: sin proyecto tenían valores máximos de  $0,58 N/m^2$  y en la situación con proyecto llegó a valores con un rango de  $0,40$  y  $0,03 N/m^2$ .

Figura 7-45: Bed Shear Stress en el punto recto del canal, sin y con proyecto



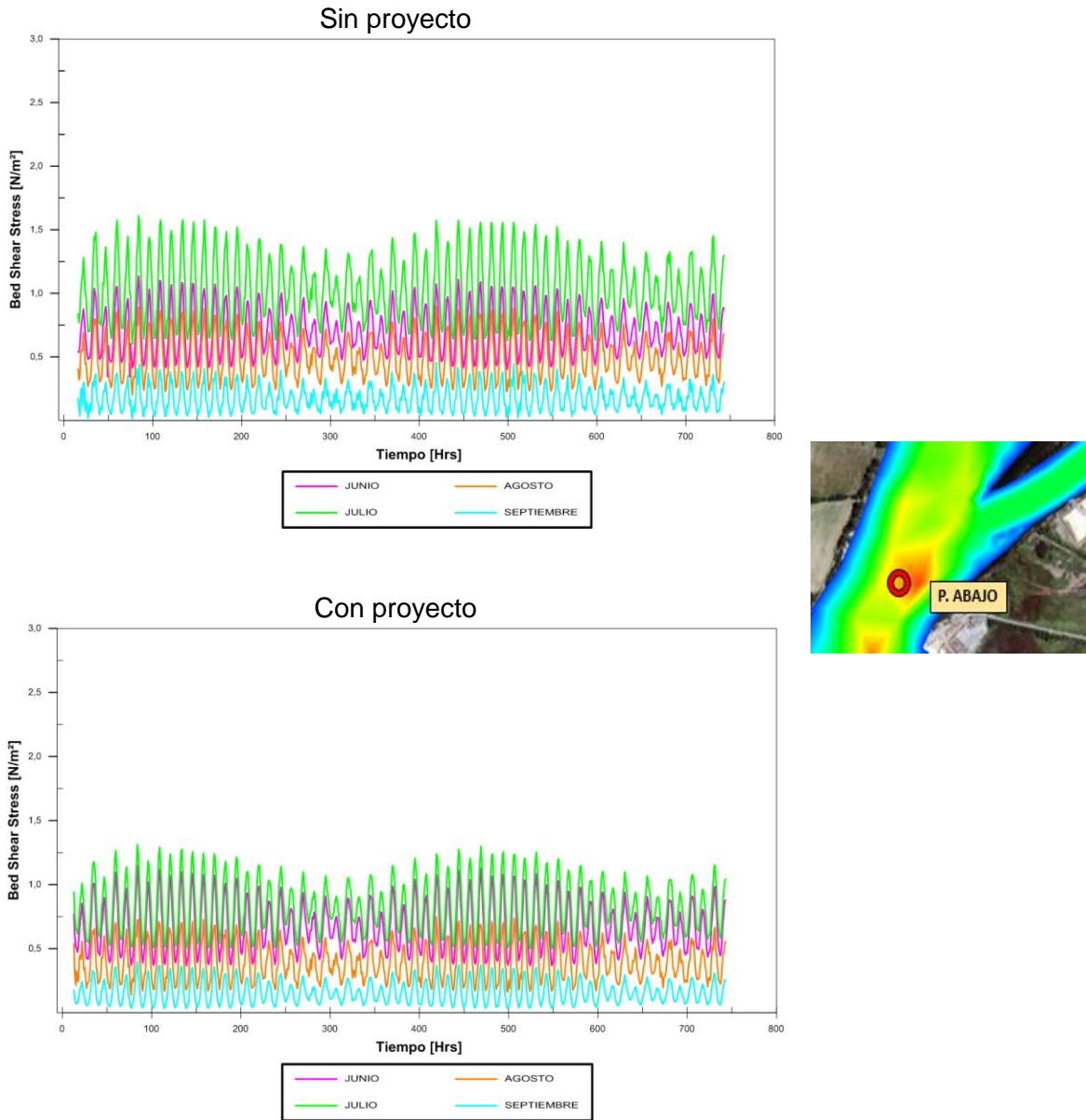
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Figura 7-46: Bed shear stress en el punto final del canal, sin y con proyecto



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 7-47: Bed shear stress en el punto aguas abajo, sin y con proyecto**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

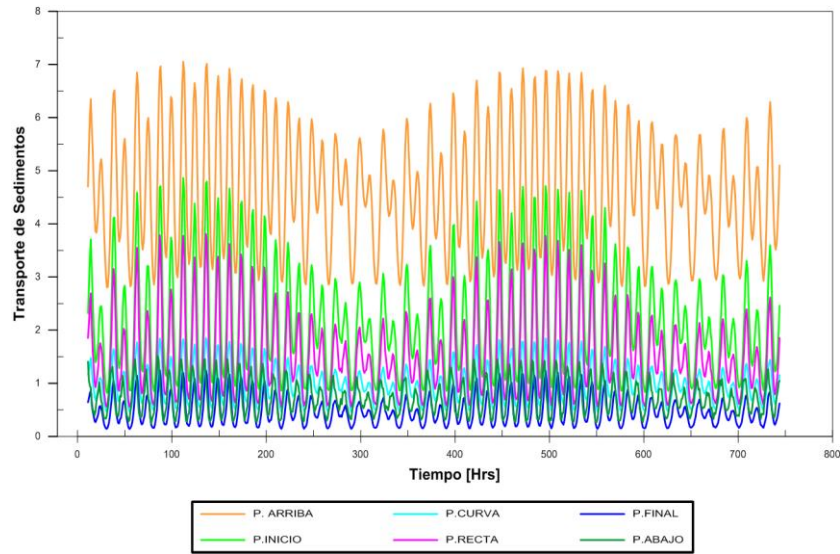
#### 7.4.2.2 TRANSPORTE ADIMENSIONAL DE LOS SEDIMENTOS

En la figura 7-48 se muestra el transporte adimensional de sedimentos en julio. Como se puede observar, al comparar con la situación sin proyecto, los puntos de aguas arriba, los puntos de inicio y la curva, no se aprecian cambios significativos. Por el contrario, los puntos recta y final tienen un descenso importante en cuanto al transporte, ya que, al

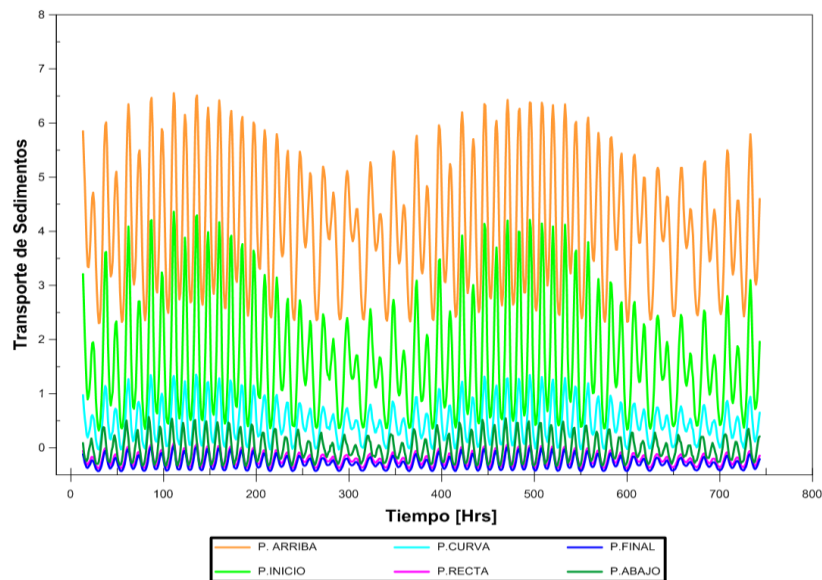
realizar el dragado quedan con una profundidad mayor, provocando un cambio en las velocidades. En el punto de aguas abajo también se observa disminución del transporte de partículas.

**Figura 7-48: Transporte Adimensional, mes de julio, sin y con proyecto**

Sin proyecto



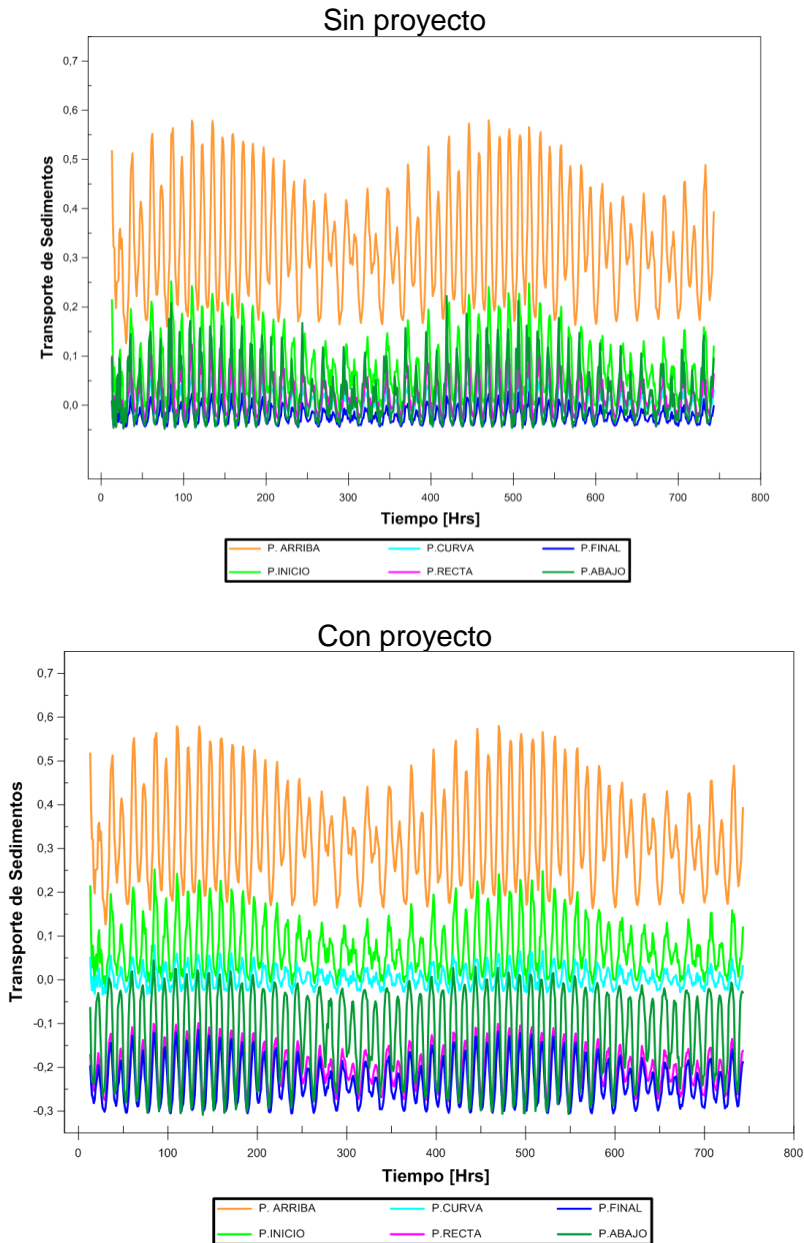
Con proyecto



Fuente: Elaboración Propia, FESWMS

Como se observa en la figura 7-49, septiembre es el que tiene menor caudal, lo que se ve reflejado también en el descenso de la capacidad de transporte en comparación a los otros meses estudiados. Los valores en este mes fueron menores, especialmente desde el sector de la curva hacia abajo. Con el cambio de batimetría en los puntos recta y final es muy notorio el descenso, ya que, si bien en la condición sin proyecto no se observó una capacidad de transporte importante, al aumentar su profundidad con el proyecto de dragado, el transporte que se observa es nulo.

**Figura 7-49: Transporte adimensional, mes de septiembre, sin y con proyecto**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

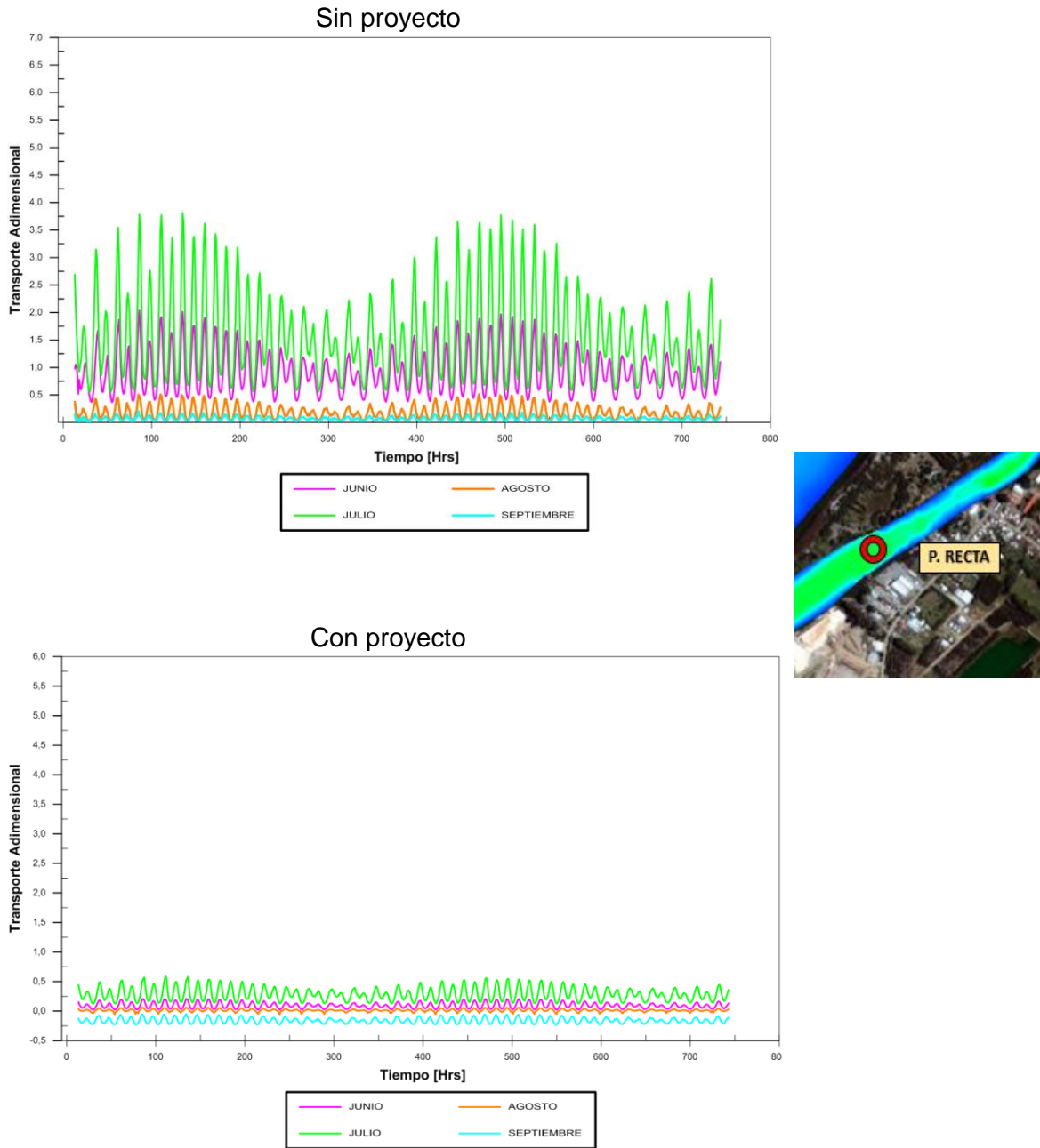
Desde la figura 7-50 a la 7-52 se muestran el transporte adimensional de los 4 meses en los 3 últimos puntos estudiados.

En los primeros dos puntos, recta y final del canal (figura 7-50 y 7-51), se puede apreciar que el transporte en los meses de junio y julio es mayor debido al incremento de la velocidad. Los valores de agosto y septiembre fueron bastante bajos, la mayoría de sus valores cercanos a cero y negativos, por lo que se puede concluir que, en estos meses, una vez realizado el proyecto, no se aprecia transporte de sedimentos en estos puntos. Lo anterior, se debe a que al existir dragado y obtener una mayor profundidad, las velocidades disminuyen, así como también la capacidad de transporte.

En el punto de aguas abajo, se observa que el transporte de sedimentos vuelve a aumentar ligeramente en junio y julio, siendo nulo en agosto y septiembre. Esto se debe a que: i) las velocidades vuelven a aumentar y por ende aumenta el transporte y, ii) este punto no está afecto al dragado, solo a las repercusiones del mismo proyecto del canal.

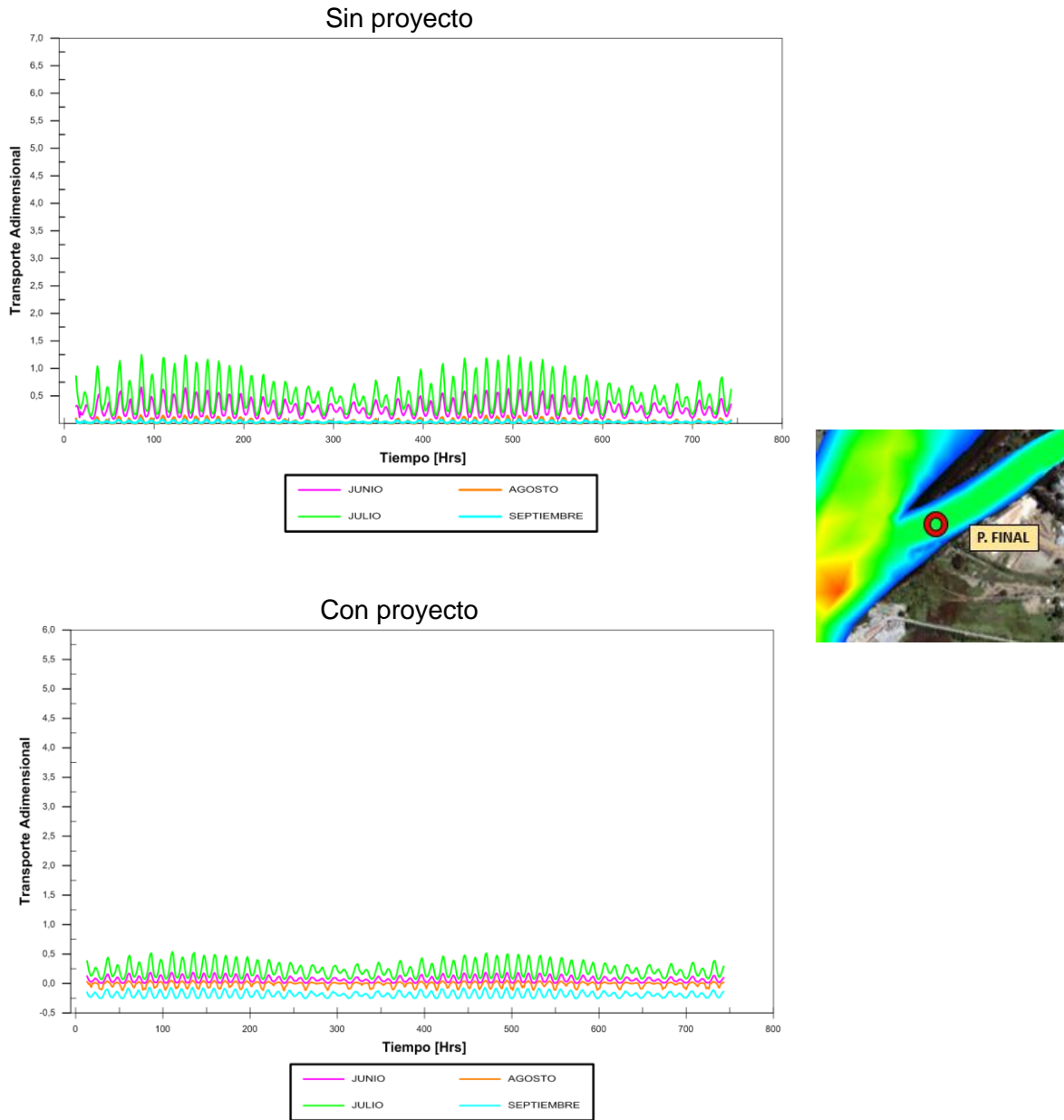
A pesar de que al conseguir mayor profundidad se logra que el buque de diseño pueda transitar por el canal, no es favorable que en los puntos de arriba del proyecto tengan capacidad de transporte mayor que al terminar su curso, lo que implica que, al ingresar el material al canal, éste se irá depositando en la zona de la desembocadura (donde se realizó el dragado).

Figura 7-50: Transporte adimensional punto recta del canal, sin y con proyecto



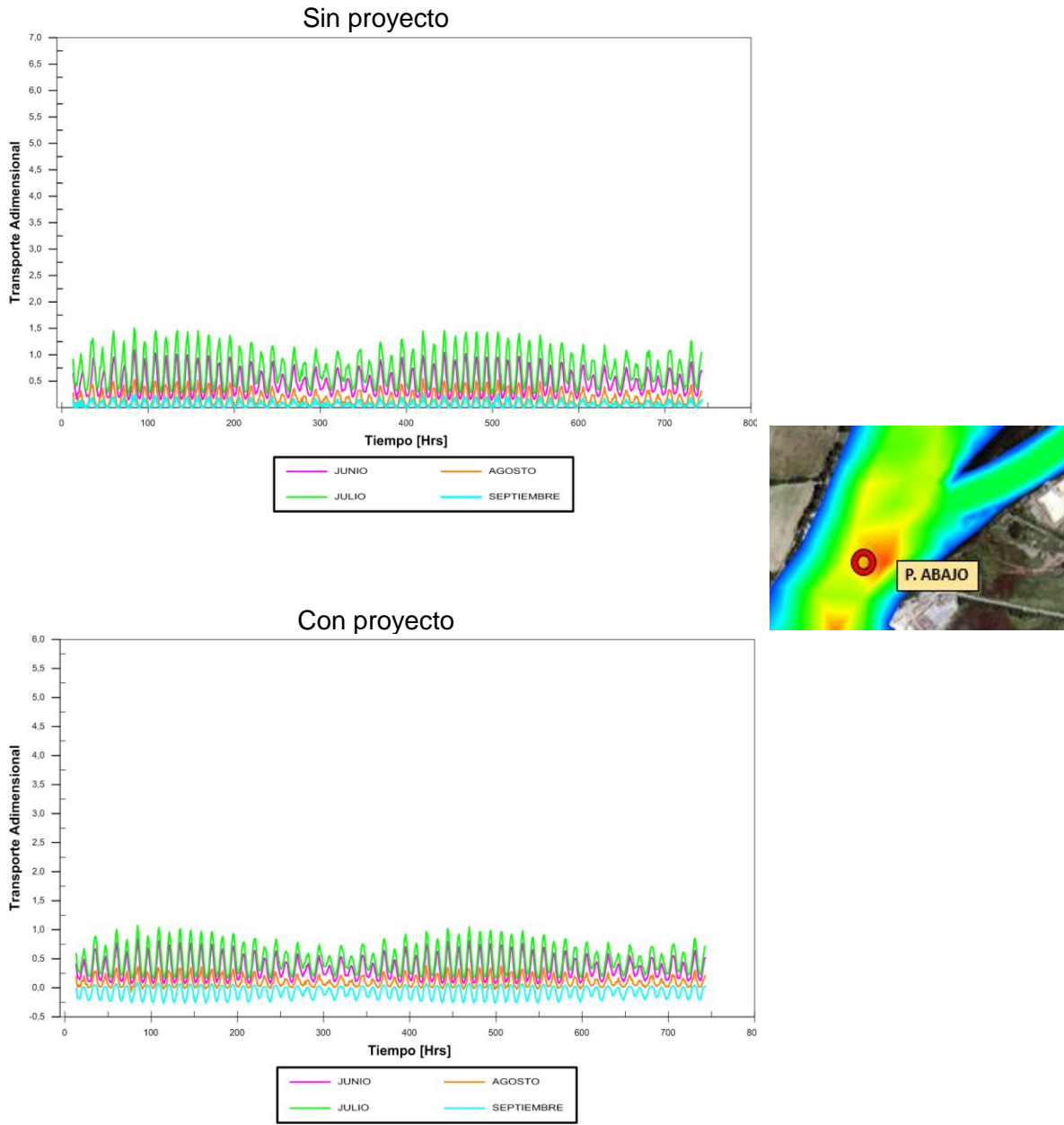
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Figura 7-51: Transporte adimensional punto final del canal, sin y con proyecto



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Figura 7-52: Transporte adimensional punto aguas abajo del canal, sin y con proyecto



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

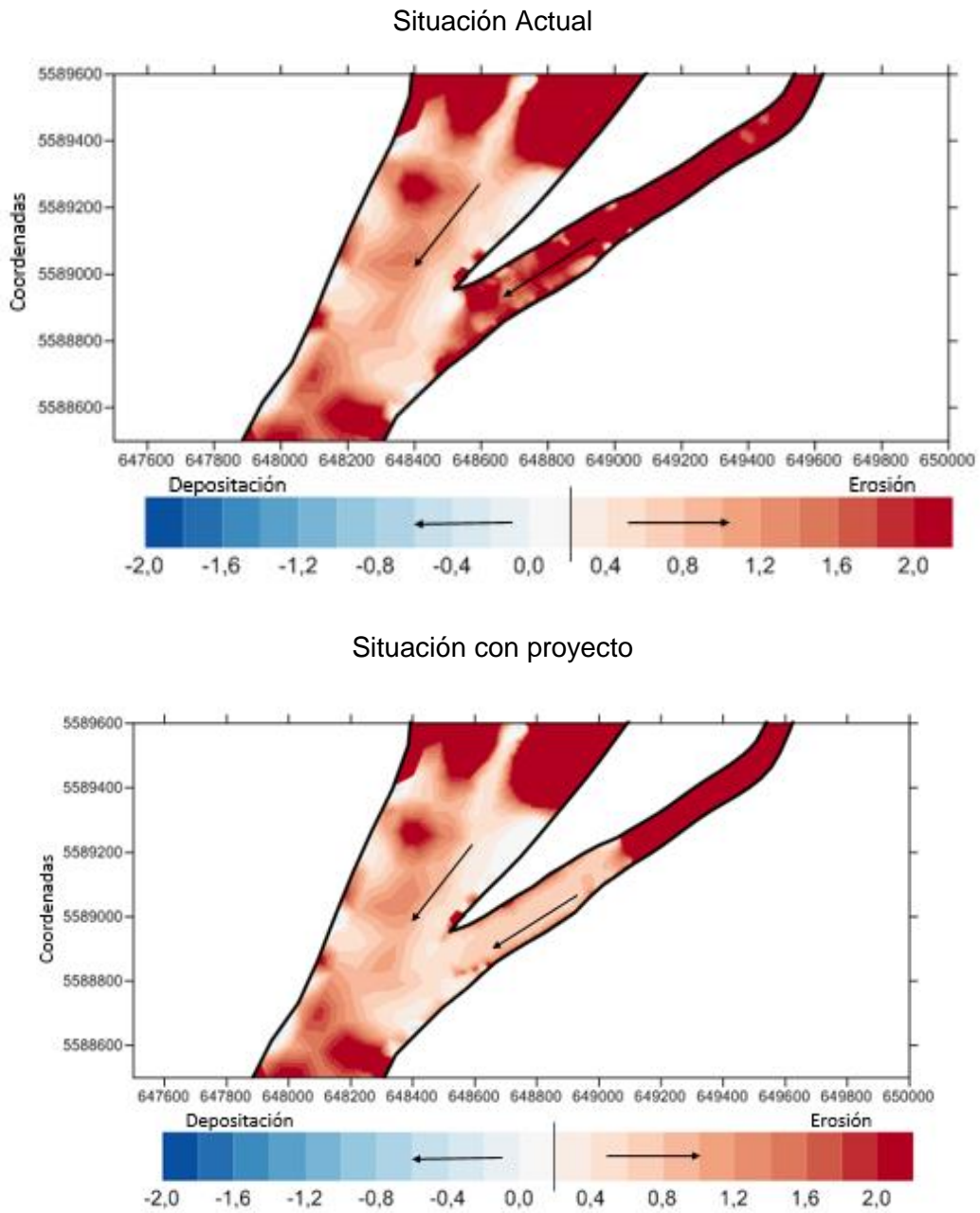
## **7.5 EVALUACIÓN CONCEPTUAL DEL PROYECTO DEL CANAL ARTIFICIAL**

### **7.5.1 TASA DE SEDIMENTACIÓN**

Como se aprecia en la figura 7-53, la tasa de sedimentación obtenida del programa Surfer 12 tiene valores positivos y negativos, los que representan aumento o descenso de la profundidad en el tiempo ( $\frac{\partial h}{\partial t}$ ), mostrando en qué puntos del canal se espera erosión o depositación del sedimento. Los valores son negativos (azul) representan depositación o embanque y los valores positivos (rojo) representan erosión.

Con estos resultados comparativos se aprecia que en la sección donde no hubo proyecto se mantiene con la misma tasa de sedimentación, ya que la batimetría es la misma. Por otro lado, en el sector del proyecto, existe depositación mayor, ya que, al haber más profundidad, las velocidades del flujo y la capacidad de arrastre de las partículas disminuyen, por lo que, se concluye que es muy probable que ese sector dragado vuelva a recargarse de sedimento.

**Figura 7-53: Tasa anual de sedimentación [m³/h]**

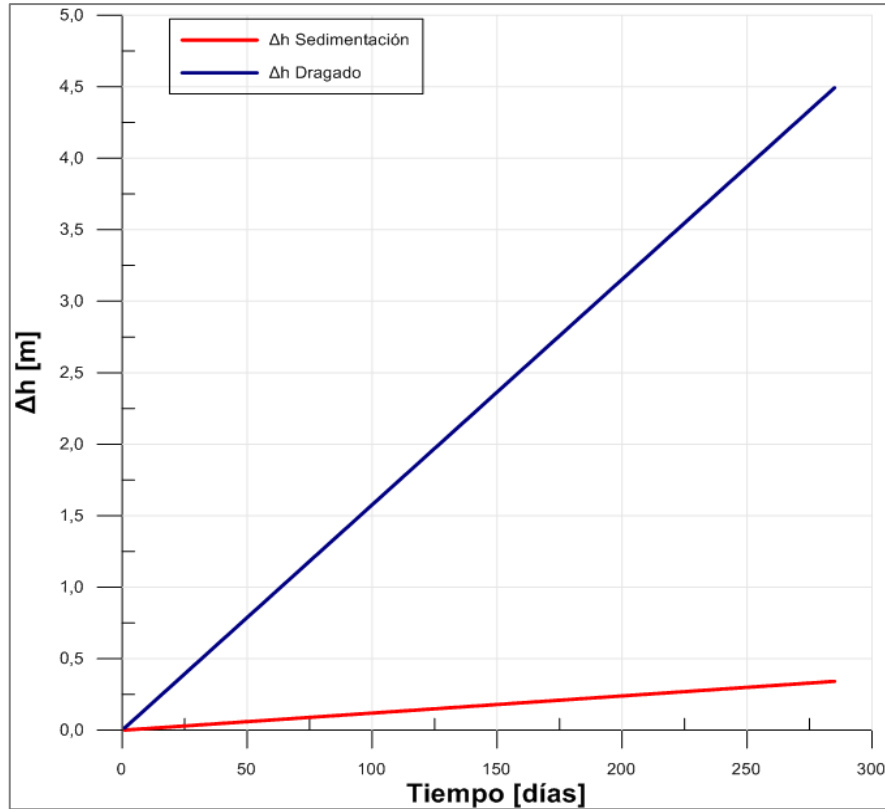


Fuente: Elaboración propia

### 7.5.2 DRAGADO DE MANTENCIÓN

En la figura 7-54 se observa un gráfico en donde el color azul representa la altura de material dragado en el tiempo, este corresponde a 285 días, con lo que se llega a la cota del UKC calculado (6,6 m). En color rojo se observa la altura de sedimentación que recarga el canal en el mismo tiempo en que se estará dragando. Con estas curvas podemos observar que sí es posible realizar el dragado con esa tasa de sedimentación.

Figura 7-54: Tiempo de mantención de dragado v/s tiempo de ejecución

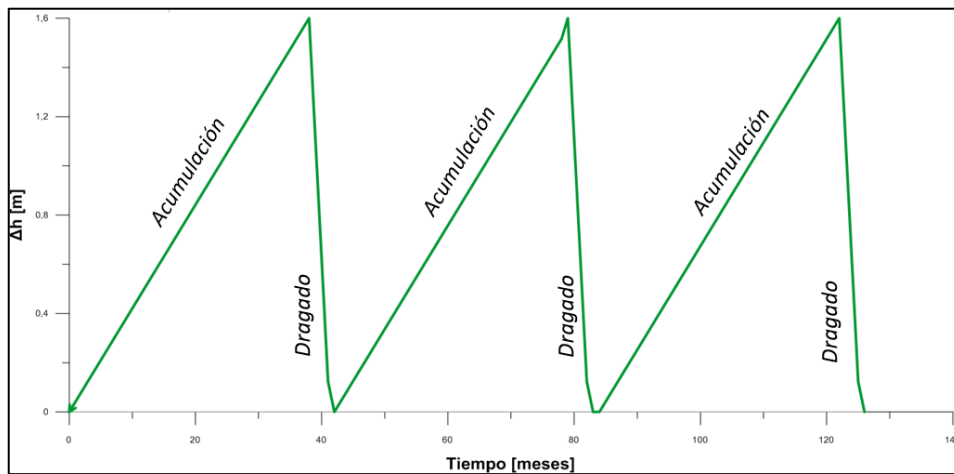


Fuente: Elaboración propia

La figura 7-55 muestra un esquema temporal de dragado. Una vez que el sedimento comienza a acumularse, la profundidad del canal disminuye. Idealmente esta profundidad no debiese ser menor a 5 m, si esto sucede, volvería el riesgo en la navegación y para evitarlo se debe volver a dragar, y así, mantener la profundidad adecuada de 6,6 m.

El tiempo de dragado de mantención, será menor que el inicial. Con estos cálculos se infiere que una vez que el canal sea dragado hasta llegar a la cota calculada en el proyecto, será necesario realizar un dragado de mantención cada 3 años y 2 meses, el cual se demorará 3 meses y 11 días. De esta forma el buque de diseño tendrá un resguardo de seguridad, sin dificultades al navegar por el canal.

**Figura 7-55: Tiempo de Mantención de dragado**



Fuente: Elaboración propia.

### 7.5.3 CUBICACIÓN Y COSTOS DEL DRAGADO

Al restar los sondajes de la situación con proyecto y la actual, se puede calcular el volumen total de sedimento a dragar. Para ello se utilizó el programa surfer 12, el cual entrega un resultado total de volumen de sedimento a dragar de 182.192 m<sup>3</sup>.

En la tabla 10 se detallan los costos totales de la operación de dragado en el sector del canal Haverbeck, utilizando la draga Ernesto Pinto. Estos resultados son basados en los costos realizados en el último proyecto de dragado al río Valdivia (ACCUA, 2010).

Los resultados en la tabla 10 corresponden al costo del dragado inicial para llegar a la cota de 6,6 m de profundidad, donde se requieren 285 días para realizarlo.

Estudio conceptual de profundización del canal Haverbeck  
XIV Región de los Ríos, Valdivia

**Tabla 10: Costos del dragado inicial**

1	Dotación	Cant. Func.	\$/día u hra/ Funcionario	Días	Horas	\$/mes/ funcionario	Total (\$)
1.1	Viáticos tripulación fiscal/viveres externos	7	15.000	285		323.912	29.925.000
1.2	Remuneración Personal Externo	1				2.000.000	26.396.093
1.3	Remuneración Personal Externo Extra Turno	4				1.200.000	63.350.624
1.4	Horas extras tripulación fiscal	7	5.000		1.130		39.553.052
1.5	Reemplazos Vacaciones/licencias/otros						57.150.000
				St 1(\$):			<b>216.374.770</b>
<b>2</b>	<b>Diesel</b>			St 2(\$):			<b>550.434.147</b>
2.1	Rendimiento en tiempo productivo		200	lt/hora			
2.2	Consumo en tiempo productivo (11.1)		606.847	lt/faena			
2.3	Costo combustible Diesel		646	\$/litro			
2.4	Costo Diesel en horas producción		392.022.887	\$/faena			
2.5	Consumo en tiempo fondeada		120	lt/hora			
2.6	tiempo fondeada		2.043	horas			
2.7	Costo consumo fondeada		158.411.259	\$/faena			
<b>3</b>	<b>Suministros</b>			St 3(\$):			<b>126.481.281</b>
	Lubricantes/agua/insumos/otros		45.000.000	\$/faena			
	Batim./Monitoreo/buzos/remolcador		70.000.000	\$/faena			
<b>4</b>	<b>Seguro de Casco Marítimo</b> [Prima MM\$/año:		60	] St 4(\$):			<b>65.990.233</b>
<b>5</b>	<b>Mantención correctiva estimada</b>		\$/faena	St 5(\$):			<b>659.902.334</b>
				<b>COSTO Item 1 a 5 (\$):</b>			<b>1.619.182.764</b>

Fuente: Dirección de Obras Portuarias.

La tabla 11 muestra el costo de mantención del canal el cual es \$19.320.000.- menor que el inicial, ya que se consideran solo 101 días de dragado.

**Tabla 11: Costos del dragado de mantención**

1	Dotación	Cant. Func.	\$/día u hra/ Funcionario	Días	Horas	\$/mes/ funcionario	Total (\$)
1.1	Viáticos tripulación fiscal/viveres externos	7	15.000	101		114.790	10.605.000
1.2	Remuneración Personal Externo	1				2.000.000	26.396.093
1.3	Remuneración Personal Externo Extra Turno	4				1.200.000	63.350.624
1.4	Horas extras tripulación fiscal	7	5.000		1.130		39.553.052
1.5	Reemplazos Vacaciones/licencias/otros						57.150.000
				St 1(\$):			<b>197.054.770</b>
<b>2</b>	<b>Diesel</b>			St 2(\$):			<b>550.434.147</b>
2.1	Rendimiento en tiempo productivo		200	lt/hora			
2.2	Consumo en tiempo productivo (11.1)		606.847	lt/faena			
2.3	Costo combustible Diesel		646	\$/litro			
2.4	Costo Diesel en horas producción		392.022.887	\$/faena			
2.5	Consumo en tiempo fondeada		120	lt/hora			
2.6	tiempo fondeada		2.043	horas			
2.7	Costo consumo fondeada		158.411.259	\$/faena			
<b>3</b>	<b>Suministros</b>			St 3(\$):			<b>126.481.281</b>
	Lubricantes/agua/insumos/otros		45.000.000	\$/faena			
	Batim./Monitoreo/buzos/remolcador		70.000.000	\$/faena			
<b>4</b>	<b>Seguro de Casco Marítimo</b> [Prima MM\$/año:		60	] St 4(\$):			<b>65.990.233</b>
<b>5</b>	<b>Mantención correctiva estimada</b>		\$/faena	St 5(\$):			<b>659.902.334</b>
				<b>COSTO Item 1 a 5 (\$):</b>			<b>1.599.862.764</b>

Fuente: Dirección de Obras Portuarias.

## **8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Luego de los estudios realizados en el canal Haverbeck, se puede inferir que la profundidad actual no es suficiente para la operación de la nave de diseño de ASENAV, la cual ingresa al río con dificultad, debiendo adecuarse a la marea para hacer su ingreso.

Como solución se propone un dragado en la zona de aproximación del terminal II de ASENAV. Al cambiar la sección transversal del río, el talud, el fondo y la rugosidad, se generan cambios en las condiciones del flujo y la marea deja de ser una limitante para la navegación.

Al realizar el dragado el flujo reduce su velocidad y con ello el potencial de transporte de sedimentos; sin embargo, a pesar de que la solución expuesta en el párrafo anterior mitiga el problema, no es del todo favorable, ya que, el flujo al tener menor velocidad, provoca que el sedimento se embanque.

Por lo anterior, se espera que la geometría del canal regrese a su condición inicial. Justificando la realización de un dragado de mantención, con el objeto de brindar seguridad a la navegabilidad de las embarcaciones.

De los 12 meses analizados, se observa que existen 4 meses que tiene potencial de transporte de sedimentos. De estos, los meses de junio y julio fueron los de mayor velocidad y capacidad de transporte de sedimentos. Sin embargo, al realizar un dragado se observó una disminución de la capacidad de transporte y velocidad, en todos los meses estudiados.

La capacidad de transporte de sedimentos es variable a lo largo del canal siendo máxima en el punto inicio y mínima en el punto final. Esto es un indicador de que existe depositación en el interior del canal, tanto en la situación actual como en la con proyecto.

Al disminuir la velocidad, se pierde capacidad de arrastre de sedimentos, provocando la depositación en el lecho. A raíz del aumento de la profundidad y pérdida de velocidad, comienza el proceso de depositación hasta el punto en donde es necesario volver a dragar.

El dragado propuesto tiene un ancho de 61 m y una profundidad de 6,6 m. El resguardo de seguridad que se logra con el dragado, tiene una duración de 3 años y 2 meses, es decir, transcurrido este periodo se deberá realizar un dragado de mantención, para que la operación de la nave no vuelva a tener complicaciones. El costo del dragado inicial es de \$1.619.182.764.- y el dragado de mantención es de \$ 1.599.862.764.-

Se considera que la profundidad calculada es la adecuada para la navegación del buque de diseño; sin embargo, sería necesario realizar este estudio de profundización a lo largo de todo el río y no solamente en el canal como se realizó en este proyecto.

A modo de recomendación se podría replicar esta metodología para los otros sectores donde ocurran dificultades semejantes.

Si este problema de profundización se lograra mejorar para todo el canal, podrían incluso atracar embarcaciones de cargas importantes para la ciudad, dejando el río operativo para embarcaciones de mayor calado.

Hoy en día, las embarcaciones que transitan por el río no superan un calado máximo de 2 m, ya que corresponden a naves de transporte de pasajeros, utilizadas para un fin turístico, remolcadores y embarcaciones menores que transportan chip del puerto de Corral hacia el terminal Las Mulatas.

Otra alternativa para analizar y que ayudaría a que el canal permanezca sin el problema de profundización, es que se instalen trampas de sedimento en puntos estratégicos los cuales también debieran ser estudiados de manera que se desvíe el material particulado a otro sector donde no generen repercusiones de profundidad.

Este estudio se considera como una primera aproximación, sin embargo, a futuro se podrían seguir realizando estudios que mejoren las incertidumbres. Considerando además la posible realización de buques de mayores dimensiones que las analizadas en el presente documento.

## **9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

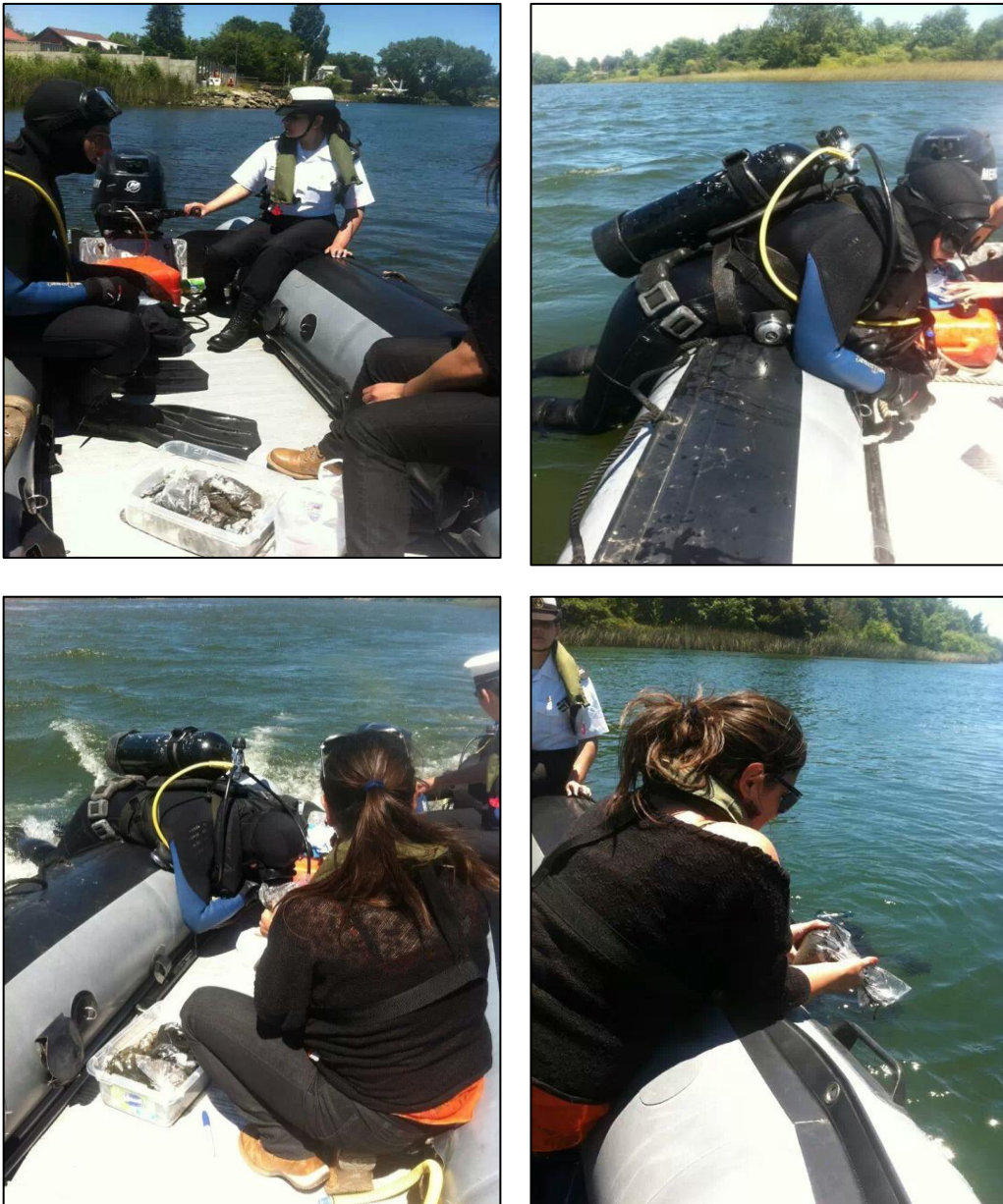
- 21, A. (2012). *Estudio cuencas principales región de los ríos.*
- ACCUA. (2010). *Conservación Vía de Navegación Río Valdivia, Región de los Ríos.*
- Administration, F. H. (2003). *User's Manual for FESWMS FST2DH.*
- AMPHOS21. (2012). *Estudio cuencas principales región de los ríos.*
- Chow, V. t. (2004). *Hidráulica de canales abiertos.* McGRAW-HILL.
- De la Fuente, N. y. (2014). *Apuntes del Curso CI4101: Hidráulica. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.*
- Elliott, S. (2010). *El río y la forma.*
- Escalante, R. S. (2014). *Cátedra "Diseño de vías Navegables".*
- Facultad de ingeniería, u. D. (2010). *Revista de la construcción.*
- Froehlich, D. C. (2003). *User's Manual for FESWMS FST2DH, Two-Dimensional Depth-averaged Flow and Sediment Transport Model, Release 3. Publication No. FHWA-RD-03, 53.* Escalante, R. S. (2014). *Cátedra "Diseño de vías Navegables". .*
- MOP. (1987). *Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas. Balance. .*
- Niño, Y. (2004). *Hidráulica Fluvial y Transporte de Sedimentos.*
- Quezada. (2009). *Modelación Hidrodinámica del Río Cau Cau.*
- ROM. (1999). *Parte 7- Requerimientos en Alzado.*
- ROM. (1999). *Parte 8 - Requerimientos en planta.*
- SHOA. (1992). *Glosario de marea y corrientes .*
- SHOA. (1999). *Instrucciones Oceanográficas N°2. "Método oficial para el cálculo no armónico de mareas".*
- SHOA. (2000). *El maremoto del 22 de mayo de 1960 en las costas de Chile.*
- Sotelo, G. (1997). *Apuntes de Hidráulica II.*
- Vergara, H. (1991). *Manual de laboratorio para sedimentología.*

## 10 ANEXOS

### 10.1 SEDIMENTOS

En la figura 10-1 se aprecia la extracción de muestras de sedimentos realizadas en el canal Haverbeck el día 12/12/13 junto a los buzos de la Gobernación Marítima de Valdivia.

**Figura 10-1: Extracción de muestras de Sedimento en el Canal Haverbeck**



Fuente: Elaboración Propia

**Figura 10-2: Peso de la muestra antes de ser tamizada**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 10-3: Proceso de Tamizado**



Fuente: Elaboración Propia

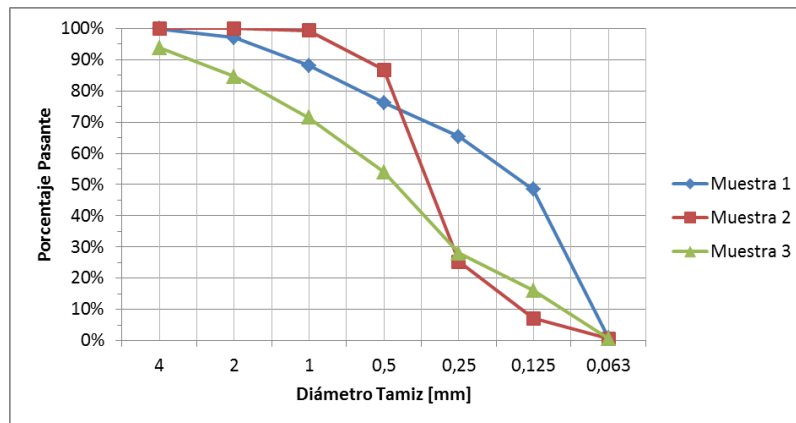
## 10.2 RESULTADOS DETALLADO DE LOS PERFILES

A continuación, se muestra el detalle del estudio granulométrico realizado con las muestras extraídas del canal.

### 10.2.1 PERFIL 1

La figura 10-4 muestra un gráfico de curvas granulométricas, se puede inferir que los tamices que pasa la mayor cantidad de sedimento son desde el 4 al 1. La muestra 1 que está representada con línea azul se aprecia claramente que el 50 % de la muestra pasa el tamiz 0,125 mm, por lo que describe un sedimento muy fino, a diferencia de las muestras 2 y 3, que en el mismo tamiz pasa menos del 20% y casi el 30% pasa por el tamiz 0,25 mm, por lo tanto, el tipo de sedimento es un poco más grueso que el de la muestra 1.

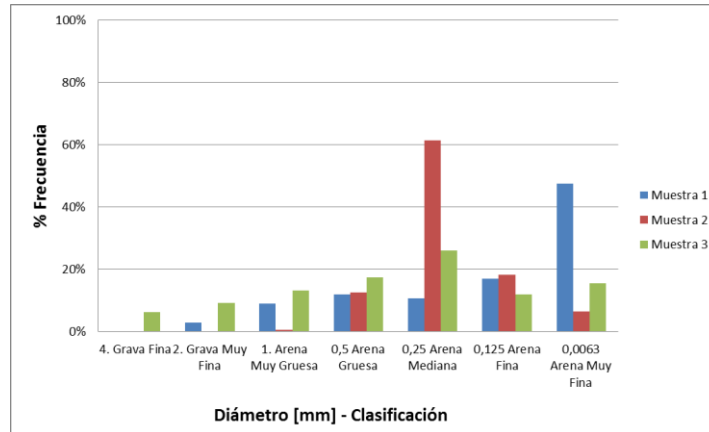
Figura 10-4: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 1



Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 10-5 se muestra un gráfico de clasificación de las muestras del perfil 1. Se puede observar que la muestra 1 tiene una alta presencia de finos, por ende, se obtiene una clasificación de arena muy fina y la muestra 2 tiene una clasificación de arena mediana con un 90% de su muestra que pasa por el tamiz 0,5 mm y gran parte (60% aproximadamente), queda retenido en el tamiz 0,25 mm. La muestra 3 se muestra un poco más dispersa en su clasificación, no es tan determinante como las anteriores, sin embargo, también predomina la clasificación de arena mediana.

**Figura 10-5: Clasificación de las muestras en el perfil 1**

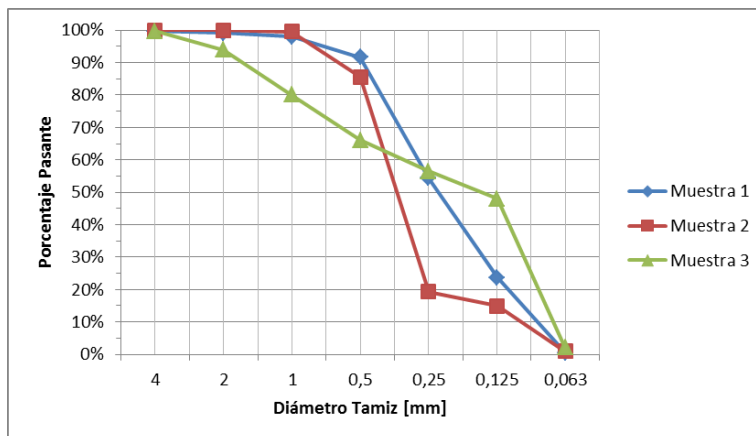


Fuente: Elaboración Propia

## 10.2.2 PERFIL 2

En la Figura 10-6 se muestra un gráfico de curvas granulométricas, donde se puede visualizar que las 3 muestras son distintas entre sí. La muestra 1 presenta un cambio brusco en su pendiente desde el tamiz 0,5 mm al 0,125 mm. La muestra 2 tiene una pendiente aún más pronunciada entre los tamices 0,5 mm y 0,25 mm. En el primero pasa el 90% de la muestra, en cambio en el segundo pasa solo el 20%, demostrando que gran parte queda retenido en este último. La muestra 3 en cambio, tiene una tendencia poco pronunciada hasta el tamiz 0,125 mm el cual pasa el 50% de la muestra, sin embargo, de ahí ocurre la mayor pendiente de esta curva hasta llegar al tamiz 0,063 mm.

**Figura 10-6: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 2**

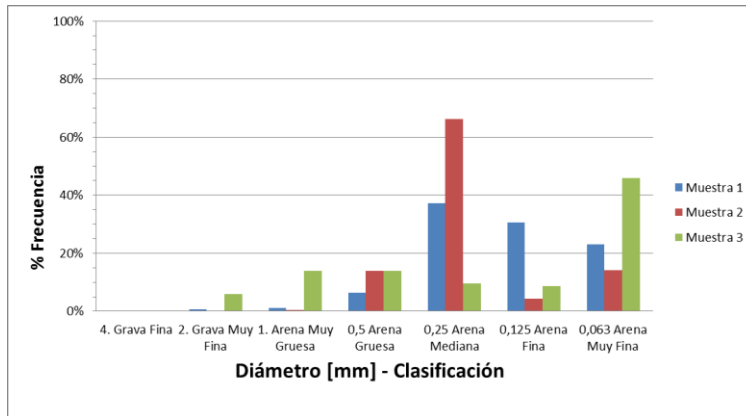


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 10-7 se muestra un gráfico de barras que representa la clasificación de los sedimentos para cada muestra en el perfil 2. Se considera a la muestra 2 como arena

mediana, mismo caso para la muestra 1 a pesar de que gran parte del porcentaje queda en la clasificación de arena fina, tiene un porcentaje mayor en la arena mediana, la muestra 3 en cambio tiene una clasificación de arena muy fina.

**Figura 10-7: Clasificación de las muestras en el perfil 2**

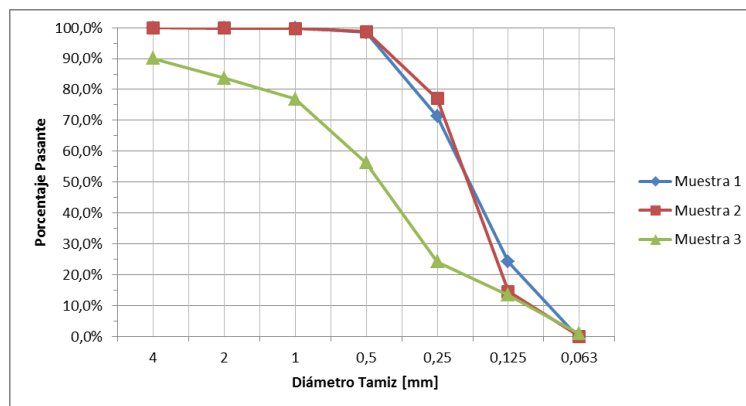


Fuente Elaboración Propia

### 10.2.3 PERFIL 3

En la Figura 10-8 se muestra un gráfico en donde se observa que las muestras 1 y 2 son similares, ya que en ambas están en el orden del 70% que pasa en el tamiz 0,25 mm, por el tamiz 0,125 mm sólo pasan alrededor del 20%, en cambio la muestra 3 que corresponde a la de color verde es menos homogénea ya que en cada tamiz va disminuyendo de manera gradual, el 60% de la muestra queda entre el tamiz 1 mm y el 0,25 mm.

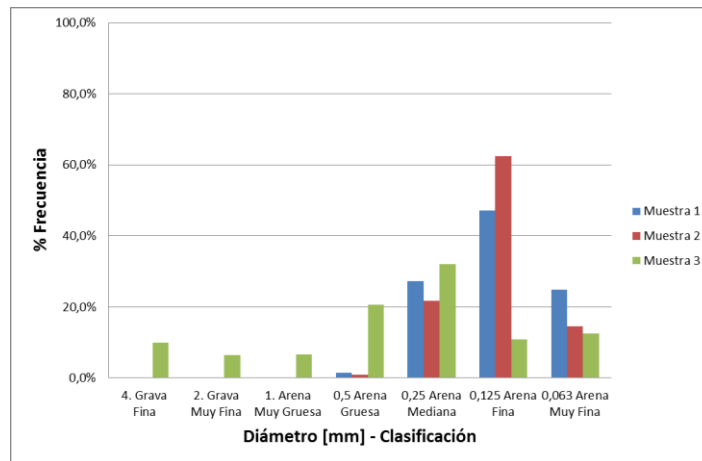
**Figura 10-8: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 3**



Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 10-9 se presenta un gráfico con la clasificación de los sedimentos para cada muestra en el perfil 3 y en ellos se puede observar con mayor claridad lo que se ha inferido anteriormente, quedando en evidencia que la muestra 1 y 2 tienen una clasificación de arena fina, y la muestra 3 como se ha visualizado en los puntos anteriores es variada, sin embargo muestra la tendencia de un sedimento más grueso quedando en la clasificación de arena mediana. En la muestra 3 se observa que existe un porcentaje de grava fina, esto se debe a que efectivamente dentro de la muestra se encontraron pequeñas rocas.

**Figura 10-9: Clasificación de las muestras en el perfil 3**



Fuente: Elaboración Propia

La figura 10-10 muestra las rocas encontradas en esta muestra, casi 1,5 cm y otras de menos de 1 cm

**Figura 10-10: Grava encontrada en la muestra 3 del perfil 3**

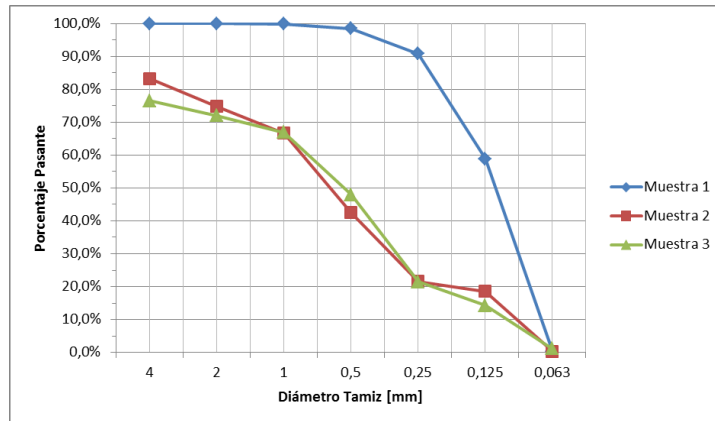


Fuente: Elaboración Propia

### 10.2.4 PERFIL 4

La figura 10 -11 nos muestra el gráfico de curvas granulométricas, en estas se aprecian que las muestras 2 y 3 en la mayoría de sus puntos están bastante cercanas, ambas presentan una estructura poco homogénea, el porcentaje pasante es gradual lo que es muy diferente a la muestra 1, representa una alta presencia de finos, ya que en el tamiz 0,25 mm aún pasa el 90% de las muestras y la mayoría del sedimento queda en los tamices de menor diámetro.

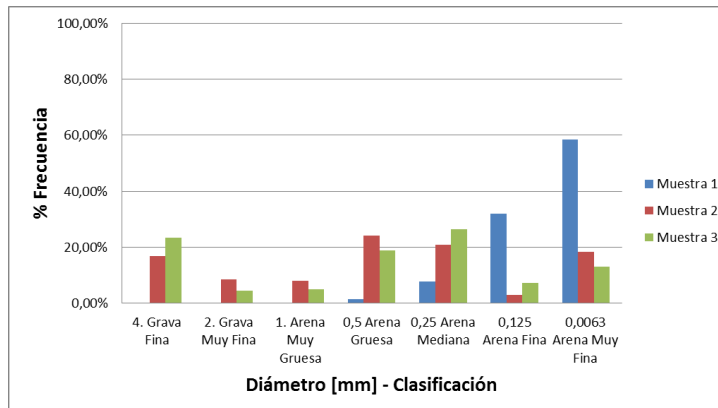
**Figura 10-11: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 4**



Fuente: Elaboración Propia

La Figura 10-12 muestra un gráfico de clasificación, donde se puede observar que la muestra 1 tiene una clasificación de arena fina, mientras que las muestras 2 y 3 son representativas de arenas gruesas pasando a arenas medianas, sin embargo en la muestra se observa una presencia de grava fina.

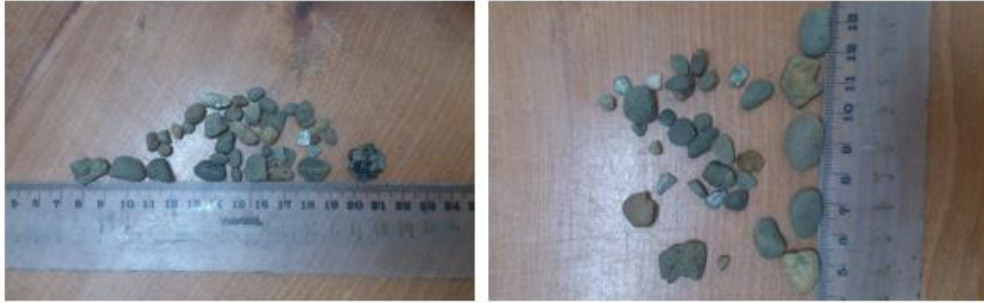
**Figura 10-12: Clasificación de las muestras en el perfil 4**



Fuente: Elaboración Propia

En la figura 10-13, la fotografía del lado izquierdo muestra las pequeñas rocas de la muestra 2 en el perfil 4, estas tienen dimensiones aproximadas a 1,5 – 2 [cm] y en la fotografía del lado derecho, corresponde a la muestra 3 del mismo perfil y las dimensiones son bastante similares.

**Figura 10-13: Grava fina en las muestras 2 y 3 del perfil 4**

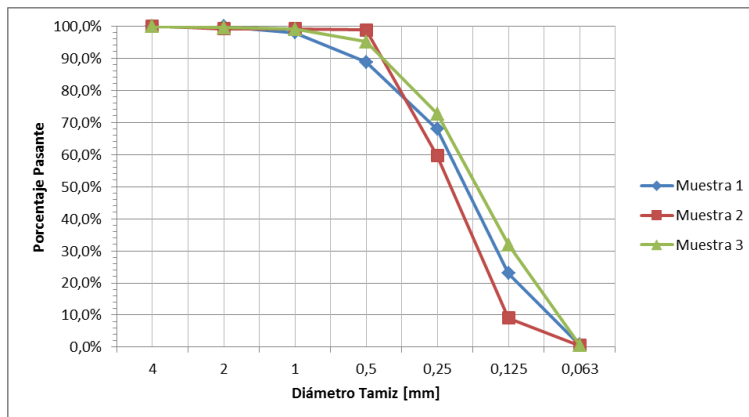


Fuente: Elaboración Propia

### 10.2.5 PERFIL 5

En la figura 10-14 se observa gran similitud entre las muestras, ya que las 3 tienen su mayor retención de sedimento entre los perfiles 0,5 mm y 0,125 mm, en este último la muestra 1 pasa solo un 25%, en la 2 sólo pasa un 10% y en la muestra 3 permite pasar por ese tamiz un 30%.

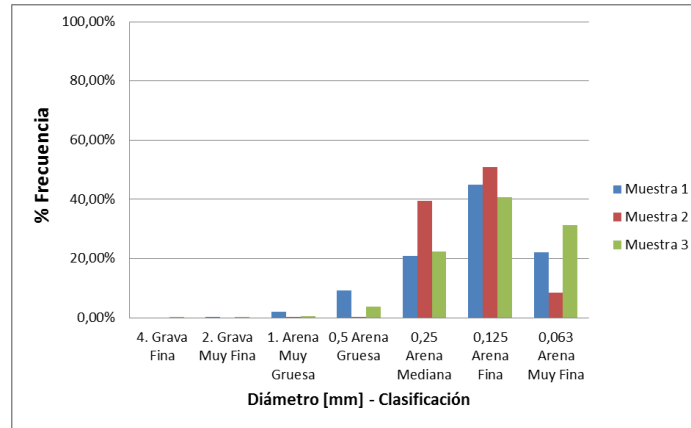
**Figura 10-14: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 5**



Fuente: Elaboración Propia

La figura 10-15 muestra un gráfico de clasificación de los sedimentos, se puede observar con mayor claridad lo que se ha inferido anteriormente, mostrando una unanimidad en la clasificación, quedando un alto porcentaje de las 3 muestras en arena fina seguidos por arena mediana.

**Figura 10-15: Clasificación de las muestras en el perfil 5**

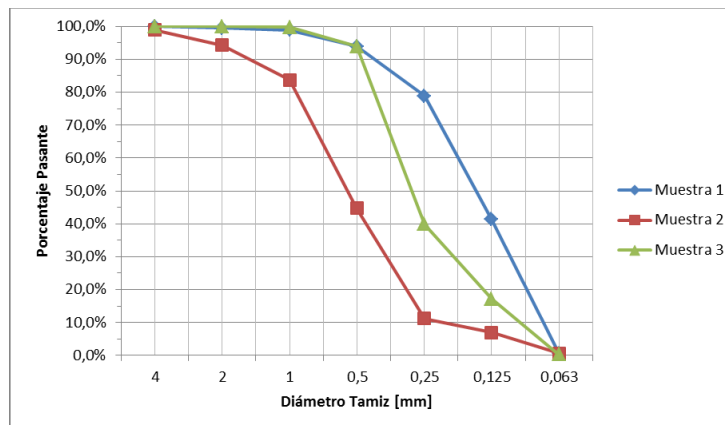


Fuente: Elaboración Propia

### 10.2.6 PERFIL 6

En la figura 10-16 se observa que las muestras se visualizan bastante variadas entre sí, la muestra 1 presenta una disminución gradual pero determinante entre los tamices 0,25 mm al 0,063 mm, al llegar al 0,125 pasa solo el 41 % de la muestra y el resto queda en el último tamiz. Para el caso de la muestra 2 el porcentaje de muestra que pasa comienza a disminuir desde el tamiz 1 mm, pasando casi el 80% de la muestra luego cae la curva al llegar al tamiz 0,5 mm dejando pasar casi el 45% de la muestra, para luego nuevamente caer al tamiz 0,25 mm donde pasa solo el 10%. En el caso de la muestra 3 los valores más relevantes se muestran entre el tamiz 0,5 mm al 0,125 mm en este último solo pasa el 15 % del total de la muestra.

**Figura 10-16: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 6**

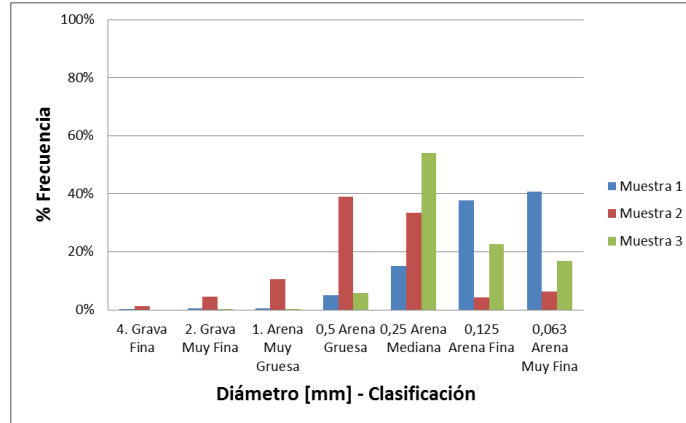


Fuente: Elaboración Propia

En la figura 10-17 se muestra un gráfico que presenta la clasificación de los sedimentos en el perfil 6 y en ellos se puede observar que la muestra 1 tiene una clasificación de arena fina, la muestra 2 es representada por casi el 40% de la muestra en una

clasificación de arena gruesa. La muestra 3 queda con un 55% de su muestra que pasa por el tamiz 0,25 [mm] como arena mediana.

**Figura 10-17: Clasificación de las muestras en el perfil 6**

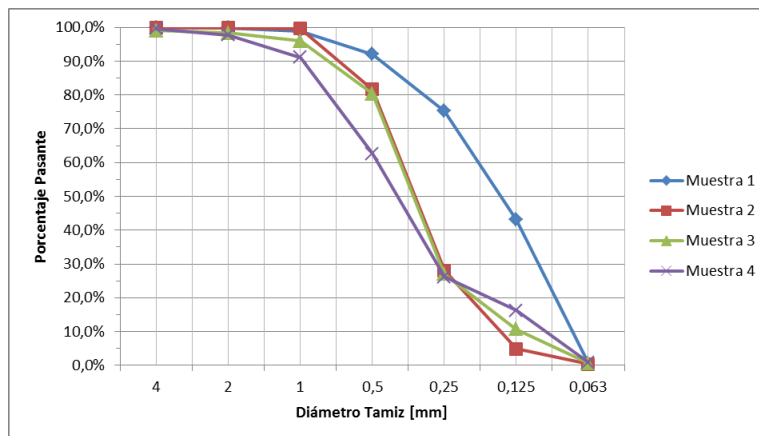


Fuente: Elaboración Propia

### 10.2.7 PERFIL 7

En la figura 10-18 se muestra un gráfico de curvas granulométricas, se puede inferir que la muestra 1 es algo diferente a las otras 3, ya que en esta se observa que en el tamiz 0,25 mm deja pasar un 75% de la muestra, en cambio en las otras 3 pasa sólo el 30%, lo que indica que esta muestra será de sedimentos más finos. Las muestras 2 y 3 son bastante similares en su curva ambas pasan el 80% de la muestra en el tamiz ,5 mm y baja abruptamente la curva al tamiz 0,25 mm dejando pasar sólo el 30% de la muestra. La muestra 4 se observa la diferencia entre los tamices 1 mm y 0,25 mm donde en este último coincide con las muestras 2 y 3 en el porcentaje pasante.

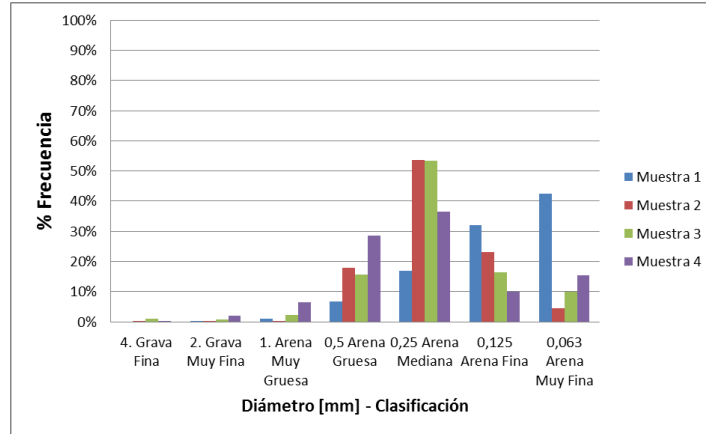
**Figura 10-18: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 7**



Fuente: Elaboración Propia

La figura 10-19 presenta la clasificación de los sedimentos para cada muestra en el perfil 7. Como se observa, la muestra 1 tiene un alto porcentaje en el tamiz 0,063 mm, por ende, se clasifica como arena fina y las muestras 2, 3 y 4 tienen mayor porcentaje de frecuencia en el tamiz 0,25 mm, clasificándose como arenas medianas.

**Figura 10-19: Clasificación de las muestras en el perfil 7**

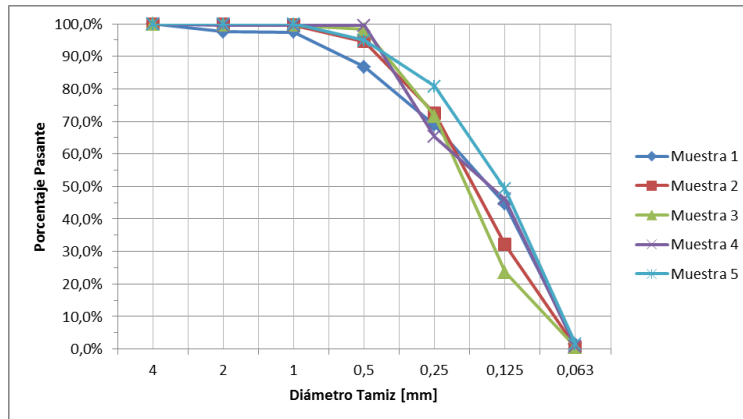


Fuente: Elaboración Propia

### 10.2.8 PERFIL 8

La figura 10-20 muestra gran similitud entre las muestras, por lo que se considera un perfil homogéneo, entre cada muestreo la curva se comienza a visualizar a partir del tamiz 0,5 mm en donde pasa alrededor del 90% de las muestras, en el tamiz 0,25 mm dejan pasar un 70% de la muestra, con excepción de la muestra 5 la cual pasa el 80%, en el tamiz 0,125 mm. Las muestras 1,4 y 5 pasan el 45% mientras que las muestras 2 y 3 pasa el 30% aproximadamente.

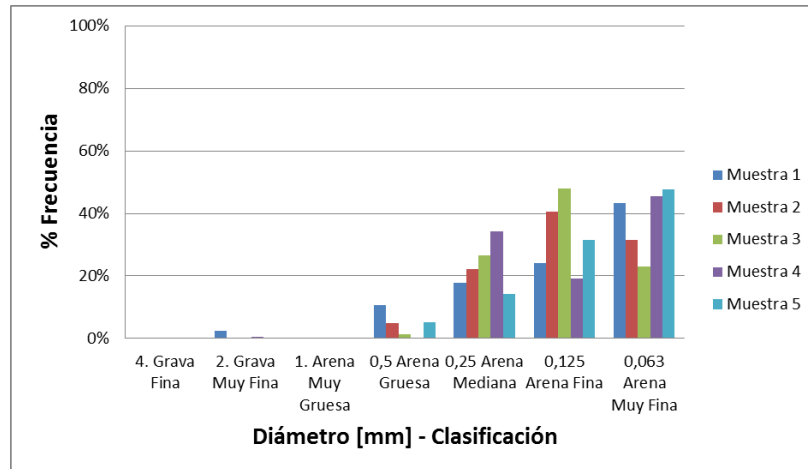
**Figura 10-20: Curvas granulométricas correspondientes al perfil 8**



Fuente: Elaboración Propia

La figura 10-21 presenta la clasificación de los sedimentos para cada muestra en el perfil 8 y en ellos se puede observar con mayor claridad lo que se ha inferido anteriormente, sin embargo, se observa que las muestras 1, 4 y 5 se clasifican en arenas muy finas y las muestras 2 y 3 como arenas finas.

**Figura 10-21: Clasificación de las muestras en el perfil 8**



Fuente: Elaboración Propia

## 10.3 MAREAS

**Tabla 12: Tabla de Marea del puerto de Corral, diciembre del 2013**

AÑO	HORA	ALTURA		HORA	ALTURA		HORA	ALTURA		HORA	ALTURA	
01-12-2013	3:58	0,49	B	9:43	1,39	P	15:34	0,41	B	22:08	1,85	P
02-12-2013	4:41	0,38	B	10:29	1,39	P	16:14	0,37	B	22:49	1,94	P
03-12-2013	5:26	0,3	B	11:15	1,39	P	16:56	0,35	B	23:32	2	P
04-12-2013	6:13	0,27	B	12:03	1,37	P	17:42	0,36	B			
05-12-2013	0:18	2,01	P	7:03	0,28	B	12:53	1,36	P	18:31	0,4	B
06-12-2013	1:07	1,98	P	7:57	0,32	B	13:48	1,34	P	19:25	0,48	B
07-12-2013	1:59	1,91	P	8:53	0,39	B	14:49	1,34	P	20:25	0,58	B
08-12-2013	2:57	1,8	P	9:52	0,46	B	15:59	1,36	P	21:34	0,69	B
09-12-2013	4:00	1,69	P	10:53	0,52	B	17:13	1,42	P	22:55	0,77	B
10-12-2013	5:12	1,58	P	11:52	0,57	B	18:21	1,51	P			
11-12-2013	0:23	0,8	B	6:25	1,5	P	12:49	0,6	B	19:22	1,59	P
12-12-2013	1:42	0,76	B	7:32	1,45	P	13:41	0,62	B	20:15	1,67	P
13-12-2013	2:46	0,69	B	8:32	1,42	P	14:27	0,61	B	21:03	1,74	P
14-12-2013	3:40	0,62	B	9:23	1,38	P	15:09	0,59	B	21:46	1,78	P
15-12-2013	4:26	0,55	B	10:09	1,34	P	15:47	0,57	B	22:24	1,8	P
16-12-2013	5:06	0,5	B	10:49	1,31	P	16:23	0,54	B	23:00	1,8	P
17-12-2013	5:43	0,47	B	11:27	1,29	P	16:57	0,53	B	23:32	1,79	P
18-12-2013	6:17	0,45	B	12:02	1,26	P	17:32	0,54	B			
19-12-2013	0:04	1,76	P	6:51	0,46	B	12:37	1,24	P	18:06	0,57	B
20-12-2013	0:36	1,72	P	7:25	0,49	B	13:12	1,23	P	18:42	0,61	B
21-12-2013	1:08	1,67	P	8:01	0,53	B	13:50	1,21	P	19:19	0,66	B
22-12-2013	1:43	1,61	P	8:39	0,58	B	14:32	1,21	P	19:59	0,73	B
23-12-2013	2:22	1,54	P	9:22	0,64	B	15:24	1,21	P	20:47	0,8	B
24-12-2013	3:07	1,46	P	10:10	0,68	B	16:28	1,24	P	21:49	0,87	B
25-12-2013	4:02	1,38	P	11:02	0,7	B	17:37	1,3	P	23:22	0,9	B
26-12-2013	5:12	1,31	P	11:57	0,69	B	18:39	1,39	P			
27-12-2013	0:57	0,86	B	6:28	1,27	P	12:50	0,66	B	19:32	1,51	P
28-12-2013	2:04	0,76	B	7:36	1,26	P	13:39	0,6	B	20:20	1,63	P
29-12-2013	2:58	0,63	B	8:35	1,27	P	14:25	0,53	B	21:06	1,76	P
30-12-2013	3:45	0,5	B	9:28	1,31	P	15:11	0,45	B	21:51	1,88	P
31-12-2013	4:31	0,38	B	10:17	1,35	P	15:57	0,39	B	22:36	1,99	P

Fuente: Elaboración Propia

## 10.4 CORRIENTES

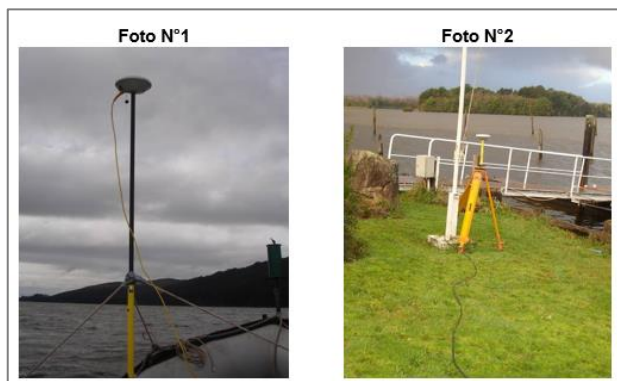
En la figura 10-22 se muestran los implementos que utilizó la empresa ACCUA para realizar su proyecto “Conservación vía de navegación río Valdivia” en el 2010

**Figura 10-22: Derivadores tipo cruceta**



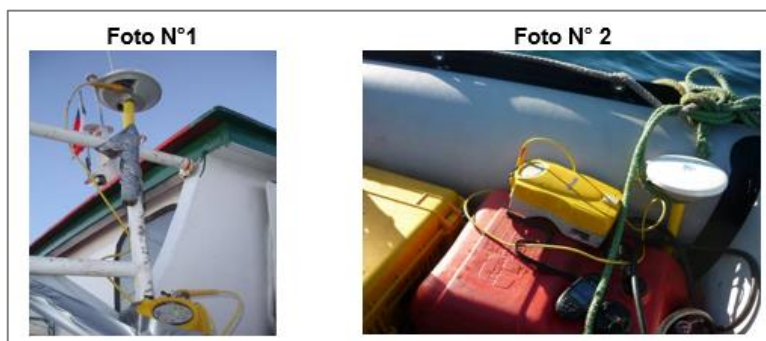
Fuente: ACCUA 2010

**Figura 10-23: Foto N°1 el GPS en la embarcación y Foto N°2 GPS en tierra**



Fuente: (ACCUA, 2010)

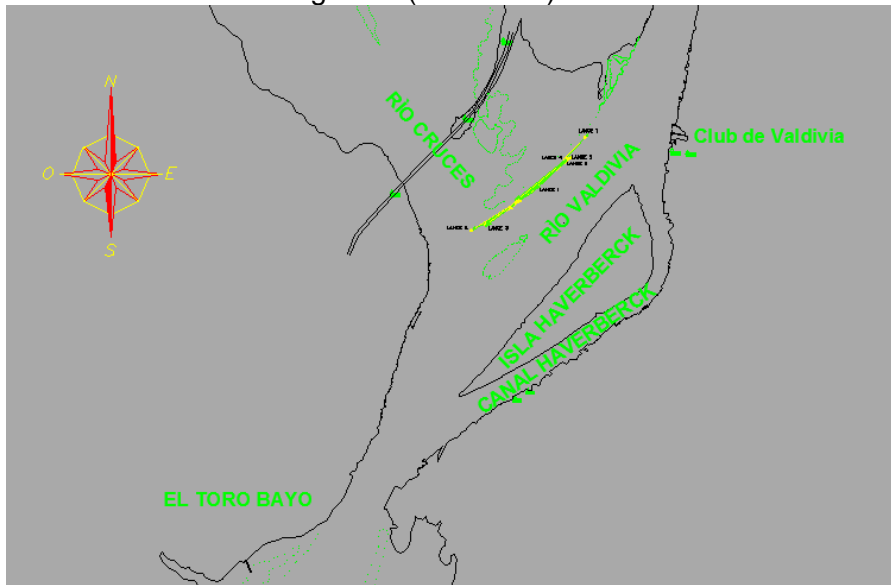
**Figura 10-24: Foto N° 1 GPS de la lancha y foto N° 2 bote zodiac**



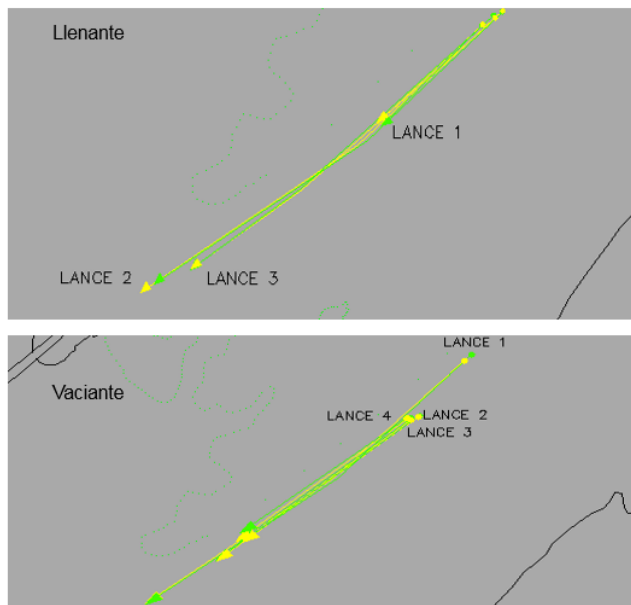
Fuente: (ACCUA, 2010)

**Figura 10-25: Escala gráfica (en metros) 1 : 50.000**

Escala gráfica (en metros) 1 : 50.000



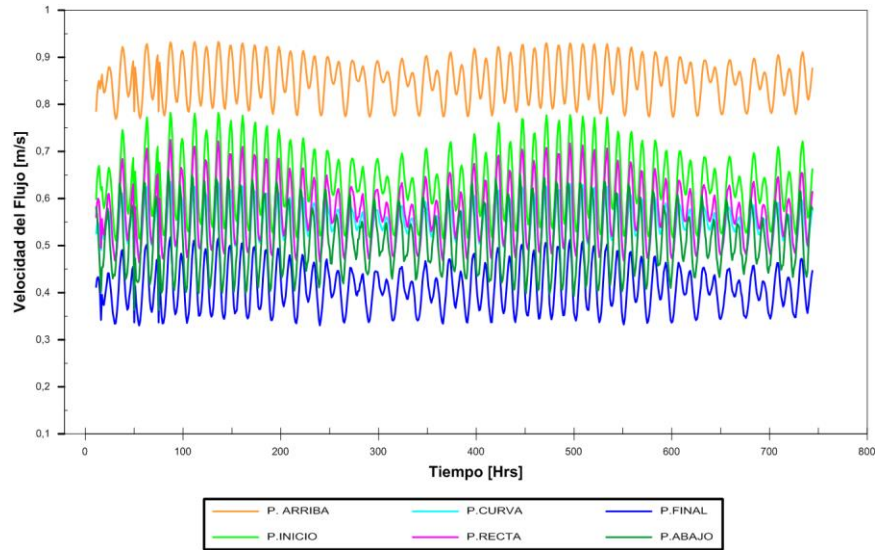
Escala gráfica (en metros) 1: 5.000



Fuente: (ACCUA, 2010)

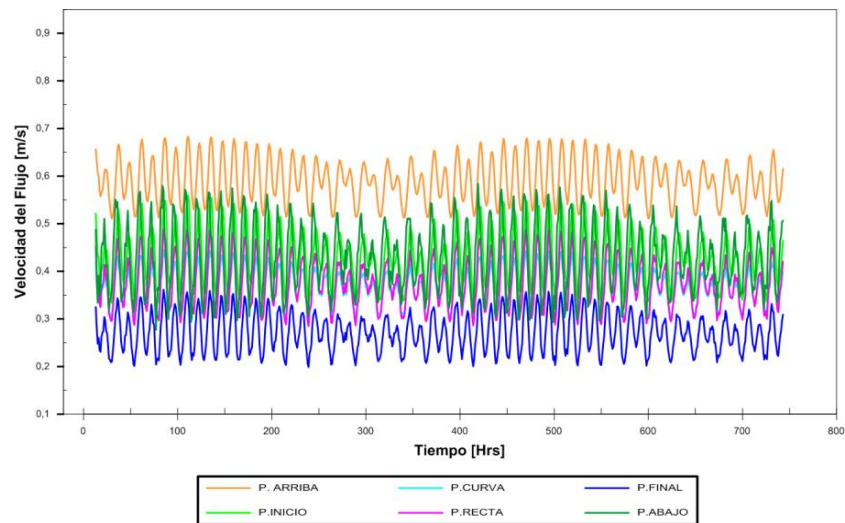
## 10.5 MODELACIÓN HIDRODINÁMICA SITUACIÓN ACTUAL

Figura 10-26: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de junio



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

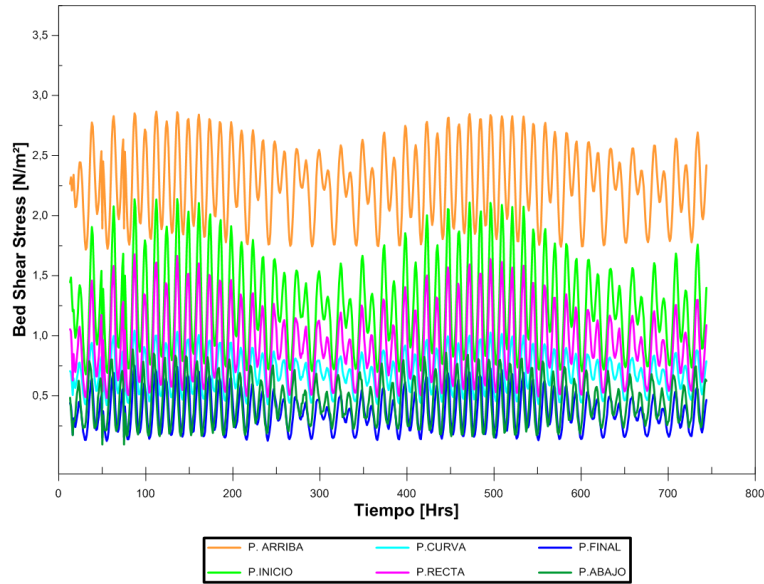
Figura 10-27: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de agosto.



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

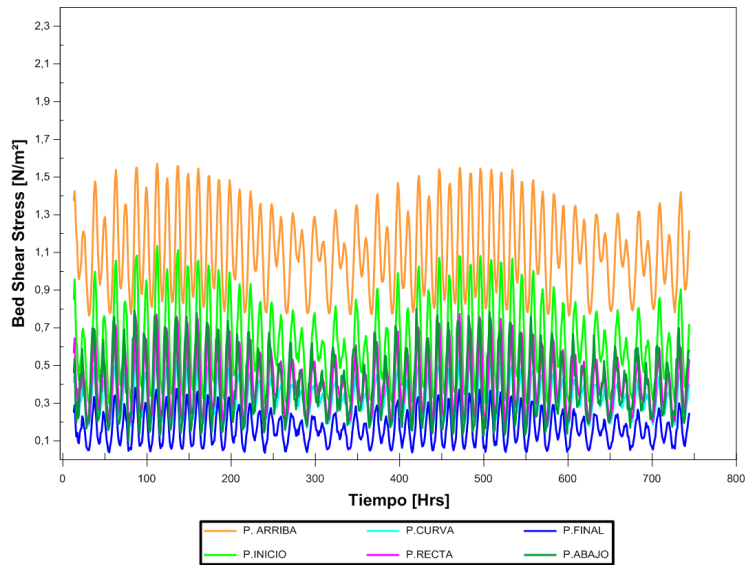
## 10.6 MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTOS SITUACIÓN ACTUAL

Figura 10-28: Tensión de corte [ $N/m^2$ ], mes de junio



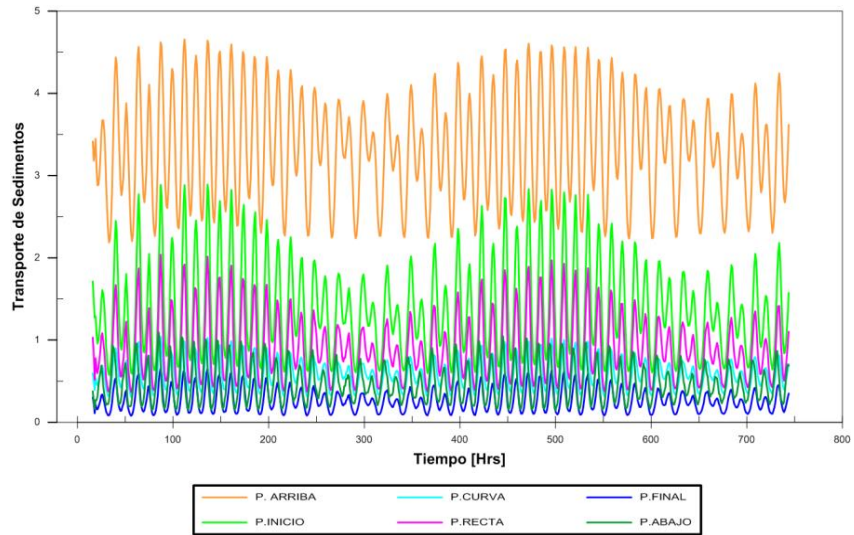
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Figura 10-29: Bed shear stress [ $N/m^2$ ], mes de agosto



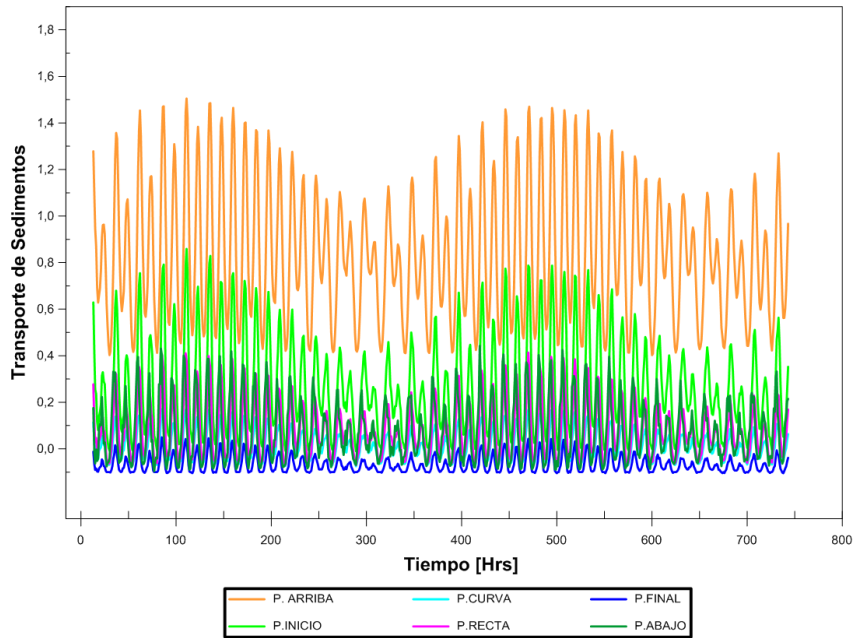
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

**Figura 10-30: Transporte Adimensional, mes de junio**



Fuente: Elaboración Propia, FESWMS

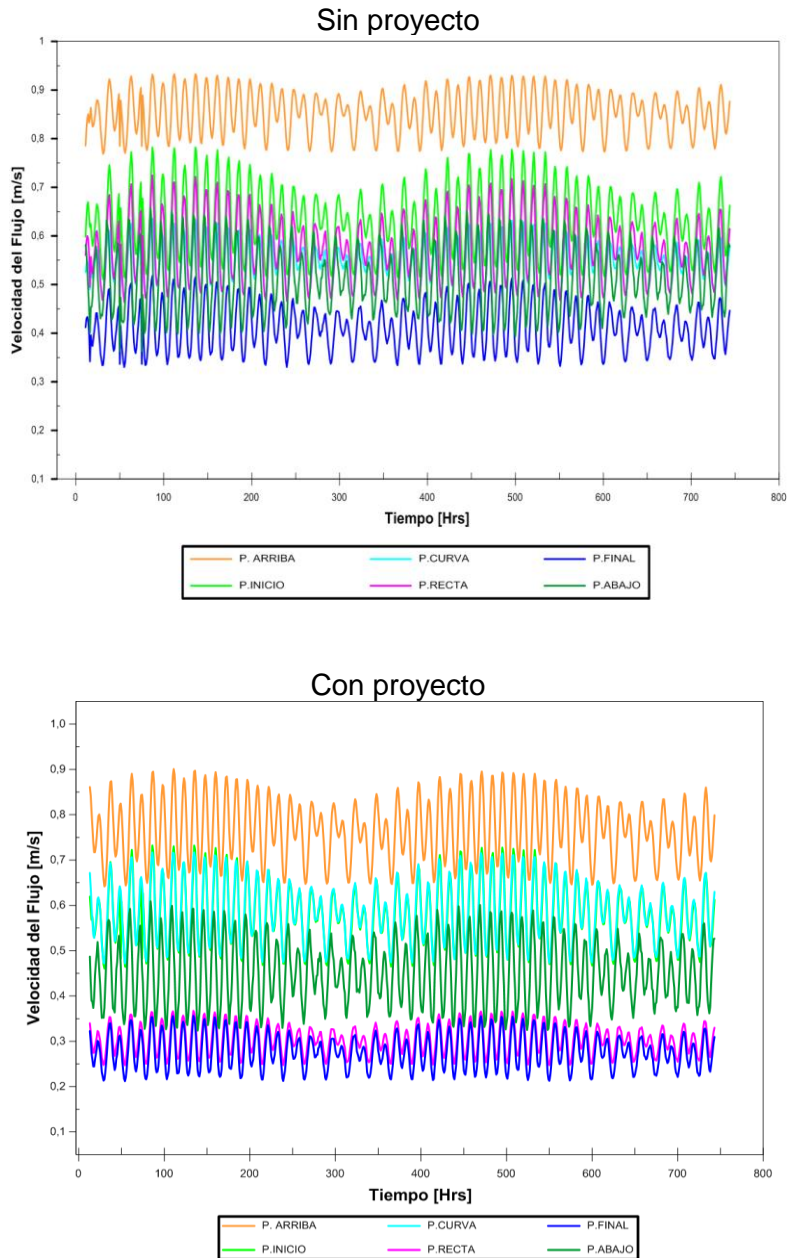
**Figura 10-31: Transporte Adimensional, mes de agosto**



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

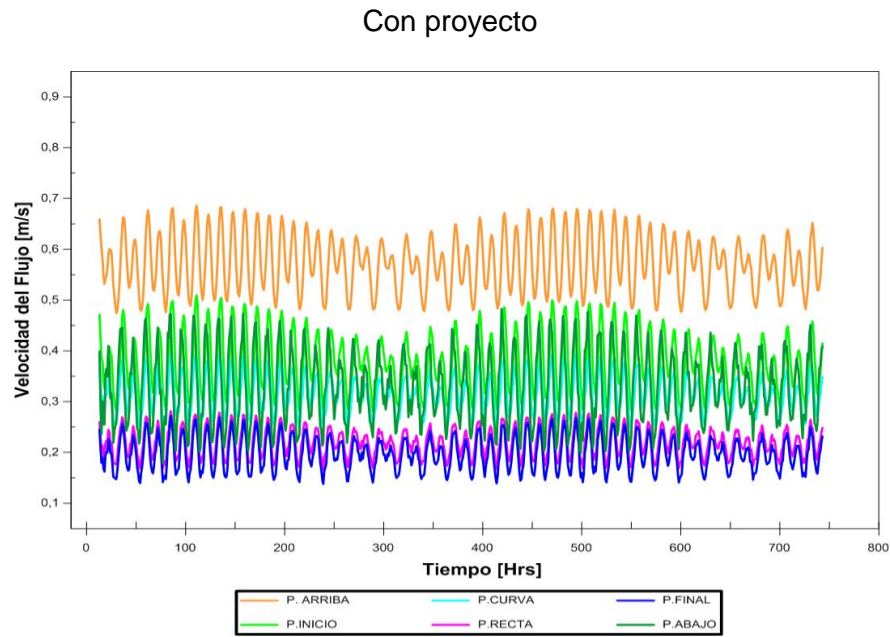
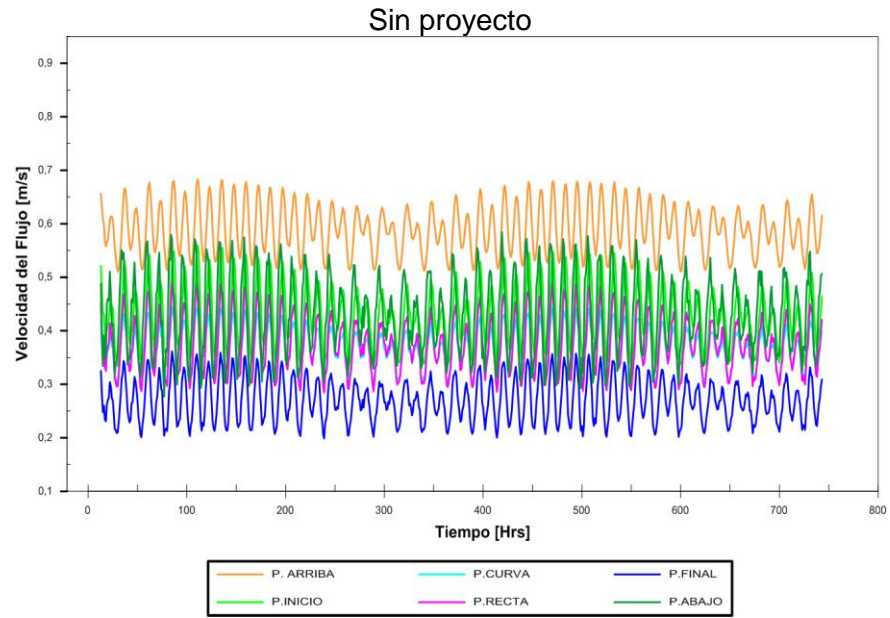
## 10.7 MODELACIÓN HIDRODINÁMICA SITUACIÓN CON PROYECTO

Figura 10-32: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de junio, sin y con proyecto



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Figura 10-33: Magnitud de la velocidad [m/s], mes de agosto, sin y con proyecto



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

## 10.8 MODELACIÓN TRANSPORTE DE SEDIMENTOS SITUACIÓN CON PROYECTO

Figura 10-34: Bed Shear Stress [ $N/m^2$ ], mes de junio, sin y con proyecto

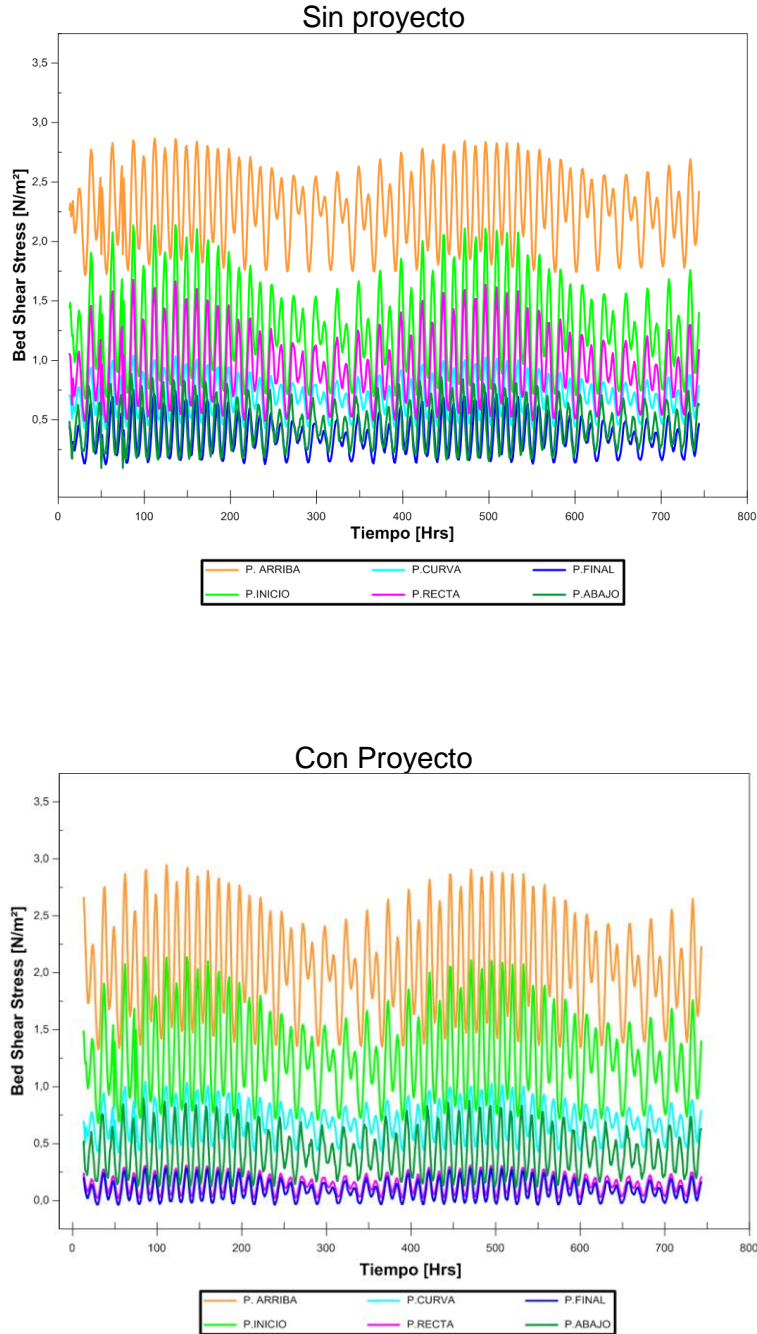
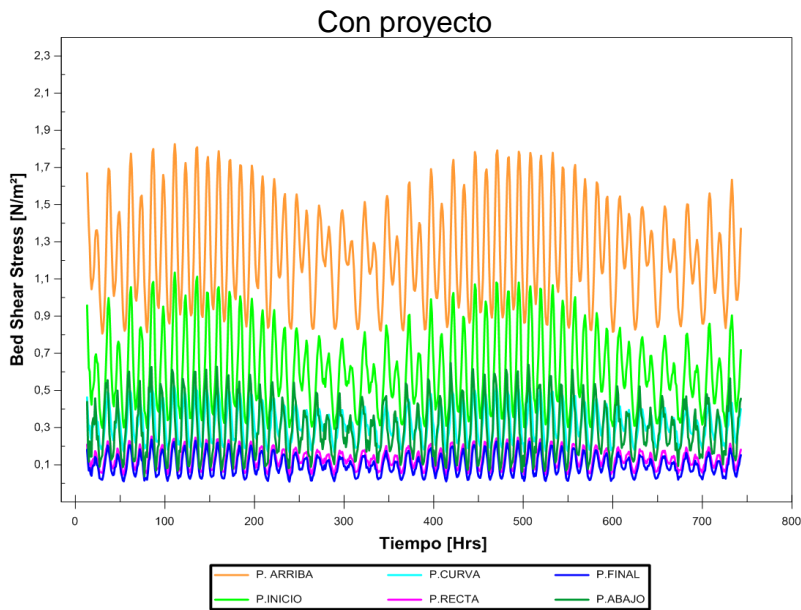
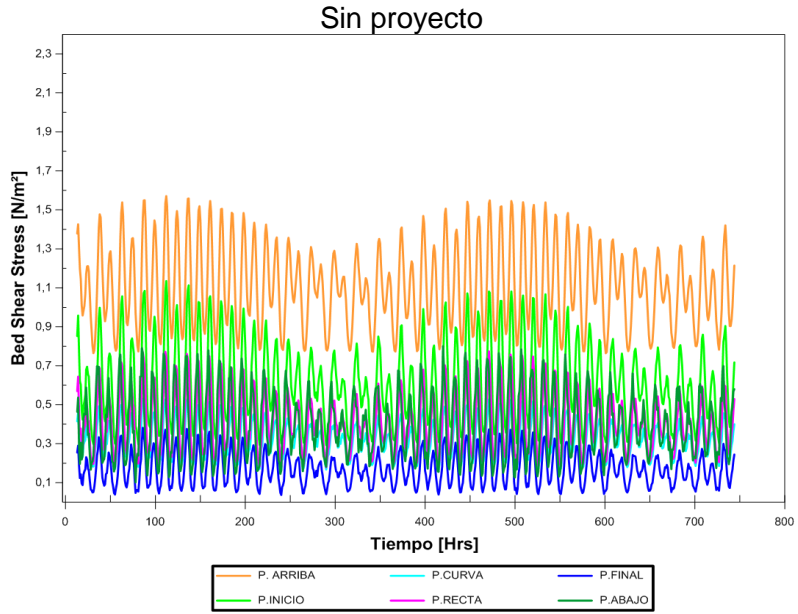
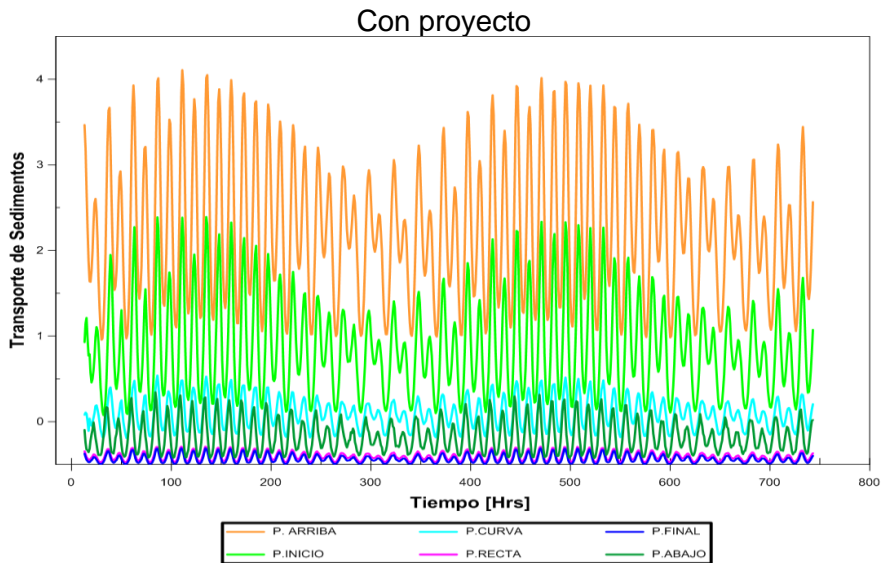
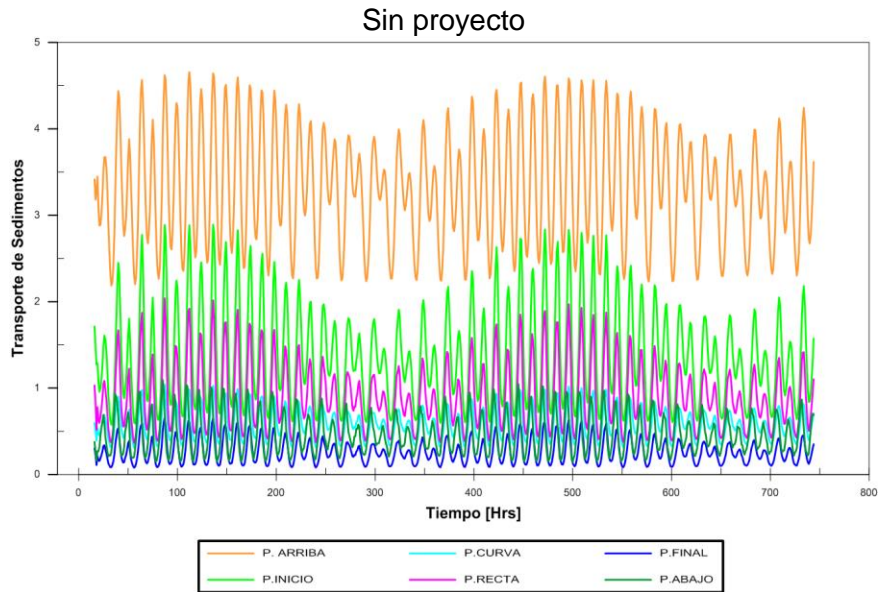


Figura 10-35: Bed Shear Stress [N/m<sup>2</sup>], mes de agosto, sin y con proyecto



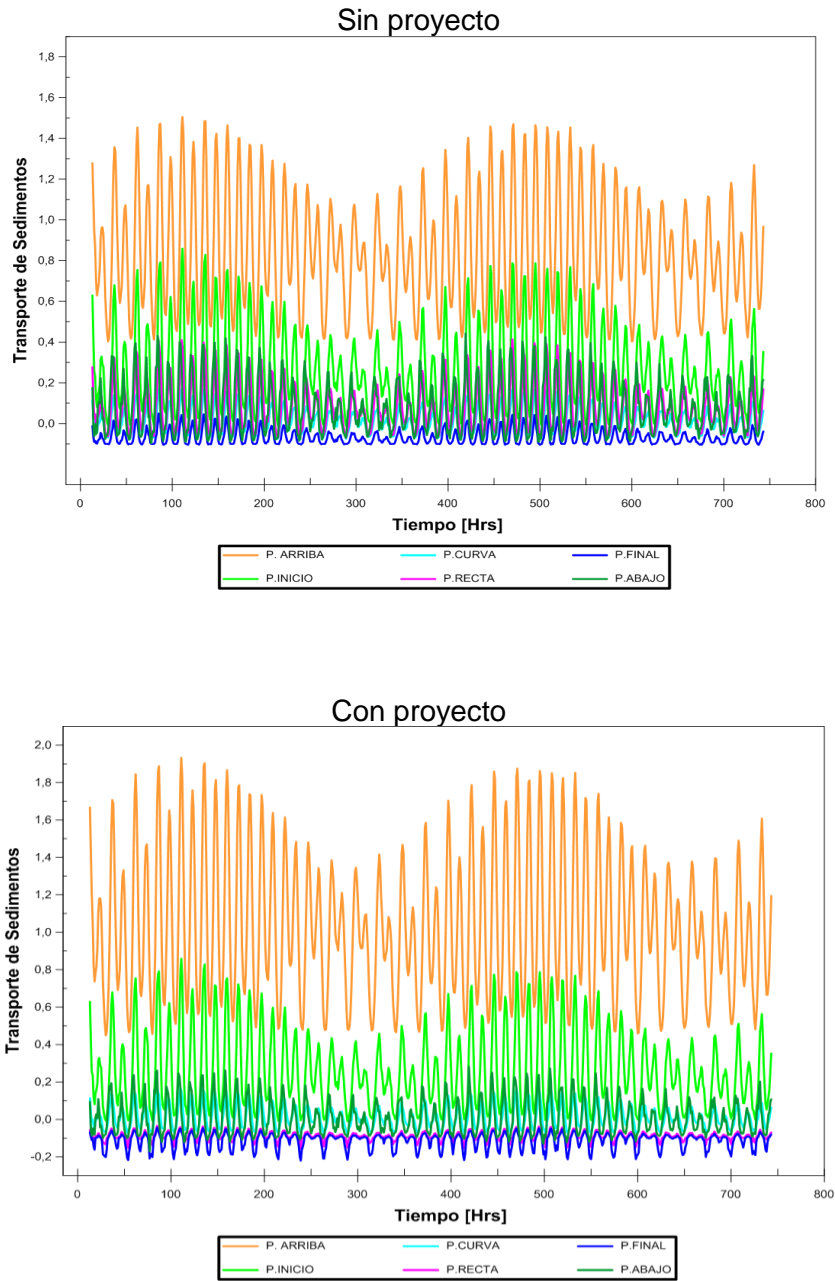
Fuente: Elaboración propia, FESWMS

Figura 10-36: Transporte Adimensional, mes de junio, sin y con proyecto



Fuente: Elaboración Propia, FESWMS

Figura 10-37: Transporte Adimensional, mes de agosto, sin y con proyecto



Fuente: Elaboración propia, FESWMS

## 10.9 HYDRODINAMICS

En este apartado se agrega al documento una parte textual del manual FESWMS, esto es por si se requiere revisar al detalle las ecuaciones de la hidrodinámica.

*“Equations describing the flow of water in floodplains, estuaries, and other surfacewater bodies are based on the classical concepts of conservation of mass and momentum.*

*For many practical surface-water flow applications, knowledge of the full threedimensional flow structure is not needed. Often it is sufficient to know about depthaveraged flow quantities acting in two perpendicular horizontal directions only, or about cross-section-averaged flow quantities acting in the longitudinal channel direction only. Equations that describe depth-averaged two-dimensional flow, cross-section-averaged onedimensional flow, as well as special cases of one-dimensional flow through culverts and small bridges, one-dimensional flow over weirs and highway embankments, flow through gate structures, and flow through drop-inlet spillways are presented in this chapter. Initial and boundary conditions needed to solve the set of governing water flow equations are described as well.*

### 10.9.1 TWO-DIMENSIONAL DEPTH-AVERAGED FLOW EQUATIONS

*Depth-averaged velocity components in the horizontal  $x$  and  $y$  coordinate directions, respectively, are defined as follows:*

$$U = \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_w} u \, dz \quad V = \frac{1}{H} \int_{z_b}^{z_w} v \, dz \quad (3-1)$$

*Where  $H$  = water depth,  $z$  = vertical direction,  $z_b$  = bed elevation,  $z_w = z_b + H$  = watersurface elevation,  $u$  = horizontal velocity in the  $x$  direction at a point along the vertical coordinate, and  $v$  = horizontal velocity in the  $y$  direction at a point along the vertical coordinate. The coordinate system and variables are illustrated in Figure 3-1, and depthaveraged velocity is shown in Figure 3-2.*

*Equations describing depth-averaged surface-water flow are found by integrating the three-dimensional mass and momentum transport equations with respect to the vertical coordinate from the bed to the water surface, considering vertical velocities and accelerations to be negligible. The vertically-integrated mass transport equation or continuity equation is*

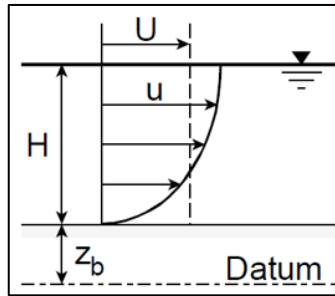


Figure 3-1. Depth-averaged velocities are mean horizontal velocities in the  $x$  and  $y$  directions.

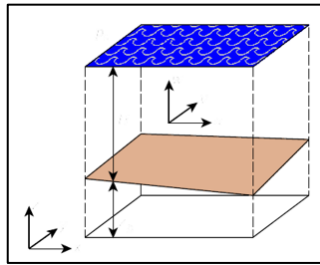


Figure 3-2: Three-dimensional coordinate system and variables.

$$\frac{\partial z_w}{\partial t} + \frac{\partial q_1}{\partial x} + \frac{\partial q_2}{\partial y} = q_m \quad (3-2)$$

Where  $q_1 = UH$  = unit flow rate in the  $x$  direction,  $q_2 = VH$  = unit flow rate in the  $y$  direction,  $q_m$  = mass inflow rate (positive) or outflow rate (negative) per unit area, and water mass density  $D$  is considered constant throughout the modeled region. Equations describing momentum transport in the  $x$  and  $y$  directions, respectively, are as follows:

$$\frac{\partial q_1}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{q_1^2}{H} + \frac{1}{2} g H^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \beta \frac{q_1 q_2}{H} \right) + g H \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{H}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial x} - \Omega q_2 + \frac{1}{\rho} \left[ \tau_{bx} - \tau_{sx} - \frac{\partial (H \tau_{xx})}{\partial x} - \frac{\partial (H \tau_{xy})}{\partial y} \right] = 0 \quad (3-3)$$

$$\frac{\partial q_2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \beta \frac{q_2^2}{H} + \frac{1}{2} g H^2 \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \frac{q_1 q_2}{H} \right) + g H \frac{\partial z_b}{\partial y} + \frac{H}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial y} - \Omega q_1 + \frac{1}{\rho} \left[ \tau_{by} - \tau_{sy} - \frac{\partial (H \tau_{yx})}{\partial x} - \frac{\partial (H \tau_{yy})}{\partial y} \right] = 0 \quad (3-4)$$

Where  $\beta$  = isotropic momentum flux correction coefficient that accounts for the variation of velocity in the vertical direction,  $g$  = gravitational acceleration,  $\rho$  = water mass density,  $p_a$  = atmospheric pressure at the water surface,  $\Omega$  = Coriolis parameter,  $\tau_{bx}$  and  $\tau_{by}$  = bed shear stresses acting in the  $x$  and  $y$  directions, respectively,  $\tau_{sx}$  and  $\tau_{sy}$  = surface shear stresses acting in the  $x$  and  $y$  directions, respectively, and  $\tau_{xx}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yx}$ , and  $\tau_{yy}$  = shear stresses caused by turbulence where, for example,  $\tau_{xy}$  is the shear stress acting in the  $x$  direction on a plane that is perpendicular to the  $y$  direction.

## 10.9.2 MOMENTUM FLUX CORRECTION COEFFICIENT

Vertical velocity profiles can be approximated by the logarithmic function

$$u = \frac{u_*}{k} \log_e \left( \frac{z-z_b}{k} \right) \quad (3-5)$$

Where  $u_* = \sqrt{c_f}U$  = bed shear velocity or bed friction velocity,  $c_f$  = bed shear-stress coefficient,  $k$  = von Karman's constant, and  $k$  = roughness height. When vertical velocities follow the logarithmic profile, the momentum flux correction coefficient is given by

$$\beta = 1 + \frac{c_f}{k^2} \quad (3-6)$$

Momentum flux correction coefficients in FST2DH are calculated as

$$\beta = \beta_0 + c_\beta c_f \quad (3-7)$$

Where  $\beta_0$  and  $c_\beta$  are specified coefficients. Comparing the two expressions for  $\beta$  gives  $\beta_0 = 1$  and  $c_\beta = 1/k^2$ . For most open-channel flows, the coefficient  $k \approx 0.4$ , which gives  $c_\beta = 6.25$ . Constant momentum flux correction factors can be specified by setting  $\beta_0$  to the desired value, and setting  $c_\beta$  to zero. Default values in FST2DH are  $\beta_0 = 1$  and  $c_\beta = 0$ . Using these default values means that the effects of vertical variations in velocity on solutions are considered negligible.

### 10.9.3 CORIOLIS PARAMETER

Effect of the Earth's rotation on water movement is taken into account by terms in the momentum equations that contain the Coriolis parameter  $\Omega = 2\omega \sin \Phi$ , where  $\omega$  = angular velocity of the rotating Earth ( $7.27 \times 10^{-5}$  radians per second), and  $\Phi$  = angle of latitude. The sign of  $\Phi$  is positive in the northern hemisphere and negative in the southern hemisphere. A constant value of the Coriolis parameter is used in FST2DH (that is, the variation of  $\Omega$  within the area covered by a finite element network is considered negligible). For most shallow flows where the horizontal extent to depth ratio is large (for example, flows in nearly all rivers and flood plains), the Coriolis effect will be small and can be safely ignored.

### 10.9.4 BED SHEAR STRESSES

Directional components of bed shear stress are computed as follows:

$$\tau_{bx} = \rho c_f m_b \frac{q_1 \sqrt{q_1^2 + q_2^2}}{H^2} \quad \tau_{by} = \rho c_f m_b \frac{q_2 \sqrt{q_1^2 + q_2^2}}{H^2} \quad (3-8)$$

Where  $c_f$  = dimensionless bed-friction coefficient, and

$$m_b = \sqrt{1 + \left( \frac{\partial z_b}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial z_b}{\partial y} \right)^2} \quad (3-9)$$

Is a factor that accounts for increased shear stress caused by a sloping bed. Bed friction coefficients  $c_f$  are given by

$$c_f = \frac{gn^2}{\Phi_n^2 H^3} = \frac{g}{C^2} \quad (3-10)$$

Where  $n$  = Manning's roughness coefficient,  $\Phi_n = 1.486$  for U.S. Customary units, or 1.0 for SI units, and  $C$  = Chézy discharge coefficient. Both Manning and Chézy coefficients can be described by linear functions of water depth in FST2DH. Variations in flow resistance with water depth might occur when short vegetation is submerged and possibly bent by the flow, or where tree branches come into contact with flow at high stages.

Appropriate flow resistance coefficients for natural and constructed channels, and for floodplains, can be estimated using references such as Chow (1959), Barnes (1967), and Arcement and Schneider (1984). However, coefficients in these references have been determined on the basis of one-dimensional flow approximations, and implicitly account for the effects of turbulence and deviation from a uniform velocity in a cross section. Because the depth-averaged flow equations directly account for horizontal variations of velocity and the effect of turbulence, values of  $c_f$  computed using coefficients based on a one-dimensional flow might be larger than necessary. Little information is available to help select coefficients for two-dimensional depth-averaged flow computations. For the time being, flow resistance coefficients can be estimated on the basis of available references and experience.

### 10.9.5 WIND SHEAR STRESSES

Directional components of surface shear stress caused by wind are calculated as follows:

$$\tau_{sx} = c_s \rho_a W^2 \cos \varphi \quad \tau_{sy} = c_s \rho_a W^2 \sin \varphi \quad (3-11)$$

Where  $c_s$  = dimensionless surface stress coefficient;  $\rho_a$  = mass density of air;  $W$  = characteristic wind velocity near the water surface; and  $\varphi$  = angle between the wind direction and the positive  $x$ -axis. Surface stress coefficients have been found to depend on wind speeds and are calculated in FST2DH by the general relation.

$$c_s = \left\{ \begin{array}{l} c_{s1} * 10^{-3}; \text{ if } W \leq W_{min} \\ [c_{s1} + c_{s2}(W - W_{min})] * 10^{-3}; \text{ if } W > W_{min} \end{array} \right\} \quad (3-12)$$

Where  $c_{s1}$ ,  $c_{s2}$ , and  $W_{min}$  are coefficients. For wind speed in meters per second, measured 10 meters above the water surface, Garratt (1977) finds that  $c_{s1} = 1.0$ ,  $c_{s2} = .067$ , and  $W_{min} = 4$  m/s. Wang and Connor (1975) compare several relations for  $c_s$  and conclude that  $c_{s1} = 1.1$ ,  $c_{s2} = 0.0536$ , and  $W_{min} = 0$  m/s.

Hicks (1972) suggests the coefficients  $c_{s1} = 1.0$ ,  $c_{s2} = 0.05$ , and  $W_{min} = 5.0$  m/s. However, factors other than wind velocity can influence the value of the surface stress coefficient  $c_s$ . For example, Hicks *et al.* (1974) show that as water becomes shallow (less than 2.5 m deep) long period waves are not able to develop fully. As a result, water surfaces will be smoother and the value of  $c_s$  remains close to 0.001 for all wind speeds. Default values of

wind shear stress coefficients in FST2DH are as follows:  $c_{s1} = 1.0$ ,  $c_{s2} = 0.0$ , and  $W_{min} = 0.0$  m/s.

### 10.9.6 LATERAL SHEAR STRESSES CAUSED BY TURBULENCE

Depth-averaged lateral shear stresses caused by turbulence are computed using Boussinesq's eddy viscosity concept whereby the turbulent stresses, like viscous stresses, are considered proportional to gradients of the depth-averaged velocities. These stresses are computed as follows:

$$\tau_{xx} = \rho v_t \left( \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial x} \right), \tau_{xy} = \tau_{yx} = \rho v_t \left( \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right), \tau_{yy} = \rho v_t \left( \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial y} \right) \quad (3-13)$$

Where  $v_t$  = depth-averaged kinematic eddy viscosity or turbulent exchange coefficient, which is considered isotropic.

Eddy viscosity is related to eddy diffusivity for heat or mass transfer  $\Gamma$  as

$$\Gamma_t = \frac{v_t}{\sigma_t} \quad (3-14)$$

Where  $\sigma_t$  = an empirical constant called the Prandtl number (for diffusion of heat) or Schmidt number (for diffusion of mass). Many experiments on spreading of dye in open channels (Fischer *et al.*, 1979) show dimensionless diffusivity,  $e_* = \Gamma_t / u_* H$ , to be between 0.1 and 0.2 in straight uniform open channels, and that channel curves and sidewall irregularities increase  $e_*$ . Values of  $e_*$  in natural streams hardly ever are less than 0.4. Heat and mass transfer experiments show the turbulent Prandtl/Schmidt number to vary from 0.5 in free shear flows to 0.9 in flow regions near walls (Rodi 1982, page 587). Considering turbulent exchange of mass and momentum to be similar (that is,  $\sigma_t = 1.0$ ), eddy viscosity in natural open channels can be related to the bed shear velocity and depth by

$$v_t = (0.6 \pm 0.3) u_* H \quad (3-15)$$

Where larger values are likely to occur if channels have sharp curves or rapid changes in geometry.

Relating eddy viscosity to the scales of motion being resolved by a mesh and the local deformation field, Smagorinsky (1963) proposes the following formula:

$$v_t = \alpha \Delta x \Delta y \sqrt{\left( \frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial V}{\partial y} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2} \quad (3-16)$$

Where  $\alpha$  = dimensionless coefficient, and  $\Delta x, \Delta y$  = horizontal dimensions of rectangular computational cells. Numerical experiments show that  $0.01 \leq \alpha \leq 0.5$ , and that  $\alpha \approx 0.10$  provides kinematic eddy viscosities that are consistent with measured values. Kinematic eddy viscosities are calculated in FST2DH as follows:

$$v_t = v_{t0} + c_{u1}u_*H + c_{\mu2}|J|\sqrt{\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial y}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x}\right)^2} \quad (3-17)$$

Where  $v_{t0}$  = base kinematic eddy viscosity,  $c_{u1}$ ,  $c_{\mu2}$  = dimensionless coefficients,  $|J|$  = determinant of the jacobian matrix of element coordinate transformations, which provides pointwise measures of element area. Comparing expressions for  $v_t$  shows that  $c_{u1} \approx 0.6 \pm 0.3$  in natural channels when  $v_{t0} = 0$  and  $c_{\mu2} = 0$ ; and that  $c_{\mu2} \approx 0.10$  when  $v_{t0} = 0$  and  $c_{u1} = 0$ . Constant eddy viscosities are assigned by specifying  $c_{u1} = c_{\mu2} = 0$  and  $v_{t0} > 0$ . Base eddy viscosities  $v_{t0} = 10 \text{ ft}^2/\text{sec}$  or  $1 \text{ m}^2/\text{s}$  for medium to large rivers are within reason.

### 10.9.7 ELEMENT WETTING AND DRYING

Node points become dry when calculated water-surface elevations are lower than their bed elevations. Elements that contain at least one dry node are turned off at the start of an iteration and are not included in calculations. All elements that are turned off are checked at the start of an iteration to see if they can be turned back on as previously dry nodes become wet (that is, as the water surface rises above the bed), and boundary conditions are modified. Adjustment of boundaries in this way allows a finite element network to be constructed without too much concern for the limits of inundation. However, solution stability can be affected adversely by elements switching on and off, especially if the elements in transition are comparatively large, and if only small portions of those elements are actually dry.

By introducing the concept of element storativity, partially dry elements can be retained in calculations when solving the governing equations. Bed storativity coefficients,  $\delta_b$ , are ratios of changes in stored water per unit element area with respect to changes in water elevation, and are calculated as follows:

$$\lambda_b = \left\{ \begin{array}{l} 1; \text{ if } z_w \geq z_b + \zeta \\ a + (1 - a) \left( \frac{z_w - z_b + b}{\zeta + b} \right); \text{ if } z_b + \zeta > z_w > z_b - b \\ a; \text{ if } z_b - b \geq z_w > z_b - \eta_b \zeta \\ 0; z_w \leq z_b - \eta_b \zeta \end{array} \right\} \quad (3-18)$$

Where  $\zeta$  = storativity depth,  $a$  = minimum element storativity,  $\eta_b$  = storativity depth factor, and

$$b = \zeta \left[ \frac{1 - (1 + 2\eta_b)a}{1 - a} \right] \quad (3-19)$$

Is the depth below  $z_b$  at which  $\lambda_b = a$ . Element storativity  $\lambda_b = a$  for  $z_b - b \geq z_w \geq z_b - \eta_b \zeta$ . The coefficient  $\lambda_b$  represents the ability of elements to store water when water depth is less than  $\zeta$ , and is shown in Figure 3-3 as a function of  $z_w$  and  $\zeta$ , Element storativity is implemented in computations by replacing water depth  $H = z_w - z_b$  with an effective water depth  $H_{\text{eff}}$ , which is given by

$$H_{eff} = \int_{z_b - \eta_b \zeta}^{z_w} \lambda_b dz \quad (3-20)$$

The expression for the bed storativity coefficient  $\lambda_b$  assures that  $H_{eff} = H$  when  $z_w \geq z_b + \zeta$ . Storativity depth  $\zeta$  depends on ground surface variability within an element as shown in Figure 3-4, and may reasonably range from 0.5 ft (0.15 m) to 3 ft (1 m). Storativity depths vanish for elements having perfectly planar surfaces. However, non-zero storativity depths might be assigned even for perfectly planar elements to keep them from being turned off when only small sections of them are dry. Therefore, use of element storativity is beneficial because of both physical and computational reasons. Numerical experiments show that assigning  $a = 0.01$  and  $\eta_b = 3$  provides a good means of controlling element transition from wet to dry states.

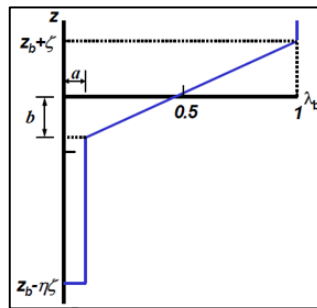


Figure 3-4. Element storativity coefficient  $\lambda_b$  as a function of water surface elevation  $z_w$ , storativity depth  $\zeta$ , minimum storativity  $a$ , and storativity depth factor  $\eta_b$ .

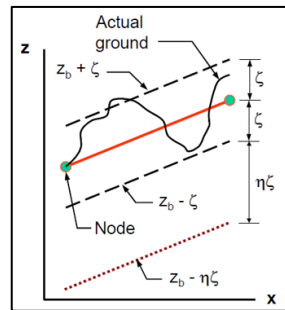


Figure 3-3. Variation of bed elevation within an element showing storativity depth  $\zeta$ " (Froehlich, 2003).