



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**IMPLEMENTACIÓN DE UN MODELO HIDRODINÁMICO DE 2D EN EL
ESTUARIO DEL MAULE, CHILE, PARA EL ANÁLISIS DEL EFECTO DE
INUNDACIÓN SOBRE LAS ZONAS ALEDAÑAS, PRODUCTO DE LA
VARIACIÓN EN LA TASA DE SEDIMENTOS**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUSTAVO ANDRÉS ARACENA BARRAZA

PROFESOR GUÍA:
LUIS ZAMORANO RIQUELME

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
YARKO NIÑO CAMPOS
JUAN GALECIO VALDÉS

SANTIAGO DE CHILE
2020

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL
POR: GUSTAVO ARACENA BARRAZA
PROFESOR GUÍA: LUIS ZAMORANO RIQUELME**

**Implementación de un modelo hidrodinámico 2D en el estuario del Maule,
Chile, para el análisis del efecto de inundación sobre las zonas aledañas,
producto de la variación en la tasa de sedimentos.**

El principal objetivo de este estudio es analizar los efectos de aumentar la carga sólida de fondo en relación a una carga de condición natural, y verificar, bajo un escenario de crecida, si con este efecto podrían generarse zonas de inundación en las cercanías de Constitución debido a los cambios morfológicos producidos en el estuario del río Maule, principalmente en la desembocadura y la zona media.

Para cumplir con el objetivo de este trabajo se implementa un modelo hidrodinámico TELEMAC en dos dimensiones, que discretiza las ecuaciones de aguas someras (o de Saint-Venant) por elementos finitos, incorporando además un módulo de transporte de sedimentos. Para ello, se trabaja con datos proporcionados por el Instituto Nacional de Hidráulica (INH) que dan cuenta de las mediciones realizadas en una campaña de campo efectuada entre los meses de mayo y junio del 2011 en el estuario de Constitución y en el río Maule. Se ocupa además el modelo global de mareas TPXO versión 7.2 para obtener los principales armónicos de marea de la zona de estudio y para implementar la condición de borde marina del modelo hidrodinámico. También se trabaja con datos de otras entidades como los de la estación Maule en Forel de la Dirección General de Aguas (DGA), y del mareógrafo en el Puerto Maguelines del Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada (SHOA) para corroborar la condición de borde marina aguas abajo del estuario de Constitución. La malla estructurada de elementos triangulares, desarrollada con el software Blue Kenue, tiene resolución variable con un especial refinamiento en la zona fluvial y en las cercanías de la boca del estuario.

Para la calibración del modelo se utilizaron los datos del INH en especial los datos de los niveles de marea de 4 mareógrafos y datos de 3 perfiladores de corrientes ADCP, además de sensores CTD para verificar la distribución de salinidad en la desembocadura del estuario. Se simulan 5 escenarios con distintos parámetros de calibración, y se evalúan según su índice de desempeño (d) y su error cuadrático medio ($RMSE$), comparando los resultados obtenidos con los datos de campo anteriormente mencionados. Los resultados arrojaron, para el mejor de los escenarios, un valor de 0.96 y 0.08 para el nivel de marea, y de 0.82 y 0.05 para las corrientes (d y $RMSE$ respectivamente).

Los sedimentos se incorporan usando el módulo SISYPHE, donde se trabaja solo con transporte de sedimento con carga de fondo. Se estima primeramente una carga de sedimento en condición de equilibrio utilizando el método de Meller-Peter y Muller, para posteriormente incrementar la carga representando un escenario crítico de interés donde la carga de sedimento se ve alterada debido a agentes externos.

A partir de los 6 casos simulados, bajo un escenario de crecida, un aumento de la carga sólida de fondo en relación a una condición de equilibrio genera cambios morfológicos en el estuario de Constitución, pero que, para efectos de la magnitud de la superficie inundada en las zonas aledañas, es despreciable para una misma crecida de igual período de retorno.

*A mis padres, por su apoyo incondicional,
su cariño y el esfuerzo infinito por darnos todo a mí y a mis hermanos...*

Agradecimientos

En primer lugar, a mis queridos padres y hermanos, gracias por su apoyo incondicional en esta etapa de mi vida.

A mi profesor Guía Luis Zamorano, por su paciencia, su entrega de conocimiento y por su disposición a ayudarme en la realización de este trabajo, así como también a mi Profesor Co-Guía Yarko Niño y a Enrique Galecio, por sus valiosos aportes y su siempre buena disposición. De igual forma agradecer al Instituto Nacional de Hidráulica por proporcionar los datos y sus herramientas para la elaboración del modelo.

A todos mis amigos, quienes me han acompañado gran parte de mi vida, y que sin su presencia en esta etapa, esto no hubiese sido de la misma forma.

Finalmente, agradezco a todas aquellas personas que aportaron de una u otra manera a mi formación profesional, y a todas esas personas que se cruzaron en mi camino y de alguna u otra forma me dejaron una enseñanza de vida.

Tabla de contenido

1.	Introducción	1
1.1.	Motivación	1
1.2.	Objetivos	2
1.2.1.	Objetivo general	2
1.2.2.	Objetivos específicos	2
1.3.	Metodología	2
1.4.	Resultados Esperados	3
1.5.	Organización del Informe	3
2.	Revisión Bibliográfica	4
2.1.	Información general en relación a los Estuarios	4
2.1.1.	El concepto de Estuario	4
2.1.2.	Zonas y extensión de un Estuario	6
2.1.3.	Tipos de Estuarios	8
2.2.	Modelo hidrodinámico	11
2.2.1.	Ecuaciones de movimiento	11
2.2.2.	Transporte de Sedimentos	12
2.3.	Análisis armónico de marea	23
3.	Descripción de la zona de estudio	26
3.1.	Hoya hidrográfica	26
3.2.	Descripción sistema de embalses e hidroeléctricas	27
3.3.	Régimen Fluviométrico	29
3.4.	Clima y meteorología	30
4.	Implementación del Modelo Telemac 2D	31
4.1.	Datos de campo	31
4.1.1.	Levantamiento topo - batimétrico	31
4.1.2.	Corrientes	33
4.1.3.	Superficie libre	35
4.1.4.	Caudal Afluyente	36
4.1.5.	Muestras Sedimentológicas	37
4.1.6.	Salinidad	38
4.2.	Efecto del evento de crecida sobre el registro del nivel de marea	39
4.3.	Asimetría de marea horizontal	40

4.4. Inicialización del modelo.....	42
4.4.1. Inicialización para la salinidad.....	43
4.5. Estimación del coeficiente de Manning.....	44
4.6. Calibración.....	45
4.7. Módulo de transporte de sedimentos.....	46
4.7.1. Incorporación de Crecidas	46
4.7.2. Estimación de la carga de sedimento en la condición de equilibrio.....	48
4.7.3. Carga de sedimento en la condición modificada.....	50
4.7.4. Escenarios de simulación.....	51
4.7.5. Zonas y puntos de interés para el análisis de resultados.....	52
5. Resultados y Análisis	55
5.1. Resultados módulo hidrodinámico.....	55
5.1.1. Análisis armónico de marea	55
5.1.2. Corroboración condición de borde de Marea.....	56
5.1.3. Calibración modelo 2D.....	57
5.1.4. Simulación con barra alterada.....	62
5.1.5. Asimetría de Marea Horizontal	64
5.1.6. Salinidad	65
5.2. Resultados modulo hidrodinámico con transporte de sedimento.....	66
5.2.1. Modificación morfológica de la barra en la desembocadura (zona distal)	66
5.2.2. Modificación morfológica zona proximal/media	73
5.2.3. Estimación de la velocidad de avance de sedimento para la barra y zona media	80
5.2.4. Comparación cambio morfológico de la barra con imagen satelital	81
5.2.5. Análisis puntual de evolución	82
5.2.6. Análisis puntual carga sólida de fondo.....	84
5.2.7. Zonas de inundación.....	86
6. Discusión y Conclusiones.....	91
6.1. Discusión	91
6.2. Conclusiones	94
7. Bibliografía.....	96
8. Anexos.....	100

1. Introducción

1.1. Motivación

La hidrodinámica en la zona de desembocadura de ríos y estuarios posee ciertas características que la diferencian notablemente de la existente en otros cuerpos de agua. La interacción que se produce entre el flujo proveniente del río con el oleaje, el efecto de las mareas y las corrientes marinas, además de la estratificación de la columna de agua generada por la intrusión de la cuña salina, son factores relevantes a la hora de describir el comportamiento hidrodinámico, entregándole un grado de complejidad mayor a la situación que se observa en los ríos. En el caso particular del Río Maule, existen antecedentes históricos que demuestran los cambios morfológicos y tendencias evolutivas dinámicas de la barra de sedimentos en la desembocadura (Venegas V., 2014) y que podrían generar cambios en el nivel del agua en las cercanías de Constitución. Por otra parte, el aumento de suelos erosionados que conllevan un aumento en la escorrentía y en las tasas de carga de sedimentos en los distintos cauces aledaños, generan nuevas condiciones a considerar para caracterizar hidrodinámicamente esta zona en particular. Este aumento de la carga sólida podría provocar un cambio en el patrón del comportamiento de la barra en la desembocadura y otros cambios morfológicos en las zonas cercanas, lo que en forma indirecta podría generar inundaciones en la zona urbana que es necesaria reconocerla oportunamente para tomar medidas de prevención.

En el campo de la hidrodinámica, en los últimos años, la modelación matemática ha ganado popularidad como herramienta. Es así como por ejemplo, en el campo de la hidrodinámica ambiental, gran parte de las decisiones que se toman hoy en día son en base de modelos matemáticos determinísticos. Al respecto, los modelos hidrodinámicos son utilizados para cuantificar los impactos ambientales de variados proyectos, o para evaluar la pertinencia de un estudio en particular, como por ejemplo el estudio de inundación realizado por el Servicio Hidrográfico y Oceanografía de la Armada (SHOA. 2016) para elaborar una carta que define las zonas potencialmente inundables en las cercanías de Constitución en caso de tsunamis, lo que en síntesis los convierte en una herramienta valiosa en la toma de decisiones. La gran mayoría de los modelos numéricos de fluidos derivan sus ecuaciones del principio de continuidad, de la ecuación de Navier - Stokes y de las ecuaciones de la termodinámica. En particular, la gran mayoría de los modelos hidrodinámicos aplicables a los estudios de estuarios y costas, se basan en el modelo de ondas larga de las ecuaciones RANS, Reynolds Average Navier Stokes (Reynolds O., 1895), por lo que podría decirse que son similares, sin embargo, esto no es del todo cierto, pues existe diferencia entre ellos, dependiendo de los supuestos realizados para simplificar las ecuaciones. Quizás la más importante en términos prácticos es la ecuación de cierre de la turbulencia asumida. Otras diferencias significativas se pueden encontrar en los supuestos de presión hidrostática y de densidad.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Evaluar el comportamiento hidrodinámico del estuario del Maule, considerando distintos escenarios de transporte de sedimento y de crecida con diferentes períodos de retorno, para verificar si estos escenarios inducen un efecto significativo en la morfología del estuario, donde además se identificarán las zonas de inundación aledañas a la ciudad de Constitución en cada uno de los escenarios.

1.2.2. Objetivos específicos

1. Implementar y calibrar un modelo hidrodinámico 2D con el software TELEMAC versión v8p0r0, a modo de representar el comportamiento del estuario del Maule.
2. Acoplar el módulo hidrodinámico 2D de TELEMAC con el módulo de transporte de sedimentos SISYPHE, a modo de representar los cambios en la carga sólida de transporte de sedimento y los cambios morfológicos.
3. Estimar de forma empírica el valor del gasto sólido de fondo en el río Maule y utilizarlo como referencia para modelar cargas mayores en escenarios críticos de interés.
4. Analizar los cambios morfológicos en el estuario para los distintos escenarios de crecidas y con distintas tasas de transporte de sedimento, y determinar además las áreas de inundación en cada caso.

1.3. Metodología

Para cumplir con los puntos anteriormente mencionados, se propone la siguiente metodología:

- Implementación modelo hidrodinámico: usando TELEMAC se implementará un modelo hidrodinámico en dos dimensiones que represente el comportamiento del estuario del Maule. Para ello se utilizará la información proporcionada por el INH en una de sus campañas de campo realizada en junio del 2011. Se contará con información topo – batimétrica y con datos de campo fluviales y marítimos, los cuales servirán para calibrar el modelo. Específicamente se calibrará con datos de corrientes y niveles de superficie.
- Incorporación módulo de sedimento y morfología: una vez calibrado el módulo hidrodinámico 2D, se acoplará con el módulo de transporte de sedimento llamado SISYPHE. Para ello se utilizarán datos de muestras granulométricas de la campaña de campo mencionada, y se le incorporará una carga sólida de fondo la cual se estimará empíricamente a modo de tener un escenario base en condición de equilibrio para el río Maule.

- Simulación de distintos escenarios y análisis de resultados: Ya con el modelo hidrodinámico implementado sumado al módulo de transporte de sedimento, se simularán distintos escenarios de interés donde se aumentará la tasa de sedimento y el caudal de entrada a modo de tener diferentes crecidas e hidrogramas. La idea es evaluar para cada escenario, el efecto de inundación en las zonas aledañas del estuario del Maule. También se analizará la evolución morfológica de la barra en la desembocadura y en la zona media/distal del estuario. Finalmente se analizan los datos, y se verifica la posible existencia de una tendencia de inundación al presentarse escenarios críticos de ocurrencia.

1.4. Resultados Esperados

Como producto del estudio e implementación del modelo numérico hidrodinámico para el estuario del Maule, se espera obtener como resultados a partir de distintos escenarios de crecida y de tasa de sedimentos, áreas de inundación asociadas a cada escenario, teniendo como base a lo obtenido en una situación que no considere el aumento de la carga sólida. Se espera además que el estudio pueda tener un alcance mayor, y que si se observan posibles tendencias de inundación en situaciones críticas, pueda analizarse desde otro punto de vista por entidades regionales y así poder tomar medidas preventivas. Finalmente, se busca responder a la pregunta de si el aumento de la carga sólida de fondo se ve alterada con respecto a su condición natural, puede alterar la boca o morfología del estuario, para generar zonas de inundación adicionales en la ciudad de Constitución.

1.5. Organización del Informe

En el presente capítulo, correspondiente al número 1 del informe, se muestra de forma general el tema de estudio, introducción, los objetivos principales que desean alcanzarse y la metodología del trabajo.

En el capítulo 2, se muestra la revisión bibliográfica, en donde se recopila información general sobre los estuarios en relación a su definición y caracterización. Además de ello, se muestra la base teórica del modelo hidrodinámico a realizar en este trabajo.

En el capítulo 3, se realiza un estudio preliminar de la zona de estudio (cuenca del Maule).

En el capítulo 4, se da cuenta de la implementación del modelo hidrodinámico, desde el procesamiento de datos, calibración, inicialización del modelo y posterior incorporación del modelo de transporte de sedimentos.

El capítulo 5 se presentan los resultados y análisis del modelo.

En el capítulo 6 se muestran la discusión y análisis del estudio desarrollado.

Para finalizar se tiene el capítulo 7 con las referencias utilizadas a lo largo del informe.

2. Revisión Bibliográfica

2.1. Información general en relación a los Estuarios

2.1.1. El concepto de Estuario

Una de las definiciones de estuario con mayor aceptación entre especialistas de diversas disciplinas, corresponde a la definición dada por Pritchard en 1967:

“Un estuario es un cuerpo de agua costero semi – confinado que tiene libre conexión con el mar abierto, y dentro del cual, el agua de mar es mesurablemente diluida con agua dulce derivada del drenaje continental” (Pritchard, D.W. et al., 1967).

Si bien esta definición integra características físicas de los estuarios, no estuvo exenta de críticas por los demás especialistas de otras disciplinas principalmente del área de la biología, química e hidráulica, ya que para muchos autores la definición dada por Pritchard en 1967 posee un enfoque fundamentalmente desde una perspectiva hidrológica (Evans y Prego, 2003), e incluso hay quienes como Dalrymple et al., (1992), afirman que ésta tiene un enfoque aún más acotado, basada sólo en el factor de salinidad, “agua de mar mesurablemente diluida con agua dulce, derivada del drenaje continental”.

Otra de las críticas de mayor importancia a esta definición, es el hecho de no incluir de manera literal, al principal mecanismo de mezcla de aguas de un estuario: las mareas, según señala Perillo (1995). En relación a esto mismo, Guilcher (1957) señala que un estuario debiese significar entonces la “parte de un organismo fluvial en el cual se hacen sentir la marea y sus corrientes (marea de salinidad y marea dinámica)”.

Respecto a este último punto, y desde un enfoque geológico, Dalrymple et al. (1992) apoyan la idea de considerar ambos tipos de marea (de salinidad y dinámica), aunque para ellos, la distribución de facies sedimentarias dentro de un estuario, está determinada en mayor medida por procesos físicos, antes que por salinidad, esto porque la influencia mareal generalmente tiene un mayor alcance aguas arriba (zona continental), que la cuña de agua salina (Dalrymple et al., 1992).

A continuación, se muestran otras definiciones de autores que son de gran relevancia y que complementan lo expuesto anteriormente:

- Dalrymple et al. (1992): La porción de mar de un sistema de valles ahogados que recibe sedimentos fluviales y de fuentes marinas, y contiene características físicas influenciadas por la marea, olas y procesos fluviales. El estuario es considerado una extensión desde el límite inferior de las facies de mareas, hasta su cabeza en el límite interior de su lengua costera.
- Day (1980): Un estuario es un cuerpo de agua costero parcialmente cerrado, el cual puede estar permanentemente o periódicamente abierto al océano y en su interior hay gradientes de densidad medibles debido a la mezcla del agua marina con agua dulce que es aportada por la cuenca de drenaje.

- Dionne (1963): Un estuario es una entrada de agua marina a tierras continentales que alcanza zonas altas de ríos tan lejos como sea el límite superior de la mareas, usualmente es dividido en tres sectores: a) un área marina o zona más baja del estuario, con conexión libre con el agua del océano; b) un área media del estuario, sujeta a una fuerte mezcla entre aguas saladas y aguas dulces; y c) un área superior o estuario fluvial, caracterizado por agua dulce sujeta a la influencia de mareas diarias.
- Perillo (1995): Un estuario es un cuerpo de agua costero semi – cerrado que se extiende hasta el límite efectivo de influencia de marea, en el que el agua marina está entrando desde una o más conexiones libres con el océano, o cualquier otro cuerpo de agua costero salino, y que está significativamente diluida con agua dulce proveniente de la cuenca de drenaje y puede sostener especies biológicas eurihalinas durante una parte o todo su ciclo de vida.

Lo anterior nos dice que definir de una forma clara lo que es un estuario no es trivial, esto porque son sistemas que reúnen una gran cantidad de fenómenos y características que los hacen únicos, pero a la vez diversos. De manera general, se puede definir a los estuarios como cuerpos de agua con un comportamiento hidráulico altamente complejo, en donde aguas de origen continental interactúan con aguas de origen oceánico. Integra diferentes procesos y fenómenos a distintas escalas de magnitud, desde mezcla a través de interfaces de densidad inducida por turbulencia, hasta flujos dominados por la rotación terrestre e interacción gravitacional del sistema Tierra-Luna. Es por esto que, dada las distintas áreas de la ciencia involucradas en el estudio de los estuarios, hoy en día se busca unificar de manera íntegra las variables existentes, tales como las referidas a los procesos hidrodinámicos, sedimentológicos y geomorfológicos, entre otros.

A partir de lo anterior, y debido a que no existe un acuerdo único en la definición de un estuario, se presenta a continuación, tres aspectos principales dilucidados de diversas definiciones de autores, que a juicio del memorista debiesen ser determinantes al momento de identificar a estos sistemas costeros.

- Un estuario es un cuerpo de agua costero semi – confinado, que tiene libre acceso con el mar abierto, y que por lo general corresponde a la porción hacia el mar de un sistema de valle inundado (...)
- (...) donde el agua de mar es mensurable, y significativamente diluida y mezclada con agua dulce proveniente del drenaje continental, que recibe a su vez, sedimentos de fuentes marinas y fluviales (...)
- (...) y que se encuentra sujeto a las fluctuaciones de marea, a la acción del oleaje ya los procesos fluviales desde la cuenca.

2.1.2. Zonas y extensión de un Estuario

Los sistemas fluviales pueden dividirse en tres zonas idealizadas, según propone Yarko, N (2004), en dirección aguas abajo. La Figura 2.1 muestra un esquema, donde la Zona 1 corresponde a la cuenca hidrográfica o red de drenaje, y también al área de producción de sedimentos, pero que al mismo tiempo su almacenamiento de este último es despreciable. La Zona 2 corresponde al área de transferencia, donde para un canal estable las tasas de entrada y de salida se igualan tanto para el drenaje y los sedimentos. Finalmente, la Zona 3 donde se depositan los sedimentos.

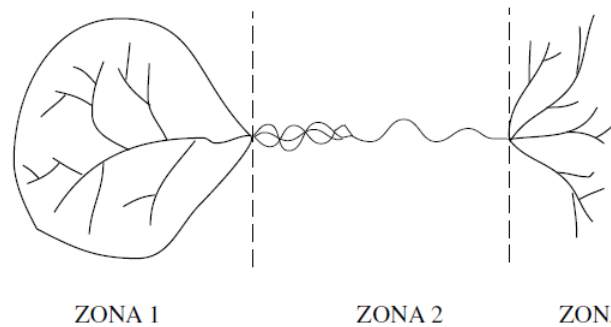


Figura 2.1: Sistema fluvial idealizado Yarko.N (2004). Zona 1, producción de sedimentos. Zona 2, transferencia. Zona 3, depositación.

Estas tres divisiones idealizadas de un sistema fluvial son arbitrarias a la vez, dado que los sedimentos son almacenados, erosionados y transportados en todas las zonas en mayor o menor medida. Sin embargo, dentro de cada zona existe un proceso dominante y para efectos del presente estudio, lo que ocurre en la Zona 3 en cuanto al depósito y erosión de sedimentos, es lo que se analizará mediante la implementación del modelo 2D para estudiar el estuario de Constitución, por lo que se le dará principal interés a esta zona.

Los autores Dalrymple et al., (1992) y Bird (2008) señalan que la energía en los procesos fluviales y la energía en los procesos marinos (derivados de las olas y las mareas), son los factores relacionados a los procesos hidrodinámicos, que controlan la naturaleza y disposición de las facies sedimentarias en los estuarios, y por ende también su morfología en el largo plazo. Cada uno de estos factores posee un alcance o dominio dentro del estuario, y que, al relacionar la energía relativa de ellos, con la distribución de las facies sedimentarias, Dalrymple et al., (1992), lograron representar una zonificación tripartita (Figura 2.2) que subdivide al estuario en:

1. Zona interior: parte dominada por el curso fluvial (pero aún con influencia marina), donde el transporte neto es hacia el mar.
2. Zona central: relativamente de baja energía en comparación a las otras dos, zona de transición donde hay convergencia de la carga sedimentaria neta.
3. Zona exterior: sección dominada por el mar, donde el transporte de la carga sedimentaria neta es en dirección aguas arriba del estuario.

Cabe señalar que estas zonas no se desarrollan de igual manera para todos los estuarios, ya que varían según factores como: disponibilidad de sedimentos, gradientes en la zona costera y estado de evolución morfológico del estuario.

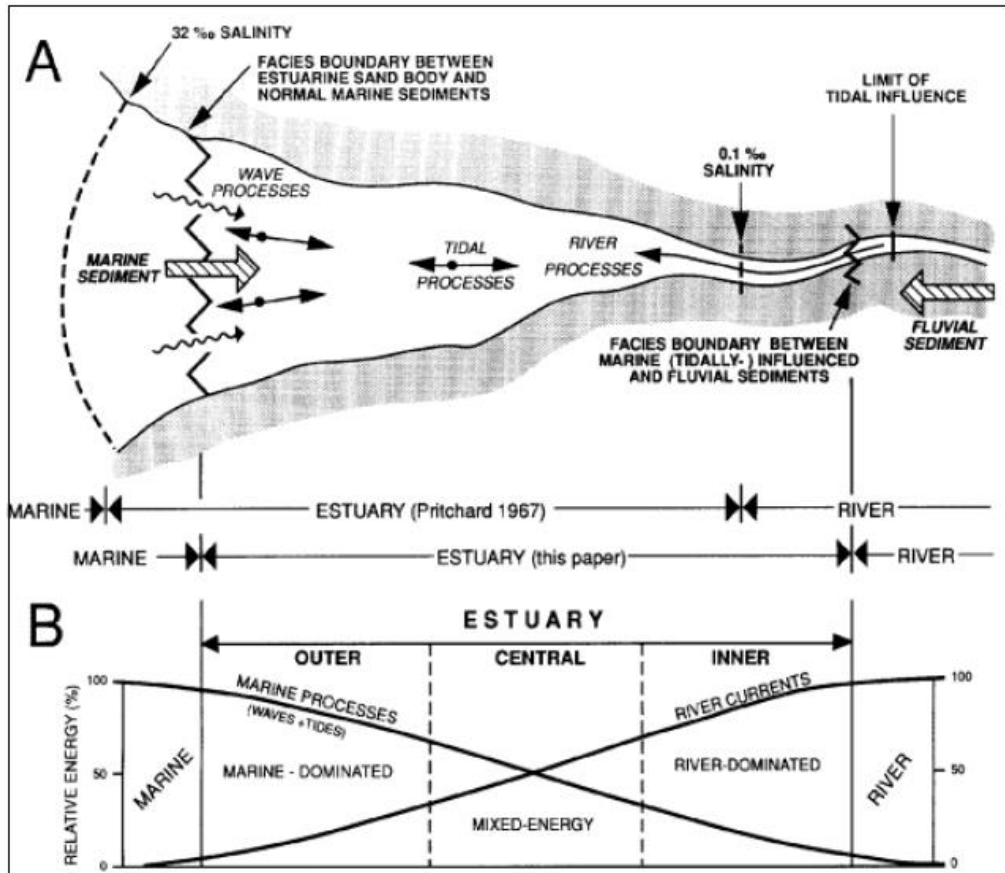


Figura 2.2: Distribución esquemática de los procesos físicos dentro de un estuario, y zonificación tripartita de facies sedimentarias. Fuente: Dalrymple et al., (1992).

Por otro lado, Araya y Vergara (1981) también plantea una zonificación para estuarios, pero exclusivamente para aquellos de la zona centro – sur de Chile, también llamados *deltas en ría* o *deltas estuariales*, basándose en la morfología interna que éstos presentan.

1. Zona próxima o fluvial, con meandros estuariales.
2. Zona media o deltaica interior, con bancos medios y distributarios.
3. Zona distal o lagunar, con laguna distal semibloqueada por barrera litoral. También en esta zona es posible considerar la presencia de deltas.

Cualquiera sea la definición de estas zonas, éstas deben restringirse a la extensión total del estuario, cuyos límites hacia aguas arriba (zona continental) y hacia aguas abajo (zona oceánica) pueden ser establecidos según diferentes aspectos, tal como se muestra a continuación:

- Límite hacia aguas arriba: este límite puede ser definido como el punto donde la salinidad cae a un valor de 0.1 g/l, o donde los iones disueltos, especialmente carbonatos, llegan a ser radicalmente diferentes de aquellos encontrados mar adentro, como por ejemplo el sodio y el cloruro (Pritchard, 1967). Por otro lado, Bird (2008) propone que el límite de un estuario aguas arriba, puede ser considerado como aquel punto donde las oscilaciones de mareas desaparecen, o donde los sedimentos estuarinos y marinos disminuyen, dando lugar a los sedimentos fluviales.
- Límite hacia aguas abajo: este límite puede ser tomado como el punto donde el agua salada alcanza una salinidad de 35 g/l. Desde ahí hacia aguas arriba es diluida por agua dulce de los ríos, aunque esto es altamente variable, pues en grandes estuarios o durante crecidas fluviales, este límite puede estar muy lejos de la costa. Por su parte Bird (2008) define el límite aguas abajo como la línea litoral o donde los sedimentos fluviales de fondo llegan a su fin.

También se pueden fijar los límites en relación a lo expuesto en la Figura 2.2, donde se muestra la zonificación de un estuario planteada por Dalrymple et al., (1992), cuya extensión máxima hacia aguas arriba corresponde al límite entre las facies sedimentarias fluviales y sedimentos influenciados por las mareas. Por otro lado, la extensión hacia aguas abajo, corresponde al límite entre facies de cuerpos de arena estuarinos y los sedimentos marinos normales.

2.1.3. Tipos de Estuarios

Existen diversas características para poder clasificar un estuario, entre las principales se encuentran los procesos de mezcla generados por las características hidrodinámicas, y la geomorfología debido a los procesos sedimentarios y geografía. A continuación, se muestran algunas de estas clasificaciones.

Según la base de balance de agua

En términos de los balances de agua, un estuario puede ser clasificado como positivo, inverso o de baja entrada. A continuación, se caracterizan cada uno de ellos, basado en lo propuesto por Valle Levinson (2010):

- Estuarios positivos: son aquellos donde el gradiente longitudinal de densidad conduce un flujo de caudal desde el río hacia el océano, caracterizado por un flujo de salida más bien superficial, por sobre un flujo de entrada inferior desde el océano.
- Estuarios inversos: en este caso el gradiente longitudinal de densidad tiene un signo opuesto que el de un estuario positivo, es decir, la densidad del agua incrementa hacia aguas arriba. El caudal proveniente desde el océano ingresa superficialmente por sobre los flujos continentales de salida, que lo hacen a un nivel más cercano al lecho.

- Estuarios de baja entrada: en este tipo de estuario se desarrolla un tipo de barrera que impide la entrada de agua fluvial al océano e impide la intrusión salina al río. Esto ocurre cuando los procesos de evaporación y/o enfriamiento generan una zona de máxima densidad actuando como barrera salina. En consecuencia, hacia aguas abajo se genera un estuario inverso, y hacia aguas arriba un estuario positivo.

Según grado de estratificación

El grado de estratificación se relaciona con la capacidad del estuario para mezclar sus aguas. Dependiendo de la magnitud del caudal de agua dulce afluente, de las condiciones de marea y de la morfología del cauce, un estuario puede presentar distintos grados de estratificación, o lo que es equivalente a diferentes niveles de mezcla, los cuales son:

- Estuarios fuertemente estratificados: En estos estuarios se desarrolla una cuña salina, cuya longitud depende del caudal afluente de agua dulce. Esta cuña avanza hacia aguas arriba a una baja velocidad, mientras que el río lo hace en dirección al océano, y debido a la diferencia de densidad de estos flujos, se produce una división de la columna de agua en dos capas que mantienen una baja mezcla entre sí.
- Estuarios parcialmente mezclados: En este caso la influencia de las mareas se hace notar, al producir un efecto en las condiciones de mezcla generando que la salinidad de las capas superiores sea mayor que para el caso de la cuña salina. Las aguas superficiales tienden a moverse en dirección al fondo y hacia el océano, mientras que las del fondo suben y se mueven en dirección contraria (circulación baroclínica), produciendo así una estratificación débil (presencia de isohalinas).
- Estuarios bien mezclados: Este tipo de estuario se da en ríos con caudales muy bajos, por lo que la marea domina los procesos de mezcla en el cuerpo de agua. Las isohalinas son verticales y aumentan a medida que se acercan al océano.

Según geomorfología

Estuarios pueden ser clasificados de acuerdo a su geomorfología principalmente como: planicie costera o valle de río inundado; fiordos; de barrera; tectónicos. Esto según lo propuesto por autores como Pritchard (1952) o Perillo (1995). A continuación, se detalla esta caracterización:

- Valle de río inundado: Estuarios que originalmente eran ríos, pero que se transformaron debido a eventos de inundación en tiempos del Pleistoceno. Por lo tanto, presentan una forma amplia y de bajas profundidades, con pendientes de fondo que varían en forma moderada, incrementándose la profundidad en forma uniforme en dirección aguas abajo y formando amplias áreas de depósitos sedimentarios.

- **Fiordos:** Estos estuarios se asocian a la formación, desarrollo y derretimiento de glaciares, por ende, es que se presentan en latitudes altas. Se caracterizan por su forma alargada, profundos, bien canalizados y con gradas submarinas cercanas a la boca del estuario.
- **De barrera:** Corresponden a estuarios cerrados o semicerrados por la existencia de una barra de arena en la boca formada por la acumulación de sedimento en la zona litoral, a través de la cual uno o más canales angostos generan intercambio de aguas con el mar. Son de baja profundidad y de una baja tasa de renovación de sus aguas, por lo que presentan una alta salinidad. En términos morfológicos son inestables, ya que se encuentran sujetos a bruscos cambios en su configuración, debido a la dinámica del sedimento en la zona de la barra.
- **Tectónicos:** Estos estuarios fueron formados por terremotos, fallas en la corteza continental, pliegues de la corteza en zonas adyacentes al océano, o por actividad volcánica, y que posteriormente son inundados por el océano. En Chile es posible encontrar este tipo de estuarios en las regiones de la Araucanía, de los Ríos y de Los Lagos, debido principalmente a la ocurrencia del terremoto de 1960.

Según fuentes de energía

La hidrodinámica cambia en función de las características fluviales del afluente, de las condiciones de marea y de las condiciones meteorológicas. Estas variables son fuentes de energía que determinan tanto la hidrodinámica, como la capacidad de mezcla en el estuario (Fischer *et al.*, 1979). A continuación, se conceptualiza cada uno de estos factores:

- **Efecto fluvial:** El aporte de agua dulce, que es de menor densidad que el agua marina, provee un déficit de energía potencial al sistema, produciendo corrientes gravitacionales o baroclínicas (que depende de la profundidad y de la distribución de densidad), que se originan por la tendencia natural de las isohalinas a la horizontalidad.
- **Efecto marea:** La marea genera mezcla a través de diferentes mecanismos. Por un lado, produce mezcla turbulenta debido a la interacción con el fondo del canal, y por otra parte existe generación de corrientes por efecto de la interacción con la batimetría. Esto puede producir tres efectos: dispersión por la oscilación de la marea; flujos residuales y el efecto de la marea en zonas de aguas muertas.
- **Efecto viento:** Este efecto es importante para el caso de estuarios con un mayor ancho, en los cuales se logra percibir y producir corrientes de circulación. A diferencia de lo que sucede en lago y océanos, en estuarios en general el efecto del viento no es una fuente importante de energía.

2.2. Modelo hidrodinámico

2.2.1. Ecuaciones de movimiento

En este trabajo se optará por utilizar el sistema TELEMAC, que es un modelo basado en las técnicas de elementos finitos, desarrollado inicialmente por el Laboratorio Nacional de Hidráulica y Medio Ambiente de París (LNHE) de investigación y desarrollo, dirigido por el consorcio de la Junta Francesa de Electricidad (EDF – I&D), para simular flujos en cuerpos de aguas costeros entre ellos los estuarios. El código TELEMAC2D, resuelve las ecuaciones parciales de segundo orden para un flujo promediado en profundidad, derivada de las ecuaciones de Navier – Stokes de tres dimensiones, también llamadas ecuaciones de Saint – Venant (Hervouet y Van Haren, 1994). El sistema resuelve una ecuación de conservación de masa (1) y dos ecuaciones de momentum, (2) y (3), para las dos direcciones del plano respectivamente, y donde se asume que el fluido debe ser newtoniano y que los cambios en la densidad se resuelven promediando en la vertical del perfil vertical de flujo. Se agrega además una ecuación para la conservación de un trazador pasivo (4), que en este caso corresponderá a la salinidad.

En resumen, el sistema TELEMAC resuelve las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\partial(hU)}{\partial x} + \frac{\partial(hV)}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial(hU)}{\partial t} + \frac{\partial(hUU)}{\partial x} + \frac{\partial(hUV)}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(h v_e \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h v_e \frac{\partial U}{\partial y} \right) + h F_x \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hV)}{\partial t} + \frac{\partial(hUV)}{\partial x} + \frac{\partial(hVV)}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(h v_e \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h v_e \frac{\partial V}{\partial y} \right) + h F_y \quad (3)$$

$$\frac{\partial(hT)}{\partial t} + \frac{\partial(hUT)}{\partial x} + \frac{\partial(hVT)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(h v_T \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h v_T \frac{\partial T}{\partial y} \right) + h F_T \quad (4)$$

donde U y V son las componentes en las direcciones x e y respectivamente, de la velocidad promediada en profundidad; h es la profundidad de flujo; v_e es el coeficiente de difusión de velocidad; v_T es el coeficiente de difusión del trazador (pasivo o activo) con concentración T ; g es la aceleración de gravedad; t es el tiempo; Z es la elevación de la superficie libre; F_x y F_y son los términos fuente de la ecuación de momentum en U y V respectivamente (donde se incluyen términos como la fricción, Coriolis y en algunos casos la fuerza del viento); y finalmente F_T el término fuente para el trazador.

Las incógnitas de este problema corresponden a h, U, V y T , y pueden ser resueltas en uno o más pasos de iteración, a lo cual se sigue una estructura como lo siguiente:

1. Resolución de advección de h, U, V y T .
2. Resolución de propagación, difusión y de términos fuente de las ecuaciones de momentum de U y V .
3. Resolución de difusión y de términos fuente de la ecuación de transporte del trazador T .

2.2.2. Transporte de Sedimentos

El transporte de sedimentos será calculado mediante un acoplamiento del módulo Telemac 2D con el módulo SISYPHE del sistema TELEMAC – MASCARET (Villaret, 2010). SISYPHE, basándose en ecuaciones semi empíricas, simula la erosión, la deposición, la carga sólida de fondo y suspendido en la columna de agua. A continuación, se detalla el procedimiento de cálculo y las distintas ecuaciones y parámetros que utiliza el módulo SISYPHE para obtener los resultados.

Parámetros Hidrodinámicos

El esfuerzo de corte del lecho de fondo es uno de los parámetros más importantes en lo que a transporte de sedimentos se refiere. El esfuerzo de corte generado en la corriente se utiliza en la ecuación de momentum de aguas someras para el caso de un modelo 2D, y para el caso 3D como condición de límite inferior para el perfil de velocidad. Cuando SISYPHE se acopla con TELEMAC-2D, el término de esfuerzo de corte de fondo $\tau_o = (\tau_x, \tau_y)$ se calcula en cada paso de tiempo y depende de la velocidad promediada en profundidad:

$$\tau_{xy} = \frac{1}{2} \rho C_d u |u| \quad (5)$$

Donde $u = (u, v)$ son las componentes de velocidad promediadas en la vertical a lo largo de los ejes cartesianos x e y respectivamente; $|u| = |(u, v)| = \sqrt{u^2 + v^2}$ es el módulo resultante de la velocidad y C_d el coeficiente de fricción, que puede ser impuesto tanto por TELEMAC como por SISYPHE. La magnitud del esfuerzo de corte del lecho τ_o también puede ser calculado relacionándolo con la velocidad de fricción o de corte u_* de la siguiente forma:

$$\tau_o = \rho u_*^2 \quad (6)$$

El esfuerzo de corte se relaciona con la velocidad promediada en profundidad, excepto si se aplica la ley de fricción de Nikuradse J. (1933). En este caso, se asume un perfil de velocidad logarítmico y se relaciona la velocidad de fricción u_* con la velocidad del flujo en un plano cercano al lecho $u(z_1)$:

$$u(z_1) = \frac{u_*}{\kappa} \ln \left(\frac{z_1}{z_0} \right) \quad (7)$$

Donde z_0 se expresa en función de la rugosidad del lecho de Nikuradse ($z_0 = k_s/30$) con k_s la altura de rugosidad del grano, z_1 es la distancia entre el lecho y el primer plano vertical donde se calcula $u(z_1)$, y finalmente la constante de von Kármán $\kappa = 0.4$. Para los fondos planos, Julien P. (2010) demostró que la altura de la rugosidad puede estimarse como $k_s \approx 3d_{50}$, con d_{50} el tamaño (diámetro) de grano con 50 % del material más fino en su composición.

Independiente si se tiene o no un acoplamiento interno de SISYPHE con TELEMAC (2D o 3D), el coeficiente de fricción cuadrático C_d puede ser o no es impuesto, de manera que se puede calcular según la ley de fricción elegida dentro de las opciones empíricas de la literatura que se incorporan en el módulo SISYPHE. Estas son:

- Usando el coeficiente de Chézy, C_h :

$$C_d = \frac{2g}{C_h^2} \quad (8)$$

- Usando el coeficiente de Strickler, S_t :

$$C_d = \frac{2g}{S_t^2} \frac{1}{h^{1/3}} \quad (9)$$

- Usando el coeficiente de rugosidad de Maning, M_a :

$$C_d = \frac{2g}{h^{1/3}} M_a^2 \quad (10)$$

- Usando el coeficiente de rugosidad de fondo de Nikuradse, k_s :

$$C_d = 2 \left[\frac{\kappa}{\log \left(\frac{12h}{k_s} \right)} \right]^2 \quad (11)$$

Otro parámetro hidrodinámico de importancia en el transporte de sedimentos, es el de la rugosidad del lecho de fondo. Un lecho de sedimento natural, está generalmente cubierto por distintas formas de lecho caracterizados por su longitud λ_d y su altura η_d . Estas distintas formas del lecho juegan un papel de importancia al modificar la estructura del flujo en la capa límite, al producirse puntos de recirculación y depresiones en la dirección del lecho. Dependiendo de las tasas de flujo y de transporte de sedimentos, el tamaño de las formas del lecho varía desde unos pocos centímetros para ondulaciones, hasta decenas de metros para el caso de dunas o barras.

En la mayoría de los casos, los modelos a gran escala (como en este estudio) no resuelven las formas del lecho como ondulaciones y ondulaciones múltiples, si no que más bien se realiza una parametrización del coeficiente de fricción según la forma de fondo. Para determinar la rugosidad del lecho de fondo, hay dos opciones disponibles en el módulo SISYPHE. La más simple es imponer el coeficiente de fricción C_d basado en las leyes de fricción antes mencionadas. La otra alternativa, es estimar el valor de la rugosidad en función del flujo y los parámetros de sedimento, utilizando un predictor de rugosidad de la superficie del lecho.

Para la segunda alternativa, las opciones que ofrece SISYPHE para calcular k_s son:

- Se asume que el lecho es plano y se calcula como $k_s = \alpha d_{50}$, con α constante, que en un principio tiene un valor de 3, pero que puede modificarse según la relación entre la fricción y el diámetro medio de sedimento.
- Otro caso, es asumir que la superficie del lecho no es plana, si no que más bien se asume una forma ondulatoria. Tiene dos alternativas de cálculo, la primera considera solo corrientes y se obtiene en función del número de movilidad definido como, $\Psi = u^2 / (s - 1)gd_{50}$ con $s = \rho_s / \rho_o$ la densidad relativa, y se calcula según (van Rijn L.C., 2007):

$$k_r = \begin{cases} d_{50}(85 - 65 \tanh(0.015(\Psi - 150))) & \text{para } \Psi < 250 \\ 20d_{50} & \text{otros valores de } \Psi \end{cases} \quad (12)$$

Para el caso que considera corrientes y ondas combinadas, donde k_s es calculado en función de los parámetros de onda siguiendo el método de Wiberg.P y Harris.C (1994), que dice que la rugosidad del lecho inducida por la ola k_r se calcula como una función de la altura η_d del lecho formado por esta onda.

$$k_r = \max(k'_s, \eta_d) \quad (13)$$

Luego:

$$k_s = k_r + k'_s \quad (14)$$

- La última opción considera sólo corrientes y se basa en el método de Van Rijn L. (2007) para predecir la rugosidad del lecho. El método dice que la rugosidad total del lecho puede descomponerse en una rugosidad de grano k'_s , una rugosidad de ondulación k_r a pequeña escala, una rugosidad de ondulación k_{mr} a mayor escala, y una rugosidad k_d asociada a la duna. Se calcula como:

$$k_s = k'_s + \sqrt{k_r^2 + k_{mr}^2 + k_d^2} \quad (15)$$

Tanto las ondulaciones a pequeña escala como la rugosidad del grano influyen en las leyes de transporte de sedimentos, mientras que las ondas a mayor escala y la rugosidad de las dunas contribuyen a la rugosidad total. En la ecuación anterior, k_{mr} viene dado por:

$$k_{mr} = 0.0002hf_{ts}(1 - \exp^{-0.05\Psi})(550 - \Psi) \quad (16)$$

donde,

$$f_{ts} = \begin{cases} d_{50}/(1.5d_{arena}) & \text{para } d_{50} < 1.5d_{arena} \\ 1 & \text{otro valor} \end{cases} \quad (17)$$

y la expresión para k_d se estima según:

$$k_d = 0.0008hf_{ts}(1 - \exp^{-0.02\Psi})(600 - \Psi) \quad (18)$$

El tercer y último parámetro hidrodinámico de importancia considerado en el módulo SISYPHE, tiene que ver con la superficie de fricción total considerada en el esfuerzo de corte. El esfuerzo de corte total del lecho se debe a la fricción de la piel y al arrastre de la forma de la forma del lecho, pero sólo la primera actúa sobre la carga de fondo y se puede expresar como:

$$\tau' = \mu\tau_b \quad (19)$$

donde $\tau_b = 0.5\rho C_f(U^2 + V^2)$ es el esfuerzo de corte total del lecho y μ es el factor de fricción dado por:

$$\mu = \frac{c'_f}{c_f} \quad (20)$$

donde C_f es el coeficiente de fricción debido al arrastre de forma más la fricción de la piel y C'_f es el coeficiente de fricción debido sólo a la fricción de la piel, que se calcula como:

$$C'_f = 2 \left[\frac{\kappa}{\log\left(\frac{12h}{k_s'}\right)} \right]^2 \quad (21)$$

donde κ es el coeficiente de von Kármán y k_s' la altura de rugosidad que puede estimarse como $k_s' \approx 3d_{50}$.

Parámetros sedimentarios

Uno de los parámetros sedimentarios de importancia es el número de Shields. También llamado criterio de Shields o parámetro de Shields, es un número adimensional utilizado para calcular la condición de inicio del movimiento del sedimento en un flujo (Shields, A 1936). Se denota por θ_c y se define como:

$$\theta_c = \frac{\tau_c}{g(\rho_s - \rho)d_{50}} \quad (22)$$

donde τ_c es el esfuerzo de corte crítico para el cual comienza el movimiento del sedimento. Los valores de θ_c se pueden especificar directamente en el archivo de dirección de SISYPHE o se puede calcular en función del diámetro D_* de grano adimensional de la siguiente forma:

$$D_* = d \left[\frac{(\rho_s / \rho - 1)g}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (23)$$

Y con esto, es posible determinar el parámetro crítico de Shields θ_c como sigue:

$$\theta_c = \begin{cases} 0.24D_*^{-1}, & D_* \leq 4 \\ 0.14D_*^{-0.64}, & 4 < D_* \leq 10 \\ 0.04D_*^{-0.10}, & 10 < D_* \leq 20 \\ 0.013D_*^{0.29}, & 20 < D_* \leq 150 \\ 0.045, & 150 < D_* \end{cases} \quad (24)$$

donde τ_c y d_{50} están en N/m² y en m, respectivamente; ν es la viscosidad cinemática y g es la gravedad en m²/s y m/s² respectivamente. Considerar que, para tamaños de granos múltiples, el parámetro de Shields debe especificarse para cada una de estas clases.

Si bien no se considerará transporte en suspensión en el modelo, la velocidad de asentamiento w_s es otro parámetro importante para el transporte de sedimentos. La fórmula de Van Rijn (1987) que es válida para partículas esféricas no cohesivas y suspensiones diluidas, y que además es función del diámetro del grano. Se implementa en SISYPHE de la siguiente manera:

$$w_s = \begin{cases} \frac{(s-1)gd_{50}^2}{18\nu}, & \text{si } d_{50} \leq 10^{-4} \\ \frac{10\nu}{d_{50}} \left(\sqrt{1 + 0.01 \frac{(s-1)gd_{50}^3}{18\nu^2}} - 1 \right), & \text{si } 10^{-4} < d_{50} \leq 10^{-3} \\ 1.1\sqrt{(s-1)gd_{50}}, & \text{si } 10^{-3} < d_{50} \end{cases} \quad (25)$$

donde $s = \rho_s/\rho_o$ es la densidad relativa.

El cuarto y último parámetro sedimentario de importancia considerado por SISYPHE, es la tasa de transporte de sedimento. Cuando el esfuerzo de corte en el lecho inducido por la corriente excede el valor crítico, las partículas de sedimento grueso comienzan a moverse como carga del lecho, mientras que las partículas más finas se transportan por suspensión. De esta forma, la carga total de sedimentos Q_t incluye una componente de carga del fondo Q_b y una componente de carga suspendida Q_s , es decir se tiene:

$$Q_t = Q_b + Q_s \quad (26)$$

Para definir esto, se asume una delimitación clásica entre carga de suelo y carga suspendida, considerando una interfaz a una altura de referencia $z = Z_{ref}$, donde para $z < Z_{ref}$ se produce mayor interacción entre las partículas y el fondo, y que en consecuencia pueden llegar a modificar la estructura del flujo, a diferencia de la capa correspondiente a $z > Z_{ref}$, donde el sedimento está más diluido, y por lo tanto el movimiento de las partículas sigue la velocidad media de flujo, pero con un término de velocidad de sedimentación adicional.

Transporte de carga de sedimento de fondo

Se puede encontrar una gran cantidad de fórmulas semi-empíricas en la literatura para calcular la tasa de transporte de carga. SISYPHE ofrece la posibilidad de elegir entre diferentes fórmulas de carga del lecho, incluidas fórmulas como la de Meyer-Peter y Muller (1948), Engelun-Hansen (1972) y la de Einstein-Brown(1950).

La mayoría de las fórmulas de transporte de sedimentos asumen condiciones para el inicio de la erosión, por ejemplo, como la de Meyer-Peter y Muller y la de Van Rijn. Otras fórmulas en cambio, se basan en un concepto energético, como por ejemplo la de Engelun-Hansen o puede derivarse de un enfoque estadístico como en el caso de Einstein-Brown. A continuación, se muestra la expresión para el cálculo adimensional de la tasa Φ_b de transporte de sedimento de fondo inducida por corriente:

$$\Phi_b = \frac{Q_b}{\sqrt{g(s-1)d_{ch}^3}} \quad (27)$$

donde ρ_s la densidad del sedimento; $s = \rho_s/\rho_o$ es la densidad relativa; d el diámetro característico del grano de arena (d_{ch} para granos uniformes), y que puede elegirse inicialmente como d_{50} ; finalmente g es la gravedad. Como se presenta a continuación, la tasa adimensional de transporte Φ_b suele expresarse en función del parámetro de Shields θ' definido por:

$$\theta' = \frac{\mu\tau_o}{g(\rho_s-\rho)d_{50}} \quad (28)$$

con μ el factor de corrección para la fricción del lecho, y τ_o es el esfuerzo de corte total en el lecho de fondo.

La mayoría de las fórmulas de transporte de sedimento se basan en resultados experimentales y deben validarse según sea el caso. En SISYPHE la elección de la fórmula de transporte viene dada según el rango de validez para el diámetro característico d_{50} . (Para valores distintos de d_{50} y/o para casos específicos, el usuario puede programar una fórmula de transporte a través de la subrutina fortran *qsform.f*). A continuación, se muestran las distintas opciones de cálculo:

- Para el caso donde se cumple $0.2 \text{ mm} < d_{50} < 29 \text{ mm}$ se utiliza la fórmula de Meyer-Peter-Muller, basada en el concepto de condición inicial de arrastre:

$$\Phi_b = \begin{cases} 0 & \text{si } \theta' < \theta_c \\ 8(\theta' - \theta_c)^{3/2} & \text{si } \theta' \geq \theta_c \end{cases} \quad (29)$$

donde θ_c es el parámetro crítico de Shields, que por defecto tiene un valor de 0.047.

- La fórmula de Einstein-Brown se utiliza para los casos donde el diámetro característico cumple $0.2 \text{ mm} < d_{50} < 32 \text{ mm}$ y además se cumple la condición $\theta' > \theta_c$:

$$\Phi_b = F(D_*)f(\theta') \quad (30)$$

con

$$F(D_*) = \left(\frac{2}{3} + \frac{36}{D_*}\right)^{0.5} - \left(\frac{36}{D_*}\right)^{0.5} \quad (31)$$

y

$$f(\theta') = \begin{cases} 2.15 \exp(-0.391/\theta') & \text{si } \theta' \leq 0.2 \\ 40\theta'^3 & \text{si } \theta' > 0.2 \end{cases} \quad (32)$$

- La fórmula de Engelund-Hansen, a diferencia de las dos anteriores, predice la carga total Q_t , es decir la carga asociada al lecho y la asociada al sedimento en suspensión a la vez. Se recomienda para sedimentos finos, con un rango de validez de $0.2 \text{ mm} < d_{50} < 1 \text{ mm}$, pero se debe tener en cuenta que el uso de esta fórmula solo es adecuado en condiciones de equilibrio, es decir un flujo constante y uniforme. SISYPHE tiene dos formas diferentes para resolver esta misma ecuación. La primera corresponde a la fórmula original, donde la tasa de transporte está en función del parámetro de Shields de la forma:

$$\Phi_b = 0.1\theta'^{5/2} \quad (33)$$

La segunda fórmula es la versión modificada por Chollet y Cunge (1980), para agregar la influencia de las dunas de arena. La tasa de transporte en este caso se relaciona con el coeficiente de fricción cuadrático C_d de la forma:

$$\Phi_b = \frac{0.1}{C_d} \hat{\theta}^{5/2} \quad (34)$$

donde $\hat{\theta}$ es un parámetro adimensional que representa el esfuerzo de corte en el lecho y que se calcula como una función del parámetro θ' anteriormente definido:

$$\hat{\theta} = \begin{cases} 0 & \text{si } \theta' < 0.06 \\ \sqrt{2.5(\theta' - 0.06)} & \text{si } 0.06 \leq \theta' < 0.384 \\ 1.056\theta'^{0.176} & \text{si } 0.384 \leq \theta' < 1.08 \\ \theta' & \text{si } \theta' \leq 1.08 \end{cases} \quad (35)$$

- Por otro lado, la fórmula de Van Rijn, válida para $0.2 \text{ mm} < d_{50} < 2 \text{ mm}$:

$$\Phi_b = 0.053D_*^{-0.3} \left(\frac{\theta' - \theta_c}{\theta_c} \right)^{2.1} \quad (36)$$

- Finalmente el método de Wilcock P. y Crowe J. (2003), que considera la distribución de tamaño completa de la superficie del lecho, es decir, desde las arenas más finas hasta las gravas más gruesas.

El método dice que, para cada tamaño de fracción i^{th} , la magnitud de la tasa de transporte fraccional sin efectos gravitacionales es $q_{bo,i} = |q_{bo,i}|$ [m²/s], se estima usando la fórmula de capacidad de carga sólida de fondo de Wilcock y Crowe de la forma:

$$W_i^* = f \left(\frac{\tau_b}{\tau_{r,i}} \right) = \frac{\Delta_s g q_{bo,i}}{F_{a,i} u_*^3} \quad (37)$$

donde W_i^* corresponde a la tasa de transporte adimensional de la fracción de sedimento i^{th} , $\Delta_s = \frac{\rho_s}{\rho} - 1$ es la densidad relativa adimensional de sedimento, τ_b es el esfuerzo de cote en el lecho, $\tau_{r,i}$ es el esfuerzo de corte de referencia para la fracción de sedimento i^{th} y $u_* = \sqrt{\tau_b / \rho}$ la velocidad de fricción. Por otro lado, la función de transporte W_i^* se define como:

$$W_i^* = \begin{cases} 0.002 \left(\frac{\tau_b}{\tau_{r,i}} \right)^{7.5} & \text{para } \frac{\tau_b}{\tau_{r,i}} < 1.35 \\ 14 \left(1 - \frac{0.894}{\left(\frac{\tau_b}{\tau_{r,i}} \right)^{0.5}} \right)^{4.5} & \text{para } \frac{\tau_b}{\tau_{r,i}} \geq 1.35 \end{cases} \quad (38)$$

donde la función de ocultación/exposición de sedimento se define de modo que las tasas de transporte de sedimentos se reduzcan para fracciones más finas y se aumenten para fracciones más gruesas. Lo anterior se expresa como sigue:

$$\frac{\tau_{r,i}}{\tau_{r,m}} = \left(\frac{d_i}{d_{s,m}} \right)^{b_i} \text{ con } b_i = \frac{0.67}{1 + \exp\left(1.5 - \frac{d_i}{d_{s,m}}\right)} \quad (39)$$

donde d_i [m] corresponde al diámetro de sedimento de la fracción de tamaño i^{th} , $d_{s,m}$ es el diámetro de sedimento medio del lecho, $\tau_{r,m}$ es el esfuerzo de corte de referencia de sedimento medio y b_i el exponente de la función ocultamiento. $\tau_{m,i}$ se calcula como una función adimensional del esfuerzo de corte de referencia medio $\tau_{r,m}^* = \frac{\tau_{r,m}}{\Delta_s \rho g d_{s,m}}$ con $\tau_{r,m}^* = 0.021 + 0.015 \exp(-20F_{a,i})$, y $F_{a,i}$ el contenido de arena de cada fracción i^{th} de sedimento. De esta forma se calcula la intensidad de transporte para cada fracción de tamaño de sedimento, determinando así las tasas de transporte fraccionales. El transporte total viene dado por la sumatoria de todas las tasas de transporte.

Ecuación de transporte de sedimento en suspensión

Anteriormente se había mencionado la ecuación para trazadores activos (Ecuación 4), entre los cuales se puede incluir el transporte de sedimento con una concentración $C = C(x, y, t)$ de carga suspendida promediada (integrada) en profundidad, aplicada a la zona de carga suspendida de la forma:

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial (hUC)}{\partial x} + \frac{\partial (hVC)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(h\epsilon_s \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h\epsilon_s \frac{\partial C}{\partial y} \right) + S \quad (40)$$

con $h = Z_s - Z_f \approx Z_s - Z_{ref}$ la profundidad del agua, asumiendo que el espesor de la capa de carga es muy delgada; (U, V) son las componentes de velocidad promediadas en profundidad en las direcciones x e y respectivamente; y S corresponde al flujo neto de sedimentos, y que se determina en base a la concentración de equilibrio dada según:

$$S_{Z_{ref}} = w_s (C_{eq} - C_{ref}) \quad (41)$$

donde C_{eq} es la concentración de equilibrio cercana al lecho, y C_{ref} es la concentración calculada en la interfaz entre la carga del lecho y la carga suspendida, es decir en $z = Z_{ref}$. La ecuación de transporte de sedimento puede ser expresada en su forma no conservativa como:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} + V \frac{\partial C}{\partial y} = \frac{1}{h} \left(\frac{\partial}{\partial x} \left(h\epsilon_s \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h\epsilon_s \frac{\partial C}{\partial y} \right) \right) + \frac{S}{h} \quad (42)$$

Por otro lado, para calcular la concentración de equilibrio cercana al lecho C_{eq} , se usa la fórmula propuesta por Zyserman y Fredsoe (1994), que además considera una altura de referencia de la interfaz entre la carga de lecho y la carga suspendida de $Z_{ref} = 2d_{50}$:

$$C_{eq} = \frac{0.331(\theta' - \theta_c)^{1.75}}{1 + 0.72(\theta' - \theta_c)^{1.75}} \quad (43)$$

Finalmente, la concentración C_{ref} calculada en la interfaz entre la carga del lecho y la carga suspendida, se obtiene de la integración del perfil de profundidad de Rouse (Abelson et al, 1993). De esta forma se puede establecer una relación entre la concentración $C = C(x, y, t)$ de la ecuación de transporte de sedimento y la concentración C_{ref} como sigue:

$$C_{ref} = \frac{C}{\left(\frac{Z_{ref}}{h}\right)^{\frac{w_s}{u_* k}}} \quad (44)$$

donde w_s es la velocidad de caída del grano, k la constante de Von Karman y u_* la velocidad de corte.

Ecuación de evolución del lecho

Para calcular la evolución del lecho, SISYPHE resuelve la ecuación de Exner (Coleman, S. E., y Nikora V. I., 2009) de la siguiente forma:

$$(1 - n) \frac{\partial Z_f}{\partial t} + \nabla \cdot Q_b = 0 \quad (45)$$

Donde n es la porosidad asociada a un lecho de material no cohesivo, que por defecto en SISYPHE tiene un valor de 0.40, Z_f es la elevación del fondo y Q_b el transporte de volumen sólido del lecho de fondo por unidad de ancho. Esta ecuación establece la variación del espesor del lecho de sedimento, y que puede derivarse de un simple balance de masa, válido para condiciones de equilibrio.

2.3. Análisis armónico de marea

Se realizará un análisis armónico de mareas para conocer las componentes energéticas importantes que provocan una modificación periódica del nivel de la superficie libre dentro del estuario. Estos efectos tienen una influencia directa sobre la hidrodinámica del estuario, donde tales variaciones dentro de un sistema más somero, como por ejemplo en las cercanías de la desembocadura del estuario, generan cambios importantes en las condiciones de flujo y también, hay creciente evidencia de que la marea puede proporcionar una fuente significativa de energía para la mezcla en el océano profundo (Egbert y Ray, 2001), justamente donde se tiene la condición de borde aguas abajo del caso en estudio.

A medida que el planeta Tierra gira sobre su eje, las fuerzas gravitatorias que varían espacialmente con respecto a la luna y el sol, actúan sobre el océano generando cambios en el nivel del mar, en respuesta a las frecuencias diurna y semidiurna que son las más comunes (Garland, 1965). Estas fuerzas actúan directamente sobre aguas oceánicas profundas, en cambio en regiones costeras, el efecto de variabilidad es secundario a estas fuerzas, y se propaga a través de ondas superficiales o señales conocidas como olas (Pugh, 1987). En un ciclo lunar típico, la variabilidad de las mareas suele ser la señal más grande, por lo que al analizar las corrientes lo que se busca es separar los componentes de la señal de marea de los no mareales.

Para realizar esto se requiere de un análisis armónico clásico de marea, donde el forzamiento mareal se modela como un conjunto de líneas espectrales, es decir, la suma de un conjunto finito de sinusoides con frecuencias específicas relacionadas con parámetros astronómicos, para así estimar las amplitudes y fases de las constituyentes armónicas. Estas frecuencias están representadas por combinaciones de 6 frecuencias fundamentales que surgen de los movimientos de la Tierra (Godin, 1972), los cuales son: efecto de la rotación de la Tierra (día lunar de 24.8 horas), la órbita de la luna alrededor de la Tierra (mes lunar de 27 días), la órbita de la Tierra alrededor del sol (año trópico), periodicidades en la ubicación del perigeo lunar (8.85 años), inclinación orbital lunar (18.6 años) y ubicación del perihelio (21000 años aprox.).

Para el análisis armónico, el método empleado en este estudio para realizar estimaciones de amplitudes y fases, está basado en rutinas FORTRAN, descritas por Godin (1972), Foreman (1977) y Foreman (1978). Estos algoritmos utilizan en conjunto el método de ajuste de mínimos cuadrados para encontrar las fases y amplitudes de las constituyentes armónicas a partir de la serie de datos del nivel del mar observados, en el cual la marea se representa como la serie:

$$y(t) = b_o + \sum_{k=1}^N a_k \cos(\sigma_k t) + b_k \sin(\sigma_k t) \quad (46)$$

donde $y(t)$ denota la altura de la marea en un instante t , b_o es el Nivel Medio del Mar obtenido como el promedio simple de los datos en todo el período de observación, k corresponde a la k -ésima constituyente de frecuencia σ_k , y los coeficientes a_k y b_k corresponden al par ordenado a partir del cual se determina la amplitud A_k y la fase φ_k , de la k -ésima constituyente, de acuerdo a la siguiente relación:

$$A_k = \sqrt{a_k^2 + b_k^2} \quad y \quad \varphi_k = \arctg\left(\frac{b_k}{a_k}\right) \quad (47)$$

En cuanto a la rutina misma, se utiliza la aplicación TTIDE implementada para MATLAB y confeccionada por Pawlowicz et al., (2002) en la cual se puede incorporar el cálculo del intervalo de confianza de cada constituyente armónica, y donde los datos de entrada corresponden a la serie completa de datos observados, que pueden ser series de hasta 1 año de extensión. En particular para el presente caso en estudio, se utilizarán datos de mareógrafos con el fin de calibrar el modelo, corroborar la condición de borde aguas abajo o también para calcular parámetros como el factor de Courtier.

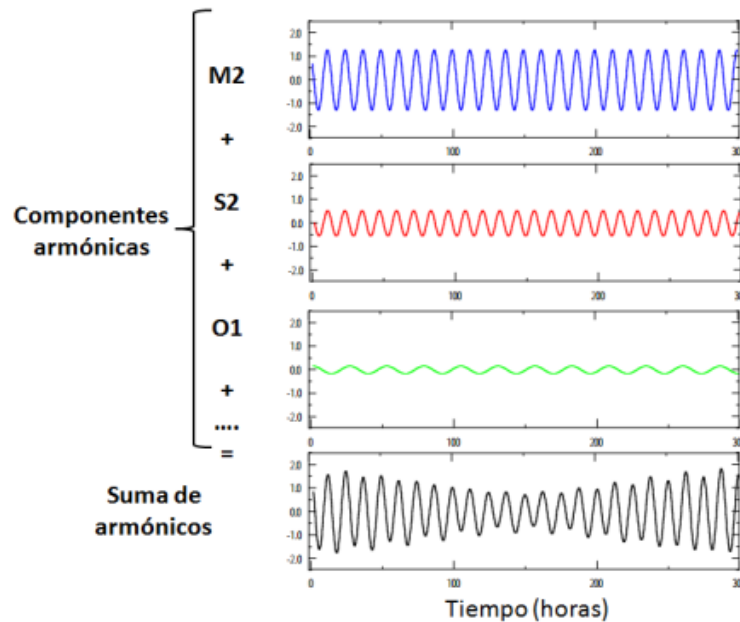


Figura 2.3: Esquema general de la predicción de la serie temporal de marea mediante la suma de componentes armónicas utilizando TTIDE.

La aplicación TTIDE puede arrojar hasta 37 constituyentes armónicas estándares, cada una con su frecuencia, amplitud y fase respectiva (para estas dos últimas se entrega además su error asociado), y de entre las cuales destacan las principales constituyentes de marea según Defant, A. (1961), estas son:

Tabla 2.1: Principales armónicos de mareas con su símbolo y período respectivo.

Nombre	Símbolo	Período [hora solar]
Principal lunar	M_2	12.42
Principal solar	S_2	12.00
Elíptico lunar más largo	N_2	12.66
Luni-solar semi diurna	K_2	11.97
Eclíptica solar más larga	T_2	12.01
Eclíptica solar más corta	L_2	12.19
Lunar elíptico de segundo orden	$2N_2$	12.91
Variacional	μ_2	12.87
Luni-solar diurna	K_1	23.93
Principal lunar diurna	O_1	25.82
Principal solar diurna	P_1	24.07
Eclíptica lunar más corta	M_1	24.84
Eclíptica lunar corta	J_1	23.10
Lunar quincenal	Mf	327.86
Lunar mensual	Mm	661.30
Solar semi anual	Ssa	2191.43

Por otro lado, las constituyentes armónicas también pueden ser utilizadas para caracterizar los regímenes de mareas presentes en el área de estudio mediante el coeficiente de Courtier “ F ” Pub. SHOA. (1992) el cual se define como:

$$F = \frac{\text{Amplitud}(K_1) + \text{Amplitud}(O_1)}{\text{Amplitud}(M_2) + \text{Amplitud}(S_2)} \quad (48)$$

De esta manera el factor de forma F indica una marea de los siguientes tipos según su valor:

- $0.00 \leq F < 0.25$ semidiurna.
- $0.25 \leq F < 1.50$ mixta predominantemente semidiurna.
- $1.50 \leq F < 3.00$ mixta predominantemente diurna.
- $3.00 \leq F$ diurna.

3. Descripción de la zona de estudio

El estuario del río Maule (Lat. $-35^{\circ} 19' 55''$; Long. $-72^{\circ} 24' 00''$) se ubica en la zona centro-sur de Chile, al norte de la comuna de Constitución, en la desembocadura del río Maule, Provincia de Talca, Región del Maule. El sector estudiado considera topografía de sectores marítimos (costa) y fluvial (río). La zona distal es de aproximadamente 4.5 km, mientras que las zonas media y próxima aguas arriba del estuario, definiendo como origen la desembocadura, es de aproximadamente 16.5 km.

3.1. Hoya hidrográfica

La Cuenca del río Maule ubicada en la VII Región, corresponde a la cuarta cuenca con mayor superficie a nivel nacional, contabilizando un total de 20.295 [km²] donde aproximadamente un 30 % de esta superficie se ubica por sobre la línea de nieve.

El río Maule nace como efluente de la Laguna del Maule a una altura de 2,233 [msnm] en la Cordillera de los Andes, finalizando su curso tras recorrer 240 [km] aguas abajo al norte de la comuna de Constitución, donde desemboca en el Océano Pacífico. De los tributarios importantes al río Maule en la zona andina destacan el río Puelche, el cual se une al cauce a 31 [km] de su nacimiento, el río Cipreses, efluente de la Laguna Invernada y el río Melado, el cual aumenta considerablemente el caudal uniéndose a los 75 [km] de curso.

El río Guaquivilo-Melado nace de la confluencia de los ríos Cajón Troncoso, que drena un amplio sector fronterizo, y el Palaleo, que desagua desde la Laguna Dial, situada a unos 70 [km] aguas arriba de esa junta. Este río mantiene un rumbo de sur a norte atravesando un valle de tipo interandino longitudinal caracterizado por el cordón montañoso a su ribera izquierda, separándolos de las subcuencas de los ríos Longaví, Achibueno y Ancoa.

Tras dejar Maule Alto, a unos 90 [km] de su nacimiento, el río Maule ensancha su cauce para atravesar un recorrido de 80 [km] sobre la llanura aluvial del Valle Central, donde casi no recibe tributarios de importancia, no así hasta alcanzar la Cordillera de la Costa. Esto porque tanto para la ribera norte y la ribera sur del río Maule en el Valle Central, los ríos generados en los Andes avanzan de forma paralela al cauce, hasta ser captados por el río Claro y el río Loncomilla respectivamente.

El río Claro drena la hoya norte del Maule, cuya red de captación en la cordillera es densa y con múltiples ramificaciones dominadas por el volcán Descabezado Grande. Entre sus afluentes importantes destacan el estero Pangue y el río Lircay. Por el sector norte el río Loncomilla, el afluente de mayor envergadura del Maule, se forma tras la unión de los ríos Longaví y Perquilauquén, los que proceden desde el oriente y occidente respectivamente. Otros tributarios de importancia al Loncomilla, son los ríos Achibueno y Putagán. A su vez el río Ancoa es afluente del río Achibueno.

3.3. Régimen Fluviométrico

Según la extracción y procesamiento de datos desde la estación fluviométrica Maule en Forel (código 07383001- K) de la DGA, se puede observar en la Tabla 3.1 y en la Figura 3.2 que la desembocadura del Río Maule presenta un régimen pluvial, acentuando sus mayores caudales en los meses de invierno y un menor aporte en los meses de verano.

Tabla 3.1: Probabilidades de excedencias para cada mes según registro de datos estación Maule en Forel DGA.

Prob. Excedencia	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
5%	796	826	1467	3018	10338	11206	16556	13723	4367	3028	1596	905
25%	340	278	321	680	1553	5209	3197	3443	2108	766	704	558
50%	281	199	278	374	649	2018	1756	1415	1074	600	493	410
80%	166	126	171	307	383	1069	868	808	475	480	324	281
95%	64	60	134	146	203	307	311	289	306	222	152	76

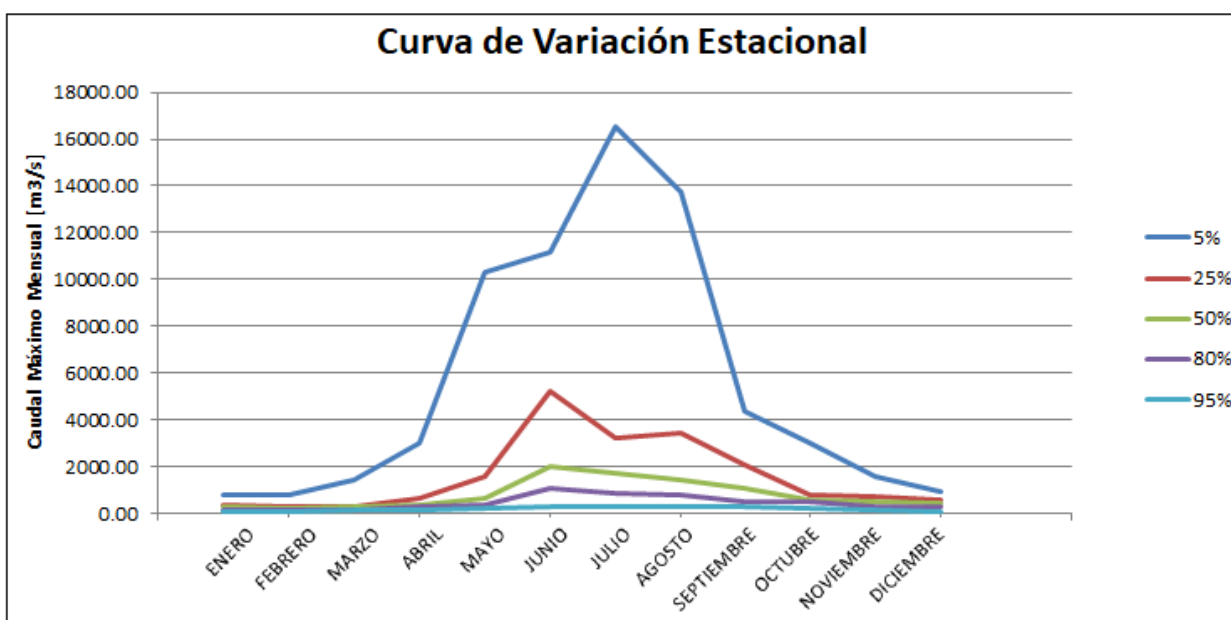


Figura 3.2: Curva de variación estacional de la estación Maule en Forel. Datos extraídos desde la DGA.

Lo anterior indica que en la parte baja de la cuenca del Maule, las máximas crecidas anuales son de origen pluvial (período abril – septiembre), manteniendo el mismo régimen fluviométrico de la cuenca alta del Maule, cuyo comportamiento hidrológico se ve regulado principalmente por los embalses Colbún y Melado. Esto pues las máximas crecidas afluentes a estos embalses son igualmente de origen pluvial y coinciden con las máximas descargas anuales, salvo en años extremadamente secos (Arias C. 2011).

3.4. Clima y meteorología

En la cuenca del río Maule se presenta un clima mediterráneo templado cálido, donde existen al menos dos meses consecutivos del verano con déficit hídrico. La condición geomorfológica general determina la existencia de ombroclimas que varían de sub húmedo (600-1000 mm de precipitación anual) a húmedo (1000-1600 mm de precipitación anual), que para el caso del sector costero en donde se ubica la comuna de Constitución, se encuentra dentro del conjunto bioclimático del tipo mediterráneo pluviestacional.

Las características de continentalidad hacia el interior (Valle longitudinal y Precordillera) hacen que los contrastes térmicos sean más acentuados que en el litoral. La temperatura media anual es de 14.9 °C, con una máxima de 22.8 °C y una mínima de 8 °C. El período seco es de seis meses y la precipitación promedio anual es de 735 mm. A continuación, se presenta un diagrama ombrotérmico, el cual da cuenta de los montos de precipitación y temperaturas medias mensuales, de la ciudad de Talca cercana a Constitución.

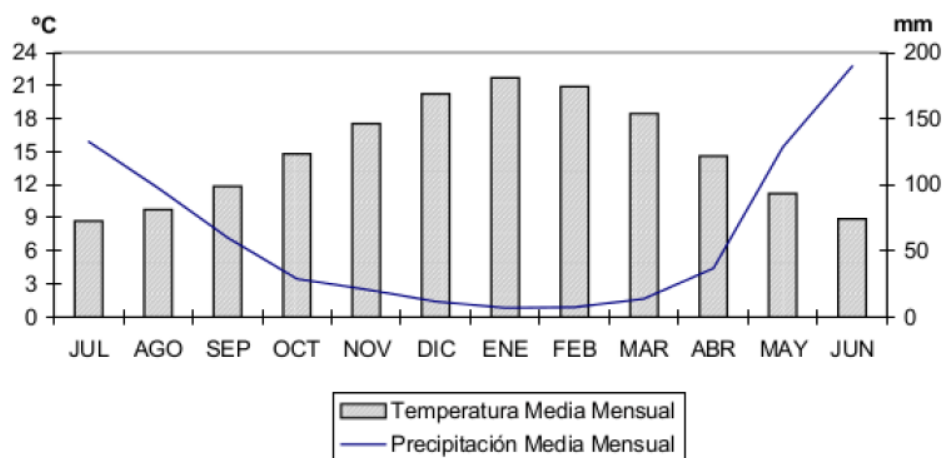


Figura 3.3: Temperatura y Precipitación media mensual ciudad de Talca. Fuente: DGA.

En resumen, las precipitaciones se concentran en los meses de invierno, las mayores temperaturas se presentan en verano, y hacia el sector de la cordillera de Los Andes, por razones de altitud el clima se torna frío. Las precipitaciones son abundantes en la época invernal, las temperaturas veraniegas son altas, sobre todo en la depresión intermedia y en el interior, en tanto que los períodos secos oscilan entre cinco y siete meses, rango que está estrechamente vinculado con la longitud geográfica. Para efectos del modelo se utiliza un promedio de las temperaturas del período de registros.

4. Implementación del Modelo Telemac 2D

4.1. Datos de campo

Para calibrar el modelo se utilizarán los datos de mediciones de campo obtenidos por el INH en una campaña realizada en el invierno de 2011 en el período del 25 de mayo al 24 de junio. Dentro de los datos de campo relevantes para la calibración y validación del modelo, destacan una serie de mareógrafos distribuidos a lo largo del estuario, perfiladores de corriente ADCP para registrar las corrientes en distintos puntos representativos del estuario, y el levantamiento topo batimétrico a lo largo del estuario incluyendo además parte de la zona marítima. También se cuenta con mediciones de caudal instantáneo aguas arriba del estuario, por parte de la estación fluviométrica de la DGA Maule en Forel, código BNA 07383001-K. Finalmente se tomaron distintas muestras sedimentológicas para estimar el coeficiente de rugosidad del lecho y posterior estimación de las tasas de transporte de sedimento.

4.1.1. Levantamiento topo - batimétrico

El levantamiento topográfico de la zona de estudio considera un sector marítimo y otro fluvial. En cuanto a la batimetría, se midieron 2700 metros paralelos a la costa hasta una profundidad mar adentro de 20 metros. Se midieron perfiles perpendiculares a la costa cada 200 metros a lo largo de los 2700 metros, en donde 1200 metros de ellos son hacia el sur de la desembocadura del río Maule y los otros 1500 hacia el norte. En cuanto al levantamiento topográfico del borde costero en la desembocadura, considera la playa norte en una extensión de 2260 metros, mientras que la playa sur se extiende por 2220 metros.

Por otro lado, se ejecuta un levantamiento topográfico del sector fluvial, en un tramo comprendido desde la desembocadura hasta el kilómetro 16 aguas arriba. Esto incluye además la batimetría del fondo del río en una extensión de 16 kilómetros, además del levantamiento de las riberas norte y sur. A continuación, en la Figura 4.1 se muestra el área de estudio con sus dos principales sectores en donde se realizó la topo-batimetría:



Figura 4.1: Zona de estudio estuario río Maule, sector fluvial y marítimo. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Con los datos de campo obtenidos del levantamiento topobatimétrico del lugar de estudio, fue posible confeccionar un modelo digital del terreno en cuestión. Los resultados del procesamiento se presentan en la Figura 4.2, donde se muestra el levantamiento generado. La planimetría está expresada en coordenadas pertenecientes al huso 18 de la proyección UTM, con referencia al datum WGS-1984, mientras que la altimetría se vincula al vértice de nivel de reducción de sondas del lugar (NRS), que corresponde a la base geodésica del levantamiento encargada de georreferenciar todos los procesos de medición de la zona.

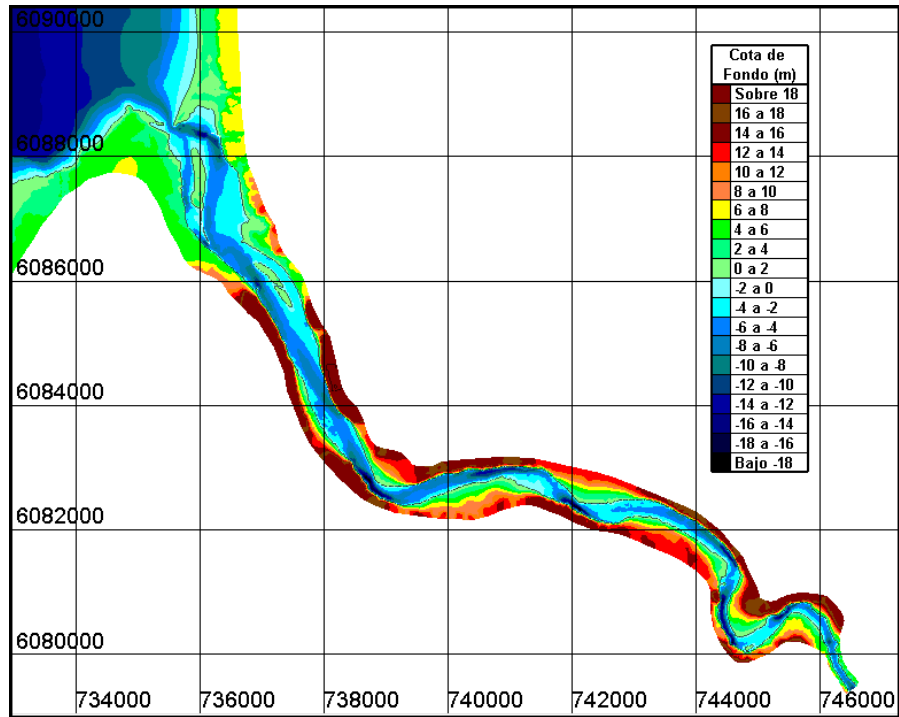


Figura 4.2: Modelo digital de terreno (cota de fondo), generado con el levantamiento topo-batimétrico del estuario. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

4.1.2. Corrientes

Si midieron corrientes utilizando perfiladores ADCP. Estos corresponden a modelos WHSW1200 de 1200 khz de frecuencia, marca Tele Dyne, configurados para registrar datos cada 20 minutos, a lo largo de todo el perfil vertical. En la Tabla 4.1 se muestran las coordenadas y profundidad a la que fueron instalados, y por otro lado en la Tabla 4.3 se muestra la posición de éstos en el estuario.

Tabla 4.1: Coordenadas y profundidades de instalación de perfiladores de corrientes ADCP.

ADCP	Coordenadas UTM [m]		Profundidad de instalación [m]
	Este	Norte	
3	735894	6088445	8.8
4	738527	6082985	9.6
5	744467	6080862	7.5



Figura 4.3: Distribución de los perfiladores de corriente ADCP en el estuario. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Como en este trabajo se tiene por objetivo modelar en dos dimensiones, los datos de los perfiladores ADCP se deben integrar en el perfil vertical resultando una componente para U (Este) y para V (Norte). En la Figura 4.4 se muestran los resultados del procesamiento de los datos de campo para las corrientes, en donde para cada ADCP se tiene la resultante de la integración del perfil vertical tanto para la componente U como para la componente V:

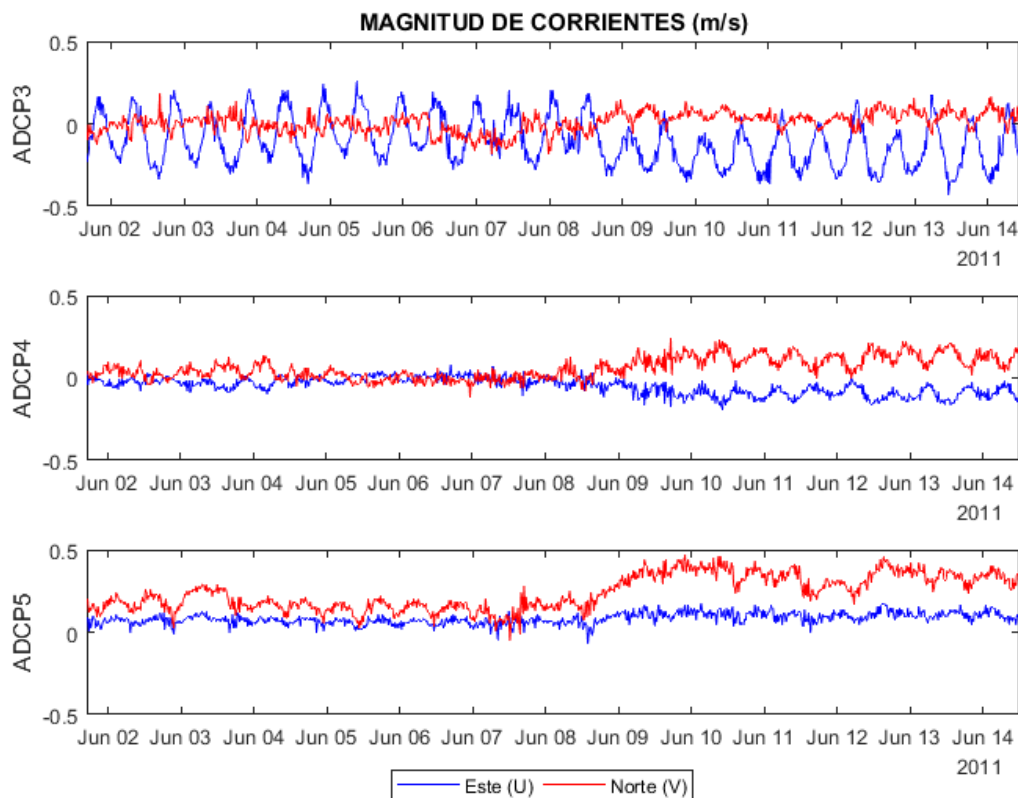


Figura 4.4: Datos de corriente procesados. Componentes U y V resultante de la integración del perfil vertical, para cada ADCP.

4.1.3. Superficie libre

La medición de la superficie libre en el sector fluvial del estuario, se realiza utilizando mareógrafos marca Valeport, distribuidos en cuatro puntos representativos, y que se configuran de tal forma de obtener registros cada 10 minutos. En la Tabla 4.2 se muestran las coordenadas y el sector en los que fueron ubicados, y en la Figura 4.3 se muestra su posición en el estuario.

Tabla 4.2: Coordenadas y sector de instalación de mareógrafos.

Mareógrafo	Coordenadas UTM [m]		Sector
	Norte	Este	Nombre
RM-2	6088502	736189	Espigón Quivolgo
RM-3	6085900	736840	Puente Cardenal Raúl S.H.
RM-4	6082564	739852	Cabañas La Palmilla
RM-5	6080498	744532	Piedra del Lobo



Figura 4.5: Distribución de Mareógrafos en el estuario. Estación DGA Maule en Forel. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Cabe señalar que se contaba con la información de otro mareógrafo ubicado en el sector marítimo del estuario, pero debido a un fuerte temporal ocurrido en el período de la campaña de campo, no fue posible obtener esta información. Se detallará más adelante la inclusión del modelo TPXO (Egbert D. y Svetlana Y., 2002) como subrutina en la implementación del modelo TELEMAC, para completar la información faltante del nivel de la superficie libre en el sector marítimo, que básicamente determina las componentes armónicas de marea para estimar el nivel del agua. Sumado a esto, se utilizan los datos extraídos de la estación ubicada en el muelle Maguellines (*IOC-Sea Level Monitoring*), propiedad del SHOA, para corroborar la condición de borde de marea, ya que este mareógrafo a diferencia de los otros cuatro, se emplaza fuera de la zona fluvial del estuario, de manera que la serie de tiempo extraída representa de mejor manera el comportamiento de la marea a la salida del dominio. A continuación, se muestra gráficamente en la Figura 4.6 los datos extraídos desde los mareógrafos en la campaña de campo del mes de junio y los datos de la estación Maguellines del SHOA:

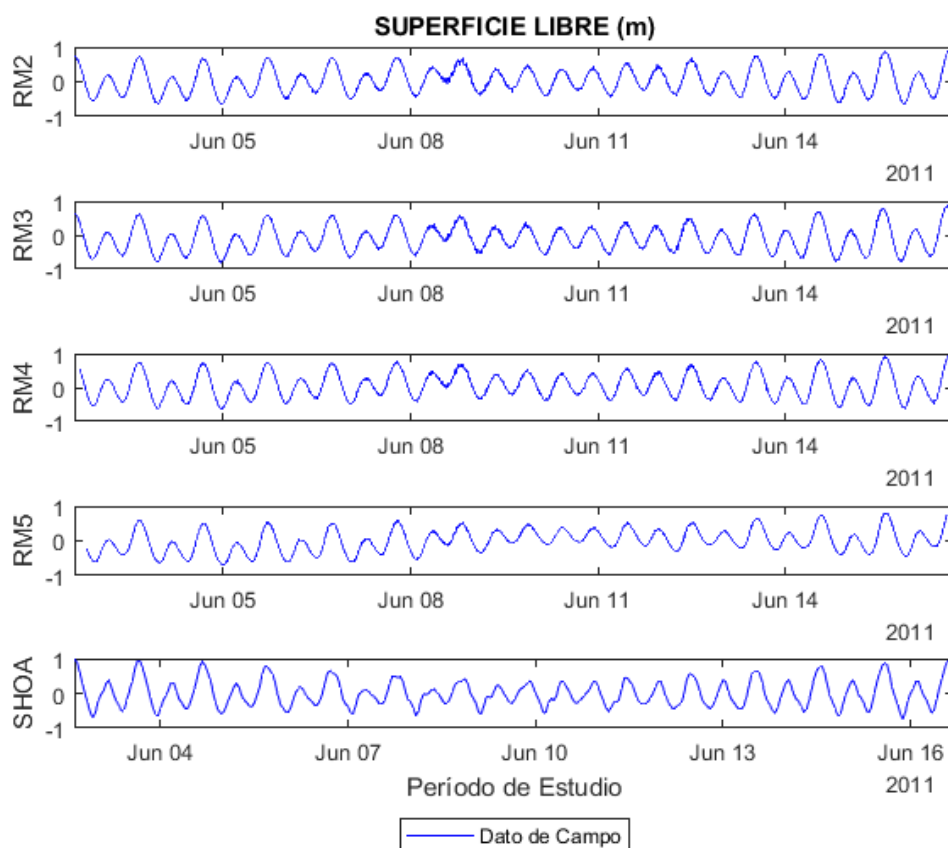


Figura 4.6: Registro de mareas como dato de campo. Superficie libre para cada mareógrafo.

4.1.4. Caudal Afluyente

Se extrae la información de caudales horarios instantáneos para el mismo mes de junio del 2011, desde la estación fluviométrica de la DGA Maule en Forel. La Figura 4.5 muestra la posición en el sector de estudio de la estación, cuyas coordenadas en la proyección UTM son 6078121 Norte y 753307 Este. Por otro lado, la Figura 4.7 muestra gráficamente el caudal instantáneo horario en el período de estudio de campo.

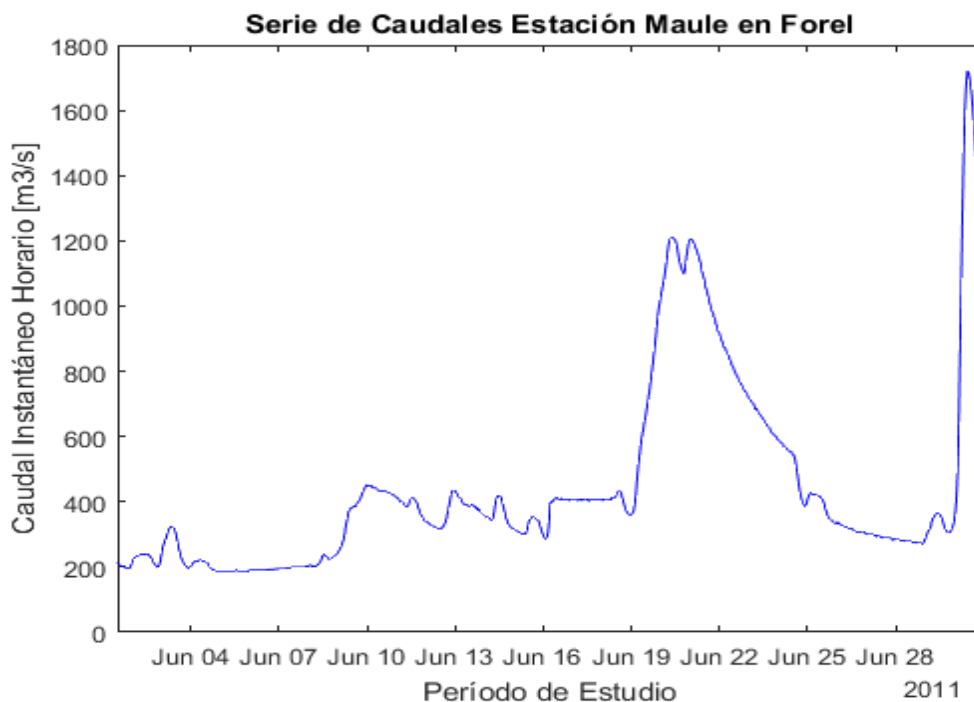


Figura 4.7: Serie de caudales instantáneos horarios de la estación Maule en Forel para el período de estudio.

4.1.5. Muestras Sedimentológicas

Las muestras sedimentológicas son de igual importancia como dato “input” en la implementación del modelo hidrodinámico, específicamente para el módulo de transporte de sedimentos y para estimar además el coeficiente de Manning. La Tabla 4.3 muestra los resultados del análisis granulométrico efectuado a partir de los datos recopilados por el INH en la campaña de campo del 2011, donde el sector costero corresponde al promedio del diámetro de las muestras que se tomaron en el sector colindante al mar (M1, M2 y M3), mientras que las de la zona fluvial, corresponden al promedio de las muestras que se tomaron al interior del estuario (M4 a M14 y MF1 a MF4). La distribución en el estuario de la toma de muestras se ilustra en la Figura 4.8.



Figura 4.8: Distribución toma de muestras sedimentarias en el estuario. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Tabla 4.3: Promedio de diámetros característicos determinados a partir de las muestras sedimentológicas para el sector costero y fluvial. Resumen resultados análisis granulométrico.

Sector	D_{90} [mm]	D_{84} [mm]	D_{65} [mm]	D_{50} [mm]	D_{16} [mm]
Costero	61.62	57.04	45.76	38.80	14.93
Fluvial	0.49	0.43	0.33	0.28	0.19

4.1.6. Salinidad

Los datos de salinidad serán necesarios para inicializar el modelo y así poder verificar el avance de la pluma salina dentro del estuario. Se cuenta con datos recopilados por el INH en dos campañas realizadas en el mes de junio de 2011, para las cuales se consideró 3 o 4 puntos de muestreo por sección transversal. En una primera campaña se realizan mediciones mediante un perfilador CTD modelo SEACAT PROFILER configurado para efectuar mediciones de campo en profundidad cada 0.5 segundos, los días 4 y 5 de junio, contabilizando un total de 73 perfiles. Para la segunda campaña, se realizan mediciones con perfilador CTD modelo VELEPORT para los días 25 y 26 de junio, contabilizando un total de 93 perfiles. La Figura 4.9 ilustra los puntos de medición:



Figura 4.9: Ubicación en planta de perfiles CTD en campaña del 4 y 5 de junio. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

4.2. Efecto del evento de crecida sobre el registro del nivel de marea

Como se puede observar en la Figura 4.7, que da cuenta de los caudales instantáneos del período de estudio, ocurre un evento de crecida entre los días 8 y 10 de Junio. Al observar los datos registrados por los mareógrafos (Figura 4.6), se puede notar que para este mismo período la serie de tiempo para el nivel de la superficie libre presenta un “ruido” en su señal. Dado esto, se busca representar esta configuración en el modelo, a modo de verificar si existe una influencia de importancia en los resultados que puedan verificarse con esta crecida en el período de estudio. Esto porque el evento mencionado pudo haber tenido alguna influencia en el cambio morfológico de la barra submarina, y ya sea si la barra se extendió o se comprimió, los datos de campo de la superficie libre mostrados en la Figura 4.6 están medidos en una condición morfológica natural de la barra para ese período, a diferencia de otros datos de campo, en específico la cota de fondo del modelo (topo-batimetría) que se utiliza en el modelo en una condición distinta a la ocurrida en una situación natural, como por ejemplo la tormenta que podría haber generado tal “ruido” en la señal de la superficie libre.

Para lo anterior, se altera artificialmente la topo batimetría en la desembocadura del cauce. Específicamente se aumenta la cota del fondo, con el fin de alterar el nivel de la barra que se genera a la salida de estuario. Se espera que con esta configuración en el modelo, se obtengan resultados que compensen el evento de crecida dado un aumento en el nivel de la superficie. La Figura 4.10 muestra la geometría alterada en la desembocadura que se utilizará para este modelo de prueba para analizar el evento de crecida.

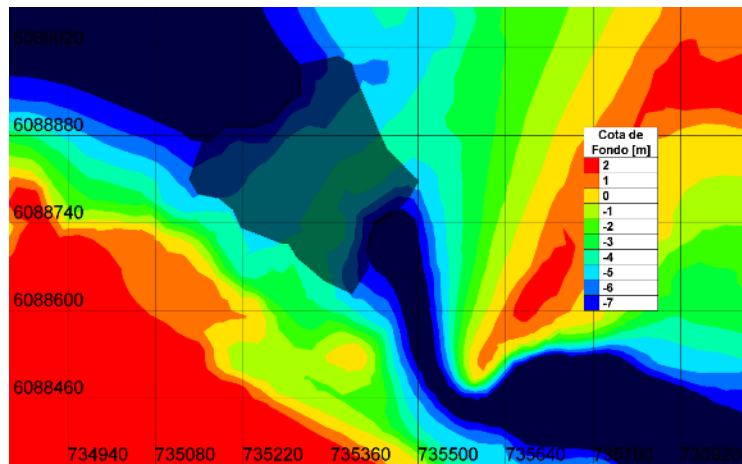


Figura 4.10: Alteración de la topo batimetría (zona de la barra en la demarcación oscura) para analizar el efecto de crecida.

4.3. Asimetría de marea horizontal

Uno de los efectos de mayor interés en cuerpos de agua costeros es la generación de asimetrías de corrientes, asociadas a los procesos de interacción no lineal, que pueden afectar la evolución morfodinámica de estos sistemas someros a mediano y largo plazo (Aubrey y Aldridge, 1986), por cuanto tienden a favorecer el flujo neto de sedimento en el sentido predominante de dichas asimetrías. La generación de asimetrías de corriente está asociada principalmente a dos procesos: por un lado, a los efectos no lineales de la fricción, que retardan los cambios de nivel en las bajamareas respecto a las pleamareas provocando llenantes más cortas y por ende más intensas que las vaciantes (Dronkers, 1986); y a la presencia de zonas intermareales, que limita la velocidad de propagación de la onda produciendo vaciantes más duraderas e intensas que las llenantes (Van Dongeren y De Vriend, 1994). Es decir, dominios de aguas muy someras con escasas zonas intermareales están habitualmente caracterizados por la fricción y generan asimetrías con predominio de corrientes más intensas en llenante mientras que las áreas con amplias extensiones intermareales presentan comúnmente corrientes más intensas en vaciante.

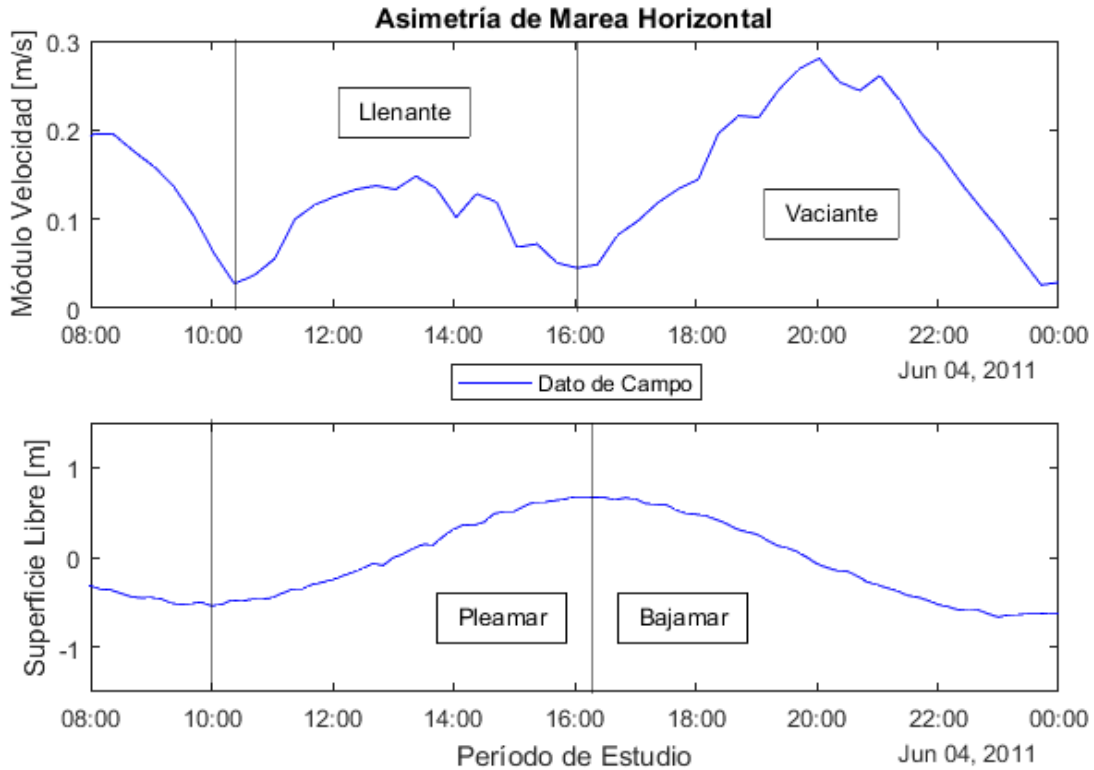


Figura 4.11: Asimetría de onda de marea (4 de junio 2011). Superior: Módulo de velocidad para las corrientes ADCP3. Inferior: Nivel superficie libre mareógrafo RM2.

En la Figura 4.11 se presentan los datos para el módulo de la velocidad y el nivel de la superficie libre, para el perfilador de corriente ADCP3 y el mareógrafo RM2 respectivamente, instalados en las proximidades de la desembocadura del estuario. Para evidenciar de forma más precisa las curvas de llenante y vaciante, se afina el rango de tiempo de datos para un solo día (4 de junio, 2011), en donde se puede apreciar que el estuario está dominado por el flujo de vaciante por sobre el de llenante, la duración de la vaciante es mayor que el de la vaciante, así como también lo es la velocidad de corriente. Notar además que en términos del módulo de la superficie libre, el valor alcanzado por una pleamar es mayor que el alcanzado por la bajamar, y que justamente este valor menor coincide con el término del período de vaciante, y por su parte, el valor más alto de la pleamar coincide con la inversión de la corriente cuando pasa de llenante a vaciante.

Considerar que estos datos no se extraen a la salida misma del estuario, por lo que una vez calibrado el modelo, se determinara la asimetría de marea para un punto justo en la desembocadura del estuario, y así poder analizar de mejor manera el llenado y vaciante de la onda de marea.

4.4. Inicialización del modelo

Para la implementación del modelo 2D, y mediante la utilización de Blue Kenue, se crea una grilla no estructurada de elemento triangular, con un especial refinamiento en la zona fluvial y en las cercanías de la boca del estuario. El espaciamiento mínimo y máximo entre vértices del mallado es de 10 y 3500 [m] respectivamente, lo que da lugar a un total de 35812 nodos para formar 70686 elementos triangulares. Se añaden además dos elementos estructurales presentes en las cercanías de la desembocadura del estuario (espigones), los cuales se trabajan como bordes cerrados. Lo anterior se muestra a continuación en la Figura 4.12:

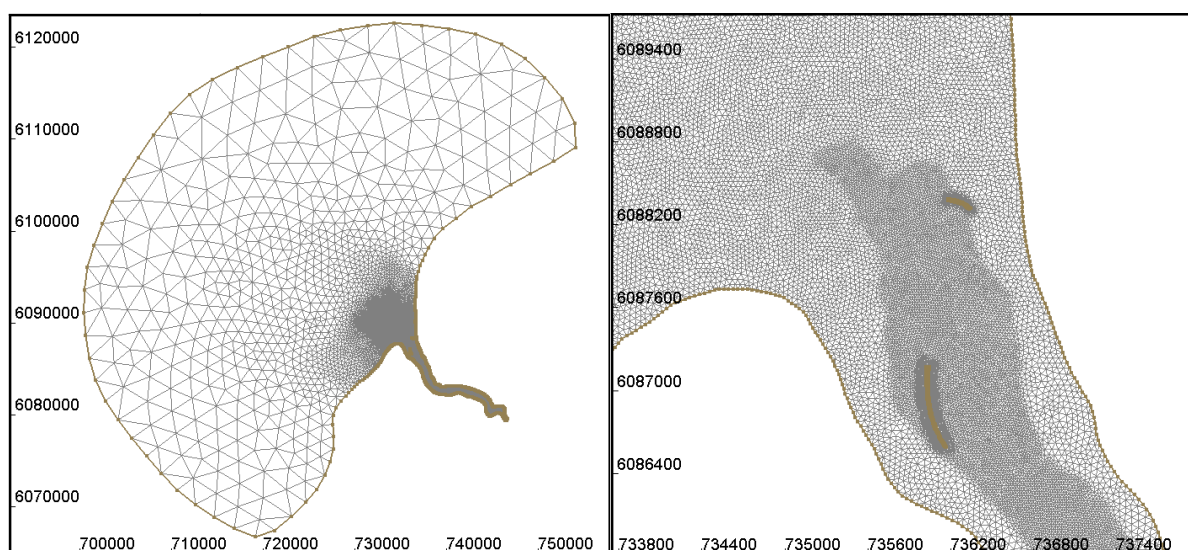


Figura 4.12: Grilla no estructurada de elementos triangulares utilizadas en el modelo. Coordenadas UTM Norte (vertical) y Este (Horizontal).

La Figura 4.13 muestra la grilla empleada en el modelo, donde además es posible observar los bordes definidos con sus respectivas condiciones de forzantes. En el borde azul se identifica la condición de entrada, la cual se trabaja como una serie de caudales cuyos datos se obtienen desde la estación fluviométrica de la DGA Maule en Forel. Para el borde de salida aguas abajo (borde naranja), se utiliza el modelo de marea oceánica global TPXO. En cuanto a los bordes verdes en la zona norte y sur del sector marino, que dan cuenta de una “condición libre” de flujo, donde no se imponen valores algunos ni para las corrientes ni para la altura, sino que se adecua a la condición de mar abierto dejando a Telemac estimar/calcular estos valores como flujo entrante o de salida mediante el método de Thompson (Thompson K., 1987). Esto último distinto a lo que se da en los bordes color café del mallado, que por defecto se define como un “slip”, donde no existe flujo ni de entrada ni de salida, y que en la práctica pueden representar estructuras externas a lo definido por la topografía, como puentes, muelles o en este caso la presencia de dos espigones: Espigón Orrego y Espigón Quivolgo (Figura 4.12).

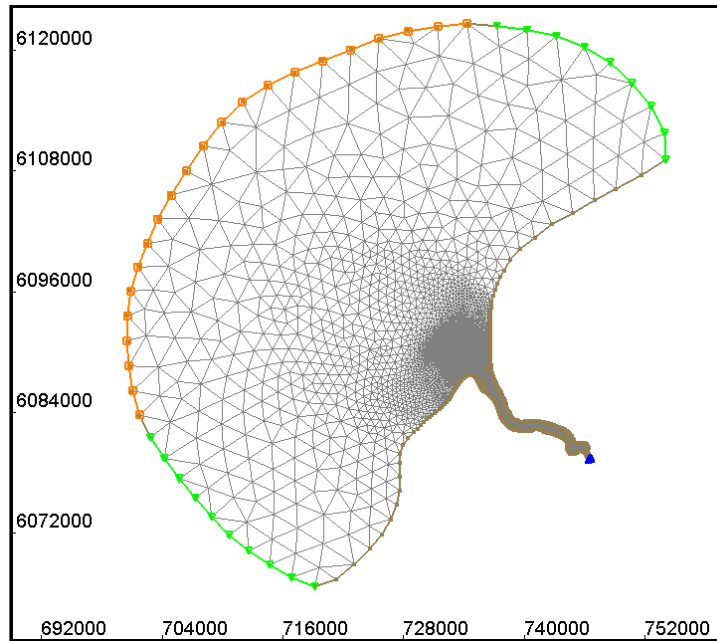


Figura 4.13: Definición de condiciones de borde en el mallado. Coordenadas UTM Norte (vertical) y Este (Horizontal).

4.4.1. Inicialización para la salinidad

Se debe considerar además una condición inicial para la salinidad, y para ello se impone un gradiente de salinidad similar al obtenido por los datos de la campaña de campo, de manera de representar los perfiles transversales promediados en la vertical acorde a la geometría 2D del mallado. La idea es encontrar una distribución salina a lo largo del estuario, realizando una simulación de aclimatamiento a modo de estabilizar el modelo previamente al período de estudio. Además de imponer el gradiente mencionado, se utiliza un valor de 34 [PSU] en el borde oceánico del mallado (Antonov et al.,2010) y un valor de 0 [PSU] a la entrada para dar cuenta del aporte de agua dulce desde la cuenca. Se considera además una temperatura constante de 12.3 [°C] (valor promedio de los registros CTD a lo largo del estuario) para toda la simulación, asumiendo una variación de temperatura despreciable inter diaria. En relación a los tiempos de simulación, la Tabla 4.4 Tabla 4.4 presenta los tiempos de configuración de ésta, y en la Figura 4.14 la condición inicial para la distribución de salinidad en el estuario después del período de aclimataje:

Tabla 4.4: Tiempos de simulación: Tiempo de estabilización y tiempo real del modelo.

Tiempo	Valor
$t_{pre\ inicio}$	23-05-2011 12:00
$t_{inicial\ modelo}$	02-06-2011 12:00
$t_{final\ modelo}$	14-06-2011 12:00
Tiempo de modelación real	12 días

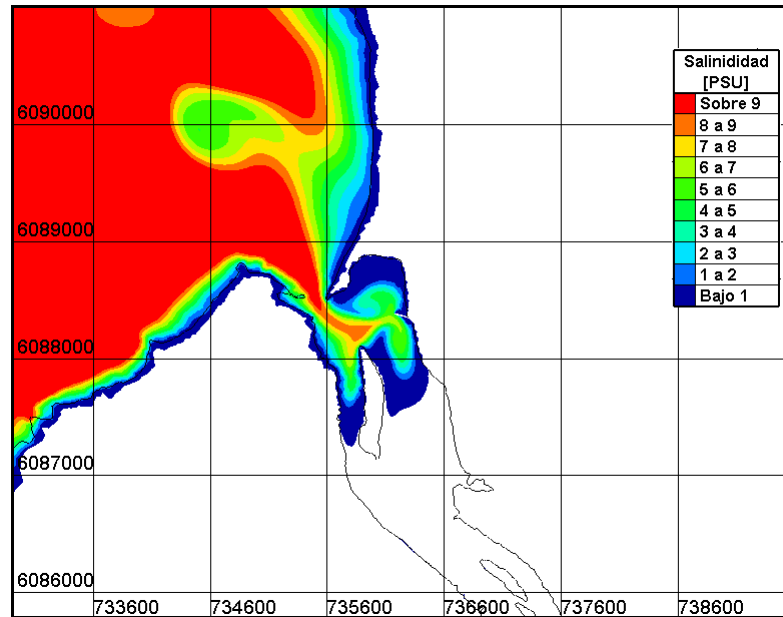


Figura 4.14: Condición inicial para la distribución de salinidad en el estuario. Final período de estabilización (Tiempo inicial modelo). Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

4.5. Estimación del coeficiente de Manning

A partir de varios factores de importancia que afectan al coeficiente de rugosidad de Manning en cauces naturales, se utiliza el Método de Cowan (Chow 1959), procedimiento para estimar el valor de n según la siguiente ecuación:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m$$

donde n_0 es el valor de n para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea; n_1 es una corrección por irregularidades del perímetro mojado a lo largo del tramo estudiado; n_2 es una corrección por la variación de forma y de dimensiones en de las secciones; n_3 corrección por obstrucciones, llámese troncos, rocas, escombros, etc.; n_4 corrección por la presencia de vegetación, y finalmente m , es un factor que mide la frecuencia de meandros o curvas.

Los valores de n_1, n_2, n_3, n_4 y m , recomendados por Chow (1959) se muestran en la Tabla 4.5:

Tabla 4.5: Valores sugeridos por Vente Chow.(1959) para la corrección del valor del coeficiente de manning. Método de Cowan,

Corrección por efecto de:	Corrección	Leve o despreciable	Moderado	Marcado	Muy Marcado
Grado de Irregularidad	n_1	0.000	0.005	0.010	0.0200
Cambios en las secciones	n_2	0.000	0.005	0.010	0.0145
Obstrucciones	n_3	0.000	0.010-0.015	0.020-0.030	0.040-0.060
Vegetación	n_4	0.005-0.01	0.010-0.025	0.025-0.050	0.050-0.1000
Meandros	m	1.000	1.000	1.150	1.300

Por otro lado, para estimar el valor de n_0 se utilizan relaciones empíricas de la literatura, y que tienen como parámetro base el diámetro característico de sedimento. Por lo tanto, se utilizan los datos mencionados en el apartado 4.1.5 (Tabla 4.6) de las muestras sedimentológicas extraídas en campaña de campo. A continuación en la Tabla 4.6, se muestran las ecuaciones mencionadas donde los diámetros d_{50} y d_{90} se trabajan en metros:

Tabla 4.6: Ecuaciones para la estimación del coeficiente de Manning. Fuente: Yen (1992).

Autores	Fórmula
Garde & Raju (1978)	$n = 0.047d_{50}^{1/6}$
Meyer-Petter & Muller (1948)	$n = 0.038d_{90}^{1/6}$
Bray (1979)	$n = 0.0495d_{50}^{0.16}$

Se estima el valor del coeficiente de Manning con las tres ecuaciones anteriores más el método de Cowan, tanto para el sector costero y el sector fluvial. Los resultados se muestran a continuación en la Tabla 4.7:

Tabla 4.7: Valores estimados para el coeficiente de rugosidad de maning.

Coeficiente de rugosidad n [sm-1/3]	Costa	Fluvial
Garde & Raju (1978) + Cowan	0.042	0.039
Meyer-Petter & Muller (1948) + Cowan	0.039	0.038
Bray (1979) + Cowan	0.044	0.040

4.6. Calibración

Los datos de campo anteriormente mencionados se utilizan para calibrar el modelo 2D. Para ello se considera un índice de desempeño, d , y el error cuadrático medio, RMSE (Willmott et al., 2012), para comparar los datos de campo observados con los simulados. Básicamente si se obtiene un valor cercano a 1 para el índice de desempeño, y cercano a 0 para el error cuadrático medio, es que los valores simulados se acercan más a una condición real. Las ecuaciones de estos dos parámetros se muestran a continuación:

$$d = 1 - \frac{\sum_{i=1}^k (P_i - O_i)^2}{\sum_{i=1}^k (|P_i - O_i| + |O_i - \bar{O}|)^2} \quad (49)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^k (P_i - O_i)^2}{k}} \quad (50)$$

$$i = 1, \dots, k = \frac{T}{\Delta t} \quad (51)$$

donde P_i y O_i corresponden al valor de la serie simulada y observada respectivamente, \bar{O} es la media temporal de la serie de tiempo y T es el período total que comprende la serie a comparar.

Se modelan 5 casos donde cada uno de ellos posee un valor distinto en el coeficiente de calibración para el rango de marea. Este coeficiente se utiliza para calibrar específicamente la amplitud de la onda de marea de la señal global y no para ondas elementales separadas. Por defecto se utiliza un valor igual a 1, que en este caso corresponde al caso número 5 a modelar y que a priori sirve de referencia para comparar con los demás casos. Los otros cuatro coeficientes toman un valor en torno a 1. En la Tabla 4.8 se muestran los casos a modelar:

Tabla 4.8: Casos a modelar para calibrar el modelo hidrodinámico.

Casos	Coeficiente de calibración para el Rango de Marea
1	0.95
2	0.98
3	1.02
4	1.05
5	1.00

El criterio a utilizar para elegir el mejor caso de los 5 modelados, es aquel que obtenga un mayor índice de desempeño d y un menor error cuadrático medio $RMSE$. Estos índices se utilizan para comparar los datos de los cuatro mareógrafos y los tres perfiladores de corrientes disponibles, con los datos extraídos de los 5 modelos mencionados, para las variables de superficie libre y las corrientes, considerando para esta última las componentes Este y Norte.

4.7. Módulo de transporte de sedimentos

Una vez calibrado el modelo hidrodinámico, se debe acoplar con el módulo de sedimentos. A modo de simplificar el modelo y la incorporación SISYPHE al sistema completo TELEMAT, se trabaja solamente con transporte sólido de fondo sin considerar el transporte sólido en suspensión. Se asume, considerando un escenario de crecida, que gran parte del material en suspensión se pierde fuera de la desembocadura del estuario hacia la zona marina, de manera que se le da mayor importancia al transporte de sedimento de fondo dentro del estuario y a los cambios morfológicos que podrían generarse dentro del mismo y en la zona fluvial.

4.7.1. Incorporación de Crecidas

Antes de determinar las tasas de sedimento para el transporte de fondo, se deben incorporar las crecidas en el aumento del caudal para la implementación del modelo final como variable input. Se cuenta con datos fluviométricos de la estación Río Maule en Forel con información histórica de un registro de 30 años (1988-2017) para caudales instantáneos horarios y caudales máximos. Para cada año se identifica el caudal máximo anual y se realiza un análisis de frecuencia para determinar la distribución con mejor ajuste para el período de registro. Posteriormente las distintas

distribuciones se someten al Test Chi2 para elegir aquella con mejor ajuste y estimar los caudales peaks que se utilizarán para distintos períodos de retornos. A continuación, en la Tabla 4.9 se muestran los resultados de caudales máximos estimados para distintos períodos de retorno según la distribución correspondiente:

Tabla 4.9: Estimación de caudales para distintos períodos de retorno según distribución de frecuencia. (*) indica aquella con mejor ajuste y aceptación según Test Chi2.

Periodo Retorno [años]	Probabilidad de Excedencia [%]	Caudal Estimado (m3/s)				
		Normal	Log-Normal	Pearson	Log-Pearson	Gumbel (*)
5	20	10249.38	8889.40	9751.65	9008.70	10374.14
10	10	12601.40	14472.90	12886.37	13776.91	13985.79
20	5	14543.20	21643.04	15796.48	19221.35	17450.18
50	2	16728.04	34037.29	19439.75	27442.88	21934.47
100	1	18184.30	46027.75	22095.52	34423.78	25294.81
1000	0.1	22264.34	107207.48	30566.45	62154.55	36398.44

Como se indica, la distribución Gumbel obtiene un mejor ajuste por lo que se trabajará con los resultados de esta distribución. Se ejecutará un modelo para los períodos de retorno de 10, 20 y 50 años, de manera que se tendrá un hidrograma de crecida para cada uno de estos tres períodos de retorno, con un caudal peak alcanzado igual a lo señalado en la Tabla 4.9 anterior para la distribución Gumbel y el período de retorno respectivo. Señalar además que el tiempo total considerado para cada crecida es de 12 días, alcanzando su peak entre los días 3 y 4, disminuyendo temporalmente hasta alcanzar su caudal medio anual de 400 [m3/s] según mismos datos de la estación Maule en Forel (1987-2017). En base a lo anterior, se construyen hidrogramas de crecida “sintéticos” para un período de 12 días y para cada uno de los tres períodos de retorno (10, 20 y 50 años) con sus caudales peaks respectivos. Las series de caudales a modo de entrada al modelo se muestran a continuación en la Figura 4.15:

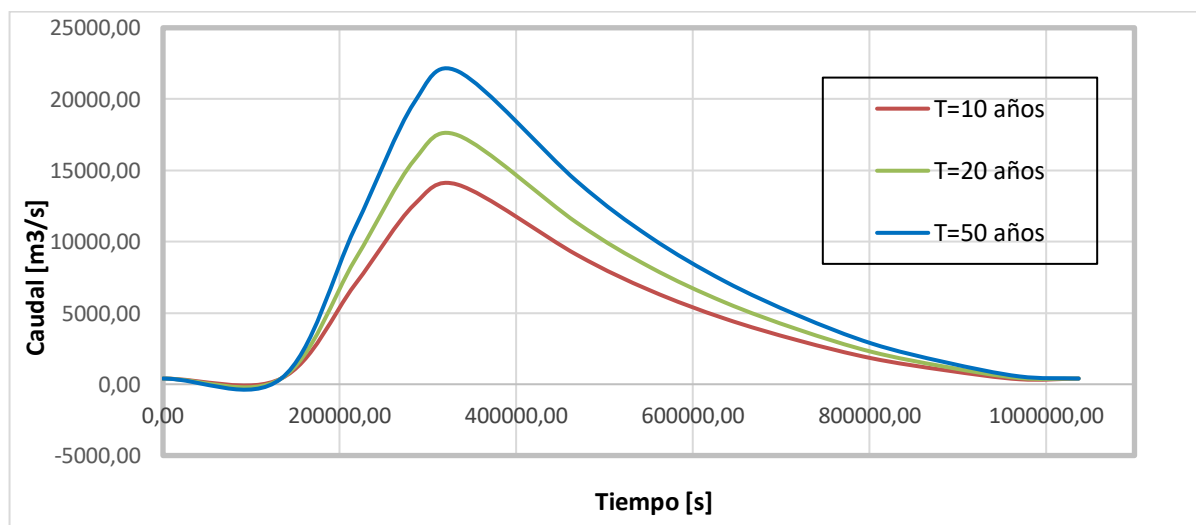


Figura 4.15: Hidrogramas sintéticos de crecidas para cada período de retorno. Series de tiempo input del modelo.

4.7.2. Estimación de la carga de sedimento en la condición de equilibrio

En primera instancia se determina una condición base que estará dada por la estimación de la carga de sedimento en una condición de equilibrio. Se usa el método de Meyer-Peter y Muller para estimar la carga de sedimento en esta condición a través de las ecuaciones (22), (27), (28) y (29), y para cada una de las tres crecidas según el período de retorno. Posteriormente se comparan estos valores con los obtenidos desde los resultados de un modelo del estuario en su condición de equilibrio. Para lo anterior se fijan tres perfiles transversales a modo de referencia en la estimación de la carga sólida de fondo, obteniendo posteriormente un promedio simple entre los tres perfiles como un valor final tanto para la carga estimada, así también como para la carga extraída del modelo, y obviamente para cada una de las tres crecidas determinadas anteriormente según período de retorno. En la Figura 4.16 se muestra la ubicación de los perfiles en la zona alta del estuario:

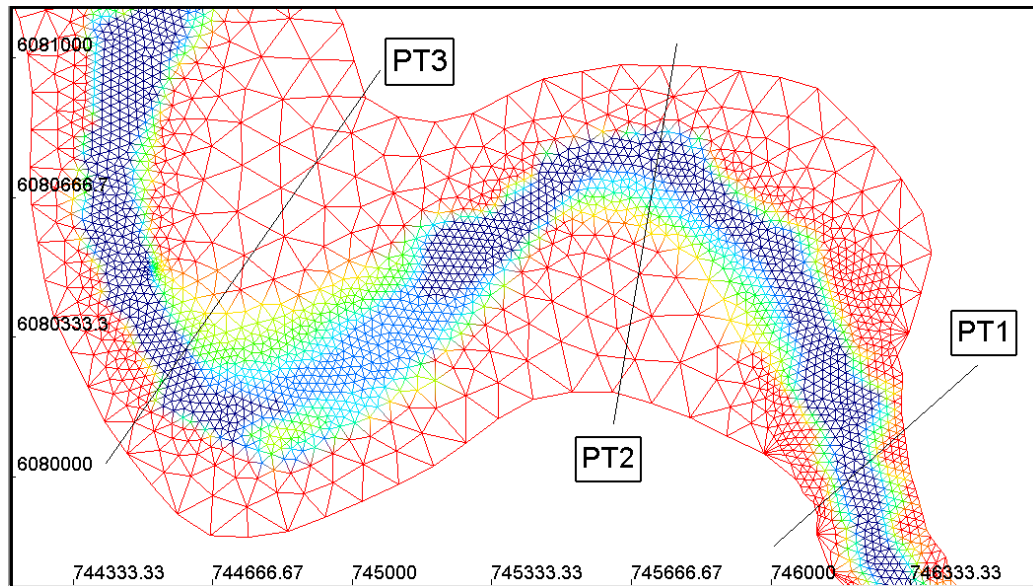


Figura 4.16: Distribución de los tres perfiles transversales (PT's) en la zona del estuario como referencia para el cálculo de la carga de fondo. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

A continuación, en las Figura 4.17, 4.18 y 4.19, se muestran los resultados de la carga de sedimento para el transporte de fondo en la condición de equilibrio, según el cálculo estimado (azul) y la extracción de resultados del modelo (rojo), para los tres períodos de retorno respectivos:

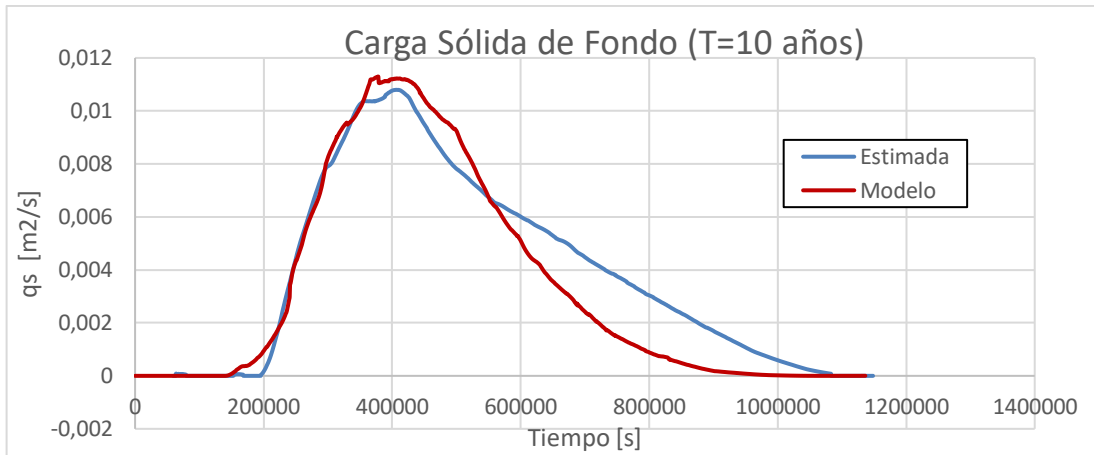


Figura 4.17: Carga sólida de fondo estimada y simulada en la condición de equilibrio para un período de retorno de 10 años.

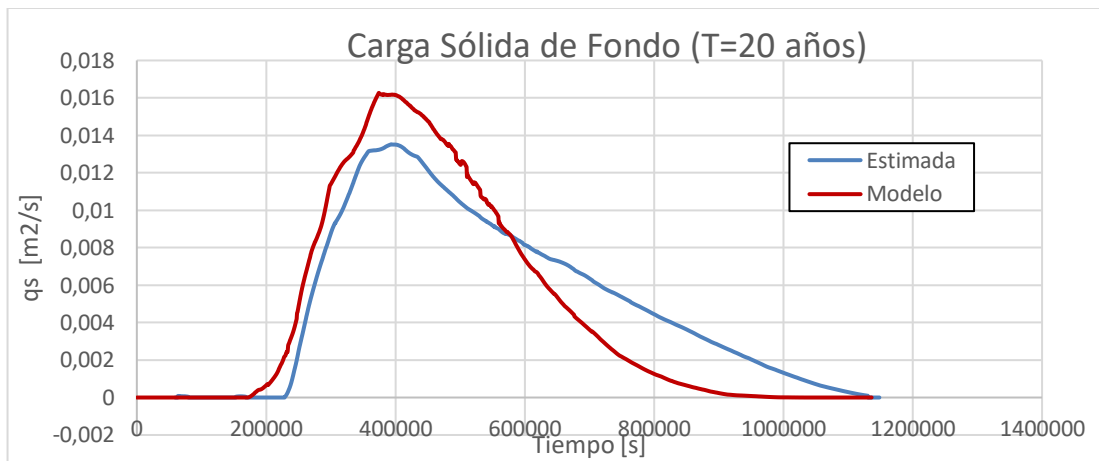


Figura 4.18: Carga sólida de fondo estimada y simulada en la condición de equilibrio para un período de retorno de 20 años.

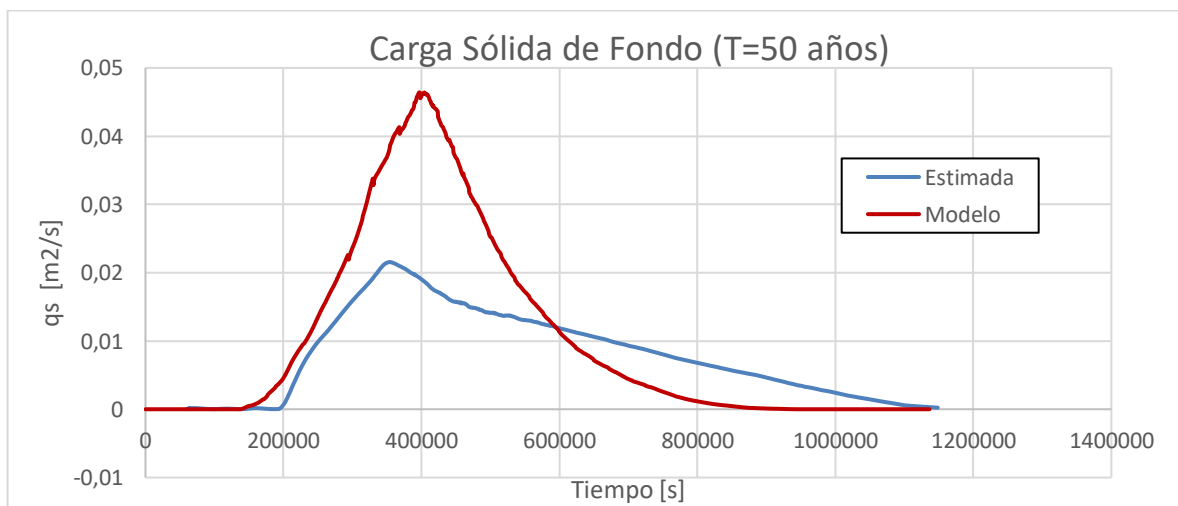


Figura 4.19: Carga sólida de fondo estimada y simulada en la condición de equilibrio para un período de retorno de 50 años.

4.7.3. Carga de sedimento en la condición modificada

Como se menciona en los objetivos de este estudio, se busca analizar escenarios que tengan distintas cargas de sedimento. Para ello, se determinan dos condiciones: una situación base correspondiente a una “condición natural de equilibrio”(ya detallada en la sección anterior), y en segundo lugar una “condición modificada”, correspondiente a la alteración de la carga de sedimento suponiendo una situación en que las cercanías del estuario dentro de la cuenca del Maule, han sido afectadas por la reciente ocurrencia del aumento del gasto sólido de fondo en el río, y que en consecuencia se tendrían valores mayores a los considerados por la condición base anteriormente mencionada.

Para simplificar este fenómeno en la implementación del modelo, la condición modificada se representará como un aumento del 150% de la serie de tiempo para la carga de sedimento con respecto a la condición de equilibrio. Bastará con amplificar la carga de sedimento en la condición de equilibrio e ingresarla posteriormente como dato input al modelo, representando así el incremento de la carga en un escenario supuesto. Cabe señalar, y que al igual que en el caso de la condición base de equilibrio, se trabaja con las tres crecidas para cada período de retorno obteniendo tres series input de carga de sedimento modificada.

A continuación, en las Figura 4.20, 4.21 y 4.22, se muestran las series de tiempo para la carga sólida de fondo tanto para la condición base de equilibrio y la condición modificada:

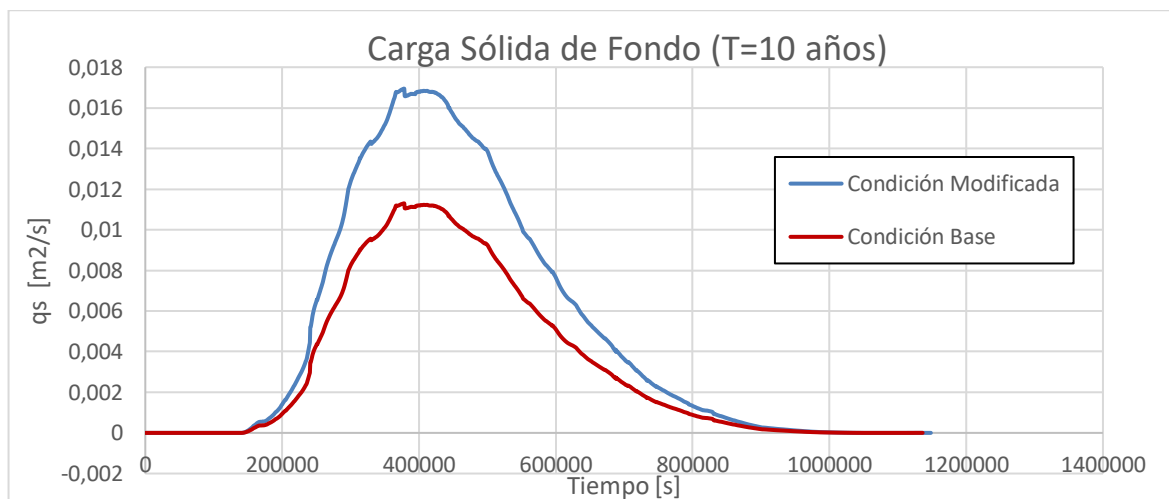


Figura 4.20: Carga sólida de fondo para la condición de equilibrio y modificada según un período de retorno de 10 años.

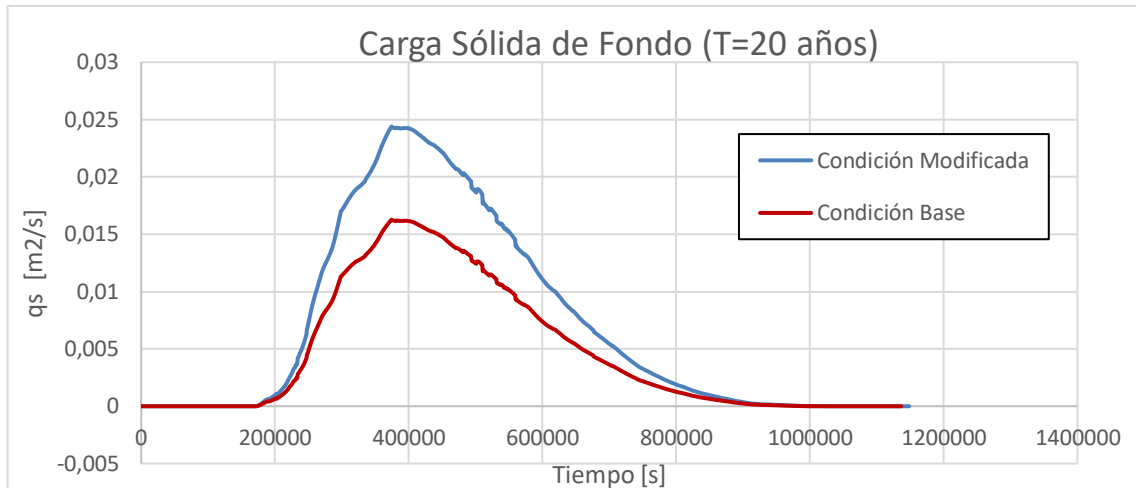


Figura 4.21: Carga sólida de fondo para la condición de equilibrio y modificada según un período de retorno de 20 años.

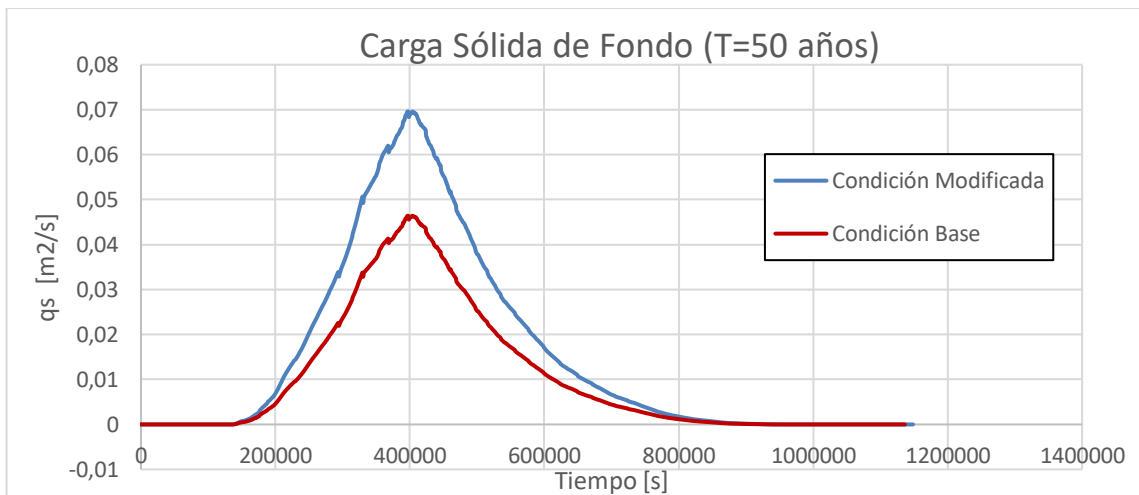


Figura 4.22: Carga sólida de fondo para la condición de equilibrio y modificada según un período de retorno de 50 años.

4.7.4. Escenarios de simulación

Se simulan 6 casos con distinta configuración condicionados por dos parámetros: el período de retorno, llámese el hidrograma de crecida (Figura 4.15) asociado a cada período (T=10, 20 y 50 años), y la carga de sedimento (condición base y modificada). Cada simulación tendrá una duración total de 30 días, incorporando al inicio del período las crecidas respectivas. Los casos a modelar se muestran a continuación en la Tabla 4.10:

Tabla 4.10: Casos de simulación según condición base y modificada, para cada período de retorno y carga de sedimento.

Carga sólida de fondo	Escenario	Período de Retorno T [años]
Base	1	10
	2	20
	3	50
Modificada	4	10
	5	20
	6	50

4.7.5. Zonas y puntos de interés para el análisis de resultados

Entre los objetivos del estudio se incluye el análisis de los cambios morfológicos de la barra en la desembocadura bajo los distintos escenarios de simulación anteriormente mencionados. Para facilitar el análisis, se extraen los datos al inicio y al final del período de simulación, a modo de tener una comparación en los cambios producidos en la morfología de la barra a lo largo de cada período. Se toma como referencia (y para extracción de datos) un perfil transversal detallado en la Figura 4.23 para ambas barras de la desembocadura. Se incluye además el punto de extracción de datos para analizar la asimetría de marea (punto rojo en la desembocadura).

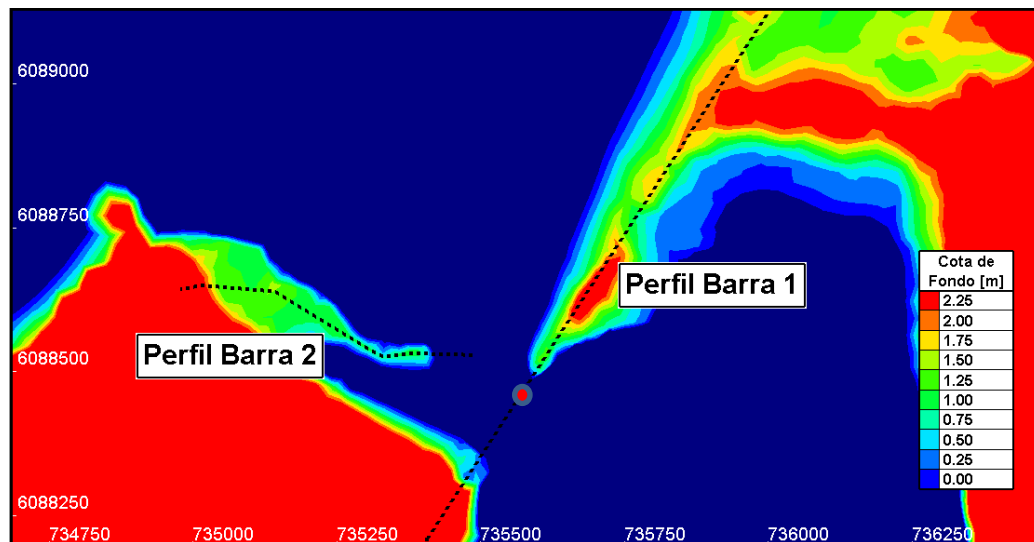


Figura 4.23: Barra en la desembocadura con la morfología inicial del período de simulación. Perfiles de ambas barras para posterior extracción y análisis de datos. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

De igual forma se analizan los cambios morfológicos, bajo los mismos escenarios de simulación, para la zona proximal y media del estuario hacia aguas arriba de la desembocadura. Dada la gran envergadura de esta zona y para facilitar el análisis, se elige sólo un sector representativo del cauce que incorpore ambas zonas. El sector en cuestión se muestra en la Figura 4.24, donde además se incluyen 3 perfiles transversales (PT's) como referencia para la extracción de datos y posterior análisis morfológico:

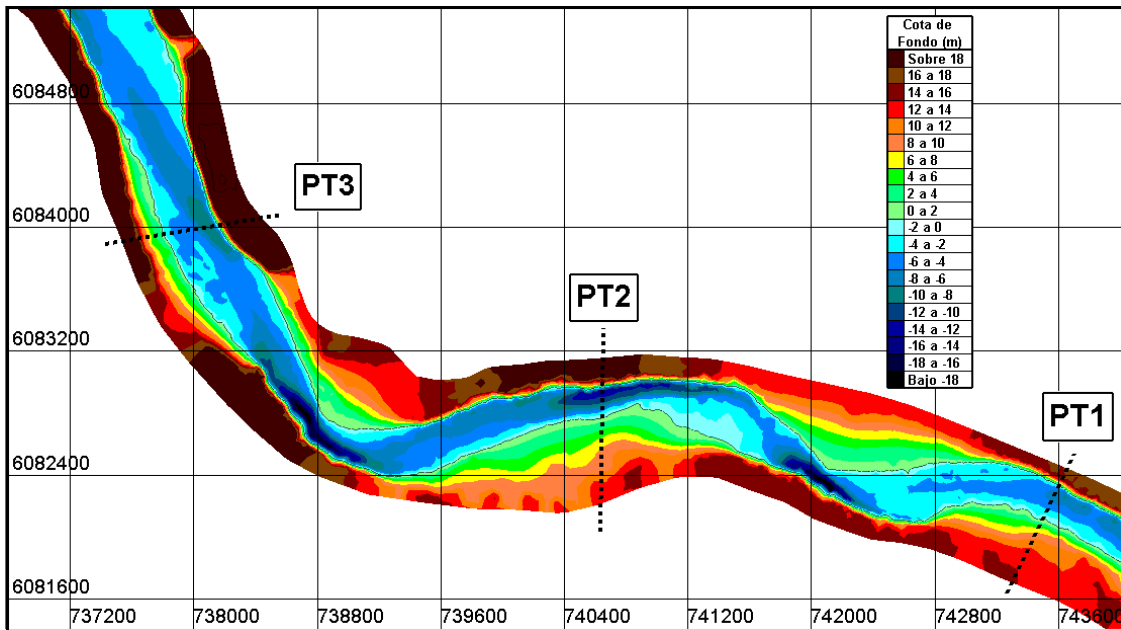


Figura 4.24: Zona media y proximal del estuario para análisis morfológico. Perfiles transversales para posterior extracción y análisis de datos. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Además, se definen 4 puntos para extracción de datos ubicados en distintas zonas para abarcar un mayor análisis en relación a las variables de carga sólida de fondo y evolución del lecho: el primer punto (Pto.1) se ubica en la desembocadura del estuario en el sector marino para representar la variación en la barra marina de la zona distal; el segundo punto (Pto.2) de igual forma se ubica en la zona distal pero sobre la barra mayor justo en la desembocadura; el tercer punto (Pto.3) se ubica en la zona media del estuario en un punto del Talweg del río Maule; y por último el cuarto punto (Pto.4) se ubica en la zona media en la ribera sur del cauce sobre uno de los bancos. La Figura 4.25 ilustra la posición de los puntos en el estuario:

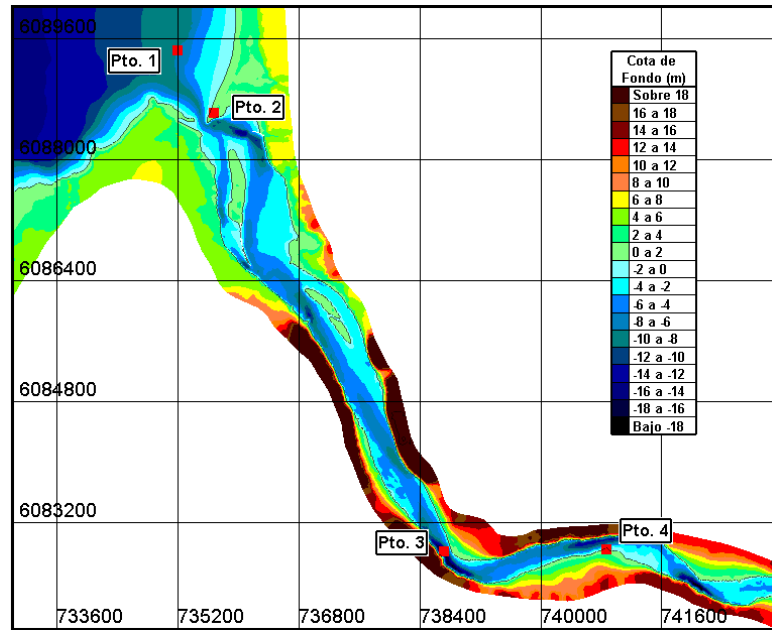


Figura 4.25: Puntos de extracción de datos para posterior análisis. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Por otro lado, las zonas de interés aledañas a Constitución para analizar el efecto de inundación según los distintos escenarios de simulación son: La ribera norte y sur del río Maule en su desembocadura, y las Islas Orrego y de Los Perros. A continuación, en la Figura 4.26 se muestra una referencia de las zonas mencionadas:

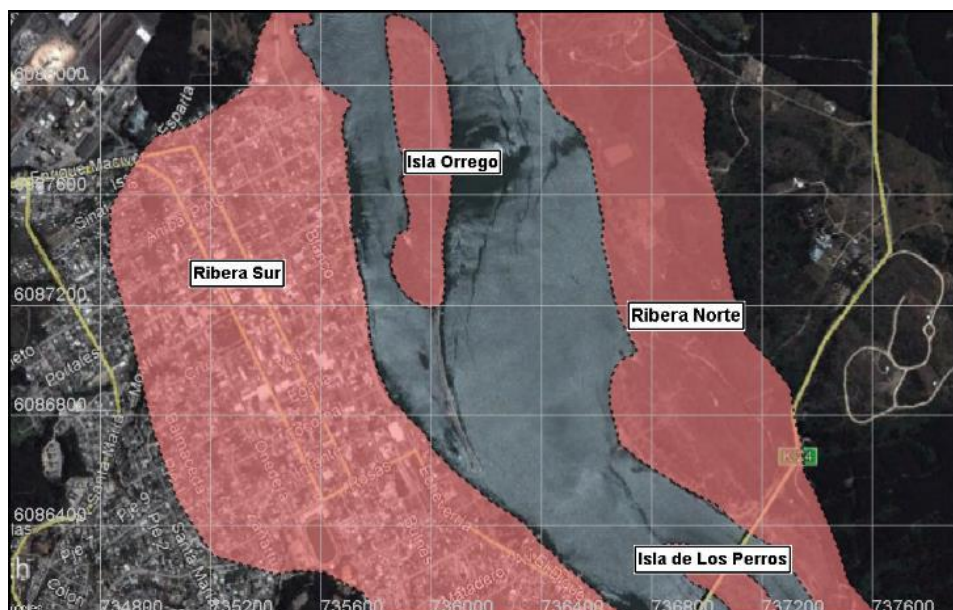


Figura 4.26: Zonas de interés aledañas a Constitución para el análisis de inundación según resultados de los distintos escenarios de simulación. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

5. Resultados y Análisis

5.1. Resultados módulo hidrodinámico

5.1.1. Análisis armónico de marea

Mediante un análisis armónico se desprenden las amplitudes de mareas con el objeto de estudiar las variaciones típicas de la superficie libre en el estuario. Esto es de utilidad para conocer las diferentes componentes energéticas que provocan una modificación periódica del nivel de la superficie libre en la condición de borde marina a la salida del modelo.

Como bien se menciona en el apartado 4.1.3, se cuenta con la información de cuatro mareógrafos de propiedad del INH, además de los datos registrados por la estación Maguellines, propiedad del SHOA. Este último se utiliza para realizar un análisis armónico de marea, dado que se emplaza fuera de la boca del estuario, de manera que representa de mejor forma las variaciones de los niveles de marea sin tener una mayor influencia del aporte fluvial, efecto que si se consideraría en el caso de los otros cuatro mareógrafos ubicados en la zona fluvial del mismo. Por ejemplo, el mareógrafo RM-5 es el que se encuentra más alejado de la boca del estuario, por lo que se esperaría que la amplitud de sus armónicos se viera disminuida por la disipación energética de la onda de marea a medida que avanza aguas arriba.

Los datos del SHOA observados en el período de estudio, se usan de entrada para el análisis armónico de marea mediante la aplicación de TTIDE en Matlab, la cual entrega la serie pronosticada a partir de la serie observada, y la amplitud y fase de cada una de las constituyentes armónicas. La Figura 5.1 muestra los resultados de lo mencionado, donde se logra observar que la serie pronosticada se adecua de manera precisa a los datos medidos (el promedio del error es cercano a 0 con una desviación estándar de 0.12 centímetros) :

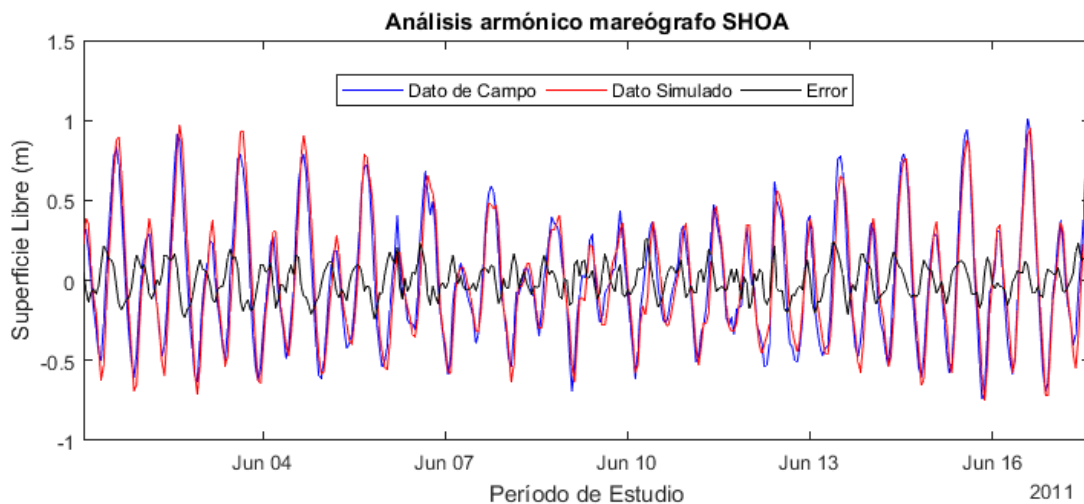


Figura 5.1: Series de marea observadas y pronosticadas según análisis armónico de marea, para el mareógrafo de la estación Maguellines, SHOA.

Por otro lado, es posible extraer de los resultados del análisis armónico los principales constituyentes energéticos de marea, que como bien se menciona en el apartado 2.4 en relación a lo propuesto por el SHOA, las componentes más significativas son: K1, M1, S2 y M2, las cuales se muestran en la Tabla 5.1:

Tabla 5.1: Principales armónicos de marea para los datos registrados por el mareógrafo de la estación Maguellines

Armónicos SHOA	Amplitud [m]	Fase [°]	Frecuencia [-]
K1	0.2065	123.53	0.0417
O1	0.1160	341.68	0.0387
M2	0.4527	142.68	0.0805
S2	0.1378	296.13	0.0833

De igual forma se puede usar estos resultados para calcular el factor de forma de Courtier de marea para el estuario de Constitución:

$$F = \frac{\textit{Amplitud}(K_1) + \textit{Amplitud}(O_1)}{\textit{Amplitud}(M_2) + \textit{Amplitud}(S_2)} = 0.491$$

Entonces para los datos registrados por el mareógrafo de la estación Maguellines y de acuerdo al análisis armónico, se obtiene un valor $F = 0.491$ indicativo de que el régimen de marea en el área de estudio es del tipo mixta predominantemente semi diurna, es decir, que en un día se producirán dos pleamares y dos bajamares.

5.1.2. Corroboración condición de borde de Marea

A partir de lo mencionado en el capítulo anterior, se utilizan los datos del mareógrafo del SHOA de la estación de Maguellines para corroborar la condición de borde de marea aguas abajo del dominio del modelo. Dado que se realiza pre calibración, se utiliza una configuración estándar del modelo sólo para dar cuenta, a modo de referencia, de las variaciones en el nivel de la superficie libre en la zona marina del estuario y poder compararlas con los datos reales. A continuación, se muestran estos resultados (Figura 5.2):

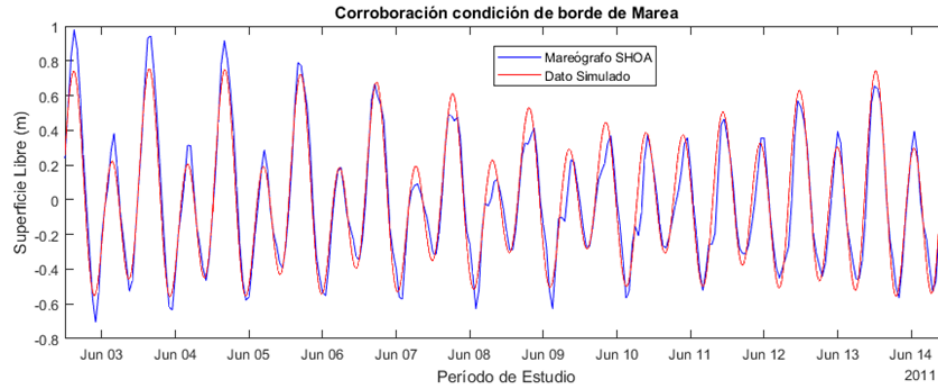


Figura 5.2: Comparación SHOA/modelo para el nivel de superficie libre. Corroboración condición de marea.

Como bien se puede observar, la condición de borde de marea propuesta para la implementación del modelo, se ajusta de manera aceptable a los datos registrados por el mareógrafo del SHOA. Por otro lado, se aprecia una diferencia en los puntos máximos y/o en los puntos mínimos alcanzados por ambas señales, lo que se espera mejore una vez calibrado el modelo.

5.1.3. Calibración modelo 2D

Con el modelo hidrodinámico 2D ya calibrado, se presentan los resultados de los datos simulados con los observados. La Figura 5.3 da cuenta de la superficie libre simulada con la observada, y a continuación se presentan los valores de d y $RMSE$ para los cuatro mareógrafos. Cabe señalar que, dada la cantidad de resultados obtenidos considerando todos los datos observados y los cinco casos de sensibilidad (20 comparaciones), se muestra sólo el caso que tuvo un mejor ajuste para los cuatro mareógrafos, es decir el Caso 1 de la Tabla 4.8:

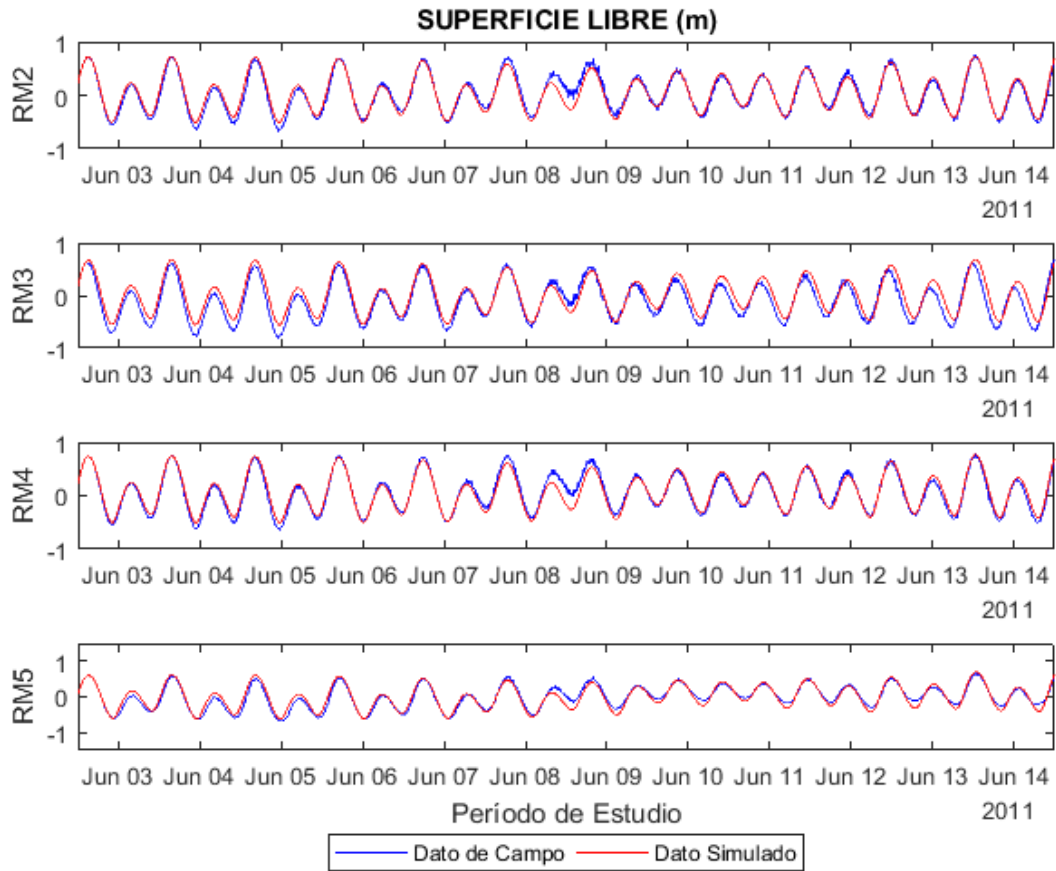


Figura 5.3: Comparación resultados calibración Caso1 vs dato observado para cada mareógrafo.

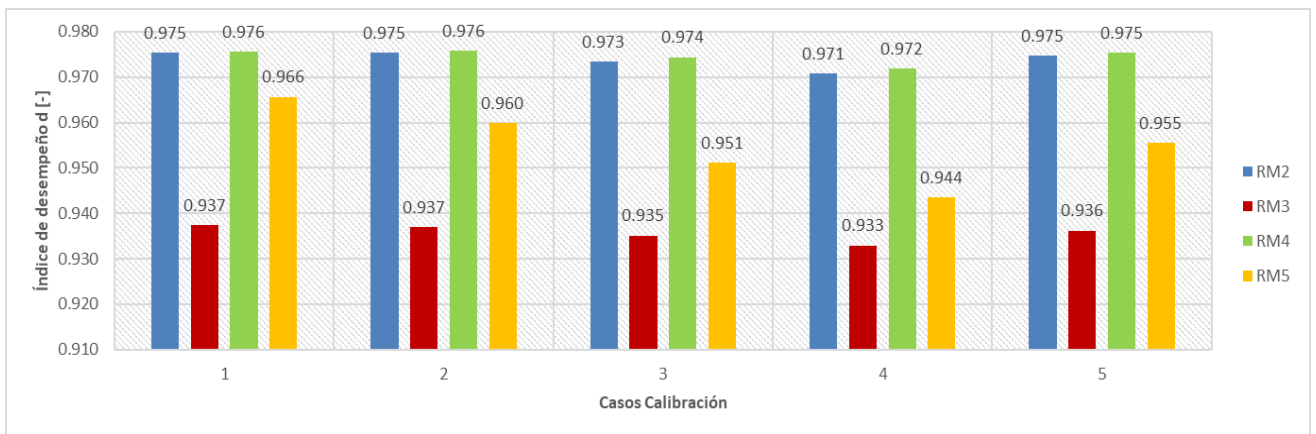


Figura 5.4: Índice de desempeño para cada caso en relación a los datos de superficie libre de cada mareógrafo.

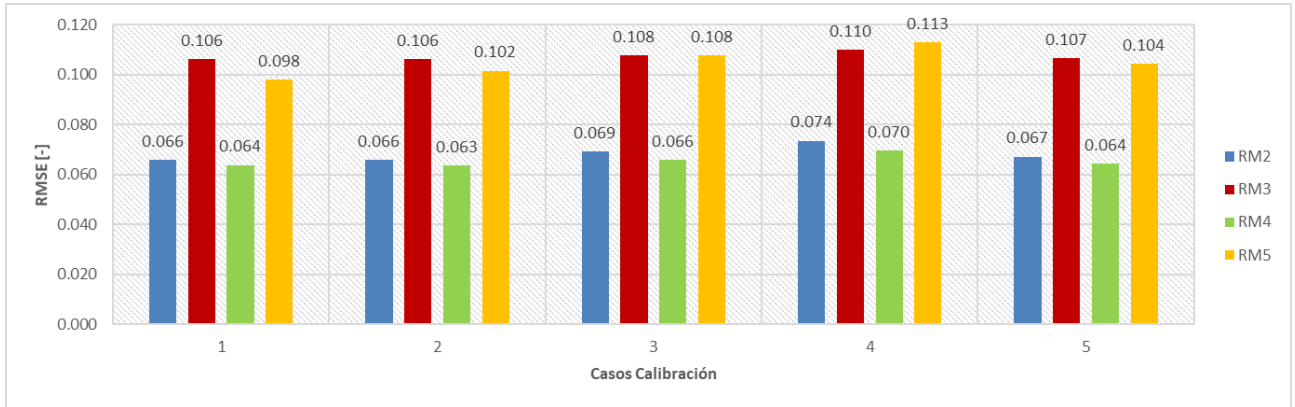


Figura 5.5: Error cuadrático medio para cada caso en relación a los datos de superficie libre de cada mareógrafo.

Si analizamos por separado los resultados para la superficie libre extraído en el punto de cada mareógrafo, en la Figura 5.4 se puede apreciar que el mareógrafo RM-4 obtiene un mayor índice de desempeño, siendo los Casos 1 y 2 los que alcanzan un valor más alto. Por otro lado, el mareógrafo RM-3 alcanza un menor índice de desempeño y que para el Caso 4 se obtiene el valor más pequeño. En cuanto al error cuadrático medio, se observa en la Figura 5.5 que con el mareógrafo RM-4 se obtienen mejores resultados de ajuste, siendo el Caso 2 el de menor valor. Por el contrario, el mareógrafo RM-5 obtiene peores resultados para este parámetro de ajuste, siendo el Caso 4 el que alcanza un mayor valor, lo que indica un mayor error cuadrático medio de entre los 5 casos.

De igual forma se presentan los resultados de la calibración para los datos de corriente tanto para la componente Este y para la componente Norte. La Figura 5.6 da cuenta de la magnitud de corriente con componente Este simulada con la observada, y a continuación se presentan los valores de d y $RMSE$ para los tres ADCP. Finalmente se presentan los mismos resultados anteriores, pero para la magnitud de corriente con componente Norte.

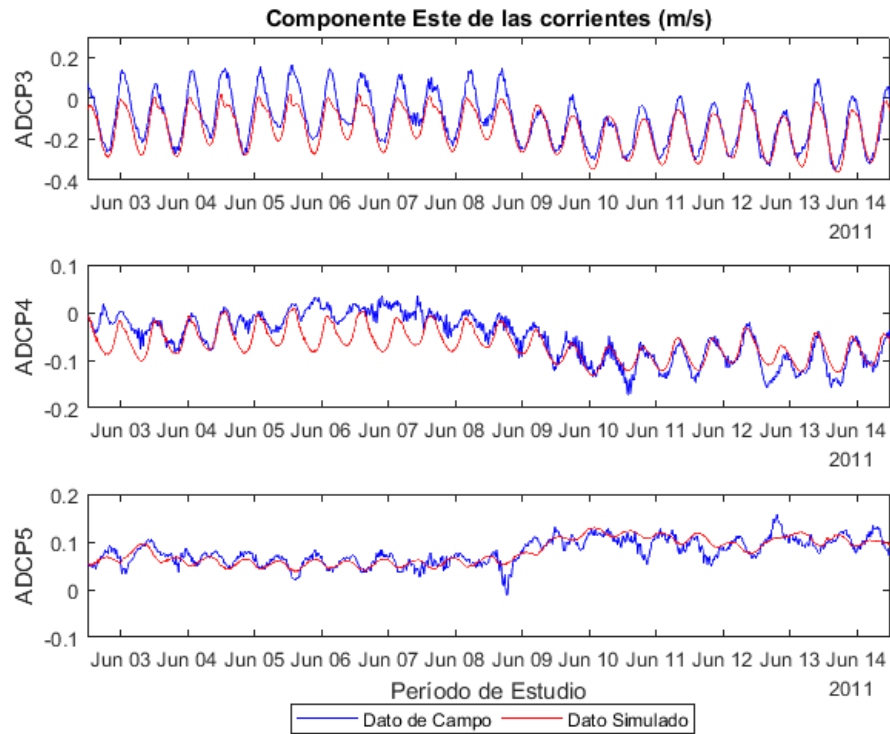


Figura 5.6: Comparación resultados calibración Caso1 vs dato observado para cada ADCP (componente Este de corriente).

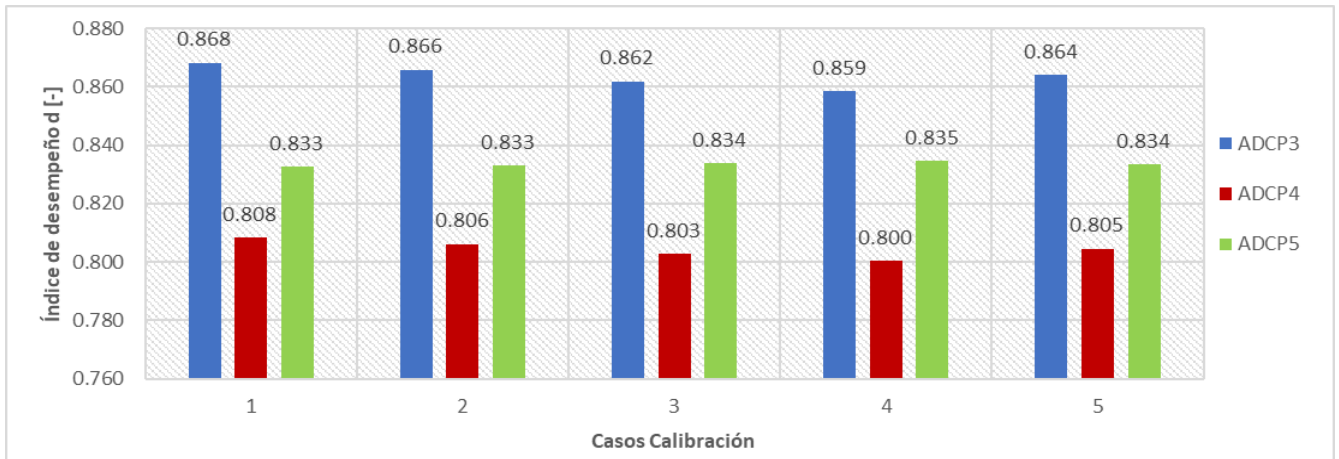


Figura 5.7: Índice de desempeño para cada caso en relación a los datos de corriente (componente Este) de cada ADCP.

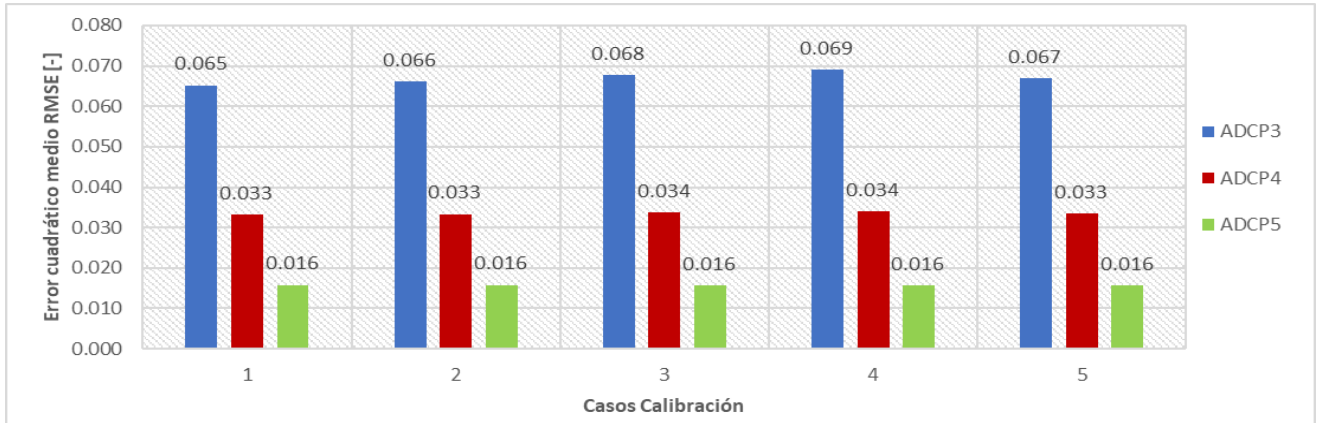


Figura 5.8: Error cuadrático medio para cada caso en relación a los datos de corriente (componente Este) de cada ADCP.

Los resultados de la calibración para la componente Este de la magnitud de corriente en cuanto al índice de desempeño ilustrado en la Figura 5.7, muestra que el ADCP-3 obtiene mejores resultados, siendo el Caso 1 el que alcanza un mayor valor. Por el contrario, el ADCP-4 obtiene peores resultados, siendo el Caso 4 en donde se alcanza un menor valor. En cuanto al error cuadrático medio ilustrado en la Figura 5.8, el ADCP-5 obtiene mejores resultados, para el cual en los 5 casos de calibración se obtiene el mismo valor. Por otro lado, el ADCP-3 obtiene peores resultados, siendo el Caso 4 el que obtiene un mayor valor para el error cuadrático medio.

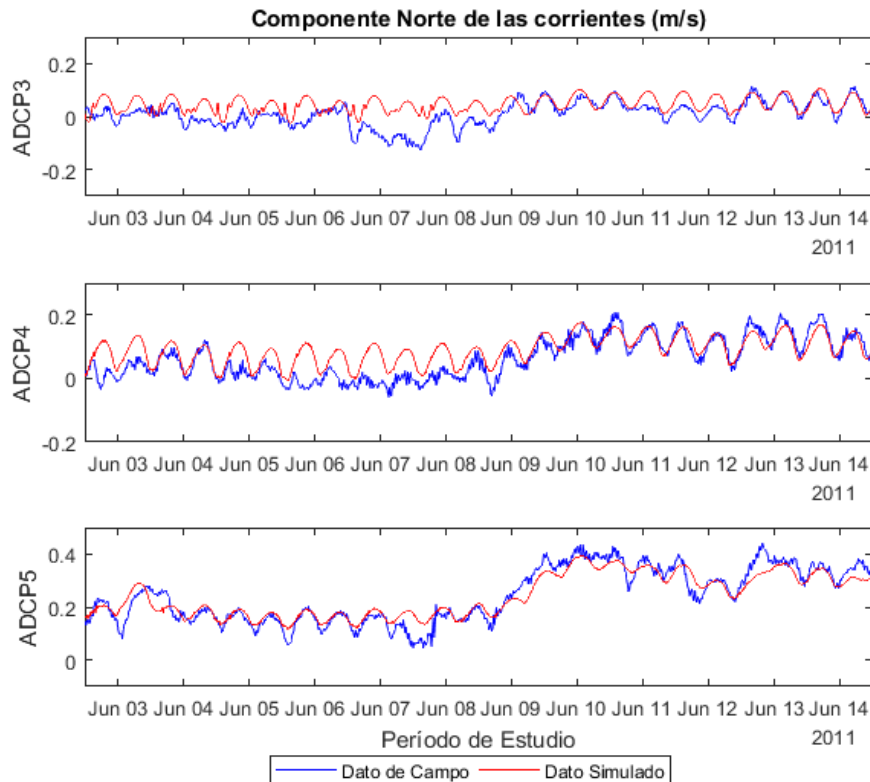


Figura 5.9: Comparación resultados calibración Caso1 vs dato observado para cada ADCP (componente Norte de corriente).

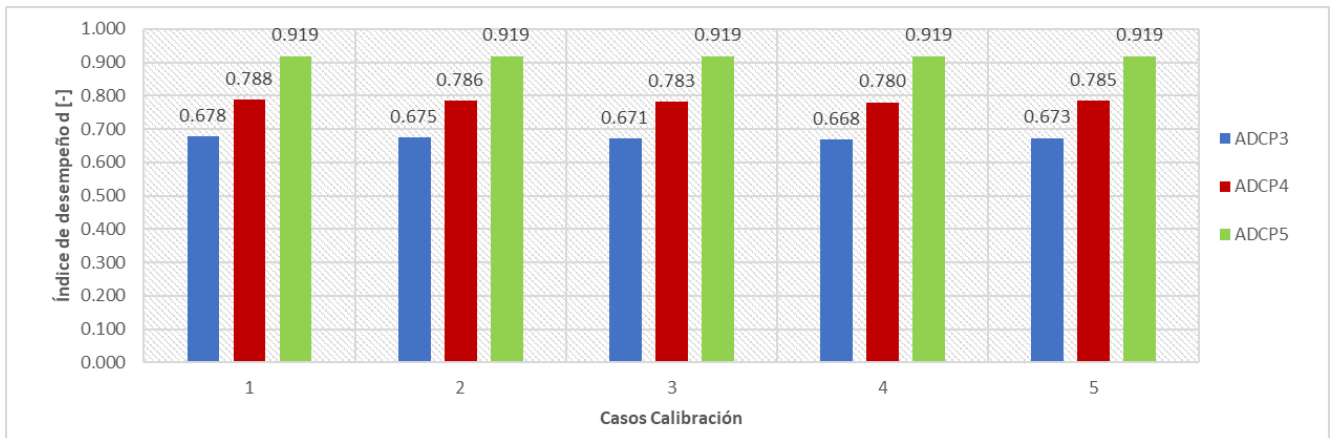


Figura 5.10: Índice de desempeño para cada caso en relación a los datos de corriente (componente Norte) de cada ADCP.

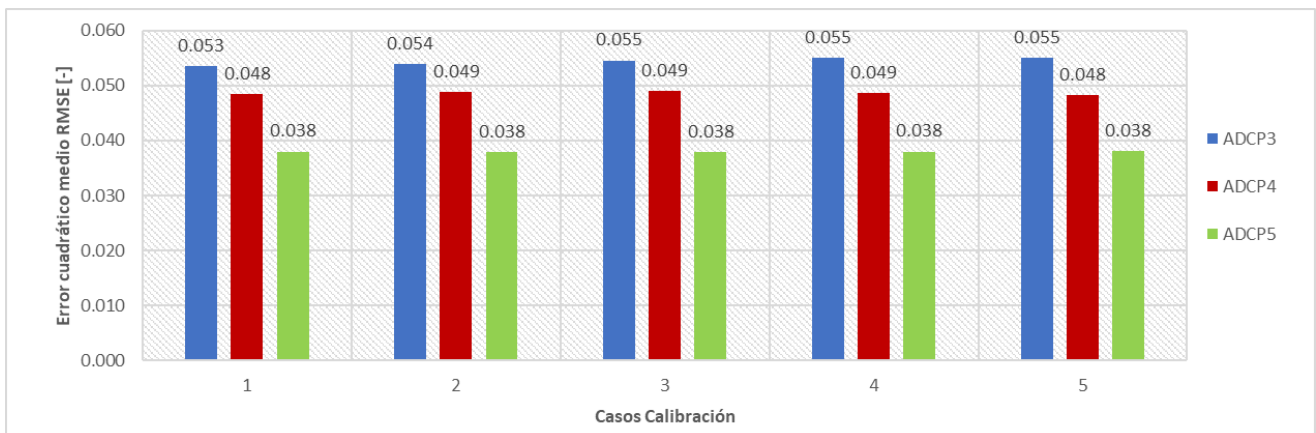


Figura 5.11: Error cuadrático medio para cada caso en relación a los datos de corriente (componente Norte) de cada ADCP.

Los resultados de la calibración para la componente Norte de la magnitud de corriente en cuanto al índice de desempeño ilustrado en la Figura 5.10, muestra que el ADCP-5 obtiene mejores resultados, alcanzando el mismo valor para los 5 casos. Por el contrario, el ADCP-3 obtiene peores resultados, siendo el Caso 4 en donde se alcanza un menor valor. En cuanto al error cuadrático medio ilustrado en la Figura 5.11, el ADCP-5 obtiene mejores resultados, alcanzando el mismo valor para los 5 casos. Por otro lado, el ADCP-3 obtiene peores resultados, siendo los casos 3, 4 y 5, los que alcanzan un mayor valor para el error cuadrático medio.

5.1.4. Simulación con barra alterada

Realizada la calibración hidrodinámica, se utiliza el caso con mejor ajuste para modelar con la topo batimetría alterada, y así analizar el efecto del evento de crecida en los resultados de la superficie libre, para cada punto comparativo de mareógrafo. A continuación, en la Figura 5.12 se presentan estos resultados:

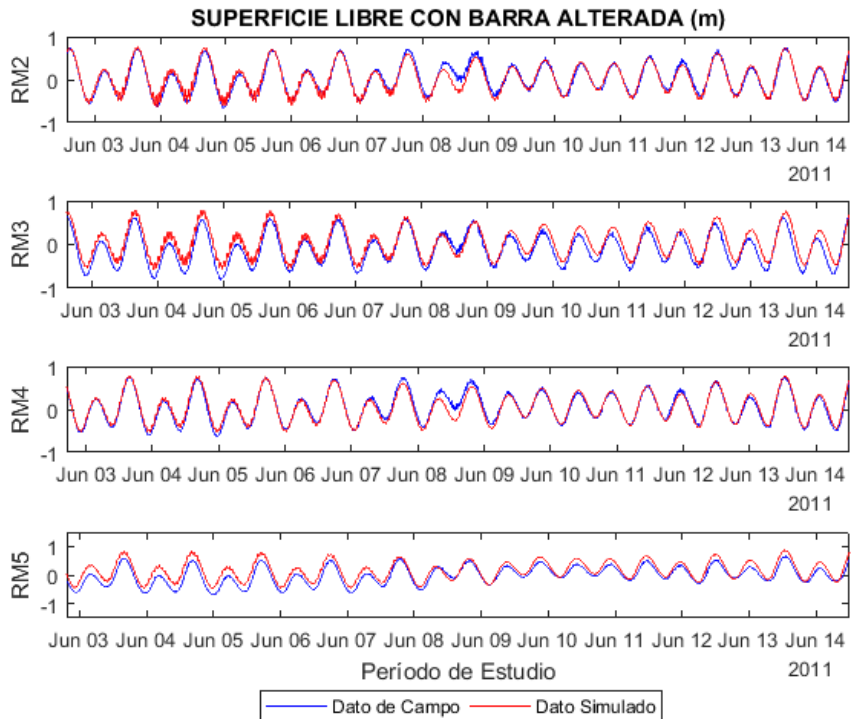


Figura 5.12: Resultados superficie libre para la condición con barra alterada a la salida del estuario, Comparación con datos de mareógrafos.

Al modelar alterando la barra submarina aguas abajo de la desembocadura del estuario para generar una condición similar a la situación en la que pudo presentarse un evento meteorológico de influencia sobre el estado morfológico de la barra, se observa en los resultados mostrados en la Figura 5.12 que se genera un “ruido” en la señal de mayor prolongación que en el caso de la barra no alterada, y que una vez terminado el evento de crecida (10 de Junio de 2011 a las 10:00 aprox.) el “ruido” disminuye y la señal del dato de campo con el simulado vuelven a ser semejantes. Sin embargo, el resultado importante se da justamente en el período del evento meteorológico (entre 8 y 10 de Junio) donde a diferencia del caso normal (Figura 5.3) que se aprecia una diferencia significativa entre lo medido y lo simulado, en el caso alterado (Figura 5.12) esta diferencia disminuye, sobre todo para los mareógrafos RM-3 y RM-5 donde se obtienen valores similares. Por otro lado, en los mareógrafos RM-2 y RM-4 ocurre lo contrario, en el período del evento meteorológico (entre 8 y 10 de Junio) se aprecia una diferencia en las señales, pero en el resto del período (previo y posterior a éste), las señales se ajustan considerablemente. Por lo tanto, los niveles en la superficie libre dentro del estuario pueden verse influenciados por cambios morfológicos ocurridos en la desembocadura debido a, por ejemplo, la ocurrencia de un evento de crecida.

5.1.5. Asimetría de Marea Horizontal

Se fija un punto a la salida del estuario para extraer resultados del modelo calibrado para la corriente y la superficie libre. El punto en cuestión se muestra en la Figura 4.24, cuyas coordenadas Este y Norte son (735571, 6088450 UTM). La Figura 5.13 muestra un gráfico de dispersión para las componentes U (Este) y V (Norte). Por otro lado, en la Figura 5.14 se muestra la serie de tiempo para el día 4 de junio (2011) tanto para el módulo de la velocidad y el nivel de superficie libre.

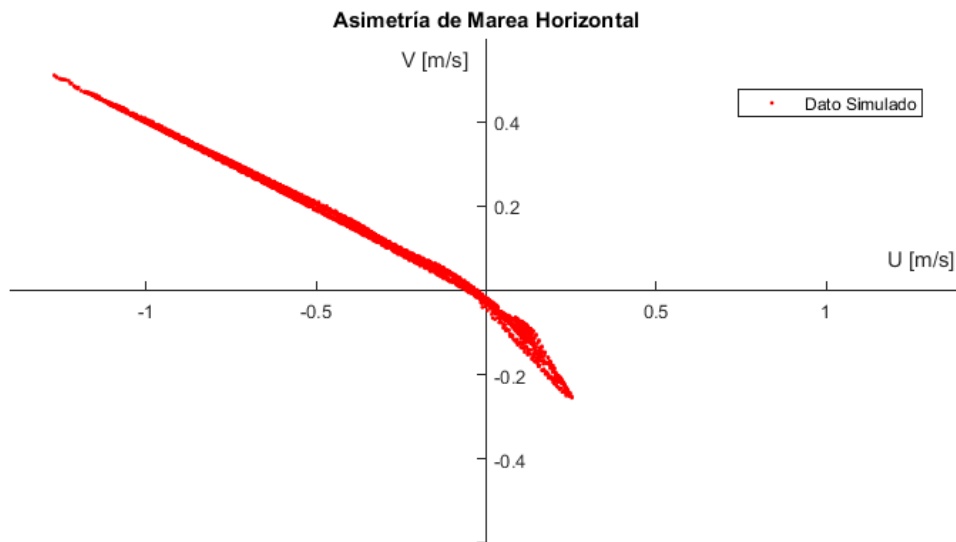


Figura 5.13: Dispersión de velocidades U (Este) y V (Norte) en el período de estudio. Resultados modelación en la boca del estuario.

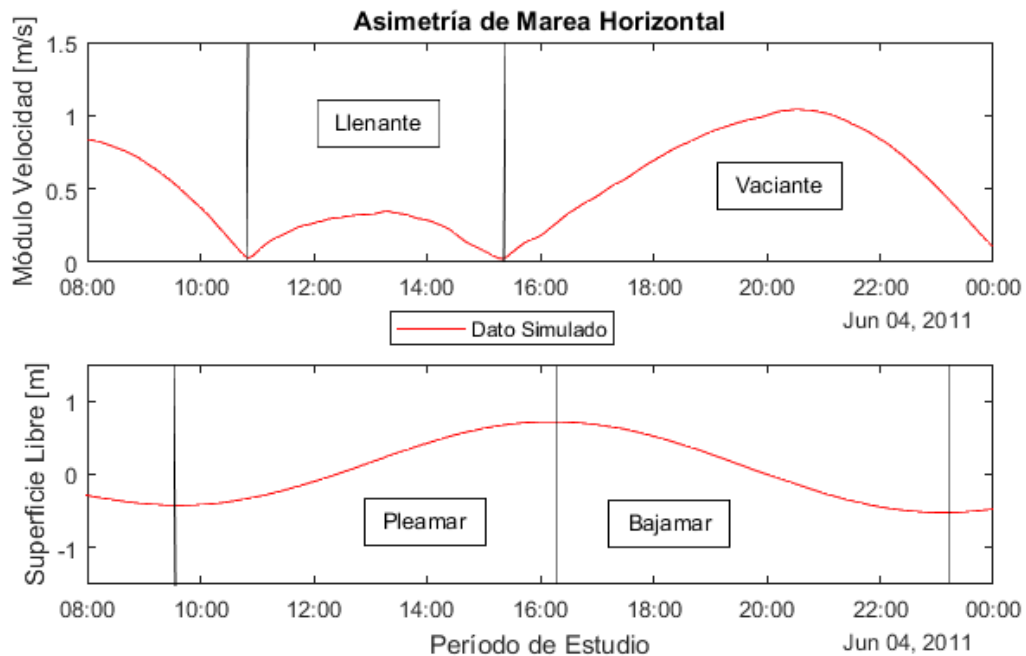


Figura 5.14: Asimetría de onda de marea (4 de junio 2011) resultados en la salida del estuario. Superior: Módulo de velocidad. Inferior: Nivel superficie libre.

De la Figura 5.14 se puede notar que la distribución de velocidades se ubica en mayor proporción en el cuadrante 2 del eje cartesiano que en este caso corresponde a las direcciones Este y Norte de las corrientes U y V respectivamente. De igual forma los valores mismos de las componentes U y V son mayores en magnitud en el cuadrante 2, y que, basándonos en la distribución del estuario en el espacio, corresponde en mayor medida a un flujo de salida. Lo anterior se ve también reflejado en los resultados de la Figura 5.14, donde el módulo de velocidad es notoriamente mayor en el período correspondiente a la “vaciante” que en el período de la “llenante”, además de que la duración de la vaciante es mayor que la llenante. Notar finalmente la relación existente entre los períodos de término e inicio de llenado y vacío de los flujos de corriente, con la variación de la superficie libre al momento de alcanzar la pleamar y bajamar respectivamente.

5.1.6. Salinidad

Los datos de la campaña de campo para la salinidad se comparan con los resultados obtenidos de la simulación después del período de aclimatación según lo mencionado en la sección 4.4.1 del presente informe. Como se mencionaba, los datos de campo de salinidad son datos puntuales y no corresponden a una serie de tiempo, por lo que al momento de comparar con los resultados simulados, se extraen aquellos datos correspondientes a los mismos intervalos de tiempos de medición. Los resultados se muestran gráficamente a continuación en la Figura 5.15:

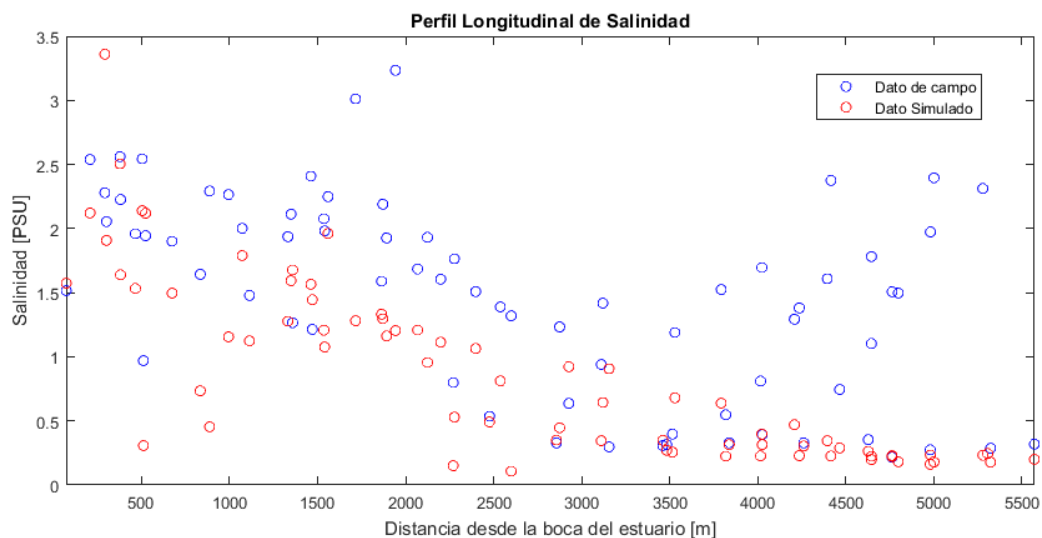


Figura 5.15: Perfil longitudinal de salinidad promediado. Comparación dato de campo con dato simulado.

La Figura 5.15 da cuenta de la distribución longitudinal de salinidad en el estuario desde la boca del estuario hacia aguas arriba, para la situación simulada y la medida en campo. Los resultados muestran una similitud entre ambos sólo a hasta una distancia no superior a los 800 metros desde la boca del estuario. Desde esa distancia hacia aguas arriba, los resultados del modelo se encuentran considerablemente por debajo de los datos medidos en campo. El valor máximo y mínimo de los datos de campo son 3.24 y 0.22 [PSU] respectivamente, mientras que para los datos simulados son de 3.36 y 0.12 [PSU].

5.2. Resultados modulo hidrodinámico con transporte de sedimento

5.2.1. Modificación morfológica de la barra en la desembocadura (zona distal)

En esta sección se muestran los resultados para la modificación morfológica de la barra en la desembocadura del estuario (zona distal) para el final del tiempo de simulación (30 días), según cada período de retorno y carga de sedimento dependiendo del escenario de simulación.

La barra más grande en su condición inicial puede describirse morfológicamente como una flecha litoral que nace desde la Playa Quivolgo en la ribera norte del río Maule y que tiende a proyectarse hacia la ribera sur al norte de la ciudad de Constitución, con un sentido de crecimiento opuesto a la trayectoria de la deriva continental de las costas chilenas. Posee un cuerpo más bien ancho y con una extensión aproximada de unos 500 metros. Su punta se encuentra levemente recurvada hacia el interior del estuario, hecho que podría deberse a la refracción del oleaje evidenciando la fuerza y alcance que tienen las olas en el sector de la desembocadura. En la cara que da hacia el mar, presenta una línea litoral que sigue la proyección de la playa norte, mientras que en la cara interior de la barra se forma una especie de abanico abierto en la conexión con la ribera norte.

Por otro lado, es posible identificar una segunda barra en la desembocadura emplazada en la ribera sur, pero que es de menor tamaño en cuanto al ancho y a su longitud (300 metros aprox.). Posee un cuerpo más bien ancho en su base principalmente, pero que al adentrarse transversalmente al cauce, disminuye considerablemente su grosor. Su punta se encuentra levemente recurvada hacia el exterior del estuario, y se opone directamente a la dirección del flujo de salida en la desembocadura, tomando una proyección semejante al borde de la ribera sur formando con ésta una especie de abanico cerrado.

A continuación, en la Figura 5.16 se muestra en planta la condición morfológica inicial de ambas barras en la desembocadura del estuario:

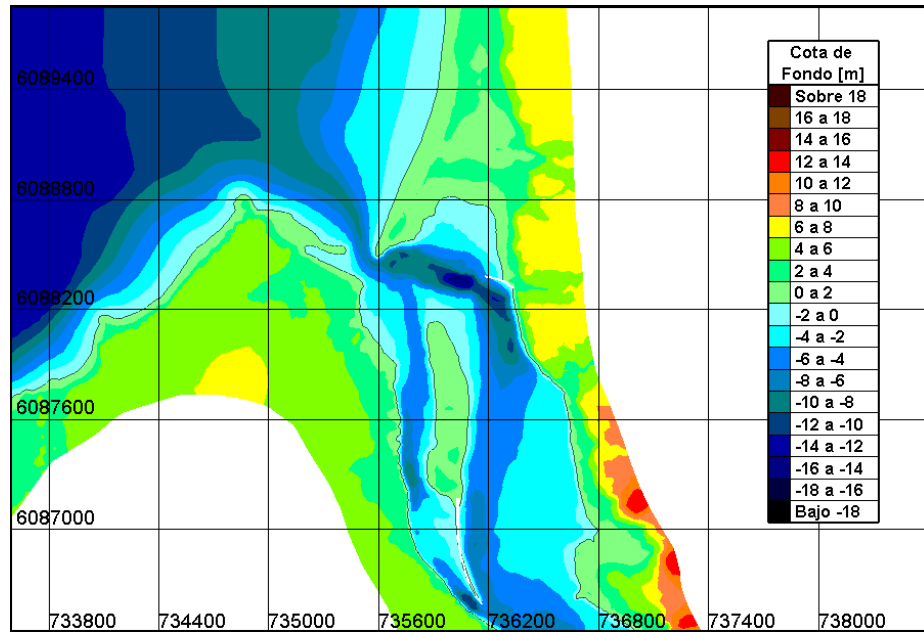


Figura 5.16: Barra en la desembocadura con la morfología inicial del período de simulación. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

De la Figura 5.17 a la Figura 5.19 se muestran los resultados del estado morfológico de la barra al final del tiempo de simulación, para los tres períodos de retorno ($T=10, 20$ y 50) y en la misma situación de carga de sedimento base de equilibrio. Destacar en cada una de estas Figuras el límite (línea delgada negra) correspondiente a la cota cero como referencia del estado morfológico inicial de la barra antes de la simulación en cada caso..

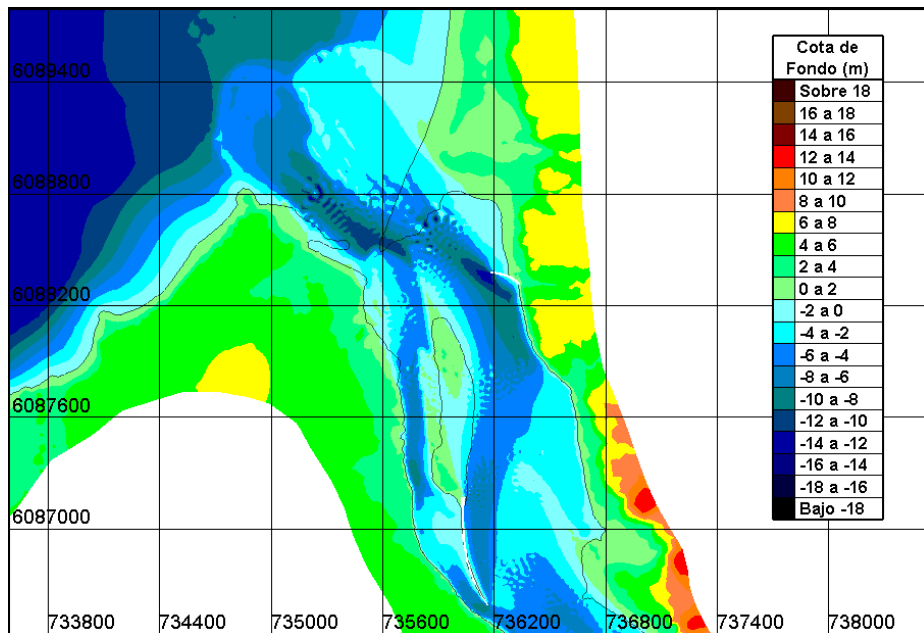


Figura 5.17: Vista en planta del estado morfológico final de la barra. Comparación con el estado inicial de la barra (zona demarcada). Caso base con $T=10$ años y carga de sedimento base. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

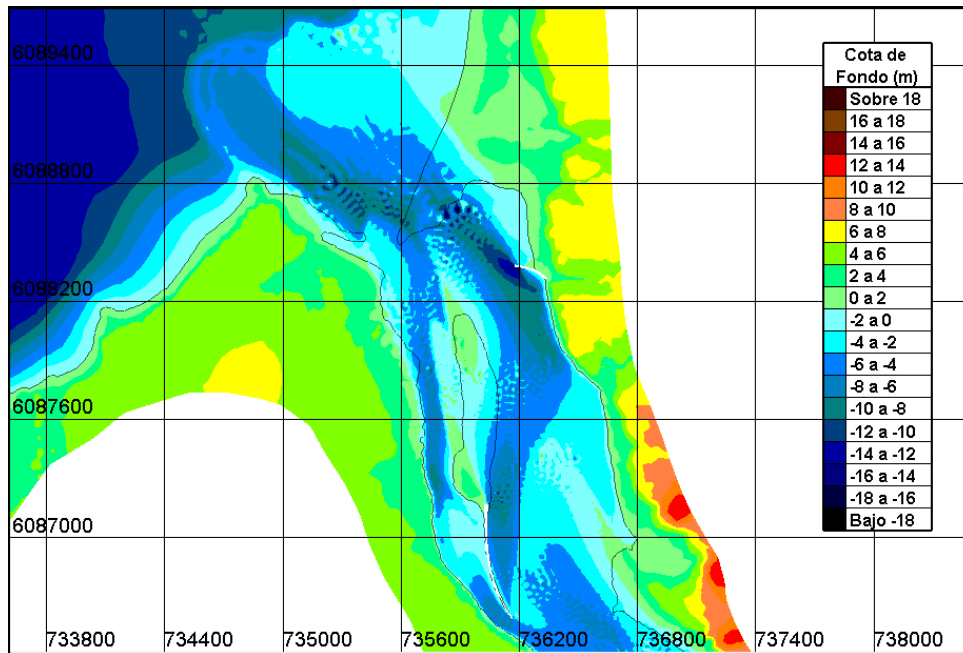


Figura 5.18: Vista en planta del estado morfológico final de la barra. Comparación con el estado inicial de la barra (zona demarcada). Caso base con $T=20$ años y carga de sedimento base. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

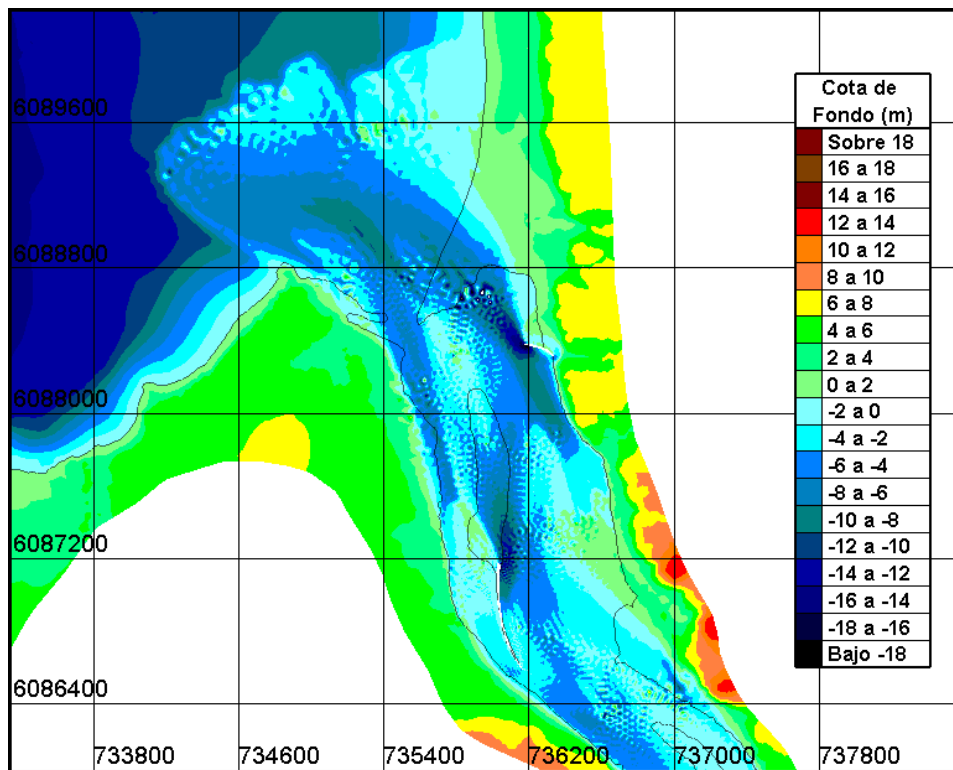


Figura 5.19: Vista en planta del estado morfológico final de la barra. Comparación con el estado inicial de la barra (zona demarcada). Caso base con $T=50$ años y carga de sedimento base. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Teniendo como referencia la cota cero (nivel del mar), en los resultados de los tres escenarios de simulación mostrados, se aprecia que ambas barras de la desembocadura son erosionadas casi en su totalidad. La parte de la flecha litoral de ambas barras es erosionada completamente, siendo sus zonas de nacimiento en las riberas respectivas donde se aprecia una diferencia considerable entre los distintos escenarios de crecida. Los resultados muestran claramente que a mayor período de retorno el efecto erosivo es mayor, y al fijarse por ejemplo en la barra mayor de la ribera norte, el efecto erosivo provocado por la crecida de período de retorno de $T = 50$ [años] (Figura 5.19), tiene un alcance mucho mayor al de la crecida de $T = 10$ [años] (Figura 5.17). Se puede apreciar ciertas zonas de material depositado; en los tres casos de simulación al sur de la barra mayor proveniente de aguas arriba, en la ribera norte se observa material depositado producto de la erosión del banco de la ribera norte, y finalmente la depositación del material erosionado de la barra mayor en el sector marino, generando una barra submarina en la desembocadura del estuario.

Posteriormente, de la Figura 5.20 a la Figura 5.22, se muestran los resultados del estado morfológico de la barra al final del tiempo de simulación, para los tres períodos de retorno ($T=10$, 20 y 50 [años]) y en la misma situación de carga de sedimento modificada. Destacar en cada una de estas Figuras el límite (línea delgada negra) correspondiente a la cota cero como referencia del estado morfológico inicial de la barra antes de la simulación en cada caso.

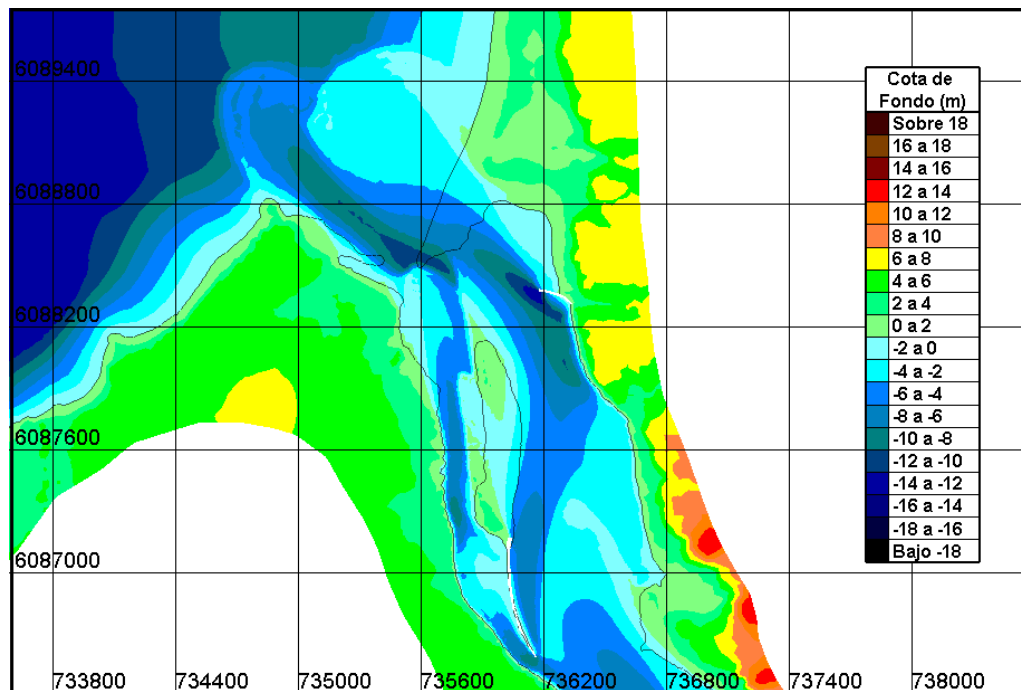


Figura 5.20: Vista en planta del estado morfológico final de la barra. Comparación con el estado inicial de la barra (zona demarcada). Caso con $T=10$ años y carga de sedimento modificada. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

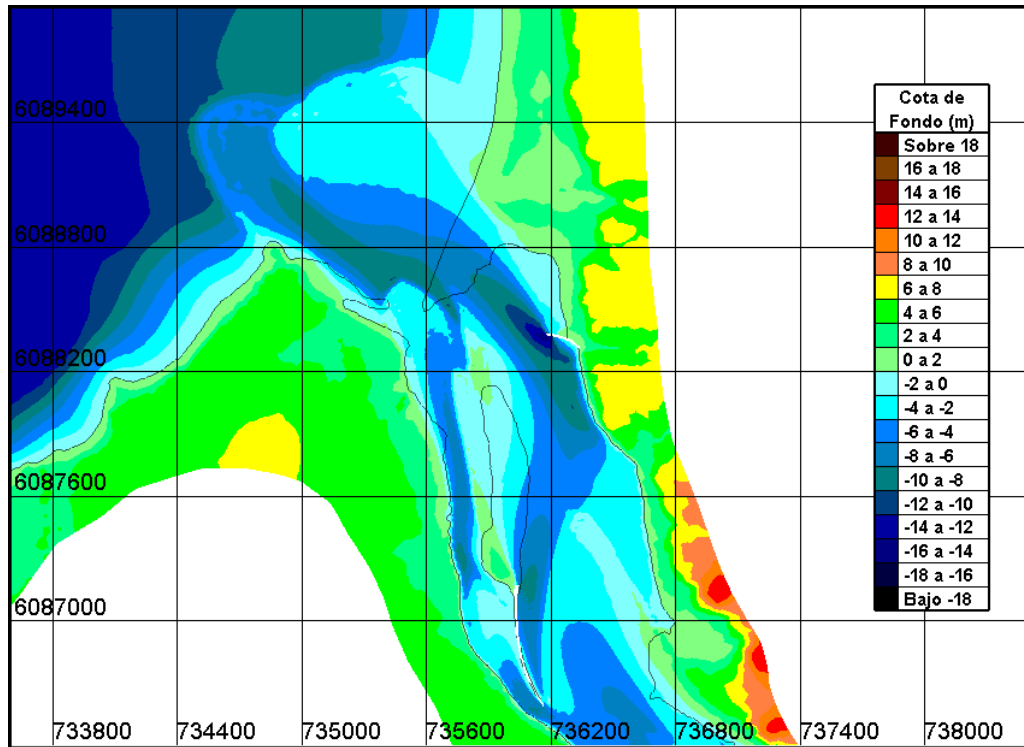


Figura 5.21: Vista en planta del estado morfológico final de la barra. Comparación con el estado inicial de la barra (zona demarcada). Caso $T=20$ años y carga de sedimento modificada. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

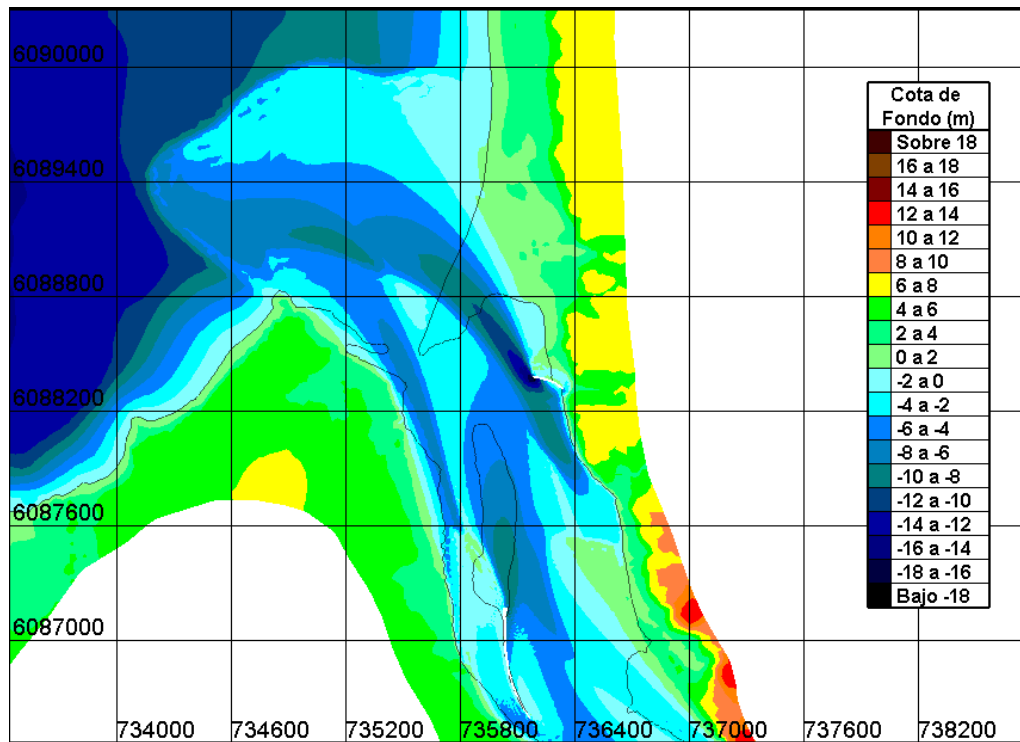


Figura 5.22: Vista en planta del estado morfológico final de la barra. Comparación con el estado inicial de la barra (zona demarcada). Caso $T=50$ años y carga de sedimento modificada. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Los resultados para el cambio morfológico de la barra al final del período de simulación en la situación modificada de carga de sedimento, no presenta grandes diferencias con respecto a la situación base. En concreto, a medida que aumenta el período de retorno el efecto erosivo sobre ambas barras es mayor llegando incluso a erosionarlas por completa (siempre referenciando al nivel del mar). La diferencia radica en el alcance de penetración en las riberas norte y sur donde nacen las dos barras. El efecto es considerablemente mayor en la crecida asociada al período de retorno de $T = 50$ [años] con respecto a las otras dos, y que por ejemplo al fijarse en la ribera norte, la proyección de su morfología queda en la misma dirección del flujo evidenciando la magnitud de la crecida, no así para los otros casos donde al final del período de simulación sigue manteniéndose parte del cuerpo de la barra sin erosionar. Existe material depositado donde se emplazaba la barra mayor producto del transporte de sedimento de aguas arriba y del banco erosionado ubicado en la ribera norte. Es posible notar la formación de la barra submarina producto de la erosión de la barra mayor y posterior depositación de su sedimento.

Por otro lado, en las Figura 5.23 y 5.24 se muestran los perfiles transversales de las barras en la desembocadura según lo señalado anteriormente en la Figura 5.16. Las figuras muestran el estado morfológico de la barra al final del período de simulación en los distintos escenarios, comparándolos con su estado inicial:

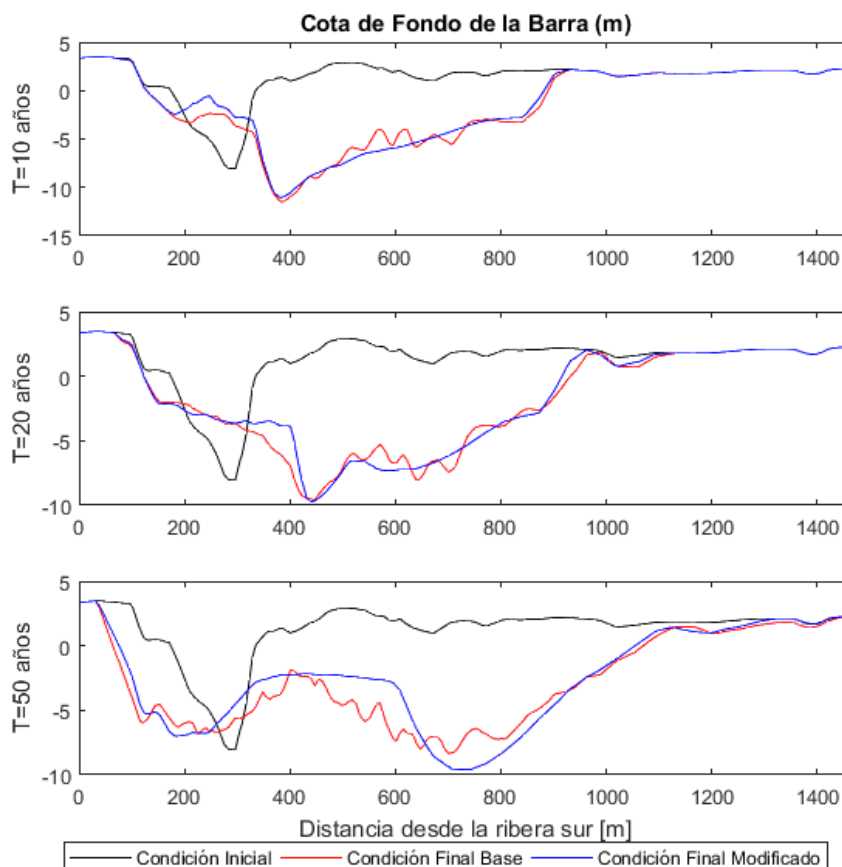


Figura 5.23: Evolución final de la cota de fondo de la barra mayor (perfil transversal), en condición base de equilibrio (rojo) y en condición modificada (azul), con respecto a la cota inicial de fondo de la barra.

La Figura 5.23 da cuenta de la magnitud del efecto erosivo sobre la barra mayor para los distintos escenarios de simulación. Se puede notar que a medida que se aumenta el período de retorno el efecto erosivo alcanzado en dirección de ambas riberas es mayor. El lado norte de la barra es mayormente erosionado comparado al lado sur, donde sólo para el escenario de $T = 50$ [años] se aprecia un efecto considerable. La profundidad de erosión por su parte no sigue el mismo patrón; al fijarse en el escenario de $T = 10$ [años], ésta alcanza una profundidad mayor a 10 metros incluso superando al caso con $T = 50$ [años]. Por otro lado, si se compara la condición base con la modificada, en ésta última la cota de fondo del perfil transversal en promedio es más elevada, evidenciando una mayor depositación de sedimento debido al aumento de carga sólida. Sin embargo, existen zonas, no despreciables, en donde la cota de fondo en la condición base queda por sobre la condición modificada, por lo que no es claro dilucidar alguna tendencia entre escenarios.

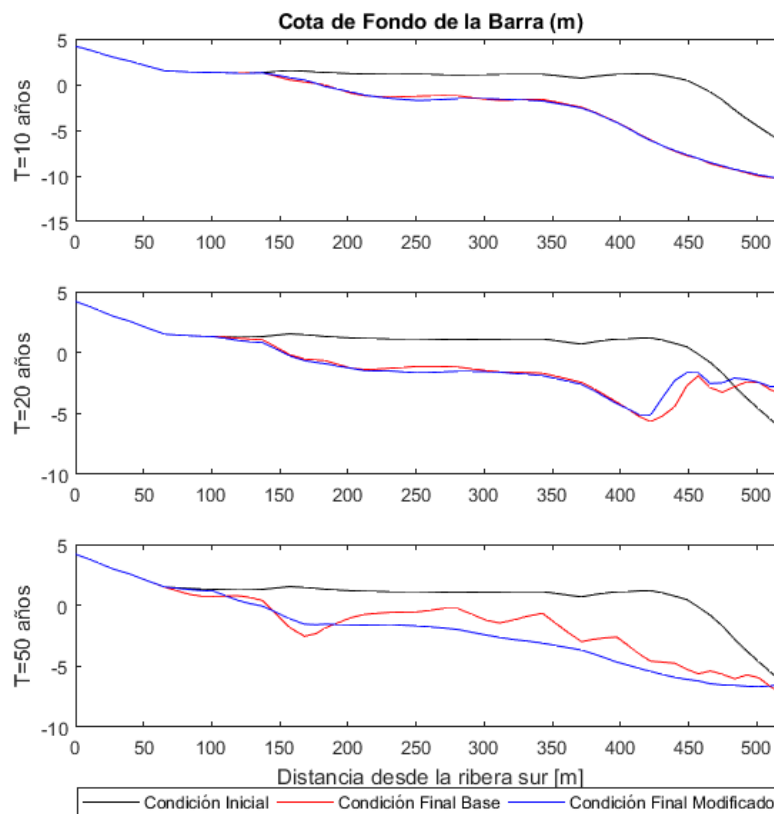


Figura 5.24: Evolución final de la cota de fondo de la barra menor (perfil transversal), en condición base de equilibrio (rojo) y en condición modificada (azul), con respecto a la cota inicial de fondo de la barra.

En cuanto a la barra menor ubicada en la ribera sur de la desembocadura, el efecto erosivo producido sobre ésta es similar en los distintos escenarios de simulación (5.24), aunque de mayor magnitud en cuanto a profundidad para la situación con $T = 10$ [años], mientras que mayor para $T = 50$ [años] en cuanto al alcance erosivo sobre la ribera sur. No se logra detectar una tendencia en la cota de fondo de la barra producto de la variación de la carga de sedimento: para $T = 10$ [años] se obtienen resultados similares, en $T = 20$ [años] la condición modificada alcanza valores levemente mayores, y en $T = 50$ [años] por el contrario, los valores alcanzados por la condición base son superiores. Por último, considerar una zona de depositación, pero sólo para el caso con $T = 20$ [años] y en el punto más alejado de la ribera sur.

5.2.2. Modificación morfológica zona proximal/media

Parte del sector a analizar se emplaza en la zona proximal del estuario (sección más extensa alcanzando los 10 km) y en la zona media (con una extensión de 6 km aprox. hasta el extremo distal de Isla Orrego). Esta zona presenta un único canal meandrante, que posee bancos de arena laterales con puntas redondeadas y algunos bancos ovalados. Estos bancos estuariales que componen el delta interior, son bien constituidos y presentan una disposición alargada y pseudo romboidales debido a la acreción entre ellos, cuyos límites se aprecian en las entradas que sirven de canales de marea de desborde o vaciado. La altura de estos bancos puede alcanzar los 6 metros denotando una estabilidad en el tiempo.

A continuación, en la Figura 5.25 se muestra en planta la condición morfológica inicial de la zona proximal/media aguas arriba de la desembocadura del estuario:

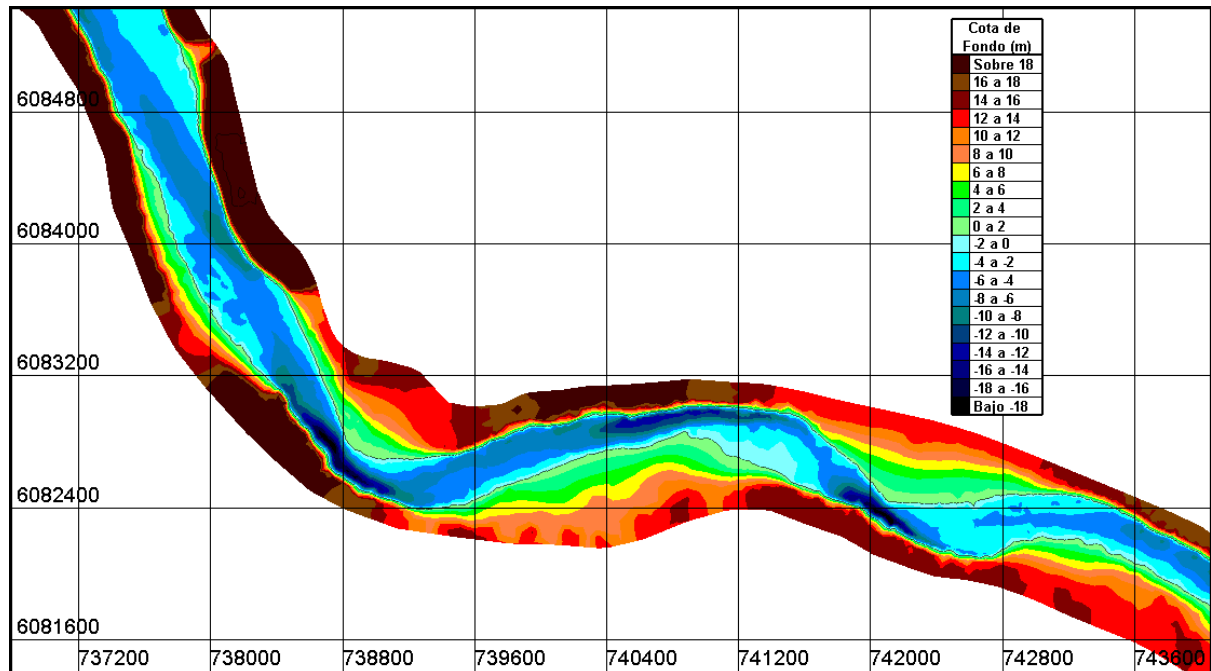


Figura 5.25: Vista en planta del estado morfológico inicial de la zona proximal/media (demarcación negra). Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

A continuación desde la Figura 5.26 a la Figura 5.31, se muestran los resultados para la modificación morfológica de la zona media y proximal hacia aguas arriba de la desembocadura del estuario (zona distal) para el final del tiempo de simulación (30 días), según cada período de retorno ($T=10, 20$ y 50) y carga de sedimento dependiendo del escenario. Destacar en cada una de estas Figuras el límite (línea delgada negra) correspondiente a la cota cero como referencia del estado morfológico inicial de la zona antes de la simulación en cada caso.

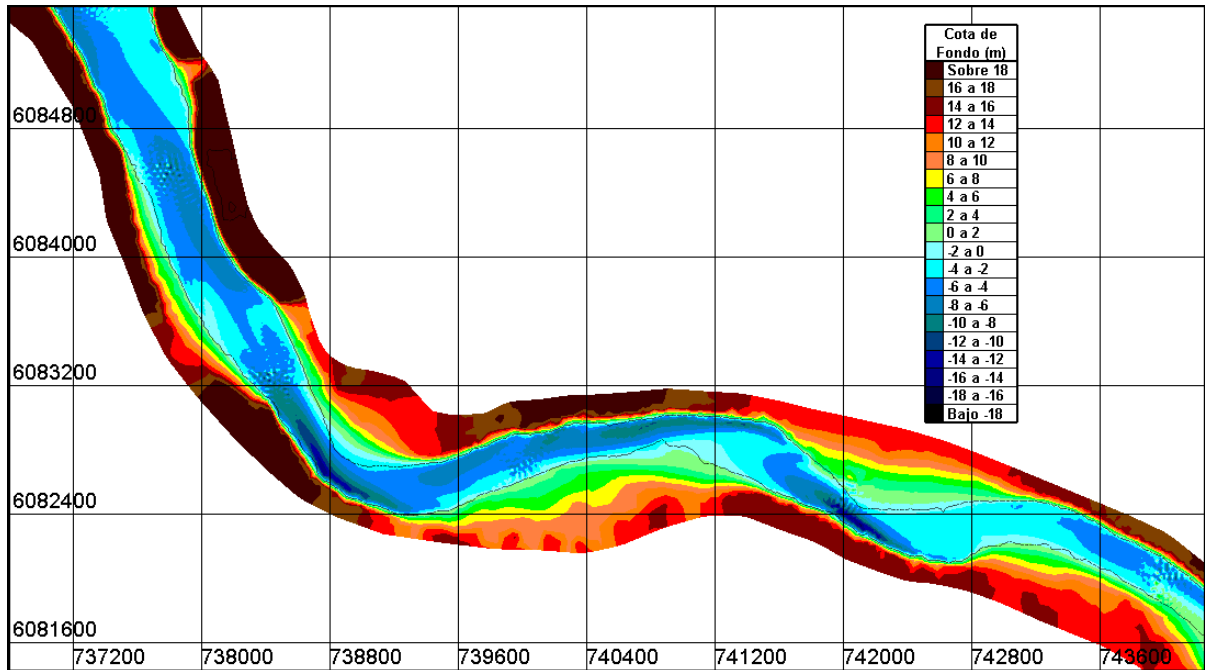


Figura 5.26: Vista en planta del estado morfológico final de la zona proximal/media. Comparación con el estado inicial (demarcación negra). Caso $T=10$ años y carga de sedimento de equilibrio. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

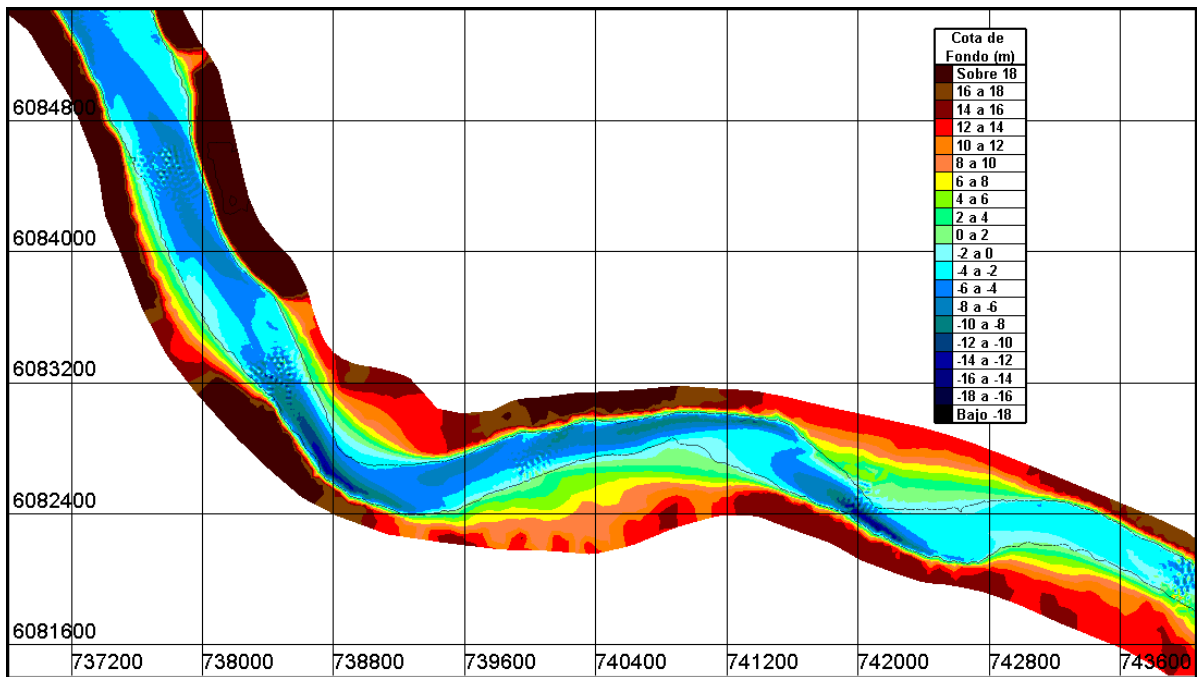


Figura 5.27: Vista en planta del estado morfológico final de la zona proximal/media. Comparación con el estado inicial (demarcación negra). Caso $T=20$ años y carga de sedimento de equilibrio. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

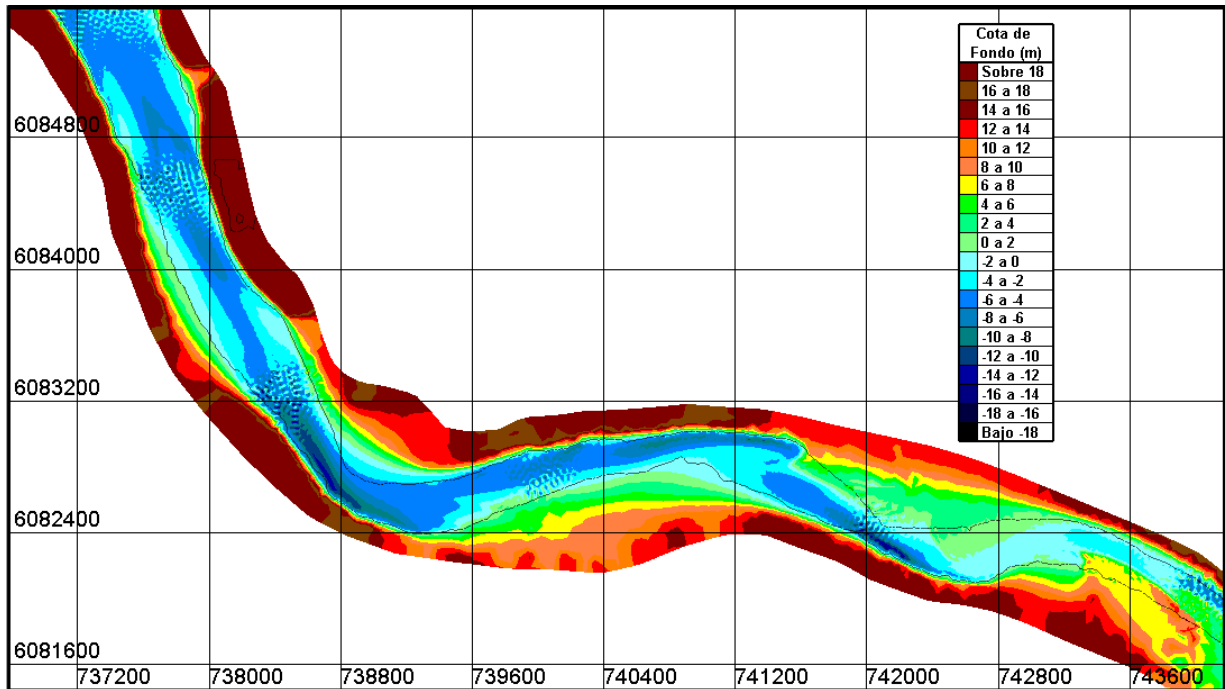


Figura 5.28 Vista en planta del estado morfológico final de la zona proximal/media. Comparación con el estado inicial (demarcación negra). Caso $T=50$ años y carga de sedimento de equilibrio. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Los resultados en la condición base muestran una tendencia en el aumento del transporte de sedimento a medida que se aumenta el período de retorno. Tomando como referencia el estado inicial de la zona de estudio (demarcado por una línea negra) los bancos de arena localizados en las curvas del cauce sobre ambas riberas tienden a la erosión. Por otro lado, las zonas más profundas del cauce tienden a captar el sedimento transportado, logrando depositarlo en el fondo y aumentando así la cota de lecho. Este avance del sedimento se puede notar también en los pequeños montículos generados en el lecho del fondo en las zonas intermedias entre los bancos y las zonas profundas.

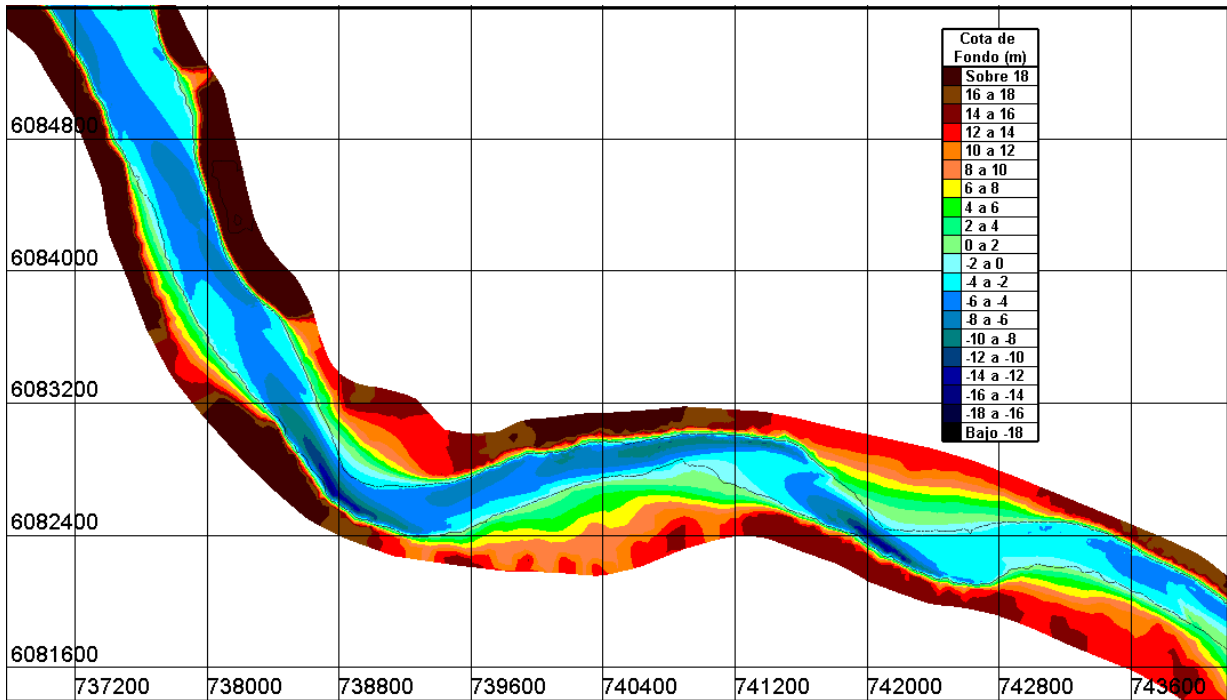


Figura 5.29: Vista en planta del estado morfológico final de la zona proximal/media. Comparación con el estado inicial (demarcación negra). Caso $T=10$ años y carga de sedimento modificada. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

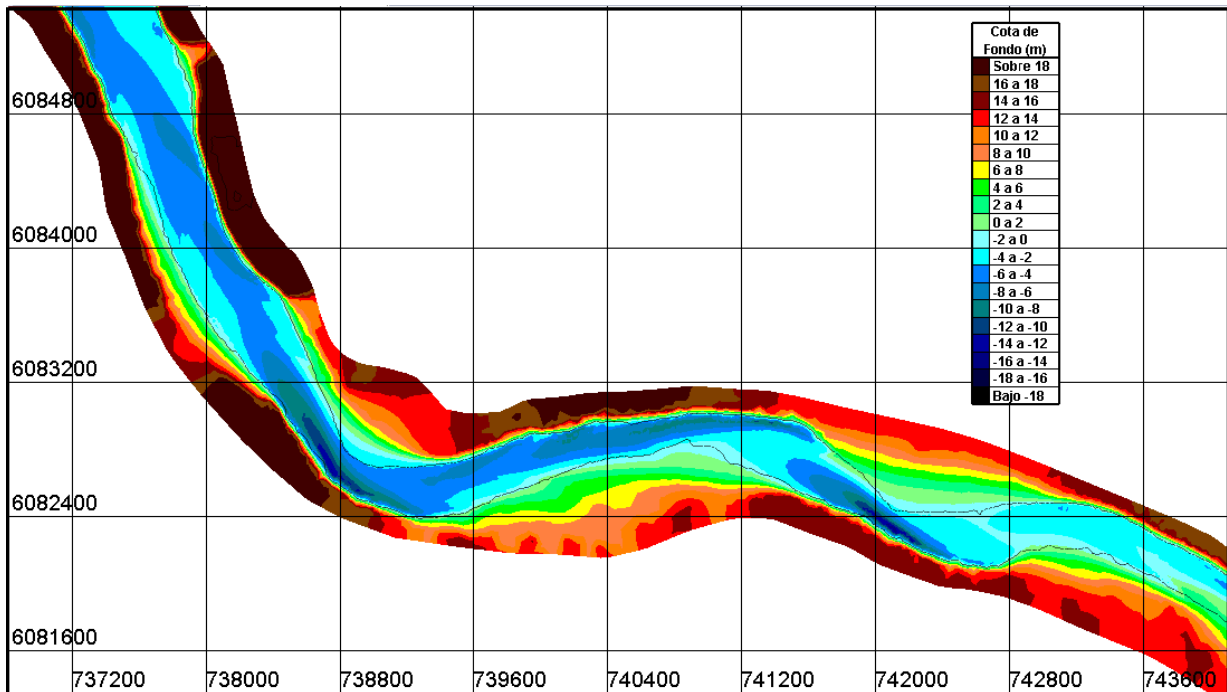


Figura 5.30: Vista en planta del estado morfológico final de la zona proximal/media. Comparación con el estado inicial (demarcación negra). Caso $T=20$ años y carga de sedimento modificada. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

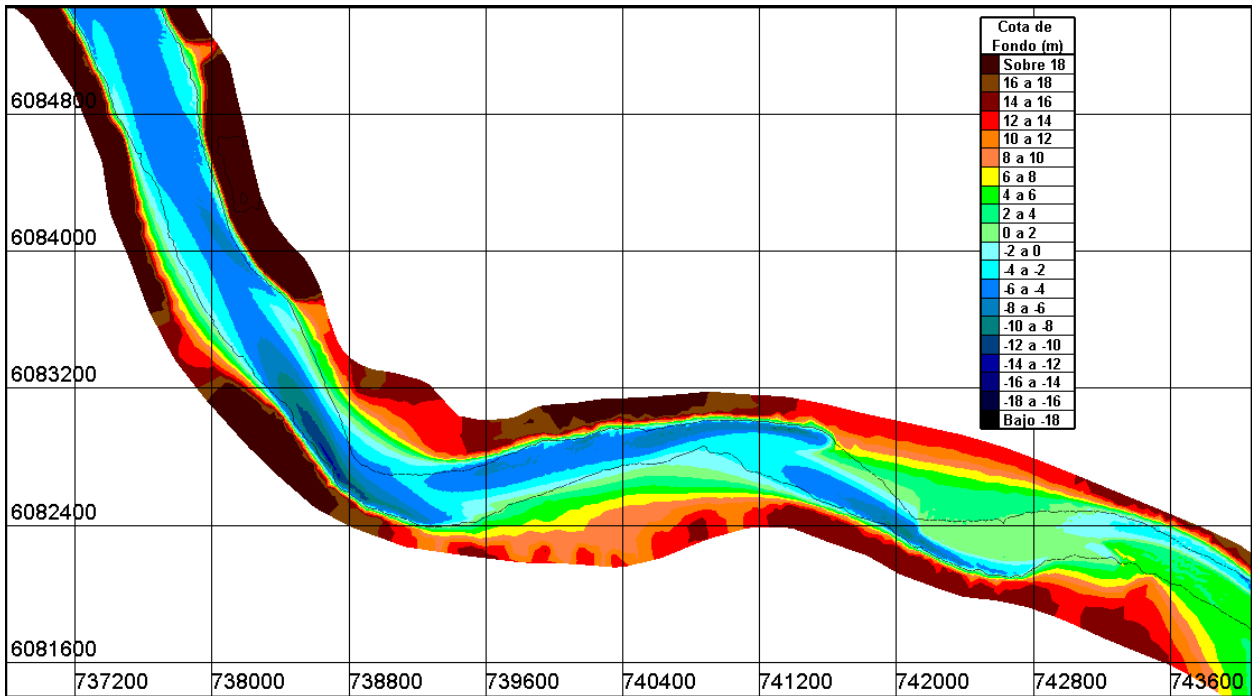


Figura 5.31: Vista en planta del estado morfológico final de la zona proximal/media. Comparación con el estado inicial (demarcación negra). Caso $T=50$ años y carga de sedimento modificada. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Los resultados en la condición modificada, a diferencia de lo señalado en la condición base, señalan un avance de sedimento a mayor escala donde incluso los montículos se aprecian ahora de forma más consolidada, y donde el efecto sobre los bancos de ambas ribera abarcan un área más extensa de transporte. La misma tendencia en cuanto al aumento de caudal aplica en este caso, en donde a mayor período de retorno mayor efecto erosivo sobre el cauce; depositando sedimento en aquellos lugares profundos y erosionando zonas más altas como los bancos anteriormente mencionados.

Por otro lado, en las Figura 5.32, Figura 5.33 y Figura 5.34, se muestran los perfiles transversales representativos de la zona proximal/distal según lo señalado anteriormente en la Figura 4.24. Las figuras muestran el estado morfológico de los perfiles transversales al final del período de simulación en los distintos escenarios, comparándolos con su estado inicial:

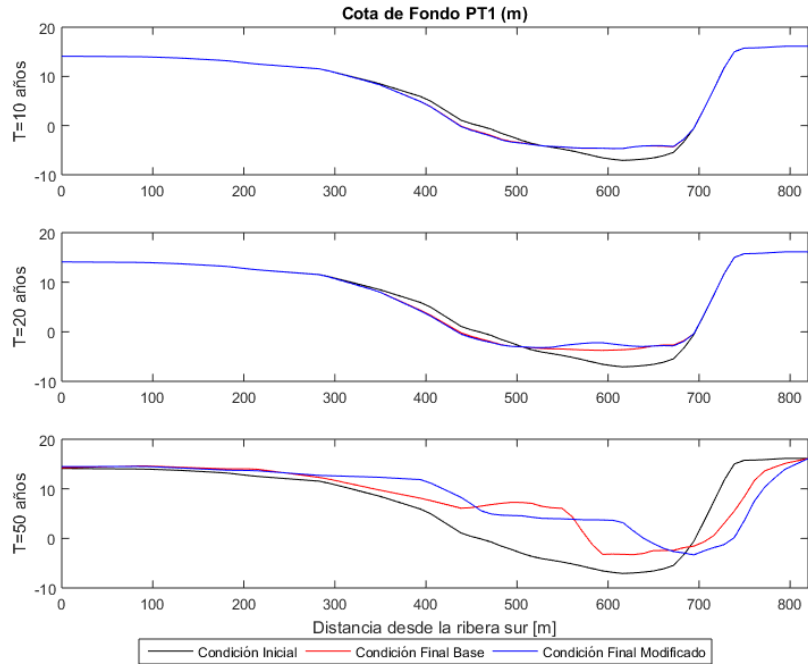


Figura 5.32: Evolución final de la cota de fondo del perfil transversal 1 en condición base de equilibrio (rojo) y en condición modificada (azul), con respecto a la cota inicial (negro).

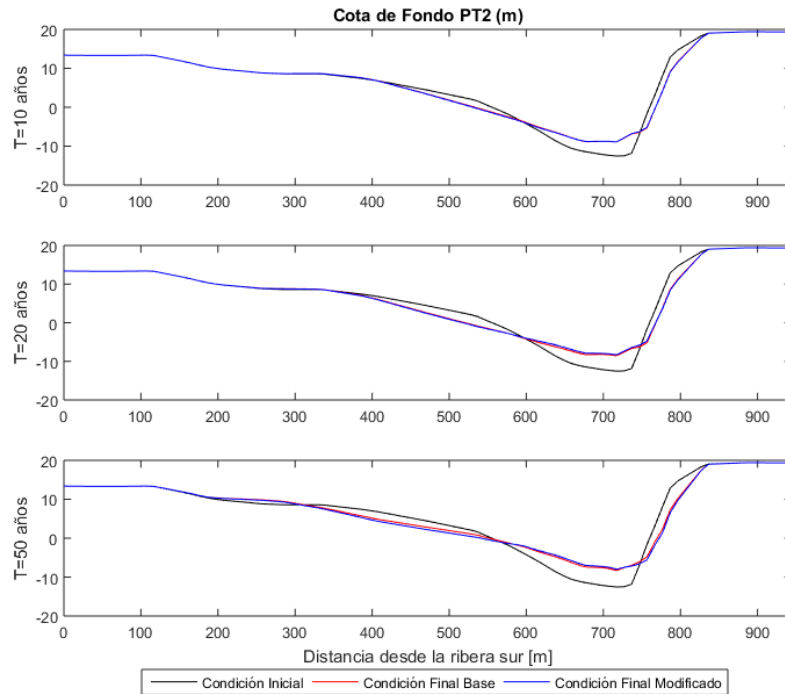


Figura 5.33: Evolución final de la cota de fondo del perfil transversal 2 en condición base de equilibrio (rojo) y en condición modificada (azul), con respecto a la cota inicial (negro).

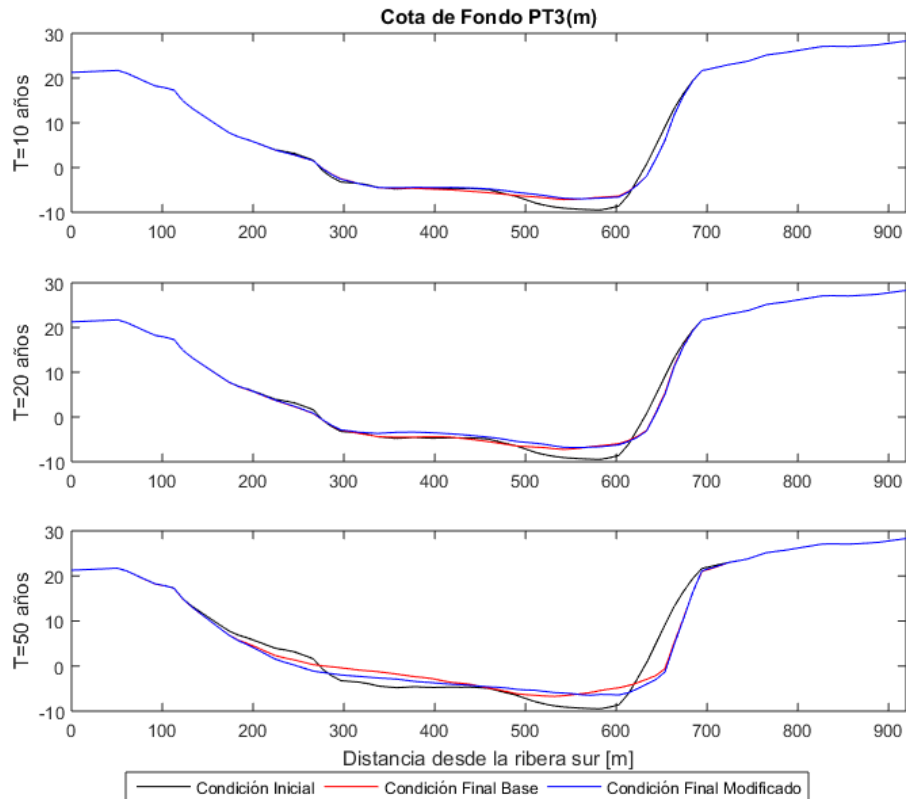


Figura 5.34: Evolución final de la cota de fondo del perfil transversal 3 en condición base de equilibrio (rojo) y en condición modificada (azul), con respecto a la cota inicial (negro).

Los resultados para estos perfiles transversales representativos de la zona proximal/media dan cuenta de un efecto contrario al erosivo. Independiente si se tiene un escenario con condición base o modificada, en los tres perfiles mostrados, la condición morfológica final en cada caso presenta una cota del lecho de fondo mayor a la condición inicial. De manera que la erosión observada en las riberas de los perfiles, tiende a depositarse en los fondos del cauce. Por otro lado, la magnitud de tal efecto se ve acrecentado a medida que aumenta el caudal, es decir, para períodos de retorno mayor se tendrá una mayor tasa de erosión y posterior depositación. La diferencia entre la carga sólida y base no parece distinguirse en el escenario con T=10 (años), no así para los otros dos escenarios.

5.2.3. Estimación de la velocidad de avance de sedimento para la barra y zona media

Con los resultados es posible verificar el avance de la barra mayor y estimar la velocidad a la cual se mueve dependiendo del escenario de modelación. De igual forma se realiza para la zona proximal/media a modo de comparar las magnitudes en diferentes zonas del estuario. Las Figuras 5.35 y 5.36 se toman como referencia del avance de sedimento en cada caso. Por otro lado, en la Tabla 5.2 se muestran los resultados de la estimación.

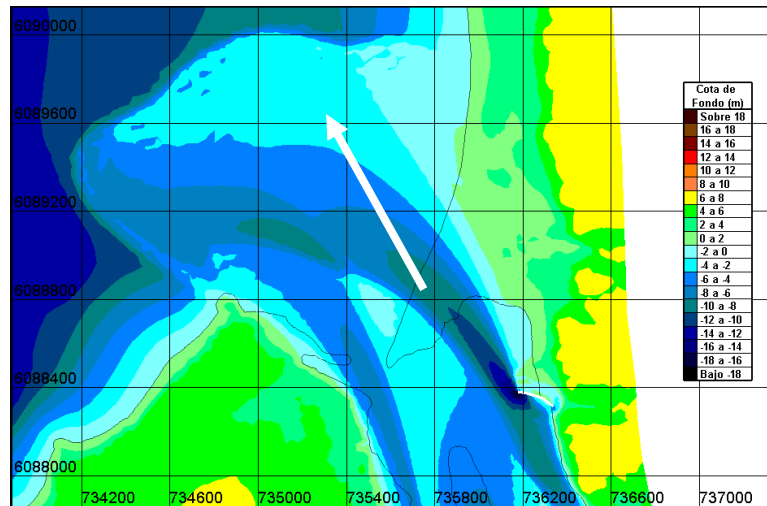


Figura 5.35: Imagen de referencia para estimar la velocidad a la cual se mueve la barra mayor. Proyección hacia la barra submarina. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

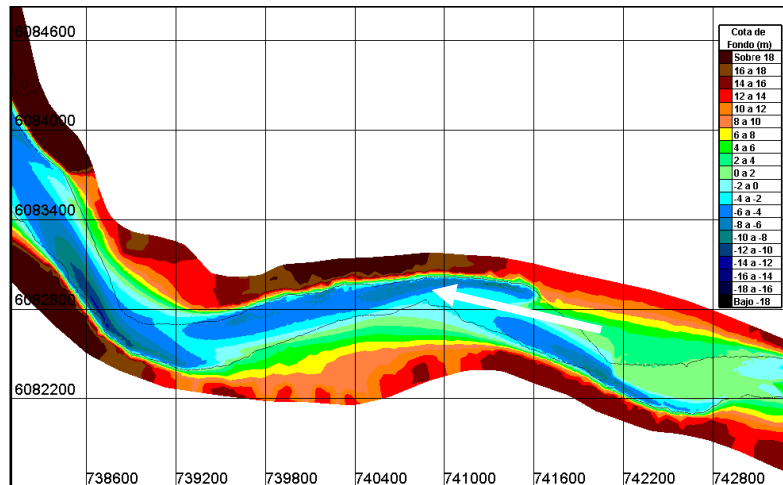


Figura 5.36: Imagen de referencia para estimar la velocidad a la cual se mueve el sedimento de la zona proximal/media. Proyección hacia aguas abajo. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Tabla 5.2: Estimación de velocidad de movimiento de barra y zona proximal/media para cada escenario de modelación.

Carga de sedimento	Período de Retorno [años]	Velocidad [m/s]	
		Barra Mayor	Zona proximal/media
Base	T=10	0.00283	0.00114
	T=20	0.00345	0.00145
	T=50	0.00491	0.00187
Modificado	T=10	0.00207	0.00116
	T=20	0.00326	0.00146
	T=50	0.00429	0.00188

5.2.4. Comparación cambio morfológico de la barra con imagen satelital

Para comparar los resultados del modelo con un registro real del estado de la barra, se debe llevar el caso a condiciones similares. Se tiene por un lado un registro de imagen satelital (Copernicus Landsat-8) que data del 28/04/2007. Por otro lado, y según los registros de caudales instantáneos de la estación Maule en Forel de la DGA, se sabe que ocurrió una crecida asociada a un período de retorno similar a T=10 años según resultados de la Tabla 4.9 en invierno del año anterior (12/08/2006). Asumiendo que entre esas fechas hay un período seco sin crecidas de magnitud considerable, las condiciones de la barra serían similares a lo ilustrado en la imagen izquierda de la Figura 5.37. Dado esto, se compara con la imagen del resultado del modelo (derecha) asociado a la crecida de período de retorno T=10 años.

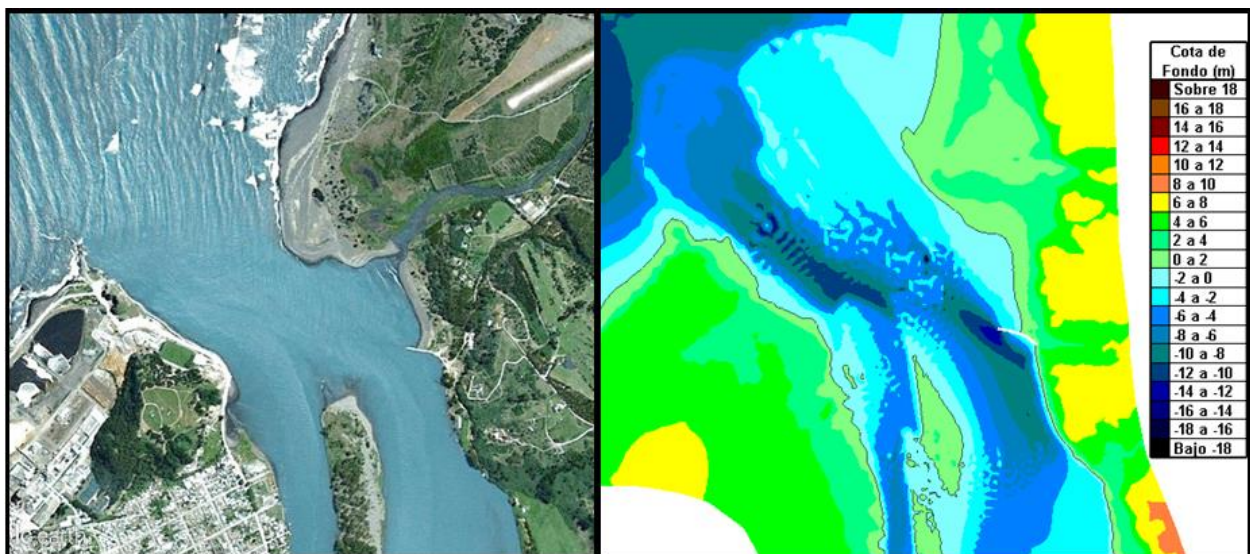


Figura 5.37: Comparación del estado morfológico de la barra. Imagen satelital (izq.) vs resultado modelo T=10 años (der.).

La barra mayor en la ribera norte tiene una apariencia robusta pero de mucha menor longitud que en la condición inicial del modelo (registro batimétrico). La abertura total de la barra (distancia entre ribera norte y sur) alcanza un valor 550 metros para la situación de la imagen izquierda y de 705 metros para la situación de la izquierda. En la imagen izquierda es posible notar la influencia de la acción del oleaje, pues el borde del sector norte de la barra presenta la misma proyección que la dirección del arribo de olas; mientras que para el caso del modelo, la dirección del borde parece ir un la proyección del río Maule producto de la crecida. A diferencia de la primera, en la segunda imagen es posible notar un efecto erosivo considerable de la isla Quivolgo, cuyos restos sedimentarios se proyectan en dirección a la desembocadura. De igual forma los restos de la erosión de la barra mayor se proyectan en dirección mar adentro aumentando la cota de la barra marina tras depositarse.

5.2.5. Análisis puntual de evolución

A continuación, según lo señalado en 4.7.5 se muestran los resultados de los datos extraídos de los 4 puntos de análisis para la evolución del lecho de fondo. Para cada caso (Figura 5.38 a Figura 5.41) se muestra el escenario base y modificado, con los tres períodos de retorno respectivos:

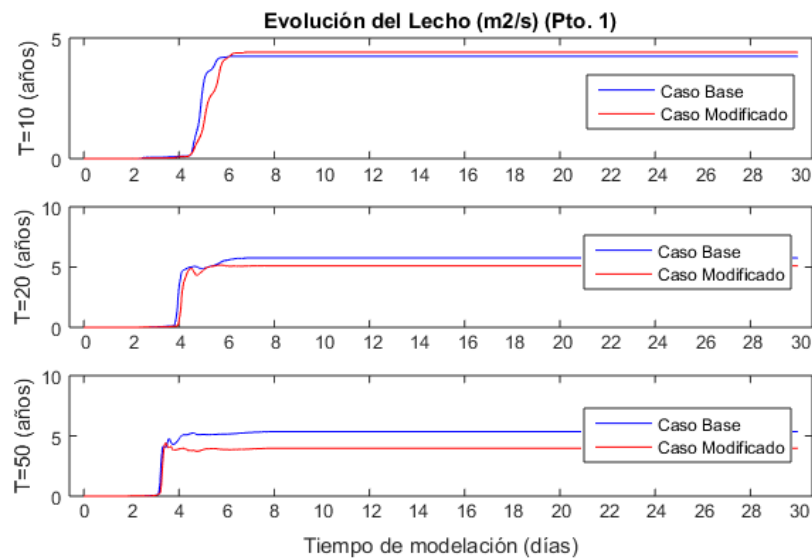


Figura 5.38: Resultados para la evolución del lecho de fondo para el punto de análisis 1 (barra submarina).

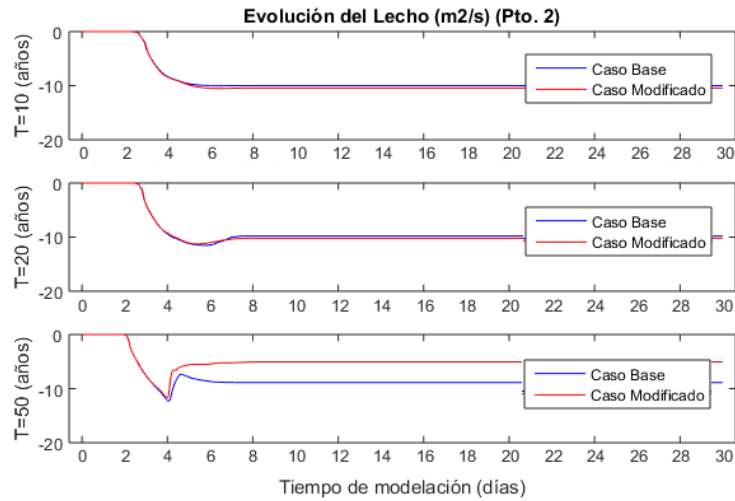


Figura 5.39: Resultados para la evolución del lecho de fondo para el punto de análisis 2 (barra en la desembocadura).

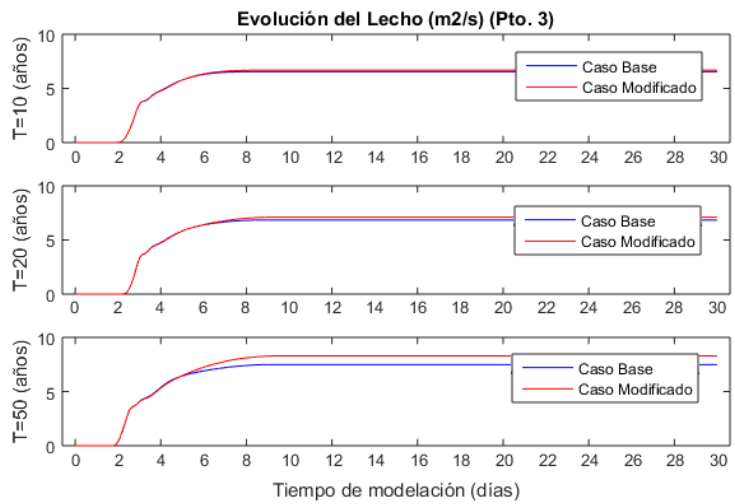


Figura 5.40: Resultados para la evolución del lecho de fondo para el punto de análisis 3 (zona media en el Thalweg).

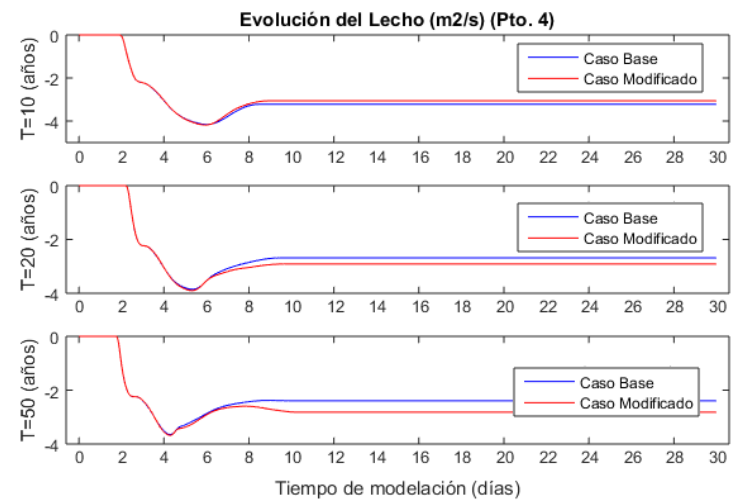


Figura 5.41: Resultados para la evolución del lecho de fondo para el punto de análisis 4 (zona media en el banco de la ribera sur).

Los resultados muestran que para los puntos que se encontraban posicionados en un lugar con cota negativa al inicio del modelo (Pto.1) y (Pto.3), la tendencia evolutiva del lecho es positiva. Por el contrario, para los puntos con cota inicial positiva (Pto.2) y (Pto.4), el lecho tiende a evolucionar negativamente. De forma general, y para todos los casos y escenarios, existe un escenario pre y post crecida donde los cambios son despreciables en magnitud. De esta manera, los cambios significativos se manifiestan durante la crecida, es decir, comienza durante el día 2, para volver a estabilizarse después del día 6 una vez el evento de crecida comienza a descender. En cuanto a las diferencias entre cada período de retorno, éstas radican principalmente en un aumento del módulo de la magnitud a medida que aumenta el período de retorno, a excepción del caso del (Pto.1), donde se alcanza un valor mayor para T = 10 (años) que para T = 50 (años); y para el (Pto.4) donde el efecto erosivo alcanza una profundidad mayor en T = 10 (años) por sobre T = 20 (años) e incluso T= 50 (años). Con respecto a la diferencia entre las cargas de sedimento base y modificada, para los escenarios con T=10 y 20 (años) se observan resultados similares, a diferencia del escenario T=50 (años), donde es posible notar diferencias de hasta 1 (m).

5.2.6. Análisis puntual carga sólida de fondo

A continuación, según lo señalado en 4.7.5 se muestran los resultados de los datos extraídos de los 4 puntos de análisis para la carga sólida de fondo. Para cada caso (Figura 5.42 a Figura 5.45) se muestra el escenario base y modificado, con los tres períodos de retorno respectivos:

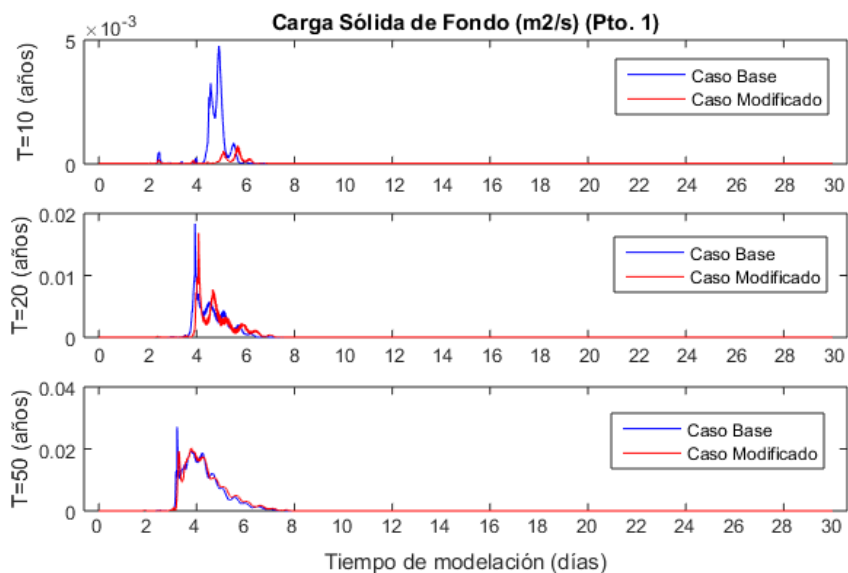


Figura 5.42: Resultados para la carga sólida de fondo para el punto de análisis 1 (barra submarina).

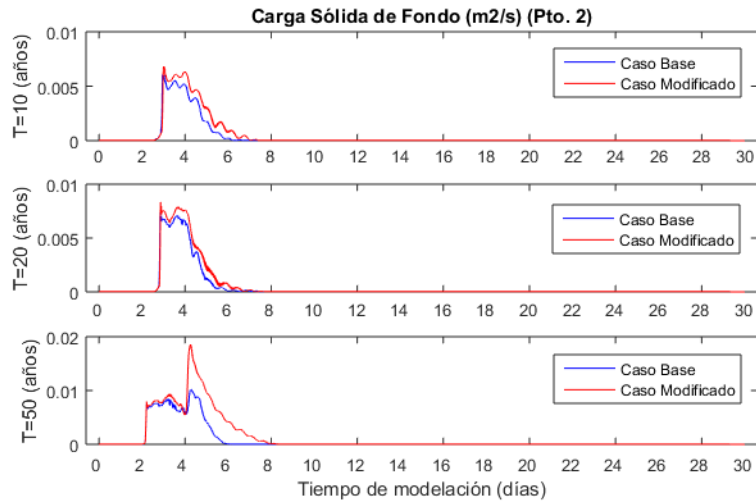


Figura 5.43: Resultados para la carga sólida de fondo para el punto de análisis 2 (barra en la desembocadura).

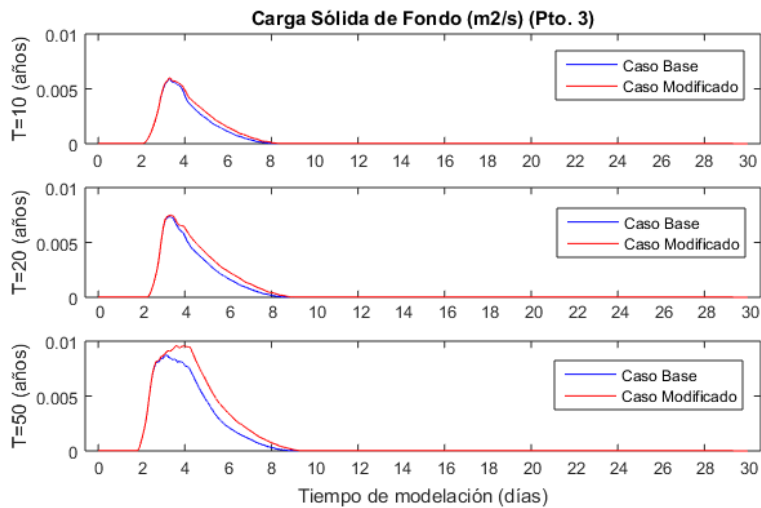


Figura 5.44: Resultados para la carga sólida de fondo para el punto de análisis 3 (zona media en el Thalweg).

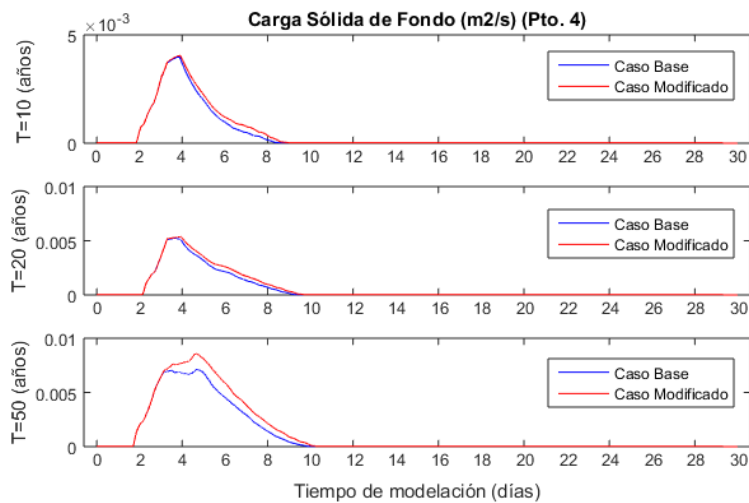


Figura 5.45: Resultados para la carga sólida de fondo para el punto de análisis 4 (zona media en el banco de la ribera sur).

La carga sólida de fondo se manifiesta de forma análoga a los hidrogramas de crecida (Figura 4.15) alcanzando un máximo en la curva, y donde para caudales bajos, la magnitud es despreciable. Se relaciona directamente con la magnitud del caudal, donde a medida que se aumenta el período de retorno, se alcanza un peak de carga sólida mayor. De igual forma para los escenarios con carga de sedimento modificada, la carga sólida de fondo alcanza valores mayores que para el escenario con carga base. Los valores más altos son alcanzados por los resultados de los puntos (Pto.1) y (Pto.2) asociados a la barra marina y a la barra de la desembocadura en la zona distal por sobre los valores alcanzados por los puntos (Pto.3) y (Pto.4) en la zona proximal/media.

5.2.7. Zonas de inundación

Las zonas de inundación en cada escenario de simulación se determinan para aquel instante de tiempo en el que se alcanza una mayor superficie inundada en las zonas aledañas de interés (Figura 4.25). Por lo tanto, los resultados que se dan a conocer a continuación, corresponden a un mismo instante de tiempo para escenarios similares de período de retorno, es decir, para $T=10$ (años) se extraen los datos de profundidad tanto para la condición base y modificada en un mismo instante de tiempo. Lo mismo para los casos con $T=20$ y 50 (años). Estas zonas se representan con la capa de profundidad de las herramientas de Blue Kenue, en donde se define un valor mínimo igual a 1 centímetro despreciando profundidades menores a esto.

Desde la Figura 5.46 a la Figura 5.51, se muestran las zonas de inundación en planta demarcadas con una línea blanca punteada, sobre la capa de color que da cuenta de la profundidad alcanzada en la crecida de cada escenario. La Figura 5.46, 5.45 y 5.46 corresponden al caso con carga de sedimento en la condición base según cada período de retorno; y la Figura 5.49, 5.48 y 5.49 muestran el caso para la condición con carga de sedimento modificada. En el capítulo de anexos también se incluyen imágenes de comparación entre escenarios similares de período de retorno.

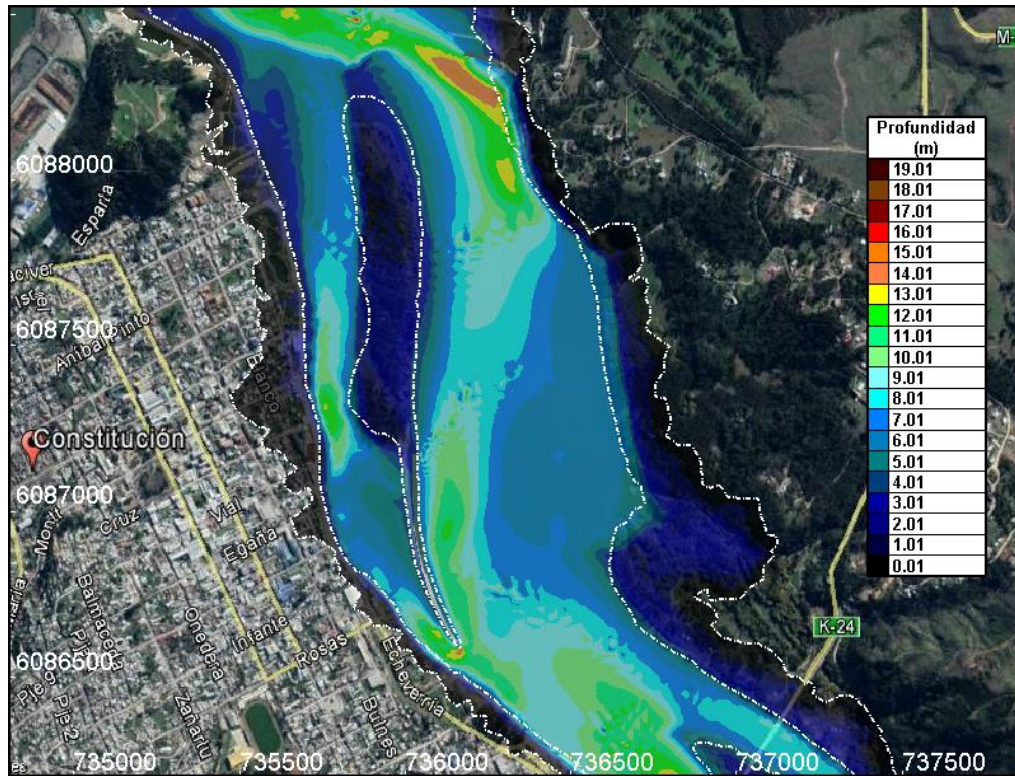


Figura 5.46: Zonas de inundación (límite punteado blanco) aledañas a Constitución. Escenario con $T=10$ años y carga de sedimento base. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

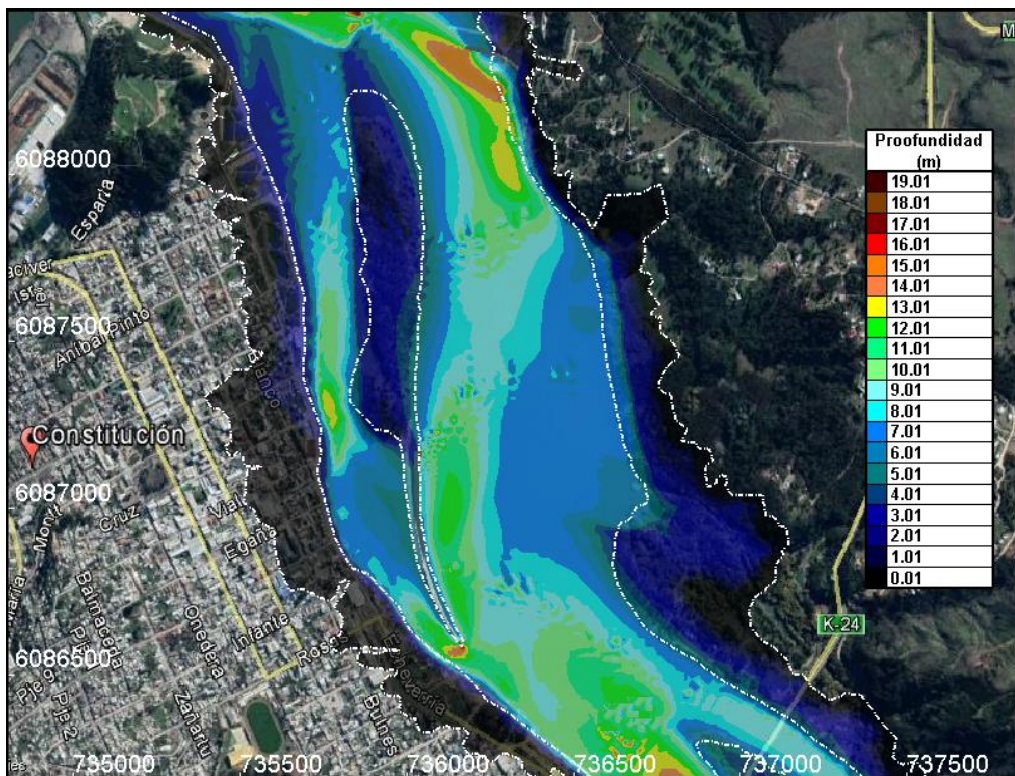


Figura 5.47: Zonas de inundación (color sombreado y demarcadas) aledañas a Constitución. Escenario con $T=20$ años y carga de sedimento base. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

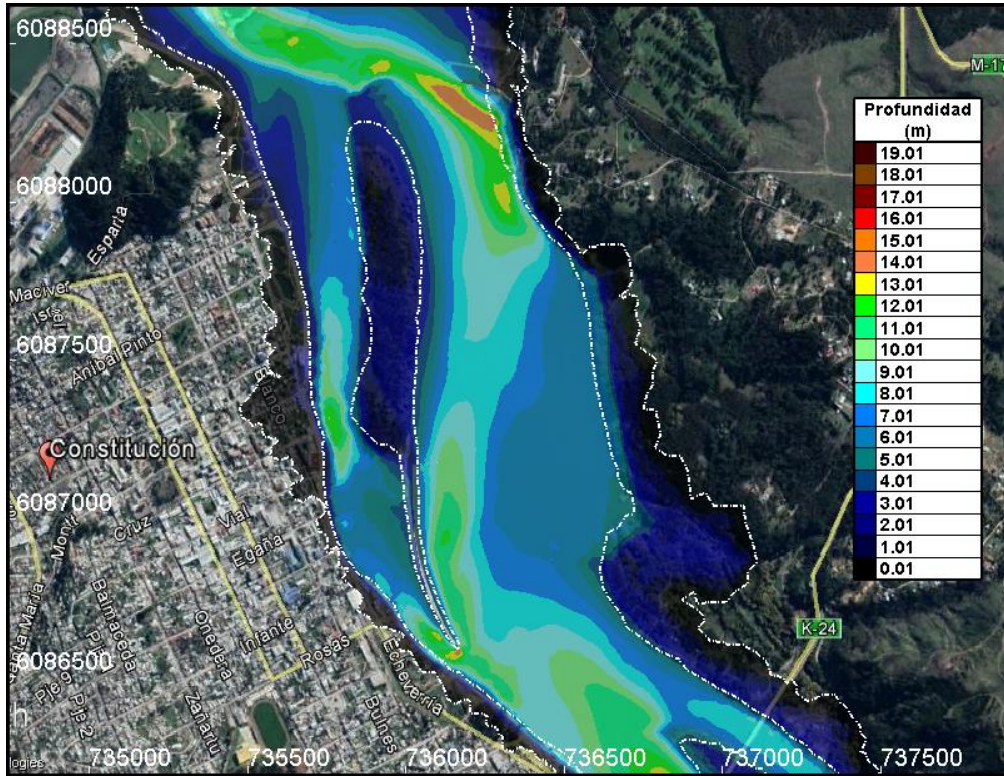


Figura 5.49: Zonas de inundación (color sombreado) aledañas a Constitución. Escenario con T=10 años y carga de sedimento modificada máxima. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

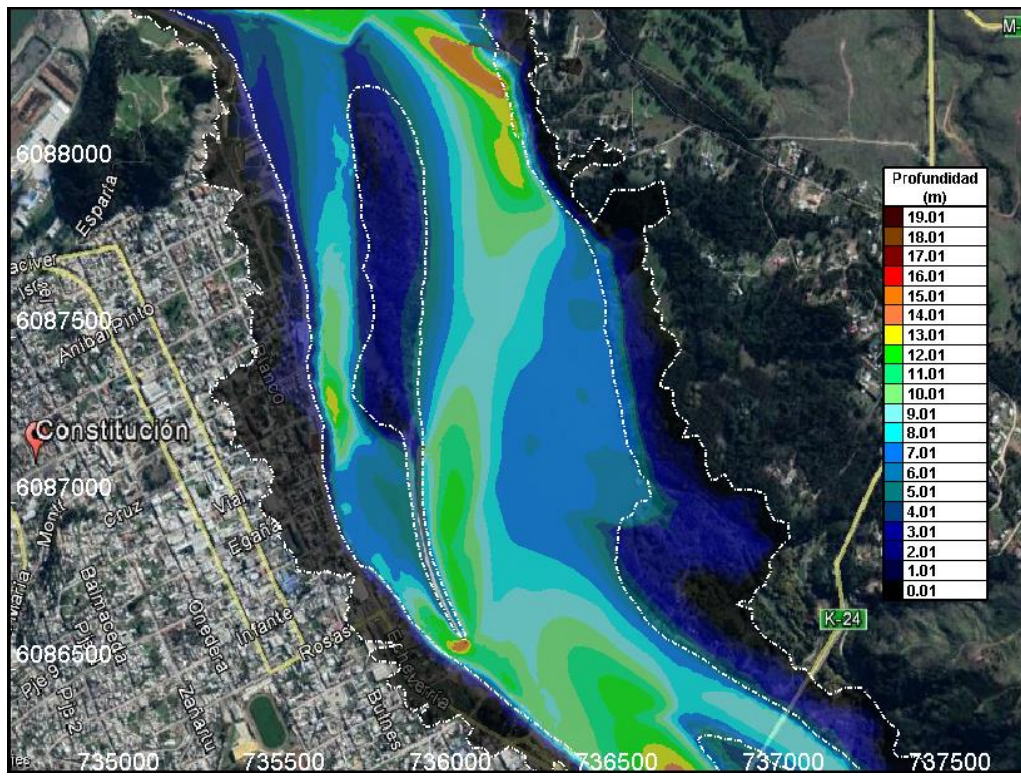


Figura 5.50: Zonas de inundación (color sombreado y demarcadas) aledañas a Constitución. Escenario con T=20 años y carga de sedimento modificada. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

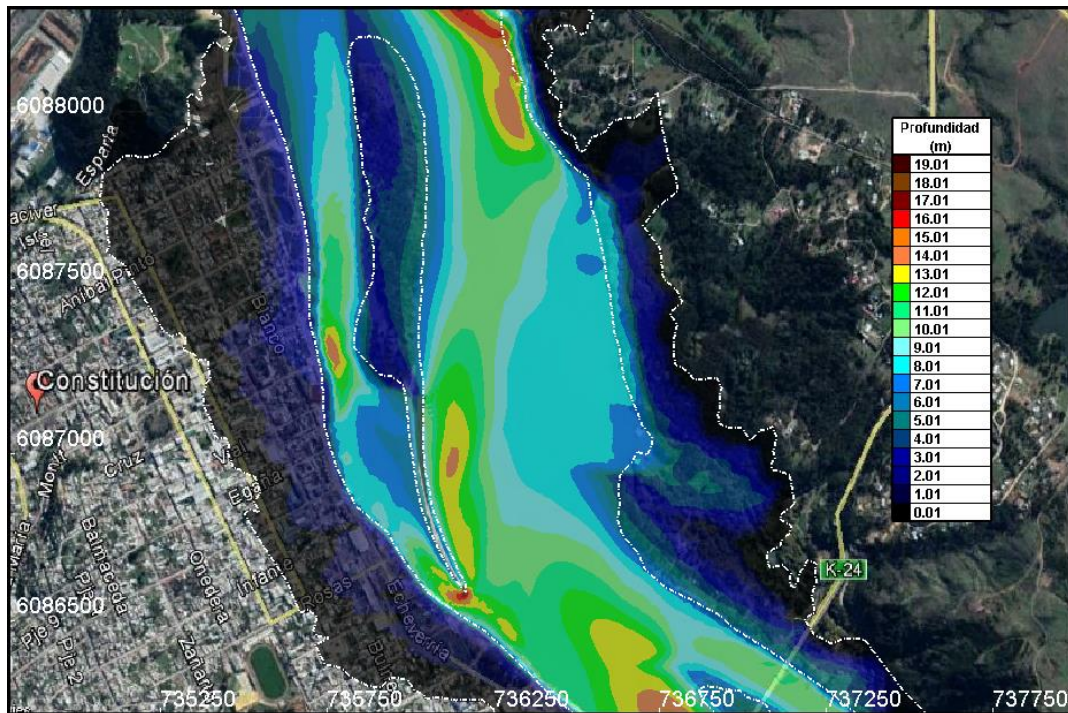


Figura 5.51: Zonas de inundación (color sombreado y demarcadas) aledañas a Constitución. Escenario con $T=50$ años y carga de sedimento modificada. Proyección UTM, coordenada Norte (eje vertical) y coordenada Este (eje horizontal).

Al igual que en la situación base, en la situación con carga de sedimento modificada se pueden identificar las mismas cuatro zonas de inundación: las islas Orrego y Los Perros las más afectadas, y las ribera norte y sur del río Maule en su desembocadura. De igual forma los sectores con mayor magnitud de inundación son en la parte superior de la ribera norte, las cercanías de la Isla Orrego y del Espigón, además de la zona norte justo al término de la Isla de Los Perros en la parte inferior de cada imagen. En general se obtienen resultados parecidos en cuanto al alcance de la crecida en las zonas de interés en comparación a la condición base, sólo ciertos sectores con pequeñas diferencias de alcance, y que, para la escala del modelo pueden asumirse despreciables considerando que la altura en el alcance es de 1 centímetro.

6. Discusión y Conclusiones

6.1. Discusión

Los datos recopilados, tanto de las campañas de campo del INH y de entidades como la DGA y el SHOA, han sido fundamentales para la realización de este estudio y en especial para la implementación y desarrollo del modelo, logrando caracterizar la hidrodinámica y parte de la morfología del estuario. Los datos se utilizaron en primera instancia para calibrar el modelo hidrodinámico acorde al período mismo en que se tomaron los datos de las campañas de campo. Una vez calibrado el modelo se procedió a simular escenarios con eventos de crecida y aumentos en la carga de sedimento de fondo, y analizar entonces el efecto de inundación en las zonas aledañas de Constitución y los cambios morfológicos en la desembocadura y en la zona proximal/media del estuario.

En cuanto a la información misma, la topo-batimetría se encontraba procesada e interpolada a lo largo del estuario, no así para las demás variables que fueron necesarias procesarlas a partir del dato de campo. Para la superficie libre fue necesario contar con el mareógrafo del SHOA, ubicado en el muelle Maguellines fuera de la zona fluvial del estuario, con el fin de corroborar la condición de borde marina debido a la falta de mareógrafos en esta zona (los otros cuatro se encontraban en la zona interior del estuario) y para la realización de un análisis armónico de marea con la finalidad de calcular el coeficiente de Courtier. En cuanto a la información de las corrientes, y dado que se trabajó en un modelo 2D, fue necesario integrar el perfil vertical de corrientes (en sus dos componentes) para trabajar con un dato representativo de la columna de agua. Las muestras sedimentológicas se sometieron previamente a un análisis granulométrico, y los valores obtenidos, en específico el diámetro representativo de grano d_{50} para cada muestra, se utilizó en el módulo de sedimentos como un promedio de la zona fluvial del estuario (Tabla 4.3). Por último, el caudal se utilizó como serie de tiempo de entrada al modelo en la etapa de calibración, de manera que se extrajeron los datos desde la estación fluviométrica Maule en Forel para el mismo período de la realización de la campaña de campo.

Para la implementación del modelo se utilizó una grilla no estructurada de elementos triangulares elaborada con el software Blue Kenue. Utilizando las herramientas del programa, se modificó el mallado en determinadas zonas variando la dimensión de los elementos según requerimientos: en la zona fluvial del dominio se fijó una densidad mayor que en la zona marina, mientras que en la desembocadura (zona de mayor interés) la densidad de elementos fue incluso mayor, al igual que en los elementos adyacentes a las estructuras que representaban a los espigones. Una vez definida las condiciones de borde, y mediante una variación del coeficiente de calibración para el rango de marea, se simuló cinco casos para tener una configuración definitiva que permitiera tener un índice de desempeño y error cuadrático medio adecuados. Los resultados indican que, en el mejor caso de simulación, se presentan algunas diferencias con respecto a los datos observados tanto para la superficie libre como para las corrientes. Sin embargo, para el caso de la superficie libre el ajuste es bastante más aceptable que para las corrientes, esto porque la superficie libre es un dato puntual que se procesa directamente en la superficie del flujo, a diferencia de las corrientes que se usan como un valor integrado del perfil vertical de la columna de agua acorde al resultado en dos dimensiones del modelo.

En parte la inexactitud de los índices de desempeño y error cuadrático medio en la superficie libre, se debe a un evento meteorológico (eventualmente una tormenta) producido entre los días 8 y 10 de junio del período de estudio, y que se manifiesta como un ruido en la señal de los mareógrafos generando una diferencia considerable con los resultados obtenidos. Se postula en el desarrollo del estudio de que esta discrepancia entre los datos simulados y observados se puede contrarrestar modificando la topo-batimetría en la desembocadura del estuario, asimilando el efecto morfológico sobre el fondo producido por la tormenta mencionada. En este punto se evidencia una de las limitaciones del estudio, que era el de contar con la información de sólo un levantamiento topo-batimétrico previo al período de estudio, en el sentido de que se utiliza en la implementación y calibración del modelo para el estudio completo, sin considerar los cambios morfológicos que podrían haberse generado durante el desarrollo de la campaña de campo para la obtención de los demás datos. Los resultados de esta evaluación indicaron efectivamente que al modificar la cota de fondo a la salida del estuario se producía un cambio en el nivel de la superficie libre con respecto a la condición normal, y que según lo mostrado en la Figura 5.12 se podría contrarrestar el efecto de una tormenta en la señal de los mareógrafos.

Otra limitante del estudio tiene que ver con la salinidad y la forma en que se debió trabajar con los datos observados para poder compararlos con los datos simulados, además de la imposibilidad de representar la cuña salina al ser un modelo en dos dimensiones y optando entonces por trabajar solo con un gradiente desde la desembocadura (pluma salina). Dichos registros no eran continuos, si no que se medían bajo distintos intervalos de tiempos inter-diarios. Esto induce una estimación errónea del gradiente de salinidad, ya que estas mediciones se realizan en distintos tiempos del ciclo de marea registrando magnitudes menores o mayores dependiendo si la cuña salina está en retroceso o ingresando al estuario. Para suplir esta información en el modelo, se realizó una simulación de estabilización previa al período de estudio, a modo de encontrar una distribución salina acorde a los datos registrados. Finalmente, los resultados indicaron un buen ajuste hasta por lo menos los 800 metros desde la desembocadura, pero por sobre esta distancia el modelo arrojó valores inferiores a los datos de campo. Esto podría deberse a la capacidad del estuario de adveccionar la cuña salina hacia aguas abajo en mayor proporción a como lo haría de forma intrusiva, pues al observar la Figura 5.13 y 5.14 que dan cuenta de la asimetría de marea, los volúmenes de vaciado en un ciclo de marea son de mayor magnitud que los de llenante, o de igual forma, el módulo de velocidad en un período de vaciado es mayor al del módulo de velocidad en llenante para el mismo período.

En cuanto a la incorporación del módulo de sedimento se simularon en total 6 escenarios: variando el período de retorno ($T=10, 20$ y 50 años) y la carga de sedimento (condición de equilibrio base y modificada). La carga sólida base en condición de equilibrio se estimó aplicando el método de Meyer-Peter y Muller en 3 perfiles transversales definidos en el cauce, en función del hidrograma de crecida de cada período de retorno. La condición modificada se obtuvo amplificando la carga de equilibrio, representando de esta forma un escenario con carga de sedimento mayor a la condición natural, producto de algún agente o condición externa al sistema estuarino. Ambas situaciones van ligadas directamente al aumento temporal de caudal por las crecidas (Figura 4.15), de manera que gráficamente la serie de tiempo de sus cargas de sedimento se comportan de forma análoga (ver Figuras 4.20, 4.21 y 4.22).

Al analizar cada uno de los resultados, independientemente de la carga de sedimento, los cambios morfológicos dependen en mayor medida de la magnitud del caudal, siendo catalogado como un estuario dominado por el río, donde por ejemplo, a mayor período de retorno, mayor efecto erosivo sobre la barra (Figuras 5.23 y 5.24) y mayor velocidad de desplazamiento de sedimento para depositarse aguas abajo en la barra submarina en la zona distal (Tabla 5.2). Dado lo anterior, la barra en la desembocadura evoluciona linealmente con el aumento del caudal (Figura 5.39), donde al parecer la capacidad de erosión se ve limitada llegando a un mínimo de cota de fondo inclusive para el mayor período de retorno, de manera que la barra submarina, sujeta a la erosión aportante de la barra mayor aguas arriba, tendría un límite evolutivo como cota máxima (Figura 5.3).

Por otro lado, en la zona proximal/media del estuario (Figura 5.25) la tendencia es a erosionar las riberas del cauce, principalmente los bancos (Figura 5.41), y a depositar el sedimento transportado en las zonas más profundas del cauce (Figura 5.40), de manera que, al aumentar el período de retorno, en esta zona del estuario en particular, al contrario de lo que ocurre en la zona distal en la desembocadura, el material tiende a ser acumulado. Lo anterior se evidencia en las Figuras 5.32, 5.33 y 5.34, donde a pesar de aumentar el período de retorno, la cota del lecho de fondo al final del período de simulación, se mantiene por sobre la cota de fondo de la condición inicial, acumulando sedimento en mayor medida para la situación con carga modificada. Lo mismo señalan las Figuras 5.40 y 5.41 en cuanto a la evolución, por un lado, el Pto.3 ubicado en el fondo evoluciona positivamente a diferencia del Pto.4 en la ribera, que evoluciona de forma negativa disminuyendo su cota.

Con respecto al gasto sólido de fondo, se condice con la forma implementada para caracterizar el aumento de carga en una crecida, pues a mayor período de retorno, se obtienen valores mayores de carga sólida de fondo, y para un mismo período de retorno, la carga es mayor en el escenario con carga modificada (ver Figuras 5.42, 5.43, 5.44 y 5.45). Los valores mayores de esta variable se presentan en la zona distal (barra de la desembocadura y en la barra submarina), y en menor medida en la zona proximal/media del estuario, pues como se mencionaba anteriormente las velocidades de desplazamiento de sedimento son menores allí y porque además en esta zona tiende a depositarse material en el fondo.

Por lo tanto, bajo un escenario de crecida, la barra en la desembocadura tiende a abrirse independiente si su carga sólida de sedimento se ve aumentada en un 150% debido a factores externos. De igual forma en la zona media tiende a depositarse material en el lecho producto de la erosión de los bancos de la ribera independiente si se tienen crecidas de diferentes magnitudes. Considerar que el período de simulación de estos escenarios fue de tan sólo 30 días, y que, si se quisiera ver efectos considerables en el estuario en función de la variación de la carga de sedimento, habría que simular períodos más largos de por lo menos un año para evidenciar además los efectos estacionales. De allí que la comparación del modelo (T=10 años) con la imagen satelital de similares condiciones post-crecida (Figura 5.37) represente ciertas diferencias en la morfología de la barra, donde las variables meteorológicas (dado que existe un desfase de tiempo) y el efecto del oleaje juegan un rol importante, y que debe considerarse en un modelo a la hora de obtener resultados más precisos.

En cuanto a los escenarios de inundación, al variar la carga de sedimento no se aprecia un efecto considerable en las zonas de inundación para una condición u otra, es decir, si para un escenario con un mismo período de retorno se aumenta la carga de sedimento, la magnitud de alcance en las zonas aledañas varía en una cantidad despreciable considerando la escala del modelo.

Una limitante del módulo de sedimento, tiene que ver justamente con los cambios morfológicos que se producen en el estuario en el período de estudio, pues como se mencionaba anteriormente se trabaja con la información de un sólo levantamiento topo-batimétrico y que, si se quisiera comparar los resultados de un modelo morfodinámico con datos de campo, idealmente se debiera contar también con información al final del período de la campaña de campo, esto a modo de poder calibrar y posteriormente validar los resultados. Si bien esto aumentaría los costos de una campaña de campo, se debe considerar que los métodos para calcular el transporte de sedimento se basan en ecuaciones empíricas desarrollados experimentalmente para situaciones particulares y en muchos casos los resultados de los modelos son aproximados, de manera que al contar con mayor información de terreno se podría contrarrestar esta falta de precisión. El número de casos simulados es otra limitante, pues se esperaría abarcar una mayor cantidad de información producto de una mayor cantidad de resultados, pero los tiempos de cómputo y post-proceso deben ajustarse a los requerimientos y objetivos, de manera que se consideró aceptable simular sólo 6 escenarios (de 30 días), además de los 5 de calibración (de 12 días).

6.2. Conclusiones

El principal objetivo de este estudio fue analizar los efectos de aumentar la carga sólida de fondo en relación a una carga de condición natural, y verificar, bajo un escenario de crecida, si con este efecto podrían generarse zonas de inundación en las cercanías de Constitución debido a los cambios morfológicos producidos en la barra de la desembocadura del estuario del río Maule. Para ello se implementó un modelo hidrodinámico 2D incorporando además un módulo de transporte de sedimento.

Según los resultados encontrados, el cambio en la magnitud del caudal del río Maule tiene una incidencia mucho mayor que el aumento de la carga de sedimento sobre los cambios morfológicos en el estuario, tanto de la barra mayor y submarina en la zona distal, como en la zona proximal/media del estuario. Lo mismo ocurre con las inundaciones, un aumento en la magnitud del caudal (crecida) genera áreas de inundación mayores, independiente de los cambios en la carga sólida de fondo, es decir, si sólo nos fijamos en esta última variable bajo un mismo escenario de crecida, los cambios son despreciables.

Bajo un escenario de crecida, en la zona distal del estuario se producirán las mayores cargas de sólido de fondo al igual que los cambios evolutivos del lecho. Por lo tanto, la barra mayor va tender a ser erosionada en un escenario de crecida, pero que al mismo tiempo se desplazará para dar lugar a la barra submarina invirtiendo la tendencia evolutiva al depositarse el material transportado.

En cuanto a la zona proximal/media, bajo un escenario de crecida e independiente de la magnitud de la carga de sedimento, su tendencia será la de disminuir el gradiente de profundidad en la proyección transversal, dado que el material erosionado cercano a las riberas tiende a depositarse en el fondo del cauce evolucionando positivamente.

Uno de los puntos más importante en lo que respecta a la elaboración de un modelo, tiene que ver con la información previa recopilada. En este caso los datos del levantamiento topo-batimétrico, datos de la DGA y del SHOA, fueron fundamentales para la elaboración y calibración del modelo hidrodinámico con transporte de sedimento. La calidad de los datos influye en la capacidad de describir el sistema correctamente y así poder entregar resultados más precisos. De igual forma la dimensionalidad del modelo es importante, pues si bien en dos dimensiones se obtienen buenos resultados, no es posible describir la intrusión de la cuña salina ni analizar las corrientes en profundidad, sino que se limita a trabajar sólo con valores integrados en el perfil vertical de la columna de agua.

Un estudio complementario a éste sería el de implementar un modelo hidrodinámico con transporte de sedimento en tres dimensiones para poder realizar un análisis más detallado de la salinidad y el efecto que podría tener la cuña salina en los cambios morfológicos sobre la barra marina y la barra de la desembocadura. O agregarle un enfoque que apunte principalmente a la carga de sedimento, incluyendo transporte en suspensión y de fondo a la vez, proponiendo escenarios sin crecidas donde la carga sea de tal magnitud (escenarios post-incendios, degradación de suelos, escorrentías agrícolas, etc.) que genere efectos de depositación por sobre los erosivos en la barra de la desembocadura, y verificar si es que tiende a cerrarse generando posibles inundaciones.

Los resultados de este trabajo sirven para describir parte de la hidrodinámica del estuario de Constitución, y para analizar escenarios de interés en cuanto a los cambios morfológicos de la barra y la generación de zonas de inundación debido a la ocurrencia de crecidas y a un aumento de la carga de sedimento, de manera que, siguiendo una metodología de implementación similar a la expuesta en este estudio, se puede extrapolar este trabajo a otros estuarios de Chile con condiciones similares.

7. Bibliografía

ALDRIDGE JN. (1997). Hydrodynamic model predictions of tidal asymmetry and observed sediment transport paths in Morecambe Bay. *Estuaries coasts. Shelf Sci.* 44. 139-156.

ANTONOV, j., SEIDOV, D., BOYER, T., LOCARNINI, R., MISHONOV, A., GARCIA, H., BARANOVA, O., & JOHNSON, D. (2010). *World Ocean Atlas 2009, vol. 2: salinity*. S. Levitus Ed. NOAA Atlas NESDIS 69, U.S. Gov. Printing Office, Washington, D.C. 184p.

ARIAS C., (2011). Análisis de los efectos de distintos escenarios de registro histórico en la estimación de caudales de crecida. Aplicación a obras hidráulicas de la Cuenca Alta del Río Maule.

ARAYA VERGARA, J.F., (1981). *El concepto de delta en ría y su significado en la evolución litoral (ejemplo de Chile Central)*. *Inform. Geogr., Chile*, 28: 19-42p.

ABELSON, A., T. MILOHY Y. LOYA. (1993). Flow patterns induced by substrata and body morphologies of benthic organisms, and their roles in determining availability of food particles. *Limnol. Oceanogr.*, 38(6): 1116-1124p.

AUBREY DG. (1986). Hydrodynamic controls on sediment transport in well-mixed bays and estuaries. In: Van de Kreek J (ed.), *Physics of Shallow Estuaries and Bays*. Springer Verlag, Berlin, pp. 245-258.

BIRD, E., (2008). *Coastal Geomorphology: An introduction*. 2nd Edition. J. Wiley & Sons Ltd. 411p.

BROWN, C.B., (1950), Sediment Transport, in *Engineering Hydraulics*, Ch. 12, Rouse, H. (ed.), Wiley.

CHOLLET J.P. Y CUNGE J.A., 1980. *New interpretation of some headloss - flow velocity relationship for deformable bed*, *J. Hydr. Eng.*, 17 (1).

COLEMAN, S. E., Y NIKORA, V. I. (2009), *Exner equation: A continuum approximation of a discrete granular system*. *Water Resour. Res.*, 45, W09421, doi:10.1029/2008WR007604.

DEFENT, A. (1961): *Physical Oceanography*. Volume 2. Peramon Press, Oxford. 598 pp.

DALRYMPLE, R., ZAIMLN, B., Y BOYD, R., (1992). *Estuarine facies models. Conceptual basis and stratigraphic implications*. *J. Sedim. Petrol.*, 62: 1130-1146.

DAY, J. (1980). *What is an estuary*. *South African Journal of Science*, Vol. 76:198.

DIONNE, J. (1963). *Towards a more adequate definition of the st. lawrence estuary*. *Zeitschr. f. Geomorph.*, Vol. 7(Num. 1):36-44 pp.

DRONKERS J. 1986. Tidal asymmetry and estuarine morphology. *Neth. J. Sea Res.* 20. 117–131.

EGBERT, G.D y R.D Ray, (2001). Estimates of M2 tidal energy dissipation from TOPEX Poseidon altimeter data. *Journal of Geophysical Research*, 106: 22475-22502.

EVANS, G. Y PREGO, R., (2003). *Rias, estuaries and incised valleys: is a ria an estuary?* *Marine Geology*, 196: 171-175 pp.

EINSTEIN, H.A. (1950). *The bed load function for sediment transportation in open channel flow.* US Dep.Of Agriculture, Techn. Bull.

EINSTEIN, H.A., (1942), *Formulae for transportation of bed-load*, *Trans. ASCE*, 107, 561-577 pp.

FISCHER, H. B. (1976). *Mixing and dispersion in estuaries.* *Annual Review of Fluid Mechanics*, Vol. 8(Num. 1):107–133 pp.

F. ENGELUND Y E. HANSEN. (1972) *A monograph on sediment transport in alluvial streams*, Copenhagen, Techn.Press Edition.

FOREMAN, M.G.G., (1977). *Manual for tidal heights analysis and prediction.* Pacific Science Report 77-10, Institute of Ocean Sciences, Patricia Bay, Sydney, BC, 97pp.

FOREMAN, M.G.G., (1978). *Manual for tidal heights analysis and prediction.* Pacific Science Report 78-6, Institute of Ocean Sciences, Patricia Bay, Sydney, BC, 57pp.

GODIN, G. (1972). *The Analysis of Tides.* University of Toronto Press, Toronto, 263pp.

GUILCHER, A. (1957), *Morfología litoral y submarina.* Barcelona Omega. 257 pp.

HANSEN, D. Y RATTRAY, M., (1966). *New dimensions on estuarine classification.* *Limnol. Oceanogr.*, v.11, p.319-326.

JULIEN P. (2010). *Erosion and sedimentation, second edition.* Cambridge University Press, Cambridge.

K.W. THOMPSON, Time dependent boundary conditions for hyperbolic systems. *Journal of Computational physics* 68,1-24. 1987.

MEYER-PETER, E., Y R. MULLER (1948), Formulas for bed load transport, paper presented at 2nd Meeting, Int. Assoc. for Hydroaul. Environ. Eng. and Res., Madrid.

PAWLOWICZS, R et al. (2002). “*Análisis clásico armónico de mareas incluyendo estimaciones de errores en MATLAB utilizando T_TIDE*”, Computers and Geosciences 28, 929-937 pp.

PETER WILCOCK Y JOANNA C. CROWE (2003). *Surface based transport model for mixed size sediment*. Journal of Hydraulic Engineering, 129. 120-128 pp.

PERILLO, G. (1995). *Geomorphology and sedimentology of estuaries*. Elsevier Pub. Co., Ámsterdam. 17- 46 pp.

PERILLO, G. M. (1995). *Chapter 2 definitions and geomorphologic classifications of estuaries*. En Perillo, G., editor, *Geomorphology and Sedimentology of Estuaries*, volume Vol. 53 of *Developments in Sedimentology*, 17 – 47 pp.

PRITCHARD, D. W. et al. (1967). *What is an estuary: physical viewpoint*. Estuaries, Vol. 83:3–5 pp.

PRITCHARD, D. W. (1952). *Salinity distribution and circulation in the Chesapeake Bay estuarine system*.

PUGH, D.T. (1987) *Tides, Surges and Mean Sea-Level*. John Wiley and Sons, LTD., U.K., 472 p

REYNOLDS O. (1895). *On the dynamical theory of incompressible viscous fluids and the determination of the criterion*. Philos. Trans. R. Soc. 186, 123-164 pp.

SHOA, Publiación N°3105, (2003). *Instrucciones hidrográficas N°5, Especificaciones técnicas para la ejecución de sondajes*, 25-26 pp.

SHOA, Publiación N°3013, (1992). *Glosario de Mareas y Corrientes*, pp 11.

SHOA, Publiación N°3105, (2003). *Instrucciones hidrográficas N°5, Especificaciones técnicas para la ejecución de sondajes*, 25-26 pp.

SHIELDS, A. (1936). *Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*. Application of similarity mechanics and turbulence research on shear flow. 26 pp.

VAN RIJN, L.C., (1987). *Mathematical modelling of morphological processes in the case of suspended sediment transport*. Doctoral Thesis, Faculty of civil engineering, Delft University of technology).

VAN RIJN, L.C., (2007) *Unified view of sediment transport by currents and waves. 1. Initiation of motion, bed roughness, and bed-load transport*. Journal of Hydraulic Engineering, 133, 6, 649-667 pp.

VENEGAS, V. (2014). *Caracterización y análisis temporo-espacial de la morfología del estuario del Maule: Zona Media y Distal (Entre los años 1945 y 2011)*. 30 pp.

WIBERG P.L. Y HARRIS C.K., (1994). *Ripple geometry in wave-dominated environments*. Journal of Geophysical Research 99 (C1), 775-789 pp.

WILLMOTT, C. J., ROBESON, S. M., Y MATSUURA, K. (2012). *A refined index of model performance*. International Journal of Climatology, Vol. 32(Num. 13):2088–2094 pp.

YEN, B. C. (1992). *Channel flow resistance: Centennial of Manning's formula*. Water Resources Publication.

YARKO, N. (2004). *Hidráulica fluvial y transporte de sedimentos*. Transporte hidráulico de sólidos. 52 pp.

ZYSERMAN, J.A. AND FREDSOE, J., (1994). *Data analysis of bed concentration of suspended sediment*. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., J. Hydraul. Eng., 120(9): 1021-1042 pp.

8. Anexos

A. Comparación de escenarios similares de inundación

A continuación, se muestran las comparaciones entre escenarios similares para el alcance de la inundación en las zonas aledañas de Constitución.

A.1. Comparación entre carga de sedimento base vs carga de sedimento modificada

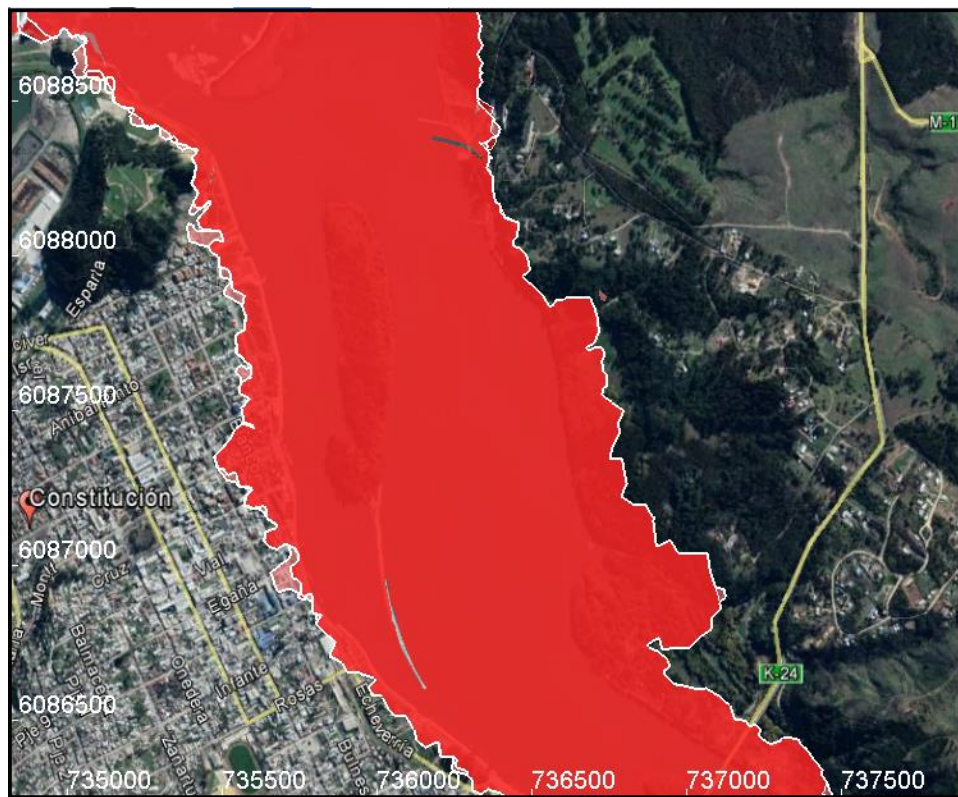


Figura 8.1: Comparación de alcance de inundación entre escenarios con un período de retorno de $T=10$ años. Carga de sedimento base (rosado) vs carga de sedimento modificada (rojo).

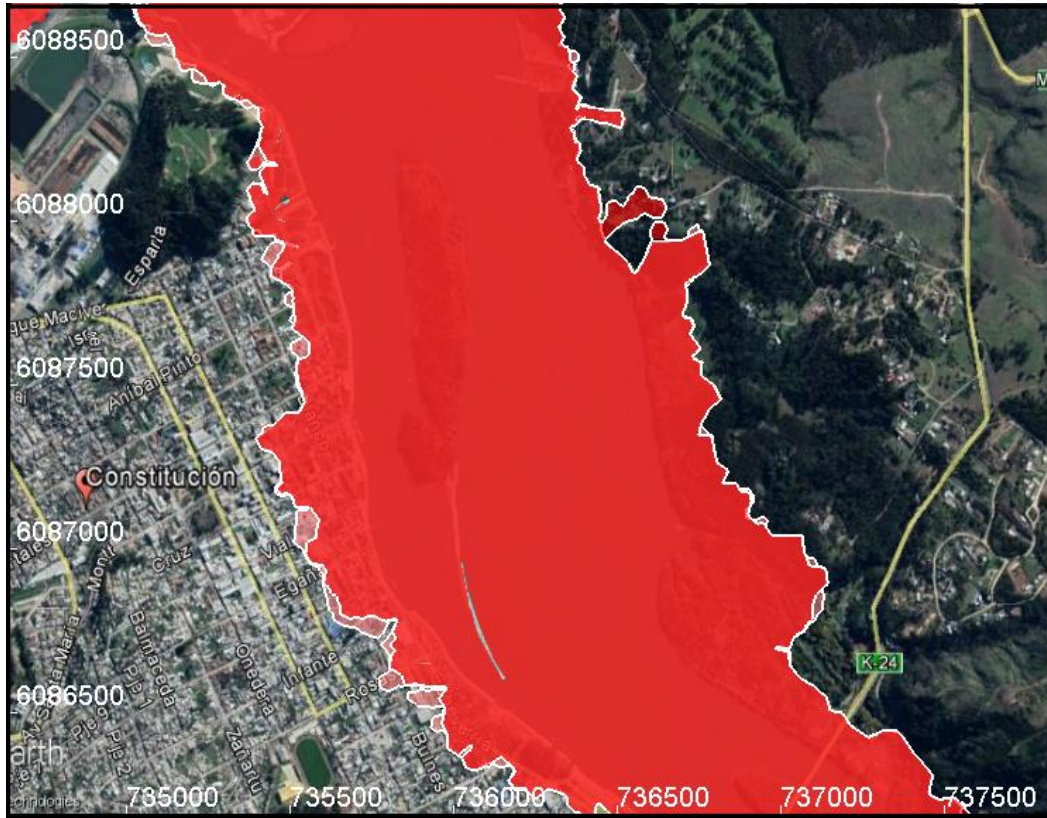


Figura 8.2: Comparación de alcance de inundación entre escenarios con un período de retorno de $T=20$ años. Carga de sedimento base (rosado) vs carga de sedimento modificada (rojo).

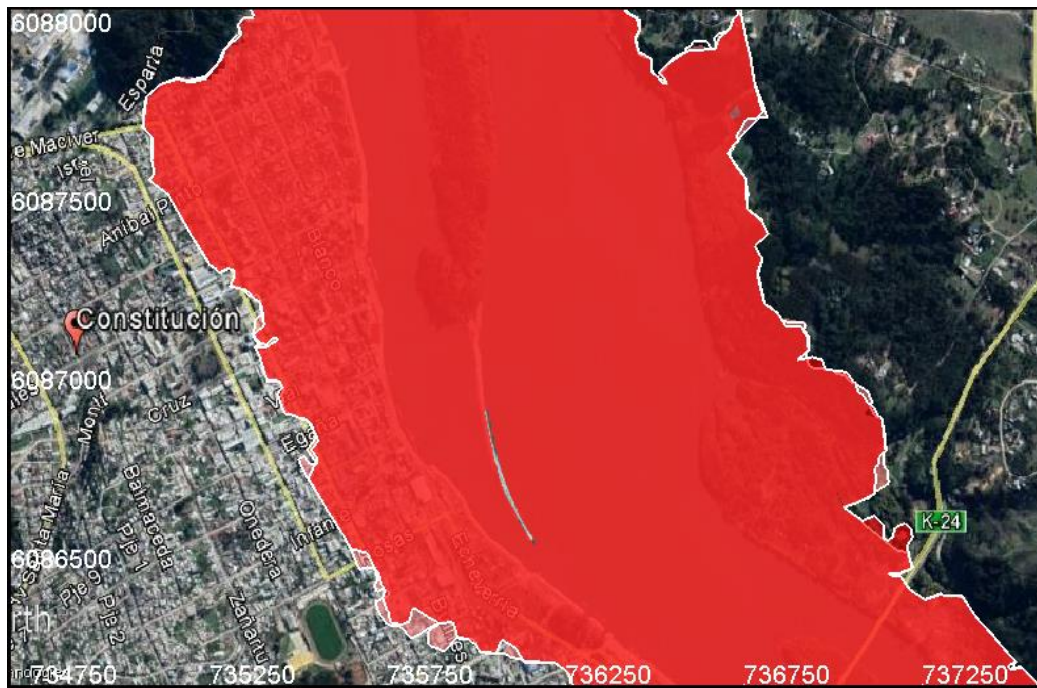


Figura 8.3: Comparación de alcance de inundación entre escenarios con un período de retorno de $T=50$ años. Carga de sedimento base (rosado) vs carga de sedimento modificada (rojo).

