



UNIVERSIDAD
DE LA REPUBLICA
URUGUAY



imfia
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA

Avances para la estimación del transporte de sedimentos por fondo en cauces fluviales de Uruguay

Federico Vilaseca

Director:

Dr.Ing. Prof. Christian Chreties

Codirector:

Dr.Ing. Prof. Luis Teixeira

Programa de Posgrado en Ingeniería en Mecánica de los Fluidos Aplicada
Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental, Facultad de
Ingeniería
Universidad de la República

Montevideo – Uruguay

Octubre de 2019

“...¡Estas arenas del Santa Lucía sí que son arenas!...¡Y las aguas? Andan siempre entre las piedras. No conocen el barro...”

“...Y sacar arena de donde se debe sacar. No es cuestión de sacar y sacar. No. Hay que sacar la que el río no necesita. Y para esto hay que conocer bien el río, que es una cosa viva y está en su cauce como un cuerpo vivo en el aire, y se va por donde necesita ir...”

Extractos del cuento “Arenero”,
publicado en el libro “Perico”

Juan José Morosoli,
año 1944

Agradecimientos

Quisiera agradecer en primer lugar a Christian Chreties y Luis Teixeira, quienes no solo oficiaron como tutores de esta tesis, sino que además han sido referentes a nivel profesional, académico y personal desde que comencé a trabajar en el IMFIA en el año 2013. Este trabajo es consecuencia de su apoyo constante.

Agradezco a la Comisión Académica de Posgrado (CAP, UdelaR) que me otorgó una beca para la realización del programa de Maestría.

El proyecto de tesis surgió a partir de un convenio de trabajo conjunto entre el IMFIA y la Dirección Nacional de Hidrografía, que tuvo por objetivo mejorar la estimación del transporte anual de sedimentos en el río Santa Lucía. En ese sentido quisiera agradecer a todo el personal de DNH y en particular al Ing. Ariel Rodríguez y a la Ing. Ana Laura García, quienes coordinaron la medición mediante trincheras y mostraron gran compromiso con el proyecto en todas sus etapas.

Agradezco también el trabajo de Gerardo Barbano, Roberto Soria y el Ing. Martín Barreiro de OSE, quienes con constancia y generosidad nos hicieron llegar diariamente los datos de caudal y nivel en el río Santa Lucía durante el período en que se realizaron las tareas de campo. Eso permitió definir los momentos más adecuados para realizar las salidas, facilitando la planificación de las tareas.

Hago extensivo el agradecimiento a todos mis compañeros del IMFIA, docentes y no docentes, quienes me han mostrado su apoyo en el día a día durante este tiempo, a través de sus palabras de aliento, consejos, enseñanzas y opiniones. En particular quiero destacar la ayuda que me brindaron mis colegas

y amigos Santiago Narbono y Manuel Teixeira que dedicaron una parte importante de su tiempo a colaborar en las salidas de campo. Sin su generosidad este trabajo no hubiera sido posible.

Finalmente agradezco a mis seres queridos más cercanos: Silvia, Cecilia y Magdalena, por su apoyo y comprensión constantes e incondicionales.

RESUMEN

El Uruguay cuenta, en su red hidrográfica, con gran cantidad de cauces de tipo aluvial, cuyas características están determinadas por los procesos de transporte de sedimentos que en ellos ocurren. En torno a los mismos se desarrolla una variedad de actividades humanas, las cuales en muchas ocasiones alteran la dinámica natural del transporte de sedimentos, derivando en problemas ambientales de diferente magnitud. El abordaje de los mismos, a nivel nacional, resulta difícil y poco habitual, debido a la falta de conocimiento que existe sobre el tema y a la complejidad de los fenómenos involucrados. Para esto se hace necesaria la generación de conocimiento propio sobre los procesos sedimentológicos que ocurren en los cauces del país, y el desarrollo de herramientas válidas que permitan estimar los volúmenes de material sólido que se transportan anualmente en los mismos.

En ese marco se llevó a cabo el presente trabajo de tesis de maestría, titulado “*Avances para la estimación del transporte de sedimentos por fondo en cauces fluviales de Uruguay*”, cuyo objetivo general fue el de realizar un avance en la comprensión de los procesos de transporte de sedimento que se dan en los cursos fluviales de Uruguay. Para ello se desarrolló, sobre la base del conocimiento existente, una metodología de sencilla aplicación para la estimación del transporte sólido a escala anual en el río Santa Lucía, Uruguay. La misma fue validada con mediciones en campo y permite realizar estimaciones con bajo presupuesto, aprovechando la información hidro-meteorológica y de caracterización de suelos disponible. La estrategia de investigación involucró 4 etapas fundamentales, las cuales se describen brevemente a continuación.

En primer lugar se llevó a cabo una revisión bibliográfica completa, que permitió obtener conocimiento a nivel de estado del arte sobre el tema de transporte de sedimentos en cauces aluviales. En particular, fueron abordados los siguientes sub-temas: generalidades del transporte de sedimentos; características particulares del transporte por fondo; metodologías de medición en campo de transporte por fondo; formulaciones teóricas de estimación del trans-

porte por fondo; generalidades sobre la teoría del régimen y el caudal formativo y métodos de cálculo del caudal formativo.

En segundo lugar se aplicaron diferentes metodologías de monitoreo en campo del transporte de sedimentos por fondo, con el objetivo de realizar un avance hacia el desarrollo de una metodología de medición adecuada a las condiciones de la red hidrográfica nacional, y de obtener medidas de campo de contraste para el ajuste de métodos teóricos de estimación del transporte por fondo. Durante esta etapa se llevó a cabo una campaña de monitoreo que se extendió por dos años: entre julio de 2017 y julio de 2019. En este período se tomaron medidas en tres puntos del río Santa Lucía, el cual fue seleccionado como cauce piloto para el estudio. Se aplicaron tres métodos de medición: excavación de trincheras en el fondo del cauce; utilización de un muestreador de transporte por fondo modelo US BL-84 y medición con ADCP, aplicando el método de la velocidad virtual del material de fondo. Los tres mostraron aspectos positivos y negativos, siendo complementarios en cuanto al tipo de eventos que permiten registrar. La medición mediante trincheras resultó altamente costosa y de difícil implementación, por lo que se recomiendan los dos métodos restantes para ser tenidos en cuenta en futuros trabajos que involucren mediciones en campo.

En tercer lugar se aplicaron varias formulaciones empíricas de estimación del transporte por fondo para la geometría y condiciones hidrodinámicas registradas durante las salidas de campo, con el fin de compararlas con los resultados de las mediciones y así determinar qué formulación resulta más adecuada para representar el presente caso de estudio. Las formulaciones seleccionadas fueron las de Van Rijn (1984b), Wong and Parker (2006a), Meyer-Peter and Muller (1948) y Ashida and Michiue (1972), las cuales resultan aplicables a ríos con fondo de arena media y gruesa, como el Santa Lucía. Complementariamente se aplicó la formulación de transporte total de Engelund and Hansen (1967) ya que la misma se había utilizado anteriormente en casos de estudio nacionales con buenos resultados. El análisis comparativo con las medidas de campo mostró que todas las formulaciones son capaces de estimar el orden de magnitud del caudal sólido adecuadamente, sin poderse distinguir alguna que presente un mejor ajuste que las restantes. Durante los trabajos se comprobó que los resultados de todas las formulaciones aplicadas presentan alta

sensibilidad al valor de la pendiente de fricción que se utilice, dato que no resulta sencillo de estimar con precisión en campo. Es por esto que posteriormente se propuso una metodología basada en el factor de fricción de Manning para la estimación teórica del transporte, aplicable a secciones aforadas, que no requiere el uso ni la estimación de dicha pendiente. De ese modo se obtuvieron resultados similares a los medidos mediante varios métodos, aplicables a un amplio rango de condiciones y disponibilidad de datos.

En último lugar se aplicaron los conceptos vinculados a la teoría del régimen y el caudal formativo, en conjunto con las formulaciones teóricas antes mencionadas, para el desarrollo de una metodología simplificada que permite obtener una estimación cuantitativa del orden de magnitud del transporte anual de sedimentos en la cuenca en estudio. El primer paso de esta etapa consistió en determinar el caudal formativo vinculándolo con tres caudales representativos diferentes: caudal de llenado del cauce (o bankfull), caudal asociado a un determinado período de retorno (1 año, en este caso) y el caudal efectivo, que fue calculado mediante dos aproximaciones diferentes (Schaffernak, 1950 y Komura, 1969). Con todos los métodos se obtuvieron resultados similares, siendo la aplicación de la fórmula de Komura en base a caudales medios mensuales el método más sencillo, que tiene la ventaja adicional de permitir realizar estimaciones del caudal efectivo año a año. Posteriormente se estimó la masa acumulada anual de sedimento suponiendo que el caudal formativo circula de manera constante durante un año, y calculando el transporte sólido correspondiente con alguna de las formulaciones teóricas antes mencionadas. A su vez, como medida de referencia, se calculó el transporte que determinaría la serie continua de caudales para cada año. La comparación mostró resultados del mismo orden de magnitud. Finalmente, para validar este método, se aplicó el mismo a otros cauces (Cuareim y Yaguarón) obteniéndose resultados igual de satisfactorios.

Como líneas de trabajo futuras se plantea la necesidad de continuar con las mediciones en el tramo estudiado, para ampliar el rango de condiciones registradas y obtener suficientes datos como para poder ajustar una curva caudal sólido-caudal líquido empírica. Sería bueno además complementar las mediciones de transporte por fondo con mediciones de transporte en suspensión, de modo de estimar empíricamente el transporte total y de conocer la incidencia

de cada modo en el mismo. A su vez se considera necesario extender la metodología presentada a otras cuencas del país para validar los resultados a escala nacional. Por último, se requiere profundizar en la comprensión que se tiene sobre los diferentes métodos de estimación del caudal efectivo, y la sensibilidad de sus resultados a las características de la curva de densidad de probabilidad que determina el régimen de caudales en diferentes ríos.

Palabras claves:

Transporte de sedimentos, Hidráulica fluvial, Caudal formativo.

Tabla de contenidos

1	Introducción	1
2	Objetivos	5
3	Antecedentes nacionales	6
3.1	Río San Salvador	6
3.2	Arroyo Solís Chico	8
3.3	Río Yaguarón	9
3.4	Río Cuareim	10
4	Fundamento teórico	12
4.1	Generalidades sobre el transporte fluvial de sedimentos	13
4.2	Transporte por fondo	20
4.3	Metodologías de medición de transporte por fondo	30
4.3.1	Muestreadores de fondo	32
4.3.2	Trampas o reservorios de sedimentación	38
4.3.3	Métodos acústicos o indirectos	41
4.4	Formulaciones para estimación del transporte por fondo	49
4.4.1	Formulación de Meyer-Peter and Muller (1948)	52
4.4.2	Formulación de Yalin (1963)	52
4.4.3	Formulación de Wilson (1966)	52
4.4.4	Formulación de Paintal (1971)	53
4.4.5	Formulación de Engelund y Fredsøe (1976)	53
4.4.6	Formulación de Fernandez-Luque y van Beek (1976)	53
4.4.7	Formulación de Parker (1979)	53
4.4.8	Formulación de Van Rijn (1984)	54
4.4.9	Formulación de Niño y García (1998)	54
4.5	Formulaciones para estimación del transporte total	54

4.5.1	Formulación de Engelund y Hansen (1967)	55
4.6	Teoría del régimen y caudal formativo	55
4.6.1	Caudal que llena el cauce	58
4.6.2	Caudal asociado a recurrencia	58
4.6.3	Caudal efectivo	58
5	Materiales y métodos	63
5.1	Cuenca piloto utilizada para el estudio	64
5.2	Ensayos en laboratorio de muestreador de transporte por fondo	66
5.3	Mediciones en campo de transporte de sedimentos por fondo . .	73
5.3.1	Medición mediante trincheras	74
5.3.2	Medición con muestreador US BL-84	77
5.3.3	Medición mediante ADCP	82
5.4	Estimación del transporte mediante fórmulas teóricas	85
5.5	Estimación del transporte anual	91
5.5.1	Cálculo del caudal formativo	94
5.5.2	Estimación del transporte anual en base al caudal for- mativo	104
5.5.3	Cálculo del transporte anual en base a la serie de caudales	107
6	Análisis de resultados	109
6.1	Comparación entre mediciones y estimaciones teóricas	109
6.2	Sensibilidad a la pendiente de fricción	112
6.3	Alternativa de cálculo de la tensión de corte adimensional, sin el uso de la pendiente de fricción	113
6.4	Análisis de cálculos del caudal formativo	119
6.5	Análisis de cálculos del transporte anual	120
6.6	Aplicación a otras cuencas	126
6.6.1	Río Cuareim	126
6.6.2	Río Yaguarón	132
7	Conclusiones	138
	Referencias bibliográficas	143

Capítulo 1

Introducción

En el presente trabajo de tesis, titulado “*Avances para la estimación del transporte de sedimentos por fondo en cauces fluviales de Uruguay*”, se investiga sobre la temática de la hidráulica fluvial, definida como la rama del conocimiento que aborda el estudio del transporte de sedimentos y de los procesos morfológicos en ríos aluviales, que son aquellos que fluyen en cauces constituidos por los sedimentos que ellos mismos han erosionado, transportado y depositado a lo largo del tiempo (Basile, 2018). Los procesos de transporte de sedimentos que ocurren en los mismos se dan como consecuencia de la interacción entre el agua que fluye y el material granular sedimentario que conforma el cauce. A lo largo del tiempo, esta acción va moldeando la forma y características particulares de cada río aluvial, convirtiendo a los mismos en sistemas naturales dinámicos, cuyas respuestas son complejas y varían en el tiempo y en el espacio con diferentes escalas.

A lo largo de la historia, la vida humana se ha desarrollado en torno a cauces fluviales, siendo las personas también partícipes de esta dinámica compleja, que no abarca solamente los cauces sino también sus cuencas de aporte. Hemos sido capaces de aprovechar los recursos que los ríos proveen y también sufrido debido a los problemas ambientales asociados a los mismos. Esto pone de manifiesto la importancia de avanzar hacia el entendimiento de los procesos fluviales, de modo de generar metodologías adecuadas para el planeamiento, diseño, proyección, construcción, operación y mantenimiento de obras de ingeniería fluvial, cuyos propósitos son el control, aprovechamiento, gestión y preservación de los recursos hídricos (Basile, 2018).

Uruguay no ha sido ajeno a los problemas ambientales que se mencionan. La red hidrográfica nacional cuenta con gran cantidad de cauces de tipo aluvial y en torno a ellos se desarrolla una variedad de actividades humanas. Muchas veces, estas actividades alteran la dinámica natural del transporte de sedimentos de los cauces, derivando en problemas como pueden ser: erosión de márgenes y migración de meandros; pérdidas de playas fluviales o playas marítimas próximas a la desembocadura de ríos; sedimentación o erosión excesiva en cursos como consecuencia de políticas de extracción de áridos inadecuada.

El abordaje y la prevención de estos problemas en nuestro país resulta complejo y poco habitual por la falta de conocimiento sobre el tema. Para una primera aproximación en el estudio de los mismos, es necesario obtener una estimación del caudal sólido transportado, en relación a las condiciones hidrodinámicas del cauce. Un encare habitual en estos casos es cuantificarlo mediante formulaciones desarrolladas empíricamente por diversos autores a lo largo de los años (se puede encontrar un resumen de las mismas en García, 2008). Al estar los fenómenos de transporte de sedimentos fuertemente influenciados por los efectos turbulentos del flujo de agua, el conocimiento en hidráulica fluvial a nivel mundial se ha desarrollado en torno a métodos empíricos, debido a la dificultad de lograr desarrollos teóricos de alcance general. Es por esta razón que estas formulaciones tienen su aplicabilidad limitada a condiciones similares a las del caso de estudio o experimento original. Se ha demostrado que, si son aplicadas fuera de esas condiciones, los resultados obtenidos pueden tener errores de su mismo orden de magnitud. Es por esto que, siempre que se quieran aplicar, se requiere una validación de las mismas con mediciones de campo. Actualmente este tipo de mediciones no se realizan sistemáticamente en Uruguay y existen muy pocos antecedentes, lo que limita seriamente el abordaje de estos problemas.

No obstante, en años recientes, se ha avanzado en la generación de conocimiento en la temática, y se han realizado esfuerzos para el abordaje de algunos problemas de relevancia nacional. Entre ellos se tienen los casos del río San Salvador, el arroyo Solís Chico, el río Yaguarón y el río Cuareim. En todos ellos, se realizaron estudios por parte del Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), en convenio con distintas organizaciones,

en los cuales se aplicaron las formulas empíricas mencionadas, tomando como referencia un análisis histórico de fotografías aéreas o satelitales para su validación, en lugar de mediciones de campo.

A partir del conocimiento que se generó durante los estudios antecedentes mencionados, se plantea la necesidad de generar una herramienta de predicción del volumen de sedimento transportado por los cauces nacionales, que se valide empíricamente mediante mediciones de campo. Es importante, para ello, tener en cuenta las herramientas locales que están disponibles, así como también las características particulares de nuestro territorio. A modo de ejemplo, el Uruguay tiene la ventaja de contar con sistemas extensos de mediciones hidrométricas y pluviométricas que se encuentran en funcionamiento desde hace varios años, por lo que se dispone de gran cantidad de datos en las principales cuencas del país. A su vez, se cuenta con una caracterización detallada de los suelos en cada una de ellas, lo que permite calibrar con precisión modelos hidrológicos de paso mensual. Otra ventaja es que la mayor parte de los cauces tienen características similares, lo que facilita el desarrollo de herramientas aplicables a todo el territorio nacional.

Sobre estas ideas se planteó el presente trabajo, cuyo objetivo fundamental fue generar un avance en la comprensión de los procesos de transporte de sedimento en los cursos fluviales de Uruguay. Para ello se desarrolló, sobre la base del conocimiento existente, una metodología de sencilla aplicación para la estimación del transporte sólido a escala anual en un cauce piloto de Uruguay. La misma fue validada con mediciones en campo y permite realizar estimaciones con bajo presupuesto, aprovechando la información hidro-meteorológica y de caracterización de suelos disponible.

La estrategia de investigación involucró 4 etapas fundamentales: la revisión bibliográfica completa del tema; la aplicación de diferentes metodologías de monitoreo en campo del transporte de sedimentos en una cuenca piloto; el ajuste de formulaciones empíricas de bibliografía a los datos de campo y el desarrollo de una metodología simplificada que permite obtener una estimación cuantitativa del transporte anual de sedimentos en dicha cuenca. A continuación en el documento se detallan las tareas realizadas y los resultados obtenidos en cada etapa.

Capítulo 2

Objetivos

Como se menciona, el objetivo general del presente trabajo de tesis fue generar un avance en la comprensión de los procesos de transporte de sedimento que ocurren en los cursos fluviales de Uruguay. Con miras a ello, se fijaron objetivos particulares para cada una de las etapas.

En primer lugar se planteó la realización de una revisión bibliográfica detallada con el fin de obtener conocimiento a nivel del estado del arte en la temática, que permita generar una base para el desarrollo, planificación y ejecución de las etapas posteriores. Luego se abordó el desafío de realizar mediciones en campo de transporte de sedimentos por fondo, de lo cual existen muy pocos antecedentes en nuestro país. El objetivo de esta etapa fue realizar avances hacia el desarrollo de una metodología de medición adecuada a las condiciones de la red hidrográfica nacional, que pueda luego ser replicada y extendida a varios cursos. Las últimas dos etapas, consistentes en el ajuste de fórmulas empíricas de transporte a los resultados de campo y en el cálculo del caudal efectivo por diversos métodos, tuvieron por objetivo el desarrollo de una metodología que permita estimar el orden de magnitud del volumen de sedimento transportado anualmente, para su uso como herramienta para la gestión sustentable de la extracción de áridos en las márgenes fluviales nacionales.

Capítulo 3

Antecedentes nacionales

En el capítulo introductorio se mencionan algunos casos de estudio anteriores, realizados por el IMFIA, en los cuales se abordó la temática de la hidráulica fluvial y, más particularmente, la del transporte de sedimentos. En este apartado se describen los problemas abordados por dichos estudios, así como las tareas realizadas y las conclusiones alcanzadas, ya que a través de los mismos se generó la base de conocimiento que posibilitó la realización de este trabajo. Los estudios involucraron al río San Salvador; arroyo Solís Chico; río Yaguarón y río Cuareim.

3.1. Río San Salvador

El río San Salvador, ubicado en el departamento de Soriano, forma parte de la cuenca del río Uruguay, y se caracteriza por poseer grandes depósitos de material sedimentario sobre sus márgenes, de los cuales se extrae anualmente un volumen significativo de áridos para su comercialización. El problema ambiental que motivó el estudio en este cauce está vinculado a la extracción de estos materiales. En el año 2001 se detectó el avance de una serie de procesos erosivos en distintos puntos del cauce, cuya causa fue atribuida a las actividades de extracción por parte de los pobladores locales. Ante estos reclamos, la Dirección Nacional de Hidrografía (DNH, organismo encargado de otorgar y controlar los permisos para la extracción de estos áridos) decidió suspender provisoriamente los permisos de extracción y realizar un estudio en convenio con el IMFIA, con el objetivo de avanzar hacia el entendimiento del funcio-

namiento del cauce y encontrar las causas del problema, para luego proponer soluciones.

Los trabajos implicaron en primera instancia la implementación de un modelo hidro-sedimentológico unidimensional, que permitiera caracterizar la hidrodinámica del cauce y determinar el volumen de transporte anual que se produce. El módulo hidrodinámico del modelo fue calibrado satisfactoriamente, pero, ante la ausencia de mediciones en campo de transporte de sedimentos, no fue posible calibrar el módulo sedimentológico, en el cual se utilizó la formulación de Engelund and Hansen (1967) para la determinación del caudal sólido.

En una segunda etapa se implementó un modelo hidrodinámico bidimensional, para caracterizar posibles efectos locales en la hidrodinámica, que el modelo unidimensional no es capaz de representar, y que podrían haber sido la causa de los problemas erosivos mencionados. Este modelo se calibró en base a los resultados del unidimensional. Posteriormente se implementó un modelo más simple, presentado por Parker (2005), que consiste en la resolución numérica de la ecuación de flujo gradualmente variado, acoplada a una fórmula de transporte de sedimentos y la ecuación de Exner, que permite simular el llenado de una trinchera excavada longitudinalmente en el fondo de un cauce de arena. Este se utilizó para estudiar los posibles efectos que tiene la extracción de áridos directamente del lecho, cuando ésta se realiza mediante la excavación de pozos en el mismo.

Las herramientas utilizadas permitieron diferenciar claramente dos tramos del río en función de su actividad sedimentológica: el tramo inferior, afectado por el remanso del río Uruguay, donde las velocidades son bajas y en consecuencia el transporte de sedimentos es de baja magnitud y el tramo superior con velocidades más altas e intensa actividad sedimentológica. Se comprobó que en la zona inferior, el relleno natural de trincheras que se excaven puede tardar varios años, en cambio en la zona superior este proceso tarda algunos meses. Finalmente el estudio permitió caracterizar el flujo del cauce, identificar zonas de potencial erosión y determinar los posibles efectos negativos de las actividades de extracción, realizando un aporte importante para la gestión sustentable de extracción de áridos. No obstante en el mismo se remarca que los volúme-

nes de transporte cuantificados tienen un grado importante de incertidumbre y deben ser contrastados con mediciones de campo. Los detalles sobre el estudio pueden encontrarse en Teixeira et al. (2010).

3.2. Arroyo Solís Chico

El arroyo Solís Chico se ubica en el departamento de Canelones, desembocando en el Río de la Plata entre los balnearios La Floresta y Parque del Plata. A lo largo de los años, se ha registrado un proceso de desplazamiento de la flecha del arroyo, que resultó en la afectación de la playa de Parque del Plata y la exposición del cordón dunar a los efectos erosivos del flujo en el cauce. La erosión registrada en las dunas representó una amenaza a la infraestructura que se ubica detrás de las mismas. El estudio, realizado en el año 2012 en el marco de un convenio entre IMFIA y DNH, tuvo por objetivo realizar una evaluación de las causas del fenómeno y analizar posibles medidas de gestión tendientes a mitigar sus efectos.

El primer paso del estudio consistió en realizar la cuantificación del desplazamiento de la flecha en base a un estudio histórico de imágenes aéreas y satelitales abarcando el período 1945-2012. En segundo lugar se realizó una modelación hidro-sedimentológica del tramo en estudio, similar a la implementada para el caso del río San Salvador. En este caso tampoco se contó con mediciones de transporte de sedimentos que permitieran una calibración del módulo sedimentológico. No obstante, en sustitución se realizó un cálculo del volumen de arena depositado en la barra, en base al desplazamiento de la flecha estimado y se lo utilizó como medida de referencia del orden de magnitud del transporte durante el período modelado, obteniéndose resultados coherentes. En este caso también se aplicó la formulación de Engelund and Hansen (1967) para la estimación del caudal sólido.

Posteriormente se analizó la configuración en planta del tramo final del arroyo, su estabilidad y su posible evolución futura desde el punto de vista geomorfológico. Para esto se utilizaron formulaciones empíricas y se implementó un modelo numérico de evolución de meandros (Abad and Garcia, 2006). Por último se incorporaron al estudio los aspectos marítimos, estiman-

do los parámetros del oleaje durante eventos extremos, de modo de calcular el transporte litoral que se produce en el arco de playa así como también los efectos erosivos del oleaje sobre algunas secciones transversales de la flecha.

El estudio mostró, en primer lugar, que existe una incidencia importante del transporte fluvial de sedimentos en la extensión de la flecha del arroyo. Puntualmente se observó que los mayores aportes fluviales de sedimento coinciden con eventos de crecida de gran magnitud. Estos poseen la mayor incidencia en la determinación de los transportes anuales en el arroyo, ya que los años sin grandes crecidas muestran un volumen anual acumulado un orden de magnitud menor a aquellos en los que ocurren eventos extremos. A su vez se observó un incremento en el potencial de transporte litoral durante la década previa al estudio, lo cual también tiene una incidencia significativa sobre el problema. Se determinó que la causa fundamental del desplazamiento de la flecha es la combinación de estos dos factores. Los estudios geomorfológicos permitieron descartar la incidencia de las intervenciones antrópicas, demostrándose que el problema fue generado por factores naturales, debido a la ocurrencia de eventos climáticos extremos. Los trabajos publicados por Solari et al. (2014) y Chreties et al. (2014b) describen en detalle las tareas realizadas.

3.3. Río Yaguarón

El río Yaguarón se ubica en el departamento de Cerro Largo, siendo una frontera natural entre Uruguay y Brasil. Sobre su margen uruguayo se ubica la ciudad de Río Branco, en donde se constató el desarrollo de un proceso erosivo, que compromete la infraestructura de dicha ciudad. Este proceso motivó la realización de varias obras (décadas atrás), entre las que se encuentran muros de protección y espigones, que no han logrado detener el proceso. El estudio realizado tuvo por objetivo comprender el funcionamiento del río para determinar las causas del proceso erosivo y así poder establecer soluciones eficaces.

El primer paso del estudio fue la realización de un diagnóstico del problema, cuantificando el desplazamiento de la margen del río a lo largo del tiempo, mediante la revisión de fotografías aéreas históricas. Con esto se tuvo una idea de la magnitud de la erosión. Luego se implementó un modelo hidro-

sedimentológico unidimensional, al igual que en los casos anteriores, para caracterizar la hidrodinámica en el tramo y conocer la capacidad de transporte de sedimentos del cauce. Nuevamente el módulo sedimentológico no pudo ser calibrado, ante la ausencia de mediciones de campo. Se utilizó la ecuación de Engelund and Hansen (1967) para realizar la cuantificación del transporte sedimentario. El siguiente paso fue un análisis geomorfológico, cuya componente principal fue la implementación de un modelo numérico de evolución de meandros (Abad and Garcia, 2006). Con todas estas herramientas se pudo obtener un modelo conceptual del comportamiento fluvial del tramo del río en estudio que permitió comprender la problemática y buscar soluciones.

El estudio concluyó que la erosión se debe al proceso migratorio natural del meandro sobre el que se ubica la ciudad, acentuado por el efecto de las obras construidas sobre las márgenes. Este proceso ha producido el avance de la erosión sobre la infraestructura a lo largo de los años, y las medidas tomadas anteriormente demostraron no ser efectivas. Estas conclusiones llevaron a sugerir la construcción de una serie de espigones sobre la margen afectada para estabilizar el meandro, y detener el proceso erosivo constatado. Los detalles del trabajo pueden encontrarse en Chreties et al. (2014a).

3.4. Río Cuareim

El río Cuareim, en el departamento de Artigas, también constituye una frontera natural entre Uruguay y Brasil. Al igual que en el río San Salvador, en sus márgenes se acumulan grandes cantidades de arena, la cual es extraída por parte de permisarios, autorizados por DNH, para su comercialización, en el tramo cercano a la ciudad de Artigas. El conflicto socio-ambiental en este caso es similar al que fue descrito para el San Salvador: varios pobladores locales responsabilizan a las actividades de extracción de los problemas de erosión e inundaciones que ocurren en el río. Además, los permisarios que llevan adelante la tarea confirman que existe una disminución en la disponibilidad de arena en los últimos años, reforzando la idea de que son responsables de la sobre-explotación del recurso. En este caso se tiene además el agravante de que es una cuenca bi-nacional y en ambas márgenes se tienen legislaciones diferentes respecto a la gestión de los áridos. En ese marco es que se realizó el

estudio, en convenio con la Organización de Estados Americanos (OEA), con el fin de avanzar en la comprensión del funcionamiento hidro-sedimentológico del río y aportar herramientas para la gestión sustentable de la actividad por parte de ambos gobiernos.

La actividad principal del estudio fue la implementación de un modelo hidro-sedimentológico similar al desarrollado en los casos anteriores. La diferencia fue que en esta ocasión se contó con dos mediciones de transporte por fondo utilizando un muestreador Helley-Smith, que permitieron tener una medida de contraste del caudal sólido estimado con el modelo. Para dicha estimación fue utilizada la ecuación empírica de Engelund and Hansen (1967), al igual que anteriormente. El modelo fue utilizado para determinar zonas con tendencia a la erosión y zonas con tendencia a la sedimentación de material, determinadas comparando la capacidad de transporte en secciones transversales adyacentes. De ese modo se pudieron determinar los tramos del río en donde la actividad de extracción es más sustentable. Posteriormente se complementó el mismo con un modelo hidrodinámico bidimensional, que permitió caracterizar las corrientes del río, que puede presentar variaciones transversales significativas debido a la presencia de meandros.

El estudio permitió constatar la disminución en la tasa de aportes de sedimento del río en la década previa, y adjudicársela a factores climáticos, descartando así las acusaciones contra la actividad de extracción. A su vez, se pudo elaborar un mapa indicando zonas con tendencia a la sedimentación o erosión, que constituye una herramienta de utilidad a la hora de otorgar permisos de explotación. El modelo también permitió determinar volúmenes adecuados de extracción en esas zonas, para evitar la sobreexplotación del recurso. Las herramientas desarrolladas lograron un avance considerable en la comprensión de los procesos fluviales en el río Cuareim. El trabajo se encuentra publicado en Vilaseca and Chreties (2016).

Capítulo 4

Fundamento teórico

En Uruguay, la mayor parte de los cauces de la red hidrográfica son de tipo aluvial, y fluyen sobre lecho compuesto por material granular de tipo arenoso, con tamaños medios que van desde las décimas de milímetro hasta varios milímetros. En torno a ellos se desarrolla una variedad de actividades humanas, que en muchas ocasiones alteran la dinámica natural del transporte de sedimentos, derivando en problemas ambientales diversos que afectan la vida de las personas y requieren de atención por parte de las autoridades. Para poder hacer frente a estos problemas, es necesario el desarrollo de herramientas que permitan conocer y predecir el comportamiento de los cauces. Esto requiere una revisión del conocimiento existente sobre el tema y es objeto de este capítulo hacer una recopilación de los principales conceptos y métodos desarrollados hasta el momento.

En el primer apartado se presentan los conceptos más generales sobre transporte de sedimentos en cauces aluviales. Estos permitieron sentar una base para entender luego los temas más específicos vinculados al caso de estudio nacional. En segundo lugar se describe el mecanismo de transporte por fondo, ya que el interés del presente trabajo se centra en ese tipo particular de transporte. Luego se presenta una descripción de las principales metodologías de medición en campo de transporte por fondo existentes seguidas de un resumen de las formulaciones empíricas más utilizadas para la predicción del volumen de material sólido transportado por cursos fluviales de lecho arenoso. Por último se mencionan algunos conceptos vinculados a la teoría del régimen, haciendo foco en el de caudal formativo y enumerándose los distintos métodos existentes

para estimarlo.

4.1. Generalidades sobre el transporte fluvial de sedimentos

El ciclo del transporte fluvial de sedimentos comienza con el proceso de erosión de rocas producto de la acción del agua, ya sea debida a una corriente o al impacto de gotas de lluvia. Esta acción produce el desprendimiento de las partículas de sedimento de la roca. Luego de la erosión viene el transporte de los sedimentos, que se da a través de corrientes de agua de todas las escalas. Al aumentar el caudal de agua transportado, aumenta también la capacidad de la corriente de transportar sedimento. El último paso del ciclo es la deposición o sedimentación del material granular, que sucede cuando la corriente deja de tener la energía suficiente para continuar transportándolo. Allí el sedimento cae por acción de la gravedad, permaneciendo en el fondo del cuerpo de agua (García, 2008). Si bien todos estos procesos ocurren constantemente a lo largo del tiempo en todos los puntos de un cauce, por lo general existen zonas de preponderancia de cada uno. En un sistema fluvial la zona de producción de sedimentos, donde ocurren mayormente procesos erosivos, se ubica sobre las nacientes, en la parte alta. Allí es donde se generan las entradas de agua y sedimento que luego alimentan la zona de transferencia, donde predomina el proceso de transporte. En las proximidades de la desembocadura del cauce se ubica la zona de sedimentación, en donde predomina la deposición del sedimento (Basile, 2018). Como se menciona con anterioridad, el presente trabajo se centra en el estudio de los procesos de transporte de sedimentos en cauces aluviales, por lo que los párrafos siguientes se centrarán en describir los fenómenos que ocurren durante esa etapa del ciclo.

El material transportado en un curso fluvial se puede clasificar según dos criterios: de acuerdo al mecanismo de transporte y de acuerdo al tamaño de las partículas. De acuerdo al mecanismo de transporte se puede dividir en sedimento transportado por fondo (o transporte por fondo) y sedimento transportado en suspensión. El primero es aquel que se mueve mediante saltos cortos, deslizamiento y rodadura en las proximidades del lecho, por distancias comparables

al diámetro del sedimento. La magnitud de este transporte depende de la tensión de corte actuante sobre el lecho y del diámetro del sedimento. El segundo es el sedimento que, una vez en suspensión, no vuelve a entrar en contacto con el fondo, y se mantiene suspendido por efecto de la turbulencia del flujo. En este caso, las partículas efectúan trayectorias relativamente largas, no comparables a su diámetro sino a la profundidad del flujo. Este tipo de transporte está caracterizado por la relación entre la velocidad de corte y la velocidad de caída de las partículas.

El criterio según tamaño de las partículas divide al sedimento transportado en carga de lavado y carga de sedimento de fondo. La carga de lavado la componen las partículas de arcilla y limo pasantes del tamiz con apertura 0.062 mm. Estas partículas, debido a su bajo peso, siempre se transportan en suspensión. En cambio, la carga de fondo está compuesta por las partículas que quedan retenidas en dicho tamiz y puede transportarse por cualquiera de los dos mecanismos en función su tamaño. Uniendo ambos criterios de clasificación, podemos decir que la carga total de sedimento transportado se compone de: carga de lavado, carga de material de fondo transportada en suspensión y carga de material de fondo transportada por fondo.

Por lo general, el caudal sólido correspondiente a la carga de lavado no está correlacionado con el caudal líquido que transporta el cauce, ni parece tener efectos sobre la morfología del mismo. Es así que, a diferencia de lo que sucede con la carga de fondo, un aumento en la carga de lavado no produce excesiva sedimentación, ni una disminución de la misma genera efectos erosivos. En cambio, la carga de lavado en la columna de agua interactúa con los márgenes y planicies de inundación del cauce. La misma se genera por erosión del suelo de la cuenca y de los márgenes durante eventos de crecidas. Luego las partículas son depositadas, en condiciones de menor energía del flujo, teniendo un rol importante en la fertilización de los suelos en las planicies de inundación. También resulta de importancia a nivel ambiental, ya que algunos contaminantes y metales pesados se adhieren a las partículas más finas, siendo estas su principal mecanismo de transporte.

Las características del sedimento del lecho permiten clasificar los cauces aluviales en dos tipos: de arena y de grava. Los cauces de arena tienen sedi-

mento de tamaño medio entre 0.1 y 1 milímetros y bien graduado, con valores de desviación estándar de la curva granulométrica entre 1.1 y 1.5. En cambio los de grava tienen sedimento de tamaño medio mayor, entre 15 y 200 mm, no tan bien graduado, con desviación estándar alcanzando comúnmente el valor de 3. En el segundo caso, suele haber una presencia considerable de material arenoso ocupando los intersticios de las gravas. Para poder caracterizar los cauces, y clasificarlos según este criterio, existen dos parámetros adimensionales ampliamente utilizados: el parámetro de Shields y el número de Reynolds de partícula. El parámetro de Shields (1936) es una forma adimensional de la tensión de corte τ_b , según se muestra en la Ecuación 5.2.

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{\rho g R d_{50}} = \frac{HS}{R d_{50}} \quad (4.1)$$

Siendo:

- τ_b la tensión de corte, es decir la que genera el flujo de agua sobre los sedimentos del lecho
- g la aceleración gravitatoria
- $R = (\rho_s - \rho)/\rho$ el peso específico sumergido del sedimento
- ρ y ρ_s las densidades del agua y del sedimento respectivamente
- d_{50} el diámetro medio del sedimento
- H la profundidad del flujo
- S la pendiente de fondo del cauce, que equivale a la pendiente de energía para flujo uniforme

El otro parámetro, el número de Reynolds de partícula, es un representante adimensional del tamaño medio del sedimento, definido según la Ecuación 4.2 a continuación.

$$R_{ep} = \frac{\sqrt{g R d_{50}} d_{50}}{\nu} \quad (4.2)$$

Siendo ν la viscosidad cinemática del agua. Garcia (1999) utilizó datos de campo y laboratorio para elaborar un diagrama de clasificación basado en estos dos parámetros. El mismo permite, para un cauce y una condición de flujo uniforme determinados, definir su tipo (si es de arena o grava), el estado de movimiento de sus partículas, el tipo de transporte que ocurre y el tipo de formas de fondo que se desarrollarán. Cabe destacar que el diagrama es válido únicamente en condiciones de flujo uniforme, ya que parte de la base de que

la pendiente de la línea de energía equivale a la pendiente de fondo del cauce. En la Figura 4.1 se presenta el diagrama mencionado.

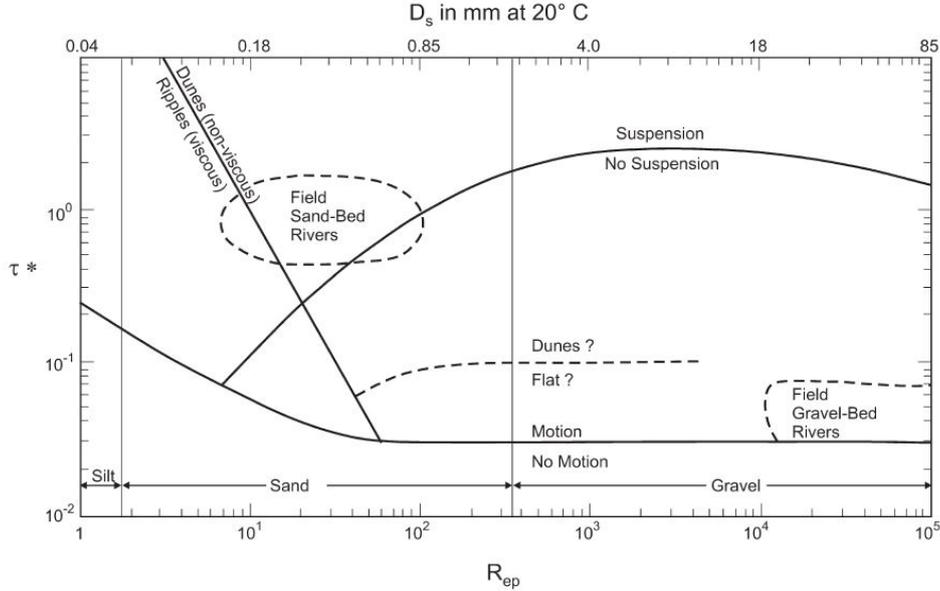


Figura 4.1: Diagrama de sedimentación publicado por Garcia (1999) , extraído de Garcia (2008).

Para poder utilizar la clasificación de Garcia (1999), así como para una variedad de aplicaciones en hidráulica fluvial, es necesario poder estimar la tensión de corte τ_b . Esta se define como la fuerza tangencial que ejerce la columna de agua, debido a su peso, sobre el fondo del cauce, por unidad de área del mismo. Por lo tanto, este parámetro es dependiente de la condición hidrodinámica, así como también de la geometría de la sección transversal que se esté estudiando. En casos de flujo uniforme, la misma puede ser aproximada según:

$$\tau_b = \rho g R_h S \quad (4.3)$$

Siendo R_h el radio hidráulico correspondiente a la condición de flujo, que puede ser sustituido por el tirante H en cauces muy anchos. Al representar los esfuerzos que ejerce el agua sobre el lecho, la tensión de corte está íntimamente ligada al transporte de sedimentos, y la misma se asocia con la capacidad que tiene el flujo para resuspender y trasladar el material de fondo. Esto está condicionado, a su vez, por la resistencia que presenta el lecho ante estos esfuerzos,

que depende de la rugosidad del fondo y de la viscosidad del fluido, que en ciertas condiciones da lugar a la formación de una capa de flujo laminar en su cercanía.

Esta interacción se ve reflejada en la forma del perfil vertical de velocidades del flujo, y su estudio se ha centrado a lo largo de los años en la caracterización de dicho perfil. Debido a la naturaleza compleja del fenómeno, vinculada a la turbulencia del flujo, la investigación en la temática se ha desarrollado en torno a la combinación de métodos teóricos y empíricos. Ellos han dado lugar a la Ecuación 4.4, conocida comunmente como “ley de la pared” que establece la forma logarítmica del perfil de velocidades.

$$\frac{u(z)}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (4.4)$$

Siendo:

- $u(z)$ la magnitud de la velocidad a una distancia z del fondo.
- u_* la velocidad de corte, definida como: $u_* = \sqrt{\tau_b/\rho}$.
- κ la constante de von Karman, equivalente a 0.41.
- z_0 la distancia al fondo a la cual la velocidad se vuelve nula.

Si bien la Ecuación 4.4, es aplicable estrictamente en las proximidades del fondo, se suele utilizar para caracterizar el perfil de velocidad en toda su extensión. El valor de z_0 depende de lo que ocurra en la cercanía del fondo, que está determinado por la relación entre dos parámetros: el espesor de la subcapa viscosa δ_ν y la altura efectiva de la rugosidad del fondo, conocida como rugosidad de Nikuradse k_s . Ambas se definen en las Ecuaciones 4.5 y 4.6 respectivamente.

$$\delta_\nu = 11.6 \frac{\nu}{u_*} \quad (4.5)$$

$$k_s = 2.5d_{50} \quad (4.6)$$

Si la altura de la subcapa viscosa, que se forma en la cercanía del fondo por efecto de la viscosidad del fluido, predomina por sobre la de las rugosidades del material de fondo ($k_s/\delta_\nu \ll 1$), la turbulencia en esa zona se verá suprimida, dando lugar a una capa de flujo laminar. En esos casos, se dice que el régimen

de flujo es hidráulicamente liso, y z_0 queda determinado por la Ecuación 4.7.

$$z_0 = \frac{\nu}{9u_*} \quad (4.7)$$

En cambio, si predomina la rugosidad del fondo ($k_s/\delta_\nu \gg 1$), la subcapa viscosa se ve suprimida y el flujo es turbulento en toda la vertical. En esos casos el régimen de flujo se denomina hidráulicamente rugoso, y z_0 se calcula según la Ecuación 4.8.

$$z_0 = \frac{k_s}{30} \quad (4.8)$$

Sustituyendo estas expresiones en la Ecuación 4.4, se obtienen fórmulas para el perfil logarítmico características de cada régimen de flujo, las cuales se presentan respectivamente en las Ecuaciones 4.9 y 4.10.

$$\frac{u(z)}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{u_* z}{\nu} \right) + 5.5 \quad (4.9)$$

$$\frac{u(z)}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{k_s} \right) + 8.5 \quad (4.10)$$

En la mayoría de los casos de estudio en hidráulica fluvial el régimen de flujo es rugoso, por tanto ese será el centro de análisis durante este trabajo. Conocer la forma del perfil de velocidades es de gran utilidad, pues, integrándolo en vertical, se puede vincular la velocidad de corte (y por ende la tensión de corte) con la velocidad promedio del flujo U , tal cual se muestra en la Ecuación 4.11.

$$\frac{U}{u_*} = \frac{1}{H} \int_{k_s}^H \left[\frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{k_s} \right) + 8.5 \right] dz = \frac{1}{\kappa} \ln \left(11 \frac{H}{k_s} \right) \quad (4.11)$$

Esta relación se conoce como la ley de resistencia de Keulegan (1938) para flujo rugoso y es ampliamente utilizada para determinar la resistencia en casos de estudio de ríos aluviales. Para facilitar su utilización, y vincular directamente la velocidad con la tensión de corte, se define el parámetro conocido como el factor de fricción f , según la Ecuación 4.13.

$$f = 8 \left(\frac{u_*}{U} \right)^2 \quad (4.12)$$

De la misma se puede extraer:

$$\tau_b = \frac{\rho f U^2}{8} \quad (4.13)$$

Y, vinculándolo con la Ecuación 4.11:

$$f = 8 \left[\frac{1}{\kappa} \ln \left(11 \frac{H}{k_s} \right) \right]^{-2} \quad (4.14)$$

La relación de resistencia de Keulegan no es la única, sino que existen varias, aproximadas empíricamente por diversos autores. Cada una responde a un conjunto de experimentos llevados a cabo en condiciones particulares, y son aplicables a casos similares a aquellos en los que fueron desarrolladas. Entre ellas, además de la de Keulegan, destaca la expresión de Manning-Strickler, quienes ajustaron el perfil vertical mediante una ley potencial en lugar de una logarítmica, tal cual se muestra en la Ecuación 4.15. Cabe destacar que esta expresión es válida únicamente para flujo rugoso.

$$\frac{u(z)}{u_*} = 9.34 \left(\frac{z}{k_s} \right)^{1/6} \quad (4.15)$$

La misma da lugar a un factor de fricción de la forma:

$$f = 8 \left[8.1 \left(\frac{H}{k_s} \right)^{1/6} \right]^{-2} \quad (4.16)$$

A partir de ella se puede llegar a la ecuación de resistencia de Manning-Strickler, la cual es ampliamente utilizada por ser funcional y simple, y se presenta en la Ecuación 4.17.

$$U = \frac{R_h^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (4.17)$$

Siendo n conocido como el coeficiente de Manning, definido como:

$$n = \frac{k_s^{1/6}}{8.1\sqrt{g}} \quad (4.18)$$

Cabe destacar que las formulaciones de resistencia presentadas fueron derivadas mediante experimentos sin la presencia de formas de fondo en el lecho, por lo tanto sólo son representantes de la resistencia ejercida por los granos

del fondo sobre el flujo. En los casos de estudio en que existan dunas u otras formas de fondo estas formulaciones subestiman la resistencia ya que la debida a las mismas no está contabilizada y puede ser significativa. Existen otras ecuaciones de resistencia que incluyen la debida a formas de fondo, las cuales se presentan más adelante.

4.2. Transporte por fondo

En el apartado anterior se define al transporte por fondo como aquel en que las partículas del lecho se mueven a través de él mediante deslizamiento, saltos o rodadura, por distancias comparables a su diámetro. Esta definición es correcta en términos generales, sin embargo, puede ser profundizada. Existen dos líneas de pensamiento, que conceptualizan el transporte por fondo de manera diferente. Bagnold (1956) lo define como el mecanismo de transporte en el cual las partículas se mueven saltando y tomando contacto con el fondo sucesivamente, con la gravedad como principal fuerza motriz (mecanismo de saltación, que se explica en el párrafo siguiente), a diferencia del transporte en suspensión, en el cual las partículas permanecen suspendidas debido a los impulsos aleatorios del flujo turbulento. En cambio Einstein (1942) lo define como el que ocurre en una capa delgada cercana al fondo, de un espesor aproximado de dos veces el diámetro medio del sedimento, dentro de la cual los efectos de la turbulencia son despreciables, y por tanto no afectan el transporte de partículas. De acuerdo a esta definición, los granos del fondo que se mueven mediante saltos, tomando contacto con el fondo sucesivamente, y escapando de la capa activa de transporte por fondo, pertenecen al transporte en suspensión. La diferencia entre ambas definiciones es que la de Bagnold se centra en el movimiento observado de las partículas para definir el mecanismo de transporte, mientras que la de Einstein se fija en los efectos de la turbulencia flujo sobre las mismas.

El transporte de sedimentos a través del fondo se inicia una vez que la tensión rasante que ejerce el flujo sobre las partículas (tensión de corte) alcanza un valor crítico. A valores de tensión de corte inmediatamente por encima del crítico, los granos comenzaran a moverse por deslizamiento y rodadura, pero, al aumentar la tensión, los mismos comenzarán a dar saltos mayores,

con trayectorias similares al movimiento de un proyectil. Este movimiento se conoce como saltación (Garcia, 2008). Bagnold (1973) estableció que, el único impulso vertical que reciben las partículas en saltación, es aquel resultante del impacto de las mismas con el fondo, que convierte su cantidad de movimiento horizontal en vertical. Niño and Garcia (1998) agregan, en su definición, el efecto de los esfuerzos hidrodinámicos verticales del fluido sobre las partículas debido a la turbulencia, que juegan un rol fundamental en este mecanismo de transporte y no fueron tenidos en cuenta anteriormente por Bagnold.

El valor crítico de inicio de movimiento está vinculado con el régimen del flujo (laminar, turbulento liso o turbulento rugoso) ya que está determinado por el efecto que la subcapa viscosa ejerce en las cercanías del fondo. Este efecto se puede representar adimensionalmente mediante la siguiente expresión del número de Reynolds de corte:

$$R_p = \frac{u_* d_{50}}{\nu} \quad (4.19)$$

Este parámetro adimensional vincula el espesor de la subcapa viscosa con el tamaño de los granos de fondo, relación determinante del régimen de flujo. Shields (1936) elaboró, a partir de una serie de ensayos de laboratorio, una relación funcional entre la tensión de corte adimensional (Ecuación 5.2) y el número de Reynolds de corte que permite estimar la condición de flujo de inicio de movimiento, dado el tamaño medio de las partículas de un cauce. Esta relación es ampliamente conocida y es aplicada comunmente en casos de estudio reales. La expresión de Shields (1936) fue reformulada por Brownlie (1981) para mayor practicidad en su aplicación, vinculando la tensión de corte crítica con el número de Reynolds de partícula (definido en la Ecuación 4.2), en lugar del de corte. Esto tiene la ventaja de que la condición de inicio de movimiento se puede determinar directamente a partir del diámetro medio del sedimento, sin recurrir a pasos de cálculo intermedios. Complementariamente Brownlie (1981) realizó un ajuste a la curva, dado por la Ecuación 4.20 presentada a continuación.

$$\tau_c^* = 0.22R_{ep}^{-0.6} + 0.06exp(-17.77R_{ep}^{-0.6}) \quad (4.20)$$

El diagrama de Shields modificado, presentado por Brownlie se muestra en la Figura 4.2 a continuación.

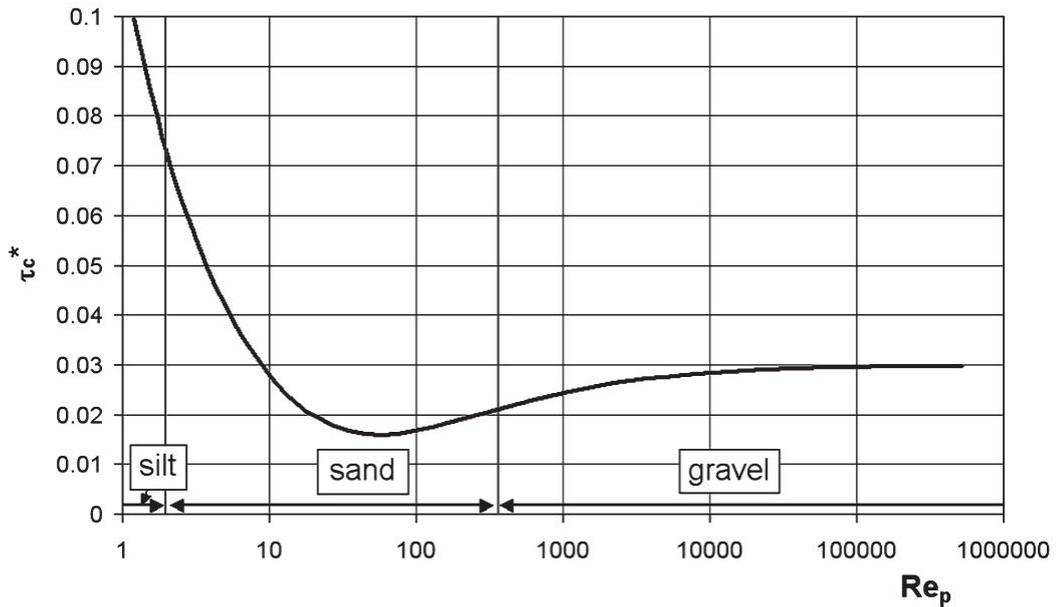


Figura 4.2: Diagrama de Shields modificado, extraído de Garcia (2008).

Luego de iniciado el movimiento del sedimento de fondo, el mecanismo de saltación descrito será el modo de transporte de las partículas por un rango de tensiones de corte. Por encima del mismo, y dependiendo de las características del sedimento, puede suceder que la capa superficial de granos del fondo entre en un estado de movimiento generalizado, formándose lo que se denomina flujo en capa (Wilson, 1987). Este modo de transporte difiere del modo de saltación, ya que la física del fenómeno es diferente, debido a la interacción entre los granos transportados. El mismo se da cuando los esfuerzos de corte superan la resistencia friccional de la capa superior de sedimento del fondo, pero sin que el flujo tenga la energía suficiente para generar transporte en suspensión Garcia (2008). Para poder diferenciar las condiciones en que se desarrollan los diferentes mecanismos de transporte mencionados, Wiberg and Smith (1987) construyeron el diagrama de la Figura 4.3, en el cual se muestra el rango de condiciones en que ocurren cada uno de ellos, en función del diámetro medio de sedimento D y del parámetro adimensional T_* , definido como el cociente entre la tensión de corte actuante y la tensión de corte crítica de inicio de movimiento.

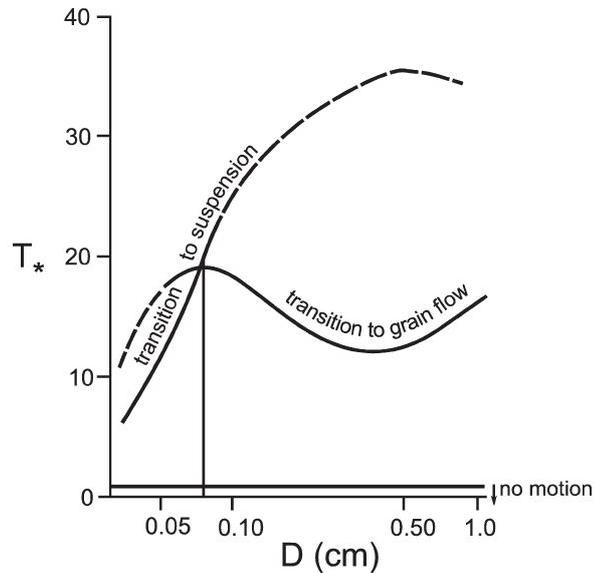


Figura 4.3: Diagrama de Wiberg and Smith (1987) extraído de Garcia (2008). Se muestran las curvas de inicio de movimiento, transición a transporte en suspensión y transición a flujo en capa.

En el diagrama, se muestra la condición de movimiento incipiente como $T_* = 1$. Luego se muestra en línea continua la transición a flujo en capa y en línea discontinua a transporte en suspensión. Por encima de la condición de inicio de movimiento y debajo de la de flujo en capa, el transporte es por saltación. La línea vertical que se muestra en el diagrama determina el diámetro medio de sedimento para el cual se da la intersección de las curvas de transporte en suspensión y flujo en capa. Su valor en ese punto es de 0.8 mm. Por debajo de ese valor, el bajo peso de los granos hace que los mismos entren en suspensión antes de que se forme la capa de flujo en capa.

Además de la saltación y el flujo en capa, existe otro mecanismo de transporte por fondo, de gran importancia para la ingeniería fluvial: las formas de fondo. Ante determinadas condiciones de flujo, la capa de sedimentos del fondo toma forma de ondas, que se desplazan a través del lecho, transportando el material granular. Estas formas de fondo, interactúan con el flujo de agua, aumentando la resistencia del lecho y alterando su comportamiento. A su vez, producen alteraciones en la batimetría de los cauces, dando lugar a posibles problemas sobre estructuras implantadas en el lecho, o sobre su navegabilidad.

Existen cuatro tipos de formas de fondo claramente distinguidas entre sí: dunas, antidunas, rizos y barras alternadas. Las primeras tres, son las que se pueden encontrar con mayor frecuencia en cauces con lecho granular. Las mismas son producto del flujo de agua y transporte de sedimentos y, a su vez, tienen una influencia significativa sobre los mismos (García, 2008). Las formas de fondo se generan debido a pequeñas perturbaciones iniciales sobre el lecho, cuando éste se encuentra en estado plano. Esta inestabilidad inicial puede verse atenuada o amplificada por efecto del flujo. Si se da lo primero, el lecho del cauce se encuentra en situación de estabilidad, y el mismo volverá a su estado plano al cabo de un tiempo. En cambio, de verse amplificada, el lecho se encuentra en situación de inestabilidad, y la perturbación resultará en la formación generalizada de ondas en el fondo. A continuación se describe cada uno de los tipos de formas de fondo mencionados.

Las dunas son formas de fondo ondulares, que poseen una determinada longitud de onda λ y una altura Δ . La altura de las dunas suele escalarse con un sexto de la profundidad del flujo en el cauce (H) y su número de onda k (ver Ecuación 4.21) toma valores entre 0.25 y 4.0.

$$k = \frac{2\pi H}{\lambda} \quad (4.21)$$

Este tipo de formas de fondo son características del régimen de flujo subcrítico (aquel el que el número de Froude, $Fr = U/\sqrt{gH}$, es menor a 1), y producen una ondulación de la superficie del agua, de menor amplitud que la de la duna y desfasada 180° de la misma. Debido a esta, el flujo se acelera desde el valle hacia la cresta en la cara de aguas arriba, produciendo erosión. Del mismo modo, el flujo se desacelera desde la cresta hacia el valle en la cara de aguas abajo, produciendo sedimentación. Al darse este proceso repetidamente se produce el movimiento de la forma de fondo hacia aguas abajo. Es por esto que las dunas siempre se mueven en esa dirección. En la Figura 4.4, a continuación, se puede ver un esquema del mecanismo de desplazamiento de las dunas.

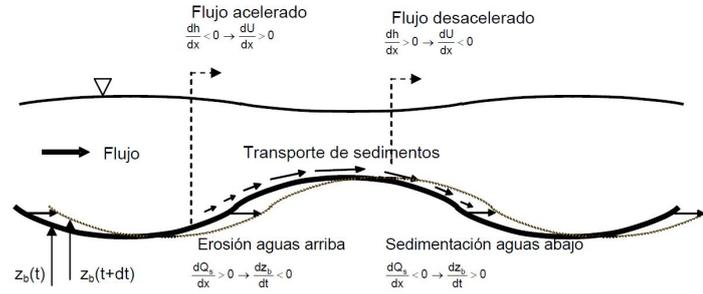


Figura 4.4: Esquematización del movimiento de dunas hacia aguas abajo en un cauce. Extraído de Basile (2018).

El caudal sólido transportado por fondo, a través del movimiento de dunas, por unidad de ancho del cauce, se puede calcular mediante la Ecuación 4.22 (Engel and Lau, 1980). La misma asume que las dunas son de forma aproximadamente triangular.

$$q = \frac{\Delta c(1 - \lambda_p)}{2} \quad (4.22)$$

Siendo:

- q el caudal sólido por unidad de ancho del cauce
- c la velocidad de desplazamiento de la duna
- λ_p la porosidad del sedimento de fondo

De esta manera, teniendo una forma de estimar la celeridad y geometría de las dunas en un cauce, se puede obtener el transporte por fondo. Kondap and Garde (1973) desarrollaron una fórmula empírica para estimar la celeridad de las dunas en función del número de Froude. La misma se presenta en la Ecuación 4.23.

$$\frac{c}{U} = 0.021Fr^3 \quad (4.23)$$

En sus experimentos, observaron que la velocidad de desplazamiento de las dunas es significativamente menor que la velocidad del flujo, y que la misma es independiente del diámetro medio de sedimento, cuando este adquiere valores entre 0.18 mm y 2.28 mm.

Las antidunas son formas de fondo similares a las dunas, pero con un comportamiento diferente. Las mismas se asocian con el régimen supercrítico (Fr mayor a 1), y producen ondulaciones de la superficie más pronunciadas que

las dunas, y que se desplazan en fase con las mismas. Debido a esto, es que la secuencia erosión-deposición que se produce en torno a la forma de fondo es inversa a lo que ocurre con las dunas. Esto tiene como consecuencia que se erosione la cara de aguas abajo de la antiduna, y que se produzca sedimentación en la cara de aguas arriba, haciendo que la misma se desplace hacia aguas arriba. Este movimiento se puede ver esquematizado en la Figura 4.5.

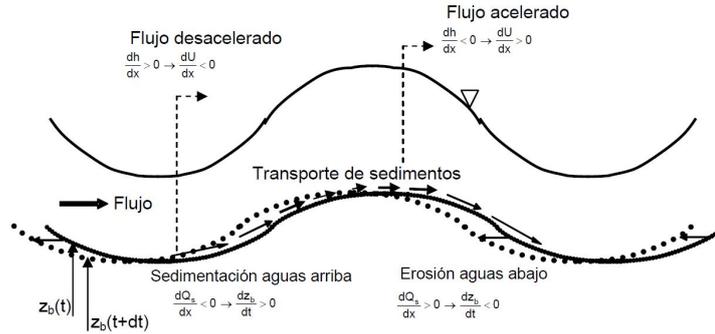


Figura 4.5: Esquematización del movimiento de antidunas hacia aguas arriba. Extraído de Basile (2018).

Los rizos, al igual que las dunas y antidunas, tienen forma ondular, pero no están asociados al número de Froude, sino a la presencia de una subcapa viscosa en el flujo cercano al lecho. Por lo tanto la condición para que se formen está dada por el número adimensional de Reynolds y no el de Froude. El espesor de la subcapa viscosa δ_v está dado por la expresión de la Ecuación 4.24 a continuación.

$$\delta_v = \frac{11.6\nu}{u_*} \quad (4.24)$$

Siendo:

- ν la viscosidad cinemática del agua
- u_* la velocidad de corte, calculada como $u_* = \sqrt{\tau_b/\rho}$

De ese modo, la condición para que se formen rizos queda dada por el número de Reynolds de corte según la Ecuación 4.25.

$$R_p = \frac{u_* d_{50}}{\nu} \leq 11.6 \quad (4.25)$$

Al igual que las dunas, los rizos se desplazan siempre hacia aguas abajo, pero difieren en que los rizos no generan alteraciones significativas en la superficie libre. Cabe destacar que estas formas pueden llegar a coexistir con las

dunas y antidunas, incluso superponiéndose con las mismas.

El último tipo de formas de fondo son las barras alternadas, las cuales se encuentran más comunmente en cauces aluviales de traza rectilínea. Las mismas tienen una geometría altamente tridimensional y, al formarse, generan pozos en el lado transversalmente opuesto del cauce. Su longitud de onda suele ser de 6 a 10 veces el ancho del cauce (Yalin, 1992) y su celeridad se ve afectada por la sinuosidad del cauce (a mayor sinuosidad, menor celeridad), siendo esta del orden del 0.01 % de la velocidad del flujo. Una condición para determinar si en un cauce se forman barras alternadas fue establecida por Sukegawa (1973) y se presenta en la Ecuación 4.26 a continuación.

$$\frac{u_*^2}{u_{*c}^2} \leq 5 \left(\frac{\sqrt{gB}}{u_{*c}} S \right)^{2/3} \quad (4.26)$$

Siendo:

- u_{*c} la velocidad de corte crítica
- B el ancho superficial del cauce
- S la pendiente del cauce

La transición entre el régimen de formas de fondo asociado al flujo subcrítico (regimen inferior), y el asociado al flujo supercrítico (régimen superior) no se da bruscamente, sino que existe un estado de transición. Al incrementarse la energía del flujo, en presencia de dunas, se produce el barrido de las mismas, llegando a un estado de lecho plano en régimen superior, que antecede la formación de antidunas. El esquema de la Figura 4.6 muestra una representación de los distintos tipos de formas de fondo que se describen anteriormente, así como también las distintas etapas en la transición de un régimen al otro.

El régimen de formas de fondo puede ser caracterizado utilizando dos parámetros adimensionales además del número de Reynolds de partícula ($R_{ep} = \sqrt{gRd_{50}}/\nu$) y la relación de densidades ($R = (\rho_s - \rho)/\rho$). En base a esto fueron desarrolladas gran cantidad de metodologías de clasificación, que permiten predecir, bajo ciertas condiciones, el tipo de formas de fondo que se darán en un cauce, en función de las características del flujo y del sedimento presente. En Garcia (2008) se puede encontrar un resumen de las mismas.

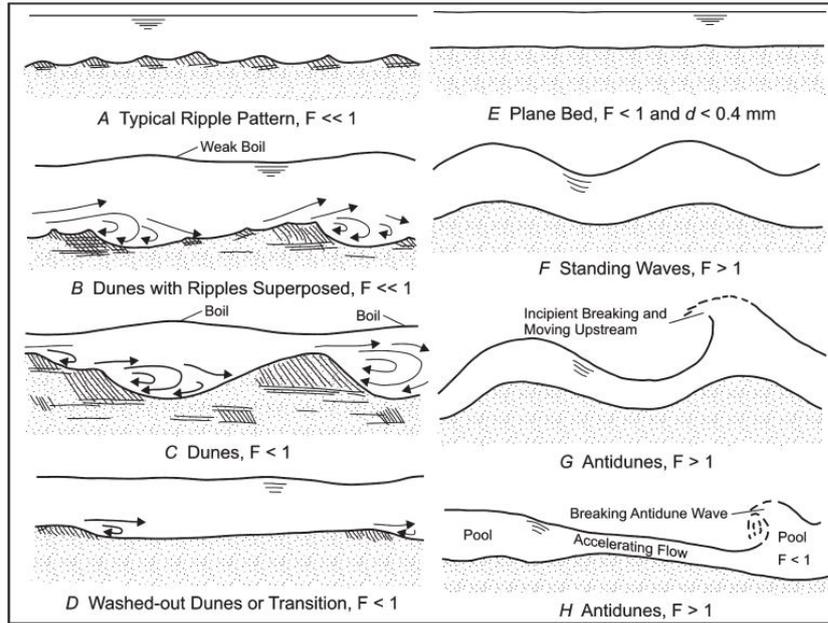


Figura 4.6: Esquema representativo de los distintos tipos de formas de fondo, extraído de Garcia (2008). La F representa el número de Froude, mientras que la d representa el diámetro medio del sedimento.

La presencia de formas de fondo puede alterar considerablemente la resistencia al flujo del cauce, generando cambios en su hidrodinámica. Esto, a su vez, puede generar cambios en el transporte de sedimentos, que luego repercutirán en las características de las formas de fondo, desencadenándose un proceso cíclico. Es por ello que, para el estudio de ciertos fenómenos en hidráulica fluvial, suele ser conveniente aplicar una partición de las tensiones de corte totales, diferenciando las debidas a la interacción del agua con los granos de sedimento (τ_{bs} , tensión de grano) de las producidas por la presencia de las formas de fondo (τ_{bf} tensión por formas de fondo).

$$\tau_b = \tau_{bs} + \tau_{bf} \quad (4.27)$$

La tensión debida a forma de fondo es producida por la distribución de presión sobre las mismas, la cual actúa perpendicularmente a su superficie. Es por esto que el transporte de sedimentos es producido únicamente por el efecto de la tensión de grano, y todas las ecuaciones de transporte por fondo lo asocian a esta parte de la tensión. No obstante, no se debe despreciar el efecto de las formas de fondo, ya que puede llegar a tener una incidencia mayoritaria en la resistencia del cauce.

Existen varias formas de conceptualizar teóricamente la partición de tensiones de corte debidas a varios autores, entre los que se pueden mencionar: Einstein (1950); Nelson and Smith (1989); Fredsoe (1982). Estas particiones requieren conocer de antemano la tensión de corte total, para luego dividirla. Si bien esto es de gran valor teórico, resulta poco aplicable en casos en que se necesite utilizar la ecuación de resistencia del cauce para determinar la profundidad de flujo en base al caudal de circulación y su geometría. Para esos casos existen métodos empíricos, desarrollados por varios autores, entre los que se encuentran: Einstein and Barbarossa (1952); Engelund and Hansen (1967); Wright and Parker (2004); Brownlie (1981) y Karim and Kennedy (1981). A continuación se describen brevemente la partición de Einstein (1950) y el método de Engelund and Hansen (1967), por ser utilizados habitualmente a casos de cauces de arena en presencia de dunas.

El esquema de partición de Einstein (1950) es sencillo, y se basa en el cálculo independiente de la tensión de grano, suponiendo ausencia de formas de fondo. Una vez determinada esa partición, y conocida la tensión de corte total, se calcula la partición debida a formas de fondo como la diferencia entre ambas. La tensión de corte debida a grano se calcula mediante la Ecuación 4.28, que resulta de suponer ausencia de formas de fondo.

$$\tau_{bs} = \frac{\rho f_s U^2}{8} \quad (4.28)$$

En este caso, f_s representa el factor de fricción que resultaría únicamente por efecto de los granos, sin la presencia de formas de fondo. Este factor de fricción puede ser estimado mediante alguna de las formulaciones que lo vinculan con el perfil vertical de velocidades, como por ejemplo la de Manning o la de Nikuradse (respetando el régimen de flujo según el caso), en función de la pendiente, la velocidad del flujo y la granulometría del material de fondo. Como se mencionó anteriormente, para hallar luego la partición debida a formas de fondo es necesario conocer la tensión de corte total.

El método de Engelund and Hansen (1967) se basa en el esquema de Einstein (1950), y vincula empíricamente la tensión de grano hallada mediante este esquema con la tensión de corte total a través de sus correspondientes adimen-

sionales. Este vínculo, aplicable en condiciones de régimen superior tanto como inferior, se expresa en el gráfico de la Figura 4.7.

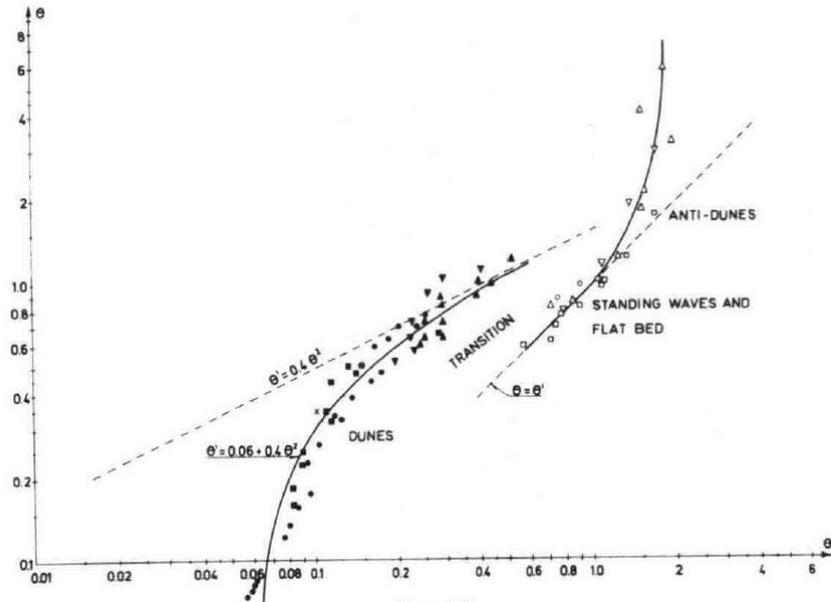


Figura 4.7: Partición de tensión de corte empírica de Engelund and Hansen (1967). En el eje vertical se representa la tensión de corte total (denotada como θ), mientras que en el eje horizontal se ubica la tensión de grano (θ').

La rama correspondiente al régimen inferior puede ajustarse mediante la fórmula de la Ecuación 5.3.

$$\tau_s^* = 0.06 + 0.4(\tau^*)^2 \quad (4.29)$$

Mientras que la rama del régimen superior se ajusta mediante una recta, que responde a la formación de antidunas.

$$\tau_s^* = \tau^* \quad (4.30)$$

4.3. Metodologías de medición de transporte por fondo

La medición del transporte de sedimentos en cauces aluviales es de vital importancia en proyectos de ingeniería fluvial y en el abordaje de problemáticas ambientales asociadas al ciclo hidro-sedimentológico, así como también, en las investigaciones que se realizan para incrementar el conocimiento de los

complejos procesos de transporte que se dan en los mismos. Los datos medidos en campo son fundamentales para la realización de estudios, tales como: la caracterización del proceso de transporte, el balance sólido en el tramo de un río, la cuantificación de procesos erosivos a escala de cuenca, la calibración de ecuaciones de transporte, la validación de modelos morfodinámicos, etc (Basilé, 2018).

Al mismo tiempo, debido a las características y complejidad del fenómeno, no resulta sencilla la determinación empírica en campo de las cargas de sedimento transportadas, ya sea por fondo o en suspensión. Es por esto que no existen métodos de medición universales, aplicables a un amplio rango de condiciones, sino que las diferentes metodologías e instrumentos disponibles, fueron, en su mayoría, desarrolladas para casos de estudio o situaciones específicas. Por ello es necesario tener en cuenta varios factores a la hora de realizar un plan de monitoreo. Se debe tener claro el objetivo del estudio, la escala espacio-temporal del fenómeno a analizar, el tipo de cauce, su morfología, su régimen de caudales y las características del sedimento del lecho.

Como se menciona en apartados anteriores, el material de fondo se transporta mediante dos mecanismos: por fondo o en suspensión. No existen actualmente métodos de campo que permitan determinar, por sí mismos, el total del material transportado. Las metodologías existentes están diseñadas para realizar mediciones de transporte en suspensión o por fondo independientemente, pero ninguna es capaz de medir en su totalidad la fracción correspondiente. Siempre existe una parte del sedimento transportado que escapa a las mediciones debido a las limitaciones propias de cada método. Este volumen se denomina carga no medida y varía en función del método de medición que se utilice. Por ejemplo: los muestreadores de transporte en suspensión son incapaces de captar el material transportado a menos de 5 cm del fondo. A su vez los muestreadores de transporte por fondo dejan pasar el material más fino que la abertura de su malla y las partículas cuyos saltos alcancen una altura mayor al alto de la boquilla.

En este apartado se pretenden describir y analizar las metodologías existentes para la estimación en campo del transporte por fondo en cauces de arena, ya que el presente trabajo hace énfasis en dicho mecanismo. La medición de

transporte por fondo resulta difícil, entre otras cosas, porque la colocación de cualquier instrumento o dispositivo en las proximidades del lecho puede perturbar el flujo en torno al mismo, alterando la trayectoria natural de las partículas en movimiento. A su vez este mecanismo presenta alta variabilidad espacio-temporal, aún en condiciones de flujo constantes. Es por esto que cualquier método que se utilice será representativo de un determinado ancho del cauce y de un período de tiempo específico Edwards and Glysson (1999).

Los métodos de medición conocidos pueden dividirse en tres categorías: muestreadores de fondo; trampas o reservorios de sedimentación y métodos acústicos o indirectos. A continuación se describe cada uno de estos métodos.

4.3.1. Muestreadores de fondo

Los muestreadores de fondo son dispositivos que se colocan apoyados sobre el fondo del cauce y capturan el material que es transportado por la corriente a través del fondo. Su uso implica la toma de gran cantidad de muestras, distribuidas espacial y temporalmente, para contar con un dato representativo del transporte en un evento dado Edwards and Glysson (1999). En todos los casos, los muestreadores de fondo cuentan con una boquilla de entrada, que permite el ingreso del sedimento, unida a una malla o tela que retenga dicho sedimento, dejando pasar el agua.

En función de su diseño, cada instrumento posee una eficiencia hidráulica y una eficiencia de muestreo, que caracterizan su funcionamiento. La eficiencia hidráulica se define como la relación entre la velocidad del agua en la boca de entrada del instrumento, y la velocidad que habría en ese punto si el mismo no estuviera colocado allí:

$$e_h = \frac{u_e}{u} \quad (4.31)$$

Es una medida que da cuenta de la perturbación que el instrumento introduce en el flujo a su alrededor, que altera la dinámica local del transporte de sedimento. La determinación de este parámetro busca cuantificar de alguna manera esta perturbación. La eficiencia de muestreo se define como la relación entre la masa de sedimento capturada por el instrumento en un determinado

período de tiempo, y la masa que efectivamente hubiera pasado por esa sección si el instrumento no estuviera allí:

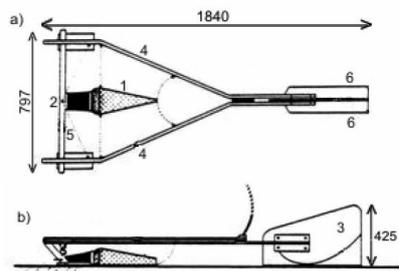
$$e_m = \frac{q_m}{q} \quad (4.32)$$

Ambos parámetros están vinculados entre sí, ya que la eficiencia hidráulica afecta directamente la de muestreo. Si la eficiencia hidráulica es baja, esto quiere decir que el aparato genera una obstrucción en el flujo, lo que produce un menor ingreso de partículas y reduce la eficiencia de muestreo. En cambio, si es muy alta, se genera un efecto local de succión, atrayendo hacia el muestreador partículas que naturalmente no ingresarían, y produciendo sobremuestreo.

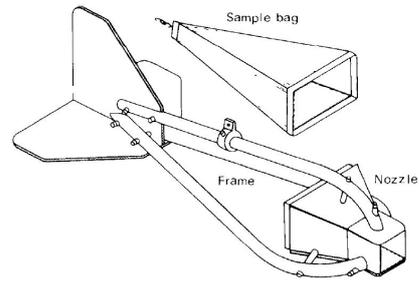
En función de estos parámetros se pueden distinguir claramente dos tipos de muestreadores: los tipo canasta y los de presión diferencial. Los segundos se diferencian de los primeros en que poseen una boquilla diseñada específicamente para mantener la eficiencia hidráulica cercana a 1. Esto se logra con un incremento gradual de la sección de la boquilla, que genera una expansión del flujo a la salida del muestreador, con su consecuente caída de presión, que compensa la perturbación generada por la presencia del aparato. En cambio, los muestreadores tipo canasta no tienen boquillas diseñadas de esta forma, por lo que su eficiencia hidráulica es menor. Existen cuatro diseños clásicos de muestreadores de presión diferencial: Arnhem, Helley-Smith, USBL-84 y Delft-Nile. En la Tabla 4.1 se presentan las características de cada uno de ellos, mientras que las Figuras 4.8a a 4.8d se muestran esquemas o fotografías de los mismos.

Tabla 4.1: Resumen de características de algunos muestreadores de transporte por fondo

Muestreador	Tamaño sedimento (mm)	Ancho boca (m)	eh (%)	em (%)
Arnhem	0.3 -5	0.085	~100	~100
Helley-Smith	1 -38	0.076	154	100 - 180
US BL-84	1 - 38	0.076	135	100 - 140
Delft-Nile	0.25 - 0.85	0.096	100	120 - 140



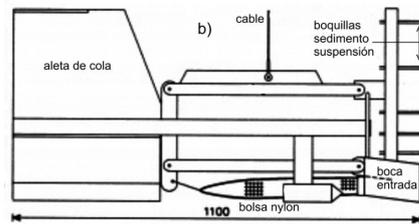
(a) Esquema de muestreador Arnhem, extraído de Basile (2018)



(b) Esquema de muestreador Helley-Smith, extraído de Edwards and Glysson (1999)



(c) Fotografía de muestreador US Nile, extraído de Basile (2018)



(d) Esquema de muestreador Delft-Nile, extraído de Basile (2018)

La utilización de muestreadores de transporte por fondo trae asociada una serie de limitaciones. Durante la colocación del aparato puede ocurrir sobremuestreo, ya sea por captación de material transportado en suspensión durante su descenso, o por resuspensión del material del lecho al apoyarlo, que puede luego ingresar al mismo. Lo mismo puede suceder al retirarlo del fondo, ya que un leve movimiento hacia aguas arriba produce barrido e ingreso del material ubicado delante. También puede producirse erosión local en torno al dispositivo una vez colocado, generando una separación entre la base de la boquilla y el fondo. Esto resulta en una pérdida de eficiencia de muestreo, debido a que las partículas se desvían hacia abajo en lugar de ingresar. Otra posible afectación es la obstrucción de la malla, que puede darse debido a la presencia de partículas arcillosas o materia orgánica en el material de fondo. A su vez, cuando la malla capta sedimento por encima del 40 % de su volumen total, se produce una pérdida significativa de eficiencia hidráulica (Edwards and Glysson, 1999). La orientación del dispositivo respecto al flujo también es importante, la eficiencia disminuye considerablemente ante desviaciones de tan solo 10 grados, lo que puede llegar a introducir una incertidumbre significativa en la medición

en presencia de campos de flujo complejos.

El transporte por fondo puede llegar a presentar grandes variaciones espaciales a lo ancho del cauce, aún durante un mismo evento a caudal constante, siendo habitualmente nulo (o muy próximo a cero) en los márgenes y significativamente mayor en el centro. Esta variabilidad se acentúa en presencia de formas de fondo, ya que el transporte será nulo en los valles y tendrá picos sobre las crestas. Debido a esto, durante una campaña de medición el tiempo de muestreo se debe adecuar al período de las ondulaciones, ya que si es muy corto respecto al mismo las mediciones tendrán alta dispersión. El tiempo óptimo debería ser una o varias veces mayor a este período, para integrar temporalmente las variaciones, pero no lo suficiente como para permitir un llenado excesivo de la malla, ya que eso bajaría la eficiencia del dispositivo.

Las dificultades mencionadas se incrementan al realizar mediciones durante eventos de caudal variable. En esos casos se debe tender al equilibrio en las mediciones, realizando la mayor cantidad de muestreos posibles, pero en un tiempo lo suficientemente corto como para que se pueda considerar caudal constante. En ese sentido, se recomienda tomar alrededor de 40 muestras durante una medición (Edwards and Glysson, 1999). Existen varios procedimientos estandarizados para llevar a cabo el muestreo. La elección de uno u otro depende de las características del cauce, las condiciones del mismo, el sitio de medición y el equipamiento disponible. A continuación se detalla cada uno de ellos.

El primero método, abreviado como SIAC por sus siglas en español (Simple con Incremento de Ancho Constante) o SEWI por sus siglas en inglés (Single Equal Width Increment), consiste en seleccionar 20 puntos equiespaciados a lo ancho del cauce y realizar dos series de mediciones individuales en cada uno, iniciando en una de las márgenes y avanzando hacia la opuesta. El tiempo de medición debe ser igual en todos los muestreos de la misma serie, pero puede diferir entre ambas. Este método es de utilidad en casos en que se quiera analizar la variabilidad espacial del transporte a lo ancho del cauce. En la Figura 4.9 a continuación se muestra un esquema conceptual del mismo.

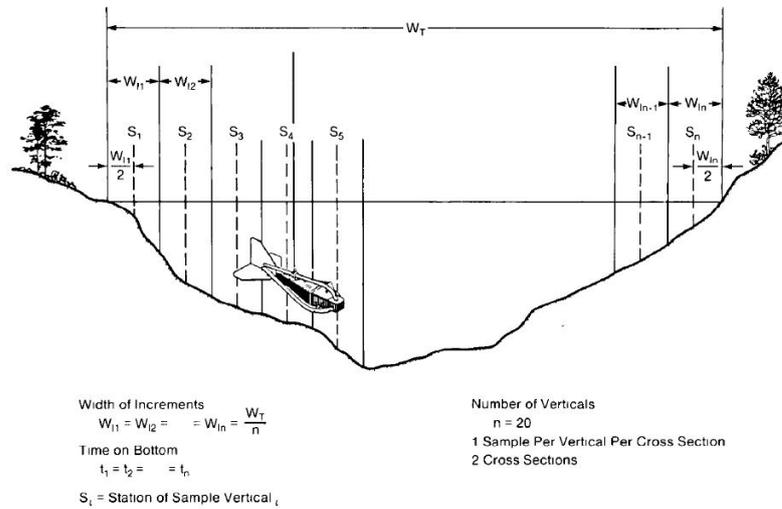


Figura 4.9: Esquema conceptual de método SEWI o SIAC, extraído de Edwards and Glysson (1999).

El segundo método se abrevia MIAC (Múltiple con Incremento de Ancho Constante) o MEWI (Multiple Equal Width Increment), y es similar al anterior, salvo que en este caso solo se toman mediciones en 4 puntos equiespaciados a lo ancho del cauce y se realizan 10 series en lugar de 2. Los tiempos de muestreo no necesitan ser iguales en cada punto de medición. Este método es útil cuando se quiere tener una idea de la variación temporal del transporte en la sección. La Figura 4.10 muestra su esquema conceptual.

El tercero se denomina MIAV (Múltiple con Incremento de Ancho Variable) o UWI (Unequal Width Increment) y es idéntico al anterior, salvo que los puntos de medición no están equiespaciados entre sí. Este método es recomendable en los casos en que el sedimento en movimiento se concentra en un segmento del cauce, ya que allí es necesaria una mayor resolución en las mediciones, y no tanta en los puntos de bajo transporte. El esquema conceptual se presenta en la Figura 4.11.

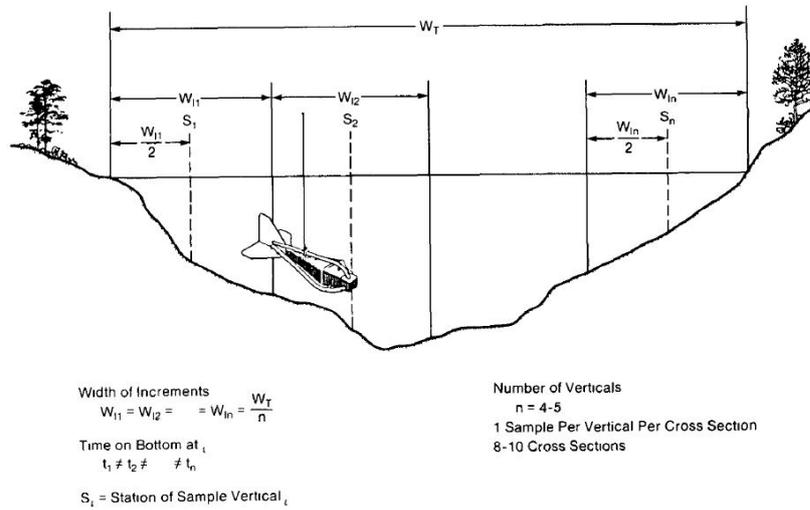


Figura 4.10: Esquema conceptual del método MEWI o MIAC, extraído de Edwards and Glysson (1999).

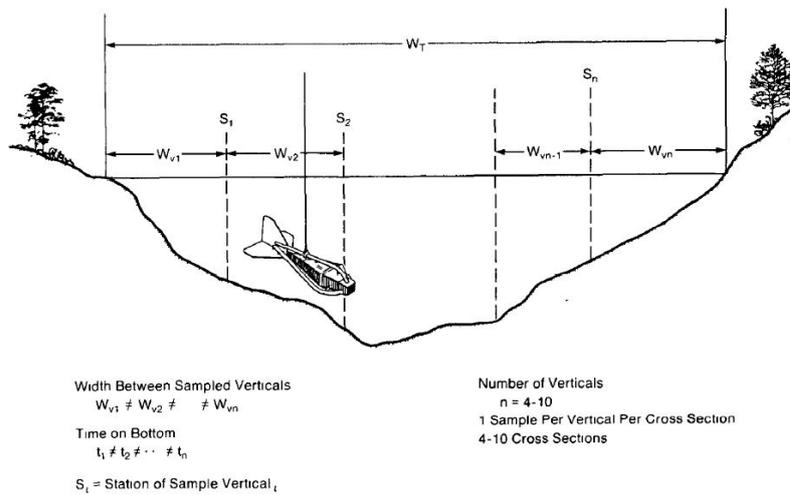


Figura 4.11: Esquema conceptual del método UWI o MIAV, extraído de Edwards and Glysson (1999).

Si bien lo más recomendable es utilizar alguno de estos procedimientos estandarizados, esto no es posible en todas las ocasiones. Lo más adecuado es desarrollar en base a ellos un método de medición que se adapte lo mejor posible a las condiciones del sitio en que se quiera medir, así como también al presupuesto disponible para la campaña. Previamente se deberán realizar mediciones de prueba que permitan determinar el tiempo de muestreo adecuado.

Luego de la toma de muestras en campo, se debe determinar el peso seco de cada una de ellas, para poder calcular el transporte másico según la Ecuación 4.33 que se muestra a continuación. Posteriormente se debe realizar la integración de la medida en el ancho de la sección, para obtener el total transportado en la misma.

$$q_b = \frac{P}{e_h b \Delta t} \quad (4.33)$$

Siendo:

- q_b el transporte sólido por unidad de ancho en $kg/s.m$
- P el peso seco de la muestra recolectada
- e_h la eficiencia hidráulica del instrumento utilizado
- b el ancho de la boquilla del muestreador
- Δt el tiempo de muestreo

4.3.2. Trampas o reservorios de sedimentación

Los métodos de medición dentro de esta categoría son aquellos que buscan generar zonas o volúmenes donde la velocidad del flujo disminuya y el sedimento transportado sea depositado mediante sedimentación. Posteriormente se determina el volumen de sedimento depositado, y con ese dato se estima el caudal sólido que fue transportado. Existen muchos métodos de medición que utilizan este mecanismo, con diferentes niveles de complejidad y costo. En términos generales, poseen la ventaja de que no requieren la presencia de operarios durante eventos de crecida y que, si son dimensionados adecuadamente, permiten medir el transporte de fondo durante eventos de cualquier magnitud. Su principal desventaja es que son métodos costosos y de operativa compleja. Además no permiten realizar mediciones instantáneas, sino que logran determinar el sedimento total transportado en un período de tiempo,

sin dar cuenta de su variabilidad espacio-temporal durante el mismo. Normalmente son útiles para estimar el transporte durante eventos puntuales, meses o años en pequeños arroyos, no siendo adecuados para grandes cauces debido a los costos elevados y difícil implementación.

Un ejemplo de este tipo de método son los reservorios de sedimentación. Los mismos se generan construyendo un dique de control, que actúa como barrera, impidiendo el paso del sedimento y provocando su deposición aguas arriba. El volumen de sedimento acumulado se puede determinar periódicamente mediante dragado del material o comparando relevamientos batimétricos sucesivos. Esto permite estimar el transporte ocurrido durante un evento puntual o un período de tiempo determinado. Esta misma estrategia se puede utilizar en diques o represas preexistentes de tamaño pequeño o mediano aunque se hayan construido con otra función.

Otro tipo son las trampas de fondo, que consisten en excavaciones en el fondo del cauce, de tamaño variable, diseñadas para que el sedimento que viene siendo arrastrado a través del fondo caiga adentro y quede retenido. Estas trampas logran una eficiencia del 100 % si tienen un ancho (longitudinal) mínimo de entre 100 y 200 veces el diámetro medio del sedimento, ya que esa es la distancia máxima aproximada que son capaces de saltar las partículas al ser transportadas por fondo (Einstein, 1944). Existen varios tipos de trampas de fondo, que van desde simples excavaciones en el lecho, que permiten determinar el volumen transportado mediante relevamientos batimétricos sucesivos, hasta trincheras dotadas de mecanismos de remoción y pesaje continuo del material retenido. En medio de ambas se encuentra el uso de contenedores enterrados con su superficie a ras del fondo, que deben ser retirados y vaciados periódicamente.

Las dimensiones adecuadas para una trampa dependen de la forma de determinación del volumen retenido. Si la mismas cuentan con un mecanismo de vaciado periódico, lo mejor es limitar su ancho longitudinal a 200 veces el diámetro del sedimento. Este valor puede ser más alto, en función del volumen máximo que se quiera retener, pero, si se excede demasiado, se pueden generar corrientes secundarias dentro de la trampa, que produzcan resuspensión y pérdida del sedimento capturado, disminuyendo la eficiencia de la misma. En

cuanto al ancho transversal, es recomendable que se extiendan cubriendo todo el cauce. De ese modo se tiene una muestra representativa de todo el transporte y además se evita el sobremuestreo por ingreso lateral de sedimento (Garcia, 2008).

Si la trampa no cuenta con un mecanismo de vaciado periódico, la misma posee una vida útil limitada por su volumen máximo. En ese caso es conveniente que las dimensiones sean lo mayores posibles, sin generar una alteración local del flujo significativa. El largo (sentido longitudinal) determinará el tiempo de vida de la trampa, ya que las partículas depositadas tenderán a ocupar el volumen disponible desde aguas arriba hacia aguas abajo. El diseño de la trampa, para cumplir con su función, debe ser el de una trinchera en sentido longitudinal del cauce.

Para determinar el volumen inicial que debe tener la trinchera se necesita tener un conocimiento aproximado de las características del transporte de sedimento en el cauce que se quiera estudiar. En caso de no tenerlo, existe una metodología desarrollada por Parker (2005), para la estimación de la evolución temporal de la batimetría de una trinchera excavada en el fondo de un cauce en sentido longitudinal. El mismo resuelve numéricamente la hidrodinámica del tramo del río, a caudal constante, mediante la ecuación de flujo gradualmente variado. La evolución temporal de la batimetría se resuelve mediante la ecuación de Exner (1925), utilizando: la fórmula de Ashida and Michiue (1972) para estimar el transporte por fondo en base a la hidrodinámica y las fórmulas de resistencia de fondo y re-suspensión del sedimento presentadas por Wright and Parker (2004). Los datos de ingreso que el modelo requiere son: caudal (constante); largo y profundidad de la trinchera; ancho y pendiente de fondo del cauce; diámetro y porosidad del sedimento y permanencia del caudal.

La ecuación de Exner (1925) consiste en un balance de masa realizado sobre una porción del lecho, que permite determinar la evolución temporal de la cota de fondo del cauce. Su forma unidimensional se presenta a continuación, en la Ecuación 4.34.

$$(1 - \lambda_p) \frac{\partial \eta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial x} + v_s(\bar{c}_b - E_s) \quad (4.34)$$

Siendo:

- λ_p la porosidad del sedimento
- η la cota del fondo respecto a un cero arbitrario
- q el caudal sólido transportado por fondo, por unidad de ancho
- v_s la velocidad de caída del sedimento
- \bar{c}_b la concentración de sedimento en suspensión en la zona cercana al fondo
- E_s un coeficiente adimensional que representa la resuspensión de partículas del fondo por unidad de tiempo

Según esta ecuación, la posición del fondo varía en función de la diferencia entre el caudal sólido que ingresa y que sale, de la masa de sedimento que es resuspendida (representado por $v_s E_s$) y de la masa en suspensión que es depositada (representada por $v_s \bar{c}_b$) en la porción del lecho en estudio.

4.3.3. Métodos acústicos o indirectos

El avance de las tecnologías de medición acústica en las últimas décadas han permitido el desarrollo de nuevas técnicas de medición de transporte por fondo. Estos métodos aún se encuentran en fase de desarrollo experimental, y necesitan validación a través de las metodologías más tradicionales, cuya eficacia es conocida. Las tecnologías que se describen en este apartado se caracterizan por ser indirectas, lo que quiere decir que no se corre riesgo de alterar la dinámica de transporte de sedimentos del fondo durante las mediciones (como sí sucede con los métodos anteriormente descritos). En cambio estos métodos actúan a la distancia, tomando datos desde la superficie. Esto los vuelve también más versátiles, ya que el instrumental puede ser operado dentro un rango de condiciones más amplio. Su desventaja principal es que son económicamente costosos.

Dentro de estos métodos se puede mencionar el uso de geófonos, que son sensores desarrollados para captar vibraciones sísmicas. Los mismos pueden ser utilizados para medición de transporte por fondo en ríos de grava o cantos

rodados, captando las vibraciones producidas por los sedimentos al desplazarse. Se deben colocar a nivel del lecho o inmediatamente debajo, con placas de acero como protección para evitar el impacto del material en movimiento. Previo a su utilización en campo, se debe construir una curva de calibración, usando un método directo como comparación, que permita vincular el transporte con la intensidad de la señal registrada. Otro instrumento de medición, que funciona con un principio similar es el hidrófono, que también se utiliza para medición de gravas o cantos rodados. Consiste en un sensor que mide variaciones en la presión acústica (como un micrófono) adaptado para funcionar bajo el agua. Funciona captando las vibraciones acústicas producidas por las rocas al desplazarse y vinculando su intensidad con el transporte. Al igual que los geófonos, deben ser instalados con elementos de protección a nivel o bajo el fondo y requieren calibración (Basile, 2018).

Otra clase de instrumentos acústicos que se puede usar para la medición del transporte por fondo son los Perfiladores de Corriente Acústicos Doppler o ADCP (por sus siglas en inglés: Acoustic Doppler Current Profiler). Los mismos fueron diseñados para medición de caudal. Funcionan emitiendo pulsos sonoros desde la superficie (o muy cerca de la misma) hacia el fondo y captando la onda reflejada en las partículas en suspensión, que se desplazan junto con el flujo. La variación de fase entre la onda emitida y la reflejada les permiten determinar la velocidad del flujo en cada punto de la vertical, que es asumida igual a la de las partículas que se desplazan a esa altura. De ese modo se puede medir un perfil vertical de velocidades y, moviendo el instrumento transversalmente al cauce, de una orilla a la otra, se puede tener un dato del campo de velocidad completo de la sección. Al mismo tiempo y con el mismo principio el instrumento es capaz de determinar la distancia del sensor al fondo, permitiendo relevar la batimetría en la sección transversal. Con este dato, en conjunto con el campo de velocidad, el instrumento estima el caudal circulante. En la Figura 4.12 a continuación se observa una fotografía de un ADCP, luego la Figura 4.13 muestra un ejemplo de su utilización en campo.



Figura 4.12: ADCP modelo RiverRay de la marca Teledyne (fotografía extraída de su [página oficial](#))

Estos equipos utilizan, a su vez, el mismo principio acústico para determinar su velocidad y posición respecto del fondo, mediante una herramienta denominada Bottom Track o BT. Esto les permite corregir los errores en la medición de corriente debidos al movimiento natural que presenta el aparato al flotar en superficie. De forma complementaria, suelen estar equipados de un GPS, que actúa como una medida de determinación de la posición alternativa al Bottom Track, ya que el mismo es capaz de fallar en casos de fondo móvil. Existen actualmente dos métodos de medición de transporte por fondo utilizando ADCP: el método de la velocidad virtual del material de fondo y el método de seguimiento de formas de fondo. A continuación se describe cada uno.

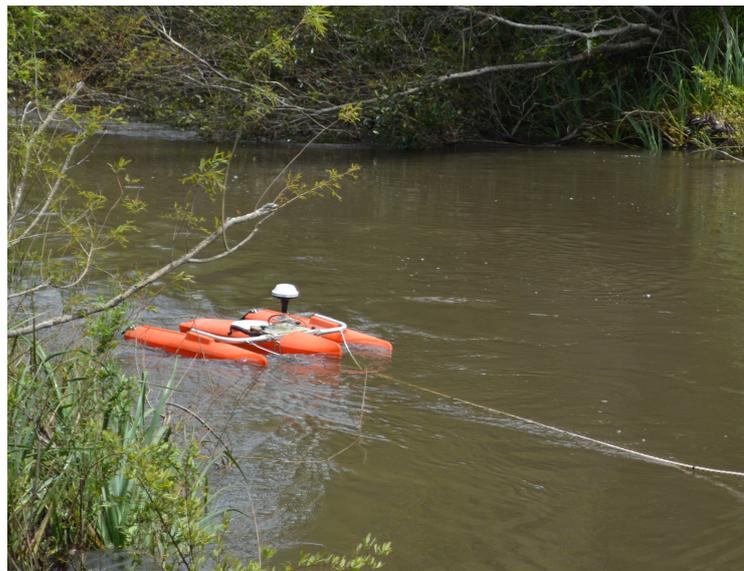


Figura 4.13: ADCP equipado de un dispositivo de flotación y GPS para su uso en campo. Fotografía tomada durante una campaña en el arroyo Maldonado, Uruguay.

Método de la velocidad virtual del material de fondo

Como se menciona anteriormente, los ADCP cuentan con una herramienta denominada Bottom Track, que les permite determinar su velocidad relativa al fondo y con ella la magnitud de los desplazamientos que realiza al flotar y trasladarse en superficie. Esta forma de determinar la posición se basa en la suposición de que el fondo del cauce es estático. En presencia de transporte por fondo se induce un error sobre esta medición, ya que el cambio de fase de las ondas sonoras que rebotan contra el fondo no se deberá únicamente al desplazamiento del instrumento, sino también al de las partículas en movimiento en la cercanía del fondo. En consecuencia el desplazamiento calculado tendrá un sesgo hacia aguas arriba, debido al movimiento del material de fondo hacia aguas abajo.

Rennie et al. (2002) utilizaron este efecto para realizar estimaciones del caudal transportado por fondo en un río de grava. Su método consiste en realizar mediciones estacionarias con ADCP (manteniéndolo fijo en un punto, sin moverlo transversalmente a la corriente), en situación de fondo móvil y registrar el movimiento aparente del mismo hacia aguas arriba. Luego el cociente entre el desplazamiento aparente del aparato y el tiempo de medición dará como resultado una velocidad virtual del material de fondo, la cual presenta alta correlación con el transporte por fondo medido con muestreador. De ese modo, la velocidad virtual se convierte en un estimador indirecto del transporte por fondo.

Holmes (2010) asocia esa velocidad virtual a la velocidad media de la capa activa de transporte por fondo. Con ese dato, se puede luego estimar el transporte total mediante la Ecuación 5.1 (Haschenburger and Church, 1998).

$$q = v_a \delta_a (1 - \lambda_p) \rho_s \quad (4.35)$$

Siendo:

- q el caudal sólido transportado por fondo, por unidad de ancho
- v_a la velocidad media del sedimento en la capa activa
- δ_a el espesor de la capa activa de transporte por fondo
- λ_p la porosidad del sedimento en la capa activa

- ρ_s la densidad del sedimento

En este caso, además de la determinación experimental de la velocidad media en la capa activa, se debe suponer un espesor de la misma, para lo cual existen algunas formulaciones teóricas. Einstein (1942) indica que el espesor de la capa activa se puede aproximar como 2 veces el diámetro medio del sedimento. En cambio, según Van Rijn (1984b) el espesor es variable en función del diámetro de partícula adimensional de Bonnefille D_* y del parámetro de transporte T según las Ecuaciones presentadas a continuación.

$$D_* = d_{50} \left(\frac{gR}{\nu^2} \right)^{1/3} = R_{ep}^{2/3} \quad (4.36)$$

$$T = \frac{\tau^* - \tau_c^*}{\tau_c^*} \quad (4.37)$$

$$\delta_a = 0.3D_*^{0.7}T^{0.5}d_{50} \quad (4.38)$$

En presencia de formas de fondo, se puede utilizar el método de Hubbell and Sayre (1964), para estimar δ_a , que requiere del relevamiento batimétrico de un perfil longitudinal del cauce, en el cual se puedan distinguir las formas de fondo.

El desarrollo de metodologías de medición en torno a este método ha mostrado avances en los últimos años. Rennie et al. (2002) y Rennie and Villard (2004) dan cuenta de la correlación entre mediciones en campo de velocidad virtual con ADCP y de transporte por fondo usando muestreadores convencionales para comparación. Posteriormente, Rennie et al. (2007) logran reducir el error de las mediciones aplicando un filtro de Karman a los datos de GPS y Bottom Track. Kenney (2006) utilizó la técnica para analizar la variación espacio-temporal del transporte por fondo durante un evento de crecida. La calibración en laboratorio del método fue llevada a cabo por Ramooz and Rennie (2010), comparando sus resultados con el de otras 4 metodologías y encontrando correlaciones de entre 0.59 y 0.93. Otros trabajos que incluyen mediciones con este método son Holmes (2010) y Wood et al. (2015).

La principal fuente de incertidumbre asociada al uso de este método en cauces de arena, es que no se conoce con precisión el punto exacto en que se

reflejan las ondas sonoras, dentro de la capa activa. Por lo general, cada ADCP trabaja emitiendo ondas con una frecuencia fija (que varía en función del modelo de ADCP), cuyo retorno acústico es mayor ante un tamaño determinado de partícula. Debido a este efecto, la velocidad virtual que se mida no necesariamente será representativa de la velocidad media en la capa activa, sino que representará la velocidad de las partículas del diámetro que produce mayor retorno acústico, induciendo errores en la estimación de transporte por fondo. Este problema es significativo en cauces de arena, donde la capa activa tiene un espesor considerable y se da un gradiente vertical de velocidad de las partículas dentro de la misma. Para que las mediciones mediante este método sean realmente representativas, se debe realizar una curva de calibración específica del instrumento y del sitio de medición. Estos problemas fueron abordados por Ramoos and Rennie (2010) durante sus experimentos de laboratorio.

Método de seguimiento de formas de fondo

Como se menciona anteriormente, en el lecho de los cauces aluviales suelen formarse estructuras ondulares, debido a la acción del flujo en eventos de crecida, que se denominan formas de fondo. Las hay de varios tipos, siendo las dunas el más común. Éstas conforman un mecanismo importante de transporte por fondo, ya que se desplazan en dirección de la corriente, generando un flujo de masa de sedimento. De acuerdo a Engel and Lau (1980), en presencia de dunas, el transporte por fondo se puede determinar mediante la Ecuación 4.22, presentada anteriormente, la cual asume una forma triangular para las mismas. De ella se extrae que si se conociera el valor de la celeridad de desplazamiento de las dunas (c) y su altura sobre el fondo del cauce (Δ) se podría estimar el transporte por fondo. El método de seguimiento de formas de fondo consiste en la determinación de estas variables en campo.

Para determinar la celeridad y altura de las dunas en campo no es estrictamente necesario el uso de un ADCP, sino que es suficiente con una ecosonda o algún instrumento similar, con la capacidad de realizar mediciones batimétricas continuas en un punto. Es requisito que el instrumento sea capaz de medir verticalmente y que su resolución le permita detectar las variaciones generadas por las formas de fondo en el punto de medición. El procedimiento más básico

consiste en mantener el instrumento estático, tomando el dato batimétrico durante un tiempo suficiente como para que una o varias formas de fondo pasen por debajo y sean detectadas (Heredia et al., 2017). Luego se pueden extraer tanto la celeridad de las dunas como su altura, del gráfico de cota de fondo en función del tiempo. Repitiendo el procedimiento en varios puntos a lo ancho del cauce, se puede tener una idea de la variación transversal del transporte durante un evento. Este método puede ser desventajoso en los casos en que las dunas se muevan con lentitud, ya que implica largos tiempos de medición para obtener poca información. A su vez, no es capaz de determinar la longitud de onda de las mismas (se debe recurrir a algún método alternativo) y puede resultar en alta dispersión de las variables en presencia de campos de dunas complejos, con formas de fondo de altura variable o superpuestas.

A partir de esta base metodológica se han desarrollado otros procedimientos más complejos, que recaban mayor cantidad de información. El método descrito es estático, ya que implica dejar el instrumento de medición en un punto fijo. Como alternativa está el método dinámico, que consiste en realizar relevamientos sucesivos de un tramo longitudinal del cauce (Szupiany et al., 2005; Gaeuman and Jacobson, 2007; Holmes, 2010; Heredia et al., 2017). De esa forma se puede captar el movimiento de un tren de dunas, aunque su desplazamiento, durante la medición, sea menor a una longitud de onda, lo cual reduce el tiempo requerido respecto al método estático. En este caso, para determinar las variables involucradas, se debe utilizar algún método analítico que permita correlacionar los perfiles relevados en distintos instantes de tiempo, como el método de correlación cruzada utilizado por Holmes (2010) y Engel and Lau (1980). Con la ayuda de un GPS para conocer la posición del instrumento en cada momento, se puede calcular la longitud de onda de cada duna y conocer su geometría real, de ese modo no es necesario suponer una forma triangular. No obstante, no resulta sencillo extraer la forma de la duna ni su altura de los datos relevados en campo. Para salvar este inconveniente, se puede utilizar la fórmula de Engel and Lau (1980), que en lugar de vincular el transporte por fondo a la altura de la duna, lo vincula una variable denotada como $\xi = |\eta - \bar{\eta}|$, que se corresponde con el valor absoluto de la diferencia entre la cota de fondo y su valor promedio. Esta variables se determina con mayor facilidad a partir de mediciones de campo. La fórmula de Engel and Lau (1980) se presenta en

la Ecuación 4.39 a continuación.

$$q = 1.32v_a\gamma_s(1 - \lambda_p)\bar{\xi} \quad (4.39)$$

Siendo:

- γ_s el peso unitario del sedimento
- $\bar{\xi}$ el promedio de la variable ξ descrita anteriormente

También se ha aplicado una versión tridimensional de este método, utilizando una ecosonda multihaz que permite, en una pasada, relevar la batimetría de una porción de la superficie del lecho (Abraham and Kuhnle, 2006; Nittrouer et al., 2008; Abraham et al., 2010, 2011). Realizando relevamientos sucesivos, se puede conocer el transporte en varios puntos a lo largo y ancho del cauce, y obtener además una descripción más detallada del movimiento de las dunas. Esto requiere el uso de herramientas informáticas avanzadas para el procesamiento de los datos. A modo de ejemplo, Abraham and Kuhnle (2006) desarrollaron una metodología denominada ISSDOT (Integrated-Section Surface Difference Over Time) que consiste en dividir la superficie relevada en segmentos cuadrados, y determinar la variación de volumen en cada uno, comparando datos de los relevamientos sucesivos. Luego se integran las variaciones de volumen para obtener el transporte total. La misma fue evaluada en campo y en laboratorio, en contraste con otros métodos de medición, dando buenos resultados. Otro método similar es el de Muste et al. (2016), quienes desarrollaron un método que procesa datos sucesivos de batimetría multihaz con un algoritmo similar al empleado en velocimetría por imágenes de partículas (PIV por sus siglas en inglés). El mismo consiste en transformar los relevamientos batimétricos en imágenes, asociando la cota de fondo a una intensidad de color dentro de la escala de grises, para luego procesar imágenes consecutivas con un algoritmo de correlación y así obtener un campo de velocidad bidimensional de las formas de fondo. Las velocidades, en combinación con formulaciones analíticas, permiten estimar el transporte por fondo en todo el área relevada.

4.4. Formulaciones para estimación del transporte por fondo

La investigación en transporte de sedimentos ha llevado al desarrollo de varias formulaciones que buscan predecir el transporte por fondo un cauce, dada su geometría, granulometría del sedimento de fondo y condiciones hidrodinámicas. En forma general, las mismas se pueden expresar adimensionalmente como se muestra en la Ecuación 4.40.

$$q^* = q^*(\tau^*, R_{ep}, R) \quad (4.40)$$

Siendo:

- q^* el transporte de fondo adimensional de Einstein (Einstein, 1950)
- τ^* la tensión de corte adimensional de Shields (Shields, 1936), $\tau^* = \tau_b / \rho g R d_{50}$ (ver Ecuación 5.2)
- R_{ep} el número de Reynolds de partícula, $R_{ep} = \sqrt{g R d_{50}} d_{50} / \nu$ (ver Ecuación 4.2)
- R el peso específico sumergido del sedimento, calculado como $R = (\rho_s - \rho) / \rho$

El parámetro de transporte por fondo adimensional de Einstein, q^* , se define en la Ecuación 4.41. Es función del transporte por fondo q , el diámetro medio de sedimento d_{50} y el peso específico sumergido del sedimento R .

$$q^* = \frac{q}{d_{50} \sqrt{g R d_{50}}} \quad (4.41)$$

Como se menciona en apartados anteriores de este capítulo, existen dos conceptualizaciones clásicas del transporte por fondo: la de Einstein (1942) y la de Bagnold (1956). Cada una describe de manera diferente la interacción fluido-partícula que lo desencadena y en base a eso existen dos líneas de desarrollo teórico sobre las cuales fueron generadas las formulas predictoras de transporte por fondo. Según el modelo de Einstein, el mismo se puede expresar en función del volumen de sedimento resuspendido por unidad de área del lecho E_b , y de la distancia de desplazamiento de las partículas desde su resuspensión a su deposición L_s , tal cual se muestra en la Ecuación 4.42.

$$q^* = E_b^* L_s^* \quad (4.42)$$

Siendo

$$E_b^* = \frac{E_b}{\sqrt{gRd_{50}}} \quad (4.43)$$

$$L_s^* = \frac{L_s}{d_{50}} \quad (4.44)$$

El hallazgo de formulaciones que permitan determinar el valor de estas variables ha sido objeto de investigación de varios autores desde entonces. Se trata de un problema complejo, ya que tanto el mecanismo de resuspensión como el de saltación están influenciados por la turbulencia del flujo. Wong and Parker (2006a), extrajeron formulaciones empíricas para ambas, en base a una serie de experimentos de transporte de grava en laboratorio. Ambas se presentan en las Ecuaciones 4.45 y 4.46 .

$$E_b^* = 0.06(\tau^* - 0.0549)^{1.97} \quad (4.45)$$

$$L_s^* = 44.33(\tau^* - 0.0549)^{-0.47} \quad (4.46)$$

Ambas formulaciones son dependientes del parámetro adimensional de Shields τ^* . Al introducirlas en la Ecuación 4.42, se obtiene la Ecuación 4.47, que representa la formulación de transporte por fondo de Wong and Parker (2006a).

$$q^* = 2.66(\tau^* - 0.0549)^{1.5} \quad (4.47)$$

La estructura de la ecuación muestra una dependencia de forma potencial, entre el transporte por fondo adimensional y el exceso de tensión de corte adimensional por sobre un valor crítico de inicio de movimiento (en este caso 0.0549). Esta estructura es adquirida por muchas otras formulaciones, que se verán más adelante.

La teoría de Bagnold parte de la definición de transporte por fondo que se presenta en la Ecuación 4.48

$$q = c_b \delta_a u_b \quad (4.48)$$

Siendo

- c_b la concentración de sedimento en la capa activa de fondo

- δ_a el espesor de la capa activa
- u_b la velocidad promedio dentro de la capa activa

Luego, volviendo la ecuación adimensional mediante una longitud característica, dada por el diámetro medio de sedimento d_{50} , y una velocidad característica, dada por $\sqrt{gRd_{50}}$, se obtiene la Ecuación 4.49

$$q^* = \frac{c_b \delta_a}{d_{50}} \frac{u_b}{\sqrt{gRd_{50}}} \quad (4.49)$$

Bagnold (1956) determinó que la concentración de sedimento en la capa activa es función del exceso de tensión de corte adimensional por sobre la crítica y de un coeficiente de fricción dinámica adimensional μ_d , de acuerdo a la Ecuación 4.50.

$$\frac{c_b \delta_a}{d_{50}} = \frac{\tau^* - \tau_c^*}{\mu_d} \quad (4.50)$$

Posteriormente Ashida and Michiue (1972) presentaron una ecuación simplificada para la velocidad media en la capa activa en función del exceso de tensión de corte, que se presenta a continuación en la Ecuación 4.51.

$$\frac{u_b}{\sqrt{gRd_{50}}} = 8.5 \left(\sqrt{\tau^*} - \sqrt{\tau_c^*} \right) \quad (4.51)$$

Incorporando las Ecuaciones 4.50 y 4.51 a la Ecuación 4.49; considerando un valor de 0.5 para μ_d y de 0.05 para τ_c^* se obtiene la ecuación de transporte por fondo de Ashida and Michiue (1972), que se presenta en la Ecuación 4.52. La validez de esta formulación ha sido comprobada para material con diámetro medio entre 0.3 mm y 7 mm.

$$q^* = 17(\tau^* - 0.05)(\sqrt{\tau^*} - \sqrt{0.05}) \quad (4.52)$$

Cabe destacar que las formulaciones presentadas anteriormente, si bien se basan en desarrollos teóricos sobre el comportamiento de las partículas al transportarse por fondo, son de carácter empírico, ya que sus coeficientes fueron calibrados en base a datos de laboratorio. Por lo tanto, son válidas únicamente para las condiciones en las que fueron desarrolladas o posteriormente testeadas. Lo mismo sucede para las restantes. No existen aún formulaciones de transporte pro fondo de aplicabilidad general. De utilizarse alguna como herramienta de predicción cuando no se tienen mediciones en campo, lo re-

comendable es restringirse a aquellas desarrolladas para condiciones similares a las del caso en estudio. A continuación se presentan algunas de las otras formulaciones existentes, extraídas de Garcia (2008) y Basile (2018).

4.4.1. Formulación de Meyer-Peter and Muller (1948)

$$q^* = 8(\tau^* - 0.047)^{1.5} \quad (4.53)$$

Esta formulación fue desarrollada para arenas gruesas y gravas uniformes (diámetro medio entre 0.4 mm y 28.65 mm), para ser aplicada a ríos de montaña. No obstante es ampliamente utilizada para el cálculo de transporte de sedimento costero. Wong and Parker (2006b) volvieron a analizar los datos con los que fue desarrollada y encontraron un mejor ajuste, dado por cualquiera de las Ecuaciones 4.54 y 4.55.

$$q^* = 4.93(\tau^* - 0.047)^{1.6} \quad (4.54)$$

$$q^* = 3.97(\tau^* - 0.0495)^{1.5} \quad (4.55)$$

4.4.2. Formulación de Yalin (1963)

$$q^* = 0.635s\sqrt{\tau^*} \left[1 - \frac{\ln(1 + a_2s)}{a_2s} \right] \quad (4.56)$$

Siendo:

$$a_2 = 2.45(R + 1)^{0.4}\sqrt{(\tau^*)} \quad (4.57)$$

$$s = \frac{\tau^* - \tau_c^*}{\tau_c^*} \quad (4.58)$$

En este caso no se da un valor recomendado de τ_c^* , sino que el mismo debe ser extraído del ábaco de Shields (1936). La misma es válida para sedimento en el rango de 0.8 mm y 28.6 mm.

4.4.3. Formulación de Wilson (1966)

$$q^* = 12(\tau^* - \tau_c^*)^{1.5} \quad (4.59)$$

La tensión de corte crítica se calcula en base al diagrama de Shields, al igual que en la formulación de Yalin. Fue desarrollada para altas tasas de transporte de sedimento y ampliamente utilizada para calcular transporte de arena y de materiales industriales en flujos presurizados.

4.4.4. Formulación de Paintal (1971)

$$q^* = 6.56x10^{18}(\tau^*)^{16} \quad (4.60)$$

Fue obtenida a partir de mediciones en condiciones de transporte muy bajo. Es válida para valores de τ^* entre 0.007 y 0.06 y sedimento del orden de arenas gruesas y gravas, con diámetro medio entre 1 mm y 25 mm.

4.4.5. Formulación de Engelund y Fredsøe (1976)

$$q^* = 18.74(\tau^* - 0.05)(\sqrt{\tau^*} - 0.7\sqrt{0.05}) \quad (4.61)$$

Esta ecuación es similar a la de Ashida and Michiue (1972), a pesar de haber sido obtenida independientemente. Tiene tendencia a sobre predecir los valores de transporte por fondo para tensiones de corte muy altas.

4.4.6. Formulación de Fernandez-Luque y van Beek (1976)

$$q^* = 5.7(\tau^* - \tau_c^*)^{1.5} \quad (4.62)$$

En este caso el valor de τ_c^* depende del diámetro medio del sedimento, variando de 0.05 para material de 0.9 mm a 0.058 para tamaño medio 3.3 mm. Fue obtenida en laboratorio.

4.4.7. Formulación de Parker (1979)

$$q^* = 11.2 \frac{(\tau^* - 0.03)^{4.5}}{(\tau^*)^3} \quad (4.63)$$

Esta formulación fue obtenida mediante un ajuste simplificado a la relación de Einstein (1950), para el rango de tensiones de corte comunmente halladas en ríos de grava, siendo válida para ese tipo de cauces.

4.4.8. Formulación de Van Rijn (1984)

$$q^* = 0.053 \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}} \quad (4.64)$$

Siendo:

$$D_* = d_{50} \left(\frac{gR}{\nu^2} \right)^{1/3} = R_{ep}^{2/3} \quad (4.65)$$

$$T = \frac{\tau_s^* - \tau_c^*}{\tau_c^*} \quad (4.66)$$

La tensión de corte crítica es la del ábaco de Shields. La validez de la formulación se restringe para arenas entre 0.2 mm y 2.0 mm.

4.4.9. Formulación de Niño y García (1998)

$$q^* = \frac{12}{\mu_d} (\tau^* - \tau_c^*) (\sqrt{\tau^*} - 0.7\sqrt{\tau_c^*}) \quad (4.67)$$

Esta formulación se determinó en base a ensayos de laboratorio de transporte de gravas y arenas. Se determinó un coeficiente μ_d de 0.23.

4.5. Formulaciones para estimación del transporte total

Las formulaciones de transporte total existentes difieren de las de transporte por fondo o en suspensión en que en general son enteramente empíricas y no tienen desarrollos teóricos precedentes. Las mismas surgen del ajuste de datos empíricos de laboratorio, y se generan correlacionando el caudal sólido transportado con los parámetros hidráulicos que se consideren relevantes (García, 2008). En la práctica, esto puede ser llevado a cabo únicamente en condiciones de flujo uniforme. No obstante estos métodos tienen la ventaja de ser simples de usar y, en su mayoría, haber sido calibrados para datos de

campo y laboratorio. A continuación se presenta únicamente la formulación de Engelund and Hansen (1967), ya que es de interés para el actual trabajo, por haber sido utilizada exitosamente en el pasado en casos nacionales. Dentro de las restantes se puede mencionar: Brownlie (1981), Ackers and White (1973), Yang (1973), Karim and Kennedy (1981), Molinas and Wu (2001).

4.5.1. Formulación de Engelund y Hansen (1967)

La formulación de Engelund and Hansen (1967) no fue desarrollada para estimación de transporte por fondo, sino que permite estimar el transporte total en un cauce. Se incluye dentro de este apartado ya que se ha aplicado satisfactoriamente en el pasado en cauces de Uruguay, para el abordaje de problemáticas vinculadas al transporte de sedimentos. Es una de las formulaciones más sencillas y más precisas, dando buenos resultados para arenas en casos de campo y laboratorio. Su enunciado se presenta en la Ecuación 4.68.

$$q^* = \frac{0.05(\tau^*)^{5/2}}{C_f} \quad (4.68)$$

Siendo C_f el coeficiente de fricción total. En simultáneo con el desarrollo de la ecuación de transporte total, en la publicación citada se presentan también una propuesta de coeficiente de fricción y de partición de la tensión de corte (por grano y por formas de fondo). Su uso resulta fundamental para la correcta aplicación de esta ecuación a casos de estudio.

4.6. Teoría del régimen y caudal formativo

La teoría del régimen surge a partir de investigaciones realizadas en su mayoría durante la primera mitad del Siglo XX, tendientes a determinar las condiciones necesarias para asegurar la estabilidad de canales artificiales. Sobre la base de estas investigaciones comenzó a comprenderse la complejidad de los procesos que dan forma a los cauces aluviales. Sus características morfológicas (geometría de la sección transversal, pendiente de fondo, forma en planta, etc.) están determinadas por 3 variables fundamentales: el régimen de caudales que circulan, la cantidad y características del sedimento que alimenta el cauce y

la naturaleza de los materiales que conforman el fondo y las márgenes Maza Alvarez and Cruickshank (1975). Estos factores, a su vez, están condicionados por las características climáticas, geológicas, topográficas y biológicas de la cuenca, así como también por los usos antrópicos del suelo y el agua en la misma.

En su estado natural, los procesos que dan forma a los cauces ocurren lentamente, a lo largo de milenios, alcanzándose luego de ese tiempo un equilibrio dinámico entre los factores intervinientes. Durante este estado de equilibrio, las características geomorfológicas del cauce se ajustan para que la capacidad de transporte del mismo se adecue a la carga de sedimentos producidos por la cuenca. La intervención antrópica sobre el suelo de una cuenca puede afectar el aporte de agua o de sedimentos de la misma, generando un desequilibrio en el sistema, y produciendo cambios en la morfología del cauce a una escala temporal menor (del orden de años o décadas). Por ejemplo el sobrepastoreo, tala indiscriminada, remoción de pasturas, desmonte, desarrollos urbanísticos, etc. producen erosión acelerada, generando un aporte de sedimentos excesivo. También los cambios en la cobertura vegetal afectan el régimen hidrológico de la cuenca, cambiando la capacidad de transporte del cauce y afectando este equilibrio Basile (2018). La balanza de Lane (1955), predice cualitativamente los efectos que producen los cambios en la cuenca sobre la dinámica del cauce. Según la misma el caudal líquido (Q), caudal sólido (Q_s), la pendiente de fondo (S_b) y el diámetro medio del sedimento (d_{50}) del cauce se vinculan de acuerdo al esquema de la Figura 4.14.

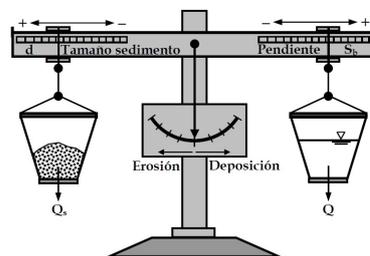


Figura 4.14: Esquema de la balanza de Lane (1955), extraído de Basile (2018)

A modo de ejemplo, si se construyera una represa en el cauce, la misma tendría el efecto de cortar el aporte sólido hacia aguas abajo (disminuye Q_s) inclinando la balanza hacia el lado de la erosión. Con esto se puede predecir

un efecto erosivo aguas abajo de la presa. El efecto erosivo que se produzca va a tender a reestablecer el equilibrio del sistema, aumentando la pendiente y el tamaño medio de sedimento (erosionando el material más fino), equilibrando así la balanza.

Para poder hacer frente a las problemáticas asociadas a la estabilidad de cauces aluviales, surge desde la geomorfología fluvial el concepto de caudal formativo o dominante. El mismo parte de la idea intuitiva de que, para un cauce dado, existe un único caudal que es capaz de representar los efectos morfológicos producidos por toda la serie continua de caudales, considerando un período de tiempo determinado. Si bien la existencia de un caudal con esas características no está comprobada, su uso ha resultado conveniente para hacer frente a varios problemas en hidráulica fluvial, en base a lo cual se han formulado varias definiciones para el mismo a lo largo de los años. La primera de ellas se atribuye a Inglis (1941), que lo define como aquel que, de fluir de manera continua, determinaría que el cauce adquiriera las mismas características morfológicas que la serie natural de caudales que actúa sobre el mismo erosionando, transportando y depositando sedimento a través de los años. Posteriormente fue definido como aquel que, de circular de forma permanente, determinaría la misma longitud de onda de meandros que la secuencia hidrológica natural de caudales o como aquel que desarrolla el mayor trabajo mecánico sobre el fondo y las paredes del cauce (Farías, 2005). Otra definición, importante a efectos de este trabajo, y que deriva de las anteriores, es la que reconoce al caudal formativo como aquel que, si fluyera de forma constante en un período de tiempo, determinaría un transporte de sedimentos igual al transportado por el río naturalmente en dicho período, por acción de la serie variable de caudales (Maza Alvarez, 1995). Se observa que todas estas definiciones tienen en común que el caudal formativo es un representante del total de la serie de caudales, y que el mismo puede ser vinculado a características físicas del cauce.

Si bien el caudal formativo responde a un concepto geomorfológico y no estrictamente a un parámetro medible, se han desarrollado diversos métodos que intentan aproximarlos mediante un caudal equivalente. Estos se pueden clasificar en tres clases: los que lo asocian con el caudal que llena el cauce o caudal “bankfull”; los que lo asocian con cierta recurrencia en la serie de caudales y

los que lo asocian con el caudal efectivo. A continuación se describe cada una de esas metodologías.

4.6.1. Caudal que llena el cauce

Varios autores vinculan el caudal formativo con aquel que llena el cauce, entendido como el máximo caudal que es capaz de transportar sin que se produzca desborde hacia las planicies de inundación. Si bien la definición es clara, su determinación en campo no resulta sencilla en todos los casos, ya que puede ser difícil definir el límite entre cauce y planicie. Para definirlo, algunos autores lo identifican como aquel que minimiza la relación entre el ancho superficial y la profundidad máxima de flujo (Wolman and Miller, 1960; Pickup and Warner, 1976), mientras que otros lo asocian a características físicas observables in situ, como puede ser un cambio en la vegetación o en la composición sedimentaria de la margen. No obstante, estas definiciones no son estrictas y es recomendable la observación del comportamiento del cauce durante eventos de crecida, de modo de adoptar un criterio válido en cada caso particular.

4.6.2. Caudal asociado a recurrencia

Es común que se vincule el caudal formativo a una recurrencia específica, de modo de establecer un criterio objetivo y cuantificable. La mayor parte de los autores ubican el período de retorno del caudal formativo entre 1 y 3 años, siendo 1.5 el valor más frecuentemente usado. Al igual que el anterior, este método posee gran incertidumbre, por lo que se recomienda, en caso de ser posible, una combinación de ambos, para obtener un resultado más confiable.

4.6.3. Caudal efectivo

El caudal efectivo se define como el incremento de caudal que transporta la mayor fracción de la carga de sedimento total anual, dentro de un determinado período de años (Andrews, 1980). Se ha comprobado que se aproxima adecuadamente al caudal que llena el cauce en gran cantidad de casos, aunque no en el 100% de los mismos, por lo que su cálculo no siempre arroja

resultados razonables. Los métodos existentes para estimarlo son de carácter estadístico. Requieren del uso de una serie de datos de caudal líquido (pueden ser medios diarios o medios mensuales dependiendo del método) y de una curva caudal líquido-caudal sólido. Dentro de estos métodos se destacan el método de Schaffernak (1950) y el de Komura (1969). El segundo tiene la ventaja de poder ser aplicado a partir de caudales mensuales en la cuenca, los cuales pueden ser aproximados en Uruguay mediante un modelo hidrológico simple (Témez, 1977) que se encuentra calibrado para todo el país, por lo que es aplicable a cuencas no aforadas. A continuación se describen ambos métodos.

Método de Schaffernak (1950)

Como se menciona anteriormente, para aplicar este método es necesario contar con una serie de datos de caudal y de una curva caudal líquido-caudal sólido. El mismo se basa en la definición de caudal efectivo, por lo que busca determinar la fracción del caudal líquido responsable de transportar el mayor volumen de sedimento. Para esto se elabora una función que determine dicho volumen en relación al caudal y se busca su máximo.

El primer paso del método consiste en dividir el rango total de valores de caudal de la serie en intervalos regulares. Luego se construye una curva de permanencia, asignando al caudal medio de cada intervalo el número de valores de la serie que se ubican dentro del rango correspondiente. A continuación se calcula el transporte de sedimentos que produciría el caudal medio del intervalo y se lo multiplica por la cantidad de eventos, obteniéndose un volumen total acumulado. Por último, se grafica en forma de histograma este volumen en función del caudal líquido, siendo el caudal efectivo el correspondiente al máximo volumen. En la Figura 4.15 a continuación se muestra un esquema gráfico del método, extraído de Basile (2018).

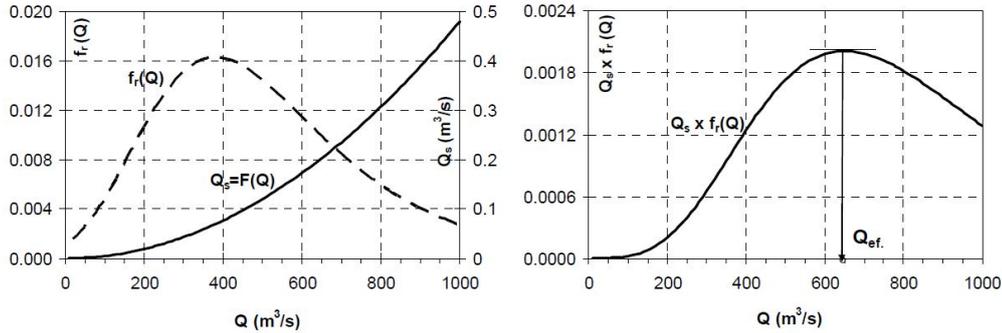


Figura 4.15: Representación del método de Schaffernak (1950) para calcular el caudal efectivo, extraída de Basile (2018). $f_r(Q)$ representa la frecuencia de ocurrencia de los valores de la serie de caudales líquidos (o su densidad de probabilidad si se considera de forma continua) y $Q_s(Q)$ el caudal sólido asociado a cada valor de caudal líquido. Q_{ef} representa el caudal efectivo.

El método tiene tres variables que condicionan significativamente los resultados: la frecuencia de registro de la serie, la discretización elegida para el rango de caudales y el período total de datos utilizado. La frecuencia de datos de la serie debe ser considerada en relación al hidrograma característico de cada cauce y, sobre todo, a la duración media de los eventos de crecida. Si se trata de ríos en los que ocurren inundaciones repentinas, no es adecuado utilizar caudales medios diarios ya que los picos se verán suavizados, y no se representarán realmente sus efectos en cuanto a transporte de sedimentos. En el caso uruguayo, esto por lo general no representa un problema, ya que la duración de los eventos suele ser de varios días, y las series de aforo de DINAGUA suelen tener frecuencias de muestreo entre 3 veces diarias y 30 minutos. No obstante se debe realizar un chequeo de cada caso previo a su análisis.

Es importante que los intervalos en que se divide la serie sean equiespaciados, ya que está comprobado que el uso de divisiones con espaciamiento logarítmico o desigual introduce un sesgo en los resultados del cálculo (Soar and Thorne, 2001). Sin embargo, el uso de intervalos equiespaciados puede representar un problema en ríos con muy alta permanencia de caudales bajos y gran amplitud de caudales, como es el caso en la mayor parte de los cauces nacionales. En esos casos, la gran cantidad de registros comprendidos en los rangos más bajos de caudal produce una subestimación del caudal efectivo. La cantidad de intervalos sugerida en la bibliografía está entre 10 y 50, dependiendo del caso en estudio. Si se utiliza una cantidad de intervalos muy alta,

se corre el riesgo de que algunos no contengan ningún evento o muy pocos, alterando la distribución y produciendo resultados incorrectos. Es recomendable que la discretización genere un mínimo de 2 registros contenidos en cada intervalo.

El período de datos utilizado para el análisis debe ser lo suficientemente largo como para incluir variedad de eventos y condiciones de crecida, pero no tanto para reflejar cambios climáticos o de uso de suelo en la cuenca significativos. Habitualmente se asume como válido el uso de series de entre 10 y 30 años.

Método de Komura (1969)

Este método surge como una alternativa más simple para el cálculo del caudal efectivo, permitiendo una estimación más rápida y con menor cantidad de información. En el mismo se realiza una estimación del caudal efectivo a partir del cálculo del momento de primer orden respecto al origen de coordenadas en el gráfico de la Figura 4.15. Para esto se supone que el baricentro de la función $f_r(Q).Q_s$ se ubica en la misma ordenada que su máximo (o muy cercano), por lo que el caudal efectivo coincidiría con dicha ordenada:

$$Q_{ef} = \frac{\sum_{j=1}^k n_j Q_{Sj} Q_j}{\sum_{j=1}^k n_j Q_{Sj}} \quad (4.69)$$

Siendo:

- Q_{ef} el caudal efectivo.
- k el número total de intervalos.
- n_j el número de registros dentro del j-ésimo intervalo.
- Q_j el caudal promedio del j-ésimo intervalo.
- Q_{Sj} el transporte de sedimentos asociado a Q_j .

La hipótesis asumida se cumple en los casos en que $f_r(Q).Q_s$ tiene una distribución aproximadamente simétrica y unimodal. Cuando esto no se cumple, es esperable que el método tienda a una estimación errónea del caudal efectivo, por lo que el mismo debe utilizarse teniendo conciencia de esa limitación.

Tomando como referencia la definición de la Ecuación 4.69, se realiza una simplificación, expresada en la Ecuación 4.70, para que el caudal efectivo dependa únicamente de los caudales líquidos y sólidos, eliminando la determinación de n_j del problema.

$$Q_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^N Q_{Si} Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_{Si}} \quad (4.70)$$

En este caso N representa un número de observaciones periódicas en una serie temporal, ya que el problema se desliga de la división de la serie en intervalos, pasando del dominio de los caudales al dominio del tiempo. Luego se tiene que las formulaciones empíricas de estimación del caudal sólido habitualmente determinan una relación potencial entre este y el caudal líquido, estableciéndose relaciones funcionales de la forma:

$$Q_S = \alpha Q^\beta \quad (4.71)$$

Sustituyendo en la Ecuación 4.70, se obtiene una forma simplificada de la fórmula de Komura, dependiente únicamente del caudal líquido y del coeficiente β , la cual se presenta en la Ecuación 5.5.

$$Q_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i^{(1+\beta)}}{\sum_{i=1}^N Q_i^\beta} \quad (4.72)$$

En el trabajo de Komura (1969), se establece que los datos periódicos de caudal utilizados puede ser diarios, en casos en que los eventos de crecida sean de corta duración, o mensuales en casos en que estos sean de larga duración, estableciéndose la conveniencia de utilizar los diarios por sobre los mensuales dada la posibilidad. No obstante existen antecedentes de estudio en Uruguay en los que se han usado series mensuales de caudal, calculadas mediante el modelo de Témez (1977) con buenos resultados. Como se menciona anteriormente, la ventaja de este método respecto al de Schaffernak es que no requiere gran cantidad de datos para poder aplicarse, pudiendo hacerse con salidas de un modelo hidrológico de paso mensual.

Capítulo 5

Materiales y métodos

Para llevar adelante los objetivos planteados en este trabajo se realizaron una serie de tareas de diversa clase y complejidad, utilizando la base de conocimiento establecida mediante la revisión bibliográfica. Estas tareas implicaron la realización de trabajos en laboratorio, campo y gabinete, mediante herramientas tanto prácticas como teóricas. En el presente capítulo se detalla el proceso de realización de dichas tareas, describiéndolas y enumerando los materiales empleados en cada etapa.

En el primer apartado se describen los criterios empleados para la selección de la cuenca piloto para el estudio. En el segundo se detallan las tareas de laboratorio realizadas para estimar la eficiencia de medición del muestreador de transporte por fondo adquirido para el estudio. Posteriormente se presentan las tareas realizadas de medición en campo del transporte por fondo en dos puntos de la cuenca seleccionada. En cuarto lugar se describe el proceso de aplicación de fórmulas empíricas para determinación del transporte por fondo, empleadas con el fin de compararlas con los datos de campo. Por último se presentan los cálculos realizados para estimar el transporte anual en la cuenca en base a información de caudal. Estos cálculos son la base para el desarrollo de una herramienta de cálculo simplificada.

5.1. Cuenca piloto utilizada para el estudio

Como cuenca piloto se seleccionó la cuenca del río Santa Lucía, que tiene en su totalidad una superficie próxima a los 13.000 km^2 , considerando como punto de cierre su desembocadura en el Río de la Plata. Es una cuenca de gran relevancia nacional ya que abastece de agua potable a casi la mitad de la población del país y sobre las márgenes de sus cauces se encuentran importantes centros poblados. En su desembocadura sobre el Río de la Plata tiene un caudal medio de $145 \text{ m}^3/\text{s}$, llegando a máximos históricos en el entorno de los $6000 \text{ m}^3/\text{s}$.

En la mayoría de sus tramos, el lecho del río es formado por arena media y gruesa (d_{50} entre 0.5 mm y 2 mm), la cual es transportada en volúmenes considerables y depositada en las márgenes. Es por esto que la Dirección Nacional de Hidrografía ha concedido autorización a varios permisarios para extraer arena de los grandes depósitos que se forman, con fines comerciales. Como se menciona anteriormente (en el capítulo de antecedentes nacionales), estas actividades de extracción suelen estar vinculadas a problemáticas socio-ambientales. Es común que las comunidades radicadas en torno a los ríos responsabilicen a los areneros cuando se perciben cambios en su dinámica natural, como pueden ser procesos erosivos, eventos extremos de inundación, etc. La cuenca del Santa Lucía no es ajena a estos problemas, siendo la que cuenta con mayor cantidad de puntos de extracción en las márgenes de sus cauces. Además, la planta de potabilización de Aguas Corrientes extrae agua de su curso principal para abastecer a aproximadamente la mitad de la población del país, y de sus unidades primarias de sedimentación se extraen grandes cantidades de arena diariamente. Estos factores hacen que estudiar el transporte de sedimentos en la misma sea de fundamental importancia para la gestión de áridos a nivel nacional, y en ello se centra la decisión de seleccionarla como cuenca piloto para el estudio.

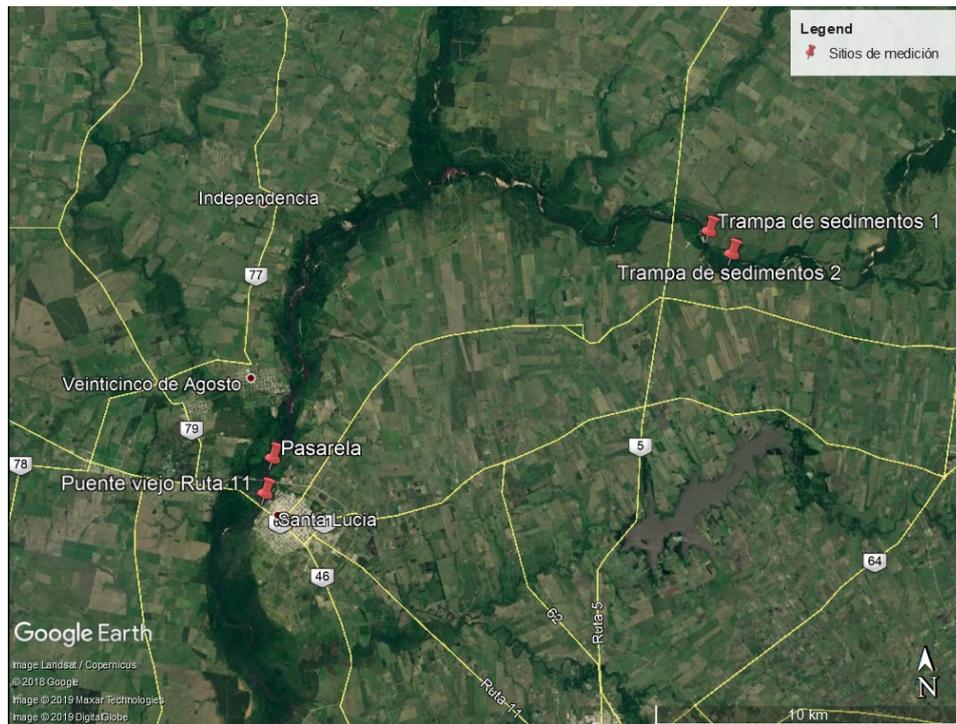


Figura 5.1: Ubicación de los puntos de medición en el río Santa Lucía, sobre imagen satelital de Google Earth.

Fueron seleccionados tres tramos del cauce principal del río para la realización de mediciones. Uno de ellos se ubica menos de 1 *km* aguas arriba del puente de Ruta 5, en Paso Pache, en donde trabajan dos empresas permisarias que extraen arena. Se seleccionó este tramo para la medición mediante trincheras para mayor facilidad en la excavación, ya que fue uno de los permisarios que trabajan en la zona quién estuvo a cargo de la misma. Las mediciones mediante el muestreador US BL-84 e instrumentos acústicos se llevaron a cabo, en primera instancia, en una pasarela de poca altura, construida con el fin de tender cañerías de agua potable a través del río. Esta se ubica aproximadamente 1 *km* aguas arriba de la ciudad de Santa Lucía, y 25 *km* aguas abajo del otro punto de medición. Desde la pasarela, que tiene una altura aproximada de 3 m sobre el punto más bajo del lecho en esa sección, es posible operar el muestreador con seguridad durante caudales bajos y crecidas de poca magnitud. No obstante, las posibilidades de medir en este punto están limitadas por la altura de la pasarela, ya que la misma se inunda ante eventos de caudal medio y alto. Es por esto que también se decidió medir desde el puente de la vieja Ruta 11, en la ciudad de Santa Lucía. Debido a la altura del puente, allí solo fue posible la medición con ADCP, sin embargo, se pudo medir en condiciones

de crecida en las que la pasarela se ve superada. En la Figura 5.1 se muestra la ubicación de los sitios de medición sobre una imagen satelital.

5.2. Ensayos en laboratorio de muestreador de transporte por fondo

En el marco de este proyecto, para llevar a cabo las tareas de medición en campo, fue adquirido un muestreador de transporte por fondo modelo US BL-84, recomendado por la bibliografía para casos de estudio de las características del actual (Edwards and Glysson, 1999). El mismo consiste en una boquilla en forma de tronco de pirámide con base cuadrada, de 76 mm de lado, cuya área se expande entre la entrada y la salida con coeficiente 1.4. Esta expansión tiene la finalidad de generar una diferencia de presión en la entrada, que compense el bloqueo que se produce al interponer el instrumento en el flujo. La boquilla lleva anexada una bolsa de poliéster para recoger la muestra cuya malla tiene aperturas de 0.25 mm . El tamaño máximo de sedimento que permite muestrear es de 76 mm y la velocidad máxima de la corriente admisible para su uso es de 3.0 m/s . En la Figura 5.2 se presenta una fotografía del muestreador.



Figura 5.2: Muestreador modelo US BL-84 para mediciones de transporte por fondo.

Dicho instrumento no cuenta con una curva de calibración validada, por lo que, para conocer su eficiencia de muestreo, se recurrió a la bibliografía. En diversas publicaciones se indica que esta eficiencia se ubica entre el 100 % y

140 %, dependiendo de la condición hidrodinámica (Garcia, 2008; Edwards and Glysson, 1999; Hubbell et al., 1985). En la única de ellas en que se presenta una curva de calibración aproximada es en Hubbell et al. (1985), la cual se muestra en la Figura 5.3.

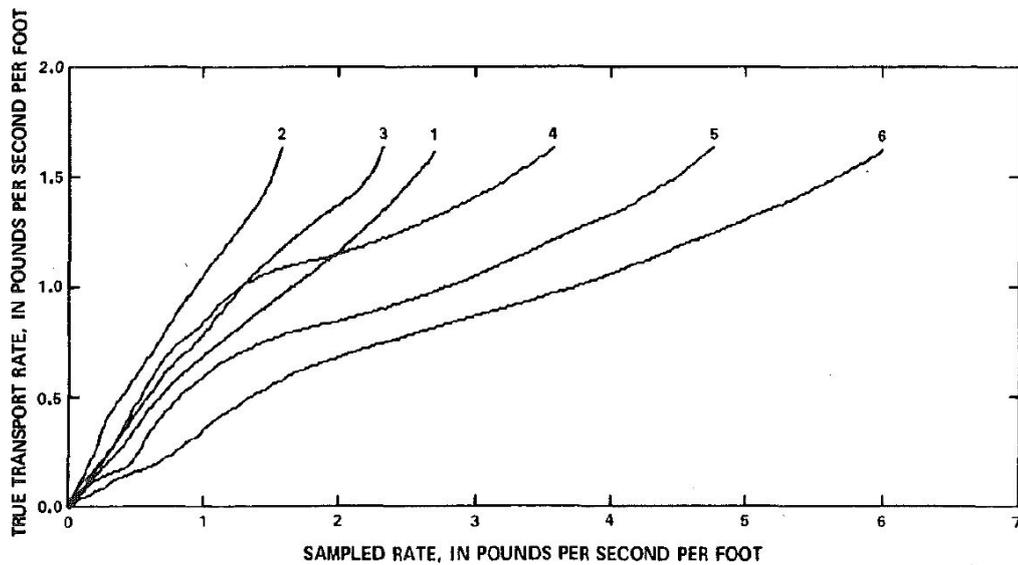


Figura 5.3: Curva de calibración de varios instrumentos, presentada por Hubbell et al. (1985). La correspondiente al muestreador US BL-84 es la número 3.

En esta curva, la eficiencia se encuentra dentro del rango indicado, pero fue desarrollada para condiciones de transporte por fondo intenso, con presencia de un modo denominado *sheet flow* en inglés, en el cual las partículas se desplazan formando una capa sobre el fondo. Es probable que estas condiciones no sean las que presenta el río Santa Lucía para las situaciones de bajo caudal durante las cuales se pueden realizar mediciones desde la pasarela. Estos factores motivaron la realización de ensayos de laboratorio, con el fin de verificar que la eficiencia de muestreo del instrumento se encuentra dentro del rango indicado en la bibliografía.

Los ensayos fueron realizados en el canal sedimentológico que forma parte de las instalaciones del IMFIA. Se muestra una fotografía del mismo en la Figura 5.4.

El canal tiene un largo de 18 m y un ancho de 1.5 m, y está construido en



Figura 5.4: Fotografía del canal sedimentológico del IMFIA, previo a uno de los ensayos.

su totalidad en mampostería. Sobre el fondo se ubica una capa de arena de diámetro medio 0.5 mm, de espesor variable, distribuida de forma de generar una pendiente de fondo uniforme, de aproximadamente 0.0012 m/m. El caudal ingresa a través de una tubería a un cuenco de disipación ubicado aguas arriba de la entrada del canal, que cumple la función de uniformizar el flujo. Los niveles se controlan mediante una compuerta batiente, ubicada dentro de un cuenco de sedimentación aguas abajo del canal. Dicho cuenco cumple la función de retener la arena transportada, permitiendo su cuantificación. Luego de verter sobre la compuerta el agua es descargada, a través de una tubería, a un reservorio ubicado bajo el nivel del suelo, desde el cual luego es tomada por una bomba e impulsada por la tubería de entrada. En las paredes del canal hay reglas que permiten determinar los tirantes de 4 secciones y hay un caudalímetro acústico instalado en la tubería de entrada para medir el caudal de circulación. A su vez, durante los ensayos se determinó el perfil vertical de velocidades utilizando tres perfiladores acústicos UVP, lo cual permitió tener una medida alternativa del caudal, entre otros parámetros.

El procedimiento de ensayo consistió, en primer lugar, en generar una condición de flujo en el canal que produzca transporte de fondo generalizado. Esto no resultó sencillo por limitaciones propias de la instalación, por lo que se realizaron únicamente 3 ensayos, con condiciones de bajo transporte. En 2 de esos

3 ensayos la configuración de trabajo y en consecuencia las características del flujo resultaron muy similares, a pesar de que se intentó lo contrario. En cada uno, la medida del caudal sólido de referencia, necesario para la estimación de la eficiencia de muestreo, se realizó en base al sedimento depositado en el cuenco de sedimentación, al final del canal. En cada ensayo se determinó la masa total retenida y se dividió entre el tiempo de ensayo y el ancho del canal para obtener la medida del transporte (en $g/s.m$). Los parámetros de los 3 ensayos se muestran en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Parámetros de los ensayos y caudal sólido registrado en la trampa de sedimentación al final del canal.

	Caudal (m^3/s)	Velocidad media (m/s)	Tirante (m)	Caudal sólido referencia ($g/s.m$)
Ensayo 1	0.095	0.48	0.130	1.42
Ensayo 2	0.081	0.57	0.095	35.78
Ensayo 3	0.110	0.55	0.135	40.84

Se observa que, a pesar de que en todos los ensayos las velocidades medias son similares, en el primero el transporte medido es notoriamente inferior (en 1 orden de magnitud). Para poder explicar este resultado se recurrió a la información obtenida mediante la medición con los perfiladores UVP, que se comenta más adelante. Luego de establecida la configuración de flujo se procedió a realizar mediciones con el muestreador US BL-84, apoyándolo sobre el fondo el tiempo suficiente como para captar el pasaje completo de una forma de fondo. Se procuró realizar la mayor cantidad posible de mediciones con el muestreador en cada ensayo, de modo de tener más de una medida del transporte para cada condición. En la Figura 5.5 se muestra una fotografía del muestreador, tomada durante uno de los ensayos.

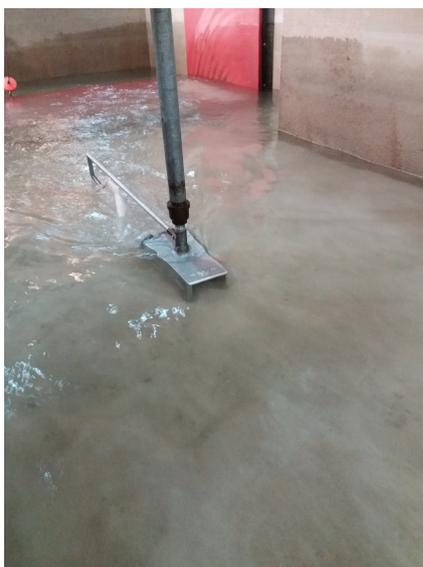


Figura 5.5: Muestreador US BL-84, colocado en el canal durante uno de los ensayos.

Las muestras que se extrajeron en cada medición fueron secadas y pesadas, para poder calcular el caudal sólido másico transportado por unidad de ancho. Esto se hizo dividiendo el peso de cada muestra entre el tiempo de medición con el muestreador y el ancho de su boquilla. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 5.2 y gráficamente en la Figura 5.6.

Tabla 5.2: Resultados de mediciones realizadas con el muestreador US BL-84 y su eficiencia de muestreo correspondiente.

	Caudal sólido muestreador ($g/s.m$)	Caudal sólido referencia ($g/s.m$)	Eficiencia
Ensayo 1	1.80	1.42	1.27
Ensayo 2	45.75	35.78	1.28
Ensayo 2	51.19	35.78	1.43
Ensayo 2	45.29	35.78	1.27
Ensayo 3	19.00	40.84	0.47
Ensayo 3	66.10	40.84	1.62
Ensayo 3	51.24	40.84	1.25
Ensayo 3	21.90	40.84	0.54
Ensayo 3	40.29	40.84	0.99
		Promedio	1.12

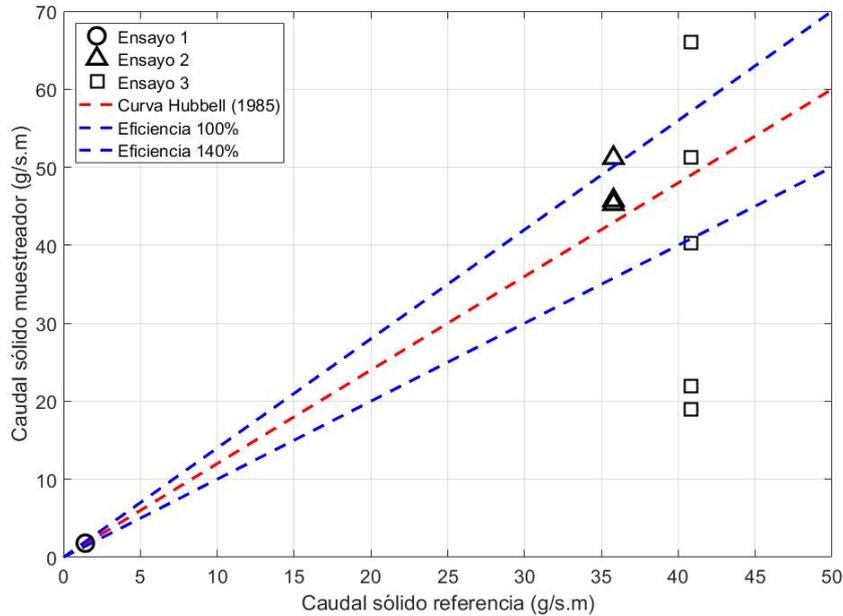


Figura 5.6: Resultados de ensayos de muestreador US BL-84, en comparación con curva de eficiencias 100 % y 140 % (límites de bibliografía) y curva de Hubbell et al. (1985).

De los resultados que se observan llama la atención la variación en el transporte por fondo muestreado que puede haber para un mismo ensayo. Esta se hace más notoria para el Ensayo 3, en el cual el transporte sólido está entre 21.9 g/s.m y 66.1 g/s.m . La misma ocurre debido a la importante variación espacio-temporal del transporte, que incide directamente en las medidas realizadas. Durante los ensayos se observó que no todas las dunas que están en movimiento tienen las mismas dimensiones ni la misma velocidad de desplazamiento, y, a su vez, el lugar en que se coloque el muestreador respecto a las formas de fondo es determinante. Estos efectos fueron tenidos en cuenta posteriormente, al realizar mediciones en campo, como parte del posible error en los resultados.

No obstante, los resultados muestran que la eficiencia del muestreador se encuentra, en la mayoría de los casos, dentro del rango indicado en la bibliografía, comprendido entre 100 % y 140 %. Por tanto se consideró como válido ese rango de valores, y se tomó el mismo como referencia para las mediciones de campo.

Anteriormente se menciona que durante los ensayos se tomó registro del perfil vertical de velocidades en una sección del canal mediante perfiladores acústicos UVP. Durante cada ensayo se tomaron varias series de datos, de 5 minutos de duración, que luego fueron procesadas, calculándose para cada una varios parámetros hidrodinámicos. Entre esos parámetros se encuentran: la velocidad media en vertical U , la velocidad de corte u_* , la tensión de corte τ_b y la tensión de corte adimensional de Shields τ^* . Los resultados para estas variables se presentan en la Tabla 5.3 a continuación.

Tabla 5.3: Resultados de mediciones realizadas con el muestreador US BL-84 y su eficiencia de muestreo correspondiente.

	U (m/s)	u_* (m/s)	τ_b (Pa)	τ^*
Ensayo 1	0.48	0.035	1.23	0.14
Ensayo 1	0.48	0.024	0.58	0.06
Ensayo 2	0.58	0.078	6.08	0.68
Ensayo 2	0.56	0.089	7.92	0.89
Ensayo 2	0.59	0.047	2.21	0.25
Ensayo 2	0.56	0.050	2.50	0.28
Ensayo 3	0.54	0.070	4.83	0.54
Ensayo 3	0.55	0.056	3.12	0.35
Ensayo 3	0.55	0.064	4.15	0.47
Ensayo 3	0.56	0.065	4.24	0.48

De estos resultados se destacan las variaciones importantes que puede presentar el valor de la tensión de corte, aún durante un mismo ensayo con flujo uniforme. Este resultado es coherente con la variación en los resultados del muestreo, que se comenta anteriormente y es otra demostración de la variabilidad espacial del transporte por fondo, la cual dificulta su determinación. A su vez se observa que las tensiones de corte medidas para el Ensayo 1 son significativamente menores a las registradas para los restantes ensayos, lo cual es coherente con los resultados de las mediciones de transporte, tanto con el muestreador como con el reservorio.

5.3. Mediciones en campo de transporte de sedimentos por fondo

Para el monitoreo del transporte de fondo en la cuenca se aplicaron diferentes metodologías, complementarias entre sí, con el fin de encontrar la más adecuada para las condiciones de los cauces aluviales del país. En primer lugar se recurrió a la excavación de trincheras en el lecho del río y posterior monitoreo de su batimetría. De este modo, comparando relevamientos batimétricos sucesivos, se puede estimar el volumen de sedimento que se depositó en el fondo de la trinchera durante el período de tiempo comprendido entre ellos. Este método tiene la ventaja de que logra captar cerca del 100 % del material que pasa sobre la sección excavada (García, 2008). Entre sus desventajas se encuentran que es un método costoso y que resulta difícil estimar sus dimensiones adecuadas con antelación.

El segundo método fue la utilización de un muestreador de transporte por fondo US BL-84, cuya geometría se describe anteriormente. Se utiliza colocando el dispositivo en el lecho del río en dirección paralela al flujo para que el material que se mueve sobre el fondo ingrese por la boquilla y quede retenido en la malla. Este método tiene la ventaja de ser barato, pero la desventaja de requerir la recolección de gran cantidad de muestras para obtener una sola medición confiable (Edwards and Glysson, 1999). A su vez es un método que resulta muy difícil de aplicar durante crecidas.

Como tercera alternativa se utilizó un ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) para determinar la velocidad virtual del material de fondo, y estimar en base a ella el transporte. Este método tienen múltiples ventajas, ya que resulta relativamente barato, es de rápida aplicación y es adecuado para un amplio rango de condiciones del río.

A continuación se describen las tareas de medición realizadas con cada método, así como los resultados obtenidos en cada caso.

5.3.1. Medición mediante trincheras

Previo a los trabajos de campo se utilizó un modelo simplificado como herramienta de apoyo, para decidir las dimensiones que se darían a las trincheras. Se pretendía darles dimensiones razonables en cuanto a su costo, pero con la mayor durabilidad posible. Se utilizó el modelo presentado por Parker (2005) que permite conocer la evolución temporal de la batimetría de una trinchera excavada longitudinalmente en un cauce. El mismo resuelve numéricamente la hidrodinámica del tramo del río, a caudal constante, mediante la ecuación de flujo gradualmente variado. La evolución temporal de la batimetría se resuelve mediante la ecuación de Exner (1925), utilizando la fórmula de Ashida and Michiue (1972) para estimar el transporte por fondo en base a la hidrodinámica y las fórmulas de resistencia y resuspensión del material de fondo de Wright and Parker (2004). Los datos de ingreso que el modelo requiere son: caudal (constante); largo y profundidad de la trinchera; ancho y pendiente de fondo del cauce; diámetro y porosidad del sedimento y permanencia del caudal. Se contó con disponibilidad de datos limnimétricos en una estación ubicada cerca de la sección de medición, que también cuenta con curva de aforo (estación 59.1 de DINAGUA). En base a esto se pudo realizar una estimación primaria del caudal formativo, el cual es el representante de los procesos de transporte de sedimentos que dan forma al cauce. En base a lo recomendado por varios autores, se asoció el mismo al caudal de 1.5 años de período de retorno (García, 2008). De acuerdo a los datos de la curva de aforo, su valor es de $890 \text{ m}^3/\text{s}$, y el mismo se ve superado el 1% del tiempo en la serie de datos. Se ingresó al modelo este caudal con distintas profundidades y largos de la trinchera, evaluando su tiempo de llenado. Se definió que las trincheras fueran de 1.5 m de profundidad, 15 m de largo y 5 m de ancho. De este modo demorarían aproximadamente 6 meses en llenarse en condiciones medias. El resultado se presenta gráficamente en la Figura 5.7.

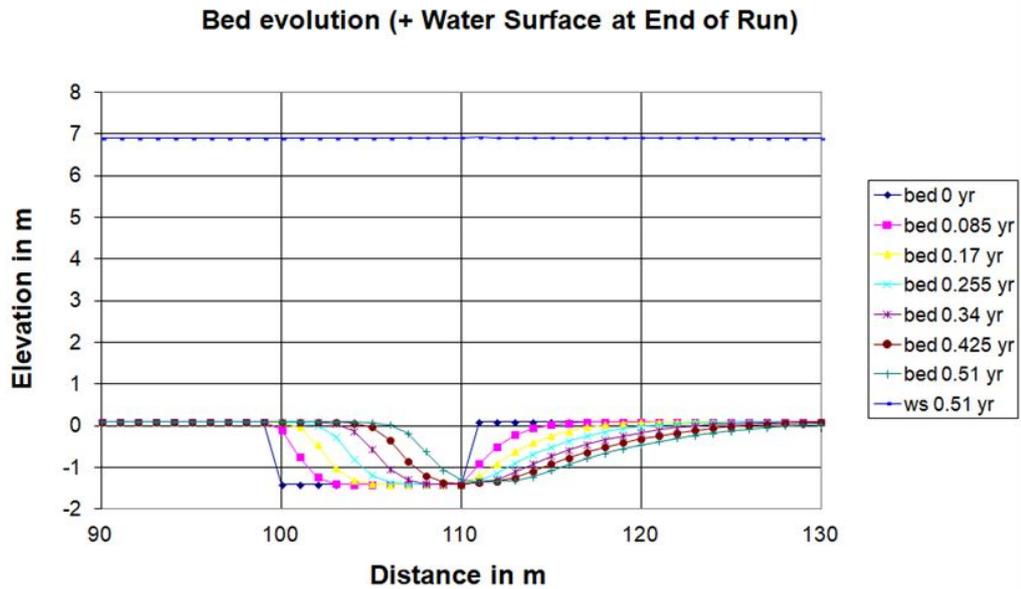


Figura 5.7: Resultado del modelo numérico de evolución temporal de la batimetría de una trinchera longitudinal excavada en el fondo del río (Parker, 2005).

Como se menciona anteriormente, las trincheras se excavaron pocos *km* aguas arriba de Paso Pache, en la zona de trabajo de dos permisarios que extraen arena. En primera instancia se construyeron dos trincheras, orientadas en sentido longitudinal del río, utilizando la retroexcavadora de uno de los permisarios. Esto fue posible ya que las tareas se llevaron a cabo durante el estiaje del río (3 y 4 de julio de 2017), momento en el cual es posible acceder con maquinaria sin grandes riesgos. La Trinchera 1 se excavó aproximadamente 1.5 *km* aguas arriba de Ruta 5, mientras que la Trinchera 2 se ubicó a 3 *km* aguas arriba de Ruta 5. Ambas se excavaron lo más próximas que fuera posible al centro del cauce. En la Figura 5.8 se muestra una fotografía tomada a la retroexcavadora durante los trabajos.



Figura 5.8: Tareas de excavación de las trincheras con retroexcavadora, en julio de 2017.

Luego de excavadas, se relevó la batimetría inicial de la Trinchera 1, no pudiéndose hacer lo propio con la Trinchera 2. A su vez, durante la excavación se extrajeron muestras para conocer la granulometría del material de fondo, obteniéndose un diámetro medio de 1.7 mm . El volumen aproximado de la trinchera relevada (Trinchera 1) fue de 100 m^3 . La semana siguiente a la excavación ocurrió un evento de crecida importante, que hizo que el caudal del río aumentara de $3\text{ m}^3/\text{s}$ a $515\text{ m}^3/\text{s}$ en pocos días. A su vez el nivel aumento en casi 5 m . Un relevamiento realizado en el mes siguiente mostró que la crecida provocó el llenado total de ambas trincheras. El dato recabado no permite estimar el volumen de transporte total que generó la crecida pero sí una cota inferior. Se estimó la duración del evento en aproximadamente 264 hs . En base a esta duración, el ancho de la trinchera y el volumen de arena acumulado, se estimó el valor de transporte en 33.1 g/s.m considerando una densidad de 2650 Kg/m^3 y porosidad de 0.4 para la arena (valores estándar de bibliografía).

Posteriormente, durante los primeros días de enero de 2018 se volvieron a excavar las trincheras, repitiendo la ubicación anterior, pero procurando que fueran de mayor largo: 20 m en lugar de 15 m . Se realizaron relevamientos batimétricos posteriores a esa fecha sobre ambas trincheras, obteniéndose un volumen útil de aproximadamente 82 m^3 (Trinchera 1) y 131 m^3 (Trinchera 2). A posteriori de dicha batimetría, el 19 de enero, se registró un evento extremo cuyo caudal máximo fue de $124\text{ m}^3/\text{s}$, siendo el único evento ocurrido entre enero y marzo, momento en el cual se relevó nuevamente la batimetría de las

trincheras. El resultado de dichas batimetrías en el mes de marzo 2018, fue que el volumen de sedimento almacenado en cada trinchera resultó de 29 m^3 (Trinchera 1) y 44 m^3 (Trinchera 2). En este caso, la duración del evento fue de aproximadamente 174 hs. Repitiendo el procedimiento de cálculo anterior se obtuvieron valores de transporte por fondo de 14.7 g/s.m y 22.8 g/s.m respectivamente. A continuación, en la Tabla 5.4, se presenta un resumen de los resultados obtenidos con este método de medición.

Tabla 5.4: Resumen de resultados de medición de transporte por fondo mediante trincheras.

Fecha	Trampa	Caudal pico (m^3/s)	Duración (hs)	Transporte por fondo ($g/s.m$)
Julio 2017	Trinchera 1	515	264	>33.1
Enero 2018	Trinchera 1	124	174	14.7
Enero 2018	Trinchera 2	124	174	22.8

5.3.2. Medición con muestreador US BL-84

Como se menciona anteriormente, el muestreador de transporte por fondo adquirido para realizar las mediciones puntuales es el modelo US BL-84 (ver Figura 5.2), que posee características similares al clásico Helley-Smith. El mismo está diseñado para ser utilizado manualmente por vadeo, por lo que se buscó una sección adecuada para poder manipularlo con seguridad. Realizando una búsqueda en gabinete que después se corroboró in situ, se encontró una pasarela de poca altura que atraviesa el río Santa Lucía aproximadamente 1 km aguas arriba del nuevo puente de la Ruta 11 sobre el mismo. En la Figura 5.9 se muestra una foto del sitio de medición.



Figura 5.9: Pasarela donde se realizaron mediciones con muestreador US BL-84 y ADCP.

En esa sección el punto de mayor profundidad se encuentra aproximadamente a 3 m del coronamiento de la pasarela, profundidad que resultó adecuada para realizar las mediciones con seguridad. Su desventaja es que el rango de condiciones que permiten trabajar está limitado por la altura de la pasarela. Como la misma es de baja altura solo se puede medir en condiciones de caudal bajo, medio y en crecidas de poca magnitud, cuando no se ve sobrepasada.

Se realizaron 10 salidas de campo a este sitio entre marzo de 2018 y julio de 2019. Solo en cuatro de las ocasiones se pudo captar transporte por fondo de manera exitosa. En las restantes se dieron dos escenarios adversos: o bien las condiciones del río no permitían la movilización el sedimento del fondo (transporte nulo); o bien era tan alto que el nivel de agua superaba el de la pasarela, volviendo la operativa demasiado riesgosa. En la Figura 5.10 se muestra una fotografía tomada el 5 de junio de 2018, cuando la pasarela se encontraba sobrepasada.



Figura 5.10: Pasarela sobrepasada por una crecida. 5 de junio de 2018.

En las ocasiones en que se logró medir, se observó que las velocidades del cauce se concentran sobre el centro del mismo, debido a que en la sección se produce una contracción del flujo, y en consecuencia allí también se concentraba el transporte de sedimentos. Es por esto que se decidió no medir en puntos equi-espaciados, sino que se relevó mayor cantidad de puntos sobre el centro del cauce que sobre las márgenes, aplicándose la operativa de muestreo denominada MIAV o UWI (Edwards and Glysson, 1999; Basile, 2018). El tiempo de medición necesario para adquirir muestras de tamaño adecuado fue de 10 minutos en todas las ocasiones. En las Figuras 5.11 y 5.12 se muestran fotografías tomadas durante las tareas de muestreo.



Figura 5.11: Operativa de muestreo. Fotografía tomada durante la medición el 25/6/2018



Figura 5.12: Muestreador inmediatamente luego de ser retirado. Fotografía tomada durante la medición el 25/6/2018

Luego de obtenidas, las muestras fueron conservadas para posteriormente secarlas y pesarlas en laboratorio. Con esto se pudo calcular el caudal sólido puntual correspondiente a cada medición. Para estimar luego el transporte total en la sección se realizó una integración de dichas mediciones en el ancho, utilizando el método de la sección media (o “midsection method”), cuya aplicación es extendida en mediciones hidrológicas debido a su sencillez y eficacia. Una descripción breve se puede hallar en Edwards and Glysson (1999) o en Basile (2018). Dicha metodología considera que cada muestra es representativa del transporte en un ancho determinado por los puntos medios entre la progresiva del punto en que se tomó la muestra y las de los puntos de muestreo adyacentes al mismo. El esquema conceptual de este método se presenta a continuación en la Figura 5.13.

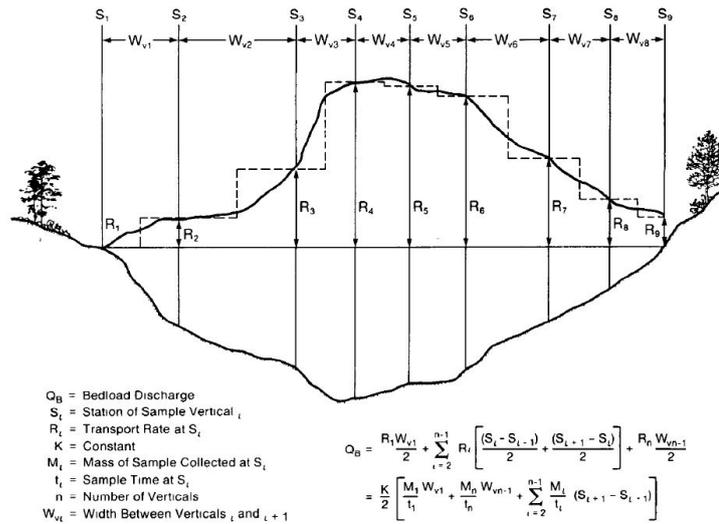


Figura 5.13: Esquema conceptual método de la sección media, extraída de Edwards and Glysson (1999)

En las ocasiones en que fue posible, además de realizarse mediciones de transporte por fondo, se midió el caudal del río mediante el uso del ADCP modelo RiverRay. Esto permitió además relevar la batimetría del fondo del cauce en la sección y conocer el campo medio de velocidades en vertical, información que permitió conocer las variables hidrodinámicas necesarias para la posterior aplicación de fórmulas teóricas para la estimación del transporte de sedimentos. En los casos en que no se pudo medir con ADCP, se estimó el caudal mediante la curva de aforo de DINAGUA más cercana (estación 133),

ubicada en el puente de Ruta 11 (aproximadamente 1 *km* aguas abajo). Como entre la sección de medición y el puente no hay afluentes importantes y el área incremental es pequeña se aceptó que por las dos secciones el caudal circulante es similar.

En la Tabla 5.5 a continuación se muestra un resumen de las campañas de medición y de los resultados obtenidos luego del procesamiento de las muestras y los datos.

Tabla 5.5: Resumen de resultados de mediciones con muestreador US BL-84 en la pasarela de Santa Lucía. En la primera columna se indica el caudal según la curva de aforo ubicada en el puente de Ruta 11; en la segunda el caudal medido con ADCP; en la tercera y cuarta el caudal sólido, considerando eficiencias de muestreo del 100 % y 140 % respectivamente.

Fecha	Q_{R11} (m^3/s)	Q_{ADCP} (m^3/s)	q_b ($e_m = 100\%$) ($g/s.m$)	q_b ($e_m = 140\%$) ($g/s.m$)
14/3/2018	4.0	6.8	0	0
24/4/2018	6.8	-	0	0
5/6/2018	93.6	-	-	-
7/6/2018	66.0	-	-	-
11/6/2018	30.5	-	3.5	2.5
25/6/2018	18.2	22.6	5.2	3.7
16/7/2018	38.0	42.8	6.1	4.4
16/8/2018	47.9	50.4	20.8	14.9
2/10/2018	916.2	-	-	-
15/7/2019	237.5	248	-	-

5.3.3. Medición mediante ADCP

El ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) es un equipo hidroacústico diseñado originalmente para la medición de caudales en ríos. Funciona utilizando el efecto Doppler para medir perfiles verticales de velocidad mediante pulsos sonoros. Luego determina el caudal que circula en la sección integrando dichos perfiles de velocidad en el área. En el IMFIA se cuenta con un ADCP de la marca Teledyne, modelo RiverRay. El mismo emite rayos con un ángulo de 30° con la vertical a una frecuencia de funcionamiento de 600 *kHz*, lo cual le permite hacer mediciones en cauces con profundidad entre 60 *cm* y 40 *m*. A su vez, es capaz de detectar la profundidad de agua bajo el sensor, con lo cual puede ser usado para relevamientos batimétricos.

Este método fue aplicado en simultáneo a las mediciones con muestreador desde la pasarela en varias ocasiones, y luego desde el puente la antigua Ruta 11, en la ciudad de Santa Lucía el 15/7/2019, cuando dicha pasarela se encontraba sobrepasada por una crecida. En esa ocasión no fue posible medir con el muestreador, ya que la altura del puente no lo permite. Durante las salidas de campo se utilizó el instrumento para determinar el caudal de flujo, y también para realizar una medición alternativa del transporte por fondo. Para lo segundo se utilizó la función “Bottom Track”, con la cual se estimó la velocidad virtual del material de fondo, que puede ser interpretada como una medida aproximada de la velocidad media de desplazamiento de las partículas en la capa activa de transporte de fondo. En función de esta velocidad virtual, y de una estimación del espesor de dicha capa activa, se puede estimar el transporte por fondo según la Ecuación 5.1, que se presenta nuevamente a continuación.

$$q = v_a \delta_a (1 - \lambda_p) \rho_s \quad (5.1)$$

Siendo:

- q el caudal sólido transportado por fondo, por unidad de ancho
- v_a la velocidad media del sedimento en la capa activa
- δ_a el espesor de la capa activa de transporte por fondo
- λ_a la porosidad del sedimento en la capa activa
- ρ_s la densidad del sedimento

No fue posible la estimación en campo del espesor de la capa activa, por lo que se aproximó como el doble del diámetro medio del sedimento (d_{50}), según lo indicado por Einstein (1950). El d_{50} en las mediciones desde la pasarela se determinó en base al ensayo granulométrico de las muestras extraídas con el US BL-84. Para la medición desde el puente de la antigua Ruta 11 se utilizó el valor promedio de las muestras extraídas con anterioridad, que es de 0.94 mm. Para la porosidad y el peso específico se consideraron, al igual que anteriormente, valores típicos para arenas: 0.4 y $2.65 \times 10^4 N/m^3$ respectivamente.

La metodología aplicada en campo consistió en mantener el equipo midiendo en una posición fija durante un tiempo prolongado, y registrar el desplazamiento ficticio que luego permitirá estimar la velocidad virtual. En la Figura 5.14 se presenta una fotografía del instrumento durante una de las mediciones.



Figura 5.14: Medición de velocidad virtual del material de fondo con ADCP en pasarela de Santa Lucía. Fotografía tomada el 25/6/2018.

El ADCP no fue capaz de captar movimiento en el fondo del cauce en todos los casos en que el mismo fue detectado con el muestreador. Esto probablemente se debe a que el movimiento en las restantes ocasiones se daba en una zona angosta, sobre el centro del cauce, y la resolución con la que trabaja el equipo resultó insuficiente para detectarlo. En la Tabla 5.6 se presentan los resultados obtenidos con este método, en comparación con los obtenidos con el muestreador US BL-84.

Tabla 5.6: Resumen de resultados de mediciones con ADCP en la pasarela de Santa Lucía.

Fecha	Q (m^3/s)	q_b (US BL-84) ($g/s.m$)	$d_{50}(mm)$	$V_{virtual}(mm/s)$	q_b (ADCP) ($g/s.m$)
16/7/2018	38.0	4.4 - 6.1	1.13	5.3	19.0
16/8/2018	47.9	14.9 - 20.8	0.73	4.0	9.3
15/7/2019	237.5	-	0.94	6.6	19.7

Como se indica en el capítulo de revisión bibliográfica, este método tiene asociada una gran incertidumbre debido a las limitaciones propias del instrumento utilizado, y esto debe ser tenido en cuenta a la hora de interpretar los resultados. Ante esto, se considera que la información recabada resulta insuficiente para definir la aplicabilidad del método en la sección de medición. No obstante, se observa que los resultados con ambos métodos resultan semejantes, por lo que no se debe descartar la posibilidad de aplicar este método como una herramienta útil para la determinación en campo del transporte por fondo.

5.4. Estimación del transporte mediante fórmulas teóricas

La información adquirida en campo por los tres métodos presentados (trincheras, muestreador y ADCP) permitió aplicar y evaluar los resultados de varias formulaciones teóricas para la estimación del transporte de sedimentos por fondo. Se seleccionaron 4 formulaciones, de entre el amplio abanico de posibilidades, para realizar esta comparación. Estas son las de Van Rijn (1984a), Wong and Parker (2006b); Meyer-Peter and Muller (1948) y Ashida and Michiue (1972). Todas cumplen la condición de contener, dentro de su rango de aplicabilidad, el diámetro medio del sedimento presente en la sección de medición. Las expresiones de estas formulaciones se presentan con anterioridad en el capítulo de revisión bibliográfica. En todos los casos las mismas vinculan el transporte de fondo con el valor de la tensión de corte adimensional de Shields, definida según la Ecuación 5.2.

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{\rho g R d_{50}} = \frac{R_h S}{R d_{50}} \quad (5.2)$$

Siendo:

- τ_b la tensión de corte, es decir la que genera el flujo de agua sobre los sedimentos del lecho.
- g la aceleración gravitatoria.
- $R = (\rho_s - \rho)/\rho$ el peso específico sumergido del sedimento.
- ρ y ρ_s las densidades del agua y del sedimento respectivamente.
- d_{50} el diámetro medio del sedimento.

- R_h el radio hidráulico, que tiende a la profundidad del flujo H en cauces muy anchos.
- S la pendiente fricción, que equivale a la pendiente de fondo del cauce para flujo uniforme.

Además de las formulaciones de transporte por fondo mencionadas, se incluyó en el análisis la formulación de Engelund and Hansen (1967), que también fue desarrollada en base a ensayos de laboratorio, pero en este caso para estimar el transporte total del material de fondo (no solo el transporte por fondo). A pesar de haber sido calibrado en laboratorio, se ha comprobado su buen funcionamiento también para casos de campo, en ríos de lecho arenoso con granulometría relativamente uniforme, como es el caso en estudio Garcia (2008). Se decidió incorporar esta formulación al análisis por haber sido aplicada exitosamente en el pasado a casos de estudio nacionales, que se mencionan en apartados anteriores. Su formulación también se presenta en el capítulo de fundamento teórico. Allí se puede ver que es dependiente del parámetro de Shields (1936) al igual que las restantes formulaciones. Entonces, para aplicar cualquiera de ellas a las condiciones encontradas durante las salidas de campo, es necesario el cálculo de la tensión de corte en base a la información registrada en las mismas. Para este cálculo es necesario conocer el radio hidráulico del flujo, su velocidad, la pendiente de la línea de energía y la granulometría del sedimento.

Como se describe anteriormente, se contó con la mayor parte de la información necesaria. En los casos en que se midió desde la pasarela y desde el puente se realizaron mediciones del caudal con ADCP, que permitieron además determinar el tirante de flujo, el campo de velocidades y la batimetría en la sección. En el caso del monitoreo en base a las trincheras, se utilizó información de caudales de la estación hidrométrica 59.1 de DINAGUA, ubicada en el puente de Paso Pache, algunos *km* aguas abajo, asumiéndose que los caudales en ambas secciones pueden ser considerados iguales. A su vez se tomaron muestras de sedimento, con el fin de caracterizar su granulometría. En Paso Pache se extrajeron muestras durante la excavación de las trincheras, que presentaron un d_{50} de 1.7 mm. En la sección de la pasarela, el tamaño del sedimento se determinó a partir de las muestras extraídas con el instrumento de medición, variando entre 0.72 mm y 1.19 mm, dependiendo de la fecha (el promedio fue

de 0.94 mm). Para los cálculos se utilizó el valor del diámetro medio correspondiente a cada fecha. En el caso del puente no se recolectaron muestras, por lo que se tomó en cuenta el promedio de los valores obtenidos en la pasarela. Se realizó la hipótesis de que en ambas secciones la granulometría del material es similar, debido a su proximidad.

El dato faltante para completar los cálculos fue la pendiente de fricción. Su estimación en campo no resulta sencilla, por lo que se utilizó un modelo hidrodinámico 1D para su determinación. Se tomó como base un modelo realizado en el IMFIA en el año 2010, implementado en HEC-RAS. Este modelo fue actualizado con información de secciones transversales que fueron relevadas en el marco del presente trabajo en algunos puntos clave de la cuenca. El modelo actualizado abarca el río Santa Lucía, desde Paso Pache hasta Aguas Corrientes; el río Santa Lucía Chico desde la represa de Paso Severino hasta su desembocadura; y el arroyo Canelón Grande, desde la represa homónima hasta su desembocadura. Su geometría se presenta en la Figura 5.15.

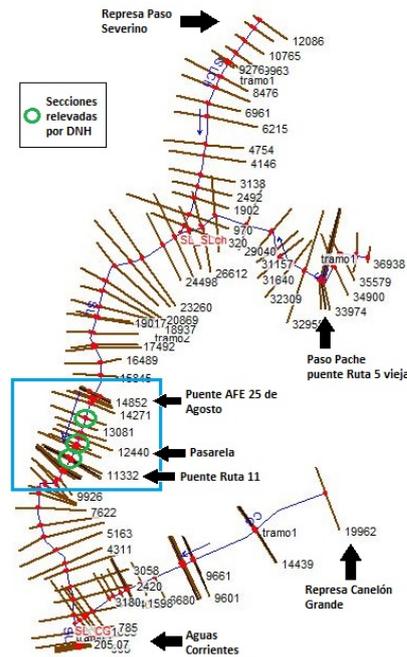


Figura 5.15: Geometría del modelo 1D del cauce, implementado en HEC-RAS para determinar la pendiente de energía durante las mediciones.

Se realizó una evaluación del funcionamiento del modelo, simulando el período en el que se llevó a cabo el monitoreo en la pasarela y el puente, comprendido entre mayo de 2018 y julio de 2019. Los resultados mostraron que los caudales y niveles obtenidos en la sección de medición son coincidentes con los relevados. Esto se puede ver en la Tabla 5.7. Con esto se dio el modelo por válido. El mismo asigna un valor del coeficiente de Manning de 0.04 al cauce principal y 0.1 a las planicies en toda su extensión. En la Figura 5.16 se presenta, a modo de ejemplo, el perfil longitudinal del modelo, incluyendo la superficie libre del agua para el evento de octubre de 2018.

Tabla 5.7: Comparación entre caudales y niveles medidos en campo y resultantes del modelo. Los niveles están referenciados al cero local de la escala de Ruta 11.

Fecha	$Q_{aforo}(m^3/s)$	$Q_{medido}(m^3/s)$	$H_{aforo}(m)$	$H_{modelo}(m)$	$Q_{modelo}(m^3/s)$
11/6/2018	30.5	-	3.14	3.16	29.7
25/6/2018	18.2	22.6	2.91	2.97	20.5
16/7/2018	38.0	42.8	3.26	3.31	37.6
16/8/2018	47.9	50.4	3.40	3.38	41.2
2/10/2018	916.2	-	8.41	8.27	1079.6
15/7/2019	237.5	248	5.82	5.78	244.7

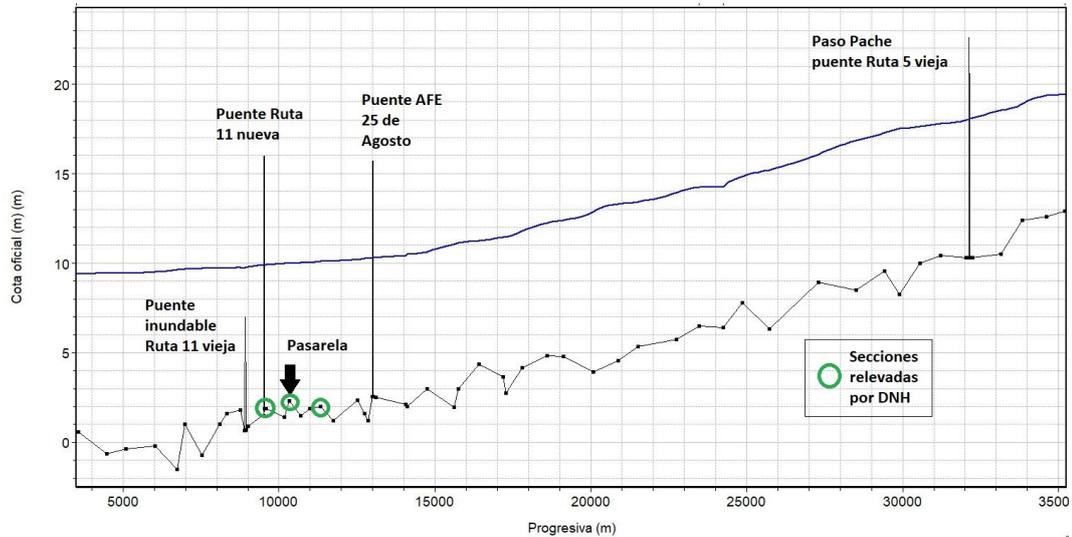


Figura 5.16: Perfil longitudinal del modelo. Superficie libre correspondiente a la crecida de octubre de 2018.

Se extrajo del modelo el valor de la pendiente de fricción para los días y puntos en que se realizaron mediciones. En la Tabla 5.8 se presentan los valores obtenidos, en conjunto con el de las restantes variables necesarias para la aplicación de las fórmulas.

Tabla 5.8: Valores obtenidos para las distintas variables necesarias para la aplicación de las fórmulas teóricas.

Fecha	Sitio	U (m/s)	S_f (m/m)	R_h (m)	d_{50} (mm)
7/2017	Trinchera 1	1.00	4.4×10^{-4}	2.28	1.70
1/2018	Trinchera 1	0.60	4.4×10^{-4}	0.96	1.70
1/2018	Trinchera 2	0.60	4.4×10^{-4}	0.96	1.70
11/6/2018	Pasarela	0.33	3.9×10^{-4}	0.80	1.19
25/6/2018	Pasarela	0.27	4.3×10^{-4}	0.72	0.72
16/7/2018	Pasarela	0.36	3.8×10^{-4}	0.84	1.13
16/8/2018	Pasarela	0.38	3.7×10^{-4}	0.89	1.73
15/7/2019	Puente viejo R11	0.48	1.3×10^{-4}	3.58	0.94

Cabe mencionar que los resultados que se muestran para la medición mediante trincheras corresponden al promedio de las variables durante los eventos que fueron registrados, en julio de 2017 y enero de 2018 respectivamente. A su vez, el modelo en HEC-RAS que se describe no cubría el tramo de las trincheras en su extensión, por lo que no se utilizó la pendiente de fricción sino la de fondo en esos casos.

Con la información que se presenta en la Tabla 5.8 es posible determinar, en cada caso, la tensión de corte total. Sin embargo, como se indica en el fundamento teórico, el fenómeno de transporte de sedimentos es condicionado únicamente por la parte de esa tensión asociada a la rugosidad de los granos del sedimento que conforma el lecho, y no por la parte asociada a las formas de fondo. Las fórmulas de transporte por fondo seleccionadas fueron desarrolladas bajo este principio, y es por esto que, previo a su utilización, se debió estimar la partición de las tensiones de corte. Para esto se recurrió a la partición de Engelund and Hansen (1967), cuyo enunciado para el régimen inferior se presenta en la Ecuación 5.3.

$$\tau_s^* = 0.06 + 0.4(\tau^*)^2 \quad (5.3)$$

Siendo:

- τ^* la tensión de corte adimensional total.
- τ_s^* la partición de la tensión de corte adimensional debida a la rugosidad de los granos del material de fondo.

De ese modo se calcularon las tensiones de corte totales y de grano, las cuales se presentan en la Tabla 5.9 a continuación, expresadas en forma adimensional. Cabe destacar que la ecuación de transporte total de Engelund and Hansen (1967) hace uso de la tensión de corte total, lo cual se indica en Garcia (2008).

Tabla 5.9: Tensión de corte total y debida a grano para cada caso, expresadas adimensionalmente.

Fecha	Sitio	τ^*	τ_s^*
7/2017	Trinchera 1	0.357	0.122
1/2018	Trinchera 1	0.151	0.072
1/2018	Trinchera 2	0.151	0.072
11/6/2018	Pasarela	0.159	0.070
25/6/2018	Pasarela	0.261	0.087
16/7/2018	Pasarela	0.170	0.072
16/8/2018	Pasarela	0.274	0.090
15/7/2019	Puente viejo R11	0.313	0.099

Nuevamente, para las mediciones con trinchera se presentan los valores medios calculados para la totalidad de los eventos de crecida correspondientes.

La decisión de presentar los resultados de esta manera se debió a la forma en que se aplicaron las fórmulas para los eventos medidos con trincheras. En esos casos se discretizaron los hidrogramas, calculándose el volumen transportado individualmente para cada discretización, y luego sumando todo para obtener el transporte sólido total del evento. Ese transporte total se dividió luego entre la duración del mismo, para obtener el transporte promedio. El cálculo se realizó de esta manera para poder equiparar los resultados con las formulaciones teóricas con los obtenidos en campo, ya que con las trincheras también se obtiene un caudal sólido medio de los eventos medidos. En los casos restantes, esto no fue necesario, pues se llevaron a cabo en condiciones de flujo que pueden ser consideradas estacionarias (caudal constante). Los resultados de la aplicación de todas las fórmulas para cada caso se presentan en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10: Resultados obtenidos mediante formulaciones teóricas de transporte total y transporte por fondo.

Fecha	Sitio	EH ($g/s.m$)	VR ($g/s.m$)	MPM ($g/s.m$)	WP ($g/s.m$)	AM ($g/s.m$)
7/2017	Trinchera 1	296.5	53.8	85.8	42.3	91.3
1/2018	Trinchera 1	24.0	6.4	15.2	6.6	9.2
1/2018	Trinchera 2	24.0	6.4	15.2	6.6	9.2
11/6/2018	Pasarela	4.7	5.1	7.4	3.1	3.7
25/6/2018	Pasarela	7.8	10.8	8.0	3.6	5.6
16/7/2018	Pasarela	7.5	5.6	7.5	3.2	3.9
16/8/2018	Pasarela	12.3	12.1	9.0	4.1	6.6
15/7/2019	Puente	24.1	17.0	17.7	8.1	14.2

5.5. Estimación del transporte anual

Dentro de los objetivos del presente trabajo se encuentra el desarrollo de una metodología de fácil aplicación que permita estimar el orden de magnitud de volumen transportado por el cauce anualmente. Para esto se recurrió a algunos conceptos y métodos de cálculo vinculados a la teoría del régimen. La misma se desarrolló, históricamente, a partir de investigaciones que buscaban determinar los parámetros básicos necesarios para la construcción de un canal estable. Dentro de sus conceptos más importantes se encuentra el del caudal formativo del cauce, definido como aquel que, de fluir de manera continua, determinaría que el cauce adquiriera las mismas características morfológicas que le confiere la serie natural de caudales en un período de tiempo determinado.

De acuerdo a la bibliografía consultada (Garcia, 2008; Basile, 2018; Andrews, 1980; Komura, 1969), el caudal formativo está estrechamente vinculado con el caudal efectivo, que se define como el incremento de caudal que transporta la mayor fracción de la carga de sedimento total dentro de un determinado período de tiempo. Estas definiciones dieron lugar a la idea de que se podría obtener una buena estimación del transporte de sedimentos de un cauce, para un año dado, calculando el volumen total que transportaría el caudal formativo de fluir continuamente durante dicho año. Incluso esta ha sido utilizada como una definición alternativa del caudal formativo (Maza Alvarez and Cruickshank, 1975; Maza Alvarez, 1995) . Dentro de los casos de estudio nacionales previos a este trabajo existen antecedentes de aplicación de esta conceptualización del caudal formativo, en los cuales se obtuvieron resultados favorables. Es en base a esto que se propone la aplicación de este método al caso de estudio, buscando validarlo en contraste con las formulaciones teóricas aplicadas y con la información recabada en campo.

Se optó por realizar este análisis para el cálculo del transporte anual en la sección de la pasarela, ya que allí se cuenta con una extensa serie de caudal aforado por DINAGUA (estación 133), y a su vez, es donde se recabó mayor información sobre el transporte de sedimentos por fondo. Para su aplicación en la estimación del transporte anual, y comparación con las formulaciones teóricas implementadas, se generó una curva caudal líquido vs. caudal sólido preliminar a partir de las mediciones en dicha sección. Para esto se realizó un ajuste de los datos a una función potencial, de la forma planteada en la Ecuación 5.4.

$$Q_S = \alpha Q^\beta \quad (5.4)$$

Además de los datos medidos en la pasarela, se agregaron al ajuste los datos de la medición realizada mediante las trincheras en Paso Pache, en enero de 2018, así como también el relevado en el puente de la antigua Ruta 11 en julio de 2019. Si bien la inclusión de estos datos no es correcta estrictamente, por tratarse de secciones diferentes, se decidió hacerlo de todas formas, para compensar la falta de datos durante crecidas que superaran la pasarela. Esta inclusión implicó aceptar la hipótesis de que en todas las secciones el transporte es de igual orden de magnitud durante eventos de crecida similares. El resultado

del ajuste fue un valor de 2.73 para el coeficiente α y de para 0.38 el exponente β . El mismo se presenta de forma gráfica en la Figura 5.17.

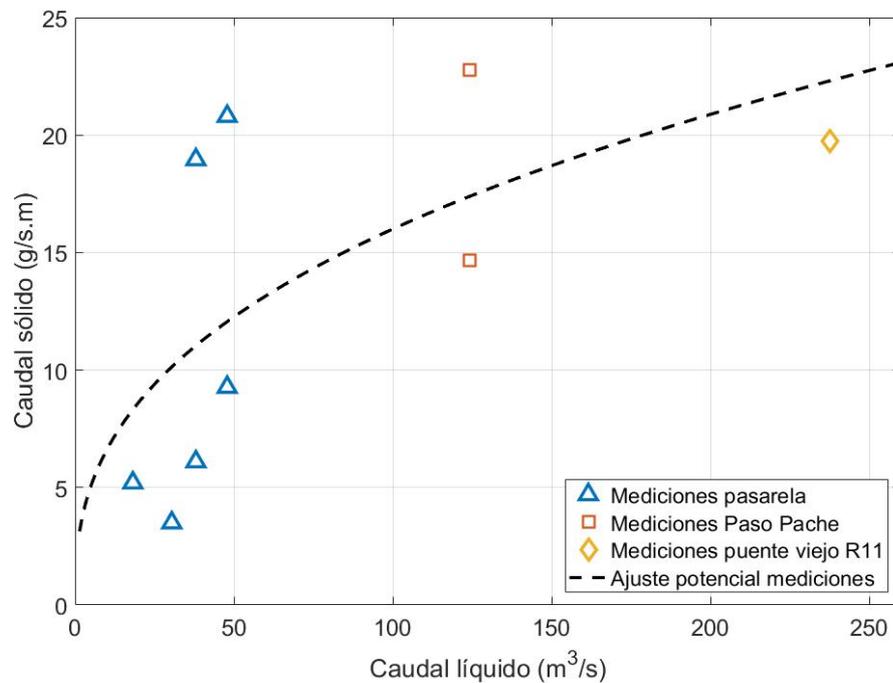


Figura 5.17: Ajuste potencial a datos de campo medidos

Como el caudal formativo es un concepto estrictamente geomorfológico, su determinación en casos de estudio reales suele estar cargada de incertidumbre, y no hay unanimidad acerca del método más adecuado para calcularlo. Es por esto que, en primer lugar, se aplicaron distintos métodos para su estimación. En segundo lugar, una vez calculado el caudal formativo se procedió a determinar el volumen anual que el mismo transportaría para varios años de la serie, considerando las fórmulas de transporte estudiadas y la curva caudal líquido vs. caudal sólido derivada de las mediciones en campo. En tercer lugar se calculó el volumen anual transportado por la serie continua de caudales, aplicando las formulaciones teóricas mencionadas, de modo de tener una estimación de referencia para determinar cual de los procedimientos de cálculo es más adecuado. A continuación en el documento se detallan las tareas realizadas en cada etapa, y se presentan los resultados obtenidos.

5.5.1. Cálculo del caudal formativo

Como se menciona anteriormente, varios autores vinculan el caudal formativo de un cauce con su caudal efectivo. Sin embargo el mismo también se asocia con otros caudales característicos como el caudal que llena el cauce (“caudal bankfull”) o caudales que ocurren con alguna recurrencia determinada. A su vez, existen varios métodos para calcular el caudal efectivo, con diversos grados de complejidad. A continuación se presentan los cálculos que se realizaron, aplicando una variedad de metodologías. Como varias de ellas requirieron del uso de la serie histórica de caudales, previamente se presenta un breve análisis estadístico de la misma.

Análisis de la serie de caudales

Se utilizó la serie de datos de la estación 133 de DINAGUA, en la cual se tiene un registro histórico de niveles, el cual se asocia a una curva de aforo para determinar los caudales. El período de datos disponible abarca desde diciembre de 1972 a la fecha, siendo la frecuencia de registro de 3 datos diarios hasta marzo del 2007, cuando pasa a ser de 1 dato horario. Luego, en junio de 2012 se comienzan a registrar datos cada 30 minutos hasta la actualidad. Se decidió trabajar únicamente con el período comprendido entre 1980 y 2006 (inclusive), ya que por fuera del mismo hay grandes períodos con datos faltantes.

Como primer paso del análisis se cuantificó la cantidad de datos faltantes para cada año del período de estudio, descartándose aquellos años en que faltaran más de 30 días de datos. Para esto se tomaron en cuenta únicamente los días en que faltaba la totalidad de los datos. En la Tabla 5.11 a continuación se presenta el resultado de este cálculo. Se descartaron los años: 1982, 1994, 2000 y 2001.

Tabla 5.11: Resultados de datos faltantes por año. Se muestran únicamente aquellos años con algún dato faltante.

Año	Días con datos faltantes
1982	69
1985	1
1987	2
1994	37
1996	1
1999	1
2000	183
2001	44
2004	1

El siguiente paso en el análisis fue la determinación de la curva de permanencia de la serie, que permite dar una idea de la frecuencia de ocurrencia de los diferentes eventos de caudal. La misma se presenta en la Figura 5.18.

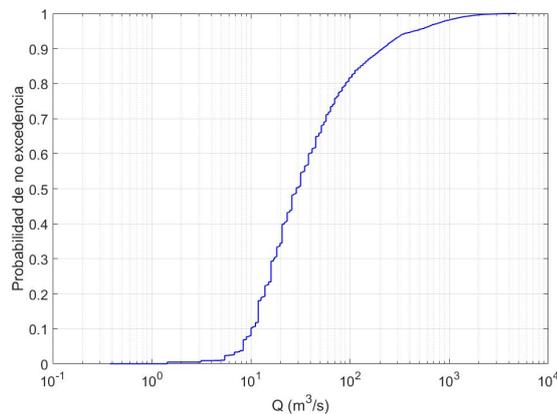


Figura 5.18: Probabilidad de no excedencia en función del caudal para la serie en estudio.

Luego se generó una serie de máximos anuales, para poder realizarle un ajuste de valores extremos y así estimar los caudales asociados a distintos períodos de retorno. Se ajustó una función de Valor Extremo Generalizado (“GEV”), calculándose los intervalos de confianza mediante bootstrapping no paramétrico. En el gráfico de la Figura 5.19 se presenta el ajuste, mientras que en la Tabla 5.12 se muestran caudales asociados a algunos períodos de retorno seleccionados.

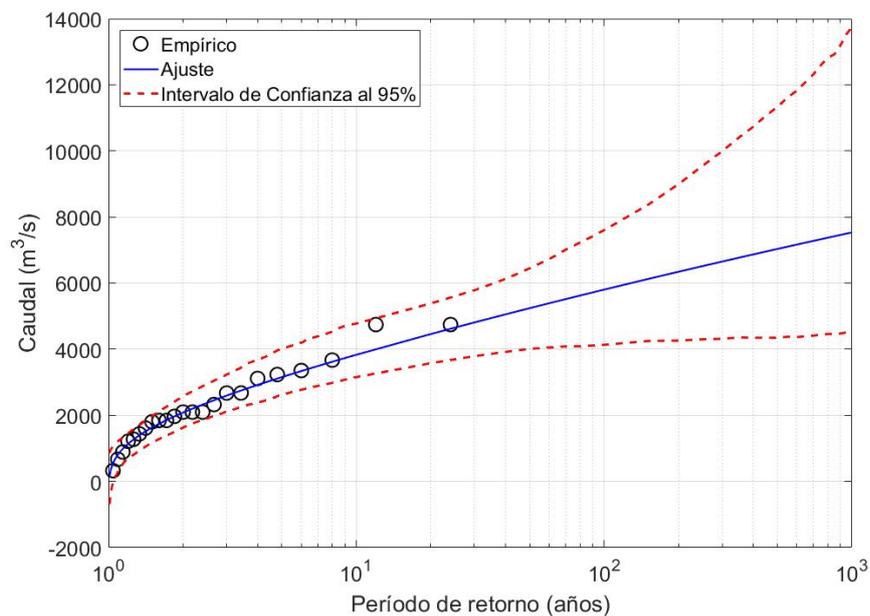


Figura 5.19: Ajuste GEV a serie de máximos anuales. Intervalos de confianza calculados mediante bootstrapping no paramétrico.

Tabla 5.12: Caudales correspondientes a diferentes períodos de retorno, según ajuste GEV realizado.

Período retorno (años)	Caudal (m^3/s)
1.2	1140
1.5	1632
2	2084
3	2598
5	3155
10	3833
20	4461
50	5241
100	5804
1000	7534

La serie de datos procesada, así como los resultados de este análisis, fueron utilizados como insumo para algunos de los cálculos que se presentan a continuación.

Caudal que llena el cauce

De acuerdo a la bibliografía, existen varias formas de determinar el caudal que llena el cauce, algunas asociadas a parámetros objetivos y otras a características físicas que deben ser observadas in situ, como la vegetación de las márgenes. En este caso el mismo se calculó como el que minimiza la relación entre el ancho superficial y la profundidad máxima de flujo en la sección, según lo definido por Wolman and Miller (1960) y Pickup and Warner (1976). Para esto se contó con un relevamiento topo-batimétrico de la geometría de la sección (de la pasarela), que permitió determinar el valor de este parámetro para distintos niveles de la superficie libre. Luego esos niveles se asociaron a valores de caudal mediante la curva de aforo del puente de Ruta 11 para identificar el caudal asociado al valor mínimo de dicho parámetro. En la Figura 5.20 se presenta el gráfico de la relación ancho-profundidad en función el caudal.

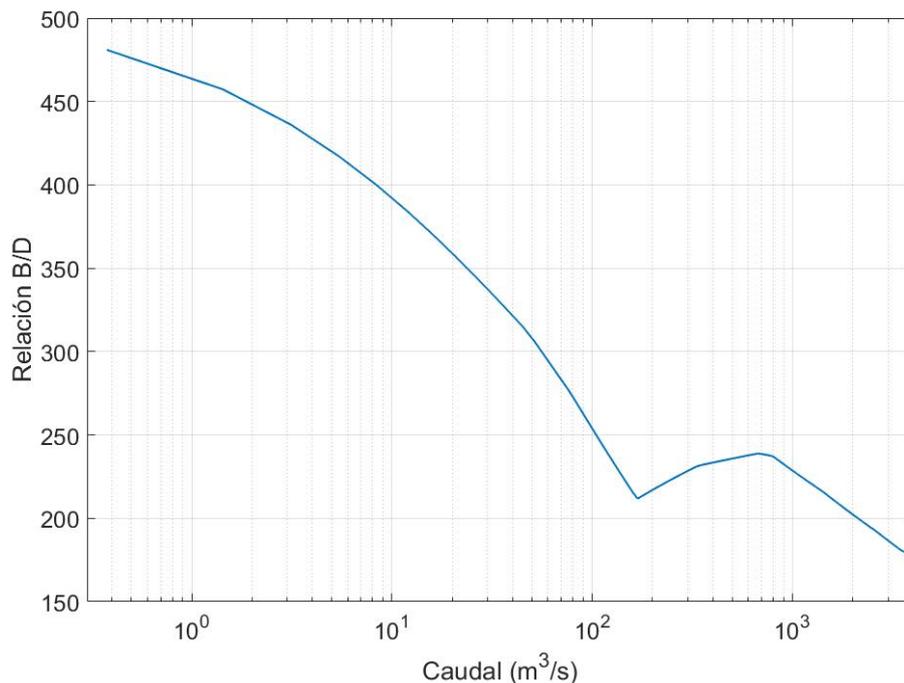


Figura 5.20: Relación entre ancho superficial y profundidad de flujo en función del caudal, para la sección de la pasarela.

Se observa que el mínimo de la función se alcanza para los mayores tirante y caudales. El caudal de llenado del cauce no se asoció al mínimo absoluto de la función, sino al mínimo local que se aprecia claramente, el cual se corresponde

con un caudal de $168 \text{ m}^3/\text{s}$. Para corroborar que ese valor se corresponda efectivamente con el caudal “bankfull”, se identificó su nivel de superficie libre asociado, y se lo graficó en comparación con la geometría de la sección. Este gráfico se muestra en la Figura 5.21.

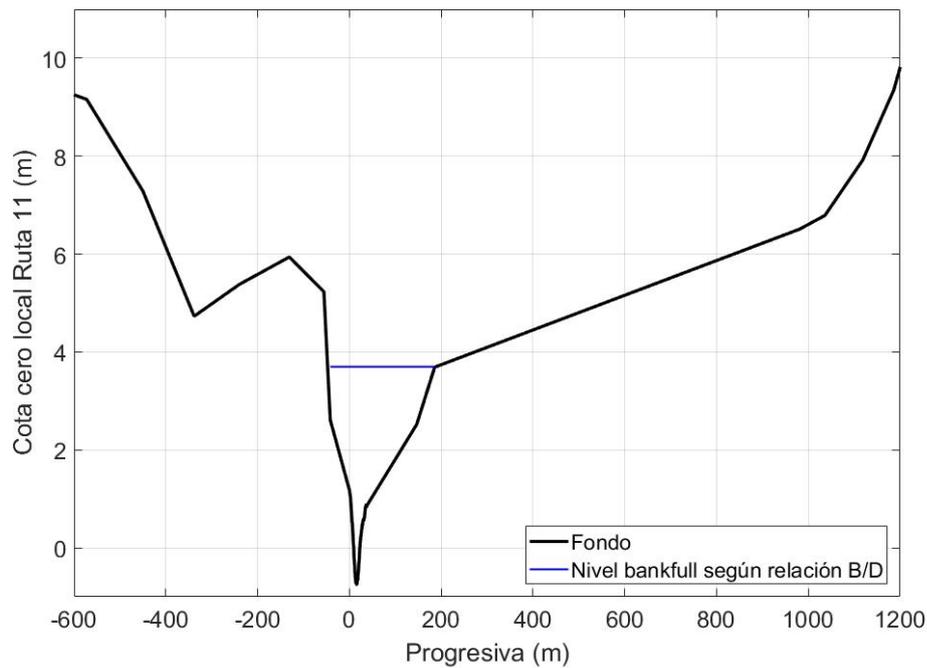


Figura 5.21: Nivel asociado al caudal “bank full” calculado en función de la relación ancho-profundidad, sobre la geometría de la sección transversal.

En el gráfico se observa claramente que, para el caudal calculado, el cauce se llena hasta un cambio notorio en su geometría transversal, que es el que produce el mínimo local en el gráfico de la Figura 5.20. Este cambio en la geometría se interpreta como el límite entre el cauce y la planicie de inundación por parte de los autores citados anteriormente (Wolman and Miller, 1960; Pickup and Warner, 1976). A su vez, este resultado es coherente con las observaciones realizadas en campo de la sección de medición, por lo que el resultado se considera válido, y se expresa en la Tabla 5.13 a continuación.

Tabla 5.13: Caudal formativo calculado como caudal que llena el cauce.

$Q_{form}(bank\ full)$	$168 \text{ m}^3/\text{s}$
------------------------	----------------------------

Caudal asociado a recurrencia

Varios autores asocian el caudal formativo a un período de retorno específico, con el fin de encontrar un criterio de determinación objetivo. Los resultados varían ampliamente, en función del caso de estudio, pero en su mayoría se encuentran entre 1 y 3 años de período de retorno, siendo 1.5 el valor más frecuentemente usado. En este caso se utilizaron los resultados del análisis de valores extremos de la serie de caudales, para identificar los caudales ubicados dentro de este rango. Los mismos se presentan en la Tabla 5.14 a continuación.

Tabla 5.14: Caudales correspondientes a períodos de retorno dentro del rango de 1 a 3 años.

Período retorno (años)	Caudal (m^3/s)
1	157
1.2	1140
1.5	1632
2	2084
2.5	2378
3	2598

Se observa que el rango de caudales correspondiente a esos períodos de retorno es muy amplio, por lo que resulta difícil tomar un criterio únicamente con este resultado. En cambio, si se toma en cuenta el caudal de llenado del cauce que se calculó anteriormente, se observa que es prácticamente coincidente con caudal de un año de período de retorno. Debido a la similitud de ambos resultados, y a que varios autores indican un año de período de retorno como posible criterio para la definición del caudal formativo, se optó por asignarle el mismo valor que para el caudal “bankfull”, lo cual se expresa en la Tabla 5.15.

Tabla 5.15: Caudal formativo asociado a período de retorno 1 año, equivalente al asociado al caudal “bankfull”.

$$Q_{form} (Tr = 1 \text{ año}) \quad | \quad 168 \text{ m}^3/s$$

Caudal efectivo

Como se menciona anteriormente el caudal efectivo se define como el incremento de caudal que transporta la mayor fracción de la carga de sedimento total dentro de un determinado período de tiempo. Para calcularlo se aplicaron

dos métodos: el de Schaffernak (1950), y el de Komura (1969). A continuación se detallan los cálculos realizados con cada método.

Como primer paso en el cálculo mediante el método de Schaffernak se discretizó la serie de caudales en 25 intervalos equiespaciados, definiéndose la cantidad de datos cuyo valor se encuentra comprendido en cada uno. Para esto no fueron tomados en cuenta los caudales menores a $20 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que se constató en campo que, en la sección de estudio, no hay transporte de sedimentos bajo ese umbral.

Luego se calculó el caudal sólido correspondiente al caudal líquido medio de cada división, utilizándose las 5 formulaciones mencionadas en el apartado anterior (“Estimaciones con fórmulas teóricas”) y la curva derivada de las mediciones en campo en la sección de la pasarela.

El siguiente paso fue multiplicar este caudal sólido por la cantidad de registros en cada intervalo y por el tiempo entre mediciones consecutivas (promediado en 8 hs para el período estudiado) para así obtener una masa total transportada durante el período de estudio por cada fracción del caudal. Este resultado se expresó gráficamente, para cada método de cálculo del caudal sólido, en un histograma. El caudal efectivo se corresponde con la fracción responsable de la mayor masa transportada, es decir, con el máximo valor del histograma. A continuación, en la Figura 5.22, se presentan los histogramas obtenidos con los diferentes métodos de cálculo del caudal sólido. Luego en la Tabla 5.16 se presentan todos los caudales efectivos calculados.

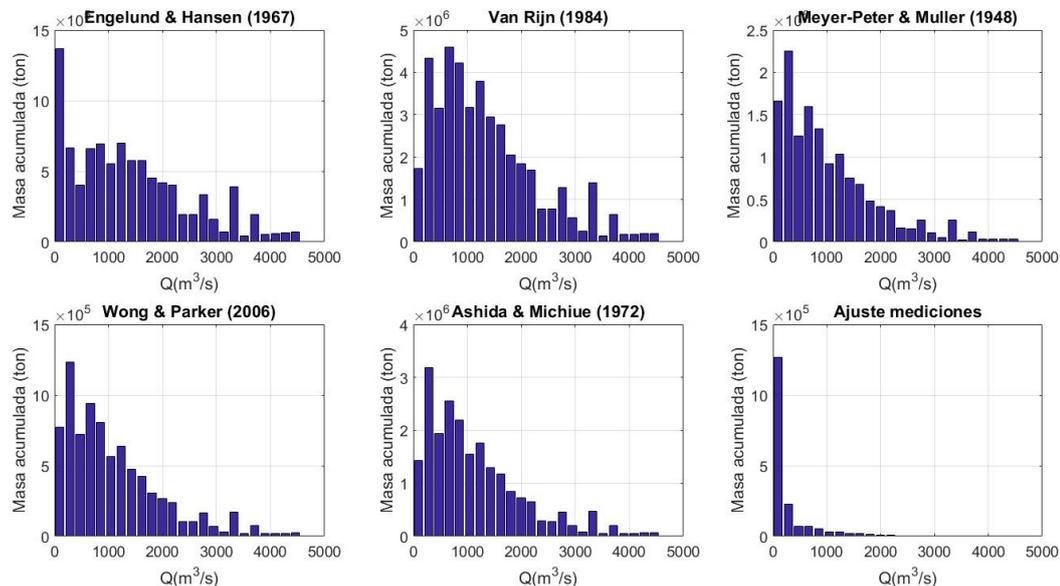


Figura 5.22: Histogramas resultantes del método de Schaffernak (1950) para el cálculo del caudal efectivo. Cada uno corresponde a una relación caudal líquido vs. caudal sólido diferente.

Tabla 5.16: Caudales efectivos calculados con el método de Schaffernak (1950), para distintas fórmulas de transporte.

Método	$Q_{ef}(m^3/s)$
Engelund & Hansen	95
Van Rijn	665
Meyer-Peter & Muller	285
Wong & Parker	285
Ashida & Michiue	285
Ajuste mediciones	95

En los histogramas se observa que, en todos los casos, la distribución del transporte tiene una asimetría marcada hacia los menores valores de caudal, dando como resultado que el caudal efectivo se encuentre siempre en el primer o segundo intervalo. Este es un problema común, que se debe a la alta permanencia que tienen los caudales bajos, de estiaje, respecto a los caudales de crecida, lo cual les da una muy alta ponderación en el cálculo de la masa total acumulada. Si bien esto es coherente con el régimen de caudales que presenta el río, podría estar introduciendo un sesgo en el cálculo, y no representar correctamente el caudal efectivo. No obstante, los resultados son cercanos a los valores obtenidos anteriormente con otros métodos, lo cual les otorga confiabilidad.

El otro método utilizado para calcular el caudal efectivo es el propuesto por Komura (1969). El mismo enuncia que el caudal efectivo se puede calcular según la Ecuación 5.5.

$$Q_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i^{(1+\beta)}}{\sum_{i=1}^N Q_i^\beta} \quad (5.5)$$

El cálculo depende del coeficiente β , que corresponde al exponente de la curva caudal líquido vs caudal sólido que se tome como referencia. Es por esto que, previo a los cálculos, se definió este exponente para cada una de las formulaciones que se utilizaron anteriormente. En la Tabla 5.17 se presenta este valor para cada una.

Tabla 5.17: Valores del coeficiente β para cada una de las formulaciones aplicadas.

Método	β
Engelund & Hansen	1.83
Van Rijn	1.39
Meyer-Peter & Muller	1.00
Wong & Parker	1.07
Ashida & Michiue	1.06
Ajuste mediciones	0.38

La ventaja del método de Komura respecto a los anteriores es que su aplicación no es dependiente de la cantidad de datos disponibles, por lo que se puede utilizar para determinar el caudal efectivo año a año, y así tener una idea de la variabilidad interanual del transporte. Además, se indica que los datos de caudal utilizados pueden ser tanto valores medios diarios, como medios mensuales, dependiendo de las características del cauce en estudio. Se resolvió aplicar este método en primera instancia para la totalidad de la serie, considerando caudales medios diarios y mensuales, de modo de poder comparar el resultado con los obtenidos anteriormente por otros métodos. Estos resultados se muestran en la Tabla 5.18.

Tabla 5.18: Caudales efectivos calculados con el método de Komura (1969), usando caudales medios diarios y acumulados mensuales, y distintas fórmulas de transporte.

Método	Q_{ef} (medios diarios) (m^3/s)	Q_{ef} (mensuales)(m^3/s)
Engelund & Hansen	1582	362
Van Rijn	1162	306
Meyer-Peter & Muller	761	252
Wong & Parker	830	261
Ashida & Michiue	823	261
Ajuste mediciones	243	157

A su vez se realizó el mismo cálculo pero para cada año de la serie, con el fin de obtener una serie temporal de caudales formativos, con un valor para cada año del período en estudio. En todos los casos se aplicaron todas las fórmulas de estimación del caudal sólido que se venían aplicando anteriormente. Ya que los resultados son muy extensos como para presentarlos en formato tabular, en este caso se muestran en las Figuras 5.23 y 5.24 respectivamente.

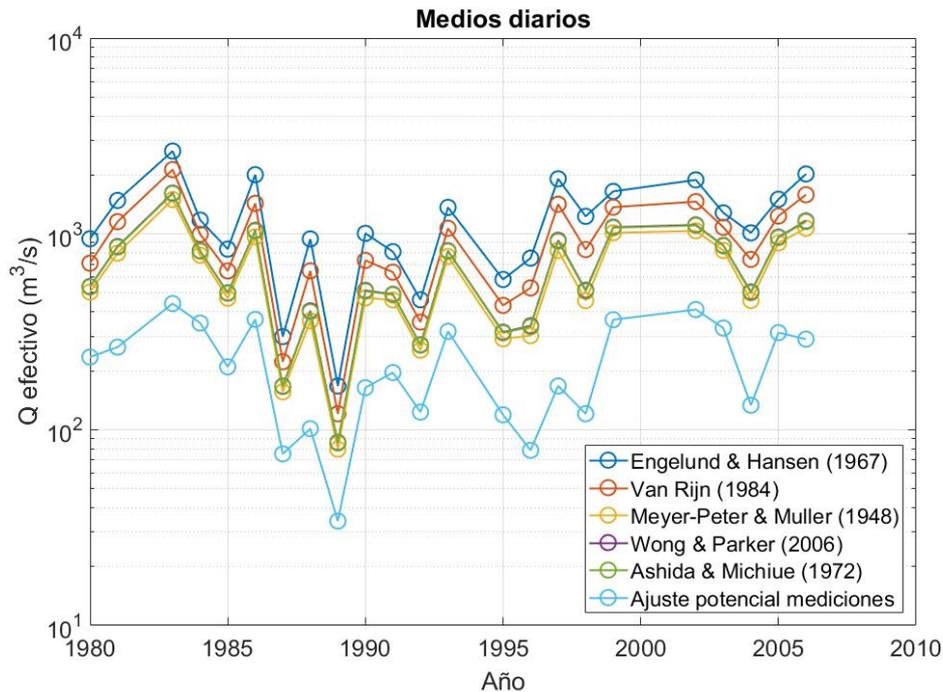


Figura 5.23: Caudal efectivo calculado con el método de Komura para cada año de la serie, en base a caudales medios diarios y para distintas fórmulas de transporte.

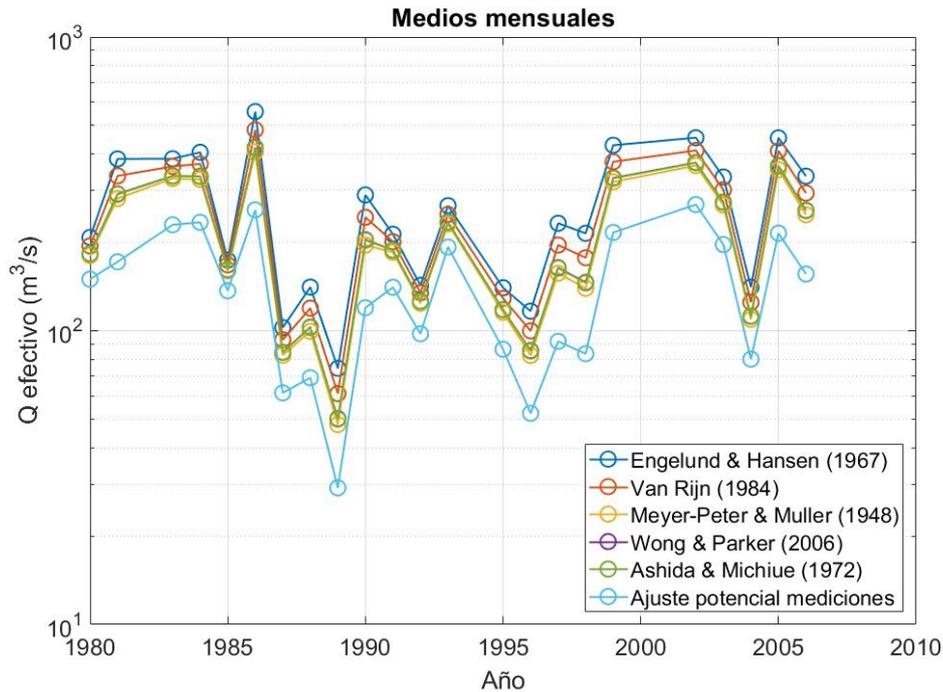


Figura 5.24: Caudal efectivo calculado con el método de Komura para cada año de la serie, en base a caudales acumulados mensuales y para distintas fórmulas de transporte.

Se observa que, en todos los casos, los resultados obtenidos usando caudales medios mensuales se asemejan más al resultante de la estimación mediante caudal bankfull y mediante recurrencia ($168 \text{ m}^3/\text{s}$) que los obtenidos con caudales medios diarios, que dan un orden de magnitud mayores. En los estudios antecedentes también se habían obtenido buenos resultados con el método de Komura en base a caudales medios mensuales, lo que da la pauta de que el mismo puede ser una alternativa adecuada para el cálculo del caudal efectivo (y por ende también el formativo) en nuestro país.

5.5.2. Estimación del transporte anual en base al caudal formativo

Para estimar el transporte anual en base al caudal formativo, se supuso en cada caso que el mismo circula constantemente durante un período de un año, y se calculó el transporte de sedimentos acumulado durante dicho año. En los casos en que el caudal formativo se calculó únicamente en función de la serie

de caudales (caudal “bankfull”, caudal asociado a recurrencia) se realizó el cálculo utilizando cada una de las fórmulas de transporte. En aquellos en que el cálculo depende de una relación caudal líquido vs. caudal sólido (ambos métodos de estimación del caudal efectivo), se utilizó para el cálculo la fórmula de transporte correspondiente en cada caso. En la Tabla 5.19 se muestran los resultados del transporte anual obtenidos, para los casos en que se calculó un caudal formativo representante de toda la serie de caudales. Luego en la Figura 5.25 se presenta gráficamente el mismo resultado para su mejor comprensión. Para los casos en que el caudal formativo se estimó año a año, los resultados se presentan únicamente en forma gráfica en las Figuras 5.26 y 5.27.

Tabla 5.19: Acumulados anuales de transporte estimados en base al caudal formativo, con los diferentes métodos detallados anteriormente. Todos los resultados están en *ton/año*.

	E&H	VR	M-P&M	W&P	A&M	Med
“Bankfull”	2.3×10^5	5.5×10^5	4.3×10^5	2.2×10^5	4.8×10^5	1.4×10^5
Recurrencia	2.1×10^5	4.5×10^5	3.6×10^5	1.8×10^5	3.9×10^5	1.4×10^5
Schaffernak	1.1×10^5	1.6×10^7	1.7×10^6	9.5×10^5	2.4×10^6	1.0×10^5
Komura diario	1.1×10^7	3.4×10^7	6.2×10^6	4.0×10^6	1.1×10^7	1.7×10^5
Komura mensual	7.5×10^5	4.2×10^6	1.2×10^6	7.4×10^5	1.9×10^6	1.4×10^5

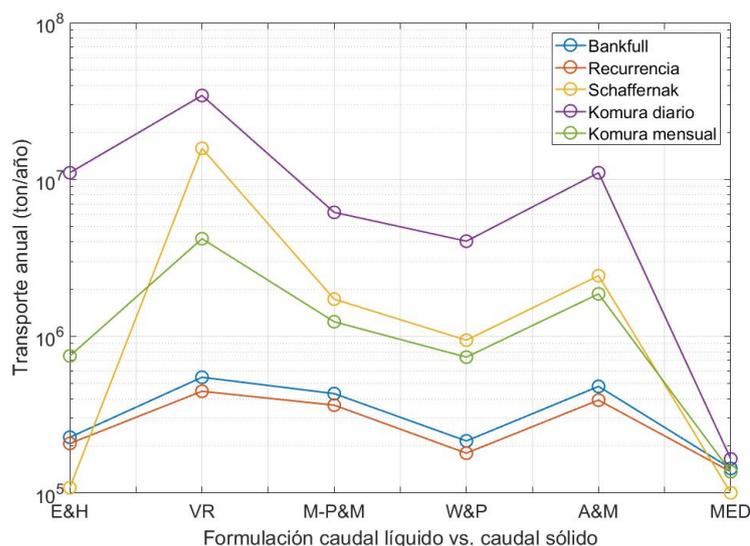


Figura 5.25: Acumulados anuales de transporte estimados en base al caudal formativo, con los diferentes métodos detallados anteriormente.

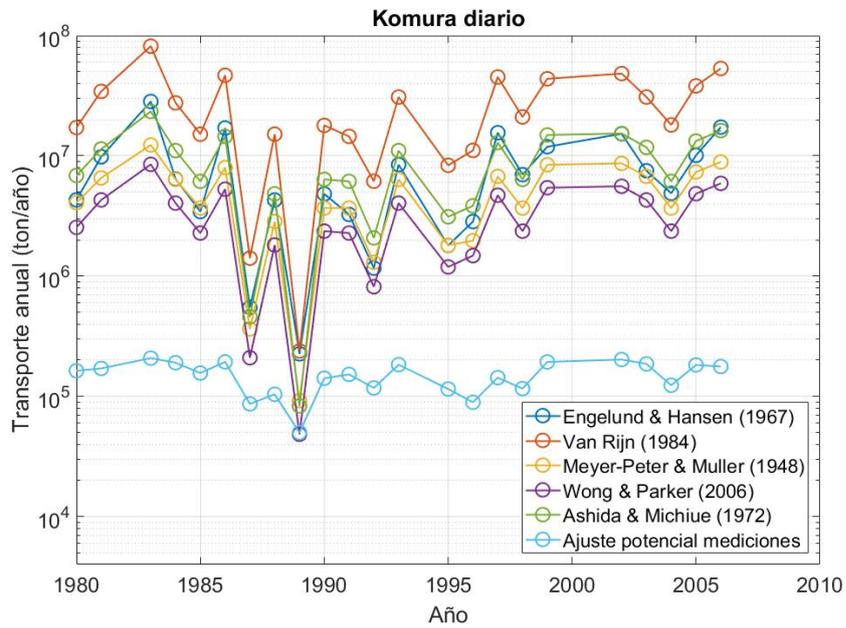


Figura 5.26: Acumulados de transporte estimados para cada año de la serie, en base al caudal formativo calculado con el método de Komura (1969) con caudales medios diarios.

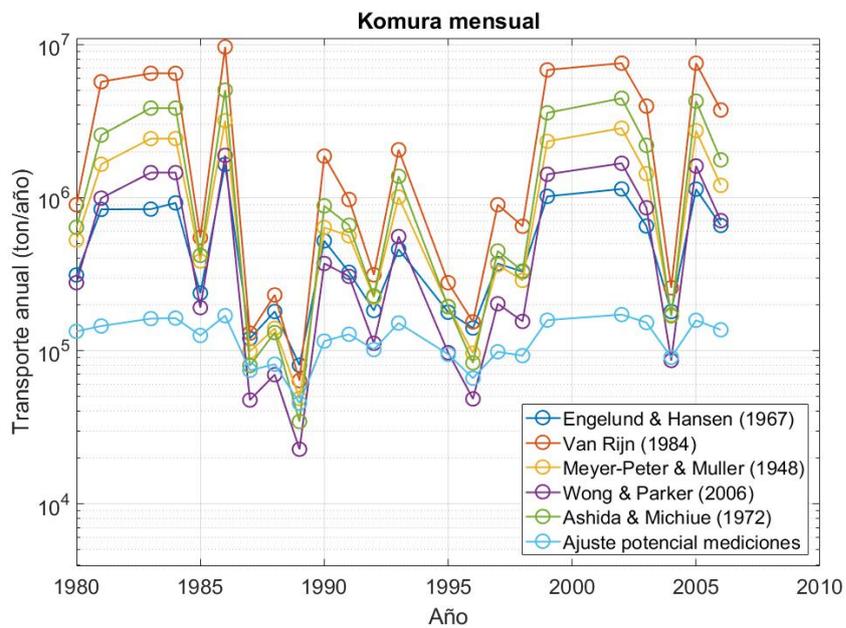


Figura 5.27: Acumulados de transporte estimados para cada año de la serie, en base al caudal formativo calculado con el método de Komura (1969) con caudales mensuales.

En los resultados se puede ver que las fórmulas de transporte utilizadas no tienen gran incidencia en el cálculo del transporte anual, ya que en todos los casos los ordenes de magnitud resultantes son prácticamente iguales. Se observa además que el orden de magnitud del transporte resultante es similar con todos los métodos, ubicándose entre 10^5 y 10^6 toneladas anuales, a excepción del método de Komura (1969) con caudales medios diarios, en el cual estos valores son mayores (del orden de 10^7). Esto se debe a que los caudales formativos determinados por ese método también son mayores que con el resto.

5.5.3. Cálculo del transporte anual en base a la serie de caudales

Como medida de contraste y validación, se realizó el cálculo del transporte total acumulado para cada año, en base a la serie de caudales líquidos disponible. Para esto, en primer lugar se calculó el caudal sólido correspondiente a cada dato registrado, en base a las 6 curvas caudal líquido-caudal sólido que se utilizaron anteriormente. Luego se multiplicó dicho caudal por el tiempo medio entre muestreos consecutivos (8 hs), para tener una masa acumulada, y se sumó la misma para los datos de cada año. De esa forma se obtuvo un acumulado anual que se presenta gráficamente en la Figura 5.28.

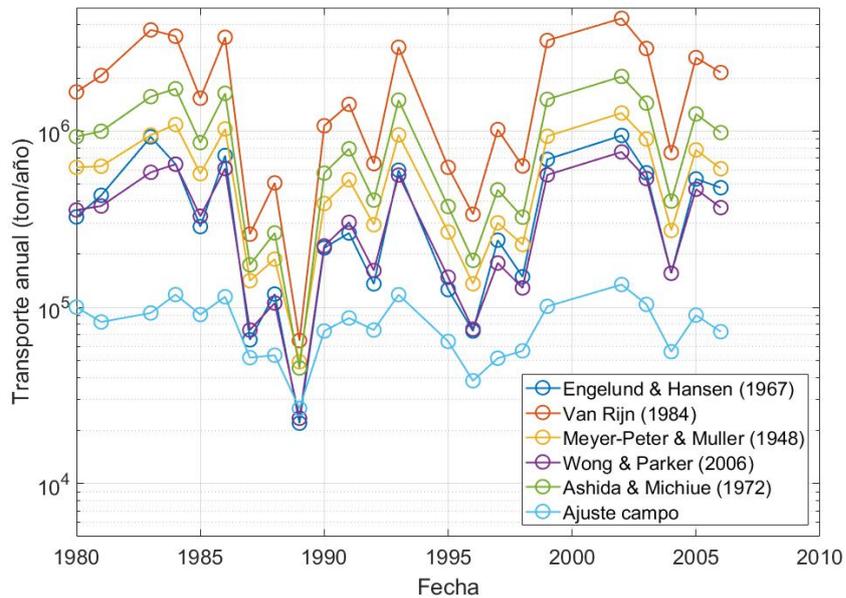


Figura 5.28: Acumulados de transporte estimados para cada año, en base a la serie total de datos.

En este caso se observa nuevamente que los órdenes de magnitud del resultado son similares para todas las formulaciones, siendo la de Van Rijn (1984a) la que da valores más altos y la de Wong and Parker (2006b) la que presenta valores más bajos. A su vez se puede ver que estos valores son del orden de entre 10^5 y 10^6 toneladas anuales, al igual que los resultados alcanzados anteriormente mediante el caudal formativo. El ajuste a las mediciones en campo tiene a subestimar el transporte anual en todos los casos, respecto a las fórmulas teóricas.

Capítulo 6

Análisis de resultados

El objetivo del presente capítulo es profundizar en el análisis de los resultados que se presentan en el capítulo anterior, de modo de obtener conclusiones sobre los procesos de transporte de sedimentos que ocurren en el río Santa Lucía. Este análisis incluye un primer apartado en el cual se comparan los resultados de las mediciones con las estimaciones mediante fórmulas teóricas. Allí se discute cual de estas formulaciones es la más adecuada para su aplicación al caso de estudio y se analiza la sensibilidad de los resultados ante diferentes variables. En el segundo apartado se discuten los resultados obtenidos con los diferentes métodos de cálculo del caudal formativo y en el tercero se comparan las estimaciones del transporte anual, analizando las características y aplicabilidad de cada uno de los métodos utilizados. En base a lo anterior, se plantea una metodología simplificada para la estimación del transporte anual aplicable a casos en que se cuente con poca información disponible. Por último se aplica la misma a dos casos de estudio nacionales a modo de validación.

6.1. Comparación entre mediciones y estimaciones teóricas

En el capítulo anterior se presentaron los resultados de las mediciones de transporte por fondo, así como también los de las estimaciones con 5 fórmulas teóricas aplicadas a la condición de flujo correspondiente a cada medición. Los mismos se presentan nuevamente, a modo de resumen, en la Tabla 6.1 y en la Figura 6.1.

Tabla 6.1: Comparación de resultados de mediciones y estimaciones teóricas. Todos los valores corresponden a unidades de $g/s.m$.

Fecha	7/2017	1/2018	1/2018	11/6/2018	25/6/2018	16/7/2018	16/8/2018	15/7/2019
Sitio	MRA	MRA	Morena	Pasarela	Pasarela	Pasarela	Pasarela	Puente
Q (m^3/s)	515	124	124	30.5	18.2	38.0	47.9	237.5
Trincheras	> 33.1	14.7	22.8	-	-	-	-	-
US BL-84	-	-	-	2.5 - 3.5	3.7 - 5.2	4.4 - 6.1	14.9 - 20.8	-
ADCP	-	-	-	-	-	19	9.3	19.7
E&H	296.5	24	24	4.7	7.8	7.5	12.3	24.1
VR	53.8	6.4	6.4	5.1	10.8	5.6	12.1	17.0
M-P&M	85.8	15.20	15.2	7.4	8.0	7.5	9.0	17.7
W&P	42.3	6.6	6.6	3.1	3.6	3.2	4.1	8.1
A&M	91.3	9.2	9.2	3.7	5.6	3.9	6.6	14.2

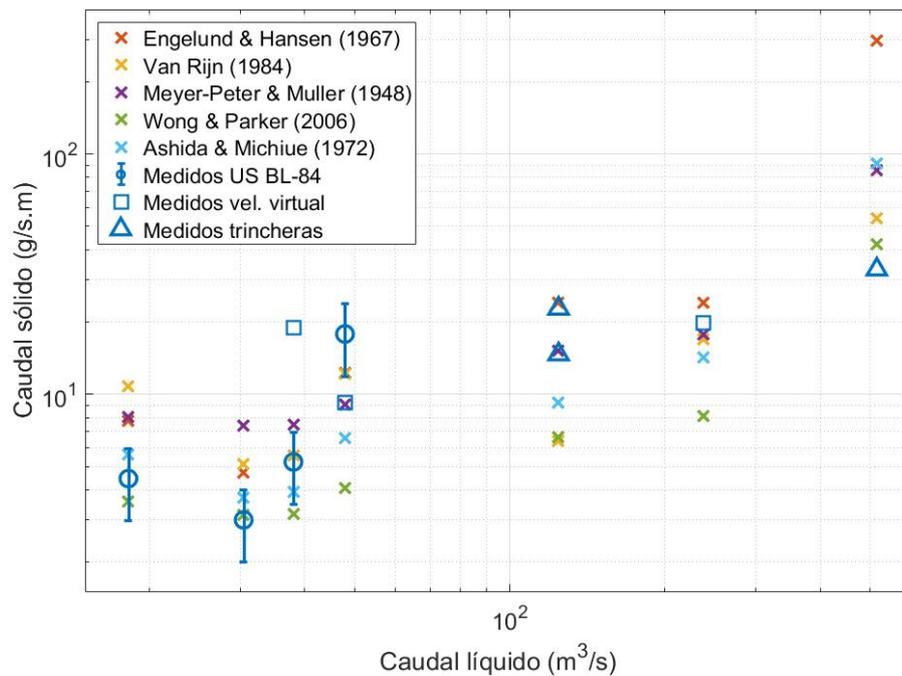


Figura 6.1: Comparación de mediciones y formulaciones teóricas.

Se observa que para las mediciones en Paso Pache, donde la arena es más gruesa, la fórmula de transporte por fondo que mejor se adapta a las mediciones es la de Meyer-Peter and Muller (1948). En cambio, para las secciones próximas a Santa Lucía (pasarela y puente), se observa una mejor aproximación de las de Wong and Parker (2006b) y Ashida and Michiue (1972) en las dos mediciones con caudal más bajo, y de la de Van Rijn (1984b) en las restantes. Estos resultados no muestran evidencia de que haya alguna de estas formulaciones que se adapte mejor a los datos de campo. No obstante, sí se puede decir que, en la mayor parte de los casos, todos los resultados coinciden en orden de magnitud, con lo que cualquier formulación sería aplicable en principio.

Para simplificar el análisis comparativo se realizó, para cada formulación, un ajuste potencial a los datos que se presentan en el gráfico anterior. Estos ajustes se compararon con el ajuste potencial realizado a los datos medidos, utilizado anteriormente para el cálculo del caudal efectivo y del transporte anual. Esta comparación se presenta en la Figura 6.2.

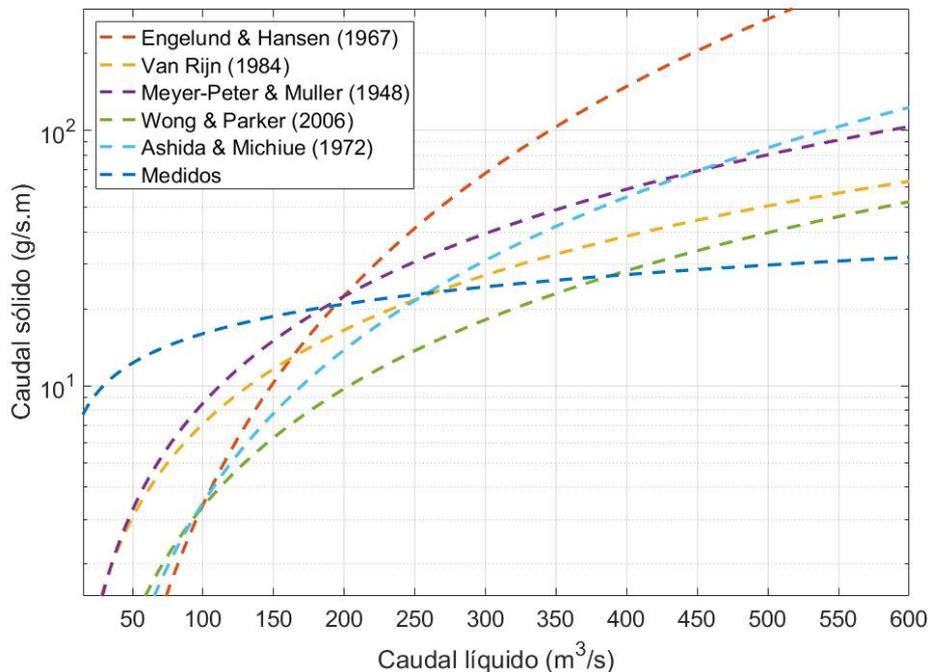


Figura 6.2: Comparación de ajuste potencial a mediciones y a las distintas formulaciones teóricas.

En este caso se aprecia con más claridad que no hay una formulación que ajuste mejor las mediciones, manteniéndose el comentario anterior respecto a la coincidencia en el orden de magnitud. A su vez se destaca que, dentro de las formulaciones de transporte por fondo, la de Meyer-Peter and Muller (1948) es la que da valores más altos, mientras que la de Wong and Parker (2006b) resulta en los menores. Esta consideración es importante para estar del lado de la seguridad en función de los objetivos particulares de cada caso de estudio.

Por otro lado, el gráfico permite ver que la formulación de Engelund and Hansen (1967) adquiere valores considerablemente mayores al resto de las formulaciones para caudales mayores a los $200 \text{ m}^3/\text{s}$, límite que coincide aproximadamente con el caudal de llenado del cauce. Este comportamiento es lógico, ya que la de Engelund and Hansen (1967) contabiliza el transporte total, mientras que las restantes estiman únicamente el transporte por fondo. Entonces, la diferencia que presenta esta formulación puede ser interpretada como el transporte en suspensión, que empieza a tener una magnitud equiparable a la del transporte por fondo a partir del llenado del cauce, predominando este último para caudales menores. No obstante, este comportamiento no se puede afirmar con certeza pues se deduce a partir de los resultados teóricos, pero no pudo ser confirmado en campo ya que se midió únicamente transporte por fondo.

6.2. Sensibilidad a la pendiente de fricción

Durante la realización de los cálculos con formulaciones de transporte por fondo se constató una alta sensibilidad de los resultados al valor de la pendiente de fricción ingresado. En este estudio, la utilización del modelo HEC-RAS permitió determinarla con cierto grado de exactitud, sin embargo, no es esperable que se pueda contar con esta información en todos los casos de estudio. Para ilustrar sobre la sensibilidad de las formulaciones al valor de este parámetro se presenta a continuación, en la Tabla 6.2, una comparativa de los resultados obtenidos, si en lugar de utilizarse la pendiente de fricción resultante del modelo, se sustituyera la misma por el valor de la pendiente de fondo local (el cual sería el procedimiento a seguir más razonable si no se pudiera implementar un modelo). La comparativa incluye únicamente los cálculos correspondientes a las mediciones en la pasarela, donde se tiene mayor cantidad de datos.

Tabla 6.2: Comparación de resultados de formulaciones teóricas, utilizando la pendiente de fricción extraída del modelo 1D y sustituyéndola por la pendiente de fondo local, para los casos estudiados en la sección de la pasarela. Los caudales sólidos se presentan en unidades de $g/s.m$.

Fecha	11/6/2018	25/6/2018	16/7/2018	16/8/2018
Q (m^3/s)	30.5	18.2	38.0	47.9
S_f (HEC)	3.9×10^{-4}	4.3×10^{-4}	3.8×10^{-4}	3.7×10^{-4}
S_0	7.1×10^{-4}	7.1×10^{-4}	7.1×10^{-4}	7.1×10^{-4}

	qs(S_f HEC)	qs (S_0)	qs(S_f HEC)	qs (S_0)	qs(S_f HEC)	qs (S_0)	qs(S_f HEC)	qs (S_0)
E&H	4.7	11.5	7.8	16.6	7.5	19.3	12.3	33.1
VR	5.1	14.9	10.8	38.9	5.6	19.1	12.1	73.8
M-P&M	7.4	21.1	8.0	26.1	7.5	24.6	9.0	44.7
W&P	3.1	9.5	3.6	12.6	3.2	11.3	4.1	22.4
A&M	3.7	16.0	5.6	26.1	3.9	20.1	6.6	50.1

Los resultados muestran que, al incrementarse la pendiente a menos del doble de su valor original, los caudales sólidos aumentan hasta entre 2 y 4 veces. Esto se debe a que la tensión de corte adimensional (que es directamente proporcional a la pendiente) se encuentra elevada a exponentes de 1.5 o más en las formulaciones. Esta alta sensibilidad, sumada a la dificultad de determinar el valor de dicho parámetro en casos de estudio, hace de este uno de los puntos más críticos del cálculo. Es recomendable buscar formas de determinación de la pendiente de fricción en los casos en que sea posible, y utilizar la pendiente de fondo cuando no lo sea.

6.3. Alternativa de cálculo de la tensión de corte adimensional, sin el uso de la pendiente de fricción

Complementariamente se evaluó la implementación de un método de cálculo que no requiera el valor de la pendiente de fricción, de modo de contar con una alternativa aplicable a secciones en que no se cuente con dicho valor o el de la pendiente de fondo y sí se cuente con una curva de aforo e información topo-batimétrica (caso típico en secciones de aforo del país). El mismo tiene como base el cálculo de la tensión de corte mediante el factor de fricción f , que se puede determinar a través alguna de las tantas relaciones de resistencia

disponibles en la bibliografía. El procedimiento consiste en determinar f , y calcular la tensión de corte adimensional según la Ecuación 6.1. Luego esta se ingresa directamente a las formulaciones de transporte para el cálculo del caudal sólido.

$$\tau^* = \frac{fU^2}{8gRd_{50}} \quad (6.1)$$

Siendo:

- τ^* la tensión de corte adimensional de Shields.
- f el factor de fricción.
- U la velocidad media en la sección.
- g la aceleración gravitatoria.
- $R = (\rho_s - \rho)/\rho$ el peso específico sumergido del sedimento.
- ρ y ρ_s las densidades del agua y del sedimento respectivamente.
- d_{50} el diámetro medio del sedimento.

Es importante destacar que, si se quiere aplicar esta alternativa sin recurrir a un valor de pendiente de fricción, es necesario contar con una curva de aforo en la sección, o algún otro método que permita determinar de forma independiente la relación entre caudal y tirante de flujo. Esto se debe a que el problema, planteado de esta manera, tiene tres incógnitas (τ^* , Rh y U) y dos ecuaciones (definición de τ^* , presentada en la Ecuación 6.1 y relación de resistencia). Por lo tanto se necesita una relación más para que el sistema sea determinado.

Para el cálculo del factor de fricción se aplicó la relación de resistencia de Manning-Strickler, cuya ecuación característica se puede consultar en el capítulo de Fundamento Teórico (Ecuación 4.16). En la Tabla 6.3 se comparan las tensiones de corte adimensionales calculadas de esta manera con las obtenidas anteriormente. Cabe mencionar que se comparan únicamente las tensiones debido a grano ya que son éstas las que se obtienen mediante el factor de fricción, excluyéndose la partición debida a formas de fondo de la comparación. Se recuerda que el método utilizado anteriormente calcula las tensiones totales a partir de la pendiente de fricción extraída del modelo y luego determina la fracción debida a grano a través de la partición de Engelund and Hansen (1967).

Tabla 6.3: Comparación de tensión de corte debida a grano calculada a partir la pendiente de fricción del modelo y del factor de fricción, determinado a partir de la relación de resistencia de Manning.

Fecha	Sitio	τ_s^* (S_f HEC)	τ_s^* (Manning)
7/2017	MRA	0.122	0.072
1/2018	MRA	0.072	0.035
1/2018	Morena	0.072	0.035
11/6/2018	Pasarela	0.070	0.013
25/6/2018	Pasarela	0.087	0.019
16/7/2018	Pasarela	0.072	0.020
16/8/2018	Pasarela	0.090	0.026
15/7/2019	Puente	0.099	0.019

Se observa que, en todos los casos, las tensiones resultan significativamente menores si se calculan a través del factor de fricción de Manning, lo cual da lugar a una subestimación del caudal sólido respecto a las mediciones. Por lo tanto la introducción directa del factor de fricción de esta manera en los cálculos no parece ser una alternativa viable.

Profundizando en la comparación, se observa que el modelo en HEC-RAS, del cual se extrajeron las pendientes de fricción utilizadas en el cálculo, utiliza la expresión de Manning-Strickler para caracterizar la resistencia al flujo. Por lo tanto las tensiones de corte calculadas anteriormente también derivan de una relación de resistencia y de un factor de fricción. Entonces la diferencia entre ambos resultados no se debe al método de cálculo (ya que es esencialmente el mismo), sino que está asociada al proceso de calibración del modelo, en el cual se utiliza el coeficiente de rugosidad de Manning “ n ” (directamente asociado al factor de fricción) como parámetro de ajuste, para que los niveles resultantes sean iguales a los medidos en la sección de aforo del puente de la antigua Ruta 11.

La calibración del modelo resultó en un coeficiente de rugosidad de 0.04. Se utilizó entonces este valor para calcular el factor de fricción y tensiones de corte adimensionales que le corresponden, con el fin de poder entender mejor de donde proviene la diferencia en los resultados de la Tabla 6.3. Para esto, en primer lugar se despejó el valor de la rugosidad de Nikuradse k_s de la definición del coeficiente de Manning presentada en el Fundamento Teórico (4.18). El re-

sultado fue $k_s = 1.09$. Si se toma en cuenta que $k_s = 2.5d_{50}$, la rugosidad total del cauce puede ser interpretada como la que generaría un fondo compuesto de rocas de aproximadamente 45 cm de diámetro medio.

En este punto cabe aclarar que los procesos de calibración como el descrito tienden a incrementar el coeficiente de rugosidad para que incluya, además del efecto de los granos de sedimento, los efectos de las formas de fondo y demás elementos rugosos presentes en el lecho. Es así que, en la práctica, se utiliza la relación de Manning para representar la tensión de corte total y no solamente la debida a grano, como es su cometido original. Eso explica el valor elevado que se obtuvo para k_s , que en este caso representa la rugosidad en conjunto de todos los elementos mencionados.

Con este valor de k_s se calcularon luego el factor de fricción, según la relación de Manning, y la tensión de corte adimensional de Shields. Debido a lo explicado en el párrafo anterior, esa tensión de corte se interpretó como la tensión total, y fue aplicado el método de Engelund and Hansen (1967) para determinar su partición debida a grano. El resultado de este cálculo se presenta en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4: Tensión de corte total, calculada a partir de la relación de fricción de Manning, utilizando un valor de $k_s = 1.09$ correspondiente a un coeficiente de Manning $n = 0.04$, resultante de la calibración del modelo.

Fecha	Sitio	τ_s^* (S_f HEC)	τ_s^* (Manning)
7/2017	MRA	0.122	0.167
1/2018	MRA	0.072	0.084
1/2018	Morena	0.072	0.084
11/6/2018	Pasarela	0.070	0.064
25/6/2018	Pasarela	0.087	0.071
16/7/2018	Pasarela	0.072	0.069
16/8/2018	Pasarela	0.090	0.080
15/7/2019	Puente	0.099	0.069

Se observa que los valores en este caso están muy próximos a los obtenidos en primera instancia, aplicando el modelo unidimensional. A continuación se realizaron los cálculos correspondientes del caudal sólido, para comparar los resultados en términos de transporte por fondo. Estos se presentan en la Figura 6.3, diferenciando según la ecuación de transporte.

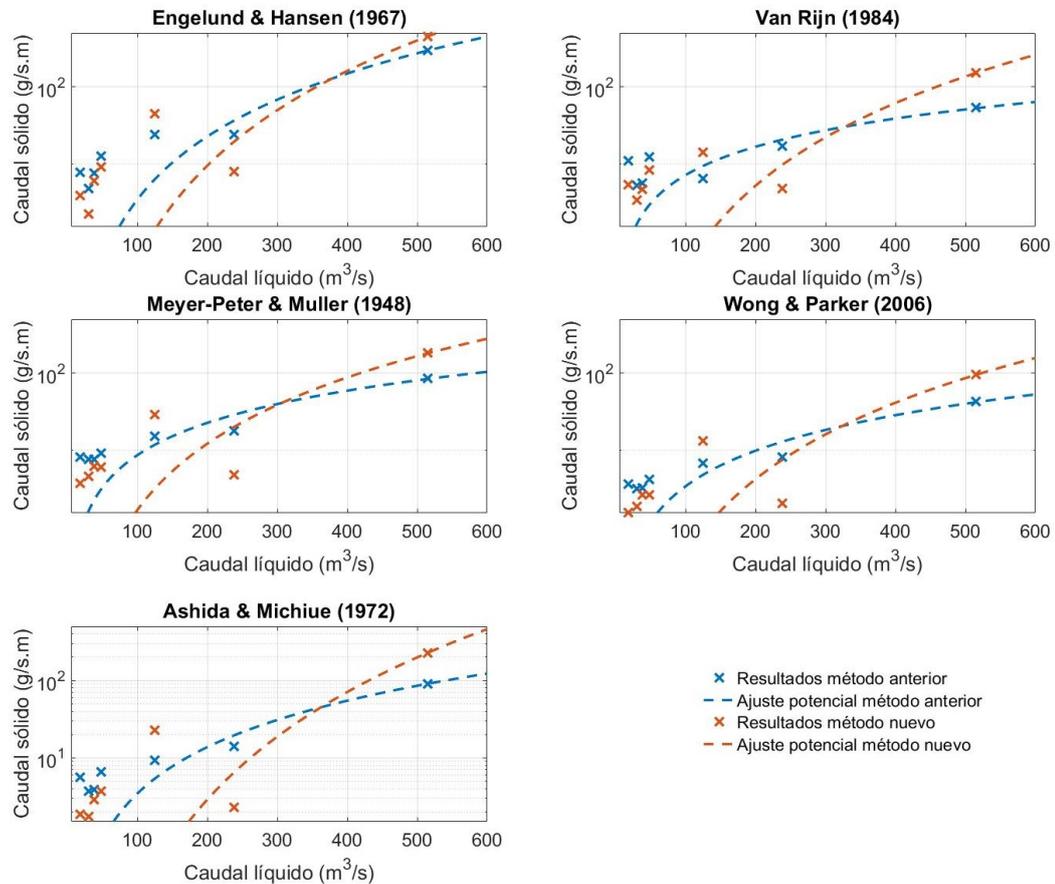


Figura 6.3: Comparación de resultados de transporte por fondo para varias formulaciones, calculando la tensión de corte a partir de la pendiente de fricción extraída del modelo; y a partir del factor de fricción correspondiente a un coeficiente de Manning de 0.04.

La mayor parte de los resultados son coincidentes en el orden de magnitud, y los valores de transporte se asemejan. La excepción es el caso del puente de la antigua Ruta 11, en donde los nuevos cálculos dan una tensión de corte adimensional significativamente menor, con igual resultado en los caudales sólidos. Esto demuestra que podría estimarse la tensión de corte a partir de un coeficiente de rugosidad de Manning, sin necesidad de implementar y calibrar un modelo hidrodinámico, ni de conocer la pendiente de fricción o de fondo del cauce, siempre y cuando se cuente con una curva de aforo. Se debe tener en cuenta que, al igual que en el caso de puente de Ruta 11, este método puede llevar a resultados poco representativos, y se debe ser cuidadoso en su aplicación.

El problema central del procedimiento antes descrito está en determinar un coeficiente n adecuado, que represente correctamente la resistencia del lecho. En ese sentido, la ventaja que se tiene en Uruguay, es que la mayor parte de los cauces con lecho de arena tienen características físicas similares, y se cuenta con varios estudios antecedentes (entre ellos los mencionados al principio de este documento) que permiten determinar un rango de valores frecuentes para este coeficiente. A su vez, existe amplia experiencia en el uso de la Ecuación de Manning y en la calibración de su coeficiente de rugosidad a nivel mundial, con lo que se pueden encontrar fácilmente, en bibliografía, tablas con valores típicos según las características del cauce en estudio (por ejemplo en Chow, 1994). En la Tabla 6.5 se presentan los valores calibrados en algunos estudios nacionales, entre los que se incluyen los antecedentes mencionados en el Capítulo 3.

Tabla 6.5: Valores del coeficiente de Manning obtenidos de la calibración de modelos hidrodinámicos en estudios antecedentes.

Cauce	Manning cauce	Manning planicie
Río San Salvador	0.04 - 0.08	0.06 - 0.12
Arroyo Solís Chico	0.05	-
Río Yaguarón	0.04	0.09
Río Cuareim	0.075	0.11
Arroyo Canelón Grande	0.06	0.06
Río Yi	0.08	0.15
Río Santa Lucía	0.04	0.1
Río Santa Lucía Chico	0.06	0.06
Arroyo Pintado	0.05	0.05
Arroyo Maldonado	0.075	0.09

El rango de valores, se encuentra entre 0.04 y 0.08, para la rugosidad del lecho, mientras que para las planicies de inundación se ubica entre 0.06 y 0.012. Estos valores son de referencia si se quisiera aplicar este método en cuencas aforadas. Teniendo en cuenta que se pueden dar casos, como el de la medición en el puente de la ex Ruta 11, en que los resultados obtenidos no sean representativos, se debe ser criterioso con la selección del coeficiente, teniendo en cuenta los límites de estos rangos para estar del lado de la seguridad, según el objetivo del estudio.

A modo de resumen del análisis realizado, se establece que, para determinar las tensiones de corte adimensionales, que son la base a los cálculos de transporte por fondo mediante formulaciones teóricas, se pueden aplicar tres métodos, de diferente nivel de complejidad, en función de la información disponible:

- Determinación de la pendiente de fricción a través de modelación hidrodinámica.
- Sustitución de la pendiente de fricción por la pendiente de fondo local en la sección de estudio.
- Determinación del factor de fricción a partir de un número de Manning adecuado al caso, en secciones aforadas.

En el presente caso de estudio se comprobó que cualquiera de estos métodos permite estimar del orden de magnitud del transporte por fondo. Todos los métodos presentados tienen sus ventajas y desventajas y se deben seleccionar con criterio, realizando comparación entre ellos cuando sea posible.

6.4. Análisis de cálculos del caudal formativo

Se efectuó el cálculo del caudal formativo aplicando diferentes metodologías, que atienden criterios variados asociados al régimen morfológico del río. Estos cálculos se llevaron a cabo para la sección de la pasarela, por ser en donde se recabo mayor información en campo del transporte de sedimentos. En la mayor parte de esos casos se obtuvieron caudales similares, del orden de $10^2 \text{ m}^3/\text{s}$, salvo con el método de Komura en base a caudales medios diarios, con el cual se obtuvieron resultados del orden de $10^3 \text{ m}^3/\text{s}$. Este resultado resulta contradictorio con la recomendación práctica establecida en Komura (1969), en donde se enuncia que es recomendable el ingreso de caudales medios diarios en la ecuación en aquellos cauces en que las crecidas duren pocos días. En cambio los caudales medios mensuales se deben aplicar cuando la duración de las crecidas es mayor, del orden de meses. El río Santa Lucía (así como en la mayoría de los cauces de Uruguay) se encuentra dentro del primer grupo, por lo tanto su régimen debería verse mejor caracterizado utilizando caudales medios diarios, lo cual no ocurre.

Si se observan nuevamente los histogramas presentados en la Figura 5.22, resultantes del cálculo con el método de Schaffernak, se puede ver que su distribución presenta una asimetría hacia los caudales bajos, lo que resulta en valores del caudal efectivo ubicados entre los primeros 3 intervalos. Esto se debe a que los caudales bajos, menores a los $150 \text{ m}^3/\text{s}$ tienen una permanencia muy alta en la serie, lo que les da mucho peso en la ponderación que se realiza con dicho método. A su vez, el caudal que llena el cauce, y el caudal de período de retorno 1 año, son del mismo orden de magnitud. Esto muestra que los caudales más bajos tienen una influencia significativa en la determinación de las características geométricas del cauce.

La utilización de caudales medios mensuales en el método de Komura también se puede interpretar como un incremento en la ponderación de los caudales bajos, respecto a la alternativa de ingresar caudales medios diarios. Esto se da ya que, al promediarse todos los caudales dentro de un mes, se mitiga la incidencia de las crecidas que ocurran durante el mismo, que sí son incluidas al utilizar caudales medios diarios. De este modo se explica que los resultados con este último método sean tan diferentes al resto y se reconoce una característica importante del régimen de transporte de sedimentos en el Santa Lucía. Los resultados con el método de Komura mensual en otros estudios antecedentes, evidencian, a su vez, que esta es una característica compartida con otros cauces nacionales.

6.5. Análisis de cálculos del transporte anual

En el Capítulo 5 se realizaron los cálculos para el transporte anual en base a los caudales efectivos previamente determinados con varios métodos, y también en base al total de los datos de la serie de caudales aforados. Como se menciona anteriormente, estos cálculos corresponden a la sección de la pasarela, donde se realizaron mediciones con el muestreador US BL-84. A continuación en la Figura 6.4 se presentan varios gráficos comparando estos resultados, separados en función de la relación caudal líquido vs. caudal sólido utilizada.

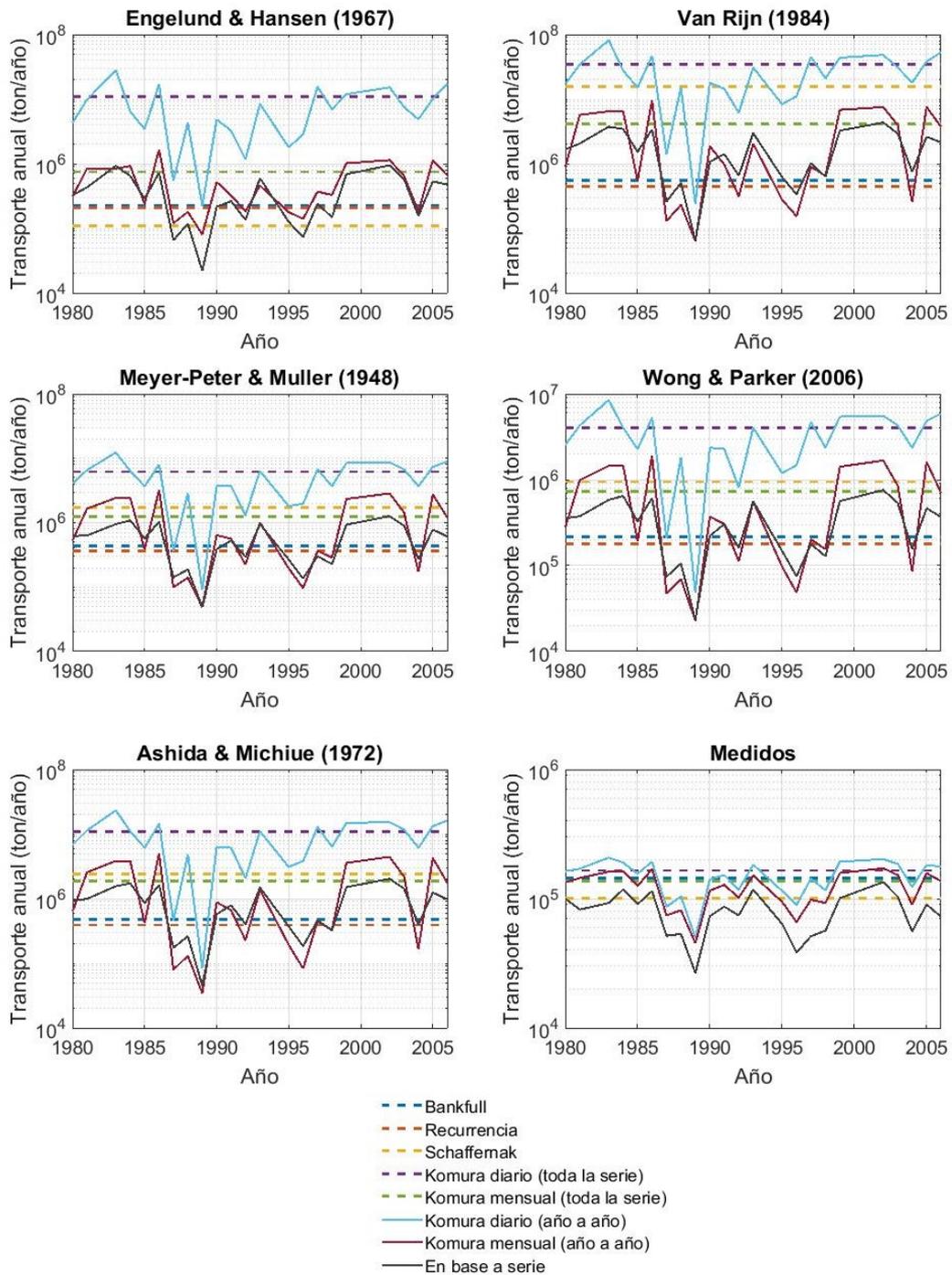


Figura 6.4: Comparación de acumulados de transporte anual.

Se observa que, en la mayor parte de los casos, los resultados del transporte anual usando el método de Komura a partir de caudales medios diarios, en todas sus variantes, son un orden de magnitud mayores que los restantes. Esto tiene su origen en el cálculo de los caudales efectivos, que también resultan mayores con este método. A su vez, se observa un muy buen ajuste de los resultados con el método de Komura en base a caudales mensuales, aplicado año a año, a los resultados del cálculo utilizando la serie histórica. Esto corrobora que este método (Komura con caudales mensuales) es, por varias razones, el más adecuado para la estimación de los transportes anuales, ya que no sólo permite hacer la estimación con la precisión requerida (orden de magnitud), sino que además es el método más sencillo de aplicar, el que requiere menor cantidad de información de base, y además puede ser utilizado para la estimación año a año, dentro del período que se quiera estudiar.

En base a este resultado, se eligió la utilización del método de Komura, con caudales medios mensuales, para la elaboración del método simplificado de estimación del transporte anual. El mismo consiste en la aplicación del modelo hidrológico de Témez (1977) para determinar los caudales medios mensuales, que luego se ingresan a la fórmula de Komura para calcular el caudal formativo. En última instancia se utiliza este caudal para calcular el transporte anual, suponiendo que circula de forma permanente durante un año y utilizando una relación caudal líquido vs. caudal sólido para determinar el transporte de sedimentos.

El modelo de Témez (1977) posee la ventaja de ser ampliamente utilizado en Uruguay y de estar previamente calibrado para todo el territorio nacional, por lo que para su aplicación solo es necesario estimar el área de la cuenca que se vaya a estudiar y obtener una serie de acumulados mensuales de precipitación en la misma. Esto último también resulta sencillo gracias a la amplia red pluviométrica pública que existe en el país. A modo de ejemplo, se aplicó este modelo a la cuenca del río Santa Lucía, para el mismo período en que se realizó el análisis de los caudales efectivos (1980-2006). Luego, con los resultados de caudal medio mensual se calculó el caudal formativo de cada año y el transporte acumulado correspondiente utilizando las distintas curvas caudal líquido vs. caudal sólido. Los resultados de estos cálculos se presentan en la Figura 6.5, en comparación con el transporte anual calculado a partir del total

de la serie histórica y a partir del método de Komura en base a los caudales medios mensuales estimados a partir de la serie histórica.

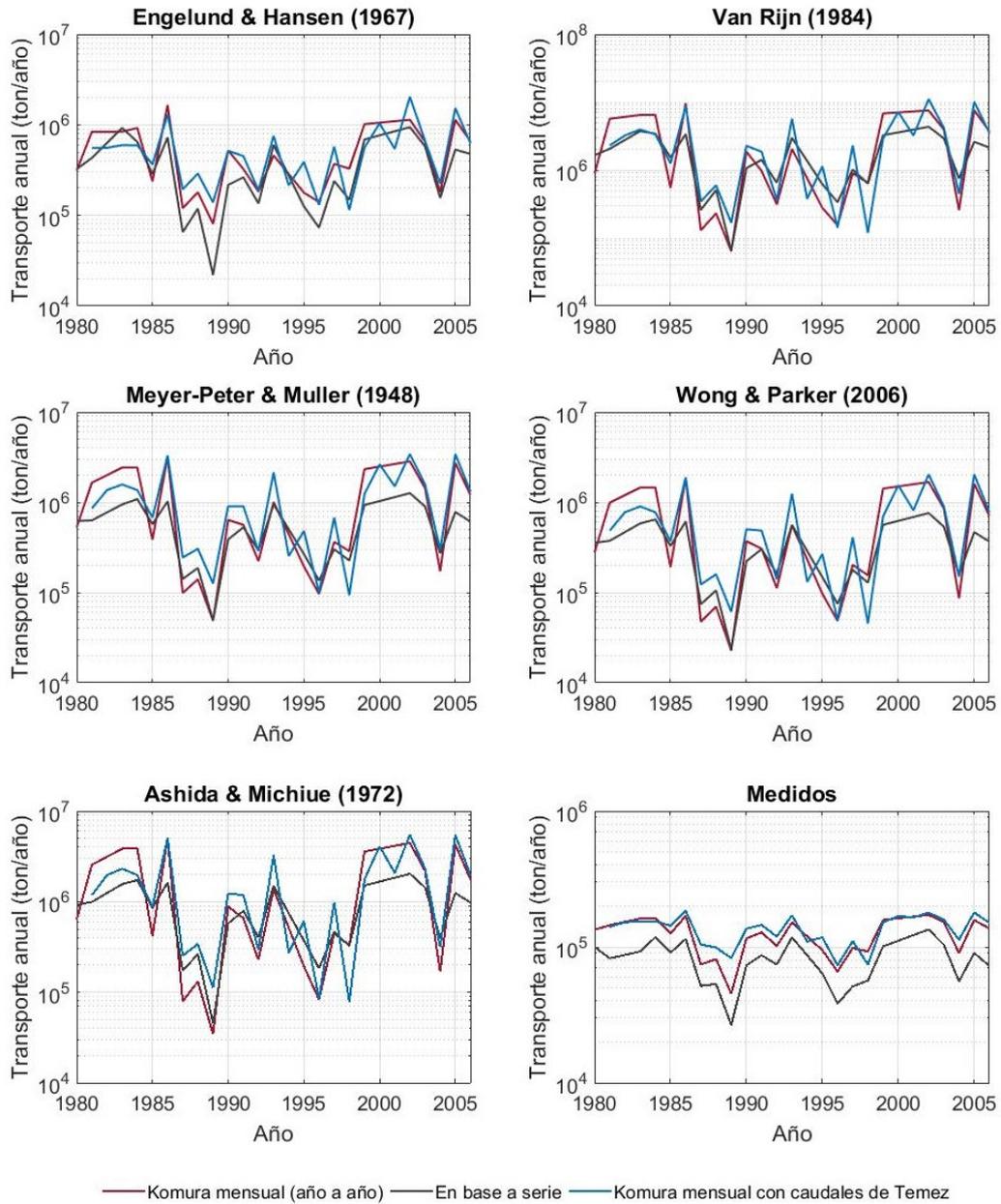


Figura 6.5: Comparación de acumulados de transporte de fondo anual calculados a través del modelo de Téméz (1977), con los calculados anteriormente.

Se observa que los resultados de esta metodología son muy similares a los obtenidos anteriormente con métodos más complejos, coincidiendo en el orden de magnitud en todos los casos. Esto demuestra la validez de este método simplificado para su aplicación en la cuenca del río Santa Lucía. Si se tienen en cuenta los antecedentes de este estudio, se puede extender esta conclusión a otros cauces nacionales con fondo de arena.

A modo de resumen, se enumeran a continuación los datos necesarios para la aplicación del método:

Para aplicación del modelo de Téméz (1977):

- Área de la cuenca.
- Serie de acumulados mensuales de precipitación en al menos un pluviómetro cercano.
- Agua disponible del suelo, en función de la unidad correspondiente en la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay (Molfino and Califra, 2001).
- Ciclo medio anual de evapotranspiración potencial (ETP), extraído del mapa de isolíneas de ETP que se puede encontrar en DINAGUA (2011).
- Parámetros hidrológicos del modelo calibrados para Uruguay, se pueden encontrar en DINAGUA (2011).

Para aplicación de la fórmula de Komura (1969);

- Serie de caudales mensuales resultante del modelo de Téméz.
- Coeficiente β de la ecuación de transporte que se elija utilizar.

Para el cálculo del transporte anual:

- Caudal formativo estimado con la fórmula de Komura.
- Geometría de la sección transversal correspondiente al punto de cierre de la cuenca.
- Diámetro medio del sedimento de fondo en la misma.
- Al menos la pendiente de fondo local y una estimación del coeficiente de rugosidad de Manning. Alternativamente se puede realizar el cálculo en base a una curva de aforo y el coeficiente de rugosidad. Si se tiene la posibilidad de implementar un modelo hidrodinámico, puede extraerse

la pendiente de fricción del mismo.

6.6. Aplicación a otras cuencas

A la luz de los resultados obtenidos mediante el método descrito para la estimación del transporte anual se decidió extender su aplicación a otras cuencas nacionales: la del río Yaguarón y la del río Cuareim. Estas cuencas fueron seleccionadas ya que en ellas se han realizado estudios sedimentológicos en el pasado, por lo que se cuenta con algunos resultados que permiten evaluar la efectividad del método. A su vez, en ellas existen antecedentes de mediciones de transporte, lo que también enriquece la comparación.

6.6.1. Río Cuareim

El río Cuareim, ubicado en el departamento de Artigas, constituye una frontera natural entre Uruguay y Brasil, por lo que su cuenca es binacional ocupando un 55 % en territorio uruguayo y 45 % en suelo brasilero (ver Figura 6.6). Su superficie aproximada es de 14.800 km^2 y el largo de su curso principal es de 351 km , con un desnivel máximo de 326 m . El fondo del río está compuesto por arenas y gravas de diversa granulometría y, al igual que en el río Santa Lucía, estas son objeto de explotación para su comercialización en ambas márgenes. Estas actividades de extracción son el centro de algunas problemáticas sociales, que se describen en el capítulo de Estudios Antecedentes, y en Vilaseca and Chreties (2016).

Como parte de los trabajos realizados para el estudio llevado a cabo entre 2015 y 2016 se registraron dos puntos de medición con un muestreador de transporte por fondo Helley-Smith en una sección del río ubicada aproximadamente 20 km aguas arriba de la ciudad de Artigas, conocida con el nombre de “Picada del Alemán”. Durante las campañas también se relevó el perfil topo-batimétrico de la sección, y se midió velocidad de flujo usando un correntómetro, con lo cual pudo también estimarse el caudal líquido. Los resultados de las mediciones se presentan en la Tabla 6.6 a continuación.

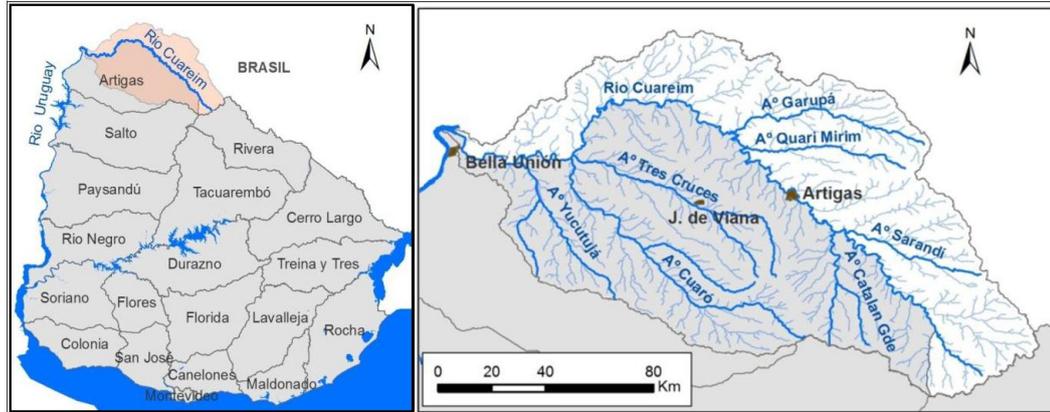


Figura 6.6: Ubicación de cuenca del río Cuareim.

Tabla 6.6: Resultados de mediciones en sección “Aleman”, río Cuareim.

Fecha	Cota sup. libre (m)	U (m/s)	Q (m ³ /s)	q _s (g/s.m)
29/1/2015	90.737	0.561	13.1	2.80
10/4/2015	90.404	0.315	1.6	0.63

Se decidió utilizar esta sección para los cálculos del transporte anual. Previo a los mismos, se usaron los datos recabados en las mediciones para comparar y validar las ecuaciones de transporte que vienen siendo aplicadas: Van Rijn (1984b), Meyer-Peter and Muller (1948), Wong and Parker (2006b), Ashida and Michiue (1972) de transporte por fondo y Engelund and Hansen (1967) de transporte total. Para aplicar dichas ecuaciones se utilizó la información anterior y además un diámetro medio de sedimento de 5.3 mm, resultante del ensayo granulométrico de una muestra recolectada en la sección, y una pendiente de fondo de 8.04×10^{-4} , calculada en base al relevamiento topográfico. Los resultados se presentan en la Tabla 6.7 y en la Figura 6.7.

Tabla 6.7: Resultados de ecuaciones de transporte por fondo en comparación con mediciones en el río Cuareim, expresados en g/s.m

Fecha	Medición	E&H	VR	M-P&M	W&P	A&M
29/1/2015	2.80	5.56	0.46	33.2	13.3	11.0
10/4/2015	0.63	0.95	0.38	31.0	12.4	9.85

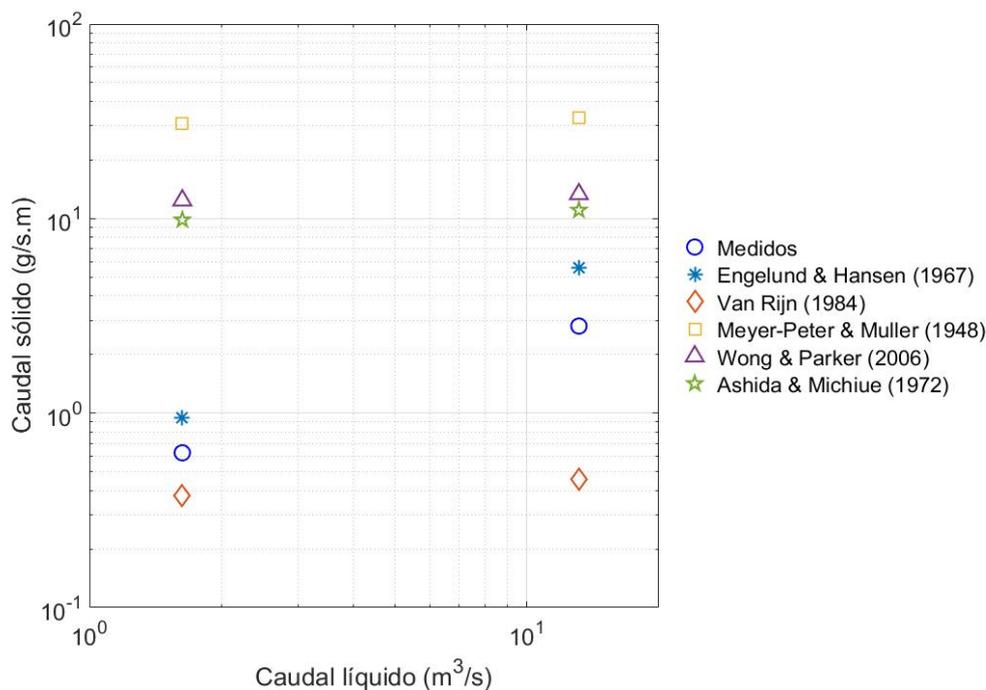


Figura 6.7: Resultados de ecuaciones de transporte por fondo en comparación con mediciones en el río Cuareim.

Se observa que los resultados de todas las mediciones, a excepción de la de Van Rijn (1984b) se encuentran por encima de los valores medidos. A su vez, a diferencia del caso del río Santa Lucía, hay mayor dispersión en el orden de magnitud de los resultados de las distintas formulaciones. Esto se atribuyó a la diferencia significativa que hay en el tamaño de los sedimentos, que en este caso son del orden de las gravas. En particular el valor de d_{50} se encuentra fuera del rango de aplicación de la formulación de Van Rijn (1984b), por lo que la misma fue descartada del análisis de aquí en adelante. La única formulación que presenta resultados del mismo orden de magnitud que las mediciones es la de Engelund and Hansen (1967).

En el estudio antecedente, a su vez, fue implementado un modelo hidrosedimentológico unidimensional en HEC-RAS, al cual se tuvo acceso. El módulo hidrodinámico fue calibrado para corresponderse con los datos de nivel en la curva de aforo ubicada en la ciudad de Artigas (84.1 de DINAGUA), resultando este proceso en un valor del número de Manning de 0.075 para el cauce y 0.11 para la planicie de inundación. Si bien las mediciones de campo no se encuentran comprendidas dentro del período de modelación, se observaron los

valores típicos de la pendiente de fricción, encontrándose que los mismos son, en su gran mayoría, del orden de 10^{-4} al igual que la pendiente de fondo. A modo de comparación se realizaron nuevamente los cálculos del caudal sólido, con esos valores de la pendiente de fricción. Los resultados se presentan en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8: Comparación de resultados de transporte de sedimentos con diferentes formulaciones usando pendiente de fondo del cauce y pendiente de fricción promedio extraída del modelo para los cálculos, expresados en $g/s.m$

Fecha	E&H		M-P&M		W&P		A&M	
	S_0	S_f	S_0	S_f	S_0	S_f	S_0	S_f
29/1/2015	5.56	2.73	33.2	30.7	13.3	12.3	11.0	9.73
10/4/2015	0.95	0.47	31.0	29.9	12.4	12.0	9.85	9.29

Se observa que, con las dos alternativas, los resultados son muy similares, por lo que en este caso resulta indistinto aplicar cualquiera de ellas. El siguiente paso del análisis fue la utilización del modelo hidrológico de paso mensual de Témez (1977) en la cuenca, como primer etapa en el cálculo del caudal formativo. Para ello se determinó para la misma un área de 4486 km^2 y una evapotranspiración media de 104 mm . El agua disponible se extrajo del trabajo de DNH-CRC-IMFIA (2005), donde se indica un valor de 60 mm . Se utilizó para el cálculo la serie de precipitación del pluviómetro 1050 de INUMET, la cual cuenta con datos entre 1981 y 2012.

A continuación se determinaron los coeficientes β correspondientes a cada una de las formulaciones de transporte, para su aplicación en la fórmula de Komura (1969). Esto requirió la generación de una curva de aforo en la sección, basada en la ecuación de Manning, para lo cual se utilizó el coeficiente n resultante del modelo, de valor 0.075. Al igual que antes, la pendiente de fricción fue sustituida por la de fondo con este fin. En base a la misma se generaron curvas caudal líquido vs. caudal sólido para cada formulación y fueron ajustadas mediante curvas potenciales para definir el β en cada caso. Los valores resultantes se presentan en la Tabla 6.9.

Tabla 6.9: Valores del coeficiente β para la aplicación de la fórmula de Komura (1969).

Formulación	β
E&H	1.30
M-P&M	1.17
W&P	1.26
A&M	1.47

Con los caudales mensuales, y los valores del coeficiente β , se aplicó la fórmula de Komura para el cálculo del caudal formativo. Los resultados, para cada año, se presentan en la Figura 6.8.

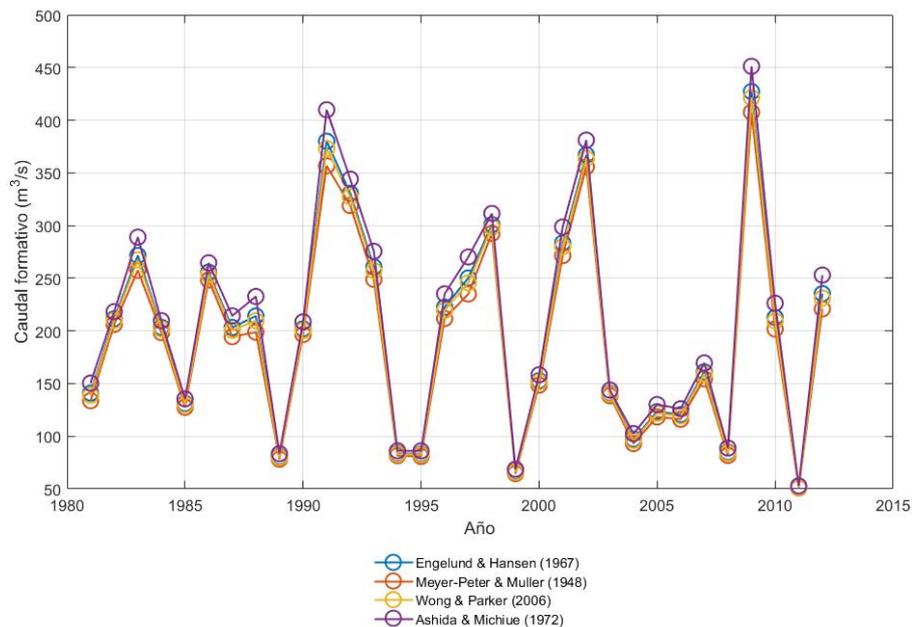


Figura 6.8: Caudal formativo para cada año, calculado en base a varias formulaciones, utilizando la ecuación de Komura (1969) y los caudales mensuales de Témez (1977).

Se observa que los valores de caudal formativo son muy similares para todas las formulaciones, debido a que los valores de β son también parecidos. En este punto se realizó una comparación con los valores de caudal formativo determinados durante el estudio antecedente. En aquella ocasión, fueron calculados utilizando el método de Schaffernak (1950), en base a la serie de caudales del

modelo y la ecuación de Engelund and Hansen (1967), en una sección cercana del río. El período de modelación abarca 1960-2013. El gráfico resultante de ese análisis se presenta en la Figura 6.9.

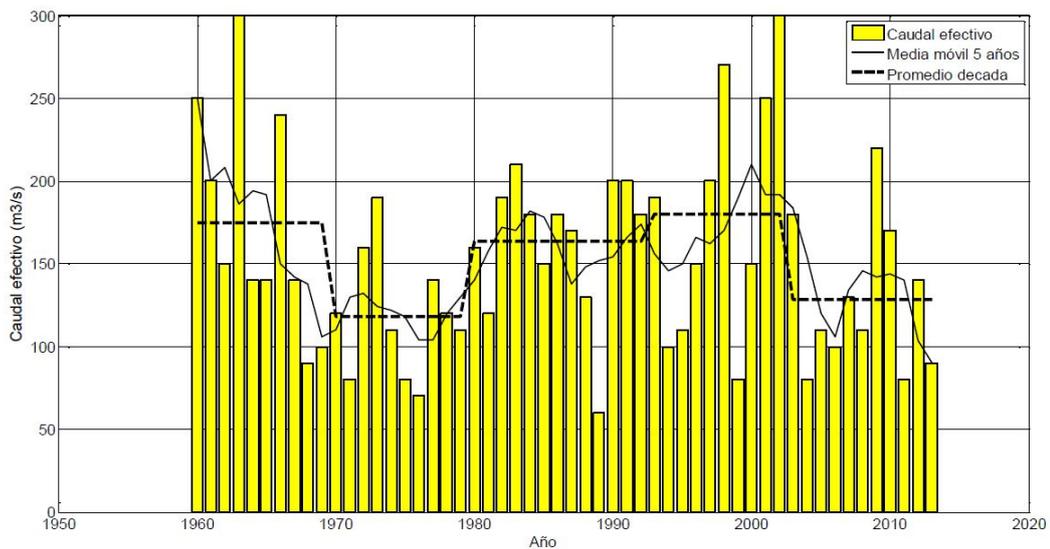


Figura 6.9: Gráfico del caudal formativo extraído del estudio antecedente (Vilaseca and Chreties, 2016). Durante el mismo se aplicó el método de Schaffernak (1950) a la serie de caudales resultante del modelo, con la ecuación de Engelund and Hansen (1967) para el cálculo del transporte sólido.

Comparando los dos casos, se observan resultados muy similares para la mayoría de los años. El método Temez-Komura parece dar valores mayores para los años en que hay mayor transporte. No obstante, en todos los casos coincide el orden de magnitud.

El último paso fue utilizar el caudal formativo para el cálculo del transporte correspondiente a cada año del análisis. Para ello se aplicaron las ecuaciones de transporte, considerándose que dicho caudal circula de forma permanente durante un año. Se debió recurrir nuevamente a la curva de aforo construida en base a la ecuación de Manning para el cálculo. El resultado final se muestra en la Figura 6.10.

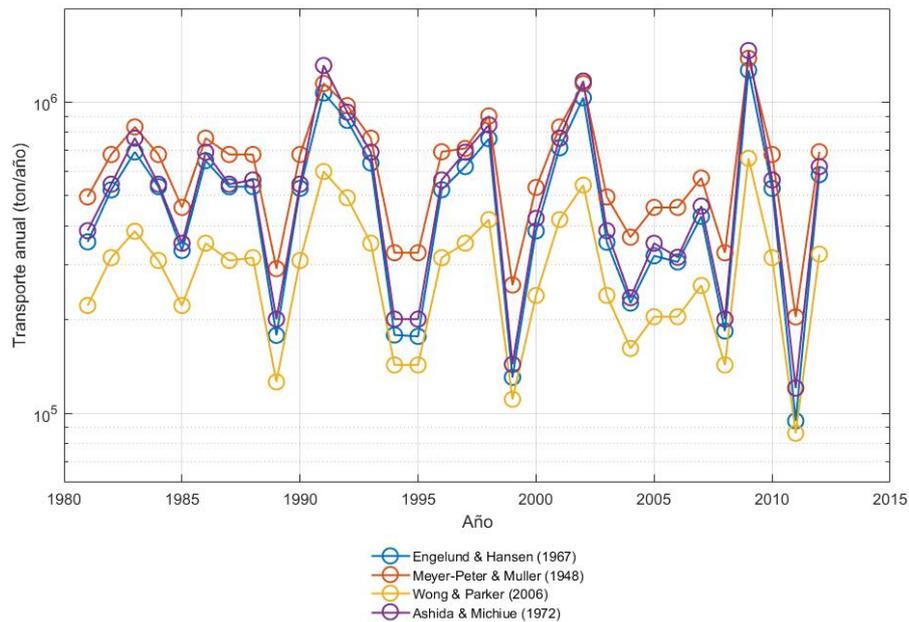


Figura 6.10: Caudal sólido anual, calculado mediante varias fórmulas, para la sección en estudio.

Se puede ver que con todas las formulaciones se obtiene el mismo orden de magnitud para el transporte anual. A su vez, se destaca que el mismo coincide con el calculado anteriormente para el río Santa Lucía, siendo del orden de entre 10^5 y 10^6 ton/año.

6.6.2. Río Yaguarón

Al igual que el Cuareim, el río Yaguarón constituye una frontera natural entre Uruguay y Brasil. El mismo se ubica en el departamento de Cerro Largo, teniendo un área total de cuenca de 7156 km^2 y un largo de 233 km considerando el punto de cierre en la ciudad de Río Branco. El trazado de su cuenca se presenta en la Figura 6.11. En dicha ciudad, las márgenes del río sufren históricamente un proceso erosivo, que motivó varias intervenciones a lo largo de los años, con el fin de prevenir sus efectos adversos. Este avance de la erosión fue estudiado en el trabajo de 2014, que se menciona en el capítulo de antecedentes y que se resume en Chreties et al. (2014a).

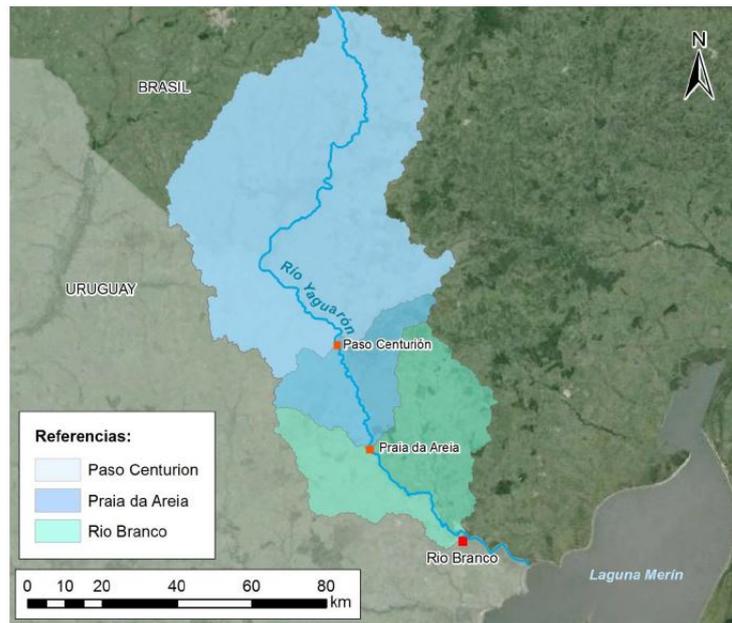


Figura 6.11: Trazado de la cuenca del río Yaguarón, con cierre en la ciudad de Río Branco. Se muestran también puntos de cierre de las subcuenas incrementales en Paso Centurión y Praia da Areia.

Como otro antecedente significativo en la cuenca, se tiene una estimación del transporte anual realizada por la Comisión Mixta de la Laguna Merín (CLM) en el año 1980, cuando se proyectaba la construcción de una presa a la altura de Paso Centurión. En dicho estudio se estimó que el río transporta 198.000 ton/año. Si bien resulta de interés realizar la estimación con el nuevo método en Paso Centurión para poder comparar, no se contó en este caso con información topo-batimétrica en ese tramo del cauce, por lo que en su lugar se utilizó otra sección ubicada aproximadamente 2 km aguas arriba del puente Mauá en la ciudad de Río Branco. Se dispuso de toda la información necesaria para los cálculos en dicho punto y además en él se realizó una estimación del transporte anual con diferentes métodos en el estudio antecedente del año 2014, por lo que allí también se tuvo una referencia para comparación.

Cabe mencionar que en el estudio de 2014 fue implementado un modelo hidro-sedimentológico unidimensional en HEC-RAS, cuyo módulo hidrodinámico fue calibrado para la serie de niveles en la estación 17.0 de DINA-GUA, ubicada en Río Branco. La calibración resultó en un coeficiente de Manning de 0.04 para el cauce y 0.09 para las planicies, datos que fueron tenidos en cuenta en los cálculos.

En este caso, el análisis se inició con la aplicación del modelo hidrológico de paso mensual de Témez (1977) a la sección en estudio. A la cuenca que ella determina se le asignó un área igual a la correspondiente para el punto de cierre en Río Branco, debido a la proximidad de ambas secciones. Esta tiene un valor de 7156 km^2 . Luego se estimó la evapotranspiración media en 92 mm y el Agua Disponible en 90 mm . La serie histórica de precipitación se extrajo del pluviómetro 3253004 perteneciente a la Agencia Nacional del Agua de Brasil (ANA), el cual cuenta con datos entre 1969 y 2006.

El siguiente paso fue determinar los coeficientes β correspondientes a cada una de las formulaciones de transporte, para su aplicación en la fórmula de Komura (1969). Al igual que en el caso anterior, se construyó una curva de aforo en la sección basada en la ecuación de Manning, para lo cual se utilizó un valor de n de 0.04, resultante de la calibración del modelo hidro-sedimentológico. Para los cálculos se utilizó la pendiente de fondo local que es de $3.7 \times 10^{-4} \text{ m/m}$. En base a la misma se generaron curvas caudal líquido - caudal sólido para cada formulación y fueron ajustadas mediante curvas potenciales para definir el β en cada caso. Los valores resultantes se presentan en la Tabla 6.10.

Tabla 6.10: Valores del coeficiente β para la aplicación de la fórmula de Komura (1969).

Formulación	β
E&H	1.61
VR	2.36
M-P&M	1.69
W&P	1.81
A&M	1.78

Con los caudales mensuales, y los valores del coeficiente β , se aplicó la fórmula de Komura para el cálculo del caudal formativo. Los resultados, para cada año, se presentan en la Figura 6.12.

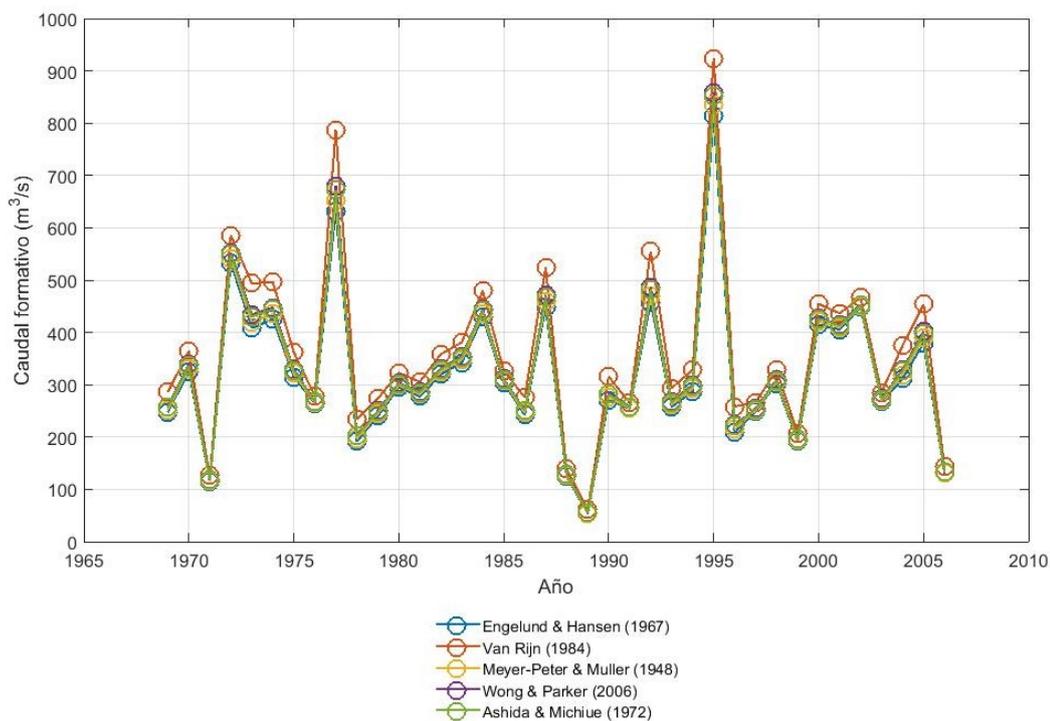


Figura 6.12: Caudal formativo para cada año, calculado en base a varias formulaciones, utilizando la ecuación de Komura (1969) y los caudales mensuales de Témez (1977).

Al igual que para el caso del Cuareim, los valores de caudal formativo son similares para todas las formulaciones, debido a la similitud en los valores de β . En la Figura 6.13 se presenta un gráfico extraído del informe del estudio antecedente de 2014, en el cual se muestra el resultado de las estimaciones de caudal formativo realizadas en aquel entonces. En ese caso, el caudal formativo se calculó en primera instancia utilizando el método de Schaffernak (1950), en base a la serie de caudales del modelo. A su vez, también se aplicó el método de Komura a partir de los caudales mensuales modelados. En ambos casos se utilizó la curva caudal líquido-caudal sólido extraída del modelo, basada en la formulación de Engelund and Hansen (1967).

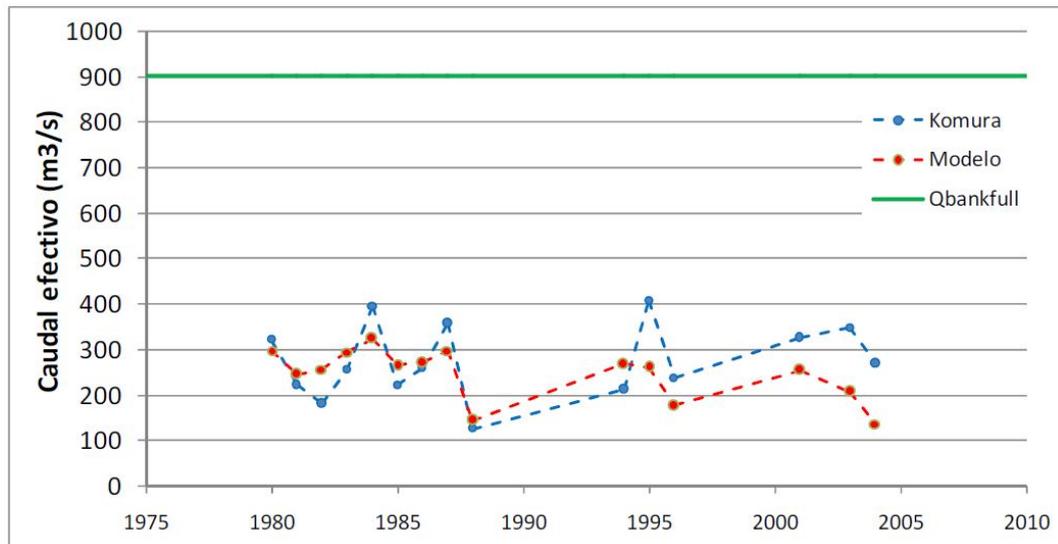


Figura 6.13: Figura extraída del informe antecedente, mostrando el caudal formativo calculado para cada año empleando los valores de caudal calculados con el modelo hidrodinámico. Se aplicaron los métodos de Schaffernak (1950) (denotado como *Modelo* en el gráfico) y de Komura (1969) con la ecuación de Engelund and Hansen (1967) para el cálculo del transporte sólido.

Comparando los cálculos actuales con los del estudio antecedente se observan resultados muy similares para la mayoría de los años, si bien una vez más los resultados actuales dan valores significativamente mayores de caudal formativo para los años en que se dan los picos más altos. Esto se hace realmente notorio para el año 1995, cuando el valor actual se aproxima a los $900 \text{ m}^3/\text{s}$. Nuevamente se constata una coincidencia en el orden de magnitud.

Continuando con los cálculos, el último paso fue utilizar el caudal formativo para calcular el transporte anual, considerando que el mismo fluye de manera constante durante un año y luego determinando el transporte en base a la relación caudal sólido vs. caudal líquido correspondiente. En este paso se utilizó nuevamente la curva de aforo construida en base a la ecuación de Manning. El resultado final se muestra en la Figura 6.14. En ella se agrega además el resultado de la estimación realizada en 1980 para Paso Centurión en forma de línea horizontal discontinua.

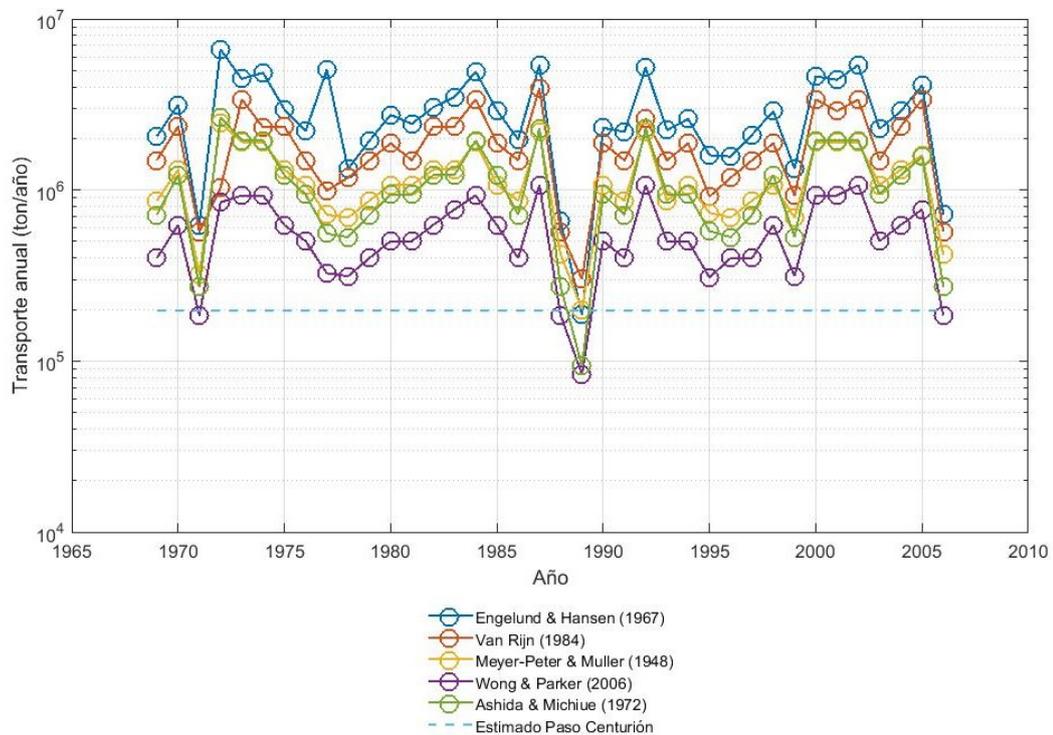


Figura 6.14: Caudal sólido anual, calculado mediante varias fórmulas, para la sección en estudio. Se agrega la estimación realizada en 1980 en Paso Centurión.

Nuevamente, en la mayoría de los casos, los resultados coinciden en orden de magnitud para todas las formulaciones aplicadas. Se destacan la fórmula de Englund and Hansen (1967) como envolvente superior y la de Wong and Parker (2006b) como envolvente inferior de las restantes. Se observa además que el orden de magnitud coincide con el de los casos anteriores estudiados en este trabajo (Santa Lucía y Cuareim), encontrándose entre 10^5 y 10^6 ton/año.

Se observa además que la estimación realizada en 1980 coincide en el orden de magnitud de 10^5 ton/año con varios de los resultados obtenidos. No obstante resulta inferior a los mismos en términos generales. Esto puede deberse, en primera instancia a la gran distancia que hay entre los tramos del río en que se realizaron los análisis (85 km aproximadamente) y a la diferencia entre las áreas de aporte de ambas cuencas (4622 km^2 en Paso Centurión contra 7156 km^2 en Río Branco). La distancia entre ambas secciones puede determinar cambios significativos en la geometría del río o su sedimentología.

Capítulo 7

Conclusiones

El objetivo general de este trabajo fue el de generar un avance en la comprensión de los procesos de transporte de sedimento que ocurren en los cursos fluviales de Uruguay. Para ello fueron propuestos tres objetivos particulares: la obtención de conocimiento a nivel de estado del arte en la temática, la generación de avances en el desarrollo de una metodología de medición en campo de transporte por fondo aplicable a nivel nacional y el desarrollo de una metodología que permita estimar el orden de magnitud del transporte anual, aplicable en casos en los que se disponga de poca información.

Luego de finalizado el trabajo, se considera que el objetivo principal fue cumplido, ya que se logró caracterizar el comportamiento sedimentológico del río Santa Lucía de manera satisfactoria, logrando así avanzar en la comprensión de los procesos de transporte de sedimentos que ocurren en los cauces fluviales nacionales. Esta consideración se sustenta en los resultados que se obtuvieron en las tareas realizadas para el cumplimiento de los objetivos particulares. Estos resultados se comentan en los párrafos siguientes.

Para cumplir con el primero de los objetivos particulares se realizó una revisión bibliográfica extensa, a partir de la cual se adquirieron conocimientos generales sobre: la mecánica del transporte de sedimentos; el desarrollo empírico en torno a la temática a lo largo de los años, a partir de trabajos de campo y laboratorio; el estado del arte en lo que respecta a mediciones de campo de transporte por fondo y el trabajo que viene siendo desarrollado a nivel nacional para hacer frente a los problemas vinculados al transporte flu-

vial de sedimentos. El trabajo realizado se ve reflejado en los Capítulos 3 y 4 del presente documento. Se considera que se cumplió adecuadamente con el objetivo de esta etapa, y se destaca que durante la misma se pudo generar una base teórica que fue de gran utilidad para la planificación y desarrollo de las tareas posteriores.

En el marco del segundo objetivo particular se llevó a cabo una campaña de monitoreo del transporte de sedimentos en el río a lo largo de dos años (2017-2019), utilizando diferentes metodologías en diversos puntos del mismo. La medición mediante trincheras excavadas en el fondo del cauce presentó varias dificultades para su implementación. Entre ellas se puede mencionar la incertidumbre que existe al determinar dimensiones adecuadas, el alto costo y complejidad operativa tanto para la excavación como para los relevamientos batimétricos y la posibilidad de que ocurra el llenado total de las trincheras durante un evento puntual, inhabilitando su función. A su vez, se diferencia de los métodos restantes en que no permite la realización de mediciones puntuales, sino que se obtienen cargas acumuladas en el tiempo. Su principal ventaja es que permiten la captura de cerca del 100 % del material transportado por fondo, que se desplaza sobre la sección ocupada por la trinchera excavada.

El muestreador US BL-84 es un instrumento barato, que permite realizar mediciones confiables si se aplica la metodología correctamente y se toman suficientes muestras. Su utilización resulta sencilla y requiere de poco personal, por lo que la operativa en campo no presenta dificultades importantes. Su desventaja principal es que su uso está limitado por la profundidad de flujo (menor a 3 m), por lo que en muchos cauces no permite medir en condiciones de crecida (que es cuando se mueve mayor volumen de sedimento). Otra desventaja a considerar es la incertidumbre que se tiene sobre su eficiencia de muestreo, la cual fue superada en este caso en base a ensayos de laboratorio.

La medición con ADCP tiene varias ventajas, destacándose que permite superar la limitación de profundidad de flujo que presenta el muestreador US BL-84, ya que, al flotar en superficie, la limitante está dada únicamente por las características acústicas del instrumento. Su principal desventaja es que no realiza una medición directa del transporte, sino de la velocidad de desplazamiento de los granos de fondo. Si bien ambas variables están correlacionadas,

la medida no resulta confiable en sí misma, sino que requiere de validación con otra metodología de contraste, en cada sección en que se quiera aplicar. Para esto es recomendable considerar en conjunto este método con el muestreador de transporte por fondo, ya que ambos resultan complementarios. Cabe mencionar además que el ADCP es un instrumento costoso, y que su operación tiene cierto grado de complejidad.

En base a lo anterior se concluyó que la medición con trincheras no resulta recomendable para su aplicación en los casos de estudio habituales en nuestro país, debido a su alto costo y dificultad de implementación. En cambio, lo mejor parece ser una combinación de los métodos con muestreador de transporte por fondo y ADCP cuando esto sea posible. El desarrollo de estas tareas, y el conocimiento práctico adquirido durante las mismas permitió concluir que el segundo objetivo particular se cumplió satisfactoriamente, ya que se avanzó hacia el desarrollo de una metodología de medición en campo del transporte de sedimentos por fondo, algo con muy pocos antecedentes en nuestro país.

Para cumplir con el tercer objetivo particular, el primer paso fue la estimación teórica del transporte de sedimentos. Se aplicaron las formulaciones de transporte por fondo de Van Rijn (1984b), Meyer-Peter and Muller (1948), Wong and Parker (2006b) y Ashida and Michiue (1972) y la de transporte total de Engelund and Hansen (1967), y se compararon sus resultados con los de las mediciones, observándose una coincidencia en el orden de magnitud en todos los casos. No fue posible identificar una única formulación que se adaptara mejor que las restantes a los resultados medidos. Como todos los métodos tienen diferentes rangos de aplicabilidad, se recomienda en casos de estudio utilizar la mayor cantidad de ellos que sea posible y considerar el que arroje resultados más exigentes según la necesidad, para estar del lado de la seguridad.

El cálculo del transporte por fondo con métodos teóricos requiere la determinación de la tensión de corte adimensional de Shields (τ^*), que depende del radio hidráulico y la pendiente de fricción. En particular el segundo parámetro no resulta fácil de determinar, y una estimación errónea puede llevar a grandes diferencias en el caudal sólido resultante. Es por esto que se probó con tres aproximaciones diferentes para su determinación, cuya aplicabilidad depende de la información que esté disponible. En todos los casos se obtuvieron buenos

resultados en comparación con las mediciones.

En segundo lugar se estimó el caudal formativo del cauce, asociándolo con diferentes caudales, bajo diversos criterios: con el caudal de llenado del cauce (caudal bankfull), con el caudal de período de retorno 1 año y con el caudal efectivo, el cual fue calculado con dos métodos, el de Schaffernak (1950) y el de Komura (1969). En todos los casos los resultados estuvieron dentro del mismo orden de magnitud, a excepción del caudal efectivo calculado con Komura en base a caudales medios diarios. La aplicación del método de Komura con caudales medios mensuales resultó en cambio adecuada. Cabe destacar además que, a pesar de la diferencia conceptual que existe entre el caudal formativo y el efectivo, en este caso los resultados mostraron que los mismos están vinculados (tal cual se indica en la bibliografía). Esto se refleja en la similitud que presenta la estimación del caudal formativo a través el caudal bankfull y el asociado a recurrencia con las diferentes estimaciones realizadas del caudal efectivo.

En tercer lugar, se realizó el cálculo del transporte anual para los distintos caudales formativos, suponiendo que los mismos circulan en forma permanente durante un año y asociándolos a las fórmulas de transporte mencionadas anteriormente. Se comprobó que en todos los casos, a excepción del obtenido con la ecuación de Komura a partir caudales medios diarios, el orden de magnitud del transporte es coincidente. Se concluyó que, de entre todos los métodos de estimación disponibles, el más recomendable es el de Komura en base a caudales mensuales, ya que da buenos resultados, es de fácil aplicación y permite realizar el cálculo para cada año individualmente.

En última instancia se implementó el modelo hidrológico de paso mensual de Témez (1977) en la cuenca, para poder estimar de forma simplificada el caudal mensual y así aplicar la fórmula de Komura directamente, sin la necesidad de una serie histórica de datos. Como los parámetros del modelo se encuentran calibrados para todo el territorio nacional, se obtuvieron caudales muy aproximados a los medidos, y por tanto la aplicación de este método resultó el transportes anuales muy similares a los obtenidos anteriormente. Con esto se validó la aplicación del modelo de Temez, en conjunto con la fórmula de Komura, como un método simplificado para la estimación del transporte anual, a ser

aplicado en casos en que se cuente con poca información disponible. En base a este resultado se dio por cumplido el último objetivo particular. A modo de validación, se aplicó este método en dos secciones no aforadas de otras cuencas del país en las que existían estudios sedimentológicos previamente realizados: la del río Cuareim y la del río Yaguarón. Allí se estimó el transporte anual con el método simplificado y se llegó a resultados muy similares a los que se obtuvieron durante los estudios antecedentes mencionados.

Como líneas futuras de trabajo, a partir de lo concluido se desprende la necesidad de continuar con las mediciones en el tramo estudiado, para ampliar el rango de condiciones registradas y obtener suficientes datos como para poder ajustar una curva caudal sólido-caudal líquido empírica. En función de los resultados podría llegar a diferenciarse alguna de las ecuaciones de transporte por fondo como más adecuada para su aplicación en cauces nacionales. A su vez se considera necesaria la extensión de los métodos presentados, tanto de medición en campo como de estimación del transporte de sedimentos, a otras cuencas del país, de modo validar los resultados a escala nacional. Se plantea la necesidad de complementar las mediciones de transporte por fondo con mediciones de transporte en suspensión, con el fin de determinar la incidencia de ambos modos de transporte en los cauces nacionales, y su variabilidad en función del caudal líquido circulante. Por último, también se cree necesario profundizar la comprensión que se tiene de los métodos de estimación del caudal efectivo. En particular en analizar la validez del método de Komura y su equivalencia o no con el de Schaffernak de acuerdo a las características de la curva de densidad de probabilidad que determina el régimen de caudales de diferentes ríos.

Referencias bibliográficas

- Abad, J. and Garcia, M. H. (2006). RVR Meander: a toolbox for re-meandering of channelized streams. *Computers and Geosciences*, 32(1):92–101.
- Abraham, D. and Kuhnle, R. (2006). Using High Resolution Bathymetric Data for Measuring Bed-Load Transport. In *Proceedings of the Eight Federal Interagency Sedimentation Conference (8thFISC)*, pages 619–626, Reno, NV, USA.
- Abraham, D., Kuhnle, R., and Odgaard, J. (2011). Validation of Bed-Load Transport Measurements with Time-Sequenced Bathymetric Data. *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(July):723–728.
- Abraham, D., Pratt, T., and Sharp, J. (2010). Measuring Bedload Transport on the Missouri River Using Time Sequenced Bathymetric Data. In *2nd Joint Federal Interagency Conference*, Las Vegas, NV, USA.
- Ackers, P. and White, W. (1973). Sediment transport: New approach and analysis. *Journal of Hydraulic Engineering*, 99(11):2041–2060.
- Andrews, E. D. (1980). Effective and bank-full discharges of streams in the Yampa River Basin, Colorado and Wyoming. *Journal of Hydrology*, 46:311–333.
- Ashida, K. and Michiue, M. (1972). Study on hydraulic resistance and bed-load transport rate in alluvial streams. *Transactions Japan Society of Civil Engineering*, 206:59–69.
- Bagnold, R. A. (1956). The flow of cohesionless grains in fluids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Series A(249):315–319.
- Bagnold, R. A. (1973). The nature of saltation and of bedload transport in water. *Proceedings Royal Society of London*, Series A(332):473 – 504.

- Basile, P. A. (2018). *Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales*. UNR Editora, Rosario, Argentina.
- Brownlie, W. R. (1981). Re-examination of Nikuradse roughness data. *Journal of the Hydraulics Division*, 107(1):115–119.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*.
- Chreties, C., Crisci, M., and Teixeira, L. (2014a). Estudio de erosión de márgenes del río Yaguarón, Uruguay. In *XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Santiago, Chile.
- Chreties, C., Solari, S., López, G., and Teixeira, L. (2014b). Analysis of the Solís Chico river mouth migration. In *Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, RIVER FLOW 2014*, Lausanne, Switzerland.
- DINAGUA (2011). *Manual de diseño y construcción de pequeñas presas*. Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOT-MA).
- DNH-CRC-IMFIA (2005). Balances hídricos superficiales en la cuenca del Río Cuareim con fines de gestión del recurso agua y el impacto en las crecientes. Technical report.
- Edwards, T. K. and Glysson, G. D. (1999). Field methods for measurement of fluvial sediment. In *U.S. Geological Survey Techniques of Water-Resources Investigations, book 3*, chapter C2, page 59.
- Einstein, H. A. (1942). Formulas for the transportation of bed load. *Transactions of the ASCE*, (117):561 – 597.
- Einstein, H. A. (1944). Bed-load transportation in Mountain Creek. *Clemson, S.C., Greenville sediment load laboratory*, TP-55:184.
- Einstein, H. A. (1950). *The bedload function for bedload transportation in open channel flows*. U.S.D.A, Soil Conservation Service.
- Einstein, H. A. and Barbarossa, N. L. (1952). River Channel Roughness. *Transactions of the ASCE*, 117:1121–1146.
- Engel, P. and Lau, Y. L. (1980). Computation of bed load using bathymetric data. *Journal of the Hydraulics Division*, 106(3):639 – 680.

- Engelund, F. and Hansen, E. (1967). A monograph on sediment transport in alluvial streams. *Teknisk forlag*, 4.
- Exner, F. M. (1925). Über die Wechselwirkung zwischen Wasser und Geschiebe in Flüssen. *Sitzber. Akad. Wiss Wien*, Part IIa(Bd. 134).
- Farías, H. D. (2005). Análisis del concepto de caudal dominante en ríos aluviales y evaluación de metodologías de cálculo. In *Segundo Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*, Neuquén, Argentina.
- Fredsoe, J. (1982). Shape and dimensions of stationary dunes in rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, 108(8):932–947.
- Gaeuman, D. and Jacobson, R. B. (2007). Field Assessment of Alternative Bed-Load Transport Estimators. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(12):1319–1328.
- Garcia, M. H. (1999). Sedimentation and Erosion Hydraulics. In Mays, L., editor, *Hydraulic Design Handbook*, chapter Chapter 6. McGraw-Hill, Inc.
- Garcia, M. H. (2008). *Sedimentation Engineering: Processes, Management, Modeling and Practice*.
- Haschenburger, J. K. and Church, M. A. (1998). Bed material transport estimated from the virtual velocity of sediment. *Earth Surface Processes Landforms*, 23:791–808.
- Heredia, A. I., García, C. M., Díaz, J. M., Szupiany, R. N., and Latosinski, F. G. (2017). Transporte de Sedimento de Fondo en un Tramo del Río Tercero (Ctalamochita) en la Provincia de Córdoba, Argentina. In *VIII Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos*.
- Holmes, R. H. (2010). Measurement of Bedload Transport in Sand-Bed Rivers: A Look at Two Indirect Sampling Methods. *U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report*, (5091):236–252.
- Hubbell, B. D. W., Stevens, H. H., Skinner, J. V., and Beverage, J. P. (1985). New Approach to Calibrating Bed Load Samplers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(4):677–694.

- Hubbell, D. W. and Sayre, W. W. (1964). Sand transport studies with radioactive tracers. *Journal of the Hydraulics Division*, 90(3):39–68.
- Inglis, C. C. (1941). Digest of answers to the Central Board of Irrigation questionnaire on meandering of rivers with comments on factors controlling meandering and suggestions for future actions. Technical report, Central Board of Irrigation Annual Report (Technical), 1939-1940 Session., New Delhi, India.
- Karim, F. and Kennedy, J. F. (1981). Computer-based predictors for sediment discharge and friction factor on alluvial streams. *Iowa Institute of Hydraulic Research*.
- Kenney, T. A. (2006). Cross-Sectional Progression of Apparent Bedload Velocities. In *Proceedings of the Eight Federal Interagency Sedimentation Conference (8thFISC)*, pages 576–583, Reno, NV, USA.
- Keulegan, G. H. (1938). Laws of turbulent flow in open channels. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, 21.
- Komura, S. (1969). Computation of Dominant Discharge. In *Proceedings of the 13th Congress of the International Association for Hydraulic Research*1.
- Kondap, D. M. and Garde, R. J. (1973). Velocity of bed forms in alluvial channels. In *Proceedings of the 15th Congress of International Association for Hydraulic Research*, Istanbul, Turkey.
- Lane, E. W. (1955). Design of stable channels. *Transactions of the ASCE*, 120:1234 – 1260.
- Maza Alvarez, J. A. (1995). Estabilidad de cauces. In *Manual de Ingeniería de Ríos*, chapter Capítulo 1. UNAM.
- Maza Alvarez, J. A. and Cruickshank, C. (1975). Estabilidad de cauces arenosos. Technical report, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Meyer-Peter, E. and Muller, R. (1948). Formulas for bedload transport. In *Proceedings of the 2nd Congress, IAHR*, pages 39–64, Stockholm.

- Molfino, J. and Califra, A. (2001). Agua Disponible de las tierras del Uruguay. Technical report, División de Suelos y Aguas, Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca.
- Molinas, A. and Wu, B. (2001). Transport of sediment in large sand-bed rivers. *Journal of Hydraulic Research*, 39(2):135–146.
- Muste, M., Baranya, S., Tsubaki, R., Kim, D., Ho, H., Tsai, H., and Law, D. (2016). Acoustic Mapping Velocimetry. *Water Resources Research*, 52.
- Nelson, J. M. and Smith, J. (1989). Flow in meandering channels with natural topography.
- Niño, Y. and Garcia, M. H. (1998). Experiments on Saltation of Fine Sand. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(10):1014 – 1025.
- Nittrouer, J. A., Allison, M. A., and Campanella, R. (2008). Bedform transport rates for the lowermost Mississippi River. *Journal of Geophysical Research*, 113.
- Parker, G. (2005). 1D Sediment Transport Morphodynamics with applications to River and Turbidity Currents.
- Pickup, G. and Warner, R. F. (1976). Effects of hydrologic regime on the magnitude and frequency of dominant discharge. *Journal of Hydrology*1, 29.
- Ramooz, R. and Rennie, C. D. (2010). Laboratory Measurement of Bedload with an ADCP. *U.S. Geological Survey Scientific Investigations*, (Report 2010-5091):367–386.
- Rennie, C. D., Millar, R. G., and Church, M. A. (2002). Measurement of Bed Load Velocity using an Acoustic Doppler Current Profiler. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(5):473–483.
- Rennie, C. D., Rainville, F., and Kashyap, S. (2007). Improved Estimation of ADCP Apparent Bedload Velocity Using a Real-Time Kalman Filter. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(12):1337–1344.
- Rennie, C. D. and Villard, P. V. (2004). Site specificity of bed load measurement using an acoustic Doppler current profiler. *Journal of Geophysical Research*, 109(F3):F03003.

- Schaffernak, F. (1950). *Flussmorphologic and Flussbau*. Springer Verlag, Viena, Austria.
- Shields, A. (1936). *Anwendung der Aechichkeits-Mechanic und der Turbuleng Forschung auf dir Geschiebewegung' Mitt Preussische*. Versuchsanstalt für Wasserbau and Schiffbau, Berlin, Germany.
- Soar, P. J. and Thorne, C. R. (2001). Channel Restoration Design for Meandering Rivers. Technical Report September, ERDC/CHL, U. S. Army Corps of Engineers.
- Solari, S., Chreties, C., López, G., and Teixeira, L. (2014). Analysis of the recent evolution of the sand spit at the Solís Chico river mouth. *Journal of Coastal Research*.
- Sukegawa, N. (1973). Condition for the formation of alternate bars in straight alluvial channels. In *International Simposium of River Mechanics*, pages 1–11, Bangkok, Thailand. IAHR.
- Szupiany, R., Trento, A., and Alvarez, A. M. (2005). Transporte de Sedimentos de Fondo en el Rio Salado (Santa Fe, Argentina). *RBRH. Revista brasileira de recursos hidricos*, 10(1):79–88.
- Teixeira, L., Alonso, R., Chreties, C., and López, G. (2010). A methodology for sustainable sand mining from alluvial rivers. In *Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, RIVER FLOW 2010*.
- Témez, J. R. (1977). *Modelo matemático de transformación precipitación aportación*. ASINEL.
- Van Rijn, L. C. (1984a). Sediment Transport , Part III : Bed Forms and Alluvial Roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(12):1733–1754.
- Van Rijn, L. C. (1984b). Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(10):1431–1456.
- Vilaseca, F. and Chreties, C. (2016). Estudio sedimentológico del río Cuareim para la gestión sustentable de extracción de áridos. In *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Lima, Perú.

- Wiberg, P. L. and Smith, J. (1987). Calculations of the critical shear stress for motion of uniform and heterogeneous sediments. *Water Resources Research*, 23(8):1471 – 1480.
- Wilson, K. C. (1987). Analysis of bed-load motion at high shear. *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(1):97 – 103.
- Wolman, M. G. and Miller, J. P. (1960). Magnitude and Frequency of Forces in Geomorphic Processes. *The Journal of Geology*, 68(1):54–74.
- Wong, M. and Parker, G. (2006a). Flume experiments with tracer stones under bedload transport. *River, Coastal and Estuarine Morphodynamics*.
- Wong, M. and Parker, G. (2006b). Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Müller Using Their Own Database. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(November):1159–1168.
- Wood, M., Fosness, R., Pachman, G., Lorang, M., and Tonolla, D. (2015). Evaluation of Multiple-Frequency, Active and Passive Acoustics as Surrogates for Bedload Transport. In *Proceedings of the 3rd Joint Federal Inter-agency Conference on Sedimentation and Hydrologic Modeling*, pages 629–639, Reno, NV, USA.
- Wright, S. and Parker, G. (2004). Flow Resistance and Suspended Load in Sand-Bed Rivers: Simplified Stratification Model. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(8):796–805.
- Yalin, M. S. (1992). *River Mechanics*. Pergamon Press, New York.
- Yang, C. (1973). Incipient motion and sediment transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 99(10):1679–1704.