Revista de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica



ISSN 0716-3746 Volumen 40, Número 2, 2025

REVISTA DE LA SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

SOCHID

Sede Instituto de Ingenieros de Chile – San Martín 352 – Fono 2 2698 4028 – Santiago CHILE

Revista de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica

ISS 0716-3746
Volumen 40, Número 2, 2025

DIRECTORIO SOCHID

Presidente:	*Jorge Gironás L.*
Vicepresidente:	*Javier Carvallo*
Tesorera:	*Damaris Orphanópoulos S.*
Directores:	*Hernán Alcayaga S.*
	Aldo Tamburrino T.
	Scarlett Vásquez P.
Secretario General:	*Vicente Zuazo E.*

DIRECTORES HONORARIOS

Francisco J. Domínguez S. (Q.E.P.D.)
Horacio Mery M. (Q.E.P.D.)
Eduardo Varas C.
Sergio Radrigán V. (Q.E.P.D.)
Humberto Peña T.
Ernesto Brown F. (Q.E.P.D.)
Bonifacio Fernández L.
Jorge Bravo S
Luis Ayala R.
Ludwig Stowhas B.
Ricardo González V.
José Vargas B.
Luis Estellé A.
Raúl Demangel C.

EDITOR DE LA REVISTA

Aldo Tamburrino Tavantzis
atamburr@ing.uchile.cl
San Martín 352, Santiago
Fono 2 2698 4028
www.sochid.cl

Imagen de la portada: Diseño usado en el primer número de la Revista en 1986

REVISTA DE LA SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

ÍNDICE

Editorial 1

Horacio Mery Mery: Ingeniero con vocación académica
Alejandro López Alvarado …….. 3

Horacio Mery M.: Connotado ingeniero hidráulico y profesor
Ricardo González Valenzuela ..……... 9

Ensayo:
Los poderes ocultos del agua: Entre misterios y evidencias
Gabriel Matthey Correa ……..…..…..…. 13

Modelo físico del río Polcura
Rodrigo Caro ……... 23

Redistribución de la turbulencia y del transporte de momento en conductos con polímeros microbianos
Soohyeon Kang, Jaco H. Baas, Jim Best, Leonardo P. Chamorro ……. 41

La ecuación del eje hidráulico y su raíz en *Aquarum fluentium mensura* de Domenico Guglielmini
Aldo Tamburrino Tavantzis …… 53

Modelamiento hidrológico de la cuenca del lago Villarrica con RAVEN: Una metodología multiobjetivo para la comparación de estrategias de modelación de lagos
Felipe Rivas, Eduardo Rubio …….. 81

Distribuciones de precipitación extrema en un contexto de Cambio Climático – Recomendaciones para el diseño hidrológico en Chile
Tomás I. Gómez, Eduardo Muñoz-Castro, Ximena Vargas ……... 97

Propuesta metodológica para la estimación de batimetrías lacustres mediante parámetros geomorfológicos y el uso de herramientas de machine learning. Aplicación al lago General Carrera/Buenos Aires.
Eduardo Rubio Álvarez …….. 115

Hidro-Grafía
Aldo Tamburrino Tavantzis …… 133

EDITORIAL

El mes de julio nos sorprendió la noticia del fallecimiento de uno de los fundadores de nuestra Sociedad, el ingeniero y profesor Horacio Mery (1930-2025). Aunque los últimos años estuvo alejado de las actividades profesionales y de la Sociedad, la noticia nos impactó a todos quienes lo conocimos. Como una forma de reconocer los aportes que hizo Don Horacio (como acostumbrábamos a llamarlo) a la ingeniería hidráulica nacional, a la formación de ingenieros y a la SOCHID, hemos querido rendir un homenaje en su memoria, editando este número especial. Agradecemos a los autores que, con poco tiempo para preparar los artículos, aceptaron la invitación y enviaron su contribución.

Como siempre, agradeceremos la difusión de la Revista, cuyos números anteriores pueden descargarse del sitio web de la SOCHID, www.sochid.cl/publicaciones-sochid/revista-sochid/

Aldo Tamburrino Tavantzis
Editor



HORACIO MERY MERY

HORACIO MERY MERY: INGENIERO CON VOCACIÓN ACADÉMICA

Hace ya algunas semanas nos conmovió la noticia del fallecimiento de quien fuera UN DESTACADO Ingeniero Civil con una larga trayectoria profesional en la Empresa Nacional de Electricidad (ENDESA), en donde participó en numerosos proyectos de grandes obras hidráulicas dirigiendo los estudios correspondientes con gran dedicación y sólidos conocimientos a través de la jefatura de Obras Hidráulicas.

Pero en estas líneas quisiera hablar no del profesional brillante, por cierto, que lo fue don Horacio, sino del maestro y académico cuya vocación académica estaba en lo más profundo de su interés de servicio al país, convicción adquirida desde sus estudios de ingeniería en la Universidad de Chile y que demostró en toda su trayectoria profesional.

Su actividad académica se inició en 1958 cuando Fernando Bobenrieht (QEPD), también destacado ingeniero de Endesa y entonces profesor de jornada parcial en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Chile lo invitó a ser su ayudante en el curso de Mecánica de Fluidos que él impartía a los ingenieros industriales y en el curso de Hidráulica que este mismo profesor dictaba en Ingeniería Civil como paralelo a don Francisco J Domínguez.

Desde esa fecha comenzó una carrera académica de mas de 30 años , un corto tiempo como ayudante, ya dicho, para pasar al poco tiempo a la categoría de profesor de jornada parcial en la asignatura de Mecánica de Fluidos en Industrias y en 1966 en el Departamento de Ingenieria Civil, departamento en donde ejerció además las cátedras Hidráulica Teórica , Escurrimientos Impermanentes y Diseño de Obras Hidráulicas, participando también en Comisiones de titulación y siendo también profesor guía de la memoria de titulación de varios estudiantes del departamento de Ingeniería civil.

También ejerció como profesor de jornada parcial en la P. Universidad Católica en los cursos de Mecánica de Fluidos y Centrales Hidoeléctricas.

Pero mi interés es mostrar por que hablo de la vocación académica de don Horacio, ya que por haber sido su alumno en la asignatura de Escurrimientos Impermanentes, su ayudante y profesor auxiliar en Mecánica de Fluidos e Hidráulica, contar con su presencia y apoyo en mi tesis de Ingeniero civil, tuve la oportunidad de tener un contacto muy personal y amistoso que se prolongó cuando ya don Horacio y yo estábamos en los cuarteles de invierno.

Como alumno me impresionó la claridad de sus exposiciones, lo riguroso en los planteamientos teóricos y la facilidad como aplicaba la teoría en los ejemplos prácticos, todos derivados de su experiencia como ingeniero en Endesa. Era muy fácil tomar apuntes, con lo cual uno podía contar con un verdadero texto para estudiar, de hecho, aún conservo mis cuadernos y me sorprendo lo claro de lo allí escrito.

De hecho, don Horacio tenía sus apuntes los cuales impresionaban por el orden y cuidado como estaban escritos, todo con escritura manual. Desgraciadamente los apuntes del curso de flujos transitorios nunca don Horacio los editó como los otros dos textos que publicó, esto no obstante que muchos de sus cercanos le insistimos que lo hiciera.

Sé que esos apuntes aún están, hoy en poder de la familia, y me parece que Sochid podría hacer el intento de una publicación póstuma.

En el mismo tema de sus apuntes, cuando comencé a formar parte de su equipo en Mecánica de Fluidos, don Horacio me facilitaba sus apuntes manuscritos para preparar las ayudantías y clases auxiliares, y pude constatar la meticulosidad y el orden como estaban redactados y presentados, lo cual creo que facilitó grandemente la edición de esos apuntes realizadas en 1972 en la Sección Hidrología del DIC bajo la jefatura del Ingeniero y profesor Patricio Ferrer (QEPD) y en donde participaron las funcionarias de dicha Sección Ana María Ureta y Rosa Farias en la diagramación y en las figuras la primera y en la mecanografía la segunda.

Pero también me impresionó bastante la dedicación y el interés que dedicaba a la preparación de sus clases y al desempeño de sus estudiantes, tenía un gran respeto por sus alumnos y siempre dispuesto a resolver los problemas que afectaran a los estudiantes. No tengo ninguna duda que el ejemplo de don Horacio me sirvió bastante más adelante para ser un profesor cercano a mis estudiantes.

Cuando pasado el tiempo y vino la, a mi parecer lamentable privatización de Endesa , y don Horacio debió abandonar esa institución, y siendo yo Director del DIC, en 1995 invitamos a don Horacio a que se incorporara como académico del DIC en el entonces Centro de Recursos Hidráulicos, hoy División de recursos hídricos y medio ambiente, invitación que aceptó incorporándose como académico a media jornada siendo jerarquizado en la categoría de Profesor Titular , la máxima del escalafón académico, lo cual refleja sus condiciones y capacidad académica lo que fue reconocido por la Universidad.

Se desempeñó en tal calidad hasta el año 2008, participando, además de los cursos ya mencionados en proyectos de investigación financiado por FOndecyt en calidad de Jefe de proyecto y en la dirección de temas de memoria.

Pero su interés por la academia y la difusión de los conocimientos alcanzados a través de estudios en centros universitarios y la experiencia de las obras de ingeniería hidráulica diseñadas tanto en Chile como en otros países y que deberían transmitirse al medio nacional

para elevar el acervo profesional de los ingenieros chilenos, lo llevó, junto con otros grandes ingenieros y académicos como lo fueron los ya fallecidos Ramón Fuentes Aguilar y Antonio Cauas Lama y con el apoyo del maestro Francisco J. Dominguez Solar a sentar las bases para crear la Sociedad Chilena de Hidráulca (SOCHID) lo que se materializó en 1971, y de la cual don Horacio fue su segundo presidente, cargo que ejerció por cerca de nueve años y en donde se consolidó el aporte que esta sociedad sigue entregando a la hidráulica nacional.

En este mismo aspecto don Horacio siempre fue un activo participante en los congresos de hidráulica, tanto nacionales cmo latinoamericanos y sus valiosas colaboraciones han servido para facilitar el diseño de obras hidráulicas y gran parte de esas experiencias se encuentran en su libro Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras.

También me parece destacar el interés con el que don Horacio participaba en los estudios experimentales de obras encargadas por Endesa para su estudio en modelos reducidos. Me correspondió interactuar con él tanto en el laboratorio de hidráulica de kla Iniversidad de Chile como en el laboratorio del Instituto Nacional de Hidráulica, sus observaciones y comentarios fueron siempre de gran utilidad para el éxito de esos estudios

En estas breves líneas he pretendido rendir un tributo a quien considero una de las figuras señeras de la hidráulica nacional y a quien con justicia se le otorgó el premio Francisco Javier Domínguez Solar en su primera versión.

Don Horacio fue una persona sencilla y de gran modestia intelectual lo que se refleja profundamente cuando en la entrevista que Sochid le realizara al preguntarle cual era a su juicio el mayor aporte que había realizado en su vida profesional reconoce que fue la docencia que cree que haber interesado a los jóvenes a estudiar los temas hidráulicos es el legado que deja.

Don Horacio Mery Mery, gran académico y amigo, muchas gracias.

ALEJANDRO LÓPEZ ALVARADO

HORACIO MERY M.: CONNOTADO INGENIERO HIDRÁULICO Y PROFESOR

Como ya es sabido, durante el pasado mes de julio nos dejó el connotado ingeniero civil hidráulico y profesor de diversas cátedras, todas ellas relacionadas con mecánica de fluidos, hidráulica fundamental e hidráulica aplicada al diseño de obras, Don Horacio Mery o simplemente Don Horacio, como todos lo conocimos.

Don Horacio se tituló de Ingeniero Civil en 1954 en la Universidad de Chile. En 1957 ingresó a la ENDESA trabajando en el proyecto de la central hidroeléctrica Isla. Posteriormente pasó a desempeñarse como ingeniero proyectista de la División de Estudios Hidráulicos. Le correspondió participar en numerosos estudios y proyectos de las diversas centrales hidroeléctricas que construyó ENDESA antes de 1975, entre ellas Isla, Pullinque, Rapel y El Toro.

En 1975 pasó a desempeñar la Jefatura de la Sección de Obras Hidráulicas. En este cargo le correspondió supervisar los proyectos de las principales obras hidráulicas de las centrales cuya construcción se iniciaba, obras que actualmente están en operación, entre ellas: Antuco, Colbún-Machicura, Pehuenche, Canutillar y Pangue.

En 1980, junto a otros ingenieros civiles, formó la Sociedad de Profesionales Hidroproyectos Ltda., en la que participó como asesor en numerosos proyectos de riego tales como: embalse Los Aromos; embalse Digua; embalse La Paloma; canal alimentador del embalse Coihueco, etc.

En el año 1991 se retiró de la ENDESA y hasta 1995, fue investigador del Depto de Ingeniería Civil de la U. de Chile. Desde 1992 hasta el año 2017 aproximadamente fue Asesor de la Dirección de Obras Hidráulicas. Entre los 1993-1997 y 2007-2014 se desempeñó como Asesor de la Empresa EDIC Ingenieros Ltda.

Además, fue Asesor de la Empresa Consultora de Ingeniería IFARLE, principalmente en el área de escurrimientos transitorios y diseño de Plantas de Bombeo.

En forma paralela, durante más de 50 años, se dedicó a la Docencia en la Universidad de Chile y en la Universidad Católica, formando generaciones y generaciones de ingenieros hidráulicos.

En lo personal, como alumno, tuve la oportunidad de tenerlo como profesor de cátedra en el curso de escurrimientos impermanentes, donde me sorprendió su simplicidad para explicar complicados conceptos, la claridad de sus anotaciones con tiza, a la antigua, en el pizarrón de clases y su enfoque eminentemente práctico, siempre transmitiendo su experiencia profesional adquirida en el desarrollo de proyectos en ENDESA, en la DOH y en varias destacadas empresas consultoras de ingeniería.

Posteriormente, al inicio de mi vida profesional, trabajando en el Departamento de Riego de la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH), me tocó interactuar con él en calidad de colega, donde Don Horacio se desempeñaba como Asesor en Obras hidráulicas de los proyectos desarrollados por el departamento.

En ese rol, su enfoque siempre fue efectuar sus comentarios en forma muy respetuosa y con el propósito de que los proyectos desarrollados fuesen funcionales y quedasen bien diseñados. En cada cálculo, realizado con su calculadora Casio, y revisión realizada, quedaba de manifiesto su gran capacidad técnica y, a la vez, su vocación de servicio público. Por otra parte, Don Horacio siempre fue muy generoso para entregar y compartir sus inmensos conocimientos, que combinaban en excelente forma una sólida formación teórica y con su experiencia práctica adquirida en el desarrollo de proyectos hidráulicos emblemáticos para el país.

En ese contexto, tuve el honor de que Don Horacio me permitiese trabajar como profesor auxiliar en el curso de Diseño de Obras Hidráulicas que él dictó en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile por algo más de 15 años. Cabe destacar que, en dicho curso, la información base de referencia la constituían los apuntes de clase preparados por Don Horacio.

Además de su trabajo en la DOH y su rol de profesor de cátedra, en paralelo Don Horario preparaba en las tardes, durante su tiempo libre, una nueva versión de sus apuntes de clases, incluyendo bibliografía actualizada, ejemplos de cálculo y nuevas figuras preparadas por él a mano. Esos apuntes con el tiempo dieron el contenido base del libro “Hidráulica aplicada al diseño de obras”, publicado en el año 2013 por RIL Editores. Como su nombre lo dice, dicho libro aplica en forma simple los principios fundamentales de la hidráulica, en recomendaciones y criterios de diseño para el dimensionamiento de las obras.

Cito acá textual, palabras de Don Horacio: “Las Obras hidráulicas son bellas obras de la ingeniería Civil, que tienen la característica muy particular que una vez construidas y puestas en servicio, al cabo de un cierto tiempo de operación se sabe si funcionan bien o mal, si es necesario modificarlas o dejarlas de acuerdo al proyecto”.

El citado libro, desde su publicación, se ha transformado en una referencia técnica obligada para los ingenieros civiles de experiencia y para quienes se inician en el diseño de Obras Hidráulicas. De más está decir, que sus apuntes y su libro son de amplio uso, a nivel docente y en el ámbito profesional, en el Diseño de Obras Hidráulicas. Un punto no menor, es que el libro recopila la experiencia de más de 50 años de ejercicio profesional y docente en el ámbito de las Obras Hidráulicas.

Más allá de la calidad profesional, creo relevante destacar la dimensión humana de Don Horacio, quien dedicó importantes horas de su tiempo personal al desarrollo de la hidráulica en Chile, a través de su trabajo en la SOCHID y en diversas labores de extensión docente. Siempre muy respetuoso, refiriendo a los demás como usted, disponible para enseñar y dar un consejo acertado acerca de cómo enfrentar un problema ingenieril. Prueba de esto es que ingenieros de larga y prestigiosa trayectoria que trabajaron con él en la ENDESA, aún hablan de él, refiriéndose con cariño y admiración como “el profe Mery”.

Finalmente, cerrando estas palabras de despedida, simplemente quería decir: “Don Horacio: gracias por su invaluable aporte a la Hidráulica Chilena”.

RICARDO GONZÁLEZ VALENZUELA
Ingeniero Civil Hidráulico

ENSAYO

LOS PODERES OCULTOS DEL AGUA: ENTRE MISTERIOS Y EVIDENCIAS

GABRIEL MATTHEY CORREA

1. EL ORIGEN DEL AGUA Y SUS PODERES OCULTOS

Bien sabemos que el agua es una componente fundamental para la vida y cualquier ecosistema. Donde hay agua es muy probable que exista vida orgánica. En el ámbito humano, ya cuando nacemos nuestro cuerpo está constituido por más de un 70 % de agua. Cada célula, tejido y órgano necesita de agua para poder vivir y funcionar normalmente. A nivel planetario, visto como un todo, ocurre algo similar.

Consecuente con ello, si bien los científicos aún no se han puesto de acuerdo, existe una clara tendencia a pensar que el origen de la vida orgánica tiene su punto de partida en la propia agua. Sin ella, sea en los tiempos más primitivos o en la actualidad, parece muy difícil -sino imposible- desarrollar vida.

Desde un punto de vista químico, sabemos que las moléculas de agua están formadas por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno (H_2O). El hidrógeno es de los elementos más antiguos del Universo, mientras que el oxígeno tiene su origen por lo menos 100 a 200 millones de años después, a partir de las estrellas. ¿Cómo se formó el agua o cómo apareció en la Tierra?, es una pregunta que aún no tiene una respuesta definitiva. Una posibilidad es que se haya generado durante los procesos tectónicos iniciales de nuestro planeta y/o, alternativamente, que hubiese llegado desde otras regiones del Universo (transportadas como partículas de hielo incrustadas en los asteroides y meteoritos).

Sea cual sea su origen, sin el agua nosotros no podríamos existir, ni tampoco los demás seres vivos -vegetales y animales- que hoy conocemos. Bien los antiguos griegos supieron identificar a los 4 elementos fundamentales de la vida (Fig. 1), cuando incluyeron al agua (junto al fuego, a la tierra y el aire). Asimismo, dentro de las culturas etnoamericanas, hasta hoy algunos de estos elementos se consideran sagrados: el Inti (sol-fuego); la tierra o Madre Tierra (Pachamama).

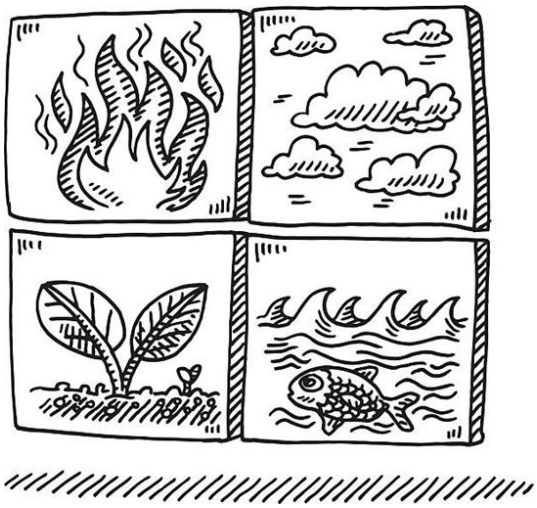


Figura 1: El agua como parte de los cuatro elementos fundamentales de la vida

Pero al agua, además de ser fuente de vida, se la reconoce por su gran poder sanador, incluso a nivel espiritual. Ríos y lagos sagrados han existido en diversas culturas desde tiempos remotos. En nuestro territorio sudamericano, el gran lago Titicaca es un claro ejemplo de ello, en especial para las culturas aymara e inca (antes para Tiwanaku). En países orientales como la India, existe una serie de ríos y lagos que se consideran sagrados, siendo todos los años causa de multitudinarias peregrinaciones, con el propósito de bañarse en ellos, consumirse y renovarse física y espiritualmente. En el caso de Occidente su valor simbólico también existe, por ejemplo, en la religión católica, donde al agua bendita se le atribuyen poderes purificadores.

Con los avances de la ciencia y la tecnología, sin embargo, actualmente un gran porcentaje de la humanidad ha perdido su religiosidad original, dejando atrás los significados simbólicos y poderes trascendentes del agua, concentrándose más en sus incidencias prácticas y concretas para la existencia. No obstante, más allá de los sistemas de creencias o no creencias que cada cual tenga, los poderes vitales del agua no están en discusión: sin agua, lisa y llanamente, no podemos vivir. Metafóricamente hablando, el agua es para la Tierra, como la sangre para nuestro cuerpo.

2. LA HUMANIDAD Y SUS RELACIONES COTIDIANAS CON EL AGUA

Como seres humanos y mamíferos que somos -junto a todos los demás seres vivos- cotidianamente necesitamos relacionarnos con el agua, sea para beberla[1], lavarnos y

[1] Dependiendo de la edad, del peso propio y del clima, el ser humano necesita beber entre 1,5 a 3 litros de agua al día.

.

alimentarnos, o para recrearnos, aprovechar su energía, refrescarnos, transportarnos y tanto más. No por casualidad, desde los tiempos más remotos los asentamientos humanos siempre buscaron ubicarse cerca de una fuente de agua. Sin embargo, en la medida que han pasado los siglos y milenios y, con ello, ha aumentado en exceso la población humana -unido a la industrialización y alteración del medio ambiente-, hoy el agua es un recurso escaso cada día más difícil de conseguir. Según esta tendencia, a futuro se auguran conflictos mayores, en tanto que, si en las épocas primitivas existió la «guerra del fuego», es probable que en plazos no tan lejanos se generen cruentas «guerras del agua». De allí que, a nivel nacional e internacional, cada vez se haga más necesario definir políticas públicas claras y pertinentes para el uso y cuidado del agua, en función de la paz y bienestar general de la vida y humanidad toda.

Lo anterior exige generar una genuina "cultura del agua", de tal manera que la mayoría de las personas -en el ámbito cotidiano, laboral, político y económico- sepan comprender la verdadera envergadura que tiene el problema, sumado a los desafíos que implican sus posibles soluciones. Esto significa adquirir una "consciencia colectiva", que ayude a identificar -con precisión y pertinencia- el orden de prioridades que se requiere para la toma de decisiones sobre la distribución y buen uso del agua, con sus correspondientes tiempos y plazos para ponerlas en práctica. Obviamente, esto a su vez exige tener un conocimiento físico, químico y biológico de ella, en función de sus propiedades, atributos y diversas alternativas de uso, compatible con los diferentes contextos naturales, artificiales, económicos y geopolíticos de cada país.

En respuesta a ello surgió la hidrología, la ingeniería sanitaria y la ingeniería hidráulica, como disciplinas fundamentales y complementarias que se ocupan de resolver las demandas de agua del ser humano (en muchos casos también de animales y vegetales). Hoy, incluso, dichas disciplinas se han ido ramificando en diversas especializaciones y derivaciones, orientadas tanto para el mejor uso y aprovechamiento del recurso, así como para su mejor control en situaciones extremas (catástrofes naturales y artificiales: grandes tormentas, crecidas de ríos, inundaciones, aluviones, maremotos, megasequías, etc.). De esta manera, un conocimiento a fondo del agua conlleva saber domesticarla y controlarla; saber (re)conocer su escasez, su disponibilidad y distribución; su accesibilidad y calidad, junto a formas alternativas para captarla, almacenarla, tratarla, conducirla, distribuirla, usarla y reciclarla. Esto, siempre optimizando su uso y aprovechamiento, en base a un manejo inteligente ─técnico, ético, económico y ambiental─, en forma saludable y sostenible, en el espacio-tiempo que habitamos.

3. EL AGUA COMO REFERENTE Y ESCUELA DE VIDA

Mucho se ha escrito sobre el agua y, sin duda, se seguirá escribiendo. El agua no solo es objeto de estudio y aplicación para las ciencias e ingenierías, sino una fuente de inspiración para diversas prácticas, saberes y manifestaciones humanas. En líneas anteriores, ya se hacía referencia a su uso en las religiones y diversos sistemas de creencias o no creencias, pero lo propio ocurre en el caso de las artes (poesía, pintura, música, etc.). Cuántos poetas no han

escrito sobre el agua y cuántos pintores no la han incluido en sus cuadros. O en danzas como el caso de la cultura rapanui, cuyo movimiento de caderas es una forma de dialogar con las ondulaciones del mar. Ahora bien, si de diálogos con la vida se trata -sin olvidar que el agua también es causa de catástrofes-, metafóricamente se pueden encontrar diversas analogías que nos sirven de lección y enseñanza para nuestra propia vida humana, como son las siguientes:

- La vida fluye como el agua: avanza, pero nunca retrocede.
- Las diferencias de «potencial hidráulico» generan movimiento; las diferencias humanas ─religiosas, ideológicas, políticas, económicas, sociales y raciales─ también (incluyendo las guerras, las revoluciones y migraciones, entre otras manifestaciones).
- El agua pura es una mezcla (H2O), paradoja que nos hace recordar que genéticamente la raza pura no existe; solo existen diversos tipos de mestizaje.
- El agua tiene vocación de servicio y democracia, no es racista ni clasista, no se fija a quien servir. Ella se distribuye naturalmente lo mejor que puede, desde las zonas más altas hasta las zonas más bajas.
- El agua no se deja vencer por los obstáculos; cuando no encuentra caminos para fluir, ella misma se encarga de forjarlos[2]. Ella siempre usa la ruta óptima, maximizando el uso de su energía.
- El agua persevera hasta llegar a su destino. Todos los ríos llegan al mar.
- El agua se enoja cuando le faltamos el respeto.
- Las aguas estancadas se descomponen; la vida humana también.
- Las aguas contaminadas siempre se pueden purificar.
- El agua tiene poder para vencer al fuego: apaga incendios.
- El ciclo hidrológico es un fiel reflejo del "eterno retorno": el agua del mar se encuentra con la nieve de la cordillera; el futuro con el pasado; la muerte con la vida.

4. ALGO MÁS, AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO (INCLUIDAS LAS AGUAS LATERALES)

La teoría de Gaia, formulada por el biólogo inglés James Lovelock a comienzos de la década de 1970, sostiene que el planeta Tierra opera como un gran órgano vivo, con capacidad de autorregularse. Quizás en un principio su tesis pudo haber parecido una metáfora romántica; sin embargo, con el avance de las "Ciencias de la Tierra" -incluidas la climatología y la oceanografía-, junto a las actuales posibilidades de manejar grandes volúmenes de información ("Big data"), dicha teoría día a día se ha hecho más verosímil y necesaria. Es una buena forma que ayuda a comprender mejor la vida integral de nuestro planeta, visto como un todo, considerándolo efectivamente como una «entidad viva», orgánica. Y si de

[2] Cuando el agua no puede fluir superficialmente, filtra y lo hace en forma subterránea. Si ello no es posible, entonces se acumula silenciosamente, gana altura y hace presión hasta que encuentra fisuras ─o las genera─ para poder continuar con su trayectoria. Incluso es capaz de derribar muros y superar a los más diversos tipos de obstáculos. Y si tampoco ello le resulta, termina por evaporarse e igualmente recupera su vida y movimiento dentro del ciclo hidrológico.

órganos se trata, los "pulmones del mundo" equivalen al aporte de oxígeno que hacen el fitoplancton de los océanos (50%), junto a las selvas de la Amazonia (20%), entre otras componentes. Consecuentemente, los ríos operan como las venas y arterias del "cuerpo global", haciendo que la función biológica del agua actúe como la sangre en nuestro cuerpo. Por su parte, la función de los riñones -que purifican la sangre- se ejerce a través de las filtraciones subterráneas o evaporación del agua hacia la atmósfera, desde donde ella se devuelve y redistribuye pura y limpia hacia la Tierra. De esta manera se puede ir (re)descubriendo a nuestro propio planeta, ahora como un "gran órgano vivo", global e integrado, incluyendo a la columna vertebral que implica la Cordillera de los Andes en América y a cada continente que aporta con lo suyo.

Dentro de este contexto, siempre en términos globales, bien sabemos que el agua se moviliza en complicidad con la Tierra (rotación y traslación, fuerza gravitacional, geomorfología) y con el Sol (calor y frío, ciclo hidrológico, …). Asimismo, en su versión salada -en mares y océanos- ella opera como un gran regulador climático y, gracias al continente Antártico, como una gran reserva de agua dulce para la biósfera, además de ejercer un fuerte control sobre las corrientes marinas y dinámicas atmosféricas.

Pero yendo más allá todavía, ahora pensando en lo más esencial de la vida misma, en ella existen leyes y principios que se replican en diversos ámbitos y a diferentes escalas -micros y macros- siempre en forma coherente. En este sentido, la filosofía china aporta con una gran síntesis, cuando sostiene que la vida se basa en dos componentes fundamentales que mueven a todo lo demás: el Yin y el Yang, que operan como energías o fuerzas básicas, complementarias e interdependientes (Fig. 2). El Yin se asocia a "lo femenino" y el Yang a "lo masculino".



Figura 2. El Yin y el Yang, siempre presentes en las diferentes dimensiones de la naturaleza y vida en general

En la hidráulica esta bipolaridad se puede observar claramente en los regímenes de circulación del agua. Las aguas tranquilas son propias de los ríos, expansivas, generando

bellas curvas -meandros- y campos fértiles como ocurre en la dimensión femenina (Foto 1). Por su parte, la dimensión masculina se ve reflejada en las aguas agitadas de los torrentes (Foto 2), que descienden ansiosas y rápidamente por las cordilleras hasta mutar en ríos a través de los resaltos. Entonces gran parte de la energía cinética se transforma en energía potencial; el torrente masculino penetra en los ríos femeninos, tal como los espermatozoides corren hasta alcanzar y unirse con el óvulo (que está allí esperando y reposando, con su campo fértil, equivalente a los ríos de aguas tranquilas). Según esta relación, el "resalto hidráulico" transmite su energía vital y se asemeja a lo que es la cópula y orgasmo (turbulencias) en los más diversos seres vivos, asegurando así la perpetuidad de cada especie. Es la coherencia de la vida que se manifiesta de diferentes formas. Solo vale admirar, respetar y agradecer por todo ello.



Foto 1. Imagen de un río en régimen tranquilo (dimensión Yin)



Foto 2. Imagen de un río en régimen torrencial (dimensión Yang)

Y por si todo lo anterior fuera poco, el agua en sí misma ofrece múltiples formas de belleza (Foto 3) y, además, opera como una gran artista; como una gran escultora que, por medio de los ríos, lagos y mares ─con la ayuda de los vientos y la erosión; las dinámicas tectónicas y el tiempo─, es capaz de labrar la superficie terrestre y definir su geomorfología. Así surgen los cajones cordilleranos, los cañones y acantilados; los conos de deyección o abanicos aluviales; las diversas formaciones rocosas, volcanes, cerros y valles, todo lo cual moldea la arquitectura de la naturaleza en sus diferentes contextos y escenarios (Foto 4).



Foto 3. Efectivamente, La dinámica del agua genera diferentes formas que gozan de gran belleza



Foto 4. "Valle de la luna". He aquí la capacidad escultórica del agua en complicidad con el viento

Grandes ríos, lagos, cascadas y cataratas y conformaciones diversas, nos deleitan con sus energías, flujos y bellezas (Foto 5). Lo propio aportan los continentes helados ─Ártico y Antártico─, con los icebergs que se exhiben como verdaderas esculturas flotantes (Foto 6); o los glaciales que descienden desde las altas cumbres; o en la atmósfera, cuando surgen las nubes como bellas formaciones suspendidas en el aire. Allí es el vapor de agua el que, junto

a pequeñas gotas y cristales, actúa en las alturas como millares de prismas microscópicos. Son prismas que al interactuar con la luz solar generan bellos y coloridos fenómenos ópticos, como son los arreboles de los amaneceres y crepúsculos, o los arcoíris y las auroras boreales.



Foto 5. La "Catedral de mármol", verdadera "escultura natural", ejemplo del poder de acción estética que tiene el agua y el viento. Lago General Carrera, Región de Aysén.



Foto 6. "Escultura acuática flotante", en versión del agua en estado sólido

El agua, más allá o más acá de sus poderes ocultos y de sus usos prácticos; más allá o más acá de sus evidencias empíricas ─y/o de sus secretos y misterios─, opera transversalmente y, por lo mismo, está muy presente en toda nuestra vida; en nuestro cuerpo, emociones y razones; en las ciencias y en la tecnología; en la física, química y biología; en la economía y la política. También está presente en las humanidades; en las artes y religiones, filosofía y cultura en general.

El agua es movimiento; es esencia y fuente de vida; es causa de bienestar para todos los seres vivos, generando múltiples inspiraciones en nuestra existencia. A veces también es causa de catástrofes y muertes. El agua siempre está de paso, fluye o permanece transitoriamente; es un agente de cambios.

Por ello, mucha razón tenía Heráclito cuando dijo que *nunca nos bañamos en el mismo río.*

ACERCA DEL AUTOR

Gabriel Matthey Correa es profesor universitario, compositor e ingeniero civil hidráulico, magíster en gestión cultural, nacido en Santiago de Chile en 1955. Actualmente es integrante de Ethics (Estudios Transversales en Humanidades para las Ingenierías y Ciencias), Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

MODELO FÍSICO DEL RÍO POLCURA

RODRIGO CARO

Ingeniero Civil UC
rodrigocaroc@gmail.com

RESUMEN

La presentación de este artículo es la oportunidad para hacer un reconocimiento explícito de la calidad humana y profesional de Horacio Mery y, en lo personal, poder expresar mi gratitud y agradecimiento a quien fuera profesor guía de mi memoria de título y primer jefe en mi trayectoria profesional.

El artículo describe todas las etapas del modelo físico de fondo móvil de un tramo del río Polcura, donde se ubican la descarga de la central El Toro y la bocatoma Polcura de la central Antuco. La información ha sido tomada de mi memoria de título e incluye la recopilación de antecedentes de terreno, la elección de la escala del modelo, su construcción, calibración y experimentación, todo lo cual permite apreciar el "estado del arte" en 1969 en cuanto a modelos de lecho móvil.

Los resultados del modelo resultaron un aporte fundamental para el diseño definitivo de las protecciones de las obras exteriores de la central El Toro. Los resultados son confiables ya que la ocurrencia de una crecida ($Tr = 15$ años) durante la etapa de experimentación del modelo permitió verificar que las tendencias reveladas en el modelo correspondían realmente a lo sucedido en el prototipo.

Palabras claves: hidráulica fluvial, modelos físicos de fondo móvil, calibración, arrastre de fondo, central El Toro.

1. INTRODUCCIÓN

Conocí a Horacio Mery en 1968, cuando yo cursaba el último año de estudios en la Escuela de Ingeniería de la Universidad Católica. Él dictaba el curso "Hidrocentrales" que era electivo y estaba orientado a aquellos estudiantes que nos habíamos decidido por la Especialidad Hidráulica. Era un profesor metódico y riguroso, donde destacaban su sabiduría y sencillez. Sus clases estaban muy bien preparadas y despertaba nuestra inquietud y entusiasmo por las obras hidráulicas.

Con mi compañero y amigo Ricardo Riedel, entramos a trabajar a ENDESA el 1° de enero de 1969, precisamente a la División Hidráulica que dirigía Horacio Mery. En esos años, los principales aprovechamientos hidroeléctricos en proyecto eran las centrales El Toro y Antuco. Como central subterránea, El Toro descarga sus aguas en el río Polcura y, unos 3,0 km aguas abajo, se ubica la bocatoma Polcura de la central Antuco. Para el estudio de estas

obras, ENDESA decidió construir y experimentar un modelo físico de lecho móvil del río Polcura, abarcando la zona de interés.

El modelo fue construido en el Laboratorio de Peñaflor, perteneciente al Instituto Nacional de Hidráulica, para lo cual Riedel y yo fuimos asignados por Horacio Mery para ser los ingenieros de ENDESA presentes en todas las etapas del modelo. Esta asignación me permitió escribir mi memoria de título "Protección de las obras exteriores de la central El Toro" (Caro, 1970) siendo el propio Horacio Mery mi profesor guía.

A mediados de 1970, me retiré de ENDESA, de modo que nuestros encuentros posteriores fueron más distanciados y estuvieron ligados a nuestra actividad profesional y también, con ocasión de los congresos y jornadas organizadas por SOCHID, donde siempre estuvo presente con artículos de interés. Nuestro último trabajo conjunto ocurrió en 2006, con motivo del diseño de las centrales hidroeléctricas del Alto Maipo.

Haber estado cerca de Horacio Mery y conocido su calidad humana y profesional constituyen un privilegio del que pude gozar al inicio de mi vida profesional. La motivación principal para presentar este artículo es testimoniar mi agradecimiento y gratitud hacia tan destacado ingeniero. El modelo del río Polcura fue uno de los primeros de lecho móvil que se experimentó en Chile. El artículo recorre todo el proceso de elección de escala, construcción, calibración e investigación del modelo, todo lo cual refleja el "estado del arte" en 1969 respecto a este tipo de modelos físicos.

2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

Como se ilustra en la Fig. 1, en 1969 el aprovechamiento hidroeléctrico del río Laja por parte de ENDESA incluía tres centrales: Abanico, en funcionamiento desde 1948; El Toro, que entró en funciones en 1972 y Antuco, en operación desde 1981.

La central El Toro (400 MW) capta sus aguas directamente en el lago Laja mediante una toma profunda situada en un punto de la bahía Los Machos y 60 m bajo el nivel máximo del lago. Un túnel de 9 km de longitud y 97 m^3/s de capacidad conduce las aguas hasta la zona de caída. Dos túneles blindados de 1450 m de longitud cada uno, permiten utilizar una altura de caída de aproximadamente 600 m, llevando los caudales disponibles hasta la caverna de máquinas, donde están instaladas las 4 unidades generadoras de 100 MW cada una. Posteriormente, las aguas son restituidas al río Polcura.

La central Antuco (300 MW) está ubicada en la ribera norte del río Laja, aproximadamente 20 km aguas abajo de la central Abanico. Sus recursos hídricos provienen de cuatro fuentes principales: el lago Laja, el río Polcura, los pequeños esteros que existen a lo largo de la aducción Laja y la hoya intermedia entre el desagüe del lago Laja y la descarga de la central Abanico. La aducción Polcura capta los caudales del río Polcura y los evacuados por la central El Toro, mediante una bocatoma ubicada aproximadamente 3,6 km aguas abajo de la descarga de El Toro. Los caudales son conducidos en túnel a través de los cerros que separan los valles del Polcura y del Pichipolcura, hasta juntarse con la aducción Laja dando origen a

la aducción común. Los caudales del río Laja son captados por una bocatoma ubicada 450 m aguas abajo de la descarga de la central Abanico, lo que permite aprovechar los caudales provenientes de esta central y de los esteros intermedios.

La construcción de un modelo físico de fondo móvil del río Polcura tuvo como objetivo aportar al diseño de las obras exteriores de la central El Toro, considerando tres aspectos fundamentales:

- Estabilidad de las riberas del río Polcura en la zona de descarga de la central
- Análisis de estabilidad y de funcionamiento hidráulico de las obras de evacuación de la central en el río Polcura
- Protección de una plataforma de relleno a construir en la orilla izquierda del río, aguas arriba de las obras de evacuación, y que constituirá el acceso a la caverna de máquinas subterránea.

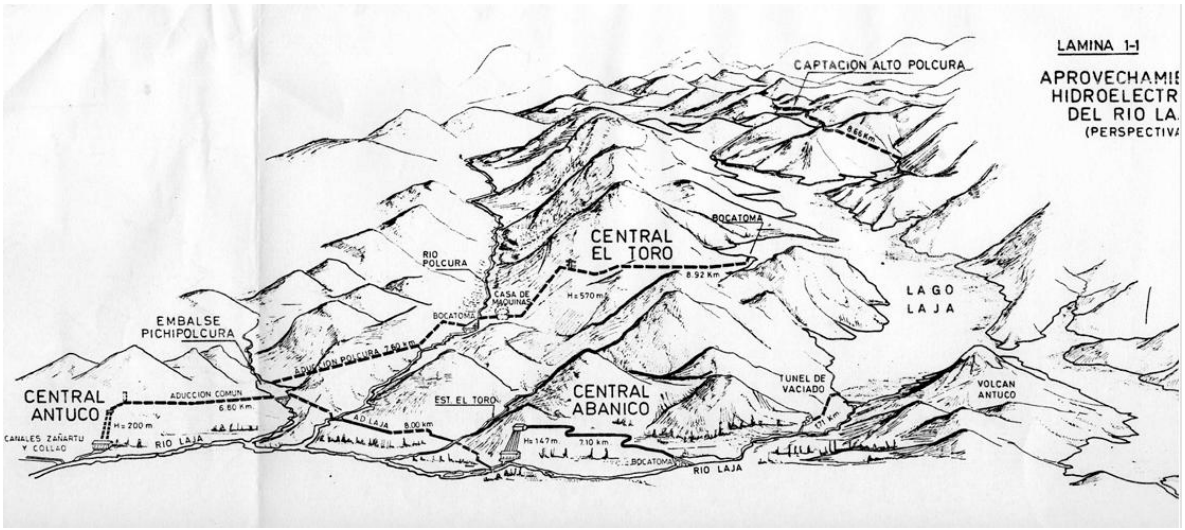


Figura 1. Aprovechamiento hidroeléctrico del río Laja. Perspectiva

3. CARACTERÍSTICAS DEL RÍO POLCURA

3.1 Descripción

El río Polcura nace en la frontera con la República Argentina, al norte del lago Laja. En su primera parte escurre hacia el poniente, para luego cambiar su curso hacia el sur, escurriendo casi paralelo al eje principal del lago Laja, hasta juntarse con el río Laja. De esta manera, el valle del río Polcura queda separado del lago por una importante cadena de cerros llamada Cordillera del Polcura.

3.2 Hidrología

Hasta su confluencia con el río Laja, el río Polcura tiene una hoya hidrográfica de 928 km^2. De esta superficie, 233 km^2 corresponden al Alto Polcura.

El río tiene un régimen predominantemente glacial, aunque con importantes crecidas durante los meses de invierno como consecuencia de la importante hoya de lluvia que posee. Cuando se realizó la experimentación del modelo en 1969, la principal fuente de información provino de la estación fluviométrica Polcura en Balseadero. De acuerdo a ENDESA (1963), los caudales medios son los indicados en la tabla 1 y los de crecida en la tabla 2.

Tabla 1. Caudales medios río Polcura(m^3/s)

Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
23,2	15,2	12,5	12,8	47,3	73,9	63,3	55,9	49,1	68,4	68,3	44

Tabla 2. Caudales de Crecidas

Periodos de retorno (años)	16	100	200	500	1000
Q medio diario (m^3/s)	670	935	1050	1200	1350
Q peak (m^3/s)	1000	1400	1600	1800	2000

3.3 Granulometría del material del lecho

El río Polcura corre encajonado entre cerros, con laderas de fuerte pendiente y cubiertas de bosques y espesa vegetación que llega hasta el río mismo. En algunas zonas los cerros se retiran algo del cauce principal dejando una que otra planicie a unos 2 o 3 m sobre el nivel ordinario de las aguas. En ellas crecen matorrales y arbustos menores.

El material que constituye el lecho del río es arena y grueso en abundancia (gravilla, grava y bolones). Existen algunos islotes formados con material de acarreo, por lo general, de gran diámetro, en los cuales también crecen arbustos. Para tener información del material del lecho, ENDESA (1968) ejecutó 6 pozos de 0,60 × 0,60 m, ubicados en el lecho mismo del río, y que son representativos de la fracción más fina del material del lecho. El análisis granulométrico de estas 6 muestras se resume en la tabla 3:

Tabla 3. Diámetros característicos de las muestras (mm)

Muestra	1	2	3	4	5	6	Medio
d_{20}	8	9	6	22	11	14	
d_{50}	36	56	43	160	110	90	70
d_{90}	280	380	300			400	

Para caracterizar la parte gruesa, se ejecutaron 5 pozos grandes, de 3 x 1 x 1 m, en un islote del río cercano a la descarga de la central El Toro. Los valores característicos aparecen en la tabla 4:

Tabla 4. Diámetros característicos de las muestras (mm)

Muestra	A	B	C	D	E	Medio
d_{20}		8	35			
d_{50}	68	110	150	35	25	72
d_{90}	310	400	340	135	400	

3.4 Ejes Hidráulicos

Con el objeto de determinar el eje hidráulico del río Polcura para diferentes caudales, en fecha cercana a la construcción del modelo se instalaron 4 controles limnimétricos, a unos 600 m entre sí, abarcando todo el tramo de río considerado en el modelo. Al comenzar la explotación del modelo, no se habían registrado caudales mayores que 100 m3/s, lo que muestra claramente una insuficiencia de datos respecto a los niveles de agua. Por este motivo, fue necesario realizar el cálculo teórico de los ejes hidráulicos para diferentes caudales.

Para el cálculo de los ejes hidráulicos, se siguió el método de Ezra tal como aparece descrito en el texto de Ven Te Chow (1959). Dividiendo el cauce en tramos, el escurrimiento entre secciones 1 y 2 viene dado por la siguiente fórmula:

$$Z_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} + J_m \Delta x \qquad (1)$$

Siendo $J_m = \frac{1}{2} \quad (J_1 + J_2)$

Z_i : cota del nivel de agua en la sección i
α : coeficiente de energía
V_i : velocidad media del escurrimiento en la sección i
g : aceleración de gravedad
J : pendiente del plano de carga
Δx : distancia entre secciones

Tomando como base el conocimiento que se tiene de la topografía del río y de sus singularidades, las distintas secciones de cálculo a lo largo del río fueron divididas en tres subsecciones. Para la determinación teórica del coeficiente de rugosidad, se utilizó el método de Cowan, siguiendo las tablas que aparecen en el libro de Ven Te Chow (1959):

Tabla 5. Coeficientes de rugosidad de Manning

Variable	Cauce principal	Cauce lateral
Valor básico	0,03	0,03
Grado de irregularidades	0,005	0,005
Variaciones forma y sección	0,01	0,015
Grado de vegetación	0,01	0,03
Suma	0,055	0,08
Cambios de dirección	1,1	1,1
Coeficiente de rugosidad	0,06	0,09

3.5 Transporte sólido

El movimiento de sedimentos en un río puede ser clasificado como "transporte por acarreo" y "transporte en suspensión". El transporte por acarreo es la porción de gasto sólido total que toma lugar sobre o cerca del lecho, en que la cantidad transportada y las características del escurrimiento son influenciadas por la presencia del lecho. El gasto en suspensión, en tanto, es la porción de gasto sólido total que se manifiesta relativamente lejos del lecho y es regido por un campo de velocidades enteramente turbulentas

Para el cálculo del gasto sólido por acarreo, la memoria de Caro (1970) señala que se analizaron 5 fórmulas (Meyer-Peter y Müller, Einstein, Bonnefille, Shields y Kalinske), eligiéndose la primera de ellas dada la sencillez de su operatoria y porque se ha verificado que da resultados bastante aproximados para lechos de material grueso. Según Winghart (1965), la fórmula de Meyer- Peter y Müller fue establecida empíricamente para arenas de diámetro $0{,}40 < d < 28{,}6$ mm, rango de magnitud que incluye el material usado en el modelo.

$$\left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \frac{Q_s}{Q}\gamma RJ = 0.047\,(\gamma_s - \gamma)d_m + 0.25\left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} g_s{}^{"2/3} \qquad (2)$$

El miembro de la izquierda representa el esfuerzo tangencial ejercido por el fluido sobre las partículas del fondo del lecho y se le designa generalmente como fuerza de arrastre "τ". Sólo una parte de la pérdida total de energía está destinada a vencer la resistencia de las partículas. Esta fracción de J se designa por J_r y su expresión es:

$$J_r = \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \frac{Q_s}{Q} \quad J \qquad (3)$$

El significado de los términos es el siguiente:

k_s : coeficiente de Strickler de la rugosidad global del lecho
k_r : coeficiente de Strickler de la rugosidad de las partículas
R : radio hidráulico (en metros)
Q_s : fracción del gasto líquido total Q que contribuye al acarreo
γ : peso específico del agua (ton/m^3)
γ_s : peso específico seco del material sólido (ton/m^3)
d_m : diámetro medio de los sedimentos de arrastre (metros)
g_s'' : gasto sólido por unidad de ancho y pesado bajo agua (ton/m/seg)
g : aceleración de gravedad (m/s^2)

Si en la expresión (2) se hace $g_s'' = 0$, el esfuerzo tangencial efectivo τ y el esfuerzo tangencial crítico τ_c, aquél con el cual comienza el acarreo, quedan definidos por las fórmulas (4) y (5).

$$\tau = \gamma R J_r = \zeta \gamma R J \tag{4}$$

$$\tau_c = A\,(\gamma_s - \gamma)\,d_m \tag{5}$$

El valor teórico de ζ es 0,4, pero puede llegar hasta 0,7. En tanto, el valor teórico de A es 0,047, pero puede variar hasta 0,02

De esta forma, la fórmula de Meyer-Peter y Müller puede escribirse de la siguiente forma:

$$g_s'' = K\,(\tau - \tau_c)^{3/2}\left[\frac{\text{ton}}{\text{m}\cdot\text{seg}}\right] \tag{6}$$

Es importante anotar que la expresión (6) entrega el valor del gasto de acarreo de saturación, es decir, la capacidad máxima de transporte de un escurrimiento y debe ser considerado, por lo tanto, como una aproximación por exceso del acarreo real. Existe un rango de fuerzas de arrastre, correspondiente a gastos característicos, dentro del cual sólo una fracción de material del fondo está en movimiento; es decir, el acarreo es parcial. Este rango está comprendido entre dos umbrales: el de la fuerza tractriz crítica para el movimiento incipiente y el de la fuerza tractriz crítica para el acarreo plenamente desarrollado, en el cual, el sedimento en movimiento tiene una granulometría idéntica a la del lecho. Para tener en consideración el acarreo parcial, diversos investigadores han propuesto dividir el material del lecho en un cierto número de franjas (Ramette y Heuzel, 1962).

Si τ es la fuerza tractriz para las partículas comprendidas entre los diámetros D_1 y D_2 (que representan en peso un n% de la mezcla total), la fórmula (6) puede escribirse de la siguiente manera:

$$g_s{}''\ (D_1, D_2) = n\,K\,(\tau - \tau_c)^{3/2} \tag{7}$$

Por su parte, el gasto sólido total $G_s^{''}\ (D_1 D_2)$ sobre un ancho B es:

$$G_s{}''\ (D_1 D_2) \ = \ \mathrm{n} \int_{x=0}^{x=B} K\,(\tau - \tau_c)^{\frac{3}{2}}\, dx \tag{8}$$

Repitiendo este cálculo para las 5 fracciones elegidas como representativas del fondo del lecho del río Polcura, el gasto sólido total es la suma de los gastos sólidos parciales así calculados:

$$T''' s \ = \sum G_s{}'' \tag{9}$$

4. ESCALAS DEL MODELO

4.1 Condiciones de Semejanza

La concepción de un modelo – en particular, la elección de constantes, la posible distorsión geométrica o del número de Froude, etc. - depende de las características del curso de agua y de las obras a representar. Las fórmulas de similitud han sido establecidas con la ayuda del análisis dimensional.

Un fenómeno físico cualquiera, en el cual intervienen como variables a_1, a_2, a_3 …, puede ser traducido por una relación $f\,(a_1, a_2, a_3, \ldots\ldots) = 0$ que puede determinarse experimentalmente. Del hecho que la relación $f(a_i) = 0$ debe ser dimensionalmente homogénea, el análisis dimensional demuestra que puede expresarse bajo la forma:

$$\varphi\,(\pi_1, \pi_2, \pi_3\,, \ldots.) = 0 \tag{10}$$

Donde los π_j son los productos sin dimensión independientes que se pueden formar con las variables a_i (teorema de Buckingham).

Para que la relación $\varphi = 0$ sea válida tanto en el modelo como en la naturaleza, es necesario y suficiente que $\varphi_{nat} = \varphi_{mod}$, es decir, que cada uno de los números π_j sea constante en la similitud.

En un modelo de lecho móvil, se deben reproducir, fundamentalmente, la ley de pérdida de carga y la ley de iniciación de arrastre.

4.1.1 Pérdida de carga

La semejanza de las líneas de energía se traduce por la ecuación de pérdida de carga:

$$J = \frac{\lambda}{8}\frac{v^2}{gh} \tag{11}$$

siendo J la pendiente de la línea de energía y λ el coeficiente de pérdida de carga. Este coeficiente puede expresarse de varias maneras:

- *La forma monomia de Strickler*

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{v}{\mu_*} = \frac{26}{\sqrt{g}} \quad \left(\frac{h}{d}\right)^{\frac{1}{6}} \tag{12}$$

- *La forma logarítmica de Colebrook*

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} = \frac{v}{\mu_*} = 5{,}75 \ \log\left(12{,}2\ \frac{h}{d}\right) \tag{13}$$

4.1.2 Iniciación del arrastre

Todos los fenómenos que se producen en la región del fondo son enteramente determinados por:

a) las propiedades intrínsecas del fluido: densidad ρ y viscosidad cinemática ν
b) las propiedades del material: peso específico bajo el agua $(\gamma' = \gamma_s - \gamma)$ y diámetro característico d
c) dinámica del escurrimiento, caracterizado por $u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$

Tomando ρ, u_* y d como variables de referencia, el análisis dimensional nos conduce a las siguientes expresiones:

$$\varphi\left(\frac{g_s''}{\rho u_*^3}, f, R_{e*}\right) = 0 \tag{14}$$

$$f = \frac{\tau}{\gamma' d} \tag{15}$$

$$R_{e*} = \frac{u_* d}{\upsilon} \tag{16}$$

Para el inicio del arrastre, g_s" = 0 y, por lo tanto,

$$\varphi\,(f\,, R_{e*}) = 0 \tag{17}$$

Con los antecedentes expuestos, se definió el sistema de ecuaciones que debe ser verificado para tener una semejanza de los fenómenos. Siendo x una variable cualquiera, se adoptó la siguiente notación:

$$\hat{x} = \frac{x_{prototipo}}{x_{modelo}} \tag{18}$$

Siguiendo la ley de Strickler para elementos gruesos, se deben cumplir las siguientes ecuaciones:

$$\hat{F} = \left(\frac{\hat{h}}{\hat{d}}\right)^{1/6} \sqrt{\hat{J}} \tag{19}$$

$$\frac{\hat{h}}{\hat{d}} = \hat{x} \tag{20}$$

donde F es el número de Froude del flujo. Además debe imponerse la condición restrictiva que $R_{e*} > 60$ en el modelo.

Si el modelo no tiene distorsión geométrica ($\hat{J} = 1$) ni distorsión de Froude ($\hat{F} = 1$), entonces $h/d = 1$ y $x = 1$. Esto significa que, en un modelo no distorsionado, el material sólido del modelo debe tener la misma densidad que la del prototipo y los diámetros de los granos tienen que ser reducidos en la misma escala que las alturas. En base a las relaciones anteriores, pueden deducirse las escalas indicadas en la Tabla 6.

Tabla 6. Escalas del modelo

$\hat{L} = \hat{h}$	(escala de longitudes)
$\hat{V} = \hat{L}^{1/2}$	(escala de velocidades)
$\hat{t} = \hat{L}^{1/2}$	(escala de tiempo hidráulico y sedimentológico)
$\hat{\mathcal{F}} = \hat{L}^{3}$	(escala de fuerza)
$\hat{Q} = \hat{L}^{5/2}$	(escala de gasto líquido)
$\hat{\tau} = \hat{L}$	(escala de tensión tangencial)
$\hat{G}_s = \hat{L}^{5/2}$	(escala de gasto sólido)
$\hat{R}_{e*} = \hat{L}^{3/2}$	(escala del número de Reynolds de la partícula)

4.2 Determinación de la escala geométrica

En la determinación de la escala de longitudes, fue necesario tener en cuenta aspectos prácticos que tienen que ver con las instalaciones disponibles en el laboratorio de Peñaflor. La naturaleza del estudio exigió reproducir en el modelo unos 2,5 km del río Polcura, abarcando una zona que se extiende desde unos 400 m aguas arriba del estero Blanco hasta unos 150 m aguas abajo de la bocatoma de la central Antuco. En tal sentido, las escalas analizadas fueron 1:50, 1:60 y 1:75.

Se analizaron tres factores que intervinieron en la determinación de la escala:

- Los valores de R_{e*} son bajos para las tres escalas analizadas. Esto indica que para obtener $R_{e*} > 60$, sería necesario recurrir a modelos de grandes dimensiones, lo que no era factible por razones de espacio y costo. Desde este punto de vista, la escala 1:75 aparece como la menos indicada
- Para las tres escalas analizadas, se requiere una gran alimentación de sedimentos para reproducir las crecidas del río, siendo la cantidad para $\hat{L} = 50$ un 72% mayor que para $\hat{L} = 60$ y un 240% mayor para $\hat{L} = 75$ (valores para la crecida de 2.000 m^3/s).
- Desde el punto de vista del costo de construcción y operación, obviamente el más elevado corresponde al modelo de escala $\hat{L} = 50$.

  El análisis de estos tres aspectos llevó a la conclusión que $\hat{L} = 60$ era la escala más conveniente.

5. CALIBRACIÓN DEL MODELO

La calibración de un modelo de lecho móvil es un proceso iterativo que va ajustando los parámetros del modelo para que sus resultados se aproximen lo más posible a datos observados del prototipo. Durante la calibración, se ajustan y modifican las escalas; se cambia el material que conforma el lecho, o bien su granulometría; se modifican los gastos

sólido y líquido; en fin, se hace lo necesario con el objeto de reproducir en el modelo algún fenómeno ya observado y registrado en la naturaleza.

El proceso de calibración depende también del tipo de fenómenos a estudiar. En el caso del modelo del río Polcura, se planteaban dos problemas de carácter diferente: la bocatoma de la central Antuco y las obras exteriores de la central El Toro. Para el primer caso, era recomendable que el estudio se realizara dentro de las condiciones de acarreo sólido más desfavorables. En el segundo caso, parecía conveniente realizar una calibración por defecto de modo que puedan visualizarse más claramente las tendencias a la socavación.

- *Primeros ensayos*

Para los primeros ensayos de calibración y basados en experiencias anteriores, personal técnico del laboratorio recomendó una alimentación de material sólido basada en la curva teórica de Meyer-Peter y Müller considerando una tensión tangencial efectiva $\tau = 0{,}7\ \gamma\ R\ J$ (fórmula 4). Los primeros ensayos demostraron que el río no poseía una tal capacidad de arrastre. En virtud de lo anterior, se recurrió al cálculo teórico que indica $\zeta = 0{,}4$.

Después del primer ciclo de ensayos, se tomaron muestras del material del lecho. La impresión que se había recogido era que el modelo presentaba un lecho con exceso de finos que no estaba de acuerdo con el prototipo. Comparando con pozos realizados en terreno, se decidió eliminar la fracción más gruesa de material, incorporando su porcentaje a la franja 3,5 – 7 mm.

Tabla 7. Material sólido usado en el modelo

Mallas (mms)	Granulometría inicial	Granulometría final
0.42 – 0.50	37,50%	22,00%
0.5 – 1.2	14,50%	11,5%
1.2 – 2.0	11,50%	9,00%
2.0 – 3.5	16,00%	22,50%
3.5 – 7.0	16,75%	35,00%
7.0 – 10.0	3,75%	-

Una visita a terreno realizada inmediatamente después del primer ciclo de ensayos permitió incorporar algunas singularidades de importancia que se presentan en el tramo del río modelado: bancos de piedras y umbrales en el lecho; firmeza de las orillas del cauce, ya sea por condición geológica y/o espesa vegetación y brazos pequeños a lo largo del río (ver figura 2).

- *Calibración del arrastre sólido*

Un antecedente de gran importancia en hidráulica fluvial lo constituye el gasto crítico de acarreo, es decir, el caudal del río para el cual comienzan a moverse las partículas del lecho. Para algunos, el instante crítico corresponde a la puesta en movimiento de una sola partícula, mientras que para otros corresponde al franco acarreo de un conjunto de partículas. Este

segundo concepto es el único que podemos no sólo visualizar, sino que también medir en el modelo con métodos tradicionales.

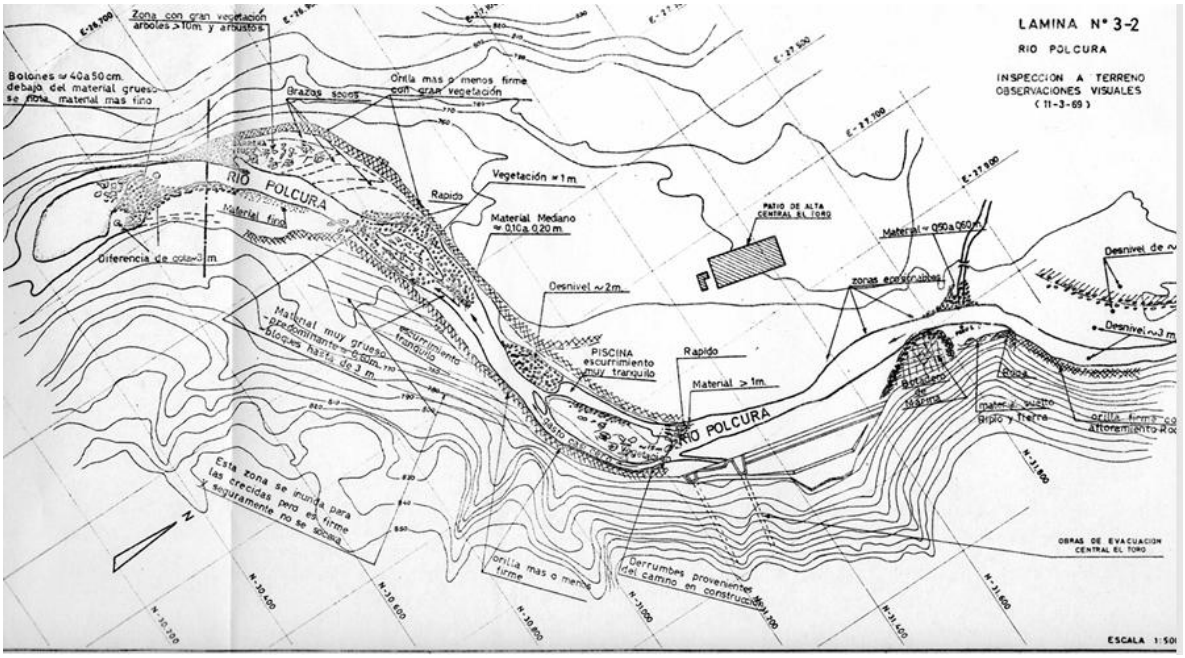


Figura 2. Río Polcura – Inspección en terreno

Siguiendo la teoría, el modelo del río Polcura tendrá un mayor poder de arrastre que lo que ocurre en la naturaleza, debido a los bajos valores del número de Reynolds de la partícula. Esto significa que las partículas del lecho se pondrán en movimiento con un gasto menor que el caudal crítico real. De los ensayos de calibración, se deduce que 150 m^3/s es el gasto para el cual comienza el franco acarreo. Según el cálculo teórico, el caudal crítico sería del orden de 300 m^3/s.

En sucesivos ensayos de calibración, se buscó equiparar el material sólido recogido en las bandejas, ubicadas en el extremo final del modelo, con el material alimentado. Con la experiencia recogida en ensayos anteriores, se realizó el último ensayo de calibración que consistió en modelar 4 hidrogramas de crecidas, con gasto peak de 600, 1000, 1500 y 2000 m^3/s. Con la ley de alimentación del modelo que se presenta en la figura 3, se obtuvo una buena concordancia entre el material sólido alimentado y el recuperado (ver tabla 8).

Tabla 8. Ensayo final de calibración

Ensayo	Gasto peak crecida m^3/seg	Horas Modelo	Material Alimentado kgs	Material Recuperado kgs
9B	600	18	37,88	17,16
9C	1000	30	370,57	232,31
9D	15000	38	1282,70	1670,36
9E	2000	18	1130,97	1692,18

De acuerdo a estos resultados, la alimentación de gasto sólido para las crecidas de 600 y 1000 m^3/s es de saturación, ya que se entrega al modelo un mayor volumen de sedimentos que el que es capaz de acarrear. En la experimentación de la bocatoma de la central Antuco. esta situación es favorable porque nos plantea por el lado de la seguridad. En el caso de grandes crecidas – 1500 y 2000 m^3/s – el modelo presenta una capacidad de arrastre mayor que la que se deduce de la teoría, ya que las cantidades de material sólido recuperadas son mayores que las de alimentación. Esto significa que el escurrimiento ha debido sacar material de su propio lecho, lo que implica un factor de seguridad respecto a las obras exteriores de la central El Toro, ya que el modelo reproduce las zonas en que hay una mayor tendencia a la socavación.

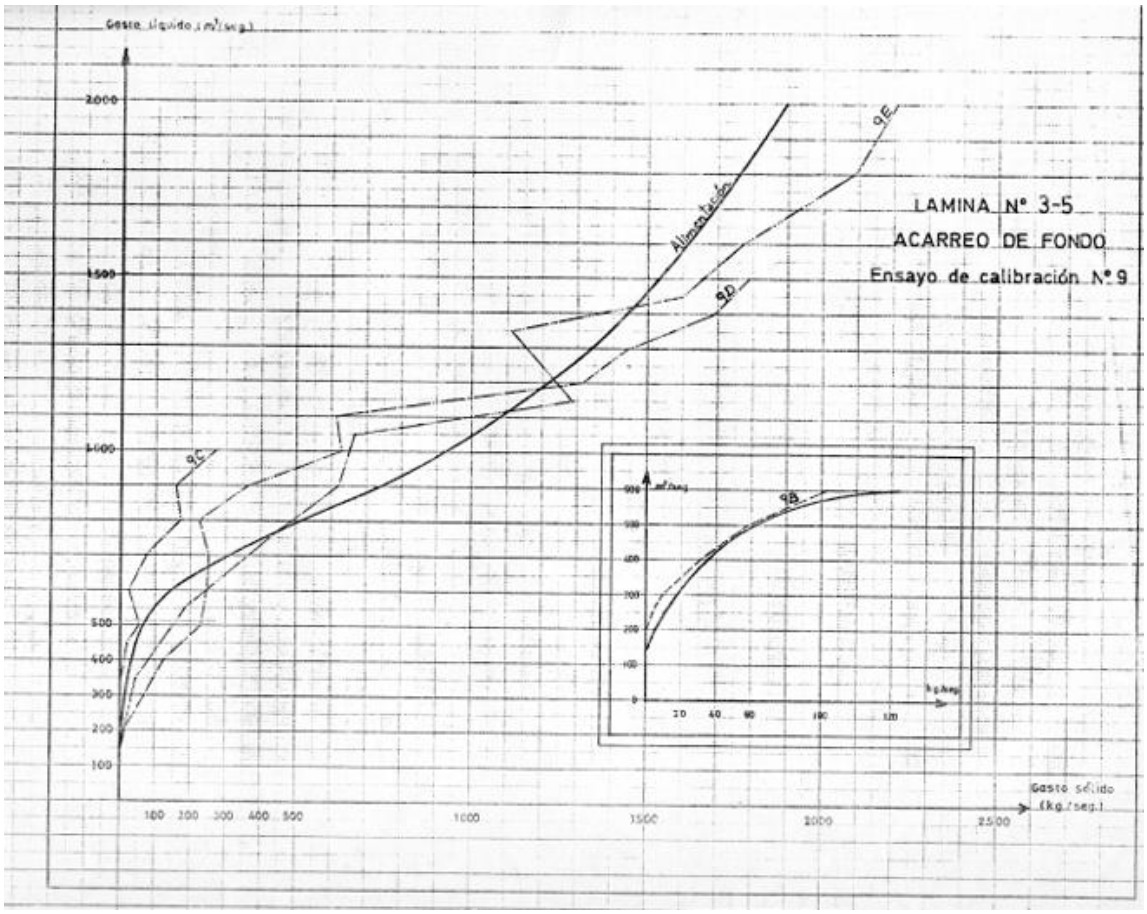


Figura 3. Ley de gasto sólido

6. RESULTADOS DE LA EXPERIMENTACIÓN DEL MODELO

6.1 Descripción de las obras exteriores

En el diseño de las obras exteriores de la central El Toro, tres eran los aspectos fundamentales a considerar en la experimentación del modelo:

- Estabilidad de las riberas del río Polcura en la zona de descarga de la central
- Análisis de estabilidad y de funcionamiento hidráulico de las obras de evacuación de la central en el río Polcura
- Protección de una plataforma de relleno a construir en la orilla izquierda del río, aguas arriba de las obras de evacuación, y que constituirá el acceso a la caverna de máquinas subterránea

A las obras anteriores, se agregó la presencia de una acumulación de piedras y rocas que se denominó "botadero de marina", ya que su origen corresponde justamente al material que ha sido extraído de las excavaciones de la caverna de casa de máquinas y de los túneles y que ha sido volcado en esa zona. Este botadero se ubica en la orilla izquierda del río, justo aguas arriba de la plataforma de acceso.

Para la experimentación del modelo, se efectuaron 4 ciclos de ensayos, cada uno de los cuales contribuyó a establecer las recomendaciones finales. Se ensayaron cuatro crecidas, que fueron reproducidas según un hidrograma que representa en la forma más aproximada posible lo que sucede en el prototipo. En la tabla 9 se indican las características de los ensayos.

El modelo fue alimentado aguas arriba en su gasto líquido según el registro de los vertederos y en su gasto sólido, siguiendo la ley de alimentación obtenida al finalizar la calibración. Las interrupciones en el funcionamiento del modelo se realizaron al finalizar cada una de las 4 crecidas.

Tabla 9. Características de los ensayos

Periodo retorno (años)	Q medio (m^3/s)	Q peak (m^3/s)	Duración modelo (hrs)	Duración prototipo (días)
3,5	400	600	18	5,8
15	670	1000	29,5	9,5
100	1000	1500	38	11,8
1000	1350	2000	18	5,8

6.2 Principales observaciones y recomendaciones

Durante los ensayos se llevó un registro visual de la estabilidad del botadero de marina, de la plataforma de acceso y de la orilla derecha del cauce. Al finalizar cada una de las cuatro

crecidas, se efectuó un levantamiento taquimétrico de los perfiles 1A a 4 para seguir su evolución (figura 4).

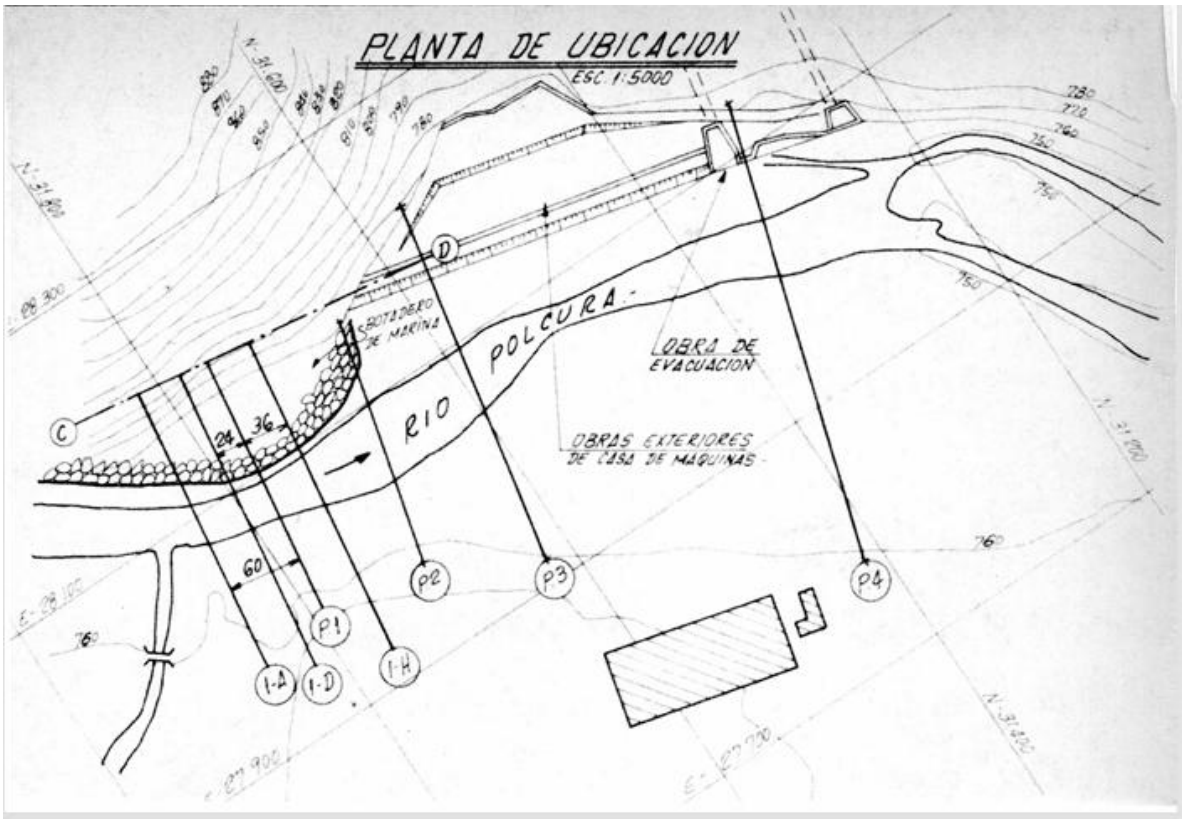


Figura 4. Ubicación obras exteriores Central El Toro

Las principales observaciones son las siguientes:

- Estabilidad de la orilla derecha del río Polcura

  En la zona de las obras exteriores de la central El Toro, el río Polcura escurre por un cauce inestable, en especial, en la orilla opuesta a las obras. La saliente del cerro y el botadero de marina, ubicados en la orilla izquierda, generan una desviación de los filetes de agua más veloces hacia la orilla derecha, provocando una intensa socavación que se extiende hasta el perfil 4 (Figura 4).

  La ocurrencia de una crecida de 920 m^3/s en el río Polcura (7 de junio de 1969) motivó una visita al terreno para observar las modificaciones producidas en el cauce. Pudo comprobarse que las tendencias reveladas por el modelo correspondían realmente a lo sucedido en el prototipo.

  La desviación de los filetes de agua hacia la orilla derecha provoca una fuerte socavación, la cual fue verificada en terreno y que se extiende aproximadamente hasta el perfil P3. En la orilla opuesta, se confirmó la formación de un banco de finos, aguas

abajo del botadero de marina. Respecto al botadero mismo, la tendencia revelada por el modelo de una socavación a partir de los 800 m^3/s pudo comprobarse en el terreno.

- Estabilidad de la plataforma de acceso a la casa de máquinas

  Los ensayos permitieron verificar que el botadero de marina ejerce una influencia positiva en lo que se refiere a la estabilidad de la plataforma, ya que su ubicación provoca una desviación de los filetes de agua hacia la orilla opuesta.

  El botadero de marina se ve ayudado por la saliente del cerro que existe un poco aguas arriba, en la misma orilla izquierda. De esta forma, la plataforma de acceso está ubicada al abrigo de ambas protecciones y, según lo observado en el modelo, el talud 2:1 para un material d50= 15 cms es suficiente para asegurar su estabilidad.

- Evacuación de la central El Toro

  El canal de entrega de la central El Toro se ve afectado por la formación de un banco de material fino que se extiende por la orilla izquierda del río, partiendo desde el botadero de marina. Este banco será de magnitud importante para crecidas mayores que 600 m3/s. Por lo mismo, parece conveniente no darle una alineación perpendicular al eje del río, sino con una cierta curvatura hacia aguas abajo.

  En el canal de salida, el enrocado de protección deberá ser de un diámetro d=80 cm en los primeros 10 m y d=65 cm para los 15 m siguientes.

- Estabilidad del botadero de marina

  Dada su ubicación en una curva del río, el botadero de marina se verá sometido a una fuerza erosiva de gran intensidad. Sin embargo, el relleno de la zona intermedia entre la saliente rocosa del cerro y la ubicación original del botadero significó una decisión eficiente para asegurar su estabilidad.

7. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones son las siguientes:

a) En temas complejos de hidráulica fluvial, los modelos físicos permiten obtener respuestas más aproximadas que cualquier otro método de solución, porque pasan por una etapa de ajuste denominada calibración. Dado el problema que se enfrentaba – protección de las obras exteriores de la central El Toro- resultaba imprescindible que el modelo del río Polcura fuera de fondo móvil.

b) En la etapa de calibración del modelo, cuatro fueron los factores fundamentales considerados:

- Determinación cuantitativa del arrastre de fondo, para lo cual se eligió la fórmula de Meyer Peter- Müller

- Reproducción a escala geométrica de todo el material constitutivo del lecho, con un peso específico que debe ser el mismo que en la naturaleza
- Reproducción de las singularidades del río en el tramo modelado, para lo cual las observaciones recogidas en las visitas a terreno resultaron fundamentales
- Comparación de los ejes hidráulicos en el prototipo y en el modelo. La información de ejes hidráulicos en terreno, limitada sólo a caudales pequeños, hizo necesario que, para grandes caudales, la comparación se hiciera con ejes hidráulicos calculados analíticamente

c) Los resultados del modelo resultaron un aporte fundamental para el diseño definitivo de las protecciones de las obras exteriores de la central El Toro. Los resultados son confiables ya que la ocurrencia de una crecida (Tr=15 años) durante la etapa de experimentación del modelo permitió verificar que las tendencias reveladas en el modelo correspondían realmente a lo sucedido en el prototipo.

AGRADECIMIENTOS

Mi especial agradecimiento a Rossana Ruggiero quien estuvo a cargo de la edición de este artículo.

REFERENCIAS

Caro, Rodrigo (1970). *Protección de las obras exteriores de la Central El Toro*. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Departamento de Obras Hidráulicas, Escuela de Ingeniería, Universidad Católica de Chile.

ENDESA (1963*). Informe N° 9/63*. Sección Estudios en Terreno.

ENDESA (1968). *Informe N°109/68*. División Hidrología

M.M. Ramette y Heuzel (1962) "Le Rhone a Lyon, Etude de l´entrainement des galets a l´aide de traceurs radioactifs". La Houille Blanche, N° Special A,1962

Ven Te Chow (1959). *Open-Channel Hydraulics*. Ed. McGraw Hill Book Company, New York

Winghart J. (1965) "Connaissance actuelle du Mécanisme du Transport Solide", Annales des Points et Chaussés 1965-I pp. 11-36

ACERCA DEL AUTOR

Rodrigo Caro es ingeniero civil de la Universidad Católica (1970) y MSc de The University of Iowa (1977). Desarrolló gran parte de su vida profesional como Jefe de la División Hidráulica de CADE-IDEPE y actualmente es Consultor en temas de Hidrología y Obras Hidráulicas.

REDISTRIBUCIÓN DE LA TURBULENCIA Y DEL TRANSPORTE DE MOMENTO EN CONDUCTOS CON POLÍMEROS MICROBIANOS

SOOHYEON KANG[1], JACO H. BAAS[2], JIM BEST[3] Y LEONARDO P. CHAMORRO[4]

[1]Research Associate, Mechanical Science and Engineering,
University of Illinois Urbana-Champaign, Urbana, IL, 61801, USA.
sk92@illinois.edu

[2]Reader in Fine Particle Dynamics,
School of Ocean Sciences, Bangor University, Menai Bridge, Anglesey LL59 5AB, UK.
j.baas@bangor.a.c.uk
ORCID: 0000-0003-1737-5688

[3]Professor, Earth Science and Environmental Change,
Geography & GIS,
Civil & Environmental Engineering,
University of Illinois Urbana-Champaign, Urbana, IL, 61801, USA.
jimbest@illinois.edu
ORCID: 0000-0001-5314-6140

[4]Professor, Mechanical Science and Engineering,
Aerospace Engineering,
Civil & Environmental Engineering,
Earth Science and Environmental Change,
University of Illinois Urbana-Champaign, Urbana, IL, 61801, USA.
lpchamo@illinois.edu
ORCID: 0000-0002-5199-424X

RESUMEN

Se investiga el efecto de soluciones diluidas de polímeros microbianos sobre la estructura de la turbulencia en flujos confinados. Los experimentos se llevaron a cabo en un conducto cuadrado impulsado por gravedad utilizando particle image velocimetry (PIV) para estudiar suspensiones de goma xantana (xanthan gum, XG) a 50, 100 y 200 ppm, en un rango de números de Reynolds de Metzner–Reed de 2.2×10^3 a 2.9×10^4. A 50 ppm, la turbulencia exhibe características similares al caso de agua, con solo ligeros cambios estructurales. A 100–200 ppm, los perfiles de velocidad se desplazan hacia un flujo tipo tapón y la tensión cortante de Reynolds se reduce significativamente, lo que indica una fuerte supresión del transporte de momento. De manera concurrente, las fluctuaciones de velocidad en la dirección del flujo medio cerca de la pared aumentan, mostrando una redistribución de

energía. Los análisis de correlación y de descomposición ortogonal propia (POD) revelan estructuras más alargadas y alineadas con la corriente. Estos resultados demuestran que incluso concentraciones muy bajas de XG reorganizan la turbulencia y la transferencia de energía, con implicaciones para la reducción de fricción, el transporte de sedimentos y el control de flujos hidráulicos.

Palabras claves: redistribución de la turbulencia; biopolímeros; flujo en conducto vertical; transporte de momento; estructuras coherentes.

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Las sustancias poliméricas extracelulares (EPS, por sus siglas en inglés) son biopolímeros secretados por microorganismos y están compuestas principalmente por polisacáridos, proteínas y ácidos nucleicos (Flemming et al., 2025). Son ubicuas en ambientes acuáticos y terrestres naturales (Decho & Gutierrez, 2017; Craig et al., 2020; Flemming et al., 2025) y se emplean en diversas aplicaciones de ingeniería, incluidas la recuperación mejorada de petróleo, el tratamiento de aguas residuales y la reducción de fricción en el transporte por tuberías. Debido a su reología pseudoplástica (disminución de viscosidad con la tasa de corte), las soluciones poliméricas influyen de manera sustancial en las estructuras de flujo y en el transporte de momento a escalas macroscópicas.

La interacción de aditivos poliméricos con la turbulencia en flujos con paredes ha sido ampliamente investigada, con un énfasis principal en los fenómenos de reducción de fricción. A partir de las observaciones pioneras de Toms (1949), Virk et al. (1967) establecieron que la reducción de fricción tiende hacia una asíntota empírica a lo largo de un amplio rango de concentraciones poliméricas y números de Reynolds, y documentaron alteraciones en los perfiles de velocidad media y en las intensidades de turbulencia en comparación con flujos newtonianos. Posteriormente, Virk et al. (1970) propusieron la asíntota de máxima reducción de fricción (MDR, por sus siglas en inglés) descrita por la relación empírica $U^+ = 11.7 \ln y^+ - 17$ for $y^+ > 30$. Investigaciones posteriores (Warholic et al., 2001; Ptasinski et al., 2003; Warwaruk & Ghaemi, 2021) confirmaron estos hallazgos y revelaron que, a niveles suficientemente altos de reducción de fricción, la región logarítmica desaparece y la 'buffer layer' incrementa. Por el contrario, a niveles bajos de reducción de fricción, la región logarítmica permanece intacta pero se desplaza.

Los análisis estadísticos de la turbulencia indican que los aditivos poliméricos modifican la distribución de las tensiones de Reynolds, amplificando típicamente la componente en la dirección principal del flujo y suprimiendo las componentes normal a la pared y transversal (Ptasinski et al., 2003; Warwaruk & Ghaemi, 2021; Li et al., 2022). A concentraciones poliméricas muy elevadas, todas las tensiones de Reynolds se atenúan. Warholic et al. (1999) observaron que, bajo condiciones de MDR, el perfil de la tensión cortante turbulenta se vuelve prácticamente nulo, lo que sugiere una fuerte inhibición del transporte de momento impulsado por turbulencia. Sin embargo, estudios posteriores (Ptasinski et al., 2001; Min et al., 2003; Dubief et al., 2004) reportaron que la turbulencia persiste en un estado reorganizado, con tensión cortante de Reynolds finita incluso cerca del régimen de MDR.

El presente estudio examina el flujo turbulento en conductos de soluciones de goma xantana (XG), una EPS modelo conocida por su marcada capacidad de reducción de fricción y su potencial para inducir relaminarización (Bewersdorff & Singh, 1988). Debido a su similitud química con las EPS que ocurren de forma natural (Craig et al., 2020), la XG ha sido ampliamente adoptada como sustituto en estudios previos que han explorado concentraciones en el rango de 20–10 000 ppm (Wyatt et al., 2011), 50–400 ppm (Warwaruk & Ghaemi, 2021), 100–500 ppm (Li et al., 2022) y 300–1500 ppm (Escudier et al., 2009). Sin embargo, la mayoría de los esfuerzos se han centrado en métricas de reducción de fricción más que en los mecanismos subyacentes de reorganización de la turbulencia a concentraciones muy bajas.

En este trabajo se emplea PIV para cuantificar la modificación del flujo medio, de las estadísticas de turbulencia y de la organización de las estructuras coherentes en soluciones de XG a concentraciones comprendidas entre 50 y 200 ppm. Los resultados aportan nueva información sobre el inicio de la supresión de la turbulencia y la redistribución de energía, proporcionando bases para mejorar el modelamiento de dichos flujos.

2. CONFIGURACIÓN EXPERIMENTAL

Los experimentos se realizaron utilizando un conducto vertical accionado por gravedad (Figura 1), diseñado para estudiar la influencia de soluciones de goma xantana (XG) sobre la turbulencia en flujos con paredes. El conducto presentaba una sección transversal cuadrada con longitud lateral d = 25.4 mm y una altura H = 1.8 m. El fluido ingresaba al conducto desde un depósito de 0.5 m × 0.5 m × 0.2 m y pasaba a través de una cámara de transición de 0.1 m × 0.1 m × 0.1 m que reducía la entrada de burbujas y promovía condiciones de entrada uniformes. Un resalte semicilíndrico colocado en la entrada del conducto suavizaba aún más el flujo de entrada, mientras que una válvula aguas abajo controlaba la tasa de descarga. Antes de cada corrida experimental, el depósito y el conducto se llenaban con el fluido de trabajo y se dejaban en reposo hasta alcanzar un estado cuasi estacionario antes de iniciar el flujo. Durante las mediciones, el nivel de la superficie libre del depósito se mantuvo dentro del 2% de su altura inicial, asegurando que las variaciones temporales de la velocidad media permanecieran por debajo del 1%.

Se utilizó agua desionizada como fluido de referencia y las soluciones de goma xantana (XG) a concentraciones de 50, 100 y 200 ppm se prepararon disolviendo cantidades cuidadosamente pesadas de polvo de XG bajo condiciones controladas de mezclado para garantizar una completa homogeneización. El comportamiento reológico de cada solución (Fig. 1b) se cuantificó mediante un vibro-reómetro (RV-10000A, A&D Company) y se modeló de acuerdo con la relación de ley de potencia de Ostwald–de Waele, $\mu = K\,\dot{\gamma}^{n-1}$, donde $\dot{\gamma}$ denota la tasa de corte aplicada, K el coeficiente de consistencia y n el índice de flujo. Para el caso newtoniano de referencia (agua), $K = 1.00 \times 10^{-3}$ y $n = 1$. Para las soluciones de XG de 50, 100 y 200 ppm, K aumentó progresivamente a 1.77×10^{-3}, 2.79×10^{-3}, y 5.49×10^{-3}, respectivamente, mientras que n disminuyó de 0.95 a 0.86, confirmando el carácter de mayor adelgazamiento por corte a concentraciones más altas. Las condiciones de flujo se parametrizaron utilizando el número de Reynolds de Metzner–Reed:

$$Re_{MR} = 8\rho U_{\beta}^{2-n} d^{n} \Big/ \left[K \left(6 + \frac{2}{n} \right)^{n} \right]$$

donde ρ es la densidad del fluido, U_β es la velocidad media. Para $n = 1$, esta expresión se reduce al número de Reynolds convencional, $Re = \rho U_\beta d/\mu$. En las condiciones ensayadas, Re_{MR} varió entre 6.4×10^3 to 2.9×10^4 para el agua, entre 4.8×10^3 to 2.2×10^4 para las suspensiones de XG a 50 ppm, entre 3.9×10^3 to 1.8×10^4 para 100 ppm, y entre 2.2×10^3 to 1.3×10^4 para 200 ppm. Para permitir la comparación entre diferentes suspensiones, el número de Reynolds correspondiente al agua se utilizó como referencia (Re_{ref}).

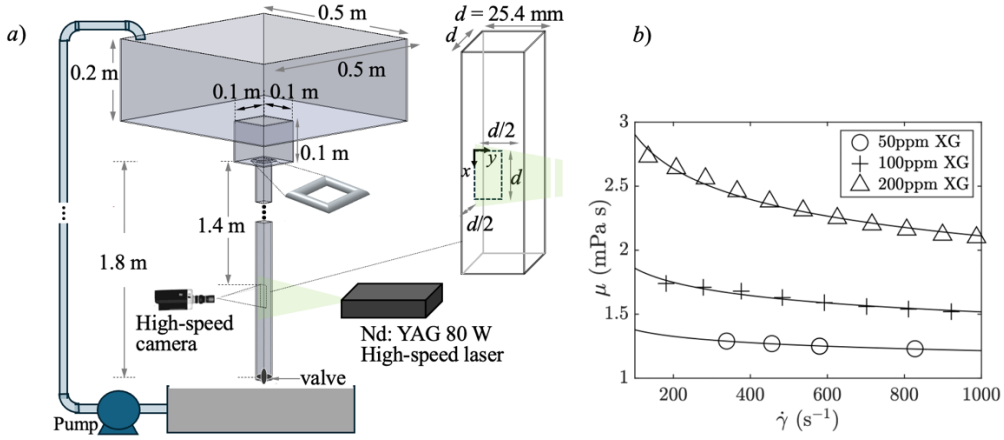


Figura 1. (a) Esquema de la configuración experimental. (b) Mediciones de viscosidad a diferentes tasas de corte para soluciones de XG.

El campo de flujo turbulento se caracterizó con PIV y el área de interrogación (FOV) se ubicó a 1.4 m aguas abajo de la entrada, bien dentro de la región de flujo completamente desarrollado, donde $L/\delta > 100$. El FOV abarcó un ancho completo del conducto en la dirección longitudinal y medio ancho del conducto en la dirección normal a la pared. Se estableció un sistema de coordenadas con x alineado con la dirección del flujo medio y con y orientado normal a la pared. Los datos de PIV se adquirieron a 300 Hz utilizando una cámara CMOS Phantom M340 de 4 MP (2560 pixeles × 1600 píxeles) con partículas trazadoras recubiertas de plata de 2–3 μm. La iluminación fue proporcionada por un láser Nd:YLF bombeado por diodo, de 50 mJ y 527 nm. Para cada caso experimental, la adquisición de imágenes se realizó durante 8.7 s, comenzando 5 s después de la apertura de la válvula, obteniéndose así 2600 campos de velocidad. Los vectores de velocidad se calcularon utilizando ventanas de interrogación de 48 × 48 píxeles con 50 % de traslape, lo que dio como resultado una resolución espacial de aproximadamente 300 μm.

3. RESULTADOS

Para establecer una referencia sobre la influencia de bajas concentraciones de XG en la turbulencia de flujos confinados, se analizan primero los perfiles promediados de velocidad en la región de flujo desarrollado para un rango de números de Reynolds de referencia, Re_{ref} (Figura 2). La coordenada normal a la pared se normaliza mediante la semianchura del conducto, r = d/2, mientras que la velocidad en la dirección principal se presenta en forma dimensional para resaltar claramente las variaciones en la velocidad de corriente libre. Los resultados revelan una redistribución marcada del flujo medio a concentraciones de XG de 100 y 200 ppm, produciendo velocidades medias más altas bajo idénticos Re_{ref}. Este

comportamiento es indicativo de reducción de fricción a estas concentraciones diluidas de polímero, en concordancia con investigaciones previas sobre la modificación de la turbulencia en fluidos generalizados no newtonianos. En contraste, la solución de 50 ppm presenta un perfil casi indistinguible del agua, lo que sugiere una influencia mínima en la turbulencia. Sin embargo, a 100 y 200 ppm los perfiles se desvían de manera notable del caso newtoniano, mostrando una transición hacia una distribución de tipo flujo tapón en el núcleo del conducto. Este cambio refleja una reducción en la transferencia de momento cerca de la pared y una reorganización de la estructura turbulenta, características distintivas de los flujos con reducción de fricción inducida por polímeros.

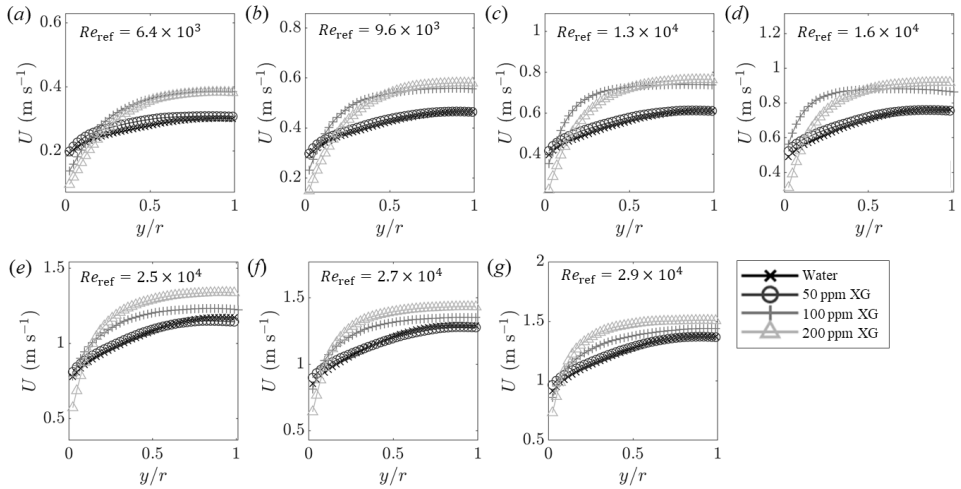


Figura 2. Perfiles de velocidad media en la dirección principal para agua y diversas concentraciones de XG a diferentes *Re*. La velocidad se presenta en forma dimensional para ofrecer una visión más clara del efecto de la XG.

La tensión cortante cinemática de Reynolds $-\overline{u'v'}$ (Figura 3) aumentó con el número de Reynolds en el caso del agua, como se espera para un flujo completamente turbulento. Incluso a 50 ppm se observa una ligera reducción de $-\overline{u'v'}$, lo que indica una modulación incipiente de la turbulencia. A 100 y 200 ppm, $-\overline{u'v'}$ se reduce de manera significativa y se vuelve prácticamente despreciable a lo largo de toda la extensión normal a la pared en el caso de 200 ppm, confirmando la supresión del transporte de momento turbulento. La componente normal en la dirección principal de la tensión de Reynolds, $\overline{u'u'}$ (Figura 4), muestra una redistribución marcada con el aumento de la concentración de XG: las fluctuaciones cercanas a la pared se incrementan a 100 ppm, en concordancia con una intensificación de las estructuras tipo estría, mientras que hacia la línea central del conducto las fluctuaciones decaen rápidamente. A 200 ppm, $\overline{u'u'}$ exhibe un perfil casi uniforme para y/r ≈ 0.5, lo que indica una transición hacia un flujo tipo tapón y una anisotropía de la turbulencia modificada.

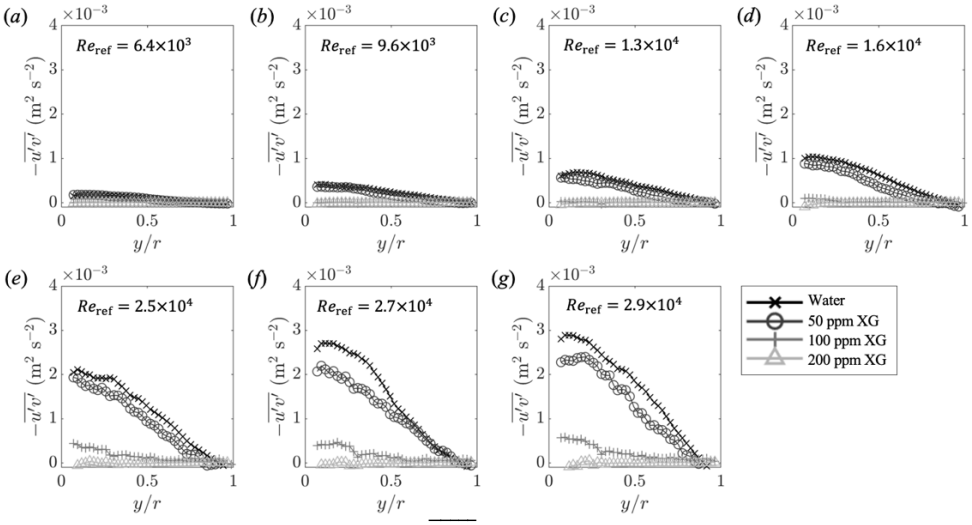


Figura 3. Tensión cortante cinemática, $-\overline{u'v'}$, para various *Re* y concentraciones de XG.

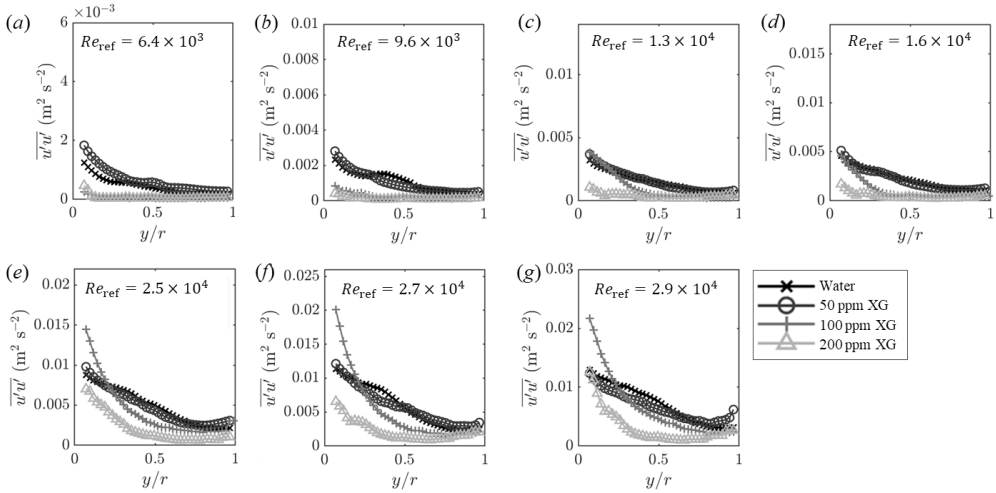


Figura 4. Componente normal de la tensión de Reynolds, $-\overline{u'u'}$, para varios Re y concentraciones de XG.

Las funciones de densidad de probabilidad conjunta (Figura 5) de *u*' y *v*' en y/r = 0.1 para $Re_{ref} = 1.6 \times 10^4$ y 2.9×10^4 muestran que, para el agua y las soluciones de 50 ppm, ambas componentes aumentan con el número de Reynolds, en concordancia con la turbulencia newtoniana en la que los movimientos transversales contribuyen a la mezcla. En contraste, a 100 y 200 ppm, las fluctuaciones de velocidad normal a la pared se suprimen fuertemente mientras que las fluctuaciones en la dirección principal permanecen relativamente inalteradas. Esta supresión de la componente vertical conduce a una reducción del esfuerzo cortante cerca de la pared y favorece el desarrollo de estructuras alargadas y alineadas con la dirección del flujo.

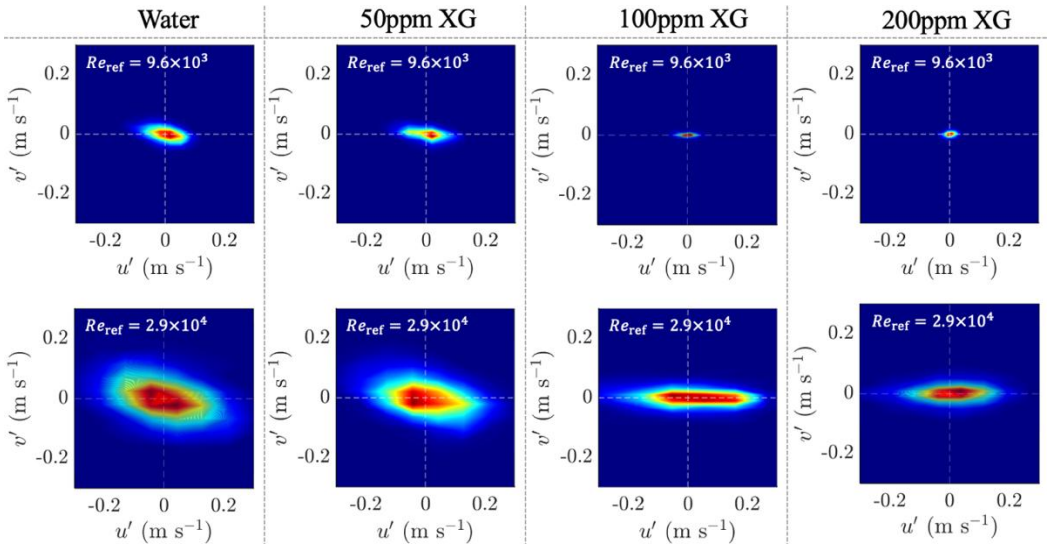


Figura 5. Función de densidad de probabilidad conjunta de las fluctuaciones de velocidad en y/r=0.1 para $Re_{ref} = 1.6 \times 10^4$ y 2.9×10^4.

Las correlaciones de dos puntos de las fluctuaciones de velocidad en la dirección principal (Figura 6a) muestran una reducción del ángulo de inclinación con el aumento de la concentración de polímero. A 100 ppm, las estructuras se alinean de manera más marcada con la dirección del flujo, y a 200 ppm los contornos son casi paralelos a esta dirección, lo que indica una fuerte reducción del transporte transversal y una transición hacia una dinámica dominada por la advección. El ángulo de inclinación, cuantificado en la Figura 6b, disminuye de manera sistemática con la concentración de XG, proporcionando una métrica clara de la reorientación de la turbulencia.

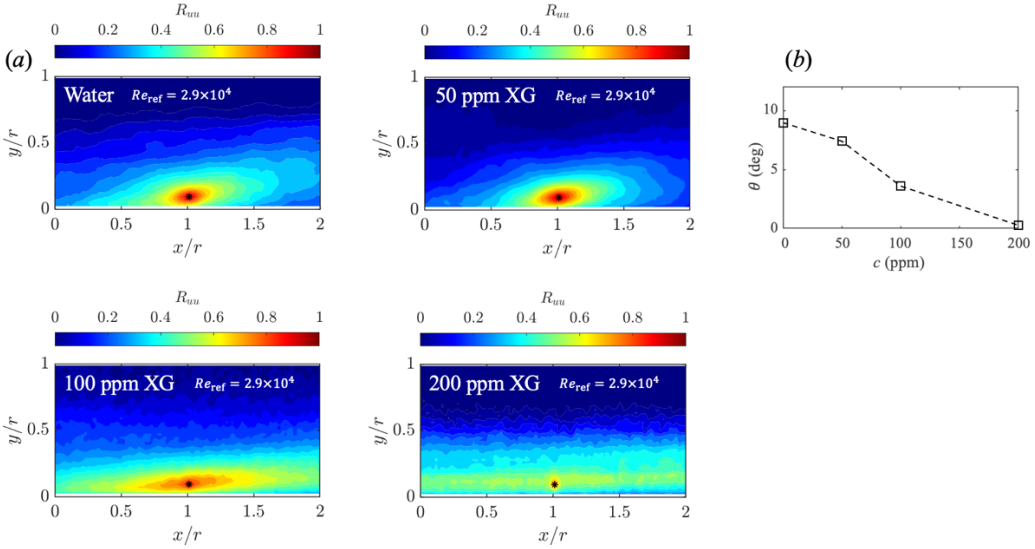


Figura 6. (a) Correlación de dos puntos, R_{uu}, en y/r = 0.1 para agua y tres concentraciones de XG a $Re_{ref} = 2.9 \times 10^4$. (b) Variación del ángulo de inclinación en función de la concentración de XG.

La Figura 7 presenta las estructuras de flujo dominantes para agua y para la solución de XG a 100 ppm, extraídas mediante descomposición ortogonal propia (POD, por sus siglas en

inglés). Los modos fueron seleccionados para capturar el 60 % de la energía cinética turbulenta acumulada, correspondiente al punto en que modos adicionales contribuyen solo de manera marginal al contenido energético (Figura 7). Los paneles muestran las fluctuaciones instantáneas de velocidad superpuestas con los contornos de Γ_1, que identifican las regiones vorticales (Graftieaux et al., 2001). Para el caso del agua se observan vórtices distribuidos, lo que es consistente con una mezcla transversal vigorosa en todo el conducto. En contraste, la solución de XG a 100 ppm exhibe vórtices alargados y orientados en la dirección principal del flujo, demostrando la fuerte atenuación de los movimientos normales a la pared y la reorganización de las estructuras coherentes hacia configuraciones alineadas con el esfuerzo cortante.

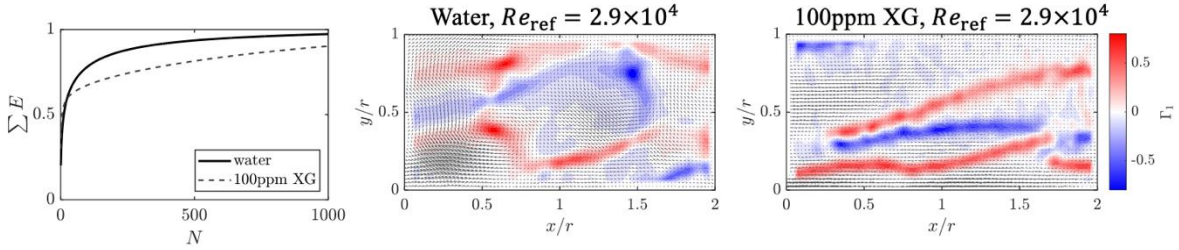


Figura 7. Energía acumulada en función de los modos POD. (b) Representación del flujo de bajo orden al 60 % de la energía total para agua y para la solución de XG a 100 ppm a $Re_{ref} = 2.9 \times 10^4$.

4. DISCUSIÓN

Los resultados revelan que concentraciones diluidas de biopolímeros desencadenan una reorganización topológica de la turbulencia, más que una mera atenuación de su intensidad. La supresión de la tensión cortante de Reynolds, junto con la persistencia de las fluctuaciones de velocidad en la dirección principal, sugiere que los polímeros amortiguan selectivamente el transporte de momento normal a la pared mientras refuerzan las estrías cercanas a ella. Esta modulación selectiva reorganiza la turbulencia, favoreciendo la persistencia de estructuras de gran escala. Tal reorganización desafía los supuestos convencionales de cierre de turbulencia que dependen de una transferencia de energía cuasi-isotrópica cerca de la pared. La reducción observada en los ángulos de inclinación y el predominio de la coherencia en la dirección principal del flujo requieren modelos de turbulencia revisados que incorporen un amortiguamiento anisotrópico y mecanismos de redistribución de energía modificados para flujos que contienen EPS. La descomposición ortogonal propia (POD) demuestra además que los modos de bajo orden retienen una fracción mayor de la energía total en flujos con EPS, lo que implica que los grados de libertad efectivos del sistema se reducen, resultado que tiene implicaciones significativas para la reducción del orden de modelos y para el desarrollo de estrategias de control de flujo.

5. CONCLUSIONES

Este estudio demuestra que suspensiones diluidas de goma xantana reestructuran de manera fundamental la turbulencia en flujos con paredes al suprimir el intercambio de momento normal a la pared, reorganizar los movimientos coherentes y desplazar la energía hacia estructuras de gran escala dominadas por la dirección principal del flujo. Estos efectos se

manifiestan incluso a concentraciones muy por debajo de aquellas tradicionalmente asociadas con la máxima reducción de fricción, lo que pone de relieve la sensibilidad de la turbulencia a modificaciones reológicas mínimas.

Los resultados proporcionan una base física para el desarrollo de modelos de turbulencia de nueva generación que representen explícitamente la anisotropía inducida por polímeros y la atenuación selectiva de energía por escalas. Investigaciones futuras deberían acoplar experimentos con simulaciones de alta fidelidad para cuantificar las contribuciones de esfuerzos asociados a EPS en los balances de energía, extender las observaciones a campos de flujo tridimensionales y explorar espacios de parámetros relacionados con el peso molecular y el tiempo de relajación. Dichos esfuerzos avanzarán la comprensión fundamental y abrirán vías para lograr reducción de fricción ajustable, redistribución de momento dirigida y un control de transporte mejorado en sistemas ambientales e industriales.

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi más profundo agradecimiento a quien fuera mi profesor guía, Don Horacio Mery, cuya calidad humana, rigor académico y dedicación ejemplar cimentaron las bases sobre las cuales se sustenta mi vida académica. Junto con el profesor Tamburrino, constituyen pilares fundamentales en mi formación y referentes permanentes en mi desarrollo formativo.

Tuve el privilegio de interactuar con Don Horacio durante mi etapa de estudiante, en conferencias de hidráulica y mediante el estudio de sus contribuciones técnicas en ingeniería. Estas experiencias dejaron una huella perdurable que trasciende lo académico y conforman un legado de gran valor para mi vida profesional y personal.

Leonardo P. Chamorro

REFERENCIAS

Flemming, H.-C., van Hullebusch, E. D., Little, B. J., Neu, T. R., Nielsen, P. H., Seviour, T., Stoodley, P., Wingender, J. & Wuertz, S. (2025) “Microbial extracellular polymeric substances in the environment, technology and medicine”. *Nature Reviews Microbiology*, Vol. 23, No. 2, pp. 87–105.

Decho, A. W. & Gutierrez, T. (2017) “Microbial extracellular polymeric substances (EPSs) in ocean systems”. *Frontiers in Microbiology*, Vol. 8, 922.

Craig, M. J., Baas, J. H., Amos, K. J., Strachan, L. J., Manning, A. J., Paterson, D. M., Hope, J. A., Nodder, S. D. & Baker, M. L. (2020) “Biomediation of submarine sediment gravity flow dynamics”. *Geology*, Vol. 48, No. 1, pp. 72–76.

Toms, B. A. (1949) “Some observations on the flow of linear polymer solutions through straight tubes at large Reynolds numbers”. *Proc. 1st Intl. Congr. Rheol.*, Vol. 2, pp. 135–141.

Virk, P. S., Merrill, E. W., Mickley, H. S., Smith, K. A. & Mollo-Christensen, E. L. (1967) "The Toms phenomenon: turbulent pipe flow of dilute polymer solutions". *J. Fluid Mech.*, Vol. 30, No. 2, pp. 305–328.

Virk, P. S., Mickley, H. S. & Smith, K. A. (1970) "The ultimate asymptote and mean flow structure in Toms' phenomenon". *J. Appl. Mech.*, Vol. 37, No. 2, pp. 488–493.

Warholic, M. D., Heist, D. K., Katcher, M. & Hanratty, T. J. (2001) "A study with particle-image velocimetry of the influence of drag-reducing polymers on the structure of turbulence". *Exp. Fluids*, Vol. 31, pp. 474–483.

Ptasinski, P. K., Boersma, B. J., Nieuwstadt, F. T. M., Hulsen, M. A., Van den Brule, B. H. A. A. & Hunt, J. C. R. (2003) "Turbulent channel flow near maximum drag reduction: simulations, experiments and mechanisms". *J. Fluid Mech.*, Vol. 490, pp. 251–291.

Warwaruk, L. & Ghaemi, S. (2021) "A direct comparison of turbulence in drag-reduced flows of polymers and surfactants". *J. Fluid Mech.*, Vol. 917, A7.

Li, E., Zheng, L., Li, Y., Fan, L., Zhao, S. & Liu, S. (2022) "Investigation of the drag reduction of hydrolyzed polyacrylamide–xanthan gum composite solution in turbulent flow". *Asia-Pacific J. Chem. Eng.*, Vol. 17, No. 5, e2791.

Ptasinski, P. K., Nieuwstadt, F. T. M., Van den Brule, B. H. A. A. & Hulsen, M. A. (2001) "Experiments in turbulent pipe flow with polymer additives at maximum drag reduction". *Flow, Turbulence Combust.*, Vol. 66, pp. 159–182.

Min, T., Yoo, J. Y., Choi, H. & Joseph, D. D. (2003) "Drag reduction by polymer additives in a turbulent channel flow". *J. Fluid Mech.*, Vol. 486, pp. 213–238.

Dubief, Y., White, C. M., Terrapon, V. E., Shaqfeh, E. S. G., Moin, P. & Lele, S. K. (2004) "On the coherent drag-reducing and turbulence-enhancing behaviour of polymers in wall flows". *J. Fluid Mech.*, Vol. 514, pp. 271–280.

Bewersdorff, H. W. & Singh, R. P. (1988) "Turbulent drag reduction and relaminarisation by xanthan gum". *Turbulence Management and Relaminarisation: Proc. IUTAM Symp., Bangalore, India, 1987*, Springer, pp. 333–348.

Wyatt, N. B., Gunther, C. M. & Liberatore, M. W. (2011) "Drag reduction effectiveness of dilute and entangled xanthan in turbulent pipe flow". *J. Non-Newton. Fluid Mech.*, Vol. 166, No. 1–2, pp. 25–31.

Escudier, M. P., Nickson, A. K. & Poole, R. J. (2009) "Turbulent flow of viscoelastic shear-thinning liquids through a rectangular duct: Quantification of turbulence anisotropy". *J. Non-Newton. Fluid Mech.*, Vol. 160, No. 1, pp. 2–10.

Graftieaux, L., Michard, M. & Grosjean, N. (2001) "Combining PIV, POD and vortex identification algorithms for the study of unsteady turbulent swirling flows". *Measurement Science and Technology*, Vol. 12, No. 9, pp. 1422.

ACERCA DE LOS AUTORES

Dr. Soohyeon Kang es investigador en el Laboratorio de Energías Renovables y Entorno Turbulento del Departamento de Ciencia e Ingeniería Mecánica de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign. Su trabajo se centra en caracterizar los fenómenos de turbulencia ambiental mediante teoría, experimentos y redes neuronales.

Dr. Jaco H. Baas es sedimentólogo de procesos en la Universidad de Bangor, Gales, cuyos intereses de investigación abarcan la dinámica de formas del lecho generadas por corrientes y oleaje; flujos en canal abierto y gravitacionales modulados por la turbulencia que transportan arcilla cohesiva y polímeros biológicos; y procesos deposicionales y erosivos en ambientes marinos profundos. Dirige el Laboratorio de Hidrodinámica y el Laboratorio de Granulometría de Partículas mediante Láser de la Universidad de Bangor.

Prof. Jim Best es sedimentólogo de procesos en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, Estados Unidos, donde ocupa cargos en cuatro departamentos. Sus intereses de investigación abarcan la dinámica de fluidos de flujos geofísicos, la modulación de la turbulencia y las interacciones sedimento–fluido; la sedimentología y geomorfología de ríos, desiertos, deltas y ambientes de aguas profundas; el reconocimiento de estos sedimentos en el registro rocoso antiguo; y la gestión ambiental de grandes ríos contemporáneos.

Prof. Leonardo Chamorro es especialista en dinámica de fluidos en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, donde es profesor y subdirector de Programas de Pregrado en Ciencia e Ingeniería Mecánica, con afiliaciones en Ingeniería Aeroespacial, Ingeniería Civil y Ambiental, y Ciencias de la Tierra y Cambio Ambiental. Su investigación abarca la turbulencia, la dinámica de partículas, los procesos de capa límite, la interacción turbulencia–estructura, la aerodinámica y la energía eólica y marina.

LA ECUACIÓN DEL EJE HIDRÁULICO Y SU RAÍZ EN *AQUARUM FLUENTIUM MENSURA* DE DOMENICO GUGLIELMINI

ALDO TAMBURRINO TAVANTZIS
Departamento de Ingeniería Civil y Advanced Mining Technology Center
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
Universidad de Chile
atamburr@ing.uchile.cl
ORCID: 0000-0001-5406-370X

RESUMEN

Este artículo ha sido escrito en memoria del ingeniero hidráulico Horacio Mery, quien fue profesor del curso de Hidráulica Teórica en la Universidad de Chile en la década de 1970. Para el autor, que fue su alumno en dicho curso, la ecuación del eje hidráulico ha sido un símbolo permanente en su vida profesional y académica. El trabajo que aquí se expone se concentra en un tema prácticamente ignorado cuando se relata la historia del eje hidráulico: el trabajo de Domenico Guglielmini, quien propusiera la primera relación de la altura del agua (h) en un canal en función de la distancia (x). Probablemente la omisión del trabajo de Guglielmini se deba a que fue escrito en latín y no existe una traducción de él. El autor ha subsanado esta limitación traduciendo con la ayuda de herramientas de inteligencia artificial *Aquarum Fluentium Mensura*, la obra en la que Guglielmini determina que $h \propto 1/\sqrt{x}$.

Palabras claves: Eje hidráulico; Guglielmini; flujo en canales abiertos; historia de la hidráulica

1. MOTIVACIÓN

Don Horacio Mery Mery se distinguió tanto en la actividad profesional en el ámbito docente. Quienes lo conocieron, sin lugar a duda, concordarán que como Ingeniero Civil Hidráulico así como Profesor, siempre dejó una enseñanza. El autor de este artículo fue su alumno el segundo semestre de 1977 en el curso "Hidráulica Teórica" que dictaba en la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile. En dicho curso el Prof. Mery derivaba la ecuación del eje hidráulico, en unas pocas líneas, de una manera muy directa y fácil de seguir. La ecuación del eje hidráulico es especialmente simbólica para el autor. Por una parte, fue el clímax del curso de Hidráulica cuando era estudiante y lo es ahora siendo profesor y debe enseñarlo a las nuevas generaciones de ingenieros. Por otra parte,

probablemente es la ecuación que más caracteriza la vida profesional y docente del autor. De este modo, sea el presente artículo un modesto homenaje a la memoria del Prof. Mery.

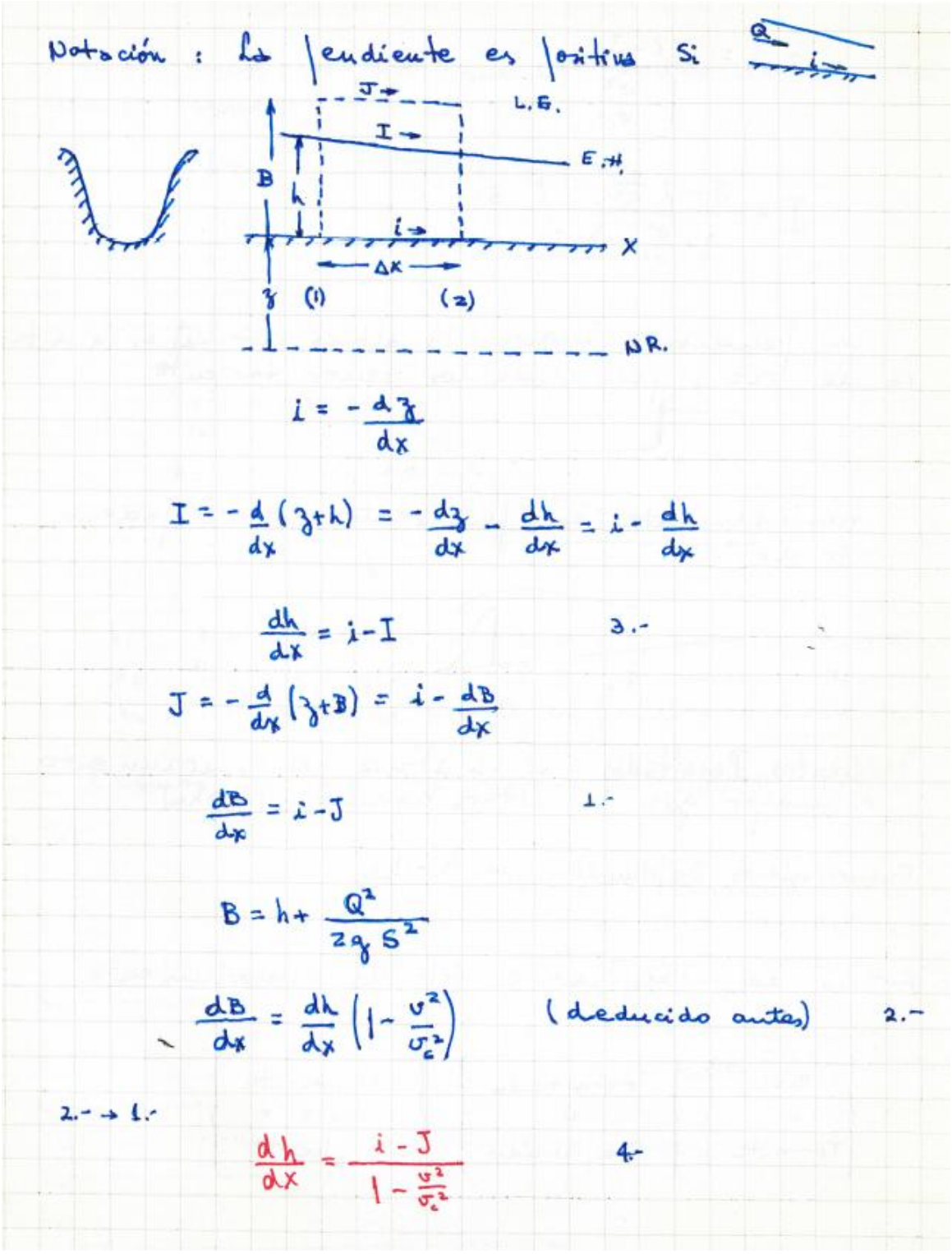


Figura 1. Deducción de la ecuación del eje hidráulico según el Prof. Horacio Mery en el curso Hidráulica Teórica de 1977

En la Fig. 1 se reproduce la página del cuaderno del autor con la deducción de unas pocas líneas hecha en clases por el Prof. Mery de la ecuación del eje hidráulico. La expresión a la que llega es:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J}{1 - \frac{v^2}{v_c^2}} \tag{1}$$

donde h es la altura de escurrimiento, x es la dirección del flujo, i es la pendiente del canal, J la pendiente del plano de carga, v la velocidad media del flujo y v_c la celeridad de la onda superficial infinitesimal ($v_c = \sqrt{gS/\ell}$, siendo g la aceleración de gravedad, S el área del flujo y ℓ el ancho superficial). Además de considerar un canal prismático, la Ec. 1 tiene varios supuestos en su deducción, entre los que se encuentran una pendiente pequeña del canal y coeficiente de Coriolis $\alpha = 1$. Expresar el denominador en términos de la celeridad de la onda superficial infinitesimal no es común y el Prof. Mery también la mantiene para el caso del flujo permanente con caudal espacialmente variado, tanto en sus clases como en el libro *Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras* (Mery, 2013). Usualmente la ecuación se expresa en términos del número de Froude, $Fr = v/\sqrt{gS/\ell}$, es decir con Fr^2 en lugar de v^2/v_c^2, como se encuentra en los libros de Henderson (1966), French (1987), Chanson (1999), Chaudry (2008), Castro-Orgaz y Hager (2019), Julien (2022), entre otros. En la *Hidráulica* de Domínguez (1999), se presenta como $U^2\ell/(g\Omega)$, donde con la notación de Domínguez U es la velocidad media, ℓ es el ancho superficial y Ω el área del flujo, para luego reemplazar este término por U^2/V^2, siendo V la celeridad de la onda superficial. Esta expresión corresponde al número de Froude generalizado para una sección cualquiera. De similar manera, pero multiplicado por el coeficiente α de Coriolis aparece en loa libros de Montes (1998) y Subramanya (2009), entre otros. En el libro clásico *Open Channel Hydraulics* de V. T. Chow (1959) figura como $\alpha \frac{d}{dh}\left(\frac{v^2}{2g}\right)$. El término en la derivada corresponde a $\left(\frac{Q^2}{2gS^2}\right)$ en la deducción de la Fig. 1, y que previamente el Prof. Mery había demostrado que al ser derivado genera el cuociente v^2/v_c^2, como se indica en la nota tomada en clases por el autor.

2. OBJETIVO

Como se ve en la Fig. 1 y en cualesquiera de los libros de Hidráulica citados anteriormente, la derivación de la ecuación del eje hidráulico (Ec. 1) es muy simple y directa. Pero el camino recorrido para llegar a lo que se deriva en una fracción de una clase fue largo y no comenzó como se ha mostrado acá. El objetivo de este artículo es presentar lo que el autor considera que es la primera derivación de la ecuación del eje hidráulico y que es poco conocida. El objetivo original del artículo era otro: trazar una síntesis de la historia del eje hidráulico, tanto en lo que se refiere a la ecuación diferencial que lo rige como a su cálculo. Sin embargo, la

lectura del trabajo de Venturoli (1842)[1] lo condujo a los de Domenico Guglielmini y en particular al *Aquarum Fluentius Mensura* en el que, con las herramientas matemáticas de su época, determina la forma que debe tener la altura del escurrimiento a medida que este se desarrolla en un canal.

El autor no habría podido escribir este artículo hace un par de años. El trabajo de digitalización de libros y documentos que se está llevando a cabo por importantes bibliotecas o asociaciones de ellas permite tener acceso a una gran cantidad de obras, hasta hace disponibles solo para especialistas. Ahora, desde cualquier lugar del mundo es posible visitar estas bibliotecas y tener una copia digital de sus contenidos. Es así como se tuvo acceso a los trabajos clásicos citados en este artículo. Pero tener el acceso a la obra no es suficiente: hay que leerla. El *Aquarum Fluentium Mensura* está escrito en latín y no existe una traducción al castellano, italiano, inglés, o francés de ella. No obstante, entusiasmado por la cita de Venturolli y haciendo uso de traductores y máquinas de inteligencia artificial, el autor sin saber latín pudo generar una traducción en castellano. No fue tarea fácil y, aunque muy demandante, entretenida. Para verificar la fidelidad de la traducción, fue necesario comparar las traducciones generadas por las distintas herramientas digitales. Por último, fue imprescindible superar otra dificultad, no menos importante que la traducción del *Aquarum*: entender el texto, el que está escrito en el leguaje matemático renacentista. Esta dificultad quedará clara al lector más adelante.

3. DOMENICO GUGLIELGIMI Y SUS TRABAJOS EN HIDRÁULICA

Domenico Guglielmini (Bolonia, 27 de septiembre de 1655 – Padua, 12 de julio de 1710) fue matemático, médico e ingeniero hidráulico italiano. Discípulo de Geminiano Montanari y Marcello Malpighi, combinó el método experimental con la matematización y descripción geométrica galileana de la naturaleza. Participó en debates sobre cometas y defendió tesis atomistas en química; sus estudios sobre la cristalización de las sales anticiparon la cristalografía moderna. En 1686 fue nombrado Superintendente General de las Aguas en el Territorio de Bolonia, destacando en proyectos de regulación fluvial y navegación. Fue profesor de matemáticas (1690) y primer titular de la cátedra de hidrometría en Europa (Bolonia, 1694). Su obra *Aquarum Fluentium Mensura* (1690–91) y, sobre todo, *Della Natura de' Fiumi* (1697) establecieron principios físico-matemáticos del flujo fluvial, introduciendo perfiles de velocidad y relaciones entre caudal y profundidad, y uniendo teoría y práctica para la gestión de ríos, diques y crecidas. Miembro de la Académie des sciences de París (1696) y de la Royal Society (1697), en 1698 obtuvo la cátedra de matemáticas en

[1] La cita de Venturoli que dio origen a este artículo es: "En efecto, Domenico Guglielmini, cuando se propuso un cauce de igual anchura en todas partes, de fondo plano y en declive, comprendido entre orillas que por ambos lados se elevan a plomo, estableció que la superficie del agua, que fluye con curso continuo y perenne por tal cauce, habría de configurarse a modo de una hipérbola cúbica". En textos clásicos de hidráulica, "hipérbola cúbica" a menudo se entiende como una cúbica rectangular con asíntotas perpendiculares, por ejemplo, $xy^2 = k$ o $x^2 y = k$, o bien una cúbica con tres asíntotas rectas mutuamente no paralelas como $x\,y\,(x + y) = k$.

Padua y desde 1702 la de medicina teórica. En medicina defendió posiciones iatromecánicas[2] (*De sanguinis natura*, 1701) y abordó cuestiones de química (*De principio sulphureo*, 1710). Tras su muerte, sus *Opera omnia* se publicaron en 1719. (TRECANNI, 2025).

Establecido el objetivo del este artículo, no está de más mencionar un aspecto fundamental necesario para resolver la Ec. 1 pero que está fuera del alcance del este trabajo. Como un requisito previo para determinar el eje hidráulico es necesario conocer la pérdida de energía por unidad de peso y por unidad de longitud, J, para lo que se requiere conocer la llamada "ley de resistencia" aunque, evidentemente, no es una ley.

La determinación de la ley de resistencia tiene una larga e interesante historia, la que no se abordará acá. No está de más mencionar, sin embargo, que este tema fue abordado por Guglielmini en *Della natura de'Fiumi, Tratatto Fisico-Matematico* (De la naturaleza de los ríos. Tratado Físico-Matemático), la que fue publicada en 1697 y luego en 1739 su discípulo Eustachio Manfredi publicó una versión expandida y con notas explicativas al trabajo original. Es esta última edición de 1739 la que fue consultada para este artículo. La obra es muy difícil de seguir ya que no contiene ninguna ecuación en sus casi 500 páginas. Un subtítulo más apropiado sería "Tratado Físico-Geométrico", ya que todas sus deducciones están basadas en geometría. *Della natura de'Fiumi* es probablemente el primer intento sistemático para crear una ciencia integral de la mecánica fluvial. En ella se hace un análisis detallado de la morfología y la dinámica fluvial, abarcando temas como el movimiento del agua, el transporte de sedimentos, la estabilidad de las riberas de los ríos, los estuarios y la gestión de las inundaciones. En su libro, Guglielmini establece que el caudal transportado en un río depende de su sección y pendiente del lecho, las que a su vez se ven continuamente modificadas por el flujo. Respecto a la ley de resistencia, Guglielmini (1739) indica que el flujo "pronto se reduce a la uniformidad debido a las grandes resistencias que encuentra el agua en su movimiento" (Capítulo IV, Regla I) y que "casi nunca se halla … una perfecta uniformidad de movimiento, sino cuando esta deriva únicamente de los rozamientos con el fondo y con las riberas, que son resistencias necesarias y continuas a lo largo de todo el cauce" (Capítulo IV, Regla VI). Al analizar los principios que rigen el flujo en canales abiertos, en particular la interacción entre la profundidad del agua y la velocidad, concluye que en un río la velocidad no depende únicamente de la pendiente del canal (una creencia común en la época), sino que es el resultado de dos causas principales: la pendiente y la presión ejercida por la propia profundidad del agua. Es decir, se tiene una relación del tipo $f(v, h, i) = 0$, lo que ahora denominamos "ley de resistencia" (Guglielmini no determinó la función f). Además, indica en su obra que, en ríos con pendientes muy bajas, como los que atraviesan llanuras, la altura del agua es el factor dominante para producir la velocidad necesaria para mantener un caudal permanente. Esta idea sentó las bases conceptuales para el estudio del flujo no uniforme.

[2] Teoría médica de los siglos XV al XVII que consideraba al cuerpo humano como una máquina y aplicaba las leyes de la física y la hidráulica para explicar su funcionamiento

4. LAS DOS DERIVACIONES DE LA ECUACIÓN DEL EJE HIDRÁULICO Y EL ENFOQUE DE GUGLIELMINI

La derivación a partir de la ecuación de la energía presentada en la Fig. 1 y que aparece en los libros antes mencionados, debida a Coriolis (1836), es la más simple, pero no fue el enfoque original. Coriolis se basó en el principio (o teorema) del trabajo y la energía, que establece que el trabajo neto realizado por todas las fuerzas sobre un objeto es igual al cambio en la energía cinética de ese objeto. En cambio, las deducciones previas tenían su origen en la segunda ley de Newton. Los libros estándar de Hidráulica usualmente presentan solamente la deducción a partir de la ecuación de energía. En el Apéndice se muestra la deducción a partir de ambos enfoques, como los presenta el autor en sus clases de Hidráulica. La diferencia de ambas perspectivas se aprecia en las ecuaciones siguientes:

$$\frac{d}{dx}\left(z_F + h + \alpha\frac{V^2}{2g}\right) = -J \tag{2}$$

$$\frac{d}{dx}\left(z_F + h + \beta\frac{V^2}{2g}\right) = -\frac{\tau_0}{\rho g R_H} \tag{3}$$

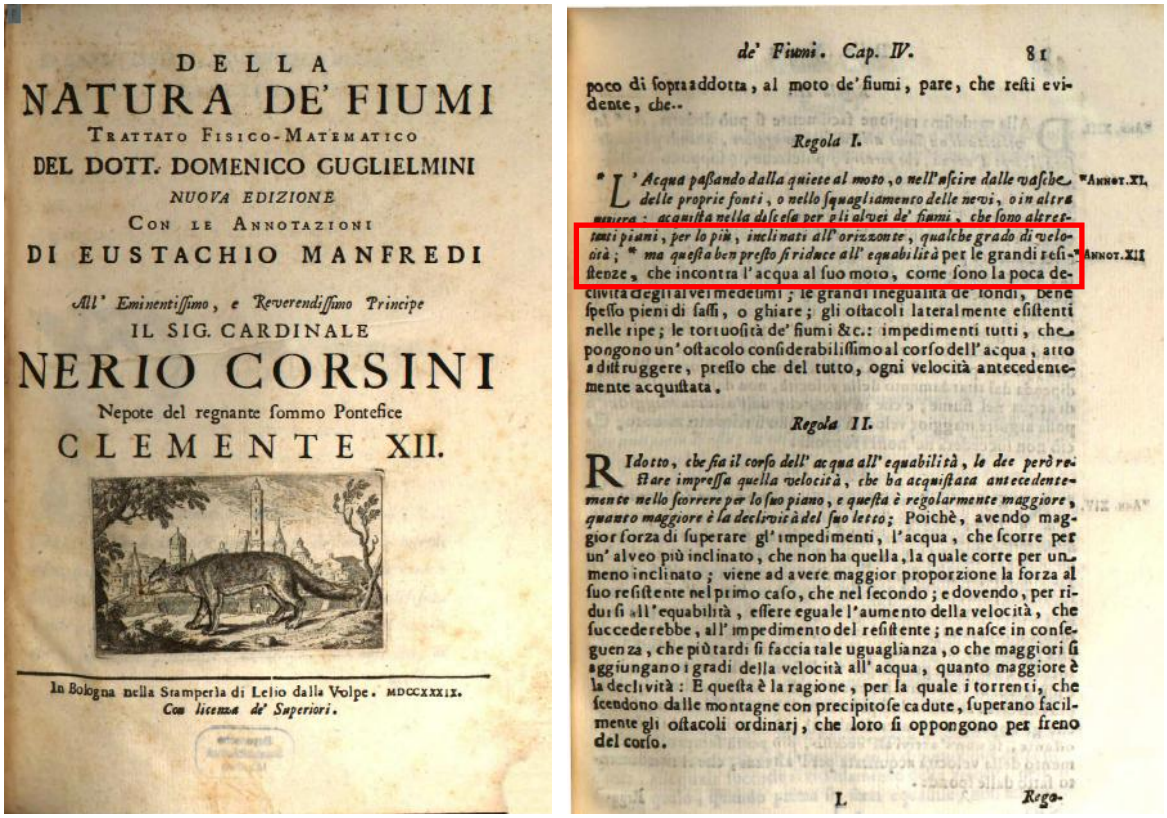
La Ec. 2 es derivada a partir de la Ecuación General de la Energía y la Ec. 3 a partir del Teorema de la Cantidad de Movimiento. En ellas x corresponde ala dirección del flujo, z_F es la cota del fondo del canal, V la velocidad media del flujo, g la aceleración de gravedad, J la pendiente del plano de carga, τ_0 el esfuerzo de corte sobre las paredes del canal, ρ la densidad del fluido y R_H el radio hidráulico de la sección. Los factores de forma α y β corresponden a los coeficientes de Coriolis y de Boussinesq, respectivamente, los que usualmente para flujos turbulentos se consideran iguales a 1. La similitud entre las Ecs. 2 y 3 puede llevar a confusión, especialmente cuando se considera $\alpha \approx \beta \approx 1$, pero esto se resuelve si se tiene claro el origen de cada una de las ecuaciones y, en particular, de dónde proviene cada uno de sus términos. Por su origen, J es la *pérdida de energía interna* del sistema de partículas del volumen de control. Esta pérdida de energía se origina por la fricción o roce que existe entre las distintas partículas de fluido en su movimiento y es resultante de la existencia de la viscosidad. Por el contrario, el esfuerzo de corte τ_0 tiene su origen en las *fuerzas externas* actuando sobre el volumen de control y corresponde a la fricción o roce entre el fluido y la superficie sólida que define al volumen de control. Más detalles de ambas ecuaciones, así como los supuestos para la determinación de J y τ_0 se encuentran en el Apéndice y no tiene sentido repetirlas acá.

Domenico Guglielmini no podía usar ninguno de los dos enfoques antes mencionados ya que en su época solo se conocía la ecuación de continuidad, planteada por Benedetto Castelli en 1628, aunque ya anticipada por Leonardo da Vinci (Tamburrino, 2022). De este modo, debió hacer supuestos respecto a la velocidad del flujo derivados de la mecánica de las partículas sólidas de Galileo y los resultados de Torricelli relativos a la velocidad del flujo a través de orificios. A falta de una segunda ecuación para formar el sistema de ecuaciones que permita

derivar la ecuación del eje hidráulico, como se verá en este artículo, Guglielmini cerró el problema utilizando mediciones.

5. MÁS DE 200 AÑOS DE HISTORIA DE LA DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN DEL EJE HIDRÁULICO

De manera arbitraria en este artículo se establece que la ecuación diferencial del eje hidráulico y su cálculo ya está bien establecida, con fechas más o menos difusas, a comienzos del siglo XX. El punto de partida, sin embargo, el autor lo considera que es menos arbitrario, fijándolo con los trabajos de Guglielmini. La razón es doble: 1) En el Capítulo IV de su obra de 1697 *Della Natura de'Fiumi* (Fig. 2), Guglielmini establece que el flujo que se genera en un canal alimentado desde un lago al comienzo está acelerado, pero a una cierta distancia el



DELLA
NATURA DE' FIUMI
TRATTATO FISICO-MATEMATICO
DEL DOTT. DOMENICO GUGLIELMINI
NUOVA EDIZIONE
CON LE ANNOTAZIONI
DI EUSTACHIO MANFREDI
All' Eminentiſſimo, e Reverendiſſimo Principe
IL SIG. CARDINALE
NERIO CORSINI
Nepote del regnante ſommo Pontefice
CLEMENTE XII.

In Bologna nella Stamperia di Lelio dalla Volpe. MDCCXXXIX.
Con licenza de' Superiori.

de' Fiumi. Cap. IV. 81

poco di ſopra addotta, al moto de' fiumi, pare, che reſti evidente, che..

Regola I.

"L'Acqua paſſando dalla quiete al moto, o nell'uſcire dalle vaſche delle proprie fonti, o nello ſguagliamento delle nevi, o in altra maniera: acquiſta nella declività per gli alvei de' fiumi, che ſono altrettanti piani, per lo più, inclinati all'orizzonte, qualche grado di velocità; "ma queſta ben preſto ſi riduce all'equabilità per le grandi reſiſtenze, che incontra l'acqua al ſuo moto, come ſono la poca declività degli alvei medeſimi; le grandi inegualità de' fondi, bene ſpeſſo pieni di ſaſſi, o ghiare; gli oſtacoli lateralmente eſiſtenti nelle ripe; le tortuoſità de' fiumi &c.: impedimenti tutti, che pongono un'oſtacolo conſiderabiliſſimo al corſo dell'acqua, atto a diſtruggere, preſſo che del tutto, ogni velocità antecedentemente acquiſtata.

Regola II.

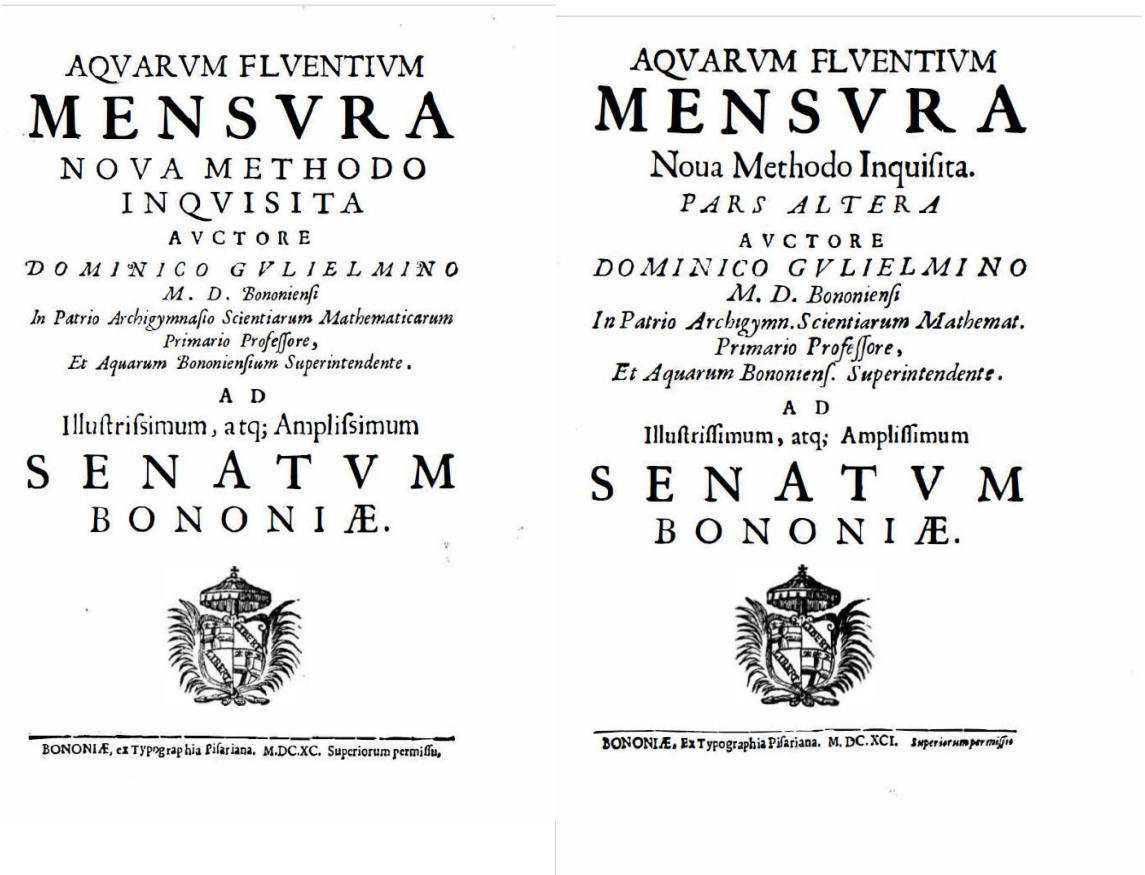
Ridotto, che ſia il corſo dell'acqua all'equabilità, le dee però reſtare impreſſa quella velocità, che ha acquiſtata antecedentemente nello ſcorrere per lo ſuo piano, e queſta è regolarmente maggiore, quanto maggiore è la declività del ſuo letto; Poichè, avendo maggior forza di ſuperare gl'impedimenti, l'acqua, che ſcorre per un'alveo più inclinato, che non ha quella, la quale corre per un meno inclinato; viene ad avere maggior proporzione la forza al ſuo reſiſtente nel primo caſo, che nel ſecondo; e dovendo, per ridurſi all'equabilità, eſſere eguale l'aumento della velocità, che ſuccederebbe, all'impedimento del reſiſtente; ne naſce in conſeguenza, che più tardi ſi faccia tale uguaglianza, o che maggiori ſi aggiungano i gradi della velocità all'acqua, quanto maggiore è la declività: E queſta è la ragione, per la quale i torrenti, che ſcendono dalle montagne con precipitoſe cadute, ſuperano facilmente gli oſtacoli ordinarj, che loro ſi oppongono per freno del corſo.

L. Rego-

Figura 2.- Primera página de la edición de 1739 de *Della Natura de' Fiumi* de Domenico Guglielmini, con anotaciones de Esustachio Manfredi., y la página con el texto donde indica que el flujo alcanza una velocidad constante debido a la resistencia que encuentra el agua en su movimiento.

escurrimiento alcanza una velocidad constante debido a la resistencia que encuentra el agua en su movimiento y, 2) Guglielmini publicó, en dos partes, *Aquarum Fluentium Mensura. Nova methodo inquisita* (Medición de las aguas que fluyen. Investigada por un nuevo método) en1690 y 1601 (Fig. 3). Estas obras también se encuentran en la recopilación de sus trabajos, publicada en 1719 con el título *Opera Omnia*. La parte de *Aquarum* publicada en

1690 contiene los Libros I al III (en el lenguaje actual, a cada Libro lo llamaríamos "Capítulo") y la de 1691 los Libros IV al VI más un Anexo titulado "Sobre la Tabla de las Distancias Correspondientes a la Velocidad" (De Tabula Spatiorum Velocitati Debitorum). Partiendo de que la base, que sustenta todo el desarrollo de su obra, que las velocidades dependen de la raíz cuadrada de la distancia recorrida o de la altura de caída (Torricelli-Galileo), Guglielmini determina y presenta en forma tabulada la velocidad del flujo en función de la distancia recorrida en la dirección del escurrimiento. En el Apéndice, condensa la teoría presentada en su obra como un instrumento práctico para ser usado directamente por ingenieros y administradores de canales, sin tener que rehacer los cálculos. Este es un recurso pensado muy en línea con el cargo de Soprintendente delle Acque di Bologna que ostentaba Guglielmini.



AQVARVM FLVENTIVM
MENSVRA
NOVA METHODO
INQVISITA
AVCTORE
DOMINICO GVLIELMINO
M. D. Bononienſi
In Patrio Archigymnaſio Scientiarum Mathematicarum
Primario Profeſſore,
Et Aquarum Bononienſium Superintendente.
AD
Illuſtriſsimum, atq; Ampliſsimum
SENATVM
BONONIÆ.

BONONIÆ, ex Typographia Pifariana. M.DC.XC. Superiorum permiſſu.

AQVARVM FLVENTIVM
MENSVRA
Noua Methodo Inquiſita.
PARS ALTERA
AVCTORE
DOMINICO GVLIELMINO
M. D. Bononienſi
In Patrio Archigymn. Scientiarum Mathemat.
Primario Profeſſore,
Et Aquarum Bononienſ. Superintendente.
AD
Illuſtriſſimum, atq; Ampliſſimum
SENATVM
BONONIÆ.

BONONIÆ, Ex Typographia Pifariana. M. DC. XCI. Superiorum permiſſu

Figura 3.- Primera página de las dos partes de *Aquarum Fluentium Mensura*. No indican qué libros contiene cada una de ellas. En la última línea de ambas páginas se indica que la obra fue escrita en Bolonia e impresa en Pisa. La única diferencia entre ellas es el año de impresión: MDCXC (1690, imagen izquierda) y MDCXCI (1691, imagen derecha).

Dada la importancia que tiene la obra de Guglielmini, es de interés dar algunos detalles de cómo determina el eje hidráulico. Antes que nada, es necesario mencionar que la base del análisis se sustenta en los resultados de Galileo (para cuerpos sólidos) y Torricelli (para líquidos que fluyen por un orificio), los que indican que la velocidad de la partícula es proporcional a la raíz de la altura desde la que cae (o la carga). Estas ideas las desarrolla con

cierto detalle en los primeros capítulos en *Della Natura de'Fiumi*. Sobre esta base, concluye que la distribución de velocidades en un flujo con superficie libre varía con la raíz cuadrada de la distancia a la superficie libre, con un valor máximo en el fondo del canal. La deducción de Guglielmini parte de un fluido "pesado" que se acelera por gravedad y se frena por rozamiento con límites sólidos. En su esquema, la superficie libre se trata casi como un "límite" que impone resistencia o pérdida de "*vis*" (fuerza) por contacto y mezcla con el aire y por el gradiente de presión limitado. Guglielmini invoca factores perturbadores como el viento, ondas superficiales y remolinos[3] que elevan la velocidad cerca de la superficie respecto al valor nulo ideal. Del mismo modo, que la velocidad sea máxima en el fondo es una idealización, ya que las paredes y el fondo ofrecen una resistencia al flujo (una "constricción" del fondo y de los costados del canal, según sus palabras, Libro IV, Prop. II, Nota III). El efecto del viento se deduce de lo escrito en Libro IV, Prop. II, Notas I–III. En el Libro I, Definiciones V–VIII explícitamente establece que la velocidad en la superficie libre es menor a las que tiene el flujo en regiones más alejadas de la superficie, pero no dice que sea nula. Indirectamente en el Libro II, Prop. IX, indica que la velocidad no es nula en la superficie libre cuando establece un método para determinar la proporción entre la fuerza que ejerce el flujo sobre un péndulo y la velocidad. Dice: "...adóptese el péndulo... y desciéndase el peso B en el agua de algún canal, de tal modo que su centro esté en contacto con la superficie del agua... Luego, bajado el péndulo... hasta el fondo del canal... la razón de las fuerzas será la misma que la de las velocidades". Evidentemente, este procedimiento solo tiene sentido si hay velocidad medible, no nula, en la superficie.

En el Libro I de *Aquarum*, Guglielmini define los conceptos básicos que usa en sus obras, entre los que destacan el de "altura viva" (*altitudo viva / perpendicularis*) y el de "conjunto (o complejo) de velocidades" (*complexum velocitatum*) que, en términos actuales, corresponde a la integración discreta de las velocidades a lo largo de una recta perpendicular al fondo del canal, equivalente al caudal (por unidad de ancho) que fluye ($\Sigma v_i \Delta y_i$). En este primer libro establece el método parabólico (que se explicará más adelante) para representar la distribución de velocidades y determinar caudales. El Libro II desarrolla la ley tipo Torricelli ($v \propto \sqrt{h}$) para flujos en canales inclinados y cómo varía el flujo con la altura y la pendiente del canal. En el tercer libro, Gugliemini trata de canales con fondo horizontal y cómo varía la altura del flujo en confluencias y derivaciones. Por último (Proposición X), propone un método para calcular la "cantidad absoluta de agua" (caudal) que pasa por una

[3] En la versión de 1739 de *Della Natura de' Fiumi*, en italiano, aparece explícitamente la palabra "gorghi" (remolinos) en el Cap. IV, Anotación XII (a la Primera Regla). Las anotaciones son del discípulo de Guglielmini, Eustachio Manfredi. Las palabras "vortici", "moti vorticoso ed irregolari", "moti disordinati" y "moti irregolari" (vórtices, movimiento que forma vórtices e irregular, movimiento desordenado y movimiento irregular) se encuentran en el Capítulo V, Corolario VI; Cap. VII y Capítulo V, Corolario VI, respectivamente. Todos estos términos son comunes en el lenguaje actual asociado al flujo turbulento.

sección en un tiempo dado, usando "la posición del centro de velocidad media" (o sea la velocidad media del flujo, que determina se encuentra a 4/9 de la profundidad"[4].

A lo largo de su obra, Guglielmini considera que la velocidad del agua es el resultado de *gravitas aquae* (peso-gravedad), *pressio aquae* (presión) y, sobre todo, *altitudo* (carga hidráulica). Por ejemplo, el Libro IV comienza con un axioma que establece que la velocidad del flujo depende de la gravedad (peso) del agua y que la velocidad de un flujo libre no puede exceder la de una caída libre desde la misma altura. Aquí aparece el peso como la fuerza motriz. En el mismo libro, en la Proposición I y su Corolario, aparece el concepto de presión estática cuando indica que "la altura del agua no aumenta la velocidad". Distingue entre presión estática "superincumbente" (*aquæ superincumbentis pressio*) y la velocidad ya determinada por la carga efectiva del descenso. En el Libro V, Proposición I y en la nota correspondiente: demuestra que en canales horizontales comunicantes la superficie es común (mismo horizontal), lo que refleja la igualdad de "carga". También en el Libro V, Proposiciones II y III relaciona la *altitudo* en el depósito con la *altitudo* en la primera sección de un canal (inclinado o perpendicular, i.e. vertical) y deriva proporciones entre *altitudes*, velocidades medias y cantidades de agua. Aquí la *altitudo* funciona explícitamente como medida de la energía o carga hidráulica que impulsa el flujo.

6. LA FORMA DEL "EJE HIDRÁULICO" SEGÚN GUGLIELMINI

En el Libro IV, Proposición IV, Guglielmini establece que la máxima elevación a la que puede llegar la superficie libre del escurrimiento es la horizontal que pasa por el inicio del canal. En el lenguaje actual diríamos que la horizontal de referencia desde el inicio del canal juega el papel de la "línea de energía".

El Libro V es de particular interés respecto al eje hidráulico en canales inclinados. En el Corolario I de la Proposición I indica que la superficie libre del agua en un canal horizontal es, de hecho, horizontal. Antes de analizar el caso de un canal inclinado, aborda el caso de un canal vertical que sale de un estanque. Guglielmini explicita la diferencia entre el flujo en un canal vertical y el agua que cae libremente desde un orificio (chorro). La superficie de

[4] Para quien no está familiarizado con el lenguaje matemático renacentista, el texto de Guglielmini resulta bastante críptico y cuesta entenderlo. Como se ha dicho, no usa ecuaciones, sino que hace un análisis geométrico. De este modo, cuando en lenguaje matemático actual queremos decir que el caudal se relaciona con la altura mediante $Q \propto h^{3/2}$, Guglielmini escribe (Corolario II de la Proposición X): "dado que las velocidades medias guardan entre sí la razón subduplicada de las alturas, se sigue que las cantidades de agua guardan la razón triplicada de dicha subduplicada de las alturas" (el original en latín), esto simplemente quiere decir:

$$\frac{v_1}{v_2} \propto \sqrt{\frac{h_1}{h_2}} \quad \text{y} \quad \frac{Q_1}{Q_2} \propto \left(\sqrt{\frac{h_1}{h_2}}\right)^3$$

ya que "subduplicada" se refiere a la raíz cuadrada y una cantidad "triplicada" se refiere una cantidad elevada al cubo.

este último está continuamente deformándose en su caída[5], convergiendo paulatinamente al eje que pasa por el centro del orificio. Un canal vertical, en cambio, tiene tres superficies planas sólidas que confinan al flujo y el agua, por la cohesión mutua de las partes del agua, permanece siempre adherida a los planos sólidos, pudiendo deformarse sólo la superficie libre. En la Proposición VIII Guglielmini determina primero la forma de la superficie libre del canal vertical, considerando que la velocidad del flujo es la dada por Torriceli, para luego abordar el caso del plano inclinado. Para ello se apoya en la Figura 47 de su obra (Fig. 4). En la figura, *NSL* es la superficie libre del agua en un estanque, BM el ancho del orificio (rectangular) del estanque por donde sale el agua, la línea *SX* un eje, de tal manera que *BX* corresponde al "fondo" del canal, *SACDE* describe la parábola (en el lenguaje científico renacentista) que define a la velocidad (dada por la relación de Torricelli) y *MFGH* es la superficie libre del flujo. A grandes rasgos, el análisis que hace Guglielmini es el siguiente:

En una posición cualquiera del eje *SX*, por ejemplo, en *B*, el trazo *AB* corresponde a la velocidad y el trazo *BM* a la "altura" del flujo, de tal manera que el área del rectángulo de lados *AB* y *BM* corresponde al caudal. Considerando que el trazo *AB* es proporcional a la raíz de *SB* y dada la constancia del caudal, concluye que el trazo *BM* es inversamente proporcional a la raíz de *SB*. De igual manera, esto se cumple para todos los rectángulos que se formen en

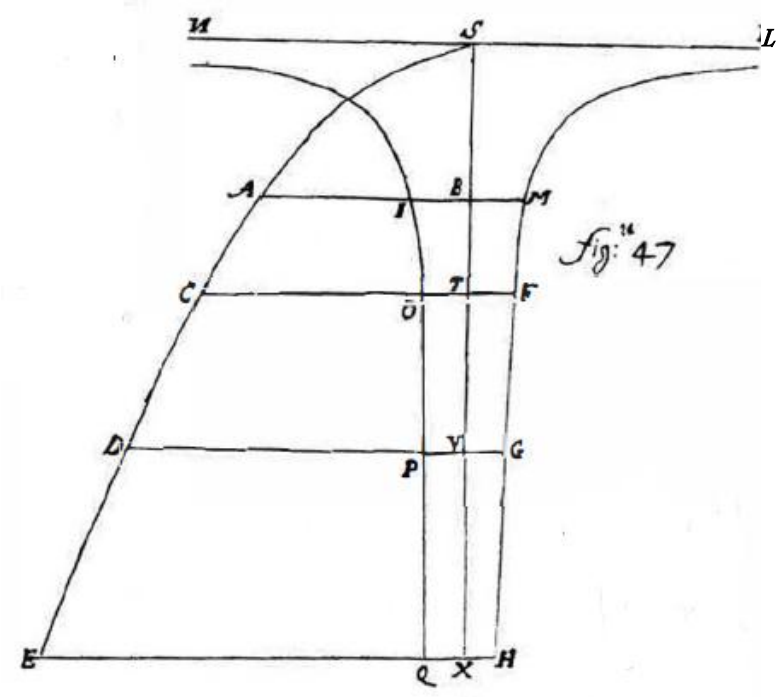


Figura 4.- Figura 47 de *Aquarum Fluentium Mensura* mediante la cual Guglielmini determina geométricamente la forma que toma la superficie libre en un canal vertical.

[5] Libro V, Proposición VIII, Nota I, y Libro VI, Proposición I, Nota III

las posiciones *T, Y* y *X*, concluyéndose, en lenguaje y notación moderna que $h \propto 1/\sqrt{x}$, donde h es la "altura" del flujo y x la distancia en la dirección del eje SX.[6]

En el Corolario VI de la Proposición VIII Guglielmini indica que, para un canal inclinado y de ancho constante las alturas de las secciones están recíprocamente en *subduplicata ratione* de las distancias desde el inicio del canal, es decir:

$$\frac{h_Y}{h_T} = \frac{\sqrt{x_T}}{\sqrt{x_Y}} \quad ; \quad h(x) \propto \frac{1}{\sqrt{x}} \tag{4}$$

Para un canal rectangular de ancho b, Gugliemini estableció que $Q = bhv$. Si el canal tiene un ángulo de inclinación θ respecto a la horizontal, y considerando que la velocidad depende de la carga hidráulica, resulta $Q \propto bh\sqrt{\text{seno}\,\theta\; x}$. Como la carga hidráulica está relacionada con la gravedad (peso) del agua es posible cambiar la proporcionalidad a una igualdad, resultando $Q \propto bh\sqrt{2g\,\text{seno}\,\theta\; x}$, siendo g la aceleración de gravedad. De este modo, el eje hidráulico está dado por:

$$h(x) = \frac{Q}{b\sqrt{2g\,\text{seno}\,\theta\;\; x}} \tag{5}$$

Evidentemente, Guglielmini nunca escribió la Ec. 5, sino que la presentó con el lenguaje matemático renacentista descrito anteriormente.

La singularidad que presenta la Ec. 5 para $x = 0$ fue analizada por Guglielmini. En la Nota III de la Proposición VIII del Libro V dice, refiriéndose a la curva de la superficie libre de la Fig. 4: "… la altura o latitud de la sección en *S* (si se supone que pueda fluir por *S* la misma cantidad de agua con velocidad nula que por *B* con velocidad determinada) debería ser

[6] La demostración hecha por Guglielmini no es fácil de seguir. A continuación, se presenta una traducción del Corolario I de la Proposición VIII, explicando en paréntesis cuadrados la explicación con lenguaje matemático actual. Recordar que en toda la obra de Guglielmini no se encuentra ninguna ecuación. El texto es:

De lo demostrado se sigue que los puntos *M, F, G, H* pertenecen a una curva hiperboloide, de la cual una de las asíntotas es XS, y a la cual las ordenadas correspondientes BM, TF, etc., son proporcionales de modo recíproco subduplicado a ST, SB [$y \propto \frac{1}{\sqrt{x}}$ o equivalentemente $y = \frac{k}{\sqrt{x}}$, donde k es una constante y x representa las abscisas ST, SB medidas desde el origen S]. Por tanto, si en cada punto del canal SX se aplican semiordinadas al eje de la parábola $[h]$ y se hacen rectángulos iguales con dichas semiordinadas y con las ordenadas correspondientes a la asíntota $[hy = C]$, los extremos de las semiordinadas $[h]$ señalarán la mencionada hiperboloide, según cuya norma se dispondrá por sí misma, en su flujo, la superficie del agua. Esta hiperboloide será la segunda en orden $[y^2 x = const]$, tomando el inicio desde la hipérbola común, en la cual las abscisas desde el centro están recíprocamente como las ordenadas a la asíntota $[x \propto \frac{1}{y}]$ en proporción simple [es decir, si una ordenada se duplica, $y_2 = 2y_1$, la abscisa se reduce a la mitad: $x_2 = \frac{1}{2x_1}$] mientras que en ésta lo están recíprocamente como las ordenadas a la asíntota en proporción doble $[x \propto \frac{1}{y^2}$, es decir, si una ordenada se duplica, $y_2 = 2y_1$, la abscisa se reduce a un cuarto: $x_2 = \frac{x_1}{4} = \frac{x_1}{2^2}$. La expresión "proporción doble" significa que el exponente de la ordenada en la relación de proporcionalidad inversa es 2, en lugar de 1].

infinita; y, por consiguiente, la hiperboloide no encontraría allí intersección. Pero esto no puede ser: porque en el inicio del canal, que es un punto único, no puede suministrarse cantidad alguna de agua; de donde se previene una altura infinita de la sección".

Esto lleva a definir la condición de borde o altura de escurrimiento a la entrada del canal. Para ello, Guglielmini considera dos casos: 1) un canal alimentado exclusivamente por la inclinación de su lecho (aquí no interviene un estanque o reservorio con una presión controlando el caudal; el flujo está gobernado directamente por la pendiente y la gravedad), y 2) canal alimentado por un nivel constante en un reservorio. Ambas situaciones las analiza a través de las figuras 33, 38 y siguientes del *Aquarum*, reproducidas en la Fig. 5.

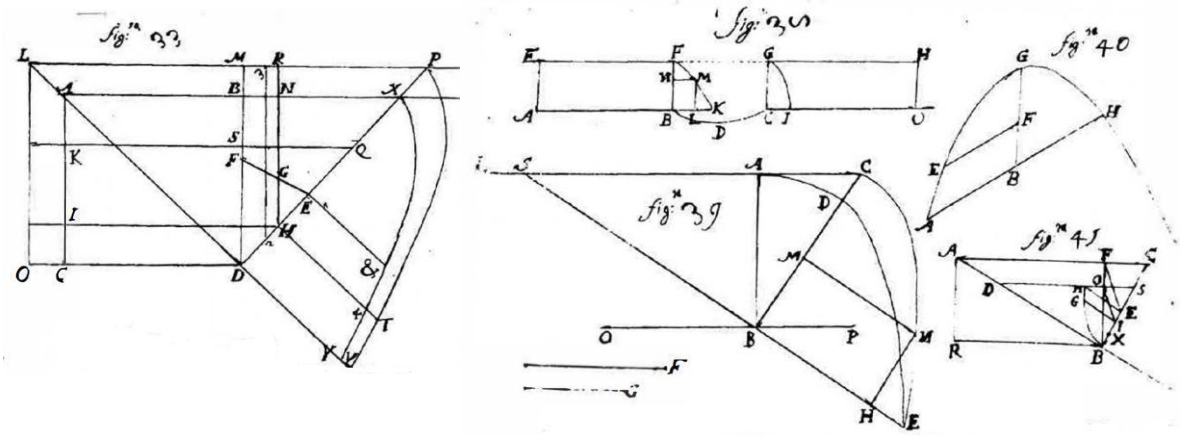


Figura 5.- Figuras utilizadas en *Aquarum Fluentium Mensura* para determinar la altura de escurrimiento al ingreso del canal. La *fig 33* corresponde al caso alimentado exclusivamente por la inclinación del canal, cuyo fondo está representado por la línea *AD*. La *fig. 39* corresponde al flujo en el canal *BE*. Las figuras 38 (fig: 38), 40 y 41 son de apoyo para la determinar la ´primera sección del canal y la velocidad.

El primer caso está esquematizado en la *fig 33* y lo presenta Guglielmini en el Libro IV, Proposición I y su Nota. En la figura, el fondo del canal es *AD* y la superficie libre es *AB*, la curva *XY* corresponde a la distribución parabólica de velocidad y *DX* a la profundidad del flujo. De este modo, siguiendo el modelo de Torriceli, la velocidad en *D* es proporcional a la raíz del trazo *DB* (que viene a ser la carga hidráulica). Por lo tanto, en *A*, formalmente, la distancia desde el inicio es nula ($x = 0$), según Guglielmini-Torriceli se tiene $v = \sqrt{2g \text{ seno } \theta\, x}$ y la velocidad en *A* es 0. Por tanto, en esa misma formulación, el caudal en *A* también es nulo. Para mantener $Q = bhv$, al tender $v \to 0$ cuando $x \to 0$, la altura *h* tendería matemáticamente a infinito. Guglielmini resuelve el problema argumentando que en *A* no hay una altura de escurrimiento bien definida y explícitamente dice que el "*initium canalis*" (inicio del canal) no es lugar donde debe medirse la altura, sino que debe identificarse la primera altura significativa del flujo, la que corresponde a la primera sección finita *B*, alejada de *A*. Es la altura del flujo en *B*, con el cual se define el flujo y a partir de la cual se define el perfil de la superficie libre.

En el segundo caso, el flujo en un canal alimentado por un estanque, lo discute Guglielmini en el Libro IV, en las Definiciones y en la Proposición I establece el concepto de "primera

sección" y el "inicio del canal" en relación con el estanque, lo que implica que el flujo medible no comienza en $x = 0$. La "primera sección" (*prima sectio*) es la sección del canal donde comienza a ser válida la relación $h \sim 1/\sqrt{x}$. Apoyándonos en la *fig. 39* de *Aquarum* (Fig. 5), el origen de la abscisa x para el cálculo de la velocidad y la altura se encuentra en el punto *S*. El estanque o reservorio está definido por *SOBA*, el canal comienza en *B* y su fondo es *BE*. La superficie libre en el estanque es horizontal y está representada por *SA*. El inicio del canal es *S* (es el inicio del eje de las abscisas x) y *B* es la primera sección "porque por ella pasa en primer lugar en el canal *SBE* toda el agua que se extrae del reservorio". *BD* corresponde a la altura del flujo en *B* y la curva *DE* representa la distribución parabólica de velocidades.

Tomando el caso del canal alimentado por un estanque, conviene discutir la Ec. 5. Ella tiene un solo parámetro libre: el caudal Q. Una vez elegido Q, la curva $h(x)$ queda completamente determinada. De este modo, dado Q, no es posible imponer una condición de borde que defina la altura en una sección arbitraria. En realidad, Q no es un parámetro arbitrario; lo fija el nivel del agua en el estanque (reservorio) aguas arriba. Con el conocimiento actual, seguiríamos el siguiente razonamiento: Nivel en el estanque → energía disponible → velocidad en la sección B → caudal que entra al canal. De donde resulta que la única condición de borde que se impone es la cota de agua en el estanque, lo que determina Q automáticamente. La altura $h(x)$ que resulta es consecuencia del caudal impuesto por el nivel de agua en el depósito. De este modo, la altura en B no puede fijarse libremente y está dada por $h_B = Q/\left(b\sqrt{2g \text{ seno } \theta \, x_B}\right)$, es decir está determinada por el caudal que viene del estanque. Si se mide experimentalmente h_B, indirectamente se determina Q.

A modo de resumen: 1) La función $h(x)$ dada por la Ec. 5 no permite imponer una condición de borde para la altura, si el caudal está dado. 2) La condición de borde real corresponde al nivel del agua en el reservorio, el que determina Q. 3) Una vez que Q se conoce, se obtiene $h(x)$ de manera inmediata a partir de la Ec. 5. 4) Si se impone la altura en una sección, esto sirve solamente para deducir el caudal Q, no para imponerlo.

La determinación del caudal Q se hace considerando el perfil de velocidades en la primera sección. Conocida la altura del flujo *BD* y el perfil parabólico de velocidades, puede calcularse el caudal usando la *complexum velocitatum* (conjunto de velocidades) o la velocidad media (ubicada a 4/9 de *BD*), como se indicó antes. Sin embargo, con las herramientas que poseía Guglielmini (y que existían en su época) no era posible determinar, a partir de los principios establecidos en *Aquarum Fluentium Mensura*, la altura *BD* de la primera sección. En su marco, *BD* es estrictamente un dato geométrico-experimental: o se mide en la *prima sectio* cuando hay escurrimiento en el canal, o se supone por construcción de la obra. Entonces el cálculo de Q no es autónomo y se requiere que la altura *BD* sea un dato externo para el análisis.

7. CONCLUSIÓN

La lectura de *Della Natura de' Fiumi* (1697/1739) y *Aquarum Fluentium Mensura* (1690–1691) debe hacerse teniendo en cuenta las limitadas herramientas matemáticas y de conceptos físicos de su época[7]. Guglielmini solo conocía lo que hoy denominamos el principio de continuidad y a falta de principios asociados a la variación de momentum o la ecuación de energía, se apoyó en los conceptos de Galileo y Torricelli para establecer el perfil de velocidades del flujo de agua en un canal con superficie libre. Aunque erróneo, ya que su análisis conduce a que la velocidad es mínima en la superficie libre y máxima en la cercanía del fondo, establece el concepto de velocidad media del flujo y de "conjunto de velocidades" que, en la terminología actual, resulta ser la integración numérica del perfil de velocidades. Basado en su gran poder de observación de la naturaleza del flujo, identificó con lucidez dos ideas que hoy consideramos estructurales en el análisis del flujo de canales:

i) La velocidad del flujo en canales abiertos resulta de la concurrencia de la pendiente del lecho y de la "altura viva" (carga/altura hidráulica). Esto anticipa el rol de la energía (Bernoulli) y, en términos modernos, prefigura relaciones del tipo $f(v, h, i) = 0$.

ii) El establecimiento de estados cuasi-uniformes por efecto de resistencias distribuidas, y la importante influencia del movimiento irregular y en la modulación de la velocidad. Este reconocimiento temprano del papel de la turbulencia y de las pérdidas por interacción fondo-riberas es consistente con el concepto moderno de régimen uniforme como balance entre fuerza motriz y resistencias.

En la sección 6 del artículo se hace, de manera muy resumida, la reconstrucción geométrica de la forma del eje hidráulico según Guglielmini la presenta en *Aquarum*. Dado que no dispone de una ley de resistencia, recurre a hipótesis cinemáticas, una construcción geométrica para $h(x)$ basada en proporciones "subduplicadas" y un cierre "operacional" experimental/geométrico: la *prima sectio* (altura medida o definida por diseño) que permite

[7] La "ausencia" (o escasa huella explícita) de algunos contemporáneos en Guglielmini no es casual; mezcla de contexto intelectual, circulación de ideas, objetivos prácticos y estado de la ciencia. En 1690 el cálculo "existía", pero su adopción no era automática. La notación y el método leibniziano circulaban en redes específicas (sobre todo en Alemania y Holanda) pero su consolidación didáctica vino décadas después. Newton mismo redactó los Principia en estilo geométrico, y su tratamiento del rozamiento y resistencia de medios (Libro II) no ofrecía fórmulas útiles para su aplicación en canales debido a la falta de leyes constitutivas fiables. En Italia, la apropiación del cálculo fue más lenta e irregular, dominando la tradición galileana-torricelliana y la didáctica euclidiana. En este sentido, la geometría euclidiana como "lengua franca" de demostración: garantizaba autoridad y legibilidad entre ingenieros y magistrados de obras públicas, como lo era Guglielmini en su cargo de Superintendente de las Aguas de la Región de Boloña. El estilo euclidiano daba trazabilidad en peritajes: definiciones–axiomas–proposiciones apoyadas en figuras. De este modo, su "empecinamiento" geométrico es también una estrategia retórica: demostrar necesidad y proporcionalidades que fueran operativas en obra, con los instrumentos conceptuales aceptados en su época. Incluso con los trabajos e ideas de Leibniz y Newton "ya disponibles", faltaban modelos físicos (leyes de resistencia, régimen de flujo) y redes de transmisión para que el cálculo sirviera de palanca en la hidráulica práctica. Por eso Guglielmini se apoya en el tronco torricelliano–geométrico: es lo que podía defender y usar en 1690 ante problemas reales de canales, con la cultura y los datos de su tiempo.

evaluar Q mediante el equivalente geométrico (*complexum velocitatum*) de la integración del perfil de velocidades. El desarrollo de Guglielmini es una alternativa pre-diferencial que, de manera ajena a la notación actual, predice la variación de la altura del flujo en la dirección principal del cauce ($h \propto 1/\sqrt{x}$).

El ingeniero hidráulico de hoy, acostumbrado a resolver la ecuación diferencial del eje hidráulico usando una planilla Excel o un software, rápidamente se da cuenta que el resultado de Guglielmini es, en rigor, válido solo para flujo supercrítico o de torrente ya que la condición de borde se impone aguas arriba, en la denominada primera sección del canal. También se da cuenta que, solo con el principio de continuidad, la condición de borde no puede obtenerse analíticamente. Habrá que esperar hasta el trabajo de Bakhmeteff publicado en ruso en 1912 (Escauriaza y Gironás, 2012), o al de Salas Edwards (1916[8], en castellano) para tener claro el concepto de crisis y su relación con la carga en el estanque que alimenta al canal. Esta lógica mixta teoría–medición antecede el espíritu de los "reguladores" y aforos clásicos, y subraya que la ecuación del eje hidráulico, por elegante que sea en su forma moderna, reposa en un cierre resistivo y en datos de borde físicamente realizables.

Históricamente, el hilo que va de Castelli–Torricelli–Galileo a Guglielmini y luego a Coriolis y a las leyes de resistencia del siglo XIX–XX explica por qué, a pesar de la sobriedad de la ecuación moderna, la práctica de calcular ejes hidráulicos gradualmente variados se apoyó por décadas en cierres empíricos, coeficientes de forma y procedimientos gráficos o tabulados (p. ej., integración por tramos en los textos clásicos citados).

La lectura directa de la edición de los trabajos de Guglielmini y las anotaciones explicativas que Manfredi hace a *Della Natura de'Fiumi* permite identificar términos como remolinos, vórtices, movimiento irregular y desordenado, etc., pudiendo el lector moderno calibrar el grado en que intuiciones sobre la turbulencia ya orientaban decisiones ingenieriles antes de su formalización.

REFERENCIAS

Castro-Orgaz, O.; W.H. Hager (2019) *Shallow Water Hydraulics*. Springer. Switzerland.

Chanson, H. (1999) *The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction*. Second Edition, Elsevier, Amsterdam.

Chaudry, M.H. (2008*) Open-Channel Flow.* Second Edition. Springer, New York, USA.}

Chow, V. T. (1959). *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill. New York. USA.

Domínguez, F.J. (1962) "La Hidráulica en Chile". Revista Chilena de Ingeniería y Anales del Instituto de Ingenieros, No. 2, pp. 7-8.

Domínguez, F.J. (1999) *Hidráulica.* Sexta Edición. Editorial Universitaria. Santiago. Chile

Escauriaza, C. y F. Gironás (2012). "Ramón Salas Edwards, la ciencia y la misión integral del ingeniero". En R. Salas Edwards, *Escurrimiento variado del agua en canales*,

[8] Según Domínguez (1962), Salas entre los años 1911 y 1913 maduró sus investigaciones y elaboró la teoría sobre la energía específica mínima y la existencia de una sección de control.

reimpresión de la edición de 1923. Biblioteca Fundamentos de la Construcción de Chile. Versión Producciones Gráficas Ltda. Santiago, Chile.
French, R.H. (1987) *Open Channel Hydraulics*. Second Printing, McGraw-Hill, Singapore.
Guglielmini, D. (1690-1691) *Aquarum Fluentium Mensura.* Pisa.
Guglielmini, D. (1739) *Della natura de'Fiumi, Tratatto Fisico-Matematico*. *Nuova Edizione con le Annotazioni di Eustachio Manfredi*. (Nueva edición de la obra de 1697). Stamperia di Lelio dalla Volpe. Bologna.
Henderson, F. M. (1966) *Open Channel Flow*. MacMillan. New York, USA.
Julien, P.Y. (2022) *Essentials of Hydraulics*. Cambridge University Press. Cambridge, UK.
Mery, H. (2013) *Hidráulica aplicada al diseño de obras*. RiL editores. Santiago.
Montes, S. (1998) *Hydraulics pf Open Channel Flow.* ASCE Press. Reston, VA, USA.
Salas Edwards, R. (1916) "Discusión sintética del trazado del eje hidráulico". Proceedings of The Second Pan American Scientific Congress. Section V, Engineering. December 27, 1915 - January 8, 1916. pp. 784-789.
Subramanya, K. (2009) *Flow in Open Channels*. Third Edition. McGraw-Hill. New Delhi. India.
Tamburrino, A. (2022) "A 200 años de la contribución de Navier a la determinación de la resistencia del flujo de fluidos", Revista SOCHID, Vol. 37, No. 2, pp. 3-38.
TRECANNI (2025) Dizionario Biografico degli Italiani - Volume 60 (2003) Guglielmini, Domenico. https://www.treccani.it/enciclopedia/domenico-guglielmini_(Dizionario-Biografico)/. Visitado 10 de septiembre de 2025.
Venturoli, J. (1842) "De figura aquae per alveos .defluentis". Novi Commentarii Academiae Scientiarum. Instituti Bononiensis. Tomo V. pp. 199-206.

ACERCA DEL AUTOR

Aldo Tamburrino Tavantzis es Ingeniero Civil mención Hidráulica de la Universidad de Chile, M.Sc. y Ph.D. in Civil Engineering por la Universidad de Minnesota, EEUU. Es Profesor Asociado del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, donde enseña cursos de pre y postgrado en dicha universidad. Actualmente sus áreas de interés se centran fundamentalmente en hidráulica fundamental, flujos detríticos, granulares y de fluidos no-newtonianos.

APÉNDICE

UNIVERSIDAD DE CHILE
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

CI 4164 – HIDRÁULICA
Prof. ALDO TAMBURRINO TAVANTZIS

ESCURRIMIENTO GRADUALMENTE VARIADO: TEORÍA Y ECUACIONES

En el escurrimiento gradualmente variado las líneas de corriente son cuasi paralelas (i.e., su curvatura es pequeña), por lo que es válido considerar la ley hidrostática de presiones. El problema general es determinar la altura del escurrimiento en función de la distancia, para condiciones de flujo y canalización dados. El análisis que se hará a continuación corresponde al de un flujo permanente en un canal de sección prismática. El análisis de este tipo de escurrimiento comienza en el siglo XVIII, con sus más importantes avances en el siglo XIX.

DEDUCCIÓN A PARTIR DE LA ECUACIÓN GENERAL DE ENERGÍA

La deducción se hará a partir de la ecuación general de energía. Además de considerar flujo permanente y canal prismático, en el análisis que se hará a continuación se supone:

- La pendiente del canal es pequeña.
- Existe pérdida de energía por fricción del fluido.
- La forma del perfil de velocidades a lo largo del canal es constate, por lo que el coeficiente de Coriolis α se mantiene constante.
- El tamaño de las asperezas (o el coeficiente de rugosidad) se mantiene constante a lo largo del canal.
- No hay incorporación de aire al flujo.

La ecuación general de energía se deriva de la primera ley de la termodinámica y para un fluido dentro de un volumen de control $\forall_c$ delimitado por una superficie $dS\hat{n}$ está dada por

$$\frac{d\hat{Q}}{dt} - \frac{dW_{f\tau}}{dt} - \frac{dW_e}{dt} = \frac{\partial}{\partial t}\int_{\forall_c} \rho\left(gz + \frac{V^2}{2} + u\right)d\forall + \int_{S_c} \rho\left(gz + \frac{V^2}{2} + \frac{p}{\rho} + u\right)\vec{V}\cdot\hat{n}dS \qquad (1)$$

donde $\hat{Q}$ es el calor entregado al sistema, W_e es el trabajo efectuado por el sistema, $W_{f\tau}$ es el trabajo que realizan las partículas de fluido para vencer las fuerzas de roce con las partículas vecinas, ρ es la densidad del fluido, g es la aceleración de gravedad, z es la cota de una partícula de fluido dentro del volumen de control $\forall_c$, $V^2 = \vec{V}\cdot\vec{V}$, siendo $\vec{V}$ el campo de velocidades del fluido y u es la energía interna del fluido.

Considerando que no existe transferencia de calor ni se realiza trabajo hacia el exterior al aplicar la ecuación anterior a un líquido (la variación de energía interna es despreciable) en régimen permanente, la ecuación anterior se reduce a

$$-\frac{dW_{f\tau}}{dt} = \int_{S_c} \rho\left(gz + \frac{V^2}{2} + \frac{p}{\rho}\right)\vec{V}\cdot\hat{n}dS \tag{2}$$

Al aplicar la Ec. 2 a un volumen de control definido por un tubo de flujo en un canal como el que se muestra en la Fig. 1 y considerando propiedades constantes en las secciones de entrada y salida del tubo de flujo (o sea, V, p y ρ son constantes en cada sección, aunque pueden ser distintas en la sección de entrada y en la de salida), la Ec. 2 puede escribirse como

$$-\frac{dW_{f\tau}}{dt} = \gamma Q(B_2 - B_1) \tag{3}$$

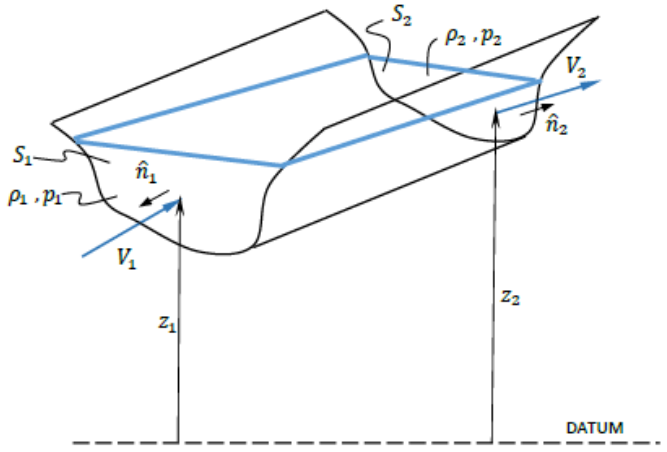


Fig. 1.- Volumen de control al que se aplica la ecuación general de energía

Al considerar líneas de corriente cuasi paralelas, en la suma de Bernoulli

$$B = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} \tag{4}$$

se cumple que

$$z + \frac{p}{\gamma} = constante \tag{5}$$

El supuesto de que la velocidad sea constante en toda la sección no se ajusta a la realidad ya que en el flujo de un fluido real debe satisfacerse la condición de no deslizamiento en las paredes del canal, generando de este modo una distribución de velocidades que varía desde un valor nulo en las paredes a un cierto valor máximo. Con el objeto de tomar en cuenta esta

:: 2 ::

variabilidad, la suma de Bernoulli se extiende a toda la corriente y se expresa en términos de la velocidad media $\bar{V}$. Hacer esto, sin embargo, lleva a incorporar un factor de forma del perfil de velocidades, el coeficiente de Coriolis α, definido como $\alpha = (\int V^3 dS)/(\bar{V}^3 S)$. Para la mayoría de los flujos turbulentos α es cercano a la unidad. De este modo, al no tener una velocidad uniforme en la sección, la Ec. 4 se expresa como

$$\tilde{B} = z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} \tag{6}$$

La virgulilla sobre la B en la Ec. 6 es para explicitar que la suma de Bernoulli está en términos de la velocidad media del flujo y afectada por el coeficiente de Coriolis, para así diferenciarla de la Ec. 4. Sin embargo, en la práctica en la Ec. 6 no se marcan de manera especial el Bernoulli ni la velocidad media. Además, como el flujo más común en canales es el turbulento $\alpha \approx 1$ tampoco se escribe el coeficiente de Coriolis, por lo que $\tilde{B}$ termina escribiéndose igual que B, pero debe tenerse presente lo antes mencionado y no olvidarse del coeficiente α cuando se está trabajando con flujos con fuertes variaciones en la distribución de velocidades, las que hacen que α esté lejano de la unidad.

El trabajo por unidad de tiempo que deben realizar las partículas de fluido en su movimiento para vencer el roce con las partículas vecinas usualmente se expresa por unidad de peso por unidad de tiempo:

$$\Lambda = \frac{1}{\gamma Q} \frac{dW_{f\tau}}{dt} > 0 \tag{7}$$

Si la separación entre la sección de entrada y salida en la Fig. 1 es dx, entonces

$$B_2 = B_1 + \frac{\partial B}{\partial x} dx \tag{8}$$

La pérdida de energía por fricción puede expresarse en términos de la pérdida unitaria de energía J, por lo que la Ec. 7 se escribe como

$$\Lambda = \int J dx \tag{9}$$

J se evalúa a partir de la ley de resistencia utilizada. De este modo, con la Ec. 3 extendida a toda la corriente, resulta:

$$\frac{dB}{dx} = -J \tag{10}$$

Reemplazando Ec. 6 en Ec. 10:

$$\frac{d}{dx}\left(z+\frac{p}{\gamma}+\alpha\frac{V^2}{2g}\right)=-J \tag{11}$$

Referida a la Fig. 2 y evaluando en el fondo del canal, la Ec. 11 queda:

$$\frac{d}{dx}\left(z_F+h+\alpha\frac{V^2}{2g}\right)=-J \tag{12}$$

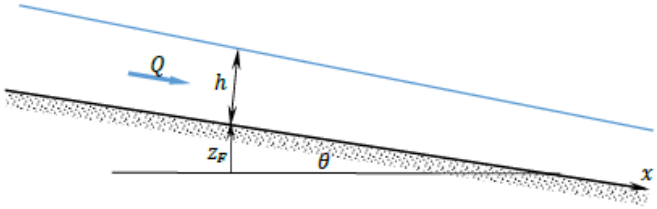


Fig. 2.- Perfil longitudinal del escurrimiento gradualmente variado

Expresando la velocidad en términos del caudal Q y el área de escurrimiento A:

$$\frac{dz_F}{dx}+\frac{dh}{dx}+\alpha\frac{Q^2}{2g}\frac{d}{dx}\left(\frac{1}{A^2}\right)=-J \tag{13}$$

$$\frac{dz_F}{dx}+\frac{dh}{dx}-\alpha\frac{Q^2}{gA^3}\frac{dA}{dx}=-J \tag{14}$$

Usando la regla de la cadena

$$\frac{dA}{dx}=\frac{dA}{dh}\frac{dh}{dx}=l\frac{dh}{dx}$$

donde l es el ancho superficial. De este modo, la Ec. 14 queda:

$$\frac{dz_F}{dx}+\frac{dh}{dx}-\alpha\frac{Q^2 l}{gA^3}\frac{dh}{dx}=-J \tag{15}$$

En la Ec. 15 reconocemos al cuadrado del número de Froude para una sección de geometría arbitraria:

$$Fr^2=\frac{Q^2 l}{gA^3}$$

Además, de la Fig. 2 se obtiene que $dz_F/dx=-\sin\theta$, pero como estamos considerando pendiente pequeña del canal, $\sin\theta\approx \mathrm{tg}\theta\equiv i$. De este modo, la Ec. 15 puede escribirse como:

$$-i + (1 - \alpha Fr^2)\frac{dh}{dx} = -J \tag{16}$$

Resultando la ecuación del eje hidráulico:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J}{1 - \alpha Fr^2} \tag{17}$$

La ecuación diferencial ordinaria de primer orden (Ec. 17) más la condición de borde permite obtener la función $h(x)$, es decir determinar el eje hidráulico. Hay que notar que J y Fr^2 son en general funciones de h, por lo que la integración analítica de la Ec. 17 está limitada a unos pocos casos de limitado interés práctico, debiendo ser resuelta numéricamente. Como la mayoría de los flujos de interés son turbulentos con $\alpha \approx 1$, la forma más frecuente de encontrar la ecuación del eje hidráulico es:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J}{1 - Fr^2} \tag{18}$$

DEDUCCIÓN A PARTIR DEL TEOREMA DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO

La expresión general del teorema de la cantidad de movimiento se deriva de la segunda ley de Newton y está dada por:

$$\Sigma\vec{F}_{ext} = \frac{\partial}{\partial t}\int_{\forall_c} \rho\vec{V}d\forall + \int_{S_c} \rho\vec{V}\vec{V}\cdot\hat{n}dS \tag{19}$$

donde $\Sigma\vec{F}_{ext}$ es la resultante de las fuerzas externas actuando sobre el volumen de control. Al igual que para la aplicación de la ecuación general de la energía se considera canal prismático y flujo permanente junto a los siguientes supuestos

- La pendiente del canal es pequeña.
- Existe fricción entre fluido el fluido y la frontera sólida que delimita al volumen de control. O sea, se genera una fuerza de roce entre el fluido y la pared del canal.
- La forma del perfil de velocidades a lo largo del canal es constate, por lo que el coeficiente de Boussinesq β se mantiene constante.
- El tamaño de las asperezas (o el coeficiente de rugosidad) se mantiene constante a lo largo del canal.
- No hay incorporación de aire al flujo.

Considerando el volumen de control de la Fig. 3, donde el eje de coordenadas x forma un ángulo θ con la horizontal, la componente según x de la Ec. 19 con los supuestos indicados anteriormente se escribe como:

$$F_{p1} - F_{p2} + W_x - F_\tau = \rho Q \beta (V_2 - V_1) \tag{20}$$

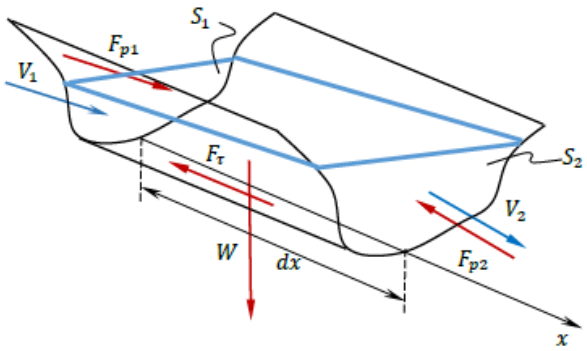


Fig. 3.- Volumen de control para la aplicación del teorema de la cantidad de movimiento

En la Ec. 20, F_{p1} y F_{p2} son las fuerzas de presión en las secciones S_1 y S_2, respectivamente, V_1 y V_2 son las velocidades medias en las secciones de entrada y salida del volumen de control, W_x es la componente según x del peso del fluido en el volumen de control y F_τ es la resultante de la fuerza de roce actuando en la superficie de contacto sólido-fluido. Siendo A el área de escurrimiento en cada sección y Q el caudal, se cumple $Q = VA$. El coeficiente de Boussinesq está definido como $\beta = (\int V^2 dS)/(\bar{V}^2 S)$.

Expandiendo en series de Taylor y truncando en el primer orden, se tiene:

$$F_{p1} - F_{p2} = -\frac{\partial F_p}{\partial x} dx \tag{21}$$

$$V_2 - V_1 = \frac{\partial V}{\partial x} dx \tag{22}$$

Si τ_0 es el esfuerzo de corte medio actuando en la pared del volumen de control que está en contacto con el líquido y χ corresponde al perímetro mojado, la fuerza de roce F_τ es

$$F_\tau = \tau_0 \chi \, dx \tag{23}$$

Además, la componente según x del peso está dada por

$$W_x = \rho g A \, dx \sin\theta \tag{24}$$

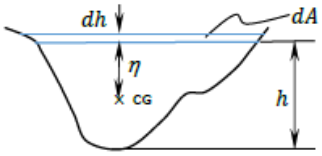
Reemplazando en la Ec. 20:

$$-\frac{\partial F_p}{\partial x} dx + \rho g A \, dx \sin\theta - \tau_0 \chi \, dx = \rho Q \beta \frac{\partial V}{\partial x} dx \tag{25}$$

Cancelando los dx y de acuerdo con Fig. 2 $\sin\theta = -dz_F/dx$, la ecuación anterior se transforma en

$$-\frac{dF_p}{dx} - \rho g A \frac{dz_F}{dx} - \tau_0 \chi = \rho Q \beta \frac{dV}{dx} \tag{26}$$

Como las líneas de corriente son cuasi paralelas, la distribución de presiones es la hidrostática, por lo que $F_p = p_G A = \rho g \eta A$, donde η es la distancia desde la superficie libre hasta el centro de gravedad de la superficie en la que actúa la presión. Para conocer la variación de F_p con x, recordamos la definición de η y aplicamos la regla de la cadena:



$$\frac{d\eta A}{dx} = \frac{d\eta A}{dh}\frac{dh}{dx} \tag{27}$$

Al aumentar en dA el área se desplaza la ubicación del centro de gravedad y su ubicación respecto a la nueva ubicación de la superficie libre es:

$$\eta A|_h + \frac{d\eta A}{dh} dh = (\eta + dh)A + \frac{1}{2} dh dA$$

Despreciando el término de segundo orden en la relación anterior:

$$\frac{d\eta A}{dh} dh = A dh \quad ; \quad \frac{d\eta A}{dh} = A$$

Reemplazando este resultado en la Ec. 27 se obtiene:

$$\frac{d\eta A}{dx} = A\frac{dh}{dx} \tag{28}$$

Luego, la Ec. 26 queda:

$$-\rho g A\frac{dh}{dx} - \rho g A\,\frac{dz_F}{dx} - \tau_0\chi = \rho V A\beta\frac{dV}{dx} \tag{29}$$

Dividiendo por $\rho g A$, usando la definición de radio hidráulico $R_H = A/\chi$ y reordenando términos:

$$\frac{dh}{dx} + \frac{dz_F}{dx} + \beta\frac{V}{g}\frac{dV}{dx} = -\frac{\tau_0}{\rho g R_H} \tag{30}$$

Por lo que la relación que resulta de aplicar el teorema de la cantidad de movimiento finalmente queda:

$$\frac{d}{dx}\left(z_F + h + \beta\frac{V^2}{2g}\right) = -\frac{\tau_0}{\rho g R_H} \tag{30}$$

DISCUSIÓN DE LAS ECUACIONES OBTENIDAS A PARTIR DE LA ECUACIÓN GENERAL DE LA ENERGÍA Y DEL TEOREMA DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO

Es importante discutir las ecuaciones obtenidas a partir de dos principios de la física, las Ecs. 12 y 30, las que se repiten a continuación:

$$\frac{d}{dx}\left(z_F + h + \alpha\frac{V^2}{2g}\right) = -J \tag{12}$$

$$\frac{d}{dx}\left(z_F + h + \beta\frac{V^2}{2g}\right) = -\frac{\tau_0}{\rho g R_H} \tag{30}$$

En la Ec. 12, el término en paréntesis corresponde a la suma de Bernoulli B basado en la velocidad media de la corriente. El término en paréntesis de la Ec. 30 es "casi" el Bernoulli, ya que tiene el coeficiente β en lugar de α. El término del lado derecho de ambas ecuaciones también es diferente. En la Ec. 12 se tiene la pendiente de la línea de carga (energía por unidad de peso) y en la Ec. 30 está el esfuerzo de corte actuando en la interfaz sólido-líquido (dividido por $\rho g R_H$). No es de extrañar que ambas ecuaciones sean distintas, ya que provienen de principios físicos distintos. Además, no hay que olvidar que la primera ley de la termodinámica, a partir de la cual se deduce la Ec. 12, es una relación escalar y la segunda ley

de Newton, de donde se obtiene la Ec. 30, es una relación vectorial. La Ec. 30 es solo una de las componentes de esa relación, la que está en la dirección del flujo x. Es importante tener presente qué representan los términos J y $\tau_0/(\rho g R_H)$. Por su origen, J es la *pérdida de energía interna* del sistema de partículas del volumen de control. Esta pérdida de energía se origina por la fricción o roce que existe entre las distintas partículas de fluido en su movimiento y es resultante de la existencia de la viscosidad (en un fluido ideal como no hay viscosidad, $J = 0$). Por el contrario, como puede verse en la Ec. 19, el esfuerzo de corte τ_0 en la Ec. 30 tiene su origen en las *fuerzas externas* actuando sobre el volumen de control y corresponde a la fricción o roce entre el fluido y la superficie sólida que define al volumen de control. Para un fluido ideal, como no genera fricción, $\tau_0 = 0$.

La similitud entre las Ecs. 12 y 30 puede llevar a confusión, pero la situación se resuelve si se tiene claro el origen de cada una de las ecuaciones y, en particular, de dónde proviene cada uno de sus términos.

Teniendo claro que la Ec. 12 (o ecuación de Bernoulli con pérdidas friccionales de energía) proviene de la primera ley de la termodinámica, el término z_F tiene su origen en el término de energía potencial, h proviene del trabajo que deben realizar las partículas del sistema cuando se desplazan en un campo de presiones y $\alpha V^2/(2g)$ está asociado a la energía cinética de las partículas de fluido en el volumen de control.

La Ec. 30 se proviene de la segunda ley de Newton y el término z_F se origina en el término del peso del líquido en el volumen de control proyectado en la dirección del flujo, h nace del término asociado la fuerza de presión actuando sobre la superficie cuya normal es paralela al flujo y $\beta V^2/(2g)$ está asociado al flujo de momentum a través de las superficies que definen el volumen de control.

¿Cuál de las dos ecuaciones usar? Depende de los datos disponibles, pero no es fácil determinar independientemente J y τ_0.

En la deducción de las Ecs. 12 y 30 consideramos flujo permanente y escurrimiento gradualmente variado. Si restringimos a que el flujo sea uniforme, se cumple que $dh/dx = 0$ y $dV/dx = 0$. Luego, para flujo permanente uniforme las dos ecuaciones se reducen a

$$\frac{dz_F}{dx} = -J \tag{31}$$

$$\frac{dz_F}{dx} = -\frac{\tau_0}{\rho g R_H} \tag{32}$$

Luego, para escurrimiento permanente uniforme se cumple que

$$J = \frac{\tau_0}{\rho g R_H} \tag{33}$$

La Ec. 33 es fundamental ya que permite relacionar la pérdida de energía por fricción interna de las partículas de fluido con la fricción externa del fluido con la pared del canal. De acuerdo con la relación de Darcy-Weisbach, J puede relacionarse con un factor de fricción f, el que depende de la rugosidad de la pared y la turbulencia del flujo, cuantificado a través de número de Reynolds:

$$J = f \frac{1}{4R_H} \frac{V^2}{2g} \tag{34}$$

Como $dB/dx = -J$, es posible determinar experimentalmente f a partir de la ecuación de energía si se mide la diferencia de Bernoulli ΔB en dos secciones separadas una distancia Δx ($dB/dx \approx \Delta B/\Delta x$) y las características del escurrimiento.

De manera similar, de la ecuación derivada a partir del teorema de la cantidad de movimiento para escurrimiento permanente uniforme es posible obtener el esfuerzo de corte medio actuando en el perímetro mojado

$$\tau_0 = -\rho g R_H \frac{dz_F}{dx} \tag{35}$$

Al considerar inclinación pequeña del canal $-dz_f/dx = \sin\theta \approx \mathrm{tg}\theta \equiv i$ se obtiene la expresión más usual para el esfuerzo de corte para escurrimiento permanente uniforme

$$\tau_0 = \rho g R_H i \tag{36}$$

La Ec. 31 conduce a

$$i = J \tag{37}$$

es decir, la línea de carga es paralela al fondo en el escurrimiento permanente uniforme. Adicionalmente, para este régimen de escurrimiento es posible relacionar el esfuerzo de corte que se origina de la fricción externa con la disipación de energía generada por la fricción interna de las partículas. En efecto, Ecs. 36, 37 y 34 conducen a una relación para el esfuerzo de corte medio actuando en las paredes del canal en términos del factor de fricción f:

$$\tau_0 = \frac{1}{8} f \rho V^2 \tag{38}$$

Notar que para un escurrimiento turbulento gradualmente variado con factores de forma del perfil de velocidades cercanos a la unidad ($\alpha \approx \beta \approx 1$), el lado izquierdo de las Ecs. 12 y 30 se hacen iguales a la suma de Bernoulli $B = z_F + h + V^2/2g$, lo que contribuye a la confusión del sentido físico de ambas ecuaciones al poder escribir para este caso particular las siguientes ecuaciones:

$$\frac{dB}{dx} = -J \tag{39}$$

$$\frac{dB}{dx} = -\frac{\tau_0}{\rho g R_H} \tag{40}$$

Aunque el análisis se ha hecho con un factor de fricción f, es válido también para otras leyes de resistencia, por ejemplo, la ecuación de Manning $i = (Vn)^2/R_H^{4/3}$, donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning o la relación de Chèzy $i = V^2/(C^2 R_H)$, siendo C el coeficiente de resistencia de Chèzy. Como los coeficientes n y C no dependen del número de Reynolds, en rigor ellos son válidos solo para flujos turbulentos con paredes hidrodinámicamente rugosas.

MODELAMIENTO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA DEL LAGO VILLARRICA CON RAVEN: UNA METODOLOGÍA MULTIOBJETIVO PARA LA COMPARACIÓN DE ESTRATEGIAS DE MODELACIÓN DE LAGOS

FELIPE RIVAS [1], EDUARDO RUBIO [2]

[1]Consultor independiente
felipe.rivas5492@gmail.com
ORCID: 0009-0009-3766-5456
[2]Hidromas Ltda
eduardo.rubio@hidromas.cl
ORCID: 0009-0006-4657-5397

RESUMEN

Este artículo se origina como respuesta a los desafíos en modelación en cuanto a mejoras en técnicas de calibración, la incorporación de procesos hidrológicos específicos en la calibración y la selección de mejores estrategias de modelación. Para ello se propuso una metodología basada en calibraciones multiobjetivo y la implementación de una plataforma de modelación hidrológica flexible como Raven.

La metodología se basa en mostrar la comparación de frentes óptimos de distintas estrategias de modelación, según una optimización multiobjetivo de los caudales observados de entrada y salida al Lago Villarrica. La comparación de frentes óptimos de dos estrategias muestra que existen soluciones en el modelo como embalse (E) que representan una mejor estrategia en términos de rendimiento que el modelo como cuerpo de agua, para las funciones objetivo consideradas.

Se destaca en la metodología la posibilidad de incorporar distintos periodos observados para las funciones objetivo, distintas métricas para la calibración e información observada de variables internas simuladas (volúmenes y niveles del lago). Como también de otras estrategias de modelación.

Palabras claves: Modelación, Hidrológica, Lagos, Multiobjetivo, Villarrica, Raven.

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Los lagos y grandes cuerpos de agua son elementos fundamentales en la hidrología de numerosas cuencas chilenas, cumpliendo un rol clave en la regulación de caudales, la modulación de crecidas y el sostenimiento de ecosistemas. A pesar de su importancia, su correcta representación en modelos hidrológicos a gran escala, como los utilizados en la Actualización del Balance Hídrico Nacional (DGA, 2022, 2019b, 2019a, 2018, 2017), presenta desafíos significativos.

Con frecuencia, debido al alto costo computacional y la falta de información detallada como batimetrías, la estrategia adoptada ha sido simplificar estos cuerpos de agua considerando que su almacenamiento es cero ($V = 0$) y todos los flujos de entrada, menos la evaporación, se calculan para la salida, sin un tiempo de retardo.

Si bien esta aproximación es pragmática y funciona para algunos lagos, omite una característica hidrológica esencial: el efecto de almacenamiento y su consecuente retardo en la propagación de caudales. Este efecto es referido en el manual de Raven como *flashier-than-expected hydrograph*, para hacer alusión a una respuesta hidrológica más abrupta o intensa de lo previsto del caudal de salida en lagos cuya capacidad no puede ser despreciable (Craig, 2023).

Esta simplificación estructural conduce a un problema de fondo en la calibración de los modelos. Al no representar explícitamente el efecto de almacenamiento del lago, el proceso de optimización fuerza a que otros parámetros del modelo (asociados a la escorrentía, flujo base o propiedades del suelo) compensen artificialmente este desfase (Cáceres, 2023). Dicha situación puede resultar en modelos con buen desempeño estadístico para los caudales de salida, pero con una parametrización físicamente poco representativa de los procesos dominantes en la cuenca.

Para abordar esta incertidumbre estructural y paramétrica en el proceso hidrológico de retardo de escorrentía, este trabajo propone una metodología de comparación de frentes óptimos. A diferencia de los enfoques tradicionales como Marinao-Rivas y Zambrano-Bigiarini (2023) y Fowler et al. (2016), que se centran únicamente en ajustar el caudal de salida de la cuenca para distintas métricas y periodos respectivamente, se consideró una optimización simultánea de la respuesta hidrológica en puntos estratégicos de la modelación: el caudal del afluente principal al lago y el caudal efluente del mismo.

Este enfoque permite comparar de forma robusta para todas las soluciones de compromiso si las estructuras de modelación calibradas representan adecuadamente no solo la salida final del sistema, sino también la dinámica interna que regula el almacenamiento lacustre.

La implementación de esta metodología requiere una herramienta de modelación que ofrezca la flexibilidad necesaria para comparar distintas conceptualizaciones de procesos. Por ello, se utilizó el marco de modelación hidrológico Raven. Esta plataforma permite construir y emular diversas estructuras de modelos (como GR4J con módulo de nieve Cema Neige) y, de forma crucial, ofrece múltiples estrategias para representar cuerpos lacustres, incluyendo

aproximaciones que no dependen de una batimetría completa, superando así una de las principales barreras (DGA, 2019a) para la modelación explícita de lagos en Chile.

En este contexto, el objetivo general de este trabajo es presentar y aplicar una metodología que permita comparar y seleccionar la estrategia adecuada para la modelación hidrológica de una cuenca con fuerte influencia lacustre, utilizando el caso de estudio de la cuenca del Lago Villarrica. Para ello se implementaron los modelos en Raven y se compararon los frentes de Pareto para seleccionar la mejor estrategia.

2. ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio corresponde al área drenada por la cuenca del Río Toltén en Villarrica. Mientras que la zona de modelación (ZM) solo consideró las cuencas intermedias y se hacen las siguientes consideraciones:

- Aportes de Río Trancura en Llafenco y Río Liucura en Liucura como datos de entrada en la modelación.
- El aporte que comprende el área de drenaje hasta la salida del Lago Caburgua se consideró despreciable ya que no existe flujo superficial permanente de salida para ese lago. Esto tanto para los periodos de calibración y validación.
- No se consideraron procesos hidrogeológicos en la ZM

Se muestra en la Figura 1 el contexto regional de la ZM, las subcuencas y unidades de respuesta hidrológica (URH) y la estacionalidad del caudal (curva de variación estacional CVE), precipitación mensual y temperaturas diarias mínimas y máximas.

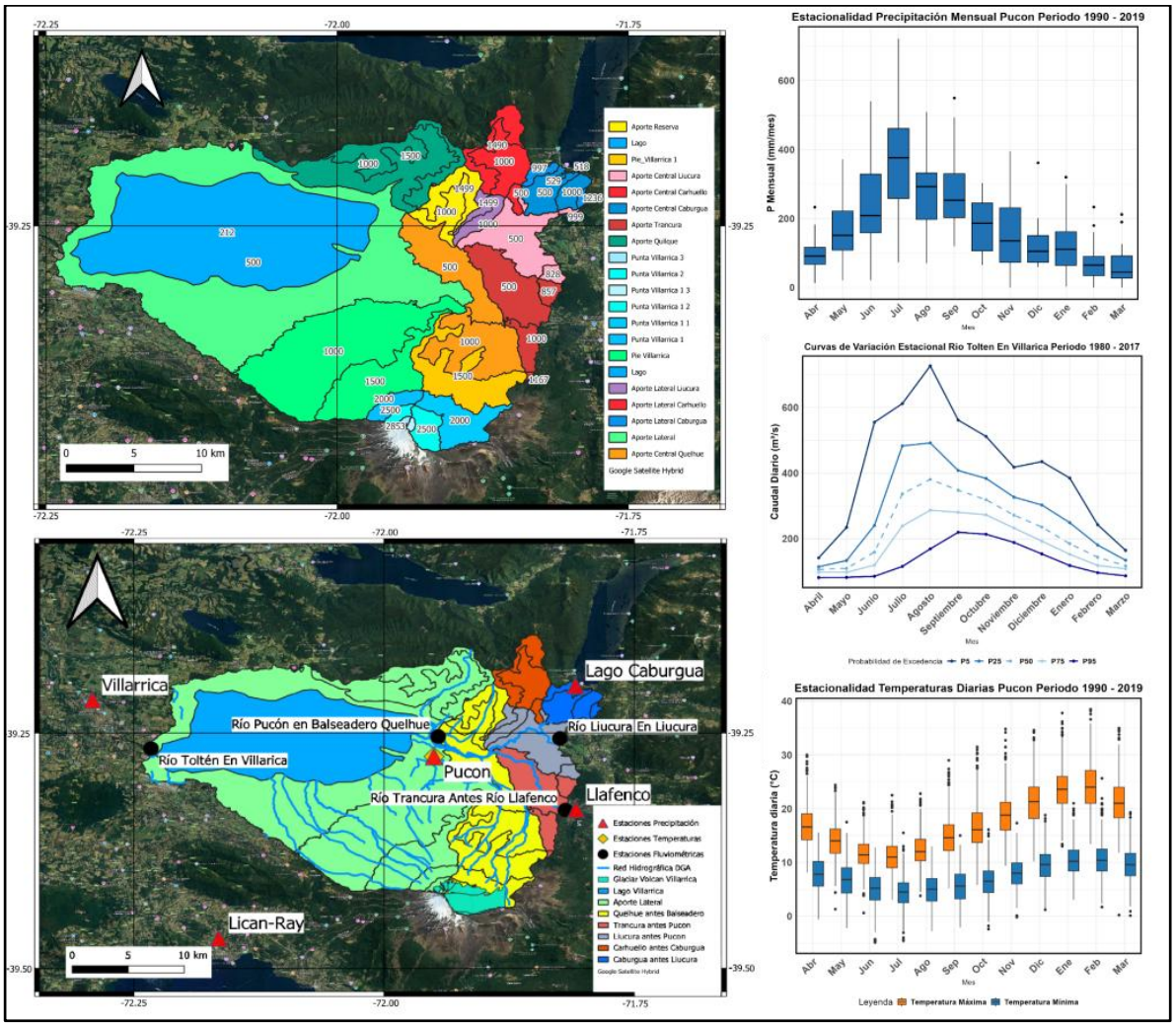


Figura 1. Columna 1: Panel superior: Subcuencas y estaciones en ZM. Panel inferior: Delimitaciones para las URH y su elevación máxima, para la URH Lago es la mínima, en m.s.n.m. Columna 2: Estacionalidad de la precipitación, caudal (CVE) y temperaturas mínimas y máximas.

2.1 Datos hidrometeorológicos.

Para las forzantes del modelo se usó la intersección ponderada entre las delimitaciones obtenidas para cada URH y los productos grillados del CR2MET v2.5 (Boisier, 2023). Para la corrección de forzantes (CF) se usaron las estaciones de la base de datos del CR2 (CR2, 2020). Se emplearon como estaciones válidas aquellas con más del 85% de los datos para una ventana de 20 años o más, mientras que meses con menos de 5 días sin datos por mes fueron excluidos. La evapotranspiración potencial del modelo fue calculada a partir de la expresión de Oudin según el manual de Raven (Craig, 2023).

La CF corrigió el sesgo de magnitud de las variables anuales promedio a partir de un modelo lineal que relacionó la altitud y el error relativo medio de cada estación. De fondo, se está suponiendo que este sesgo tiene un comportamiento orográfico en los productos grillados. Finalmente, con el error modelado, se corrigieron las variables anuales promedio.

Para los valores mensuales y diarios se generaron correcciones relativas a la temporalidad de los productos grillados.

3. DEFINICIONES DE MODELACIÓN

Para las delimitaciones de las URH mostradas en la Figura 1 se usaron los siguientes criterios:

- Subcuencas controladas.
- Bandas de elevación cada 500 m.
- Similitud de respuesta hidrológica.

Este último criterio tiene relación con la pendiente media de la URH y la respuesta de la escorrentía dada una pendiente. La información de elevaciones fue obtenida del DEM STRM (NASA JPL, 2013). Los ejes de los cauces principales de cada subcuenca modelada se obtuvieron del mismo DEM y el trazado de la red hidrométrica de la DGA (DGA, 2024) y se simplificó el trazado ajustando el perfil a una recta. El Manning usado para todos los cauces fue de $n = 0{,}035$. Valor recomendado para cauces naturales según el manual de Hec-Ras (U.S. Army Corps of Engineers, 2016).

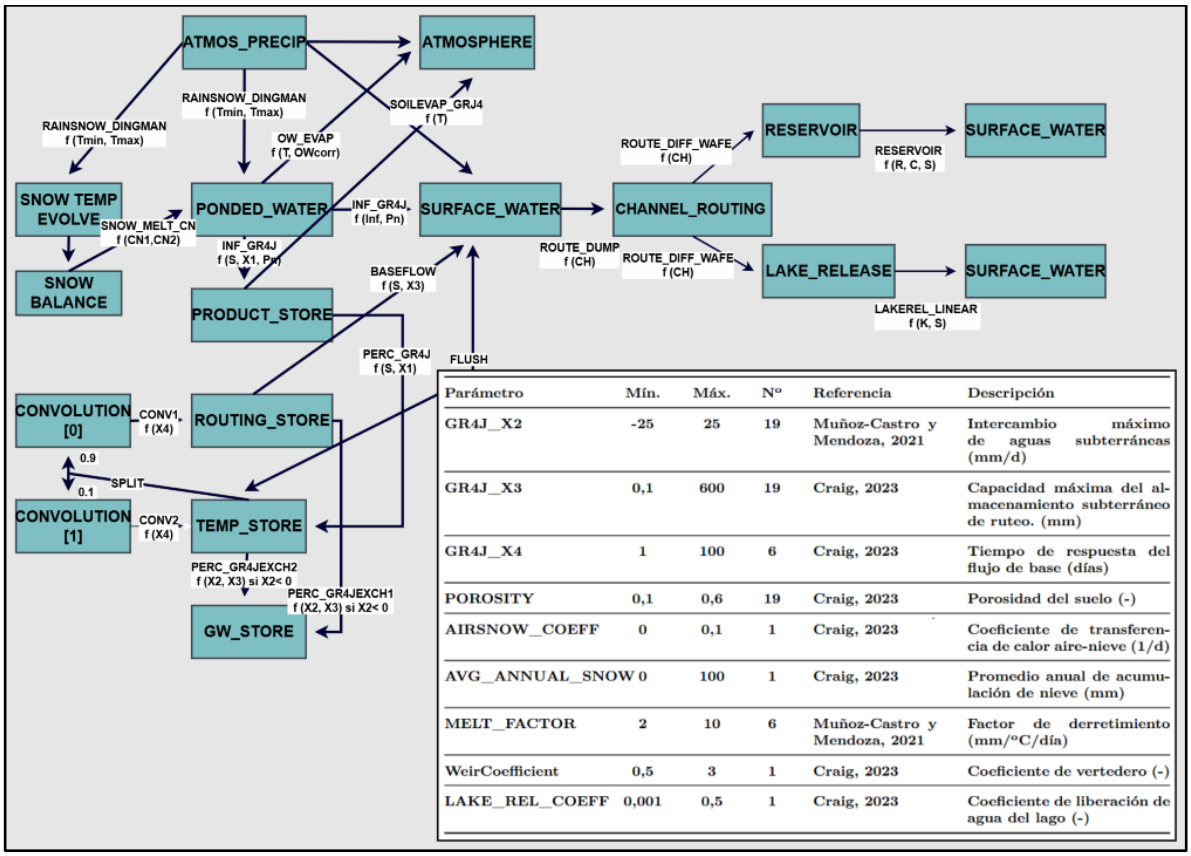
3.1 Modelamiento en Raven.

Dado los procesos dominantes en la cuenca, se optó por implementar el modelo GR4J semidistribuido en plataforma RAVEN (Craig, 2023). Esta implementación para cada URH a escala diaria es una emulación exacta, mientras que el módulo de nieves Cema Neige (Valéry et al., 2014) también es exacta a escala diaria y se puede ajustar un parámetro adicional (AVG_ANUAL_SNOW), que es un ponderador que representa una corrección según la cobertura nival para el derretimiento y que en el código original de Valéry et al. (2014) se encuentra fijo en el código fuente (Craig, 2021).

En cuanto a los parámetros MELT_FACTOR y AIRSNOW_COEFF, estos son equivalentes a los parámetros CN2 y 1- CN1, según la formulación de CN1 y CN2 de Muñoz-Castro y Mendoza, 2021.

En la Figura 2 se muestra el modelo y los procesos considerados. Notar que se grafican las dos estrategias de lagos en un solo esquema, pero son dos modelos diferentes. Adicionalmente, la figura integra una tabla donde se muestran los límites de parámetros usados y los límites considerados.

Notar que para este trabajo no se usó el parámetro X1, sino que se define el ancho de la primera capa (X1) como 1 m y luego, para ajustar la capacidad máxima de la primera capa se calibró la porosidad (POROSITY). Esto con la finalidad de introducir una limitación física y justificada a partir de la baja sensibilidad del parámetro para la ZM según Rivas (2025).



Parámetro	Mín.	Máx.	Nº	Referencia	Descripción
GR4J_X2	-25	25	19	Muñoz-Castro y Mendoza, 2021	Intercambio máximo de aguas subterráneas (mm/d)
GR4J_X3	0,1	600	19	Craig, 2023	Capacidad máxima del almacenamiento subterráneo de ruteo. (mm)
GR4J_X4	1	100	6	Craig, 2023	Tiempo de respuesta del flujo de base (días)
POROSITY	0,1	0,6	19	Craig, 2023	Porosidad del suelo (-)
AIRSNOW_COEFF	0	0,1	1	Craig, 2023	Coeficiente de transferencia de calor aire-nieve (1/d)
AVG_ANNUAL_SNOW	0	100	1	Craig, 2023	Promedio anual de acumulación de nieve (mm)
MELT_FACTOR	2	10	6	Muñoz-Castro y Mendoza, 2021	Factor de derretimiento (mm/°C/día)
WeirCoefficient	0,5	3	1	Craig, 2023	Coeficiente de vertedero (-)
LAKE_REL_COEFF	0,001	0,5	1	Craig, 2023	Coeficiente de liberación de agua del lago (-)

Figura 2. X1, X2, X3, X4, CN1, CN2: parámetros modelo GR4J con módulo Cema Neige, S: almacenamiento actual, CH: propiedades del canal, Inf: agua no infiltrada, Pn: precipitación neta, R: propiedades geométricas embalse, C: Coeficiente de Weir, K: Coeficiente de liberación. En la figura se muestra la tabla con los rangos de parámetros usados, sus referencias y descripción de cada uno de ellos.

3.2 Estrategias de modelación de lagos adoptadas

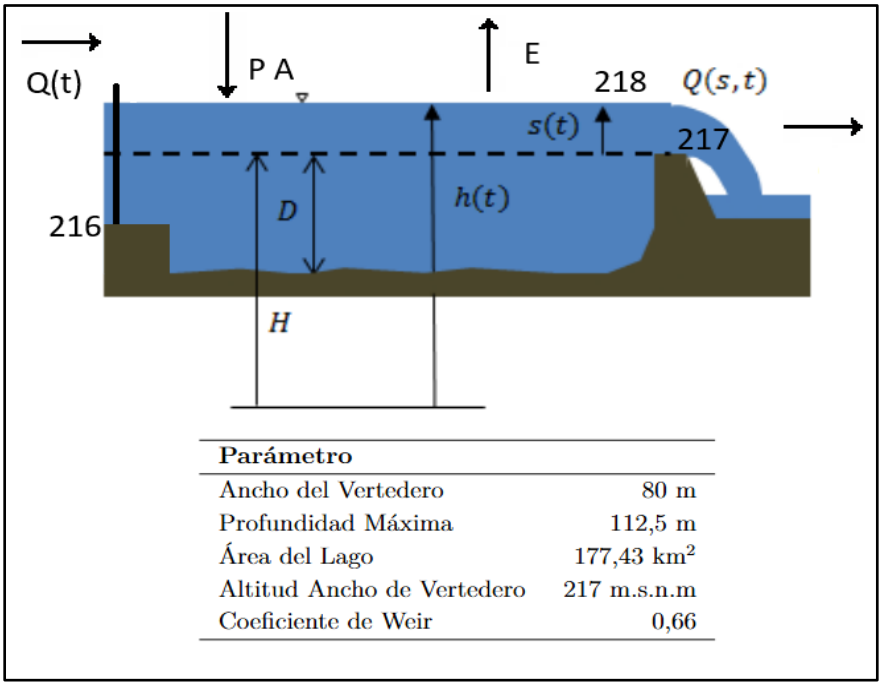
Se pre-seleccionaron dos estrategias que podrían representar adecuadamente el comportamiento hidrológico de los caudales de salida del Lago Villarrica. La conceptualización de lago como embalse puede verse en la figura 3 mientras que en las ecuaciones 1, 2 y 3 se muestran las relaciones $Q(h)$, $A(h)$ y $V(h)$ que se usaron. Estas expresiones son una simplificación a partir de considerar el área constante y la forma prismática para el lago, por lo tanto, no se ajustaron curvas para las relaciones $Q(h)$, $A(h)$ y $V(h)$ a partir de la batimetría.

$$A(h) = A \tag{1}$$

$$V(h) = A\,(s + D) \tag{2}$$

$$Q(h) = \frac{2}{3} L\, s^{3/2}\, C\sqrt{2g} \tag{3}$$

Notar que $s(t) = h(t) - H$ según la notación de la Figura 3.



Parámetro	
Ancho del Vertedero	80 m
Profundidad Máxima	112,5 m
Área del Lago	177,43 km^2
Altitud Ancho de Vertedero	217 m.s.n.m
Coeficiente de Weir	0,66

Figura 3. Esquema modelo lago como embalse (E). Aproximación prismática para V y área constante para A. En el esquema se observan las altitudes del cero de la regleta (216 m.s.n.m.), el vertedero (217 m.s.n.m.) y el espejo de agua inicial (218 m.s.n.m.). D: profundidad máxima, H: altitud ancho vertedero.

Solo se usó la batimetría al obtener la profundidad promedio del lago para el parámetro Profundidad Máxima D. Ancho Vertedero es el ancho del cauce Toltén en Villarrica en la salida del lago, el coeficiente de Weir que se muestra es el que se usa por defecto en el software pero se calibró para la modelación. El área del lago se obtuvo desde la batimetría usada en Meruane (2005).

La ecuación que resuelve la estrategia es la ecuación de balance de volumen con iteración de Newton-Raphson (Craig, 2023) y solo se consideran flujos superficiales. Notar que esta aproximación de flujos para lagos naturales es justificable en cuanto los flujos superficiales son de mayor relevancia que el resto de los flujos, esto es deducible a partir de estudios de descenso de lagos como en DGA (2022a) y Barría et al. (2021) donde destacan los aportes de precipitación y escorrentía superficial por sobre los demás aportes del balance.

Considerar que la altitud del ancho del vertedero y del espejo de agua inicial son suposiciones necesarias para el modelamiento con esta opción. Estos valores pueden ser obtenidos con instrumentos de precisión y reducir la incertidumbre de estas variables. Mientras que la altitud del cero de la regleta y altitud del espejo de agua el día de medición de la batimetría son suposiciones necesarias para la verificación del volumen y nivel simulado.

Finalmente, la Figura 4 resume el esquema conceptual del lago modelado como cuerpo de agua (CA), la que corresponde a la segunda estrategia abordada en este trabajo.

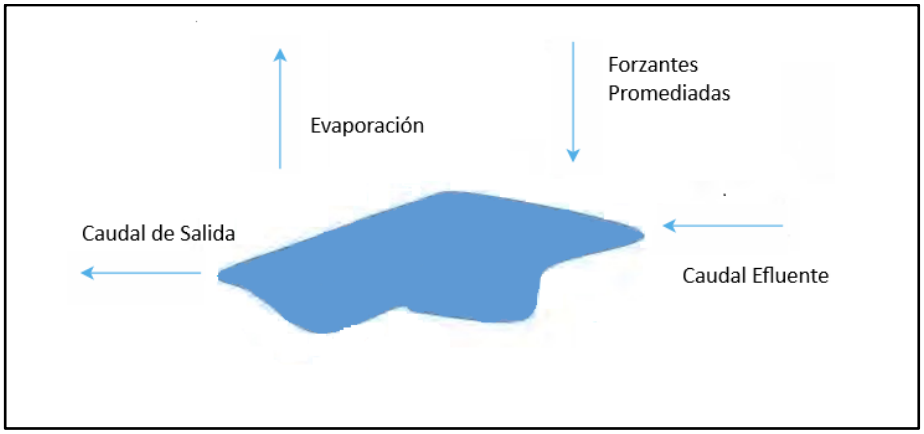


Figura 4. Esquema para modelo lago como cuerpo de agua (CA) tal que V = 0.

Luego de contabilizar como S los flujos de salida y entrada esquematizados, se aplica un ponderador (Krel) al almacenamiento actual y se calcula el caudal de salida según la ecuación 4.

$$Q_{salida} = S + K_{rel} S \quad (4)$$

Con respecto al modelo CA es necesario mencionar que se considera un ponderador a los flujos contabilizados de evaporación, precipitación y caudales efluentes rastreados hacia el lago y luego de contabilizar los flujos para el espacio temporal se considera que el almacenamiento del lago es cero y por lo tanto todo lo que entra tiene que contabilizarse a la salida. Notar además que sin el término del ponderador se obtiene la estrategia de modelación de cuerpo de agua simplificada que se adoptó luego de las conclusiones de la metodología de lagos en DGA (2019a).

4. METODOLOGIA MULTIOBJETIVO

Para la calibración se implementó el algoritmo de calibración NSGA II (Deb et al., 2002). La metodología multiobjetivo para la selección de estrategias consiste básicamente en la comparación de frentes óptimos de conveniencia. En el siguiente bullet de puntos se describen los pasos a seguir y lo considerado para la ZM en esta investigación:

- Definir las estructuras/estrategias de modelación y procesos hidrológicos a considerar. Dos estrategias de modelación de lagos y estructura GR4J semi distribuida (Craig, 2023).
- Definir métrica de calibración: Eficiencia de Kling-Gupta (KGE) (Gupta et al., 2009).
- Definir las funciones objetivo y periodos modelados según la información observada disponible. Caudales de entrada y salida al lago.
- Definir algoritmos de calibración. NSGA II (Deb et al., 2002).
- Obtener los frentes óptimos y con ello generar (1) la elección del modelo, en términos de comparación de frentes obtenidos y (2) la elección del mejor set de parámetros del frente óptimo.

En la Figura 5 se observan los casos posibles según Fowler et al., 2016 para una calibración multiobjetivo. Para esta modelación se consideraron los caudales simulados a la entrada y salida del lago (punto 3 bullet), principalmente porque el caudal simulado en Pucón en Quelhue corresponde al caudal del cauce principal de la cuenca del Río Toltén en Villarrica y por lo tanto es el principal afluente del lago. El caudal de salida es el principal efluente y en conjunto con el caudal de entrada objetivo son los flujos de mayor relevancia para el lago.

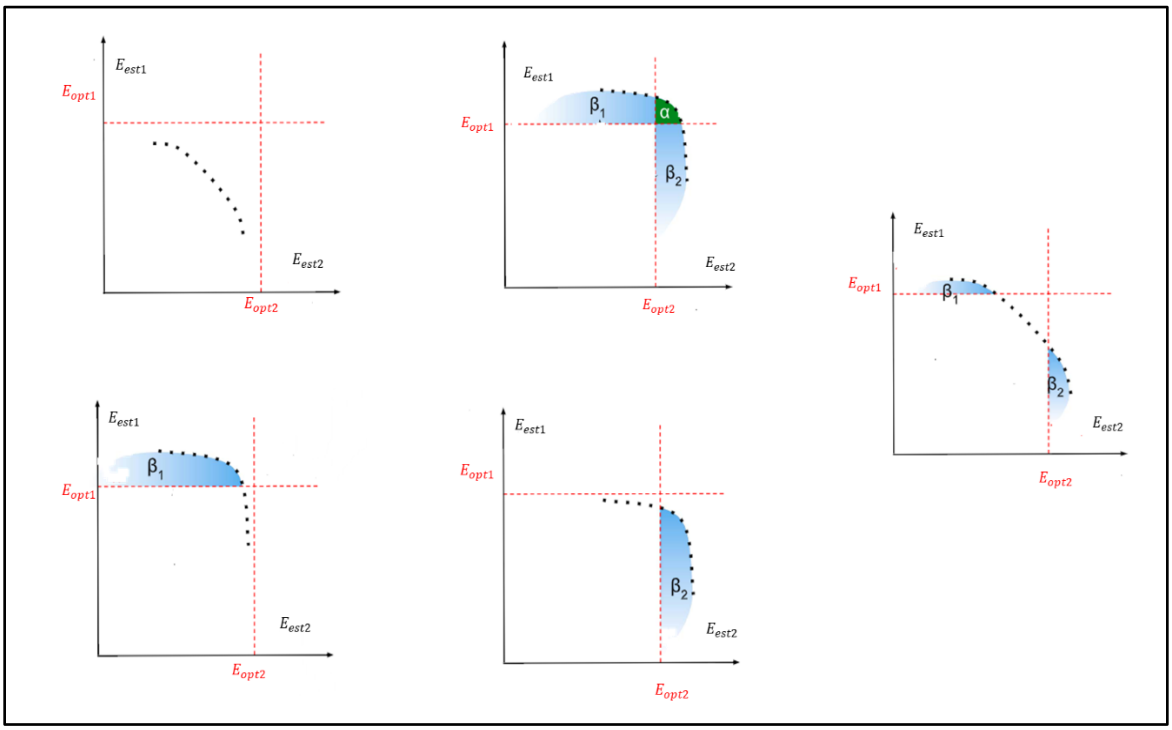


Figura 5. Casos posibles donde se optimiza un objetivo. Donde se optimizan ambos y una zona común para ambos. Donde se optimizan ambos pero no una zona común y finalmente donde ninguno se optimiza (Fowler et al., 2016).

La única restricción para la generación de las funciones objetivo es que compartan el mismo espacio de parámetros.

5. RESULTADOS

Se muestran los resultados de las calibraciones en la Figura 6. Los periodos de calibración considerados comprenden los años hidrológicos de 2017 a 2021 para Pucón en Quelhue y de 2013 a 2017 para Toltén en Villarrica.

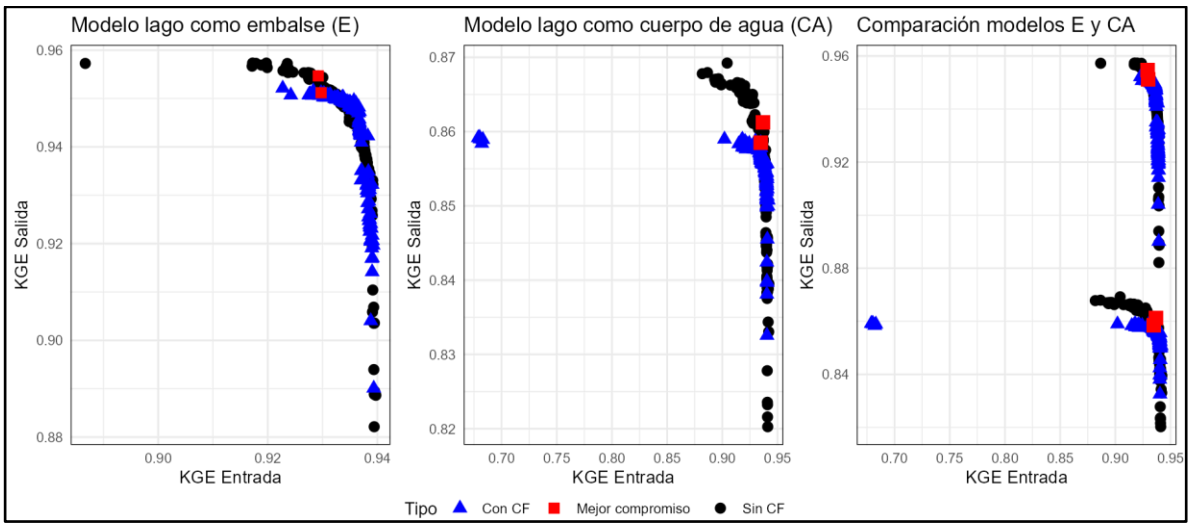


Figura 6. Frentes óptimos obtenidos para modelo lago como embalse (E) y modelo lago como cuerpo de agua (CA). En azul la situación con corrección de forzantes y en rojo el mejor compromiso seleccionado.

Para verificar los modelos obtenidos, se muestra la solución en rojo como el mejor compromiso. En la Tabla 1 y Tabla 2 se muestran los KGE de las soluciones seleccionadas para cada modelo y los periodos considerados en calibración y evaluación, respectivamente. Notar que solo se seleccionó una de las soluciones que maximizará el rendimiento de ambos objetivos. Para un análisis más riguroso se recomienda algún criterio matemático generalizable para *n* objetivos para la selección de la mejor solución.

Cabe destacar también que todas las soluciones consiguen KGE en validación similares a los mostrados en la Tabla 1 para el modelo E y CA en la salida.

Tabla 1. KGE para funciones objetivo de salida y entrada en calibración y evaluación para soluciones de compromiso seleccionadas en rojo en Figura 6.

Modelo	FO	Calibración	Validación
E	Entrada	0,928	-
	Salida	0,956	0,953
CA	Entrada	0,937	-
	Salida	0,861	0,840

Tabla 2. Periodos de calibración y evaluación en años hidrológicos del 1 de abril al 31 de marzo del año siguiente. Para la entrada solo hay disponibles 4 años hidrológicos (2017 - 2021).

Modelo	FO	Calibración	Validación
E	Entrada	2017- 2021	-
	Salida	2013 - 2017	1990 - 2013
CA	Entrada	2017- 2021	-
	Salida	2013 - 2017	1990 - 2013

En la Figura 7 y Figura 8 es posible observar la estacionalidad y curva de duración para ambos modelos y situación con y sin CF. En la Figura 7 para el modelo CA es posible notar tanto en la estacionalidad como en la curva de duración una sobreestimación de los caudales consistente en todas las soluciones encontradas.

En el caso del modelo E, en la Figura 8, no se observa esta sobreestimación y se muestra un buen ajuste en la estacionalidad y duración para todas las soluciones encontradas. Notar que para ambos modelos E y CA, el mejor óptimo de compromiso (rojo oscuro o verde oscuro) es la solución que mejor se ajusta a los valores observados. Por último, es posible notar que las soluciones para la situación con CF se encuentran contenidas en la variabilidad de caudales simulados por las soluciones sin CF.

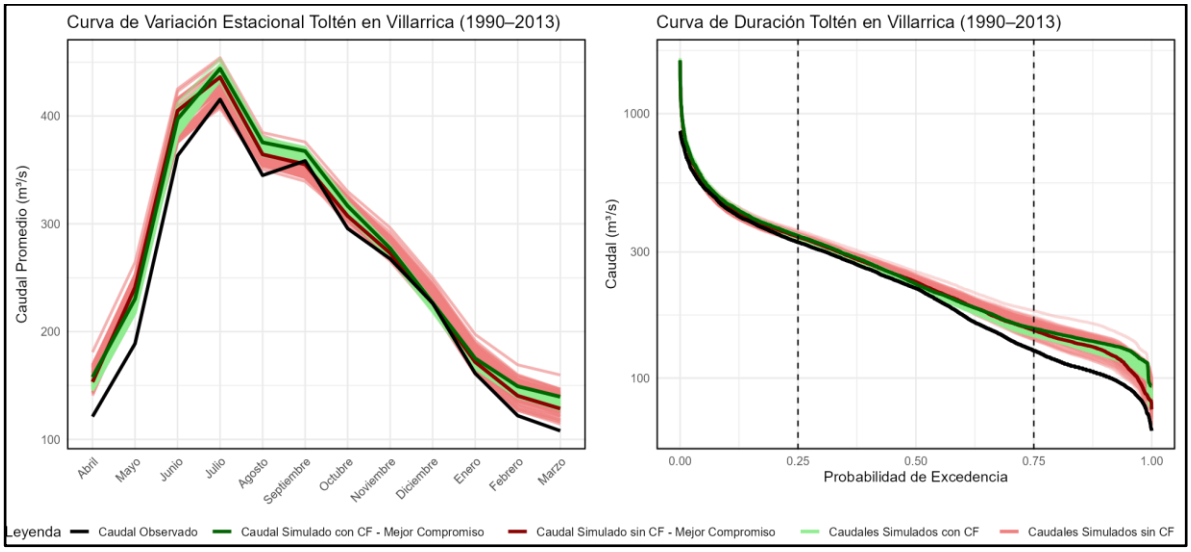


Figura 7. Curva de Variación Estacional (panel izq.) y curva de duración (panel der.) para el modelo CA en periodo de validación para los caudales simulados y observados en Toltén en Villarrica.

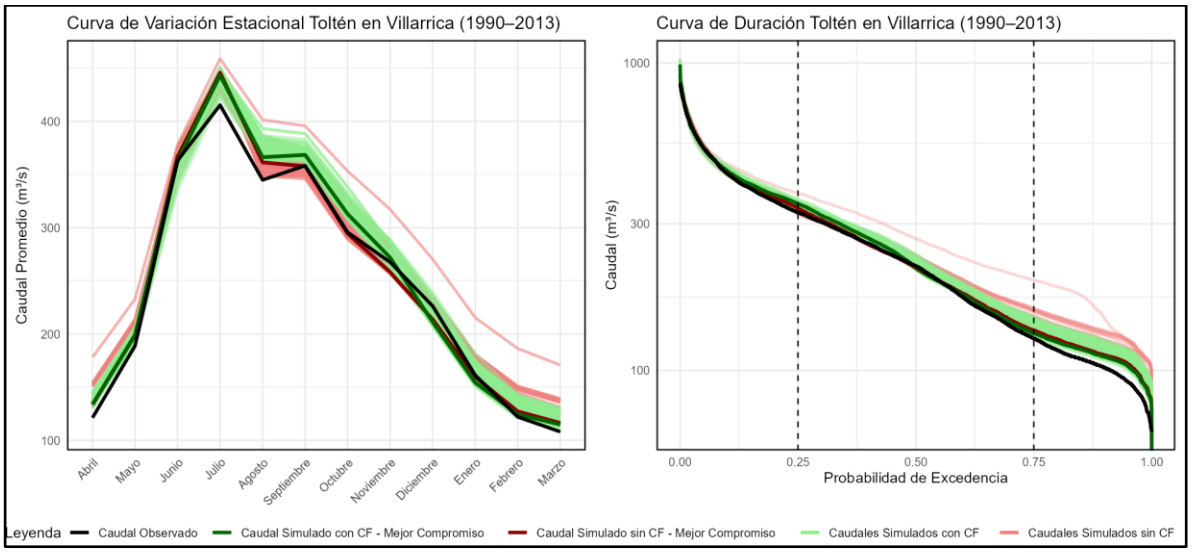


Figura 8. Curva de Variación Estacional (panel izq.) y curva de duración (panel der.) para el modelo E en periodo de validación para los caudales simulados y observados en Toltén en Villarrica.

La Figura 9 presenta los niveles y volúmenes simulados. En esta figura se muestra la estacionalidad de estas variables para el periodo de años hidrológicos con información de niveles disponibles.

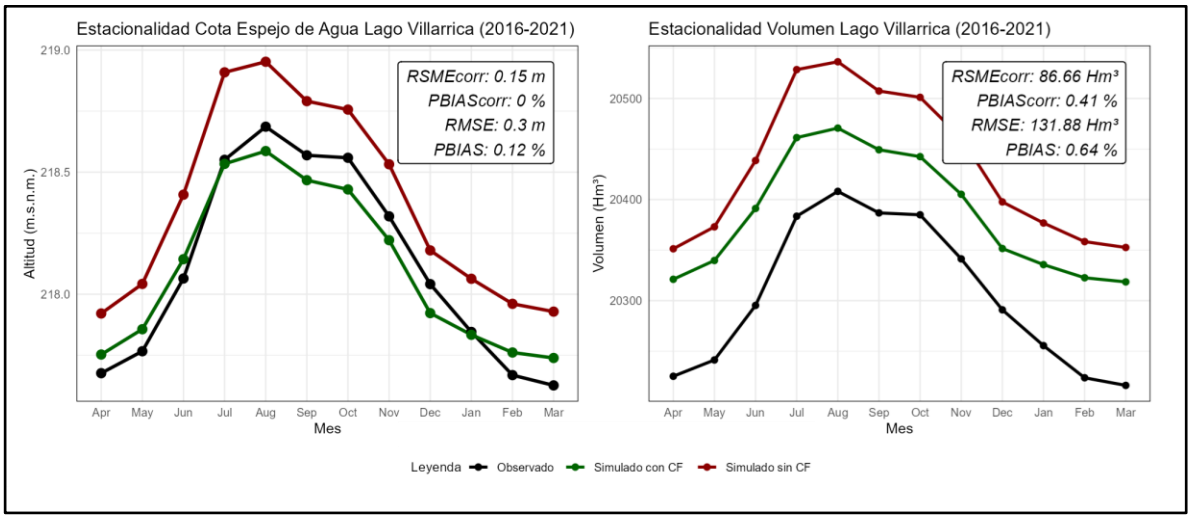


Figura 9. Estacionalidad de la cota de espejo de agua y volúmenes simulados y observados. Se muestra la mejor solución de los frentes óptimos con y sin CF para el modelo E.

Se observa que la situación con CF representa una mejora para los niveles y volúmenes simulados. Sin embargo, ambas situaciones obtienen buenos RSME y PBIAS. Notar también el pequeño porcentaje de sesgo producto del gran volumen del lago en comparación con el error entre el simulado y el volumen calculado con los niveles observados.

6. CONCLUSIONES

Con la comparación de frentes obtenida es posible mostrar que el modelo E representa una mejora con respecto al modelo CA en términos del rendimiento para el objetivo de salida. Por lo tanto, para esta ZM el modelo E es una mejor elección para modelar dicho objetivo.

Notar que ambos modelos poseen la misma configuración antes de modelar el lago y no se generaron consideraciones de estrategias para modelar la entrada, que también reviste de complejidades en cuanto a los procesos hidrológicos específicos de la cuenca.

Se destacan múltiples consideraciones para la aplicación de la metodología de selección de modelos y soluciones propuesta. Estas son:

- Inclusión de períodos húmedos y secos como objetivos para obtener parámetros robustos en el tiempo (Fowler et al., 2016). Se destaca la posibilidad de que se puedan añadir a la calibración funciones objetivo en distintos periodos.
- Uso de métricas que incorporen información de variables internas simuladas. Como, por ejemplo, la métrica ESP (Dembelé, 2020) (Osorio et al., 2023). Métrica insensible al sesgo espacial que cuantifica similitud espacial de la ET o métricas para caudales bajos como en Marinao - Rivas y Zambrano-Bigiarini (2023).
- Distintas consideraciones para estrategias de modelación y forzantes climáticas, como se mostró en este trabajo.

Otra recomendación apunta a la posibilidad de incorporar más de dos objetivos, y es deseable, ya que podrían existir muchos objetivos para un mismo modelo. Sin embargo, aquí se muestra un problema de optimización de dos objetivos ya que es más simple de visualizar y comparar para dos dimensiones.

Con respecto a los modelos obtenidos, es posible mostrar que el modelo como embalse mostró mejores rendimientos en calibración y validación. Así como mejor representación de la estacionalidad y caudales bajos, para todas las soluciones encontradas, según lo mostrado en la Figura 8.

A pesar de lo anterior, ambos modelos: CA y E, obtuvieron buenos y muy buenos rendimientos para ambos períodos, respectivamente. Resultado que está fuertemente condicionado por las limitaciones de modelación y los caudales de las cuencas de cabecera como información de entrada en la modelación. Sin embargo, dados los buenos resultados del modelo GR4J en las cuencas de cabecera, según Marinao - Rivas y Zambrano-Bigiarini (2023), es posible deducir que se pueden lograr rendimientos similares a los mostrados en Figura 6 si es que se modela la cuenca en su totalidad.

Con respecto a las simplificaciones para las curvas $A(h)$, $V(h)$ y $Q(h)$ fue posible mostrar que una aproximación prismática, área constante y ecuación de vertedero para esta ZM entregó resultados bastante aceptables para el tiempo y costo que requiere la obtención de curvas y batimetría respectivamente.

Se destaca la posibilidad de simular el caudal de salida con esta estrategia (modelo E) a pesar de no tener una buena estimación de la profundidad promedio del lago. Si es que esta estimación está disponible, es posible obtener buenos rendimientos tanto en el volumen como en el nivel simulado, además del caudal de salida. Como se mostró para este lago.

En cuanto al algoritmo de calibración y el software Raven es posible destacar la eficiencia computacional y capacidad de ambos en cuanto a que se calibraron 72 parámetros para cada modelo implementado y está calibración demoró en promedio 12 hrs. Esto contrastó con el tiempo requerido de 24 hrs para 100 iteraciones de un análisis DELSA para los mismos modelos y resultó más eficiente computacionalmente calibrar que reducir el espacio de parámetros.

Este tiempo y capacidad no es posible de obtener a partir de algoritmos como Shuffled Complex Evolution (Duan et al., 1993). Se destaca también en el algoritmo NSGA II (Deb et al., 2002) la posibilidad de añadir más de dos objetivos.

En cuanto a las limitaciones de los modelos es posible advertir que el modelo GR4J es un modelo conceptual y las limitaciones de los parámetros y procesos son simplificaciones de procesos más complejos (Perrin et al. , 2003). Se destaca y es deseable en la metodología y en una calibración multiobjetivo la posibilidad de añadir modelos de base física con el fin de reducir el espacio de parámetros del modelo y asegurar la limitación física e interpretabilidad de los parámetros.

En cuanto a modelos de base física es posible advertir que si se considera una calibración multiobjetivo es posible (1) aplicar criterios de regionalización para la calibración y (2) obtener parámetros robustos en el tiempo y espacio al poder incorporar datos observados de distintos tiempos y espacios.

REFERENCIAS

Barría, P., Chadwick, C., Ocampo-Melgar, A., Galleguillos, M., Garreaud, R., Díaz-Vasconcellos, R., Rubio-Álvarez, E., y Poblete-Caballero, D. (2021). "Water management or megadrought: What caused the Chilean Aculeo Lake drying?" *Regional Environmental Change*, 21(1), 19. https://doi.org/10.1007/s10113-021-01750-w

Boisier, J. P., Alvarez-Garretón, C., Cepeda, J., Osses, A., Vásquez, N., & Rondanelli, R. (2023). "CR2MET: A high-resolution precipitation and temperature dataset for hydroclimatic research in Chile". Disponible de https://zenodo.org/records/7529682

Cáceres Hernández, J. (2023). *Incertidumbre en la estimación del hidrograma de salida en lagos usando productos satelitales* (Memoria de título). Universidad de Chile. Disponible en https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/194524

Centro de Ciencia del Clima y Resiliencia (CR2). (2020). "Datos observacionales de precipitación acumulada diaria de 1249 estaciones de todo Chile y otros países de Sudamérica, así como estaciones en la Antártica (enero 1900 – marzo 2020)". Base de datos disponible en: http://www.cr2.cl/recursos-y-publicaciones/bases-de-datos/

Craig, J. R., y Raven Development Team. (2023). *Raven users and developer's manual (Version 3.8)*. Disponible en: http://raven.uwaterloo.ca/

Craig, J. R., (2021). *GR4J adjusting X2 and X3 for subbasins*. Raven Forum. Disponible en: https://www.civil.uwaterloo.ca/raven_forum/viewtopic.php?t=799

DGA. (2017). *Actualización del Balance Hídrico Nacional, SIT N° 417*. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios y Planificación, Santiago, Chile: Realizado por Universidad de Chile y Pontificia Universidad Católica de Chile.

DGA. (2018). *Aplicación de la metodología de actualización del balance hídrico nacional en las cuencas de las macrozonas norte y centro, SIT N° 435.* Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios Planificación, Santiago, Chile: Realizado por Fundación para la Transferencia Tecnológica y Pontificia Universidad Católica de Chile.

DGA. (2019a). *Aplicación de la metodología de actualización del balance hídrico nacional en las cuencas de las macrozonas sur y parte norte de la macrozona austral, SIT N° 441*. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios y Planificación, Santiago, Chile: Realizado por Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

DGA. (2019b). *Aplicación de la metodología de actualización del balance hídrico nacional en las cuencas de la parte sur de la macrozona austral e Isla de Pascua, SIT N° 444.* Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios y Planificación, Santiago, Chile: Realizado por Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

DGA. (2022a). *Análisis de las potenciales causas del descenso del lago Caburgua. SIT N° 494*. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios y Planificación, Santiago, Chile. Realizado por: Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile.

DGA. (2022b). *Homologación del cálculo hidrológico para la estimación de la oferta natural de agua histórica y futura en Chile. SIT N° 524*. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios y Planificación. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios y Planificación, Santiago, Chile: Elaborado por Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

DGA. (2024). *Mapoteca Dirección General de Aguas. Datos Abiertos.* Gobierno de Chile. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas, División de Estudios y Planificación, Santiago, Chile. Disponible en: https://datos.gob.cl/dataset/mapoteca-direccion-general-de-aguas

Duan, Q. Y., Gupta, V. K., y Sorooshian, S. (1993). "Shuffled complex evolution approach for effective and efficient global minimization". *J. Optim. Theory Appl.*, Vol. 76, pp. 501–521. https://doi.org/10.1007/BF00939380

Fowler, K., Coxon, G., Freer, J., Peel, M., Wagener, T., Western, A., y Zhang, L. (2018). "Simulating runoff under changing climatic conditions: a framework for model improvement". *Water Resources Research*. https://doi.org/10.1029/2018WR023989

Mai, J., Shen, H., Tolson, B. A., Gaborit, É., Arsenault, R., Craig, J. R., Fortin, V., Fry, L. M., Gauch, M., Klotz, D., Kratzert, F., O'Brien, N., Princz, D. G., Rasiya Koya, S., Roy,

T., Seglenieks, F., Shrestha, N. K., Temgoua, A. G. T., Vionnet, V., y Waddell, J. W. (2022). "The Great Lakes Runoff Intercomparison Project Phase 4: the Great Lakes (GRIP-GL)". *Hydrology and Earth System Sciences*, 26, pp. 3537–3572. https://doi.org/10.5194/hess-26-3537-2022

Meruane, C. (2005). *El efecto del viento Puelche sobre la hidrodinámica y calidad de aguas del lago Villarrica*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

Muñoz-Castro, E., y Mendoza, P. A. (2021). *Identificabilidad de parámetros en modelos hidrológicos GR4J: ¿Somos consistentes?* Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Advanced Mining Technology Center (AMTC).

NASA JPL. (2013)**.** *Misión de Topografía Radar del Transbordador Espacial de la NASA, 3 arcosegundos.* Centro de Archivo Activo Distribuido de Procesos Terrestres de la NASA. https://doi.org/10.5067/MEASURES/SRTM/SRTMGL3.003

Perrin, C., Michel, C., y Andréassian, V. (2003). "Improvement of a parsimonious model for streamflow simulation". *Journal of Hydrology*, Vol. 279, pp. 275–289.

Rivas, F. A. (2025). *Análisis de los métodos de estimación de procesos en el contexto del balance hídrico de una cuenca lacustre: Uso de la plataforma Raven para el Lago Villarrica.* Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

U.S. Army Corps of Engineers. (2016). *HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic Reference Manual (Version 5.0).* Hydrologic Engineering Center.

Valéry, A., Andréassian, V., y Perrin, C. (2014). "'As simple as possible but not simpler': what is useful in a temperature-based snow-accounting routine? Part 1 - Comparison of six snow accounting routines on 380 catchments". *Journal of Hydrology*. http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2014.04.059

ACERCA DE LOS AUTORES

Felipe Rivas Lizana es ingeniero civil hidráulico de la Universidad de Chile titulado en septiembre del 2025. Sus principales intereses de investigación son la modelación hidrológica, hidráulica y estadística. Puedes encontrar los modelos y códigos de la calibración multiobjetivo en https://github.com/FelipeRivas5492.

Eduardo Rubio Álvarez es MSc, Ing. civil hidráulico de la Universidad de Chile. Tiene más de 12 años de experiencia, fue socio fundador de la empresa Eridanus y actualmente trabaja en Hidromas. Sus intereses son la modelación hidrológica-operacional, el impacto del cambio climático en recursos hídricos y la docencia de pre y postgrado en hidrología.

DISTRIBUCIONES DE PRECIPITACIÓN EXTREMA EN UN CONTEXTO DE CAMBIO CLIMÁTICO – RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO HIDROLÓGICO EN CHILE

TOMÁS I. GÓMEZ[1]
EDUARDO MUÑOZ-CASTRO[2, 3, 4, 5]
XIMENA VARGAS[2, 6]
[1] Meteodata Ltda, Santiago, Chile
[2] Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile
[3] WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF, Davos Dorf, Switzerland
[4] Climate Change, Extremes and Natural Hazards in Alpine Regions Research Center CERC, Davos Dorf, Switzerland
[5]Institute for Atmospheric and Climate Science, ETH Zurich, Zurich, Switzerland
[6] IECOM Ltda, Santiago, Chile.

RESUMEN

El cambio climático representa un desafío para la seguridad y planificación de la infraestructura hidráulica, debido a su posible impacto en la magnitud, frecuencia y distribución temporal de las precipitaciones extremas. Este estudio analiza dichos efectos en Chile utilizando registros observados y proyecciones de 28 Modelos de Circulación General (GCM) del CMIP6 bajo los escenarios SSP2-4.5, SSP3-7.0 y SSP5-8.5. Se construyó una base de datos tri-horaria de tormentas extremas de 24 horas, clasificadas en cuatro tipos según la concentración temporal de la lluvia, con el fin de evaluar posibles cambios en la estructura de los eventos de diseño hidrológico.

La metodología desarrolla curvas de distribución de precipitaciones a nivel de macro zona, realizando una homologación espacio-temporal entre las observaciones y las simulaciones de los GCM, usando el 25% de tormentas de mayor magnitud de cada base de datos. Posteriormente, se realiza una evaluación de la representatividad de las curvas simuladas respecto a las observadas mediante el índice de eficiencia Kling-Gupta (KGE). Habiendose validado el periodo histórico, se analizaron proyecciones por región y escenario para distintos intervalos de 30 años, cubriendo el periodo 2031–2100, evaluando cambios en frecuencia, intensidad y temporalidad de los eventos extremos.

Los resultados muestran que, en la mayoría de los casos, las distribuciones futuras no difieren significativamente de las históricas, lo que respalda el uso de registros pasados como referencia de diseño. No obstante, se identifican tendencias regionales relevantes, como aumentos proyectados de las precipitaciones máximas diarias en el Norte Grande y Patagonia Sur, y reducciones en el centro y sur del país, lo que enfatiza la necesidad de enfoques regionalizados en el diseño hidrológico bajo escenarios de cambio climático.
.

1 INTRODUCCIÓN

Los cambios en el clima producto de su variabilidad natural y de origen antrópico puede traer consigo diferentes impactos en, por ejemplo, la infraestructura (Erpicum et al, 2019), economía (Raihan et al, 2023), agricultura (Bibi et al, 2023), salud (Ebi et al, 2021), ecosistemas (Prakash et al, 2021), entre otros. Estos impactos se pueden propagar a través de diferentes escalas espaciales (i.e., local, regional, global) y temporales (i.e., corto y largo plazo). Diferentes estudios proyectan un aumento de temperaturas e intensidades de precipitación, mayor recurrencia y persistencia de sequías meteorológicas, entre otros fenómenos (e.g., Bambach et al., 2021; Pica-Téllez et al., 2020; Trenberth, 2011; Vásquez et al., 2025), aumentando la amenaza asociada a eventos hidrometeorológicos extremos, fenómeno al cual la literatura denomina intensificación del ciclo hidrológico. Más aún, la posibilidad de que diferentes eventos hidrometeorológicos extremos como, por ejemplo, olas de calor, incendios, crecidas, entre otros, ocurran de manera simultánea en términos espaciales y/o temporales (i.e., eventos conjuntos; Bevacqua et al., 2021; Zscheischler et al., 2020) o cambios repentinos entre condiciones secas y húmedas, referidos en la literatura como volatilidad hidroclimática (Swain et al., 2025) o hidrológica cuando se refiere a sequías y crecidas (Hammond et al., 2025), suponen un desafío adicional al diseño hidrológico actual. Esto resalta la necesidad de comprender los efectos del cambio climático en la seguridad de la infraestructura hidráulica.

En Chile se han desarrollado esfuerzos para integrar la variable cambio climático en la evaluación ambiental de proyectos (SEA, 2023a, 2023b). A nivel internacional, la industria minera, por ejemplo, tras la tragedia de Brumadinho (Lumbroso et al., 2021) elevó sus estándares exigiendo su incorporación en el diseño y gestión de depósitos de relaves, especialmente en planes de cierre y evaluación de riesgos (Global Tailings Review, 2020; Hudson-Edwards et al., 2024). No obstante, a nivel nacional la manera de incorporarlo en el diseño se plantea de forma general, quedando en gran medida en manos de las propuestas metodológicas de los consultores. Además, los documentos disponibles que abordan el cambio climático no se refieren directamente al diseño hidrológico, y las guías oficiales de diseño (MOP, 2024; DGA, 1995) aún no lo contemplan. En este contexto, el PNUD (2025) elaboró recomendaciones metodológicas para obras hidráulicas, entregando lineamientos sobre análisis de eventos extremos, estimación de precipitaciones representativas, métodos para calcular crecidas (análisis regional, hidrograma unitario, modelación hidrológica) y cuantificación de incertidumbre en un escenario de clima cambiante. Sin embargo, dichas recomendaciones se enmarcan en las condiciones y documentos locales que, de manera implícita, establecen un marco normativo restrictivo para el diseño hidrológico.

La incorporación del cambio climático se puede realizar, en términos generales, a través de enfoques heurísticos, proyección de tendencias históricas, y proyecciones basadas en modelos de clima global (Wasko et al., 2021). Estas proyecciones se centran, principalmente, en las intensidades o magnitudes, dejando de lado cambios en la distribución temporal de variables clave como, por ejemplo, la precipitación. Si bien algunos autores han resaltado que las distribuciones de precipitación de diseño podrían cambiar en un contexto de cambio climático (e.g., PNUD, 2025; Muñoz-Castro et al., 2024), según nuestro conocimiento, a la fecha no se cuenta con estudios que evalúen y cuantifiquen estos cambios y sus impactos en

el diseño hidrológico y que entreguen herramientas prácticas con las que abordar este aspecto.

El presente estudio tiene por objetivo cuantificar los potenciales cambios en las distribuciones subdiarias de precipitaciones extremas, orientadas al diseño hidrológico, en un contexto de clima cambiante. Para ello, se desarrolla, en base a las proyecciones de los Modelos de Circulación General (GCM por sus siglas en inglés) una base de datos de distribuciones temporales a escala tri-horaria de eventos de precipitación bajo un contexto de cambio climático, con un enfoque en los eventos más extremos, con el fin de proveer herramientas para evaluar condiciones de riesgo a escalas temporales menores que diaria. Para facilitar su transferencia y promover su uso, la base de datos generada en el contexto de la presente investigación puede ser descargada de manera libre y gratuita a través de la plataforma Zenodo (Muñoz-Castro et al., 2025; https://doi.org/10.5281/zenodo.14888350).

2 ZONA DE ESTUDIO Y BASES DE DATOS

La zona de estudio corresponde a Chile continental, abarcando desde la Región de Parinacota hasta la Región de Magallanes en el extremo sur. Para facilitar el análisis, se realiza una división en seis macrozonas (MZ; ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) de manera coherente a la división realizada en Álvarez-Garretón et al (2018), orientada a agrupar áreas que comparten ciertos atributos hidro-climáticos.

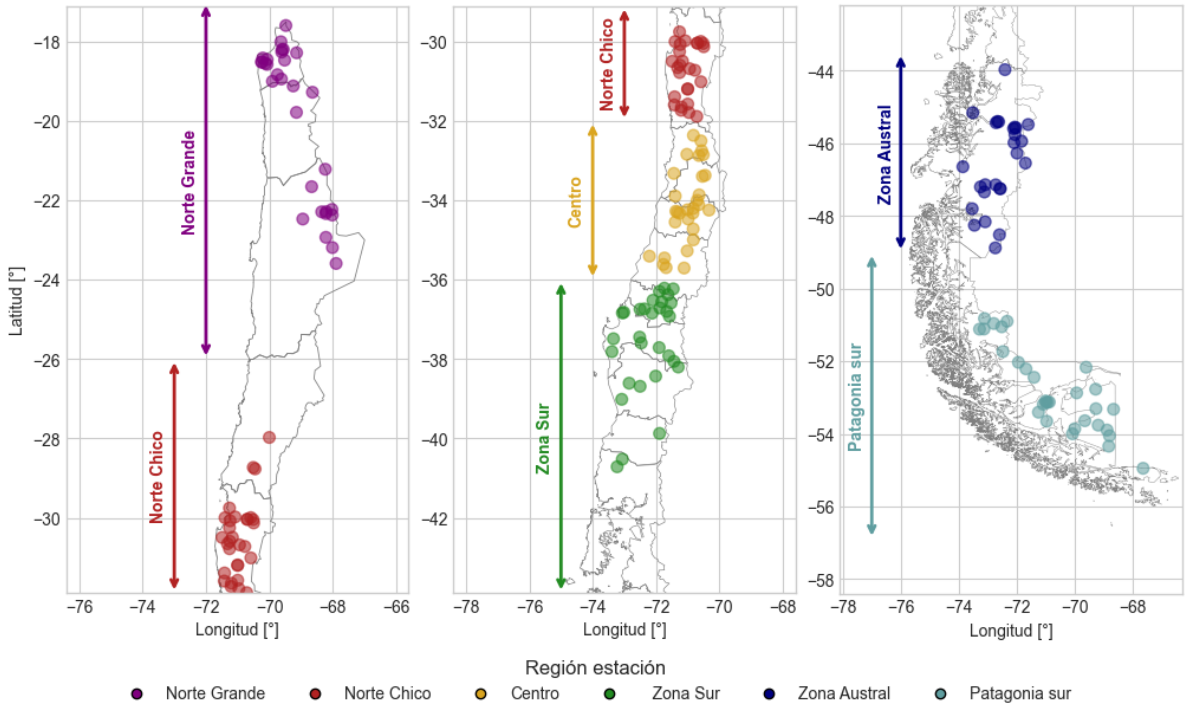


Figura 1. Ubicación geográfica de las 180 estaciones meteorológicas utilizadas para la verificación de los MCG en las macrozonas Norte Grande, Norte Chico, Centro, Zona Sur, Zona Austral y Patagonia, utilizándose 30 estaciones por cada zona.

2.1 Observaciones in-situ

Se utiliza la base de datos VISMET (https://vismet.cr2.cl/), la cual compila registros horarios de precipitaciones desde aproximadamente el año 2000 de estaciones administradas por diversas instituciones nacionales. Para representar la variabilidad espacial del clima, se subdivide según lo descrito previamente, seleccionando 30 estaciones por zona. La elección priorizó estaciones que contaran con la mayor cantidad de observaciones disponibles. La **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra la distribución geográfica de las estaciones utilizadas en este estudio. El detalle de cada estación se puede encontrar en la base de datos generada en el contexto de este estudio (Muñoz-Castro et al., 2025).

2.2 Proyecciones derivadas de modelos de cambio climático

Para evaluar los efectos del cambio climático en las precipitaciones extremas se emplearon proyecciones de Modelos de Circulación General (GCM) del *Coupled Model Intercomparison Project* fase 6 (CMIP6). Esta iniciativa internacional coordina simulaciones climáticas bajo trayectorias socioeconómicas compartidas (SSP), definidas según el forzante radiativo proyectado al año 2100. En este estudio se consideraron los escenarios SSP2-4.5, SSP3-7.0 y SSP5-8.5, representativos de condiciones intermedias, altas y muy altas de emisiones, respectivamente.

En el presente estudio, se utilizan datos de precipitación en superficie, con frecuencia tri-horaria, para los tres escenarios, obtenidos desde 28 GCM (Tabla 1). Durante la descarga de datos se notó que los modelos HadGEM3-GC31-LL, KIOST-ESM y NESM3 no contaban con datos para SSP3-7.0, mientras que el modelo MPI-ESM1-2-H no contaba con información para el escenario SSP5-8.5 al momento del desarrollo de este trabajo. Sin embargo, se optó por mantener estos modelos por el aporte que realizan en el caso de los otros dos escenarios, los que son comúnmente sugeridos en la evaluación del impacto del cambio climático (en particular, SSP2-4.5 y SSP5-8.5).

Tabla 1. GCM utilizados en este estudio y sus respectivas resoluciones espaciales de cálculo.

ID	GCM	Resolución		ID	GCM	Resolución	
		Lat [°]	Lon [°]			Lat [°]	Lon [°]
1	ACCESS-CM2	1,25	1,88	15	GISS-E2-1-G	2,00	2,50
2	AWI-CM-1-1-MR	0,94	0,94	16	HadGEM3-GC31-LL	1,25	1,88
3	BCC-CSM2-MR	1,12	1,13	17	IPSL-CM6A-LR	1,27	2,50
4	CMCC-CM2-SR5	0,94	1,25	18	KACE-1-0-G	1,25	1,88
5	CMCC-ESM2	0,94	1,25	19	KIOST-ESM	1,88	1,88
6	CNRM-CM6-1	1,40	1,41	20	MIROC-ES2H	1,40	1,41
7	CNRM-CM6-1-HR	0,50	0,50	21	MIROC-ES2L	2,79	2,81
8	CNRM-ESM2-1	1,40	1,41	22	MIROC6	1,40	1,41
9	CanESM5	2,79	2,81	23	MPI-ESM1-2-HR	0,94	0,94
10	CanESM5-1	2,79	2,81	24	MPI-ESM1-2-LR	1,87	1,88
11	EC-Earth3	0,70	0,70	25	MRI-ESM2-0	1,12	1,13
12	EC-Earth3-Veg	0,70	0,70	26	NESM3	1,87	1,88
13	FGOALS-g3	2,03	2,00	27	NorESM2-MM	0,94	1,25
14	GFDL-ESM4	1,00	1,25	28	TaiESM1	0,94	1,25

3 METODOLOGÍA

El análisis de los potenciales cambios en la distribución de las precipitaciones extremas orientadas al diseño hidrológico como consecuencia del cambio climático no es directo. Esto pues se requiere, de manera previa, homologar escalas espacio temporales entre observaciones-GCM, identificar tormentas extremas, evaluar la capacidad de los GCM para capturar estadísticamente los registros locales, entre otros. Así, la metodología propuesta considera seis pasos secuenciales:

1) **Preprocesamiento de los registros observados y GCM:** Se homologa la resolución temporal de la base de datos de VISMET respecto al paso de tiempo de los GCM, agregando a nivel tri horario las series horarias de precipitación. Para homologar escalas espaciales (ver Tabla 1), cada GCM es interpolado linealmente a la ubicación de las estaciones de evaluación (Figura 1), obteniéndose series tri-horarias futuras en cada estación.
2) **Identificación de tormentas:** Se identifican los eventos de tormenta de 24 horas en cada serie de datos (i.e., observaciones y GCM). Se identifican como un evento de tormenta todo periodo donde se han registrado precipitaciones en al menos dos periodos. Una vez definido temporalmente la tormenta, se considera la subserie de 24 horas que entrega el máximo valor acumulado. El proceso se repite a lo largo de la serie de tiempo disponible para el análisis. Se considera que la tormenta comienza en el primer periodo que tuvo precipitación.

3) **Selección de tormentas extremas:** Dado que el objetivo es proveer distribuciones para obras hidráulicas en contextos extremos, se mantuvieron solo el 25% de las tormentas de mayor magnitud, tanto en las estaciones como en las proyecciones de GCM. Esto aplica tanto para el periodo histórico como para los periodos de proyecciones.

4) **Definición de tormentas de diseño:** Las tormentas, tanto observadas como simuladas, son agrupadas en cuatro tipos, según lo propuesto en Huff (1967), donde se clasifican según donde se concentre la mayor fracción de la precipitación total. Así, en la distribución Tipo I, la mayor fracción de precipitación se concentrará en el primer cuarto de la duración total (e.g., primeras 6 hrs en una tormenta de 24 hrs), en la Tipo II en el segundo cuarto (e.g., 7-12 hrs desde que inicia una tormenta de 24 hrs), Tipo III en el tercer cuarto (e.g., 13-18 hrs desde que inicia una tormenta de 24 hrs), y Tipo IV en el último bloque (e.g., 19-24 hrs desde que inicia una tormenta de 24 hrs).

5) **Evaluación de GCM en el periodo histórico:** Se evalúa la capacidad de los GCM para reproducir las tormentas de diseño tri-horaria obtenidas a partir de las observaciones en la zona de estudio. El conjunto de eventos de tormentas de cada tipo (i.e., Tipo I, II, III, o IV), se evalúa mediante comparaciones adimensionales de la relación entre las curvas de acumulación de observaciones y GCM. Para ello, se utiliza come métrica la eficiencia de Kling-Gupta (KGE, Gupta et al., 2009). Se considera que un GCM representa adecuadamente la climatología de las observaciones si es que su valor de KGE es mayor al de la referencia (*benchmark*) definido para el tipo de tormenta. Dicha referencia, se define a partir de la comparación entre las distribuciones de precipitación regionales propuestas por Muñoz-Castro et al. (2025), derivadas a partir de las distribuciones horarias de ERA5 y aplicando una metodología similar a la del presente estudio, y los registros en cada estación. En consecuencia, un GCM es identificado como representativo si KGE* es mayor que 0, donde KGE* se define como:

$$\mathrm{KGE}^{*} = \frac{\mathrm{KGE}_{\mathrm{GCM}} - (\mathrm{KGE}_{\mathrm{Referencia}} - 0{,}25 \times |\mathrm{KGE}_{\mathrm{Referencia}}|)}{1 - (\mathrm{KGE}_{\mathrm{Referencia}} - 0{,}25 \times |\mathrm{KGE}_{\mathrm{Referencia}}|)} \qquad (1)$$

6) **Análisis de proyecciones:** utilizando el periodo histórico de cada GCM validado como referencia, se analizan los cambios proyectados por macrozona. Para ello, se analizan cambios en la recurrencia de los tipo de tormenta, la intensidad media normalizada por bloques de mayor fracción de precipitación acumulada y diaria, así como cambios en la distribución temporal misma.

4 RESULTADOS

4.1 Representatividad de distribuciones de precipitación modeladas por GCMs

Las curvas obtenidas, tanto las medias como las envolventes de cada tipo, son evaluadas respecto a las curvas de observaciones planteadas en Muñoz et al (2025), habiéndose agregado a zonas geográficas equivalentes a las planteadas en este trabajo. La comparación de estas dos fuentes (observaciones/curvas obtenidas desde el reanálisis ERA5) entrega un valor de KGE referencial sobre el que se pueden comparar las curvas históricas estimadas en función de los datos históricos de los GCM, mediante la ecuación (1). Cabe destacar que cada valor de KGE fue calculado comparando las 12 curvas, con los valores de proporción de precipitación absoluta y no acumuladas para evitar sesgos en el término de correlación del KGE. Esta fórmula se interpreta de forma tal que, con un valor de > 0, el GCM evaluado tiene un desempeño equivalente, al menos, al 75% del rendimiento obtenido comparando ambas fuentes de curvas observadas. El valor de KGE* se obtiene para cada región, GCM y tipo de curva, y los resultados de esto se muestran en el diagrama de cajas de la Figura 2.

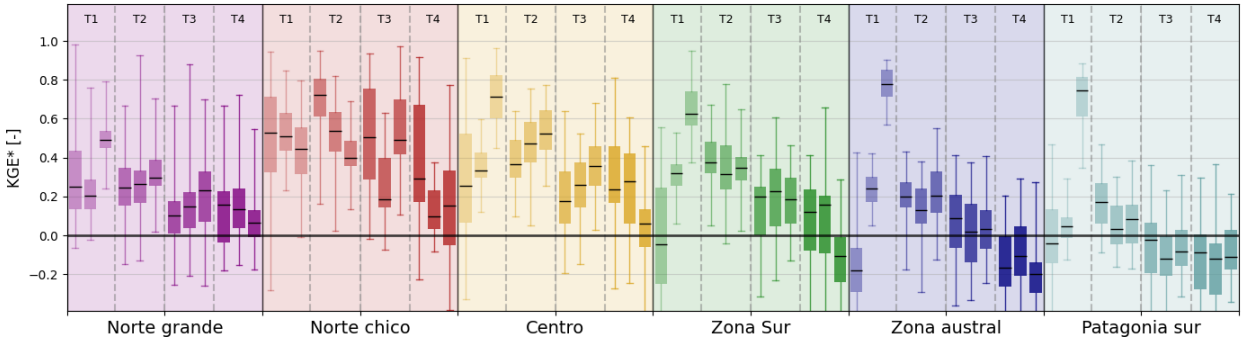


Figura 2. Valores de KGE para cada GCM agrupado por tipo de distribución de precipitación, comparando observaciones con las curvas derivadas de los datos históricos de los GCM.

De la Figura 2 se identifica que existen diferencias en el desempeño tanto por región como por tipo de curva: las zonas más septentrionales presentan, a modo general, un mejor desempeño que las más australes, siendo la zona del Norte Chico la que presenta un mejor desempeño, incluso considerando todos sus tipos de curvas, destacándose también la zona Centro y, en menor grado las zonas del Norte Grande y la Zona Sur. Solo casos particulares, como parte de las tormentas de tipo1 y las de tipo 4 en la Zona Austral, y las curvas tipo 3 y 4 en la Patagonia Sur tienen desempeños inferiores al valor referencial en el rango inter-cuartil y tienen, por tanto, una mayor incertidumbre.

La Figura 3 muestra una comparación de las curvas estimadas en base a las observaciones y el promedio de las curvas de los GCM para las zonas Norte Grande, Centro y Zona Sur (considerando que la mayor parte de la población y actividades económicas se concentran en estas regiones). Gráficamente, es posible observar cómo, aquellas zonas y tipos de curva con mejor desempeño (zona Centro, tipo 1) presentan un mejor ajuste mientras que en otros casos se tienen mayores diferencias (zona Sur, tipo 4).

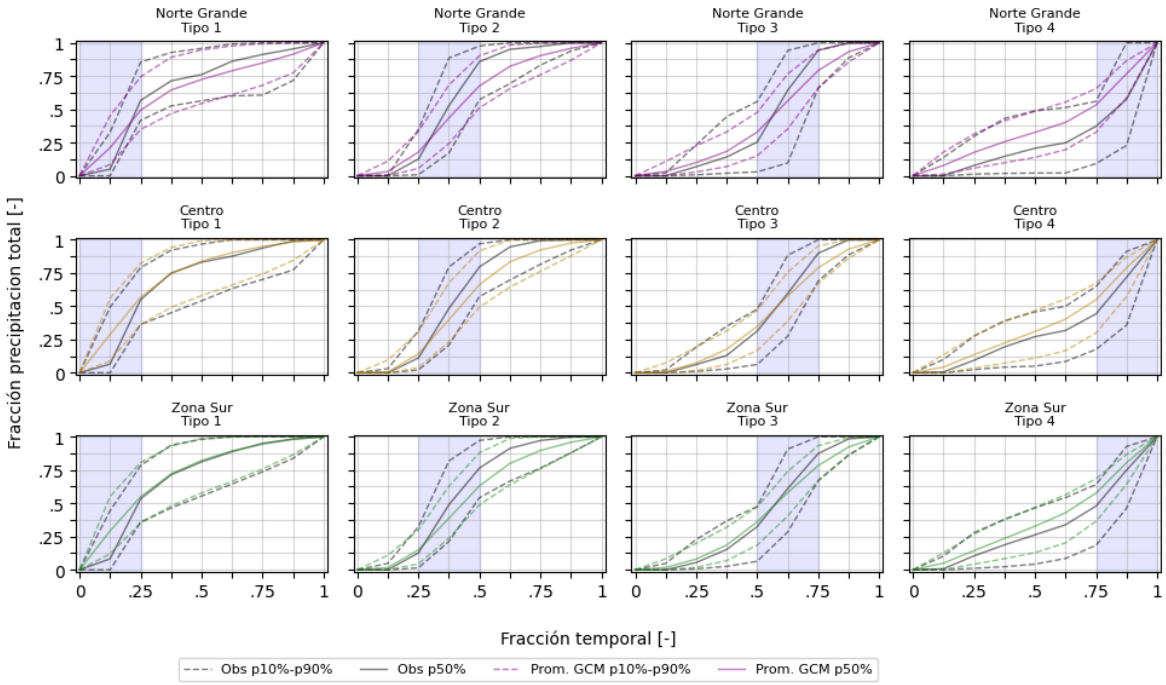


Figura 3. Distribuciones de precipitaciones observadas y calculadas de las tormentas de las zonas Norte Grande (paneles a la izquierda), zona Centro (paneles centrales) y Patagonia Sur (paneles a la derecha), agrupadas por tipo de tormenta (tipo I en fila superior, descendiendo hasta la distribución tipo IV en fila inferior).

4.2 Análisis de proyecciones

Una vez validado el periodo histórico, se procedió al cálculo de las curvas proyectadas. Para ello se generaron curvas correspondientes a periodos de 30 años, iniciando en 2031–2060 y avanzando en intervalos de 10 años. El detalle de las curvas para cada región, GCM y su promedio general se encuentra disponible en el Anexo Digital 1, accesible a través del portal Zenodo, y constituye el principal resultado de este trabajo. No obstante, a modo referencial, se presentan a continuación algunos análisis generales de las proyecciones de distribución de precipitación, destacando los cambios más relevantes esperables en los distintos periodos futuros.

4.2.1 Cambios en las distribuciones de precipitaciones, ¿son significativas?

Las diferencias entre curvas históricas y futuras se evaluaron mediante la distancia de Wasserstein promedio (W1global). Su significancia se determinó con una prueba de permutación emparejada (5000 permutaciones), basada en el área firmada entre curvas y su promedio, calculando el valor p como la proporción de permutaciones que superaron el estadístico observado.

La Tabla 2 muestra, por zona y escenario, los periodos en que las curvas difieren significativamente del histórico. En general, no se observa un patrón claro asociado a modelos o escenarios. Solo diez GCM presentan al menos una combinación región-escenario

con diferencias significativas, y únicamente tres modelos exhiben más de un caso donde todas las curvas futuras difieren del periodo base. En consecuencia, los casos con cambios relevantes son escasos, lo que sugiere que, en términos generales, las distribuciones históricas de precipitación pueden utilizarse para estudios futuros sin mayores implicancias. Es importante destacar que esto no implica que los montos de precipitación, e.g., diarios, permanezcan constantes en el futuro, lo cual ya ha sido refutado en otros estudios (e.g., PNUD, 2025; Bambach et al., 2021) y será retomado más adelante, sólo que su distribución sub-diaria puede suponerse extrapolable a diferentes subperiodos futuros.

4.2.2 Cambios en frecuencias de tipos de eventos

La Figura 4 muestra la evolución de la proporción proyectada de tipos de eventos por periodo, región y escenario. En todas las zonas se observan cambios consistentes entre escenarios, pero con patrones diferenciados geográficamente. En el Norte Grande predominan aumentos de eventos tipo 4 y descensos de los tipos 1 y 2; en el Norte Chico y la Zona Sur se incrementan los tipos 2 y 4 en detrimento de otros; en la región Centro disminuyen los tipos 1 y 4; en la Zona Austral aumentan los tipos 1 y 3; y en la Patagonia Sur se proyecta un incremento de los tipos 3 y 4 junto con descensos de los tipos 1 y 2.

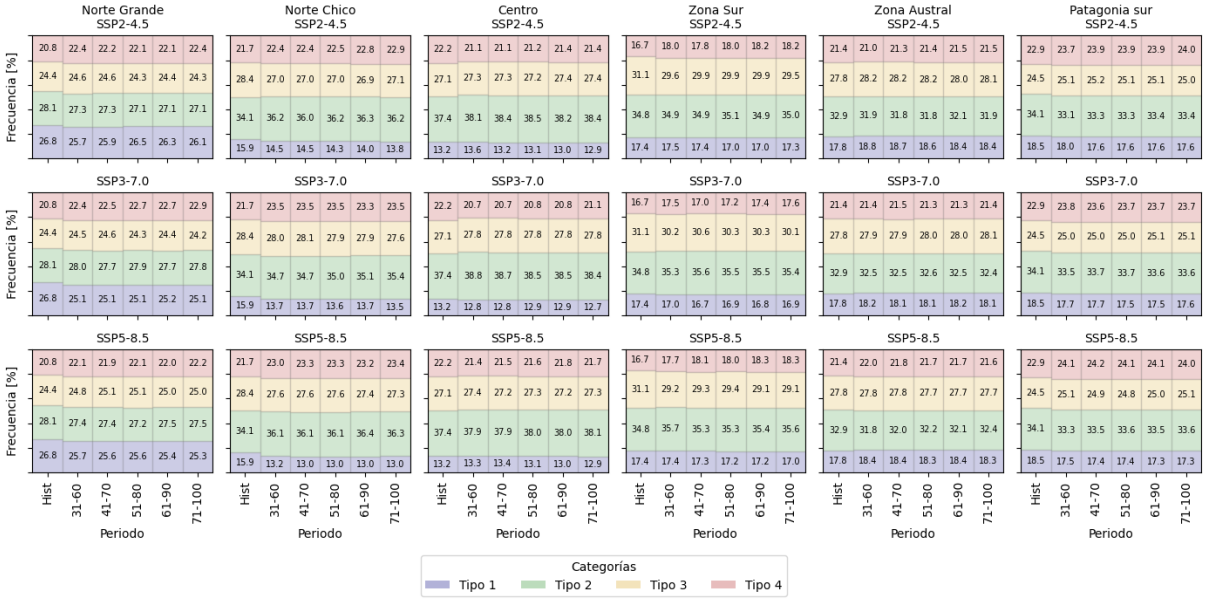


Figura 4. Evolución de la proporción de tipos de eventos, agrupado por región y escenario.

Tabla 2. Cantidad de periodos por zona que tienen una distribución estadística estadísticamente distinta al periodo de línea base, evaluado según la metodología propuesta usando la distancia de Wasserstein. Los colores de cada cuadro representan cuantos periodos representan diferencias estadísticamente significativas respecto al periodo histórico de referencia.

GCM	SSP2-4.5						SSP3-7.0						SSP5-8.5					
	NG	NC	C	ZS	ZA	PS	NG	NC	C	ZS	ZA	PS	NG	NC	C	ZS	ZA	PS
ACCESS-CM2	-	5	1	-	-	-	-	2	5	-	-	-	-	1	-	-	-	-
AWI-CM-1-1-MR	-	-	1	1	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BCC-CSM2-MR	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	3	-	2	-	2	-	-	-
CMCC-CM2-SR5	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
CMCC-ESM2	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
CNRM-CM6-1	-	-	-	-	-	-	2	2	2	2	-	-	1	-	4	-	-	-
CNRM-CM6-1-HR	-	5	-	4	-	-	1	1	-	3	-	1	-	5	-	1	-	-
CNRM-ESM2-1	-	-	-	-	1	-	-	1	-	-	-	1	-	1	-	1	-	-
CanESM5	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1	-	-	2	-	-	-	-	-
CanESM5-1	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EC-Earth3	4	-	-	-	-	-	5	-	-	-	-	-	3	-	-	-	-	-
EC-Earth3-Veg	-	4	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
FGOALS-g3	1	5	4	-	-	-	1	-	1	3	-	-	-	-	-	-	-	-
GFDL-ESM4	-	-	-	-	-	2	-	-	1	-	-	5	-	1	-	-	-	-
GISS-E2-1-G	-	-	3	-	-	-	1	3	-	1	-	-	-	-	-	1	-	-
HadGEM3-GC31-LL	1	1	-	-	-	-							-	-	-	1	-	-
IPSL-CM6A-LR	1	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
KACE-1-0-G	-	-	5	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
KIOST-ESM	-	-	-	-	-	-							-	-	4	-	-	-
MIROC-ES2H	-	-	-	-	3	5	-	-	3	-	2	5	-	-	-	-	-	5
MIROC-ES2L	-	-	-	3	3	3	-	-	1	-	-	2	-	-	-	-	1	-
MIROC6	5	-	-	3	-	-	4	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
MPI-ESM1-2-HR	2	4	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
MPI-ESM1-2-LR	1	-	-	-	2	-	-	-	-	-	1	-	-	1	-	2	1	-
MRI-ESM2-0	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
NESM3	1	-	-	4	5	-							-	-	1	-	1	1
NorESM2-MM	1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	-	-	3	-	-	-	-
TaiESM1	-	-	3	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3

4.2.3 Cambios en el porcentaje de precipitación concentrada por sección

La Figura 5 muestra, para cada región y escenario de emisiones, la evolución proyectada de la proporción de las precipitaciones totales que ocurren dentro del bloque temporal representativo de cada curva. Los resultados muestran diferentes tendencias, dependiendo del tipo de curva y la región, lo que dificulta una generalización de los resultados.

La zona del Norte Grande presenta una alta incertidumbre en los cambios proyectados en curvas tipo 1 y 2, variando según escenario: el escenario SSP3- 7.0 muestra tendencias a la disminución mientras que los otros dos disminuyen en un comienzo, pero tienden a recuperarse en periodos más tardíos. Las curvas tipo 3 y 4 muestran una tendencia al descenso. En las zonas de Norte Chico y Centro, independientemente del escenario, se proyectan disminuciones, más severas en el caso de las curvas tipo 1 y cada vez menores a medida que se "avanza" en el tipo de curva, siendo prácticamente neutros los cambios proyectados para las curvas de tipo 4. Las zonas desde la Zona Sur hacia el sur presentan una tendencia a la intensificación de la precipitación en los bloques temporales que definen cada curva, salvo en el caso de la curva tipo 1, donde se tiene una intensificación de la intensidad en la Zona Sur y relativamente sin cambios en el caso de las otras dos zonas.

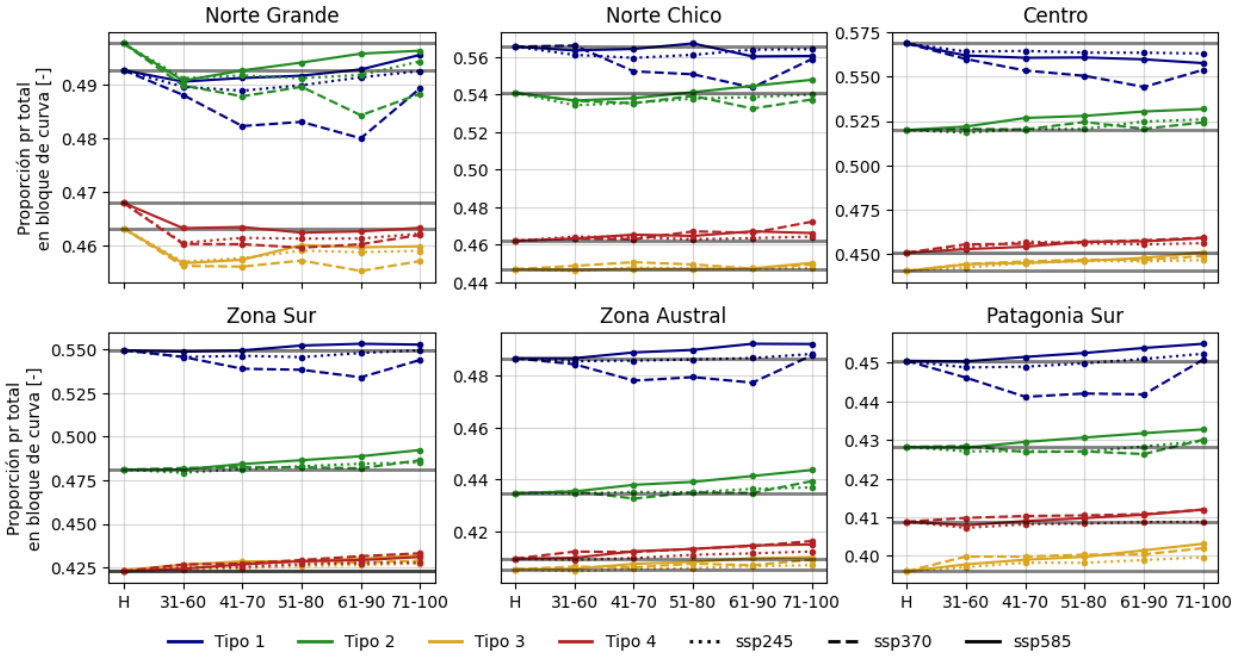


Figura 5. Evolución proyectada de la proporción promedio de precipitación que cae en el bloque representativo de cada tipo de curva, según región y escenario de proyección.

4.2.4 Proyecciones de cambios en intensidades diarias

Es posible revisar otros aspectos de las tormentas proyectadas: los cambios en distribución de tipo de eventos y cambios en magnitudes de tormenta respecto a periodo histórico. La Figura 6 muestra las variaciones en la intensidad promedio de la precipitación proyectada para cada periodo y escenario, en relación con los valores históricos de cada región. Los

resultados evidencian contrastes significativos entre zonas, y la magnitud de los cambios proyectados se intensifica a medida que los escenarios se vuelven más severos.

En el Norte Grande se proyecta un incremento en las precipitaciones máximas en 24 horas. En contraste, desde el Norte Chico hasta la Zona Austral predominan disminuciones respecto del periodo histórico, aunque dentro de un rango de variabilidad que, en determinados casos, podría dar lugar a aumentos locales. Hacia el extremo sur, la magnitud de las reducciones tiende a atenuarse. Finalmente, en la Patagonia Sur se identifica un cambio en el patrón observado: allí se proyecta una tendencia creciente en las precipitaciones, inicialmente moderada y sin significancia estadística en los periodos más próximos, pero con un incremento progresivo en los horizontes temporales más alejados. Sin embargo, independiente de la región geográfica, existe un rango de incertidumbre donde las señales pueden ser de aumento o disminución dependiendo del GCM. En consecuencia, se puede suponer que los cambios proyectados en las intensidades de precipitación horarias son independientes de la distribución intradiaria y estarían condicionadas principalmente por los cambios en la magnitud de la precipitación máxima en 24 horas.

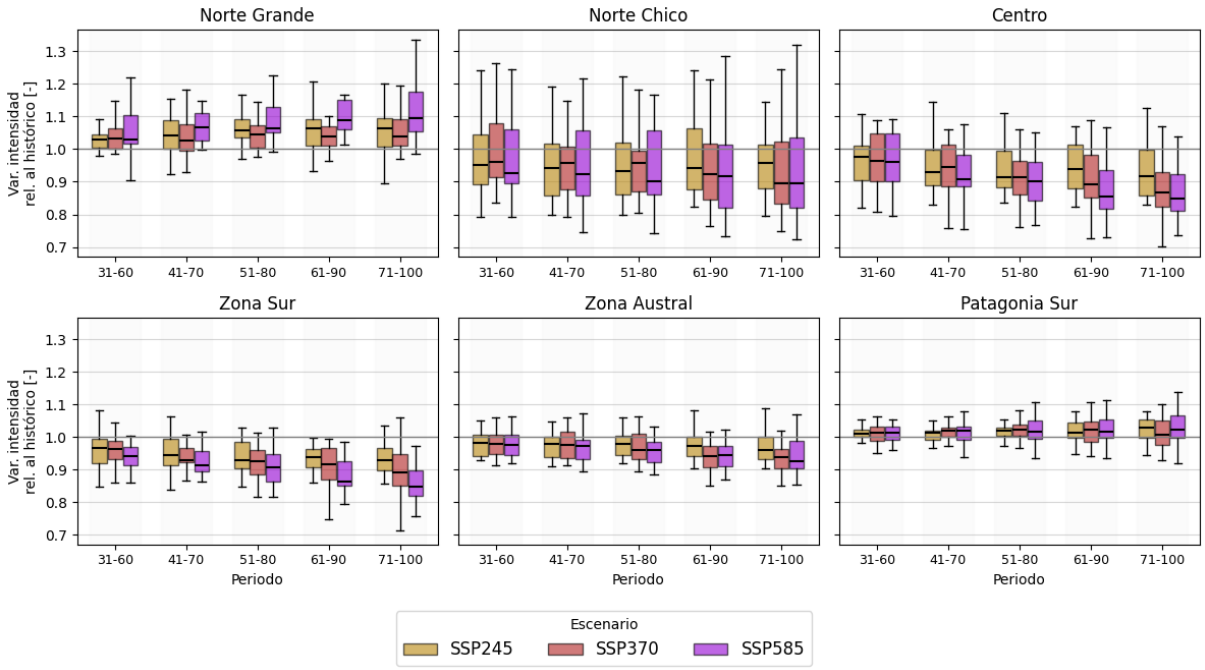


Figura 6. Factores de variación de los cambios proyectados en la intensidad de media de los eventos más extremos (considerados como el 25% de la muestra de cada periodo) respecto al periodo histórico, según región y escenario.

5 DISCUSIÓN

La utilización de una referencia fija (i.e., distribuciones derivadas de ERA5) facilita la interpretación de los resultados y las expectaciones que podemos tener sobre el desempaño de los GCM en la zona de estudio. Dadas las diferencias en los patrones climáticos en Chile continental, resulta poco comparable un valor de, e.g., KGE igual a 0,2, en el norte, donde las precipitaciones se concentran en cortas duraciones, respecto al centro o sur, donde estas

se distribuyen de manera más uniforme. Con nuestra propuesta de evaluación, los resultados resultan más interpretables y tomando en cuenta los desafíos intrínsecos a diferentes regiones climáticas. Esta necesidad ya ha sido previamente discutida en la literatura, por ejemplo, en el contexto de la evaluación de modelos hidrológicos (e.g., Knoben et al., 2024, 2019)

Nuestros resultados muestran que, a modo general, no se tienen diferencias significativas entre las curvas de proyecciones en distintos periodos futuros, con las de línea base, salvo en excepciones particulares de algún GCM en una configuración específica de región-escenario (Tabla 2). Dicho esto, se sugiere revisar las distribuciones proyectadas en el caso de que se esté utilizando como base de proyecciones alguno de los modelos que corresponden a dichas excepciones de modelos. Sin embargo, el análisis de las series de precipitaciones utilizadas como base permite la identificación de otros fenómenos asociados a las tormentas de alta intensidad (definidas como el 25% superior de las tormentas del conjunto en análisis).

Es interesante lo que ocurre con las precipitaciones extremas a nivel diario: solo en el Norte Grande y en la Patagonia Sur se esperan aumentos (Figura 6). En el resto del país se proyecta que las tormentas más grandes, independientemente de su tipo y escenario, tienden a disminuir en magnitud. Al disminuir los eventos más grandes, se espera una menor precipitación media anual, lo que se ha observado en estudios anteriores (DGA,2018; DGA, 2019a, DGA, 2019b). Sin embargo, esto no resulta extrapolable para precipitaciones muy extremas como, por ejemplo, el 1% superior de los valores los cuales puede tener proyecciones diferentes. Solo en el caso de la zona del Norte Grande se espera que el promedio de los eventos de mayor magnitud se intensifique.

A nivel de intensificación del bloque que define cada tipo de curva, en general hay una tendencia a que la proporción que define cada tipo de curva disminuya, salvo excepciones muy particulares. Esto implica una proyección de tormentas que resulten menos “intensas” en ciertos bloques de tiempo, distribuyéndose de forma más uniforme en el tiempo. Existen algunas excepciones asociadas solo a casos muy específicos de combinaciones de curvas-escenario-región. A modo general, las zonas entre el Norte Chico y la Zona Austral presentan comportamientos relativamente similares, lo cual está en línea con lo planteado en Muñoz-Castro (2025), quien agrupa dichas zonas en solo 1 clúster de distribuciones. La distribución de los tipos de evento también cambia, los cambios son desiguales y no presentan un patrón específico, variando según región, pero muestran coherencia en sus tendencias entre los distintos escenarios SSP.

En este estudio no se ha realizado una corrección de sesgo sobre las series derivadas de los GCM. Lo anterior, a modo de no afectar la señal de cambio futura proyectado por estos, razón por la cual, al utilizar valores normalizados y orientar el análisis a una escala regional por macrozonas, se puede prescindir de dicho paso metodológico. Sin embargo, se reconoce que puede existir un valor agregado en implementar métodos de corrección de sesgo a nivel diario e intradiario, lo cual ha sido reportado previamente en la literatura (e.g., Sunyer et al., 2014; Requeña et al., 2021), destacándose que el escalamiento de este último tipo de precipitaciones resulta desafiante dado que los métodos de escalamiento tradicionales para precipitaciones diarias no necesariamente son aplicables. Además, a través de este tipo de enfoques de corrección de sesgo se puede mejorar la representación de patrones climáticos locales que, producto de la resolución gruesa, se ven suavizados, sobre todo en topografías complejas

como la de Chile continental. Por ejemplo, algunos de los GCM que presentan una mayor cantidad de conjuntos de curvas significativamente distintos tienen una mayor resolución espacial. Esfuerzos futuros estarán orientados a cuantificar el impacto de los métodos de corrección de sesgo en la estimación de distribuciones de precipitación para el diseño hidrológico en un contexto de cambio climático. Adicionalmente, otras limitaciones que dejan espacio a mejoras corresponden a la utilización de múltiples series de distintas realizaciones de un GCM, lo que ayudaría a evaluar la incertidumbre de sus proyecciones.

6 CONCLUSIONES

El estudio examina cómo el cambio climático podría alterar las distribuciones de precipitación extrema en Chile y sus implicancias para el diseño hidrológico. A partir de observaciones locales y proyecciones de 28 modelos climáticos del CMIP6 bajo distintos escenarios, se analizaron tormentas extremas de 24 horas clasificadas según la concentración temporal de la lluvia. Los resultados indican que, salvo casos específicos y aislados por región y modelo, no se observan diferencias estadísticamente significativas entre distribuciones históricas y futuras, lo que respalda el uso de las distribuciones históricas como referencia en la mayoría de los casos. No obstante, se detectaron tendencias regionales en frecuencia, intensidad y temporalidad de los eventos, que deben ser consideradas en el diseño de obras hidráulicas. En función del estudio realizado, las principales conclusiones que se pueden extraer son las siguientes:

1) **Efectos del cambio climático en las precipitaciones extremas:** Los resultados evidencian que el cambio climático puede influir en la distribución temporal y en la magnitud de las precipitaciones extremas, lo que constituye un factor de incertidumbre relevante para la evaluación y diseño de infraestructura hidráulica en escenarios futuros.
2) **Utilidad de las distribuciones históricas:** Aun cuando se identifican señales de cambio en algunos casos específicos, las proyecciones climáticas muestran, en términos generales, una alta similitud con las distribuciones históricas. Esto sugiere que los patrones observados continúan siendo una referencia válida para el diseño hidrológico, especialmente a escala nacional.
3) **Relevancia de la variabilidad espacial:** La existencia de diferencias regionales en las tendencias proyectadas subraya la necesidad de enfoques de diseño diferenciados, ajustados a las condiciones particulares de cada zona, evitando la aplicación de criterios uniformes que no reflejen las especificidades hidroclimáticas del territorio chileno.

Nuestros resultados, así como la base de datos generada, apuntan a ser un insumo de utilidad que permita guiar el diseño hidrológico en Chile. Sin embargo, se debe reconocer la necesidad de continuar estudiando los mecanismos que condicionan la ocurrencia y las características de los eventos de precipitación extrema en el territorio nacional y su sensibilidad a cambios en el sistema climático. Esto, a modo de identificar zonas más propensas a eventos extremos y, con ello, aumentar la resiliencia en el diseño hidráulico.

Nuestros resultados, junto con la base de datos generada, constituyen un insumo valioso para orientar el diseño hidrológico en Chile. No obstante, resulta imprescindible profundizar en el estudio de los mecanismos que controlan la ocurrencia y las características de los eventos de precipitación extrema, así como en su sensibilidad frente a cambios en el sistema climático, en especial considerando el fenómeno de cambio climático. Ello permitirá identificar con mayor precisión las zonas más vulnerables a estos fenómenos y, en consecuencia, fortalecer la resiliencia de las obras hidráulicas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el co-financiamiento otorgado por IECOM Ltda para el desarrollo de la investigación. EMC agradece el apoyo de la Swiss National Science Foundation (SNSF) a través del proyecto 200021_214907.

REFERENCIAS

Alvarez-Garreton, C., Mendoza, P. A., Boisier, J. P., Addor, N., Galleguillos, M., Zambrano-Bigiarini, M., ... & Ayala, A. (2018). The CAMELS-CL dataset: catchment attributes and meteorology for large sample studies–Chile dataset. *Hydrology and Earth System Sciences*, *22*(11), 5817-5846.

Bambach, N. E., Rhoades, A. M., Hatchett, B. J., Jones, A. D., Ullrich, P. A., Zarzycki, C.M. (2021). Projecting climate change in South America using variable-resolution Community Earth System Model: An application to Chile. Int. J. Climatol, https://doi.org/10,1002/joc.7379

Bevacqua, E., De Michele, C., Manning, C., Couasnon, A., Ribeiro, A. F., Ramos, A. M., ... & Zscheischler, J. (2021). Guidelines for studying diverse types of compound weather and climate events. Earth's Future, 9(11), e2021EF002340.

Bibi, F., & Rahman, A. (2023). An overview of climate change impacts on agriculture and their mitigation strategies. *Agriculture*, *13*(8), 1508.

Dirección General de Aguas (DGA). (2018). Aplicación de la metodología de actualización del Balance Hídrico Nacional en las cuencas de las macrozonas Norte y Centro.

Dirección General de Aguas (DGA); 2019. Aplicación de la metodología de actualización del Balance Hídrico Nacional en las cuencas de las macrozonas Sur y parte norte de la Macrozona Austral.

Dirección General de Aguas (MOP). (2019). Aplicación de la metodología de actualización del Balance Hídrico Nacional en las cuencas de las Macrozonas Austral e Isla de Pascua.

Ebi, K. L., Vanos, J., Baldwin, J. W., Bell, J. E., Hondula, D. M., Errett, N. A., ... & Berry, P. (2021). Extreme weather and climate change: population health and health system implications. *Annual review of public health*, *42*(1), 293-315.

Erpicum, S., Crookston, B. M., Bombardelli, F., Bung, D. B., Felder, S., Mulligan, S., ... & Palermo, M. (2021). Hydraulic structures engineering: An evolving science in a changing world. *Wiley Interdisciplinary Reviews: Water*, *8*(2), e1505.

Global Tailings Review. (2020). Global Industry Standard on Tailings Management. Global Industry. Recuperado de: https://globaltailingsreview.org/global-industry-standard/

Hammond, J., Anderson, B., Simeone, C., Brunner, M., Muñoz-Castro, E., Archfield, S., ... & Armitage, R. (2025). Hydrological Whiplash: Highlighting the Need for Better

Understanding and Quantification of Sub-Seasonal Hydrological Extreme Transitions. Hydrological Processes, 39(3), e70113.

Hudson-Edwards, K.A., Kemp, D., Torres-Cruz, L.A. et al. Tailings storage facilities, failures and disaster risk. Nat Rev Earth Environ 5, 612–630 (2024). https://doi.org/10.1038/s43017-024-00576-4

Huff, F. A. (1967). Time distribution of rainfall in heavy storms, Water Resour. Res., vol. 3, no. 4, pp. 1007–1019, 1967.

Knoben, W. J. (2024). Setting expectations for hydrologic model performance with an ensemble of simple benchmarks. Hydrological Processes, 38(10), e15288.

Knoben, W. J., Freer, J. E., & Woods, R. A. (2019). Inherent benchmark or not? Comparing Nash–Sutcliffe and Kling–Gupta efficiency scores. Hydrology and Earth System Sciences, 23(10), 4323-4331.

Lumbroso, D., Davison, M., Body, R., and Petkovšek, G.: Modelling the Brumadinho tailings dam failure, the subsequent loss of life and how it could have been reduced, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 21, 21–37, https://doi.org/10.5194/nhess-21-21-2021, 2021.

MOP. (2024). Manual de Carreteras. Volumen N°3: Instrucciones y criterios de diseño. Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas. Edición 2024. Ministerio de Obras Públicas.

Muñoz-Castro, E., Gómez, T. I., Vargas X. (2025) Dataset for hydrological design in Chile - Insights for practitioners. v1.0. https://doi.org/10.5281/zenodo.14888350

Muñoz-Castro, E., Gómez, T. I., Vargas X. (2025). Distribuciones de precipitación para el diseño hidrológico en Chile Continental. XXVII Congreso Nacional de Hidráulica, SOCHID 2024. Concepción, Chile.

Muñoz-Castro, E., Merino, M., Ojeda, D., Vargas, X. (2024). Estimación de crecidas pluviales ajustadas por probabilidad de ocurrencia de eventos conjuntos. XXXI Congreso Latinoamericano de Ingeniería Hidráulica, Medellín, Colombia.

Muñoz-Castro, E., A. Martínez-Conde, E. Rubio, I. Rojas, R. Vallebuona, X. Vargas (2023), Análisis del impacto del cambio climático en el estrés hídrico de la cuenca del Río Ñuble y su gestión estratégica mediante sistemas de almacenamiento superficiales. Oral presentation. XXVI Congreso Nacional de Hidráulica, SOCHID 2023. Valdivia, Chile.

Pica-Téllez, A., Garreaud, R., Meza, F., Bustos, S., Falvey, M., Ibarra, M., ... & Silva, I. (2020). Informe Proyecto ARClim: Atlas de Riesgos Climáticos para Chile. Centro de Ciencia del Clima y la Resiliencia, Centro de Cambio Global UC y Meteodata para el Ministerio del Medio Ambiente a través de La Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ). Santiago, Chile.

PNUD (2025). Recomendaciones metodológicas para la incorporación del cambio climático en el diseño de obras hidráulicas en la zona norte de Chile.

Prakash, S. (2021). Impact of Climate change on Aquatic Ecosystem and its Biodiversity: An overview. International Journal of Biological Innovations, 3(2).

Raihan, A. (2023). A review of the global climate change impacts, adaptation strategies, and mitigation options in the socio-economic and environmental sectors. *Journal of Environmental Science and Economics*, *2*(3), 36-58.

Requena, A. I., Nguyen, T. H., Burn, D. H., & Coulibaly, P. (2021). A temporal downscaling approach for sub-daily gridded extreme rainfall intensity estimation under climate change. *Journal of Hydrology: Regional Studies*, *35*, 100811.

SEA (2023a). Guía metodológica para la consideración del cambio climático en el SEIA. Segunda edición, Santiago, Chile. Servicio de Evaluación Ambiental, 2023.

SEA (2023b). Criterio de evaluación en el SEIA: Cambio climático en la evaluación ambiental del recurso hídrico. Primera edición. Servicio de Evaluación Ambiental, 2023.

Sunyer, M. A., Gregersen, I. B., Rosbjerg, D., Madsen, H., Luchner, J., & Arnbjerg-Nielsen, K. (2015). Comparison of different statistical downscaling methods to estimate changes in hourly extreme precipitation using RCM projections from ENSEMBLES. *Int. J. Climatol*, *35*(9), 2528-2539.

Trenberth, K. E. (2011). Changes in precipitation with climate change, Clim. Res. 47, 123–138, https://doi.org/10.3354/cr00953

Vásquez, N. A., Mendoza, P. A., Lagos-Zuñiga, M., Scaff, L., Muñoz-Castro, E., & Vargas, X. (2024). Robust spatial changes in climate classes: insights from bias-corrected CMIP6 models across Chile. Environmental Research Letters, 20(1), 014061.

Wasko, C., Westra, S., Nathan, R., Orr, H. G., Villarini, G., Villalobos Herrera, R., & Fowler, H. J. (2021). Incorporating climate change in flood estimation guidance. Philosophical Transactions of the Royal Society A, 379(2195), 20190548.

Zscheischler, J., Martius, O., Westra, S., Bevacqua, E., Raymond, C., Horton, R. M., ... & Vignotto, E. (2020). A typology of compound weather and climate events. Nature reviews earth & environment, 1(7), 333-347.

ACERCA DE LOS AUTORES

Tomás Gómez Zavala Ingeniero Civil Hidráulico y Magíster en Meteorología y Climatología de la Universidad de Chile. Cuenta además con un Diplomado en Sistemas de Información Geográfica de la Pontificia Universidad Católica de Chile. Actualmente se desempeña como consultor senior en el área de hidro-meteorología en Meteodata y como asesor independiente en meteorología, hidrología y cambio climático, colaborando con instituciones públicas y privadas. Desarrolla proyectos de investigación de manera independiente en el ámbito de la hidro-meteorología. Su experiencia profesional incluye estudios de disponibilidad de recursos hídricos, análisis de eventos extremos, cambio climático, diseño hidrológico, pronóstico de caudales en distintas escalas temporales y estudios estadísticos aplicados a la gestión de los recursos hídricos, entre otros.

Eduardo Castro-Muñoz es Ingeniero Civil Hidráulico y Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Recursos y Medio Ambiente Hídrico de la Universidad de Chile. Además, cuenta con diplomados en percepción remota y gestión pública. Actualmente, es investigador doctoral en el Instituto de Investigación de Nieve y Avalanchas (SLF) en Davos, Suiza, y estudiante de doctorado en ETH Zúrich. También se desempeña como asesor independiente en hidrología y cambio climático, con experiencia en proyectos públicos y privados. Su experiencia abarca temas como modelación hidrológica, hidrología de nieve, glaciohidrología, cambio climático, eventos extremos hidrometeorológicos, diseño hidrológico, percepción remota, entre otros.

Ximena Vargas Mesa es Ingeniera Civil Hidráulica, Académica Jornada Parcial del Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. Fue académica jornada completa durante 40 años en dicho departamento, ejerciendo cargos de Directora y Jefe Docente. Realizó docencia en cursos de la carrera de ingeniería civil, principalmente en el área hidráulica y en el programa de Magíster de Ciencias de la Ingeniería mención Recursos y Medio Ambiente Hídrico.

Participa como investigadora en proyectos que abordan temas de cambio climático, modelación hidrológica y pronóstico de caudales. Realiza actividades profesionales en el ámbito de ingeniería civil relacionadas con temas de hidrología superficial y cambio climático. Fue representante nacional en la Asociación Internacional de Ciencias Hidrológicas entre los años 2007 y 2023; actualmente es miembro del Directorio y de la Junta Ejecutiva del Instituto de Ingenieros de Chile.

PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA ESTIMACIÓN DE BATIMETRÍAS LACUSTRES MEDIANTE PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS Y EL USO DE HERRAMIENTAS DE MACHINE LEARNING. APLICACIÓN AL LAGO GENERAL CARRERA/BUENOS AIRES.

EDUARDO RUBIO ÁLVAREZ[1]

[1]Hidromas Ltda
eduardo.rubio@hidromas.cl
ORCID: 0009-0006-4657-5397

RESUMEN

La caracterización batimétrica de grandes lagos es fundamental para la gestión hídrica, pero a menudo se ve limitada por la escasez de datos de profundidad. Este estudio presenta una metodología robusta para estimar la batimetría completa de cuerpos lacustres complejos, utilizando como caso de estudio el Lago General Carrera/Buenos Aires. El enfoque se basa en el uso de algoritmos de machine learning entrenados con un conjunto de parámetros geomorfológicos que describen la relación de cada punto del lago con su entorno, tales como las distancias a sus límites norte, sur, este y oeste y las pendientes del terreno circundante en un radio de 5km. A partir de los datos de profundidad locales provistos por la campaña del SHOA (2016), se entrenó y validó un modelo de Random Forest, el cual demostró una alta capacidad predictiva, alcanzando un coeficiente de determinación R^2 de 0,99 en el conjunto de validación. El modelo seleccionado se aplicó para generar una batimetría continua y de alta resolución para toda la superficie del lago. Finalmente, mediante técnicas de post-procesamiento SIG, se generaron productos cartográficos finales, incluyendo rásters de profundidad y las curvas de volumen-área-altura, útiles para ser incorporadas en modelaciones hidrológicas e hidrodinámicas, demostrando que esta metodología es una herramienta eficaz para generar insumos hidrológicos críticos en cuencas con información limitada, pero que al menos disponen de una campaña de batimetría.

Palabras claves: Batimetría, Machine Learning, Random Forest, Parámetros Geomorfológicos, Lago General Carrera/Buenos Aires.

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La caracterización batimétrica de los cuerpos lacustres es un insumo fundamental para la gestión de recursos hídricos, permitiendo el desarrollo de modelos hidrológicos y operacionales, así como estudios de calidad de agua y comportamiento hidrodinámico. Sin embargo, la obtención de datos batimétricos directos es una tarea compleja y de alto costo, lo que resulta en una escasez de información para muchos lagos a nivel mundial, especialmente en cuerpos de agua de gran extensión o de carácter binacional como el Lago General Carrera/Buenos Aires. Los intentos previos de caracterización en este lago han dependido de la extrapolación de mediciones puntuales, como las provistas por el Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA), asumiendo supuestos simplificados que generan incertidumbre y anomalías en la representación del lecho lacustre, tal como se muestra en la Figura 1.

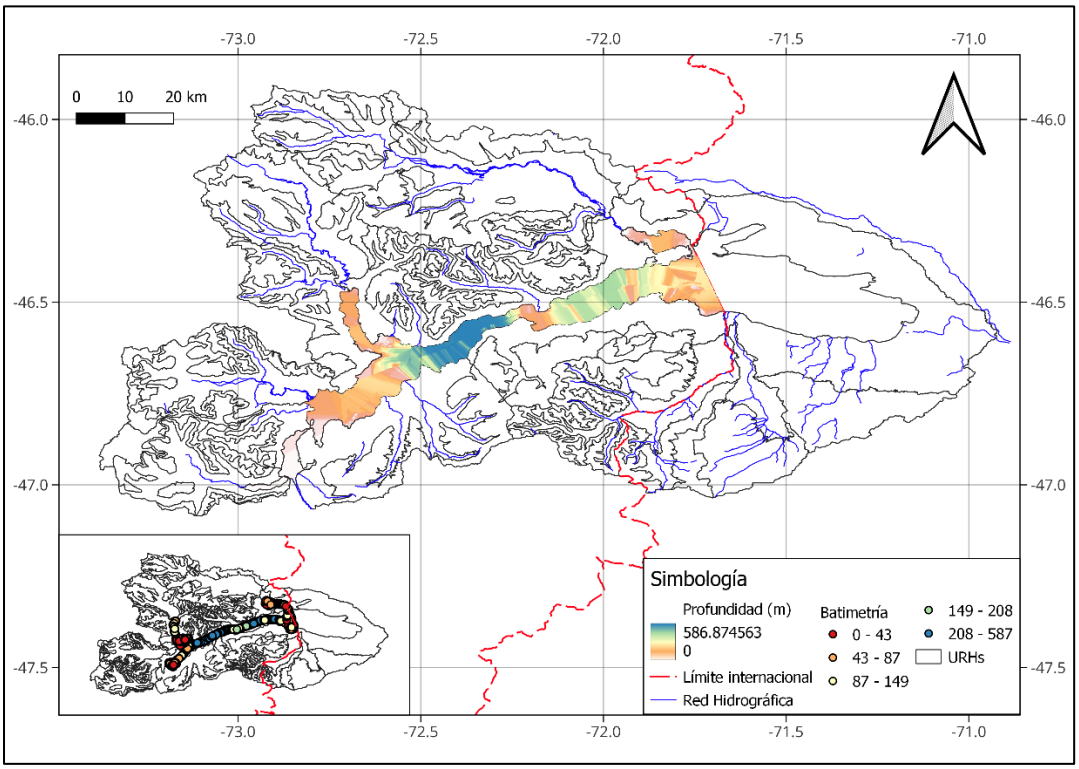


Figura 1. Ráster de profundidad del Lago General Carrera en zona chilena, construido en base a la batimetría SHOA-2016 (esquina inferior izquierda). Fuente: DIFROL (2024).

Como se puede apreciar, las interpolaciones directas sobre la batimetría del SHOA (2016) con distintas metodologías revelan que la profundidad del lago se modeló con variaciones abruptas, las cuales no reflejan la realidad física y geológica del lecho del lago. Se esperaba que la batimetría del lago presentara curvas de nivel acordes a sus límites naturales.

Sin embargo, se observó una anomalía en los datos: una zona con mayor profundidad se encuentra entre los meridianos -72.5 y -72.25 (zona azul en Figura 1), mientras que en los límites este (límite con la interfaz asociada al lago Buenos Aires) y límite oeste (en la zona

de desembocadura de lago Bertrand) se registran valores de profundidad cercanos a 0. Esta distribución no es consistente con la morfología esperada del lago y sugiere posibles problemas en la interpolación o recolección de datos.

La necesidad de superar estas limitaciones ha impulsado el desarrollo de metodologías que aprovechan datos satelitales y herramientas estadísticas. Iniciativas internacionales como GRDL han utilizado deep learning para reconstruir la batimetría de embalses a partir de datos topográficos, mientras que el trabajo de Messager et al. (2016) propuso un enfoque geo-estadístico para estimar el volumen de lagos a escala global basándose en la topografía del terreno adyacente. De particular relevancia es la base de datos GloBathy, que genera mapas batimétricos globales aplicando un modelo de Random Forest y un método basado en la distancia euclidiana a la costa. Aunque estas aproximaciones son innovadoras, a menudo simplifican la morfología lacustre, lo que puede producir errores significativos en lagos de geometría compleja. Estas iniciativas apuntaron a determinar batimetrías a nivel global, por lo que optaron por simplificaciones.

Este trabajo presenta una propuesta metodológica que, inspirada en estos antecedentes, busca mejorar la precisión de las estimaciones batimétricas. La metodología se basa en la premisa de que la topografía del lecho de un lago guarda una estrecha relación con las características geomorfológicas de su entorno (Messager et al., 2016). Para ello, se genera una matriz de parámetros que incluye distancias a la costa en múltiples direcciones y pendientes del terreno circundante. Esta matriz de características se utiliza como entrada para entrenar algoritmos de machine learning, como Random Forest y eXtreme Gradient Boosting (XGBoost), aprovechando la información batimétrica local disponible (SHOA, 2016) para construir un modelo predictivo capaz de estimar las profundidades en sectores donde no existen mediciones directas. Este trabajo fue parte de un estudio completo elaborado por la Unidad de Medio Ambiente y Recursos Hídricos Compartidos de la Dirección Nacional de Fronteras y Límites del Estado de Chile (DIFROL) en el año 2024.

2. ANTECEDENTES Y FUENTES DE INFORMACIÓN

Para el desarrollo de la metodología propuesta, se realizó una exhaustiva revisión de fuentes de datos batimétricos y topográficos, tanto nacionales como internacionales. La fuente de información principal y más fidedigna para este estudio corresponde a los datos de la Carta Náutica del Lago General Carrera (SHOA, 2016), que proporciona 565.687 puntos de latitud, longitud y profundidad, sirviendo como base indispensable para la calibración y validación de los modelos.

Se analizaron productos globales de batimetría y topografía como GEBCO y SRTM 15+, los cuales, si bien son detallados a escala continental y oceánica, mostraron ser inadecuados para cuerpos lacustres específicos, representando el espejo de agua como una superficie plana y sin variaciones de profundidad. De manera similar, bases de datos como GRDL, orientadas

a embalses artificiales, no contenían información extrapolable a lagos naturales como el estudiado.

Las fuentes que sirvieron de inspiración metodológica fueron dos trabajos clave. Primero, la base de datos GloBathy (Khazaei et al., 2022), que propone un método simple para estimar la profundidad basado en la distancia a la costa y una profundidad máxima, y cuyo código fuente fue un punto de partida para este análisis. En esencia, se enunciaban dos parámetros geomorfológicos de los cuales depende la profundidad.

Segundo, el estudio de Messager et al. (2016), que demostró la viabilidad de estimar el volumen y la profundidad de lagos a escala global mediante un enfoque geo-estadístico basado en parámetros del terreno circundante, como las pendientes y la forma del lago. El esquema conceptual que sugiere Messager et al. (2016) se presenta en la Figura 2.

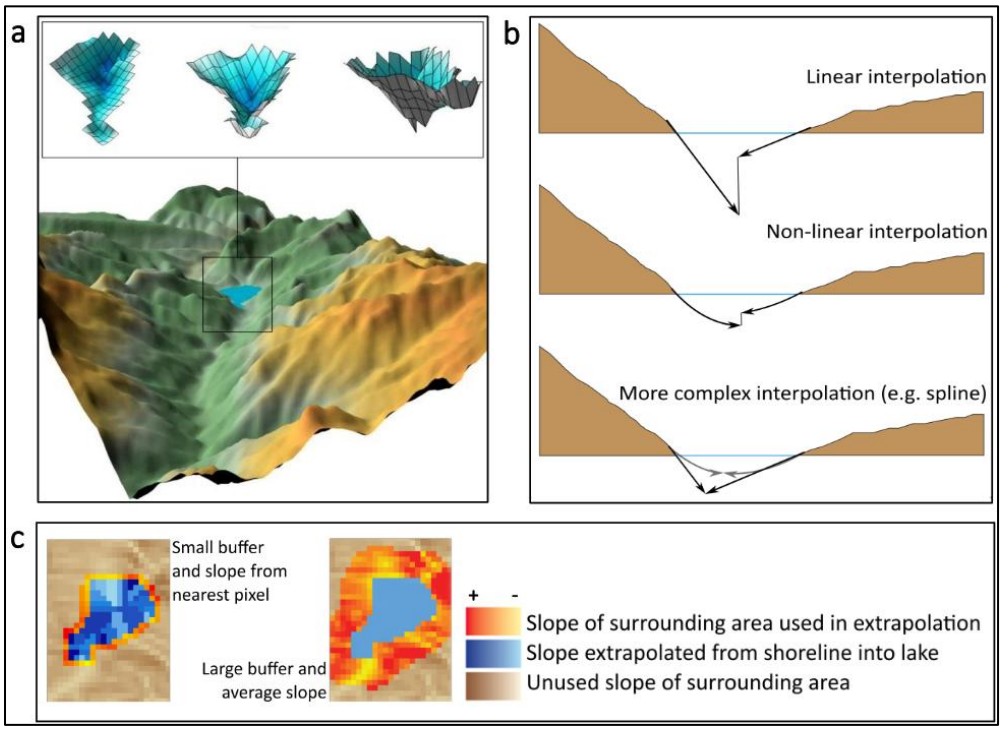


Figura 2. Diferentes enfoques para modelar la "profundidad topográfica" de un lago analizando la información del terreno circundante. El panel (a) muestra una representación 3D del resultado de la modelación batimétrica mediante la expansión de la pendiente. El panel (b) muestra diferentes secciones transversales de métodos alternativos para extrapolar la batimetría del lago a partir de la topografía circundante, utilizando las pendientes. El panel (c) muestra dos ejemplos de los modelos basados en grillas que se probaron para calcular la profundidad topográfica. En el enfoque de asignación de pendiente local (izquierda), a cada píxel dentro del lago se le asigna el valor de pendiente del píxel más cercano en la orilla, y se puede calcular una profundidad explícita por píxel multiplicando la tangente de su pendiente por la distancia desde la orilla. En el enfoque de asignación de pendiente zonal (derecha), a todos los píxeles del lago se les asigna el valor de pendiente promedio de todos los píxeles ubicados dentro de una distancia de buffer determinada alrededor del lago, y luego se calcula una profundidad promedio para el lago. Fuente: Material suplementario Messager et al. (2016).

A través de este trabajo, la profundidad del lago puede entonces deducirse en función de la pendiente promedio del contorno del lago y de las distancias respecto a un origen común.

La combinación de la necesidad de superar las simplificaciones de GloBathy y la promesa del enfoque de Messager et al. (2016) condujo a la formulación de la metodología que se detalla a continuación.

3. METODOLOGÍA PROPUESTA

La metodología para la estimación batimétrica se divide en dos etapas fundamentales. La primera consiste en un tratamiento de la información base para consolidar y corregir los datos geoespaciales de partida. La segunda etapa se centra en la aplicación de un enfoque basado en la extracción de parámetros geomorfológicos y el uso de algoritmos de machine learning para predecir la profundidad del lago.

3.1 Tratamiento de la Información Base

Un paso preliminar indispensable fue la definición de un perímetro lacustre unificado y preciso. Al superponer las coberturas oficiales disponibles (DGA, Biblioteca del congreso Nacional) con los datos batimétricos del SHOA, se detectaron inconsistencias, como puntos de medición fuera de los límites del lago. Para solucionar esto, se generó una nueva cobertura corregida mediante la fusión y ajuste manual de las capas existentes.

Se evaluó la posibilidad de integrar batimetrías locales de caletas (Puerto Ibáñez y Chile Chico) para enriquecer la base de datos. Sin embargo, incluso después de aplicar una corrección de niveles, persistían discrepancias espaciales de varios metros, atribuidas a la alta variabilidad de los niveles en un lago de gran extensión. Debido a esta complejidad, se decidió utilizar exclusivamente la batimetría del SHOA (2016) como única fuente de datos de profundidad observada para el entrenamiento y validación de los modelos, garantizando la consistencia interna de la información.

3.2 Estimación Batimétrica mediante Machine Learning

Este enfoque se fundamenta en la hipótesis de que la profundidad en cualquier punto del lago puede ser modelada en función de su ubicación, su distancia a los bordes y las características topográficas del terreno circundante. El proceso se detalla en los siguientes pasos:

3.2.1 Paso 1. Generación de Matriz de Características Geomorfológicas.

Se creó una malla regular y densa de puntos con una resolución de 20x20 metros que cubre la totalidad de la superficie del lago. La malla está diseñada para capturar con precisión las condiciones orográficas del perímetro, así como los parámetros geomorfológicos del contorno y las áreas aledañas. Esto permite asignar las mediciones de profundidad a celdas específicas, asegurando que el lago esté completamente contenido en cada celda, garantizando así que las predicciones respeten las características geomorfológicas del entorno. Además, se establece una condición de borde que requiere que la profundidad en el perímetro del lago sea nula. Esta malla de puntos puede apreciarse en la Figura 3.

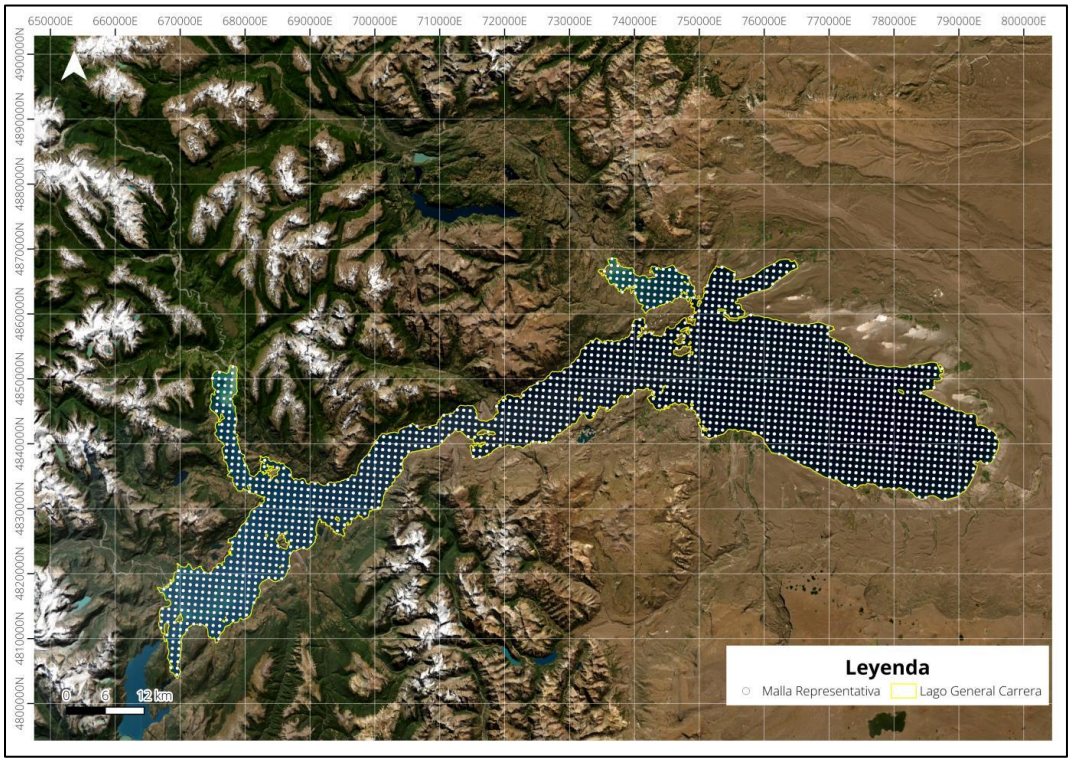


Figura 3. Malla generada para el cálculo de parámetros geomorfológicos. Fuente: DIFROL (2024).

Para cada punto de esta malla, se calcularon parámetros geomorfológicos, conformando una matriz de características. Dicha matriz de características se explica esquemáticamente en la Figura 4.

La Figura 4 muestra cómo, a partir de un punto de la malla, se determinan las distancias hacia los 4 puntos cardinales o límites de una zona de estudio. Estos límites son irregulares, como los de cualquier cuerpo lacustre y están representados por las siglas "D-N,S,E,O" ("Distance-N,S,E,O"). Adicionalmente, se muestran los parámetros relativos a las pendientes: "SO", "SN", "SS" y "SE" ("Slope"-N,S,E,O) que dan cuenta que en cada límite asociado a la coordenada del punto existe una pendiente característica, que define la forma de fondo del lago, siguiendo los lineamientos de Messager et al. (2016) expuestos en la Figura 2, particularmente los paneles b y c.

- *Cálculo de Distancias*

Las distancias se calcularon utilizando un código en Python. En primer lugar, se dividió la matriz en archivos con extensión ".parquet", cada uno conteniendo 1.000 puntos, lo que resultó en un total de 4.475 archivos. La elección del formato "Parquet" se debió a que este permitió un procesamiento de datos aproximadamente seis veces más rápido en comparación con el formato original, que era ".shapefile". Posteriormente, se paralelizó el proceso de cálculo de distancias, organizando los archivos en lotes de 22.



Figura 4. Esquema de parámetros geomorfológicos a estimar para la malla de un cuerpo lacustre. DN, DS, DE, DO representan las distancias desde la celda central (punto rojo) hacia los bordes norte, sur, este y oeste del lago. SN, SS, SE, SO representan pendientes que se pueden encontrar en los límites norte, sur, este y oeste y se calculan para una distancia de 5 km. Fuente: Figura esquemática generada con *IA* basada en DIFROL (2024).

El proceso de cálculo de las distancias consideró:

i. Para cada punto o celda del lago, se trazó una línea de 10^8 m en dirección norte, sur, este y oeste.
ii. Se calcularon las coordenadas de intersección de cada línea (cuatro en total) con los límites del lago, obteniendo así cuatro pares de coordenadas para las intersecciones al norte, sur, este y oeste.
iii. Con las coordenadas de cada intersección, se calculó la distancia euclidiana.

- *Cálculo de Pendientes*

Para las pendientes, es fundamental considerar el tamaño del "buffer" en relación con el perímetro del lago. Si el buffer es demasiado pequeño, solo capturará las pendientes asociadas a las playas locales, sin abarcar las pendientes de los cerros circundantes. Se probaron distancias de 2 km, 5 km y 10 km para evaluar su efectividad. Para cada distancia, se generaron histogramas normalizados de las pendientes promedio en los ejes “x” e “y”.

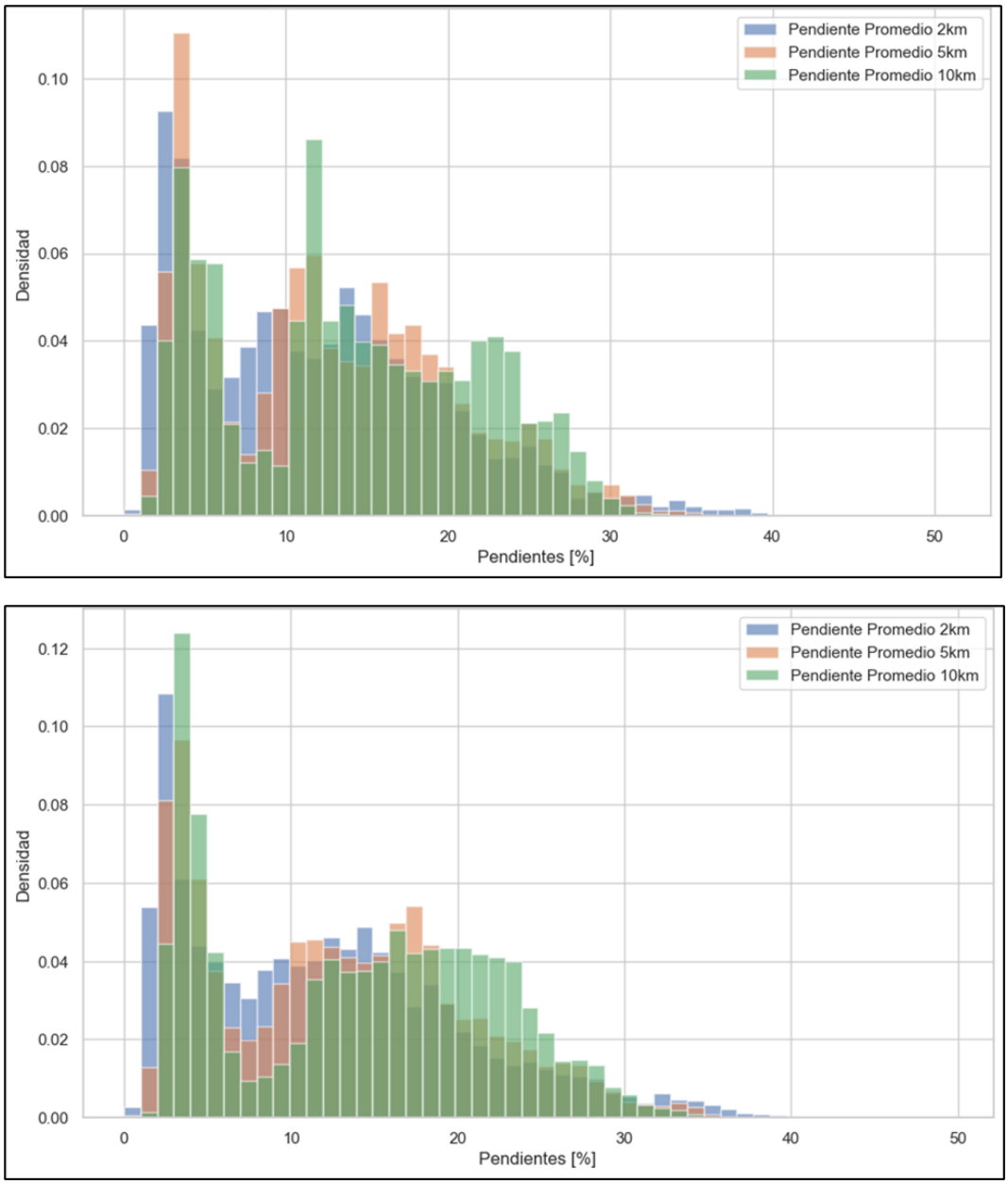


Figura 5. Histograma normalizado de pendientes promedios en el eje x (panel superior) y en el eje y (panel inferior) según la distancia al límite del Lago General Carrera. Fuente: DIFROL (2024).

A partir de estos histogramas, se determinó que el buffer de 5 km es el más adecuado para capturar la irregularidad de las pendientes a lo largo del lago y para establecer un contraste efectivo entre sectores más planos y aquellos con alta presencia orográfica. Esta elección se justifica por la mayor diversidad en el número de pendientes que presenta en comparación con los buffers de 2 km y 10 km. La Figura 6 muestra el buffer de 5 km y el cálculo de pendientes resultantes.

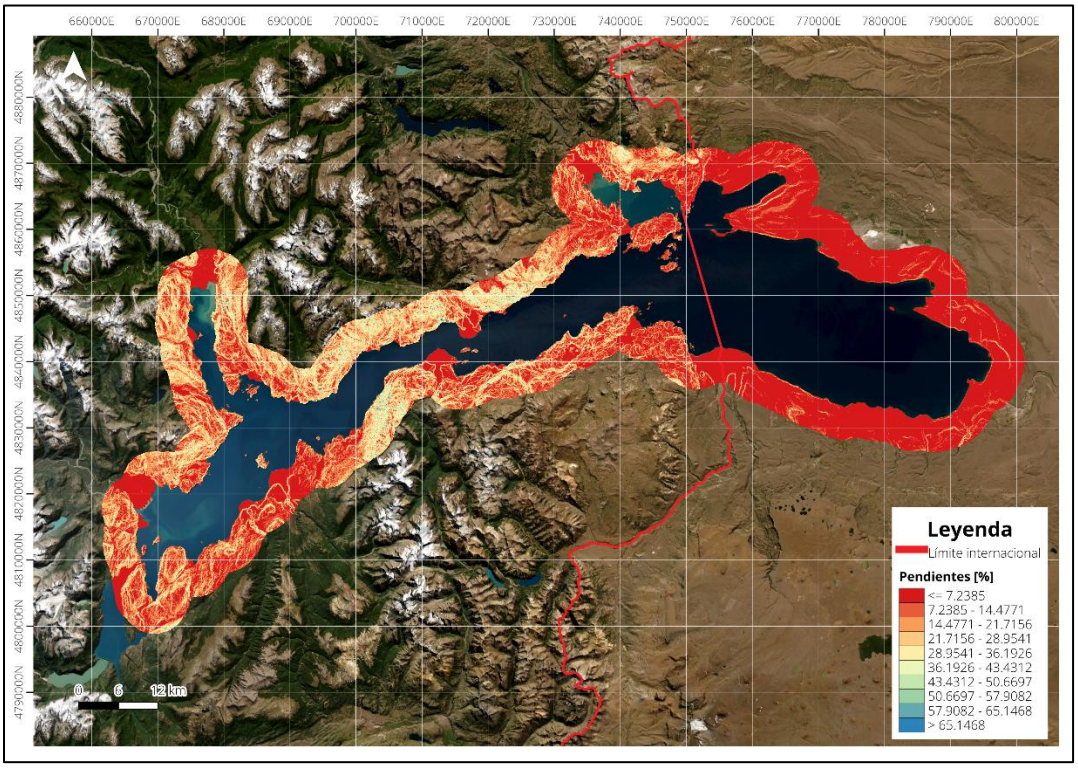


Figura 6. Mapa ráster de pendientes para un buffer de 5 km en torno al perímetro del lago General Carrera/Buenos Aires. Fuente: DIFROL (2024).

- *Selección final de parámetros geomorfológicos a considerar*

La lista final de parámetros considerados en esta metodología puede resumirse en:

- 4 parámetros de distancia: Se incluyen cuatro parámetros de distancia: Distancia Norte, Sur, Este y Oeste, representados como D_N, D_S, D_E y D_W, respectivamente. Estos miden la distancia de una celda dentro del lago hacia los bordes de los cuatro puntos cardinales en su intersección con el perímetro del lago.
- 2 coordenadas de cada punto (x,y): Se registran las coordenadas (x,y) representados como POINT_X y POINT_Y en coordenadas UTM H19, datum WGS84.
- 2 parámetros de pendiente promedio en la dirección x: Se consideran las pendientes Este y Oeste, representadas como SLOP_E_x y SLOP_W_x, respectivamente. Estas miden la pendiente promedio en la dirección x en un buffer de 5 km en torno al perímetro del lago.
- 2 parámetros de pendiente promedio en la dirección y: Se incluyen las pendientes Norte y Sur, representadas como SLOP_N_y y SLOP_S_y, respectivamente. Estas miden la pendiente promedio en la dirección y en un buffer de 5 km en torno al perímetro del lago.
- Profundidad: Este parámetro se compone de las alturas de las batimetrías del SHOA y el perímetro del lago, donde se establece que la altura es 0. Para los puntos donde no se disponía de datos de profundidad, se asignó un valor de -9999. Este parámetro está representado por "Depth".

Por tanto, al final de este procedimiento, se cuenta con una matriz de coordenadas en donde se guarda información de los parámetros geomorfológicos (4 distancias, 4 pendientes) y la profundidad, de manera en que en el contorno del lago esta sea nula, como condición de borde, y que en aquellos puntos de la malla que coinciden con la batimetría del SHOA (2016), se conoce la profundidad.

3.2.2 Paso 2. Generación de Algoritmos y Preparación de Datos.

Se seleccionaron los algoritmos Random Forest (RF) y eXtreme Gradient Boosting (XGBoost) para efectos de la modelación. Ambos algoritmos están basados en árboles de decisión y están dentro del estado del arte actual en la materia.

La matriz de características fue filtrada para conservar únicamente los puntos con una profundidad conocida: los correspondientes a las mediciones del SHOA y los puntos del perímetro del lago (profundidad cero). Este conjunto de datos se dividió de forma aleatoria en un 80% para entrenamiento y un 20% para testeo. Esta división garantiza que los modelos se ajusten con datos suficientes para generar predicciones, mientras que el conjunto de prueba permite verificar la capacidad de generalización. Esta división es aleatoria y permite entonces contar con un modelo generalizado.

3.2.3 Paso 3. Aplicación y Selección del Algoritmo

Para implementar los algoritmos de Random Forest y XGBoost en el análisis de regresión de profundidades, se siguió un proceso metodológico, el que destaca los hiperparámetros seleccionados para cada modelo.

1. **Random Forest (RF):** Se inicializó un modelo de Random Forest, ajustado para abordar el problema de predicción mediante árboles de decisión. El algoritmo utiliza múltiples árboles, cada uno entrenado con diferentes subconjuntos de datos. Los hiperparámetros seleccionados incluyeron:

- Número de estimadores (n_estimators): Se probaron valores de 100 a 300 estimadores.
- Profundidad máxima de los árboles (max_depth): Se evaluaron diferentes profundidades, entre 1 y 20, para controlar la complejidad del modelo.
- Características máximas (max_features): Se ajustó para seleccionar las características según el método "sqrt" o "log2", controlando la cantidad de variables consideradas en cada división del árbol.
- Mínimo de muestras por división (min_samples_split) y muestras por hoja (min_samples_leaf): Se probaron valores de 1, 5 y 10 para regular el tamaño de los nodos en cada árbol.

Se aplicó una búsqueda de grilla (GridSearch) para encontrar las combinaciones óptimas de estos hiperparámetros. La validación cruzada con 5 particiones (folds) permitió evaluar la estabilidad del modelo frente a diferentes subconjuntos de los datos.

2. **eXtreme Gradient Boosting (XGBoost)**: El modelo de XGBoost se configuró para utilizar el framework de boosting, en el que los árboles se construyen secuencialmente,

mejorando los errores residuales de los árboles anteriores. Los hiperparámetros considerados fueron:

- Número de estimadores (n_estimators): Se probaron valores entre 100 y 300.
- Tasa de aprendizaje (learning_rate): Valores entre 0.008 y 0.02 fueron evaluados para ajustar la velocidad de aprendizaje.
- Submuestreo (subsample): Se varió entre 0.05 y 1 para determinar el porcentaje de datos utilizado en cada iteración, lo que controla la regularización y reduce el riesgo de sobreajuste.
- Peso de escala de la clase positiva (scale_pos_weight): Se ajustó en un rango entre 0.8 y 0.9 para equilibrar las clases en las predicciones.

Al igual que en Random Forest, se utilizó una búsqueda de grilla con 5 particiones para optimizar los hiperparámetros.

Antes de entrenar ambos modelos, las variables se estandarizaron para asegurar que todas las características geomorfológicas tuvieran una escala similar. Esto es crucial, ya que tanto RF como XGBoost pueden ser sensibles a diferencias en las escalas de los datos. El rendimiento se evaluó con el conjunto de testeo, y el modelo con el mejor desempeño y sin inconsistencias físicas (como profundidades negativas) fue seleccionado para la fase final.

3.2.4 Paso 4. Post-procesamiento y Generación de Productos Finales.

A partir del uso de un Sistema de Información Geográfica, se utilizó la batimetría generada mediante el algoritmo de machine learning, que incluye los datos de profundidad del Lago General Carrera.

Se llevaron a cabo cuatro mejoras a nivel estructural para obtener curvas de nivel adecuadas que faciliten el cálculo de la curva volumen-altura. Estas mejoras se describen a continuación, ordenadas desde la más sencilla hasta la más compleja. Las mejoras corresponden a: (1) conversión de puntos de batimetría a ráster sin procesar; (2) conversión de puntos de batimetría a ráster con suavizado; (3) conversión de puntos de batimetría a TIN (Triangulated Irregular Network); y (4) conversión de puntos de batimetría generados a TIN utilizando IDW (Inverse Distance Weighting). Todo lo anterior para la obtención de curvas de isoprofundidad (cada 25 y 50 metros) y las curvas de volumen-altura del lago. La Figura 7 resume el flujo metodológico del paso 4. Cabe destacar que esto sólo se realiza para el algortimo de mejor rendimiento.

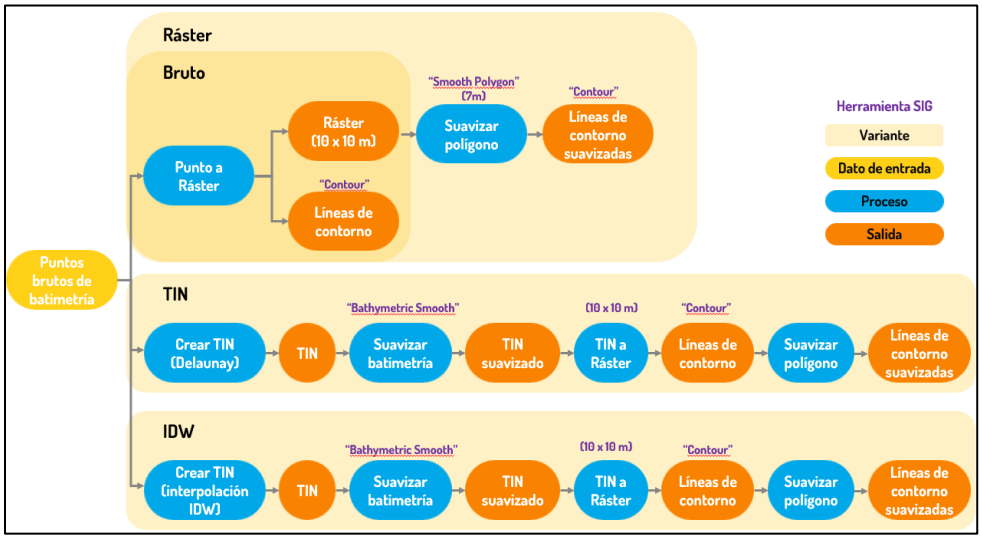


Figura 7. Resumen metodológico de los productos batimétricos generados. Fuente: DIFROL (2024).

4. RESULTADOS

La metodología se validó aplicando los algoritmos a los datos del Lago General Carrera/Buenos Aires. Se presentan a continuación los resultados obtenidos tanto en la fase de modelación predictiva como en la etapa de post-procesamiento para la generación de los productos cartográficos finales.

4.1 Comparación y Selección del Algoritmo de Machine Learning

Se evaluó el rendimiento de los algoritmos Random Forest (RF) y eXtreme Gradient Boosting (XGBoost) utilizando un conjunto de datos de testeo (20% de los datos observados) que no fue utilizado durante el entrenamiento.

El modelo Random Forest demostró una alta capacidad predictiva. El algoritmo logró representar adecuadamente la correspondencia entre los parámetros geomorfológicos y la profundidad observada, generando una batimetría continua y sin inconsistencias físicas, como profundidades negativas en los bordes del lago. El ajuste del modelo arrojó métricas de rendimiento confiables, un Error Absoluto Medio (MAE) de 2,52 m, un Error Cuadrático Medio (RMSE) de 5,94 m y un coeficiente de determinación (R^2) de 0,99.

La Figura 8 muestra el resultado de la aplicación de Random Forest (RF) al lago General Carrera. En comparación con los primeros intentos de interpolación mostrados en la Figura 1, se observa que el detalle del modelo es muy superior, asegurando la continuidad de la información y preservando un sentido físico.

La validación cruzada entre los conjuntos de entrenamiento y testeo confirmó que el modelo no presentaba sobreajuste, validando su robustez, sin embargo, existen profundidades que, si presentan dificultades bajo los 200 m, como se aprecia en la Figura 9. Un análisis posterior

revela que parte de esos puntos consideran la cercanía a islotes dentro del lago y algunos puntos cercanos al perímetro del mismo.

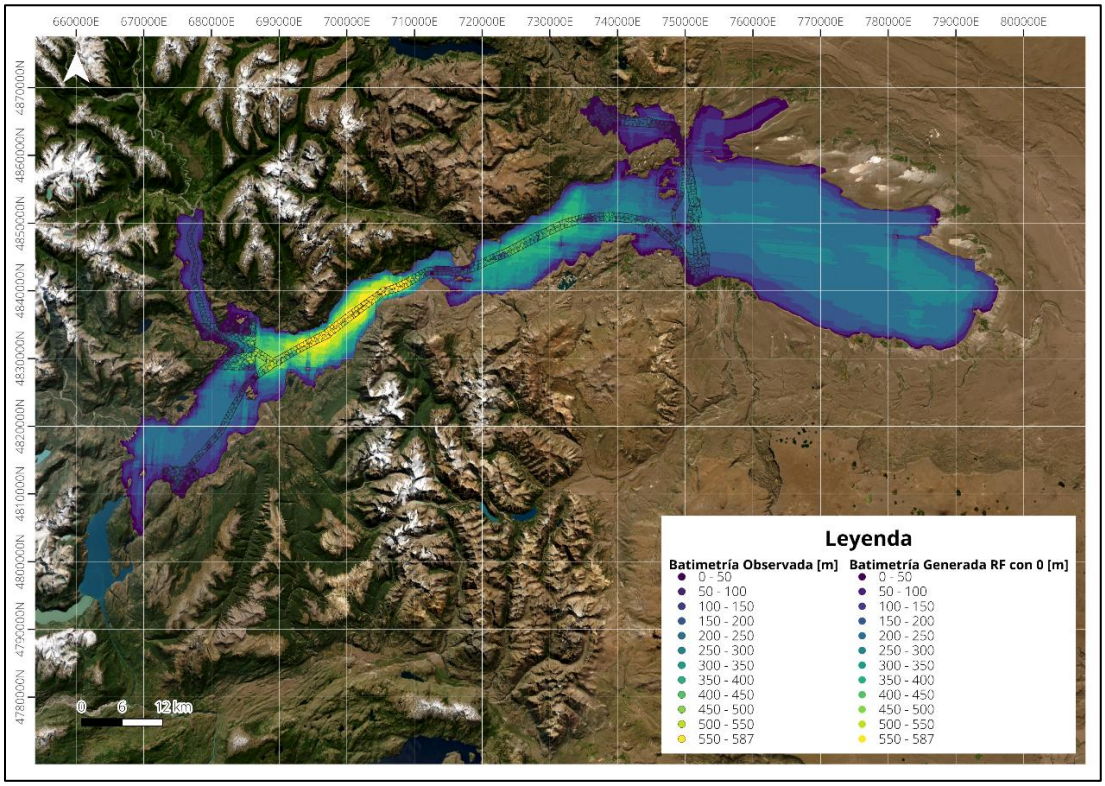


Figura 8. Aplicación del método Random Forest al lago General Carrera/Buenos Aires. Fuente: DIFROL (2024).

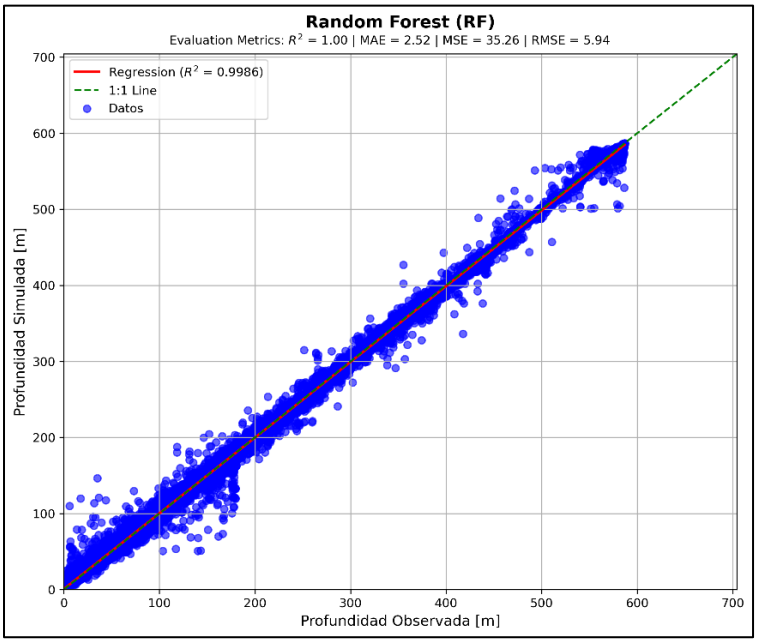


Figura 9. Rendimiento del método RF para el lago General Carrera. MAE: 2,52; MSE: 35,26, RMSE: 5,94 y R^2: 0,99. Fuente: DIFROL (2024).

Por su parte, el modelo XGBoost también alcanzó un alto nivel de precisión, con un MAE de 7,51 m, un RMSE de 12,78 m y un R^2 de 0,99. Aunque sus métricas son ligeramente inferiores a las de RF, el principal inconveniente de este algoritmo fue la generación de profundidades negativas en las zonas perimetrales del lago, una inconsistencia física que requeriría pasos de corrección adicionales. (ver Figura 10 y Figura 11)

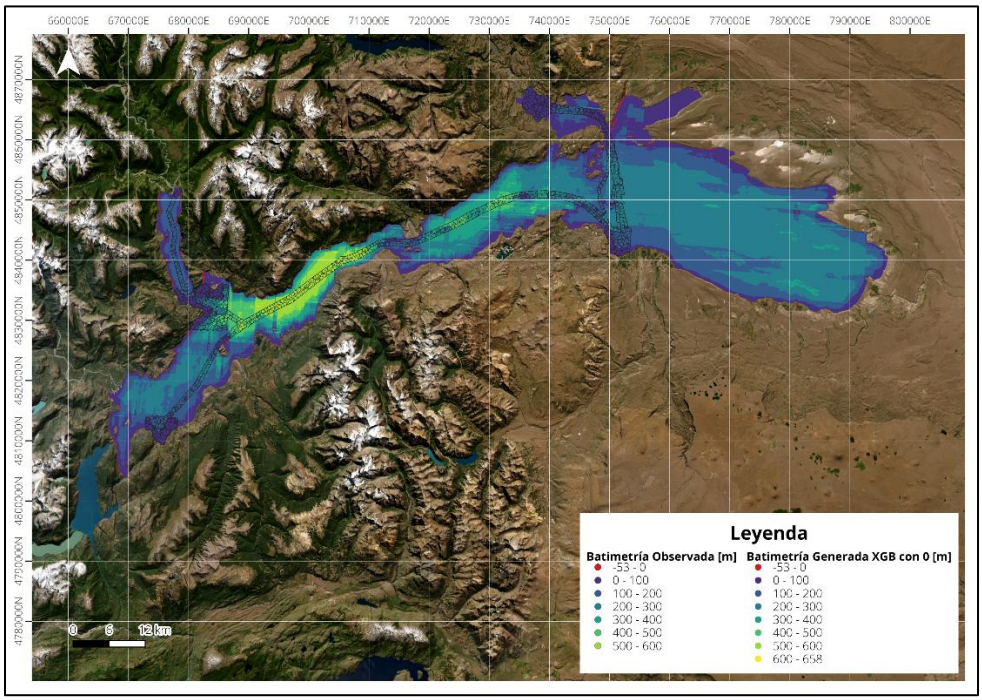


Figura 10. Aplicación del método XGB al lago General Carrera/Buenos Aires. Fuente: DIFROL (2024).

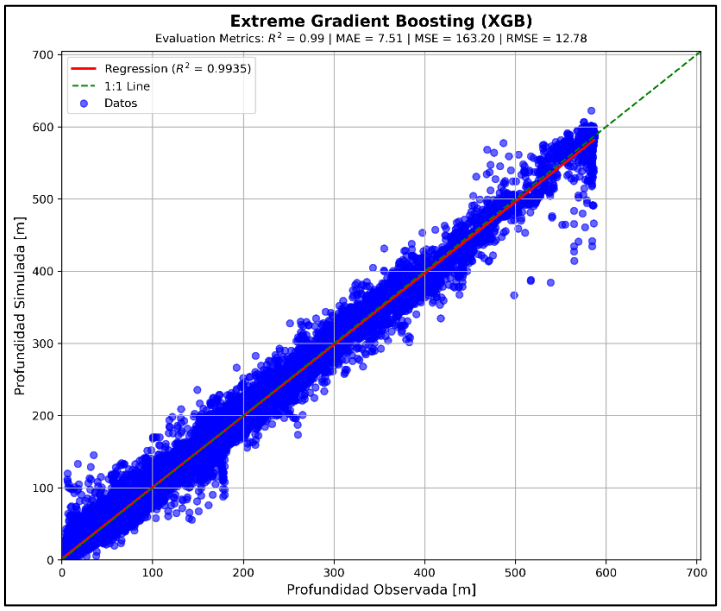


Figura 11. Rendimiento del método XGBoost para el lago General Carrera/Buenos Aires. MAE: 7,51; MSE: 163,2, RMSE: 12,78 y R2: 0,99. Fuente: DIFROL (2024).

El algoritmo XGB produce anomalías de profundidad en el perímetro del lago para las pendientes más abruptas (puntos rojos en la Figura 10).

Considerando la superioridad en las métricas de rendimiento y la ausencia de anomalías físicas en sus predicciones, se seleccionó el modelo Random Forest como el algoritmo definitivo para generar la batimetría completa del lago.

4.2 Generación de Productos Batimétricos y Curvas Características

A partir de la batimetría generada por el modelo Random Forest, se aplicaron cuatro flujos de trabajo de post-procesamiento en un software SIG para obtener los productos finales. Estos métodos (BRUTO, RASTER, TIN e IDW) permitieron generar rásters de profundidad con una resolución de 10x10 metros y sus correspondientes curvas de isoprofundidad.

Visualmente, los productos TIN e IDW son los que presentan una evolución más gradual y plausible de las profundidades. La batimetría generada con el método TIN, en particular, ofrece una representación sin discontinuidades abruptas, lo que la convierte en un producto robusto para los análisis que persigue este estudio. La Figura 12 muestra el resultado de la interpolación con TIN.

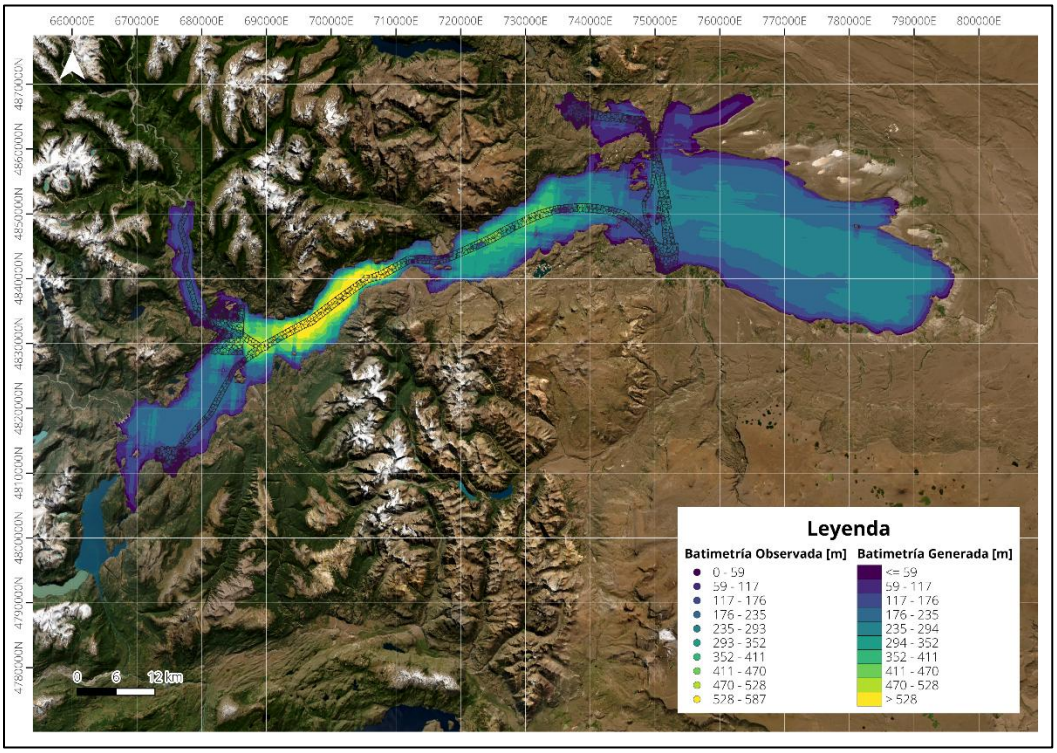


Figura 12. Batimetría generada en ráster utilizando una interpolación basada en TIN. Fuente: DIFROL (2024).

Finalmente, se calcularon las curvas de volumen-altura para cada uno de los cuatro productos generados. Todas las curvas muestran un comportamiento muy similar, diferenciándose principalmente para volúmenes superiores a 50.000 Mm^3, antes de volver a converger.

La Figura 13 muestra la curva de volumen-altura adimensionalizada por el volumen y altura máximo estimado en cada método.

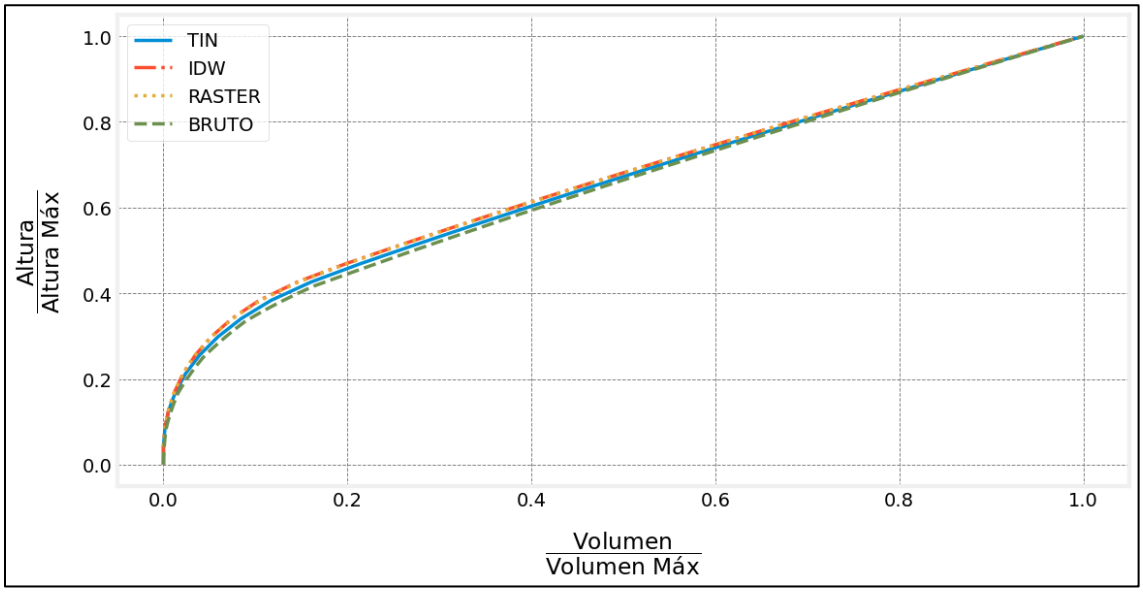


Figura 13. Curvas de Volumen v/s Altura adimensional para todos los métodos propuestos. Se ve como las curvas colapsan su comportamiento a mayores volúmenes. Fuente: DIFROL (2024).

Los resultados finales de área y volumen total para el lago se resumen en la Tabla 1 , donde se aprecia que los métodos RASTER, TIN e IDW convergen a valores de superficie total muy cercanos (entre 1.782 y 1.787 Mm^3), mientras que el volumen total estimado varía entre 642.216 Mm^3 (IDW) y 661.409 Mm^3 (TIN).

Tabla 1. Resumen de área y volumen estimado por producto generado para el lago General Carrera/Buenos Aires. Fuente: DIFROL (2024).

Método	Área Total [km^2]	Volumen [Mm^3]
Bruto	1.833,13	699.020,85
Raster	1.787,14	644.892,76
TIN	1.782,98	661.409,95
IDW	1.782,94	642.216,73

5. CONCLUSIONES

El presente estudio demuestra la viabilidad y eficacia de una metodología basada en machine learning y parámetros geomorfológicos para generar una batimetría completa y de alta resolución en cuerpos lacustres con información observada limitada. Los resultados confirman que el enfoque propuesto supera con creces las limitaciones de los métodos de extrapolación simple, logrando una representación detallada y coherente del lecho del Lago General Carrera/Buenos Aires.

El éxito de la metodología se sustenta en la capacidad de los algoritmos de machine learning para aprender la compleja relación no lineal entre la profundidad del lago y las características de su entorno. De los dos algoritmos evaluados, Random Forest (RF) demostró ser superior. No solo alcanzó métricas de rendimiento excepcionales en el conjunto de validación (MAE: 2,52 m; RMSE: 5,94 m; R^2: 0,99), sino que, a diferencia de XGBoost, generó un modelo físicamente consistente que respeta la condición de borde de profundidad nula en el perímetro del lago, sin producir valores negativos. Esto lo posiciona como un método más robusto y fiable para esta aplicación.

Este trabajo releva la importancia fundamental de definir parámetros geomorfológicos adecuados. La capacidad de deducir propiedades batimétricas a partir del análisis del entorno del lago abre una nueva vía para caracterizar cuerpos de agua en regiones con escasez de datos. La metodología aprovecha la información topográfica, generalmente más accesible, para inferir con alta precisión una variable de difícil medición como lo es la profundidad.

Es crucial destacar que el desarrollo de esta metodología no habría sido posible sin los datos de alta calidad obtenidos en las campañas de monitoreo del Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA). Sus mediciones constituyeron la "verdad de campo" indispensable para entrenar y validar los modelos, lo que subraya el valor irremplazable del monitoreo directo como pilar para el desarrollo de herramientas de estimación avanzadas.

Asimismo, el estudio evidenció la complejidad de integrar batimetrías de distintas fechas en lagos de gran envergadura. Se constató que las variaciones de nivel no son homogéneas en toda la superficie, debido a la influencia de aportes locales y otros efectos dinámicos. Esto implica que la simple corrección de niveles es insuficiente y que la consolidación de datos de múltiples campañas requeriría de una modelación hidrodinámica más compleja, lo que representa un desafío para futuros trabajos.

En conclusión, la metodología propuesta funciona y se presenta como una herramienta poderosa y validada para la generación de productos batimétricos esenciales, como las curvas de volumen-altura, que son un insumo crítico para la modelación hidrológica y la gestión de recursos hídricos. Como recomendación, los productos generados mediante las interpolaciones TIN e IDW son los más plausibles para ser utilizados en modelaciones futuras, debido a su representación gradual y continua de las profundidades. Futuras investigaciones podrían explorar la aplicación de otros algoritmos de machine learning sobre la matriz de características ya construida para refinar aún más los resultados.

AGRADECIMIENTOS

El autor desea agradecer primero a la Unidad de Medio Ambiente y Recursos Hídricos Compartidos de la Dirección Nacional de Fronteras y Límites del Estado de Chile (DIFROL) por su autorización para la difusión de parte de los estudios que realiza para la caracterización

de sistemas de carácter bi-nacional. Particularmente al equipo que formó parte: Sra. Macarena Bahamondes, Sra. Ximena Carvajal, Sra. Pia Ferreti y Sra. Carol Ganter.

Adicionalmente, el autor desea agradecer a la empresa ERIDANUS por la elaboración de los resultados del estudio, particularmente a los profesionales que trabajaron en el mismo: Sra. Rosa Vargas, Sr. Ignacio Díaz y los asesores externos Sra. Vanessa Magallanes, Sr. Ignacio Aguirre y Sr. Cristian Chadwick.

Al profesor Sr. Horacio Mery, por el honor de haber sido su alumno y su colega en algunos momentos en el Departamento Proyectos de Riego de la Dirección de Obras Hidráulicas.

REFERENCIAS

Breiman, L. (2001). "Random Forests". Machine Learning, Vol. 45, No. 1, pp. 5-32.

Chen, T., y Guestrin, C. (2016). "XGBoost: A Scalable Tree Boosting System". Proceedings of the 22nd ACM SIGKDD International Conference on Knowledge Discovery and Data Mining, pp. 785-794.

Unidad de Medio Ambiente y Recursos Hídricos Compartidos. Dirección Nacional de Fronteras y Límites del Estado de Chile (DIFROL). Estudio para la integración de la batimetría disponible en el Lago General Carrera/Buenos Aires. Año 2024. Estudio de carácter confidencial.

Hao, Z., Chen, F., Jia, X., Cai, X., Yang, C., Du, Y., & Ling, F. (2024). "GRDL: A new global reservoir area-storage-depth data set derived through deep learning-based bathymetry reconstruction". Water Resources Research, Vol. 60, e2023WR035781.

Khazaei, B., Read, L.K., Casali, M., Sampson, K. M., y Yates, D. N. (2022). "GLOBathy, the global lakes bathymetry dataset". Scientific Data, Vol. 9, No. 36.

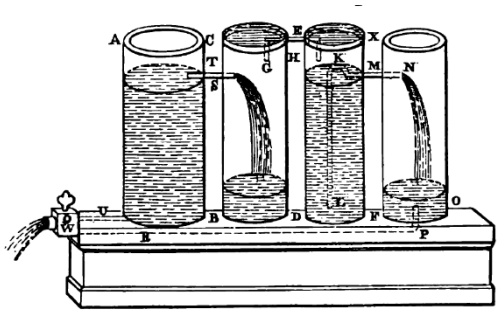
Messager, M., Lehner, B., Grill, G., et al. (2016). "Estimating the volume and age of water stored in global lakes using a geo-statistical approach". Nature Communications, Vol. 7, No. 3603.

Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA). (2016). "Carta Naútica Lago General Carrera". Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada, Valparaíso, Chile.

HIDRO-GRAFÍA

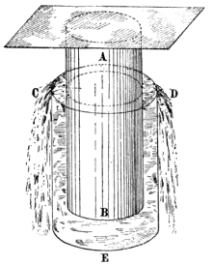
ALDO TAMBURRINO TAVANTZIS

La imagen de la figura fue tomada de un libro de 1851 que representa un ingenio diseñado hace casi 2000 años cuya finalidad es:



a) Medir la presión hidrostática en vasos comunicantes mediante manómetros diferenciales.
b) Filtrar impurezas del agua usando columnas con materiales porosos.
c) Destilar agua por calentamiento y condensación en serie de recipientes.
d) Un artilugio diseñado para mezclar vino y agua en proporciones constantes.

NÚMERO ANTERIOR



Lamentablemente durante la edición del número anterior se confundieron las versiones de la Hidro-Grafía y la publicada no corresponde a la redacción final. Podría considerarse válida la respuesta b): "Un esquema que sirve para demostrar que el principio de Arquímedes (el empuje sobre un cuerpo sumergido es igual al peso del volumen de líquido desplazado) no es siempre válido", pero como la figura muestra un vertimiento del agua, podría interpretarse que es el agua desplazada, por lo que hay una ambigüedad en la respuesta. Es posible responder, entonces "ninguna de las anteriores"



Fig. 1



Fig. 2

El dibujo corresponde a un problema que planteó Galileo en una carta a Tolomoeo Nozzolini en enero de 1613 en el que resuelve el siguiente problema: Una persona sostiene un recipiente cilíndrico de diámetro D y altura H que se encuentra completamente lleno de agua (Fig. 1). Desde el techo de una habitación sobresale un cilindro sólido de diámetro d y la persona introduce el recipiente una profundidad h (Fig. 2), derramando parte del agua. ¿El peso que soporta la persona en la Fig. 2 es mayor, menor o igual a la que soportaba en la situación de la Fig. 1? La respuesta es que la fuerza que soporta la persona es la misma. Este problema, muy fácil de resolver con el conocimiento que tenemos relativo a la presión en la actualidad, no era trivial en la época de Galileo. De hecho, su demostración tomó varias páginas de la carta de Galileo a Nozzolini y ahora puede ahora hacerse en un par de líneas.

INVITACION A CONTRIBUIR CON ARTÍCULOS

La Revista de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica invita a contribuir con artículos para ser publicados en sus próximos números. Los artículos pueden ser en castellano o inglés.

Los artículos buscan difundir trabajos en el área de interés de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica, especialmente aquellos relativos a la hidráulica, hidrología y mecánica de fluidos en general, así como otros aspectos relacionados con el agua, como su uso, gestión, recursos, tecnologías, historia, etc. Los artículos pueden ser de investigación teórica o aplicada, soluciones novedosas a problemas de ingeniería, difusión u otros temas de interés para la comunidad hidráulica nacional.

El formato de presentación de los trabajos puede solicitarse al Editor a la dirección electrónica atamburr@uchile.cl