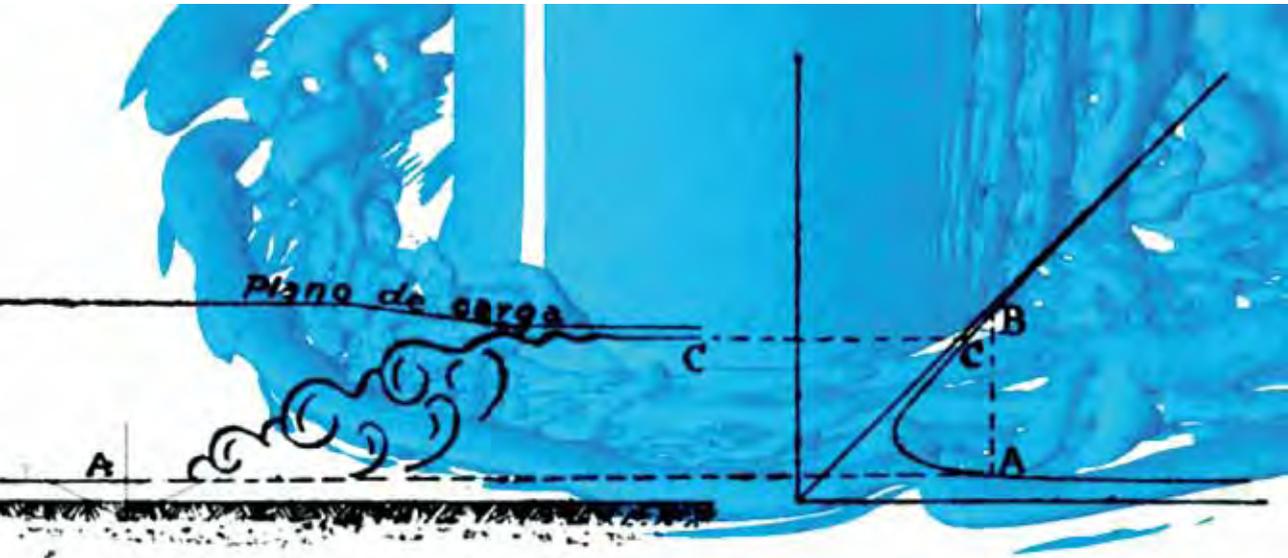




Biblioteca Fundamentos  
de la Construcción de Chile

# ESCURRIMIENTO VARIABLE DEL AGUA EN LOS CANALES

Ramón Salas Edwards



BIBLIOTECA FUNDAMENTOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE CHILE

CÁMARA CHILENA DE LA CONSTRUCCIÓN  
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
BIBLIOTECA NACIONAL

# BIBLIOTECA FUNDAMENTOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE CHILE

INICIATIVA DE LA CÁMARA CHILENA DE LA CONSTRUCCIÓN,  
JUNTO CON LA PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
Y LA DIRECCIÓN DE BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y MUSEOS

## COMISIÓN DIRECTIVA

GUSTAVO VICUÑA SALAS (PRESIDENTE)

AUGUSTO BRUNA VARGAS

XIMENA CRUZAT AMUNÁTEGUI

JOSÉ IGNACIO GONZÁLEZ LEIVA

MANUEL RAVEST MORA

RAFAEL SAGREDO BAEZA (SECRETARIO)

## COMITÉ EDITORIAL

XIMENA CRUZAT AMUNÁTEGUI

NICOLÁS CRUZ BARROS

FERNANDO JABALQUINTO LÓPEZ

RAFAEL SAGREDO BAEZA

ANA TIRONI

## EDITOR GENERAL

RAFAEL SAGREDO BAEZA

## EDITOR

MARCELO ROJAS VÁSQUEZ

## CORRECCIÓN DE ORIGINALES Y DE PRUEBAS

ANA MARÍA CRUZ VALDIVIESO

PAJ

## BIBLIOTECA DIGITAL

IGNACIO MUÑOZ DELAUNOY

I.M.D. CONSULTORES Y ASESORES LIMITADA

## GESTIÓN ADMINISTRATIVA

CÁMARA CHILENA DE LA CONSTRUCCIÓN

## DISEÑO DE PORTADA

TXOMIN ARRIETA

## PRODUCCIÓN EDITORIAL A CARGO

DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES DIEGO BARROS ARANA  
DE LA DIRECCIÓN DE BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y MUSEOS

## PRESENTACIÓN

La *Biblioteca Fundamentos de la Construcción de Chile* reúne las obras de científicos, técnicos, profesionales e intelectuales que con sus trabajos imaginaron, crearon y mostraron Chile, llamaron la atención sobre el valor de alguna región o recurso natural, analizaron un problema socioeconómico, político o cultural, o plantearon soluciones para los desafíos que ha debido enfrentar el país a lo largo de su historia. Se trata de una iniciativa destinada a promover la cultura científica y tecnológica, la educación multidisciplinaria y la formación de la ciudadanía, todos requisitos básicos para el desarrollo económico y social.

Por medio de los textos reunidos en esta biblioteca, y gracias al conocimiento de sus autores y de las circunstancias en que escribieron sus obras, las generaciones actuales y futuras podrán apreciar el papel de la ciencia en la evolución nacional, la trascendencia de la técnica en la construcción material del país y la importancia del espíritu innovador, la iniciativa privada, el servicio público, el esfuerzo y el trabajo en la tarea de mejorar las condiciones de vida de la sociedad.

El conocimiento de la trayectoria de las personalidades que reúne esta colección, ampliará el rango de los modelos sociales tradicionales al valorar también el quehacer de los científicos, los técnicos, los profesionales y los intelectuales, indispensable en un país que busca alcanzar la categoría de desarrollado.

Sustentada en el afán realizador de la Cámara Chilena de la Construcción, en la rigurosidad académica de la Pontificia Universidad Católica de Chile, y en la trayectoria de la Dirección de Bibliotecas, Archivos y Museos en la preservación del patrimonio cultural de la nación, la *Biblioteca Fundamentos de la Construcción de Chile* aspira a convertirse en un estímulo para el desarrollo nacional al fomentar el espíritu emprendedor, la responsabilidad social y la importancia del trabajo sistemático. Todos, valores reflejados en las vidas de los hombres y mujeres que con sus escritos forman parte de ella.

Además de la versión impresa de las obras, la *Biblioteca Fundamentos de la Construcción de Chile* cuenta con una edición digital y diversos instrumentos, como *softwares* educativos, videos y una página web, que estimulará la consulta y lectura de los títulos, la hará accesible desde cualquier lugar del mundo y mostrará todo su potencial como material educativo.

COMISIÓN DIRECTIVA - COMITÉ EDITORIAL  
BIBLIOTECA FUNDAMENTOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE CHILE

SALAS EDWARDS, RAMÓN 1880-1954

621.24 ESCURRIMIENTO VARIADO DEL AGUA EN LOS CANALES/ RAMÓN SALAS EDWARDS; EDITOR GE-  
S161e NERAL, RAFAEL SAGREDO BAEZA. SANTIAGO DE CHILE: CÁMARA CHILENA DE LA  
2011 CONSTRUCCIÓN: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE: DIRECCIÓN DE  
BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y MUSEOS, c2011.

LXIX, 220 P.: IL., FACSIMS., 28 CM (BIBLIOTECA FUNDAMENTOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE CHILE);  
V. 78

INCLUYE BIBLIOGRAFÍAS.

ISBN: 9789568306083 (OBRA COMPLETA) ISBN: 9789568306793 (T. LXXVIII)

I.- HIDRÁULICA I. SAGREDO BAEZA, RAFAEL, 1959-

© CÁMARA CHILENA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2011  
MARCHANT PEREIRA 10  
SANTIAGO DE CHILE

© PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE, 2011  
AV. LIBERTADOR BERNARDO O'HIGGINS 390  
SANTIAGO DE CHILE

© DIRECCIÓN DE BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y MUSEOS, 2011  
AV. LIBERTADOR BERNARDO O'HIGGINS 651  
SANTIAGO DE CHILE

REGISTRO PROPIEDAD INTELECTUAL  
INSCRIPCIÓN N° 215.002

SANTIAGO DE CHILE

ISBN 978-956-8306-08-3 (OBRA COMPLETA)  
ISBN 978-956-8306-79-3 (TOMO SEPTUAGÉSIMO OCTAVO)

IMAGEN DE LA PORTADA  
*ILUSTRACIÓN DEL PASO DE UN TORRENTE EN RÍO*

DERECHOS RESERVADOS PARA LA PRESENTE EDICIÓN

CUALQUIER PARTE DE ESTE LIBRO PUEDE SER REPRODUCIDA  
CON FINES CULTURALES O EDUCATIVOS, SIEMPRE QUE SE CITE  
DE MANERA PRECISA ESTA EDICIÓN.

Texto compuesto en tipografía *Berthold Baskerville 10/12,5*

SE TERMINÓ DE IMPRIMIR ESTA EDICIÓN, DE 1.000 EJEMPLARES,  
DEL TOMO LXXVIII DE LA *BIBLIOTECA FUNDAMENTOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE CHILE*,  
EN VERSIÓN PRODUCCIONES GRÁFICAS LTDA., EN FEBRERO DE 2012

IMPRESO EN CHILE / PRINTED IN CHILE

RAMÓN SALAS EDWARDS

ESCURRIMIENTO  
VARIADO DEL AGUA  
EN LOS  
CANALES



SANTIAGO DE CHILE  
2012



Ramón Salas Edwards  
(1880-1954)

# RAMÓN SALAS EDWARDS, LA CIENCIA Y LA MISIÓN INTEGRAL DEL INGENIERO

*Cristián Escauriaza M. y Jorge Gironás L.*

## INTRODUCCIÓN

Maravillarse al observar la belleza de un río en la naturaleza, admirar las formas que los flujos crean en las montañas y los valles, y apreciar la vida que se forma en torno al agua, despierta en el ser humano la curiosidad por comprender lo complejo de su relación con el ambiente y el agua, y descubrir los secretos de los cauces y el rol de los ríos como sostenedores de ecosistemas en cuencas hidrológicas.

La imposibilidad de entender la totalidad de todos los aspectos que implica el flujo en los ríos y a la vez la necesidad de los ingenieros de describirlos y relacionarse con ellos, para intentar manejarlos y aprovechar sus recursos para el bien de la sociedad, hace que su labor sea tan bella como paradójica, y levanta un desafío que ha ocupado a muchas generaciones de investigadores que aún intentan descifrar los sistemas fluviales a diferentes escalas.

Estas motivaciones deben haber inspirado el trabajo de Ramón Salas Edwards como ingeniero, profesor e investigador. Sus contribuciones al desarrollo de la infraestructura del país a comienzos del siglo XX y su trabajo académico en la Universidad Católica y en la Universidad de Chile, lo ubican como uno de los ingenieros más notables de nuestra historia, cuyos aportes científicos significaron también un avance técnico en el diseño de obras de transporte y distribución de agua para distintas aplicaciones.

No sólo desarrolló una carrera académica brillante sino que, también, fundó una disciplina de la ingeniería en Chile y la elevó al mismo nivel de desarrollo científico y técnico que tenía en esos momentos en Europa y Norteamérica. Durante los primeros años de su trabajo profesional contribuyó al diseño de importantes obras portuarias y de saneamiento en el Chile del centenario. Posteriormente, a través de su investigación y trabajo académico, logró completar la teoría que hoy permite describir el flujo permanente en ríos y canales. Sus estudios no se limitaron

a la parte teórica del movimiento del agua, sino que a partir de los nuevos conceptos asociados al escurrimiento crítico y energía mínima, desarrolló marcos partidarios que en 1917 permitieron por primera vez dividir caudales con precisión.

Además de desarrollar investigación en hidráulica, publicó estudios en Matemáticas y fue uno de los primeros científicos chilenos que enseñó e investigó temas de Física moderna, participando en conferencias internacionales y publicando en revistas científicas de la disciplina.

Su trabajo académico no sólo se enfocó en el desarrollo de la ciencia como una forma de entender y describir mejor la naturaleza o generar aplicaciones para el uso práctico de los principios teóricos. Su inquietud científica también situaba estos avances en un contexto mucho más amplio, ligado a su visión de la ingeniería, de la investigación, la enseñanza, y la importancia de la profesión en el desarrollo del país. Durante décadas fue maestro de varias generaciones de ingenieros en las dos universidades más importantes en Chile, e hizo escuchar su voz para proponer nuevas formas de enseñar ingeniería y ciencias, reflexionando sobre la misión del ingeniero en la sociedad.

Su mirada de largo plazo para plantear estos temas en los momentos en que nuestro país se encontraba definiendo las políticas y actividades económicas que marcarían el desarrollo durante el siglo XX, lo convirtieron en líder intelectual de la generación de ingenieros que durante las primeras décadas del siglo pasado propuso nuevas formas de avanzar en el progreso del país, contribuyendo desde las universidades, el Instituto de Ingenieros o desde instituciones públicas como ministerios o la Corporación de Fomento de la Producción (CORFO).

Aquí abordamos los distintos aspectos de su vida académica y profesional y su pasión por temas que alcanzaban más allá de los conceptos puramente científicos, y que hasta hoy siguen marcando el desarrollo de la ingeniería moderna. Lo excepcional de sus contribuciones y lo serio de su labor académica generó este legado que se transformó en el testimonio esencial de la naturaleza de su carácter.

#### BIOGRAFÍA DE RAMÓN SALAS EDWARDS

Nació en Santiago el 31 de julio de 1880. Hijo de Ventura Edwards y José Rafael Salas Errázuriz, quien fuera diputado por Copiapó y Valparaíso, y senador por Valdivia. Estudió en el colegio San Ignacio de los Reverendos Padres Jesuitas entre los años 1892 y 1897, y rindió el bachillerato en Matemáticas en el Instituto Nacional en 1898. Entre los años 1899 y 1903 estudió Ingeniería en la Universidad de Chile, obteniendo la licenciatura en Matemáticas en 1903 y el título de ingeniero civil en mayo de 1904. Poco después de egresar comenzó a enseñar las cátedras de Análisis Infinitesimal y Mecánica Racional en la Universidad Católica, al mismo tiempo que participó entre los años 1904 y 1906 en el diseño del sistema de agua potable y alcantarillado de Santiago junto al destacado ingeniero holandés Gerrit van M. Broekman. Este trabajo marcó el inicio de una estrecha colaboración entre estos dos ingenieros, quienes también participaron en el diseño de importantes

obras hidráulicas y portuarias, como son los puertos de Valparaíso y San Antonio (1907-1908) y el proyecto del embalse El Yeso durante los años 1910 y 1912.

La decisión de viajar a estudiar a Francia en 1909 constituye un momento crucial en el desarrollo posterior de su carrera como investigador y académico. Durante ese año realizó estudios de perfeccionamiento en La Sorbonne de París, interactuando con algunos de los más renombrados científicos de su tiempo. De regreso en Chile se hizo cargo de la cátedra de Hidráulica General de la Universidad Católica, la cual dejaría en 1919 en manos de su alumno memorista y más tarde insigne ingeniero hidráulico, Francisco Javier Domínguez Solar. En 1911 desarrolló las primeras instalaciones experimentales para el estudio de hidráulica de canales en dicha universidad, las cuales procuró perfeccionar luego de su viaje en 1913 a Columbia University, Estados Unidos. A estos dos viajes se agrega la visita de perfeccionamiento en ciencias físico-matemáticas que realizó en el College de France entre los años 1921 y 1922.

Durante la segunda década del siglo xx comenzó a desarrollar una amplia labor como líder académico e intelectual tanto en el ámbito nacional como internacional. A estas tareas agregó su participación en actividades de carácter religioso, destacando, por ejemplo, su compromiso con la construcción del templo parroquial de Cartagena. En 1909 formó parte de una misión técnica del gobierno de Chile enviada a Europa. En 1915 fue el representante de las universidades chilenas en el Segundo Congreso Científico Panamericano efectuado en Washington D.C., donde presentó su artículo fundacional y el más relevante para los desarrollos posteriores de la hidráulica, "Discusión sintética del trazado del eje hidráulico", replicado en 1922 en el Congreso de Padua. Entre los años 1918 y 1921 se desempeñó como decano de la Facultad de Ciencias de la Universidad Católica, mientras que entre 1916 y 1928 fue director de la sección Físico-Matemática del Instituto de Ingenieros de Chile. En 1927 asume como consejero de la Universidad de Chile, donde comenzó a impartir la cátedra de Mecánica Racional a partir de 1924.

Su exímio desempeño en variadas disciplinas científicas le permitieron formar parte de un sinnúmero de sociedades y asociaciones científicas, así como también agrupaciones de carácter social respetadas e influyentes de la época. Destacan dentro de éstas el Instituto de Ingenieros de Chile, la Société Scientifique de Bruxelles, la Real Academia de Ciencias de Madrid, la Sociedad Matemática Hispano-Americana, la American Mathematical Society, la Sociedad Geográfica de Lima, la Econometric Society, el Club de La Unión y Club Hípico de Santiago. Algunas de las distinciones recibidas en su exitosa trayectoria son el doctorado Honoris Causa otorgado por la Universidad de Padua (1922), el premio Martínez de la Universidad de Chile (1926), la medalla de oro de la Universidad Católica (1928), el nombramiento como académico correspondiente extranjero de la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (1928), la medalla de oro y el diploma de honor del Instituto de Ingenieros de Chile (1941).

Es autor de obras escritas en temas tan variados como las distintas disciplinas que abordó a lo largo de su vida. Sus textos más importantes son *Introducción al análisis infinitesimal e Hidráulica general*, que más tarde dio origen al libro *Escurri-*

*miento variado del agua en los canales.* Adicionalmente preparó artículos para distintas revistas y congresos, destacando sus publicaciones en los *Anales de la Société Scientifique de Bruxelles*, los *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, la *Revista Universitaria de la Universidad Católica*, los *Anales de la Universidad de Chile*, la *Revista de la Real Academia de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de España* y *Documentation Catholique*.

Murió en 1954. Le sobrevivieron su esposa Teresa Valdés Echeverría y sus cinco hijos: Alfonso, Teresa, Fernando, Ramón y Matilde.

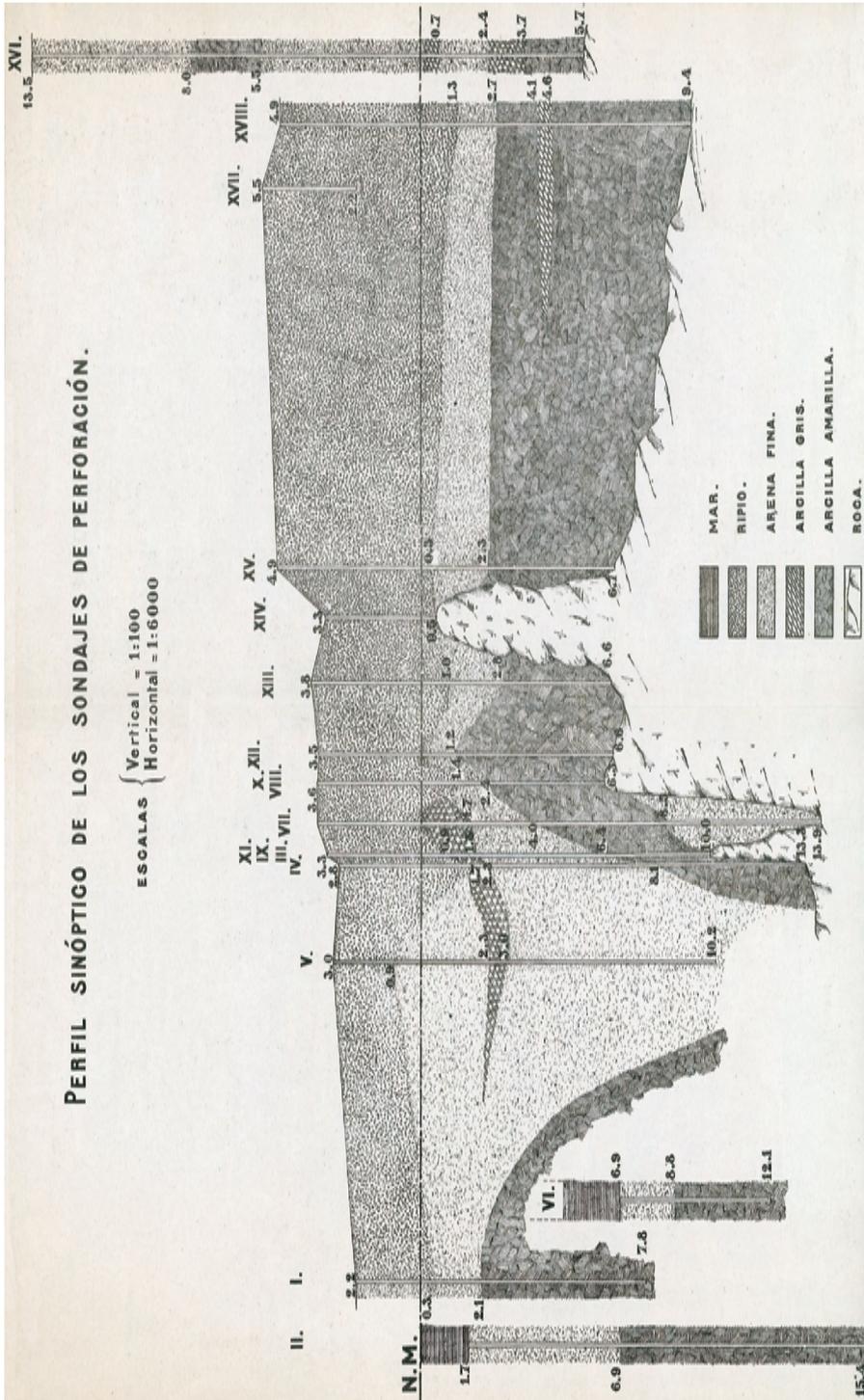
#### EL ESCURRIMIENTO VARIADO DEL AGUA EN LOS CANALES

*El escurrimiento variado del agua en los canales* de 1923 es un libro construido a partir de la recopilación de las notas que Ramón Salas Edwards desarrolló para el curso de Hidráulica en la Universidad Católica, publicado como *Hidráulica general*. Contiene los conceptos y la descripción de los mecanismos fundamentales que gobiernan el flujo en ríos y canales abiertos, incluyendo la utilización de los principios de balance de masa, energía y cantidad de movimiento para estudiar la variación de la profundidad y velocidad media del flujo a lo largo del cauce. Aquí propone por primera vez una metodología para calcular esta variación –conocida en el lenguaje técnico como eje hidráulico– a partir de la ecuación de la energía específica y del cálculo de las pérdidas por fricción. Además pone especial énfasis en la importancia del escurrimiento crítico, su relación con la energía del flujo, la velocidad de propagación de ondas, el estudio del resalto hidráulico y las condiciones del canal que determinan el tipo de escurrimiento basado en su pendiente y rugosidad.

Su primera edición en forma de notas se publicó en 1918, a partir del artículo que presentó en el Congreso Panamericano de 1915. Desarrolló de forma independiente y simultánea al trabajo del investigador ruso Boris Bakhmeteff, el concepto de energía específica mínima para el escurrimiento crítico, como se detalla en las secciones siguientes.

El editor portugués Carlos George Nascimento, quien había adquirido nuevas máquinas de imprenta en 1923, lo publicó al mismo tiempo que *Desolación* de Gabriela Mistral. Estos dos libros fueron los primeros que aparecieron en las nuevas ediciones de Editorial Nascimento.

Este libro de Ramón Salas marca una nueva era para la ingeniería en Chile y, en especial, pone a nuestro país en la vanguardia del estudio de la disciplina. Su publicación coincide, también, con la culminación de su trabajo en hidráulica y el inicio de una nueva etapa liderada por Francisco Javier Domínguez, su alumno más destacado y quien desarrolló una extensa labor de investigación experimental. Posteriormente, enfocó su trabajo en otras áreas de la ciencia ligadas a la Física y Matemáticas, además de publicar y realizar conferencias sobre su visión personal de la ingeniería, y de aspectos filosóficos de la ciencia.



Gerardo Van M. Broekman. *Puerto de San Antonio. Texto del proyecto.*

RAMÓN SALAS Y LA INGENIERÍA HIDRÁULICA  
DE FINES DEL SIGLO XIX Y PRINCIPIOS DEL SIGLO XX

El desarrollo de la ingeniería en Chile se forjó a partir del trabajo de jóvenes egresados de las escuelas de Ingeniería de la Universidad de Chile y de la Universidad Católica de Chile. En la Universidad de Chile el programa de estudios de Ingeniería se reestructuró en 1898 y se establecieron tres cursos para formar ingenieros geógrafos o agrimensores, ingenieros de minas e ingenieros civiles. Este último programa concentró la mayor cantidad de titulados durante la primera década del siglo xx. La facultad contrató un número importante de profesores extranjeros y se enfocó en el desarrollo de nuevos cursos y de prácticas profesionales de sus egresados<sup>1</sup>.

A principios del siglo xx, un número importante de jóvenes ingenieros egresados de estas universidades iniciaron la conducción administrativa del gobierno desde la actividad pública, marcando pautas en el desarrollo técnico del país y participando en la definición de muchas políticas públicas que sellarían el avance de Chile en la ciencia y en disciplinas tan variadas como la minería, agricultura, transporte, energía y economía. Este avance en ciencia y tecnología coincidió con el desarrollo de las vanguardias en el arte y la literatura chilena, también en manos de jóvenes artistas y escritores.

Quizá la señal más clara de la importancia de la ingeniería en nuestro país durante las primeras décadas del siglo xx y su relación con el desarrollo económico y administrativo de Chile, se dio unos años después con la participación de muchos de estos ingenieros en instituciones públicas a partir del gobierno de Carlos Ibáñez del Campo, de 1927 a 1931. Ingenieros menores de cuarenta años, agrupados inicialmente en el Instituto de Ingenieros de Chile, se involucraron en la administración del Estado ocupando cargos públicos y asumiendo un nuevo papel profesional en el desarrollo de la economía y la industria. Desde 1919 Ramón Salas publicó ensayos sobre esta nueva misión del ingeniero, donde compartía la visión que acompañó a toda la generación de ingenieros destacados de la época que participaron en este proceso, como Raúl Simon Bernard.

A pesar de las restricciones a las libertades ciudadanas y de prensa que caracterizaron al régimen de Carlos Ibáñez, su gobierno también se enfocó en la transformación administrativa del Estado, en un plan de obras públicas, en la renovación urbana de Santiago, en la implementación de políticas desde el sector público para impulsar el desarrollo industrial en el país y en la protección de la industria nacional<sup>2</sup>. Todas estas medidas iniciales se interrumpieron con la crisis política y económica de 1931. Esta generación de ingenieros, sin embargo, continuó su labor en la década de 1930 y en el establecimiento de la CORFO en 1939 que tuvo como objetivo propiciar el desarrollo industrial del país desde el Estado<sup>3</sup>.

---

<sup>1</sup> Rolando Mellafe, Antonia Rebolledo y Mario Cárdenas, *Historia de la Universidad de Chile*.

<sup>2</sup> Patricio Silva "State, public technocracy and politics in Chile, 1927-1941" y Gonzalo Cáceres, "Modernización autoritaria y renovación del espacio urbano: Santiago de Chile, 1927-1931".

<sup>3</sup> Silva, *op. cit.*

CURSO  
DE

HIDRAULICA GENERAL

*Profesado en la Universidad Católica  
de  
Santiago*

*por*

*D. RAMON SALAS EDWARDS*

*en el año 1915*

=====  
Tomo Primero  
=====

*Edición del Centro de Ingeniería  
a cargo de don Antonio Puratich.*

\_\_\_\_\_

*Crecimiento urbano y problemas sanitarios*

A mediados del siglo XIX existía una administración de corte autoritario siguiendo la ideología de Diego Portales. Esto generó condiciones de estabilidad en el crecimiento económico, fomentando la apertura de Chile hacia el mercado internacional basado, principalmente, en las exportaciones de trigo y de minerales de la zona norte del país<sup>4</sup>. Al mismo tiempo, el Estado impulsó la colonización de los territorios del sur generando nuevas oportunidades de comercio y servicios para la elite y capitales extranjeros. Así, entonces, la población fue migrando a las ciudades, las que no estaban del todo preparadas para este cambio en la estructura demográfica del país. Ilustrando lo anterior, “en 1810, Santiago tenía 36 mil habitantes. En 1855 el número había aumentado a 115.377”<sup>5</sup>.

Santiago fue el punto de mayor aglomeración poblacional, haciéndose evidente una abierta diferencia entre la oferta y demanda de los escasos servicios públicos. La entrega de agua potable se realizaba a través de diversas pilas públicas, como la ubicada entonces en la plaza de Armas, las que no daban abasto, por lo que se hacía urgente mejorar los servicios sanitarios del país. Con el apoyo del empresario estadounidense William Wheelwright, en 1855 se construyó una red de distribución de agua con cañerías que al pasar sólo por parte del centro de la ciudad acentuaría el contraste social. La creación de la Empresa de Agua Potable por parte de la Municipalidad de Santiago en 1859, si bien colaboró con el acceso de agua potable a sus habitantes, continuó siendo insuficiente aun con la utilización posterior del tranque de la quebrada de San Ramón desde 1893. Otras ciudades del país también implementaron nueva infraestructura para la captación y distribución de agua potable. Tal es el caso de Valparaíso donde se aprovecharon las aguas del tranque de Las Cenizas desde 1869, y se construyó la represa Peñuelas en 1897 durante el gobierno de Federico Errázuriz Echaurren.

El país mostraba falencias importantes en materia de agua potable y alcantarillado. Debido a los graves problemas de salud y malos olores se hacía urgente el reemplazo de las antiguas acequias coloniales con un sistema de alcantarillado. Si bien la primera ley para la construcción de alcantarillado en Chile se dictó en 1847, tomó varios años para que efectivamente se mejorara y expandiera el servicio. El impulso renovador para el mejoramiento urbano desplegado por el intendente Benjamín Vicuña Mackenna a partir de 1872 no fue suficiente, y pronto surgió la necesidad de una mejor plataforma legal para implementar una solución definitiva al problema de alcantarillado. Así, en 1898, durante el gobierno de Federico Errázuriz Echaurren, se creó una comisión para solucionar el tema del alcantarillado en Santiago integrada por los ingenieros Alberto González Errázuriz, Domingo Víctor Santa María y el Dr. Federico Puga Borne. Como resultado de esta comisión, en 1903 se promulgó la ley N° 1.624, que permitió que entre 1904 hasta 1908

---

<sup>4</sup> La mayor parte de la información de referencia entregada en esta sección está basada en el texto editado y dirigido por Sergio Villalobos R., *Historia de la ingeniería en Chile*.

<sup>5</sup> Carlos Hurtado, *Concentración de población y desarrollo económico: el caso chileno*.

se construyera la red de alcantarillado que dividía las descargas del sector norte de la ciudad y del sector sur, utilizando para ello los caudales del río Mapocho y del zanjón de la Aguada, respectivamente. Además, en 1906 se promulgó la ley N° 1.835 que incentivó la construcción de obras de abastecimiento de agua potable y alcantarillado en municipalidades con proyectos aprobados, pero sin financiamiento suficiente. Algunas ciudades beneficiadas con esta ley fueron: Antofagasta, Taltal, La Serena, Curicó, Talca, Chillán, Concepción y Valdivia.

### *Sector hidroeléctrico e industrial*

No sólo el sector sanitario requería de la aplicación del estado del arte de la ingeniería hidráulica. El sector hidroeléctrico fue adquiriendo cada vez mayor relevancia a fines del siglo XIX, época en que se inició la electrificación del alumbrado público junto con la consolidación de las aplicaciones en el transporte público y la industria de la minería. El abastecimiento de las principales obras venía de centrales térmicas como la de Mapocho, que proveía energía al tranvía de Santiago. En 1897 se construyó la central Chivilingo, la primera central hidroeléctrica en Chile, para abastecer la mina de carbón de Lota. A ella le siguió la generación eléctrica gracias a las aguas del río Loa y la represa Sloman de la Compañía Salitrera Tocopilla. Recién en 1904 a través de la ley N° 1.665, sobre la regularización de la electricidad, el Presidente de la República tuvo la atribución de conferir permisos y se gestó un órgano técnico cuyo papel sólo abarcó la inspección a las instalaciones eléctricas de las empresas.

La ciudad de Santiago seguía creciendo y comenzó a integrarse en mayor medida al sector industrial.

“Hacia 1906, según consta en los datos del Anuario Estadístico y en los Boletines de la Sociedad de Fomento Fabril (SOFOFA), existían ya en la capital cerca de 1.100 establecimientos industriales, los que constituían el 40% del total del país, consolidándose su destino de ciudad principal dentro del sistema urbano nacional”<sup>6</sup>.

La Compañía General de Electricidad creada en 1905, había contribuido a abastecer ciertos sectores de la ciudad y otras ciudades de la zona central, pero sería la central hidroeléctrica La Florida, inaugurada en 1909, la que mediante la captación de las aguas del río Maipo, y luego con sus subestaciones, contribuiría a suministrar energía para el desarrollo urbano de la capital.

En la década de 1920 comenzaron a surgir empresas de servicio público tales como la Compañía Chilena de Electricidad Limitada (después CHILECTRA). Esta compañía abasteció Santiago y Valparaíso, incorporando las ciudades del sur. A pesar de los vaivenes económicos de las primeras décadas del siglo XX, el sector

---

<sup>6</sup> Armando De Ramón y Patricio Gross (comps.), *Santiago de Chile: características histórico-ambientales. 1891-1924*.

energético siguió creciendo para poder satisfacer la demanda creciente de energía de las ciudades e industrias. Nuevos centros urbanos comenzaron a ser abastecidos y se puso en marcha la central hidroeléctrica Los Maitenes junto con otras subestaciones en la zona central.

El efecto de la crisis mundial de 1929 repercutió profundamente en la economía chilena al caer el valor de las exportaciones. El país tuvo que sobrellevar una lenta recuperación con políticas de Estado que incentivaban el desarrollo de la industria nacional y la fijación de precios internos. Mientras el país resistía la inflación y los efectos de la crisis económica mundial, se presentó una crisis energética por el aumento de consumo, aun cuando se estaban construyendo centrales de generación. Ante esta crisis, un grupo de ingenieros propuso una electrificación unificada a través de una empresa estatal. Su planteamiento, crítico de la política liberal, se expuso en una publicación titulada *Política eléctrica chilena del Instituto de Ingenieros de Chile*, aparecida en 1936, y sirvió como antecedente de las políticas luego implementadas por CORFO. Fue así como las centrales fueron incorporándose al servicio público y la CORFO incentivó la electrificación interconectada a nivel de país, creándose en 1943 la Empresa Nacional de Electricidad (ENDESA).

#### *Sector agrícola y ganadero*

Los primeros años del siglo xx también fueron positivos para la productividad agrícola y ganadera. Durante 1914 se dictó la Ley de Regadío, N° 2.953, que creó la Oficina de Regadío, asignó a la Dirección de Obras Públicas la planificación de obras y definió que éstas debían ser aprobadas por el Presidente de la República y por un 70% de los dueños de los suelos. Esta ley significó una contribución a la escasa legislación existente sobre riego y fue fundamental para el posterior desarrollo del país, ya que con ella se autorizaba la inversión para la construcción de cuatro importantes canales: Mauco (Valparaíso), Maule (Talca), Melado (Linares) y Laja (Los Ángeles). En 1917 se aumentaron los fondos para las obras de riego, autorizándose la construcción del embalse Lagunas de Planchón o de Teno y del embalse del río Elqui La Laguna, además de los canales de Tipaume, cercano a Rengo, y el Perquilauquén, en Parral. En 1919 los beneficiarios de los canales que atraviesan Vallenar contarán con las aguas del embalse del Huasco.

La decaída industria del salitre instó al Estado a promover obras de regadío para absorber mano de obra de las faenas del norte. Así es como en 1928 se instauró el Plan Extraordinario de Obras Públicas a través de la ley N° 4.303, que promovió la construcción de embalses y canales. La intervención del Estado en materia de riego se definió aún más en 1930 con la transformación de la Inspección General de Regadío en el Departamento de Riego, a través de la Ley General de Regadío, N° 4.445. De esta manera, el Estado tuvo una mayor injerencia en la proyección y ejecución de nuevas obras de riego, en la concesión de mercados de agua y en el cálculo de caudales en ríos y canales.

*Primeros trabajos de Ramón Salas Edwards  
como ingeniero hidráulico*

El contexto descrito nos muestra un país con necesidades importantes de infraestructura, y que buscaba mayores niveles de desarrollo en las primeras décadas del siglo XX, a pesar del agitado clima mundial imperante. La temática de los recursos hídricos y su aplicación en la Ingeniería Civil era uno de los aspectos claves de este desarrollo, de modo que puertos, obras de riego, hidroelectricidad e infraestructura sanitaria tuvieron un destacado papel. Fue precisamente a la concepción, diseño y construcción de estas obras a las que Ramón Salas Edwards dedicó sus primeros años como profesional. En este período pudo, por una parte, identificar aspectos técnicos que forjaron sus futuros años como académico del curso de Hidráulica y, por otra, complementar su formación técnica con la experiencia que significó el desarrollo de proyectos emblemáticos juntos con otros ingenieros y profesionales de primer nivel. Durante estos años trabajó en estrecha colaboración con el ingeniero holandés Gerrit Hendrik van Mourik Broekman (1875-1948), conocido en Chile como Gerardo van Broekman, quien fue su profesor de Ingeniería en la Universidad de Chile y primer mentor en temas de hidráulica fluvial y costera. Invitado por el gobierno chileno para trabajar en el diseño de obras de ingeniería y enseñar en la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile desde el año 1900, Gerardo van Broekman desarrolló una brillante carrera académica y profesional destacada por el diseño y estudio de importantes obras que analizaremos a continuación. En muchos de estos proyectos dirigió a Ramón Salas y lo nombró como primer ingeniero, aprovechando las habilidades matemáticas del joven ingeniero chileno. Posteriormente el holandés regresó a trabajar a Europa en 1914, en 1924 se convirtió en profesor de Ingeniería Civil en Delft University of Technology, y en 1933 en director del Laboratorio de Hidráulica de la misma universidad. Además de sus importantes trabajos de ingeniería se destacó por ser un artista avezado, pintando retratos de amigos y colegas que decoraban las paredes del Laboratorio de Hidráulica en Delft. En su discurso al recibir la medalla de oro del Instituto de Ingenieros de Chile en 1941, Ramón Salas Edwards hizo una especial mención a Gerrit van Mourik Broekman y Carlos Köning como dos de sus maestros más importantes durante sus estudios de ingeniería, y a quienes visitó en Holanda y Bélgica en años subsecuentes, previos a la Segunda Guerra Mundial.

Las siguientes líneas las dedicaremos a los principales proyectos desarrollados por Gerrit M. van M. Broekman y Ramón Salas Edwards.

#### Sistema de alcantarillado del centro de Santiago

A las puertas del primer centenario del país, la situación sanitaria en Santiago era bastante crítica. La población se hacinaba en viviendas pequeñas y los servicios de



Gerrit van Mourik Broekman (1875-1948) y su autorretrato.



agua potable y alcantarillado no habían crecido al ritmo de la población<sup>7</sup>. Por otra parte, la red de acequias no daba abasto y transportaba aguas muy contaminadas que eran usadas para el riego y hasta para beber, y el control de las aguas lluvias que éstas proporcionaban en el centro de la ciudad traía inundaciones en los suburbios<sup>8</sup>. Una vez definida la urgencia de abordar el tema, y después de una serie de propuestas presentadas por diversos ingenieros, el 12 de diciembre de 1903 se dicta el decreto que permitía al gobierno licitar la ejecución de los trabajos de saneamiento de la capital, definiéndose las correspondientes bases técnicas y económicas generales. Las tres propuestas que se presentaron a la licitación fueron revisadas por una subcomisión técnica y reevaluadas por el director de Obras Públicas Carlos Köning y el ingeniero Gerrit van M. Broekman. Esta revisión aceptó condicionalmente la propuesta “B” de la empresa francesa Batignolles-



Portada del estudio para el alcantarillado de Santiago liderado por Gerardo van M. Broekman.

<sup>7</sup> José Rosas, “Cambiando nuestro punto de vista”.

<sup>8</sup> Luis Alberto Romero, ¿Qué hacer con los pobres? Elite y sectores populares en Santiago de Chile 1840-1895.

Fould, elaborada por Paul Wéry y Mauricio d'Orival, como la ganadora de la licitación. El 27 de diciembre de 1904 se firmó el decreto de aceptación de dicha propuesta, y se estableció la necesidad de introducir modificaciones importantes y ejecutar obras suplementarias. El 9 de enero de 1905 se designó un inspector fiscal quien organizó una sección técnica para la revisión del proyecto aceptado y el establecimiento de los perfiles y secciones definitivas de la red de cañerías de desagüe. Esta sección, liderada por el ingeniero jefe Gerrit van M. Broekman y el primer ingeniero Ramón Salas Edwards, terminó su revisión en septiembre de 1905 y presentó en noviembre de ese mismo año una memoria del trabajo realizado<sup>9</sup>, aceptándose, entonces, el proyecto definitivo. El trabajo de Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards contiene una serie de elementos muy relevantes que vale la pena revisar en sus aspectos fundamentales.

Gerrit van M. Broekman definió la tarea de la sección como la verificación de la “racional distribución de la capacidad de canalización y de reserva de las canalizaciones”. Durante 1903 y 1904, en lo que fue su primera labor profesional como ingeniero, Ramón Salas Edwards había elaborado estudios y ábacos para caracterizar el régimen de precipitaciones de Santiago y el escurrimiento de agua en alcantarillados. A estas labores se agregó, luego, el trazado en planta para toda la ciudad de las canalizaciones, la verificación del correcto lavado de éstas, así como el análisis y cálculo detallado de parte de los colectores y cañerías considerados en el proyecto original. En las notas del proyecto, Gerrit van M. Broekman mencionaba de manera especial la “fatigosa tarea que ha absorbido la mayor parte del personal y el más largo tiempo” que significó elaborar los perfiles longitudinales de todas las canalizaciones, lo que incluía los colectores, la red de lavado y 290 km de cañerías. Otros resultados de relevancia del trabajo de la Sección Técnica fueron el nuevo diseño de la red de lavado, más eficaz y regular en su funcionamiento, así como también un conjunto de modificaciones de la red de agua potable, que la hicieron más económica y, a la vez, capaz de abastecer agua para el control de incendios. Además, se mejoró las condiciones de visitabilidad de los colectores al incorporar secciones ovoides y cámaras de inspección en los tramos iniciales de las cañerías.

El estudio hidrológico realizado por la Sección es tal vez uno de los primeros efectuados en el país. La información pluviométrica de la época era muy escasa, de corta data y de resolución temporal muy gruesa. Sin embargo, fue posible obtener la intensidad máxima en un período de treinta minutos para cada uno de los doscientos cincuenta eventos de precipitación registrados entre 1894 y 1904 por el pluviógrafo de los reverendos padres de los Sagrados Corazones. Adicionalmente, el observatorio astronómico nacional del cerro Santa Lucía contaba con un pluviógrafo de velocidad, instrumento similar a los actuales pluviógrafos de flotador, el cual había registrado diez años de precipitaciones. Notable es destacar como

---

<sup>9</sup> La mayor parte de la información de referencia entregada sobre el trabajo de la Sección Técnica está basada en el texto escrito por Gerrit M. Van Broekman G., *Breve exposición del trabajo realizado por la sección técnica*.

cien años después de este proyecto, los avances tecnológicos permiten contar con información precisa y de alta resolución temporal. Sin embargo, hay otros aspectos abordados por Ramón Salas que aún hoy son materia de estudio, y para los cuales no hay una respuesta definitiva. Ejemplos de esto son los problemas de identificar la ocurrencia de un evento de precipitación significativo, y separar un registro pluviográfico en eventos independientes utilizando un tiempo mínimo sin lluvia<sup>10</sup>. El estudio de Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards consideró tormentas de más de 2 mm y definió un tiempo mínimo seco entre eventos independientes de 2 horas.

El análisis de las precipitaciones, junto con las condiciones financieras, llevó a seleccionar una intensidad máxima para el diseño de setenta litros por segundo y por hectárea (25,2 mm/h), que según los datos registrados implicaba una máxima intensidad media en treinta minutos de 12 mm/h. Se estimó que esta intensidad sólo sería sobrepasada por nueve o diez lluvias en un período de diez años. Interesante resulta evaluar los resultados a la luz de los registros de precipitación recopilados a la fecha. Según el *Manual de Carreteras*<sup>11</sup>, una intensidad de 12 mm/h en treinta minutos tiene un período de retorno aproximado de tres años. Por otra parte, José P. Montt, Pedro Rivera y Bonifacio Fernández<sup>12</sup>, concluyeron a partir del registro de la estación Quinta Normal, período 1917-1960, que esta intensidad se sobrepasa entre cuatro y cinco veces en un período de diez años. De hecho, estas mismas fuentes nos dicen que la intensidad media en un período de treinta minutos que se sobrepasaría nueve o diez veces en diez años es del orden de 10,8 a 11 mm/h. Así, entonces, la intensidad de diseño definida por Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards fue bastante apropiada, resultando, incluso, un poco conservadora.



Ejemplo del registro de precipitaciones del pluviógrafo de velocidad del observatorio astronómico, en Van Broekman G., *Breve..., op. cit.*, lámina III.

<sup>10</sup> David Dunkerley, "Identifying individual rain events from pluviograph records: a review with analysis of data from an Australian dryland site".

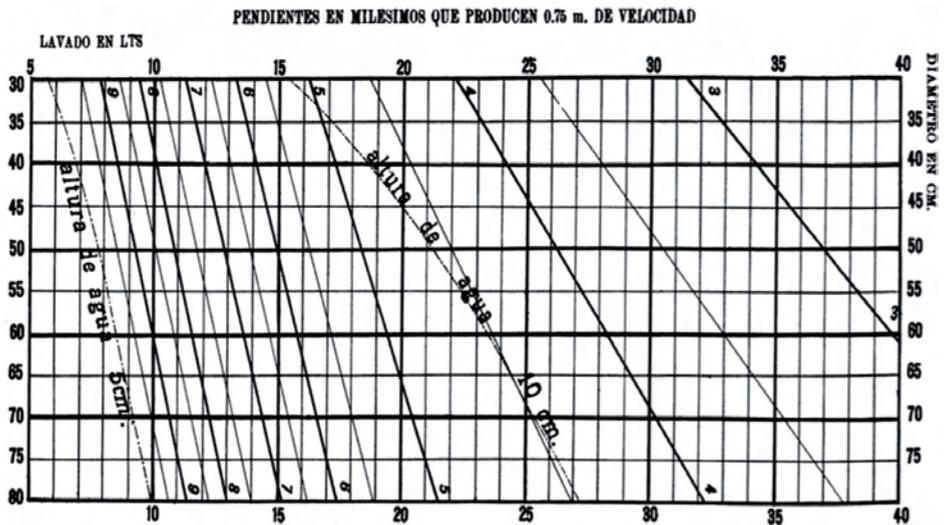
<sup>11</sup> Ministerio de Obras Públicas, *Manual de carreteras*, vol. 3: instrucciones y criterios de diseño, parte II.

<sup>12</sup> José P. Montt, Pedro Rivera, Bonifacio Fernández, "Dos errores extendidos en la estimación de probabilidades de eventos de lluvia a partir del período de retorno nominal".

El proyecto consideró el cálculo de los caudales a ser transportado en el sistema, tarea compleja, pero abordable a partir de ciertas estrategias de modelación y simplificaciones propias de la ingeniería. Para este cálculo Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards utilizaron el método racional propuesto pocos años antes por Emil Kuichling (1889) a partir del concepto de concentración de escorrentía, desarrollado por Thomas Mulvany en 1851. Para la aplicación del método se debía determinar dos coeficientes de reducción variable, dependientes del tipo de edificación y de las condiciones locales del terreno, los que permitirían estimar los caudales a ser transportados por los distintos elementos de la red. El primero de estos coeficientes llamado coeficiente de infiltración y evaporación corresponde a lo que se conoce hoy como coeficiente de escorrentía, ampliamente caracterizado según la frecuencia de la intensidad de diseño y los distintos tipos y usos de suelo. El segundo parámetro se llamaba coeficiente de retardo, el que tenía por objetivo reducir la intensidad de diseño para cuencas con respuesta más lentas. En la actualidad este coeficiente no se utiliza de manera explícita, sino que la intensidad de diseño se elige según el tiempo de respuesta de la cuenca.

En el proyecto también se calculó aspectos del flujo en el alcantarillado. Destaca en particular la construcción de ábacos para relacionar las magnitudes involucradas en garantizar el lavado de las tuberías (diámetro de la conducción, pendiente, altura de agua y gasto de lavado), el cual se definió como factible cuando la velocidad de flujo alcanzaba los 0,75 m/s.

Hoy, a un siglo del proyecto original de Batignolles-Fould y de las modificaciones definidas por Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards, el alcantarillado de Santiago opera de muy buena manera, permitiendo controlar las aguas lluvias que se generan cada año en el centro de la ciudad.



Ábaco confeccionado para garantizar el correcto lavado de las tuberías del alcantarillado, en Van Broekman G., *Breve..., op. cit.*, lámina XII.

### Puerto de Valparaíso

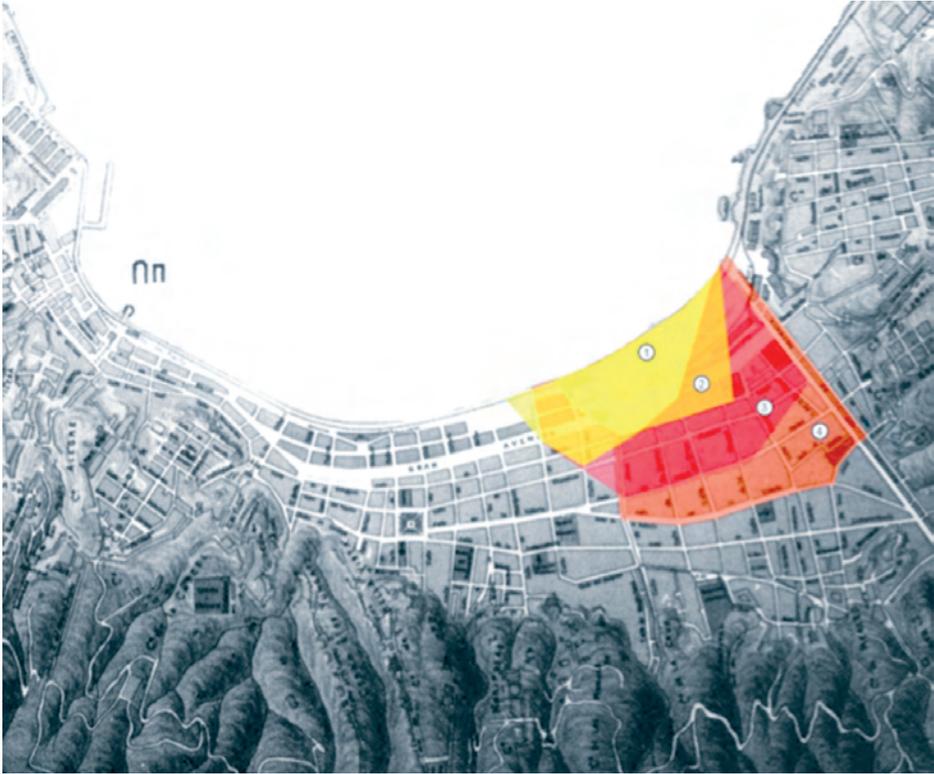
Hacia comienzos del siglo xx, Valparaíso, el principal puerto de Chile, cerraba una etapa particular de vertiginoso crecimiento urbano y consolidación de la dotación de servicios públicos<sup>13</sup>. Este frenético desarrollo desgraciadamente fue acompañado por el deterioro ambiental y graves falencias en la planificación y regulación territorial, lo que afectó en especial a las zonas urbanas no consolidadas y habitadas por la población más vulnerable. Antes del terremoto de 1906, las demandas más importantes eran una infraestructura adecuada y la transformación de las áreas más defectuosas de la ciudad<sup>14</sup>. Uno de los mayores problemas era, sin duda, la falta de una infraestructura portuaria adecuada, capaz de sostener el creciente tráfico de embarcaciones y la carga, descarga, disposición y almacenamiento de grandes volúmenes de mercancía. Fue así como en 1904 se decidió implementar el proyecto de mejoramiento propuesto por el ingeniero Jacobo Kraus, el que por razones administrativas y de financiamiento tuvo que ser cancelado en el año 1906, meses antes del terremoto del 16 de agosto.

Para enfrentar la catástrofe se nombró una comisión general de vecinos la cual, mediante una serie de subcomisiones, debía identificar los principales problemas y las actividades de reconstrucción. El terremoto se entendió como una oportunidad para corregir los defectos de la planta urbana y la infraestructura, y esa visión se aplicó para el caso del puerto de la ciudad. Fue así como se creó una subcomisión a partir de la comisión que estudiaba con anterioridad al terremoto el mejoramiento del puerto. La destrucción parcial de la ciudad había generado un escenario muy diferente, por lo que el proyecto original de Jacobo Kraus se analizó y cuestionó en gran detalle por diferentes ingenieros. En particular, adquirió mucha fuerza la idea de realizar una gran obra portuaria en los terrenos que se expropiarían en la zona del Almendral, totalmente devastada, de modo de sustituir el proyecto de Jacobo Kraus por una dársena abrigada en el interior de la ciudad. De esta manera, se proponía remover terrenos en la zona plana de Valparaíso para instalar ahí las obras portuarias. Frente al fuerte rechazo de la subcomisión por esta idea, a fines de agosto el gobierno nombró a una comisión de ingenieros hidráulicos que informaría la factibilidad de construir un puerto interior. La comisión la formó entre otros el director de Obras Públicas, Carlos Köning, Gerrit van M. Broekman, y Ramón Salas Edwards, quienes utilizaron como base de estudio tres anteproyectos presentados por Gerrit van M. Broekman y Germán van Hooff, en colaboración con Ramón Salas Edwards. Estos tres anteproyectos significaban excavaciones de distinta magnitud en la zona donde hoy se encuentra el muelle Barón.

---

<sup>13</sup> La mayor parte de la información de referencia entregada sobre el mejoramiento del Puerto de Valparaíso está basada en el texto escrito por Pablo Páez, *La oportunidad de la destrucción en la urbanística moderna. Planes y proyectos para la reconstrucción de Valparaíso tras el terremoto de 1906*.

<sup>14</sup> *Ibid.*



Superficie destinada a la excavación de la dársena interior en el barrio El Almendral, según los diferentes anteproyectos considerados. La zona 1 corresponde a lo definido por el anteproyecto N° 3, mientras que la zona 2 corresponde a lo definido en los anteproyectos 1 y 2. A modo de referencia se presenta las excavaciones propuestas por otros proyectos propuestos por Latorre (zona 3) y Marambio (zona 4). Fuente: Páez, *op. cit.* construido a partir de Plano de Valparaíso de Nicolás Bologna (1895) e información obtenida de la sesión 1ª de la Comisión General de Vecinos de Valparaíso (1906) y varias ediciones de *El Mercurio* de Valparaíso.

Por último, la idea de entregar suelo al mar para construir la dársena resultó demasiado polémica e, incluso, polarizó las opiniones al interior de la misma comisión evaluadora. Ésta concluyó que técnicamente era factible ubicar el puerto en el Almendral, pero que le correspondía al gobierno resolver la parte económica y la conveniencia de privar a la ciudad de una porción considerable de su parte plana. Esto llevó a descartar esta alternativa y extender el muelle fiscal dotando de más malecones el sector de la Aduana. Seis años pasaron hasta que en 1912 se iniciaron las obras del muelle definitivo.

Si bien las alternativas técnicas concebidas por Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards fueron rechazadas, es destacable el espíritu innovador de sus propuestas. Así reflexiona Pablo Páez sobre este asunto:

“El debate en torno a la construcción de una dársena interior permite entender el ánimo innovador que estimuló en muchos técnicos porteños, la posibilidad que

ofrecía la destrucción de la ciudad... Excavar el Almendral significaba favorecer la actividad portuaria por sobre los intereses inmobiliarios, por el contrario, quienes rechazaban la propuesta de la dársena, esgrimían el valor de los terrenos que la ciudad perdería. Como si se tratara de un lienzo en blanco, los ingenieros especularon hasta donde podía modificarse el poblamiento de la ciudad. Tras sus elucubraciones se encontraba latente una disyuntiva, si la ciudad seguía ganando terrenos al mar, o si de una vez se asumiría una retirada planificada hacia las serranías circundantes de la bahía”<sup>15</sup>.

### Puerto de San Antonio

La historia del puerto de San Antonio se remonta a 1790, año en que el futuro virrey Ambrosio O’Higgins reconoció a San Antonio como puerto internador y exportador<sup>16</sup>. Durante el siglo XIX fue un puerto de exportación menor que sirvió como puerto alternativo mientras Chile se encontraba en guerra con España y Valparaíso se hallaba bloqueado. Esto incrementó considerablemente la actividad comercial del puerto, lo que motivó la constitución de la Sociedad de las Bodegas, constructora de muelles y bodegas y exportadora de cereales y frutas<sup>17</sup>. Al creciente movimiento comercial y las excelentes condiciones naturales, se sumaba la existencia del ferrocarril que unía la ciudad con la capital, el cual debía ser completado en sus últimos veinticinco kilómetros. De esta manera, surgió la necesidad de desarrollar un proyecto para el diseño y construcción del puerto de San Antonio, el cual se vislumbraba como una atractiva alternativa al puerto de Valparaíso, más cercana y accesible desde Santiago y capaz de darle un acceso al mar a la región agrícola vecina. El estudio debía, por tanto, considerar la construcción de un puerto nuevo que daría vida a la construcción del ferrocarril, lo que significó un alto grado de incertidumbre en la definición de la situación futura con el puerto en operación.

En 1907 los ingenieros Gerri van M. Broekman y Ramón Salas Edwards se adjudicaron el proyecto del puerto de San Antonio, el que les tomó poco más de un año en terminar. Interesante es constatar la confianza y el grado de satisfacción que para con su primer ingeniero, Ramón Salas, Gerrit van M. Broekman manifiesta en el texto del estudio:

“Informo primeramente a V.S. (Ministro de Industria y Obras Públicas) acerca de la colaboración prestada por el distinguido ingeniero, el señor Ramón Salas Edwards, tengo el gusto de dejar especial constancia de que ha cooperado eficazmente en el proyecto, sobre todo en las cuestiones generales y en los estudios económicos, comerciales y técnicos”

En una primera etapa del proyecto, el equipo técnico debió estimar información relativa al movimiento marítimo y comercial, de modo de predecir el capital invertido por tonelada movilizada y la rentabilidad de las futuras obras. Esto significó de-

---

<sup>15</sup> Páez, *op. cit.*

<sup>16</sup> Van M. Broekman, *Puerto..., op. cit.*

<sup>17</sup> Patricio Guzmán, “El antiguo paseo Miramar”.



Portada del estudio Van M. Broekman, *Puerto..., op. cit.*

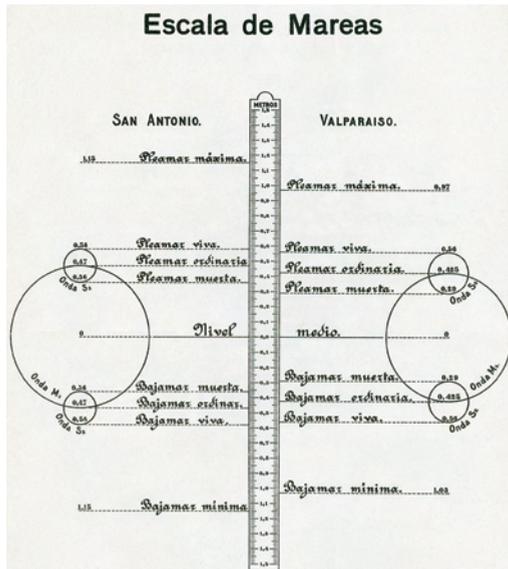
finir la zona servida por el puerto, las cargas a movilizar, el comercio marítimo esperado y las características físicas de los buques que utilizarían el puerto. Por otra parte, los estudios técnicos elaborados durante el proyecto incluyeron la observación del nivel de marea y la determinación de su nivel medio, el sondaje de profundidades, la confección de mapas topográficos y batimétricos, el sondaje geológico, la caracterización de la velocidad del viento, y el estudio del régimen general de marea, corrientes y olas. Finalmente se examinaron los materiales voluminosos (arena, rocas y piedras) necesarios para la construcción.

Además, el proyecto consideró obras anexas al puerto mismo, incluyendo el recinto de la aduana y habitaciones para el personal. Todos estos elementos fueron evaluados económicamente de modo que se entrega un presupuesto detallado al final del texto del proyecto, así como un programa de ejecución y un análisis de las expropiaciones y de los alcances para la ciudad.

A fines de 1909 se entregaron las obras que permitieron finalmente terminar el ferrocarril entre Santiago y San Antonio. Éste logro permitió despachar el 7 de septiembre de 1910 la ley N° 2.390, la que autorizó el contrato de las obras de mejoramiento del puerto de San Antonio a partir del proyecto elaborado por Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards. Mediante decreto supremo N° 2.256 del 29 de julio de 1911 se contrató a la firma francesa

En una segunda parte, el equipo de Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards definió el trazado del puerto, especificando sus elementos esenciales y el nivel de prioridad en la construcción. Se especificó un molo exterior, un malecón principal, junto con otros enrocados menores de defensa, y los muelles principales, el muelle y el malecón secundario.

En una segunda parte, el equipo de Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards definió el trazado del puerto, especificando sus elementos esenciales y el nivel de prioridad en la construcción. Se especificó un molo exterior, un malecón principal, junto con otros enrocados menores de defensa, y los muelles principales, el muelle y el malecón secundario.



Escala de mareas para San Antonio y Valparaíso según Van M. Broekman, *Puerto..., op. cit.*

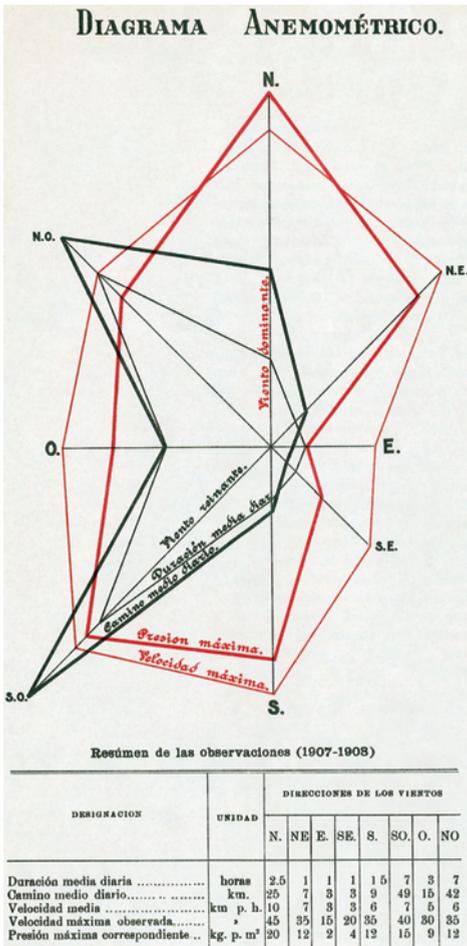


Figura 8: diagrama anemométrico en San Antonio según Van M. Broekman, *Puerto..., op. cit.*

### Embalse el Yeso

El último de los trabajos relevantes de esta insigne dupla de ingenieros fue la elaboración del proyecto del embalse El Yeso, el cual buscaba dar solución a la falta de agua para la irrigación del valle del Maipo. Este trabajo fue encomendado por el ministro de Industria y Obras Públicas con fecha 20 de diciembre de 1909. Nuevamente en las primeras líneas del texto del proyecto<sup>19</sup> el ingeniero Gerrit van M. Broekman hace notar y agradece de manera explícita las labores de Ramón Salas Edwards:

Galtier para la construcción, colocándose el 5 de mayo de 1912 la primera piedra del puerto con la asistencia del Presidente de la República, Ramón Barros Luco. Por último, en 1918 se terminó el molo, y en 1922, bajo la presidencia de Arturo Alessandri Palma, se promulga la ley que autorizaba el término del puerto de San Antonio, autorizando un presupuesto de £3.500.000 para finalizar las obras incompletas y ejecutar los servicios de alcantarillado, agua potable y alumbrado. Las obras finalmente construidas siguieron el diseño original con ciertas modificaciones adoptadas con posterioridad.

En la actualidad el puerto de San Antonio transfiere más de catorce millones de toneladas de mercancía al año. Es el principal puerto del país y el segundo más importante de toda la costa del océano Pacífico; es el que tiene mejor conectividad con el resto de Chile, y es el único puerto comercial chileno con capacidad natural de crecer y desarrollarse a costos razonables<sup>18</sup>. Lo anterior no hace más que confirmar la visión a largo plazo que a principios del siglo XX tuvieron Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas.

<sup>18</sup> “Especial EPSA, Empresa Portuaria San Antonio”.

<sup>19</sup> Gerrit Van M. Broekman, *Lago del Yeso, Texto del proyecto.*

“Tengo el honor de entregar a V.S. (ministro de Industria y Obras Públicas) el proyecto del Lago del Yeso, cuyos preliminares me fueron encomendados el 20 de Diciembre de 1909, en cuya formación ha colaborado el ingeniero Ramón Salas Edwards”.

Junto con Ramón Salas participaron del proyecto otros destacados ingenieros y técnicos que iniciaban sus primeros años de profesión y que más tarde tendrían una connotada trayectoria en el quehacer nacional. Permítasenos describir brevemente los miembros de este equipo de profesionales quienes en sus respectivas disciplinas tanto hicieron por el país. Pedro Lira Orrego, ingeniero de estudios hidrológicos del proyecto, se desempeñó como profesor de las cátedras de Geometría, Mecánica Racional y de Generalidades de Minas y como director en 1941 de la Escuela de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica de Chile. El ingeniero de terreno Federico Greve Schlegel, egresó de la Universidad de Chile<sup>20</sup> y llegó a director del Servicio Sismológico entre los años 1941 y 1958, y miembro académico de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la misma casa de estudios en 1960<sup>21</sup>. Además, fue presidente del Comité de Sismología de la Comisión de Cartografía del Instituto Panamericano de Geografía e Historia<sup>22</sup>. Otro de los ingenieros participantes fue Pedro Blanquiere, futuro director de la Empresa de Ferrocarriles del Estado, miembro académico de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile<sup>23</sup> y ministro de Hacienda en 1931 durante el gobierno de Carlos Ibáñez del Campo. También formó parte del equipo el geólogo alemán Ernest Maier, pionero en la búsqueda de petróleo en la Región de Magallanes<sup>24</sup>. El ingeniero de proyecto Luis Lagarrigue tuvo posteriormente una participación relevante en los estudios para asegurar el abastecimiento de agua de la ciudad de Santiago, ya que dirigió el diseño y la construcción de los proyectos El Manzanito, Laguna de Encañado y Laguna Negra entre los años 1913 y 1917<sup>25</sup>. Destacada es también su visión al concebir lo que sería la central hidroeléctrica de pasada La Florida, abastecida por aguas del canal San Carlos provenientes del río Maipo<sup>26</sup>. Luego, participó en el diseño de obras de protección del puerto de Antofagasta. Finalmente, en el estudio del embalse El Yeso también participó el ingeniero Manuel Ossa Covarrubias, quien fuera secretario general de Obras Públicas, ingeniero de la Sociedad Canal de Maipo, desarrollador de obras de regadío en el

<sup>20</sup> “Boletín de Instrucción Pública, Consejo de Instrucción pública, sesión de 22 de abril”.

<sup>21</sup> Patricio, Aceituno, *Miembros académicos de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile*.

<sup>22</sup> Patronato de Ciencias, “Sección Miscelánea: Comité Panamericano del Año Geofísico Internacional”.

<sup>23</sup> Aceituno, *op. cit.*

<sup>24</sup> Miguel Machado, Ernesto Maier, Johannes Felsech, O.A. Schmidt, *Prospecto con los estudios e informes oficiales presentados al supremo gobierno sobre los yacimientos de petróleo de Magallanes, en las partes correspondientes a Isla Dawson y Río San Juan*.

<sup>25</sup> Gonzalo Piwonka, *Las aguas de Santiago de Chile, 1541-1999*, vol. 1.

<sup>26</sup> Sociedad del canal de Maipo, *Canal San Carlos, Orígenes e influencia en el desarrollo de la ciudad de Santiago (1829-1989)*.

norte y centro del país, profesor de Matemáticas de la Universidad Católica, socio fundador y director del Instituto de Ingenieros de Chile y senador de la República entre los años 1937 y 1945<sup>27</sup>. Vemos, entonces, que éste y otros proyectos liderados por Gerrit van M. Broekman no sólo destacan por lo contingente, visionario y estratégico sino que, además, sirvieron como instancias formativas para muchos ingenieros jóvenes que liderarían la práctica y educación de las distintas disciplinas de la Ingeniería Civil durante la primera mitad del siglo xx e, incluso, participarían del servicio público en variados cargos administrativos y legislativos.

Retomemos ahora nuestra breve descripción del proyecto del embalse El Yeso. Ya a fines del siglo xix surgieron las primeras voces de advertencia frente a la carencia de agua para el regadío y desarrollo de la agricultura, en especial en los meses de primavera y otoño. Adicionalmente, se había detectado que veranos muy secos implicaban altas demandas para el riego de cultivos y escasez de agua destinada a servicios higiénicos en la ciudad. Los intendentes de Santiago de la época, Francisco Echaurren y Benjamín Vicuña Mackenna, le dieron alta prioridad al tema de la escasez hídrica. Para enfrentar este problema algunas voces propusieron el valle del río Yeso como un lugar idóneo para construir un embalse. Es así como Fernando Llona en 1870 propuso por primera vez una obra en el río con este propósito, mientras que el ingeniero jefe de la Oficina de Límites, Luis Risopatrón, hizo notar que el valle del Yeso era adecuado como ningún otro para una obra de embalse<sup>28</sup>. Tanto Francisco Echaurren como Benjamín Vicuña Mackenna organizaron sendas expediciones en 1868 y 1873 a la cordillera de San José, el valle del Yeso y la zona de laguna Negra<sup>29</sup>. Como resultado del segundo viaje, Belisario Díaz confeccionó el primer plano del valle del Yeso, descartándose la laguna Negra como fuente inmediata de agua, y el director de Obras Municipales, ingeniero Ernesto Ansart, elaboró el primer proyecto oficial del embalse.

El proyecto de Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards buscaba acumular las aguas del río Yeso durante el invierno y de verano, y reservarla para los meses de otoño y primavera. En términos porcentuales, el embalse permitiría aumentar los caudales en hasta un 30% durante la primavera a costa de disminuciones del orden de 10% en verano y 15% en invierno. Los cálculos hidrológicos permitieron concluir que un año de abundancia media bastaba para almacenar toda la reserva de invierno a consumir en primavera, y lo mismo para verano y otoño.

Las obras consideraban la formación de un lago artificial con capacidad de ciento treinta millones de m<sup>3</sup> en el valle del Yeso mediante la construcción de un tranque de 40 m de alto. Se consideró como toma una torre con múltiples bocas de admisión, que se comunicaba con un túnel que atravesaría la moraina, el que se aprovecharía para desviar el río durante la construcción y serviría como rebase de crecidas una vez en operación. La ejecución económica del tranque consideraba

---

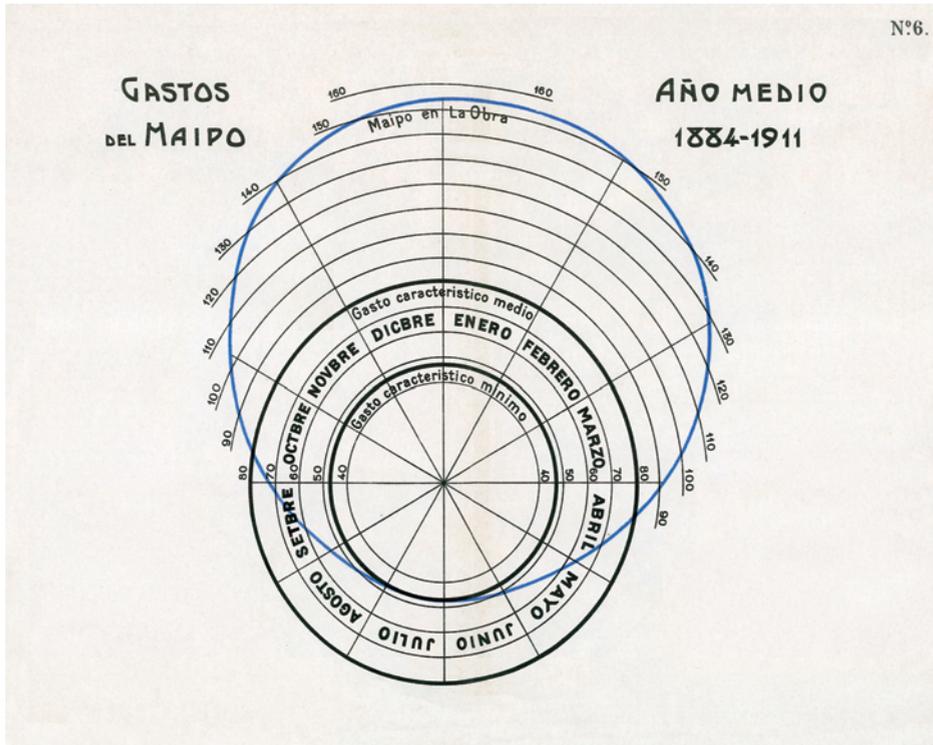
<sup>27</sup> Armando De Ramón, *Biografías de chilenos: miembros de los Poderes Ejecutivo, Legislativo y Judicial 1876-1973*.

<sup>28</sup> Luis Risopatrón, *La cordillera de Los Andes 30°40'-35°*

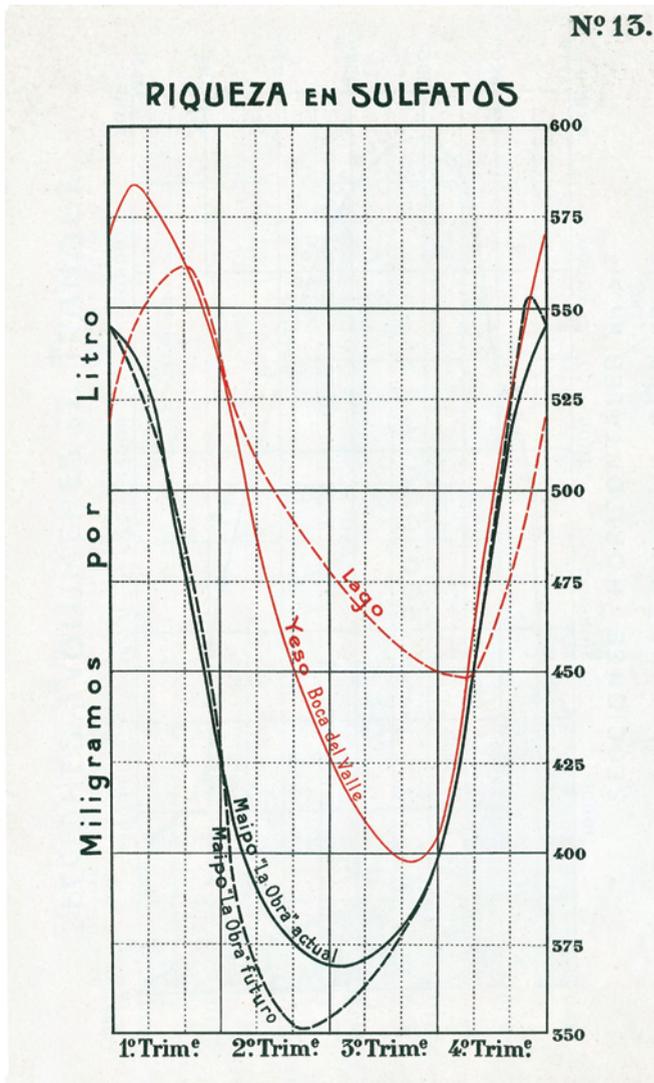
<sup>29</sup> Ministerio de Obras Públicas, *Embalse del Río Yeso 1953-1967*.

la utilización de enérgicos chorros de agua con la finalidad de demoler el terreno, transportar el material hacia la zona de obras, y depositarlo gradualmente por decantación dentro de lagunas formadas sobre el tranque en construcción. Posterior al decantamiento habría un colmataje y se ejercería presión sobre el material. Esta técnica era desconocida por la ingeniería local, pero había sido utilizada en grandes obras en Estados Unidos. Por último, se proyectó una toma definitiva de la laguna destinada a la provisión de agua potable de Santiago. Sin duda Gerrit van M. Broekman y su equipo no conocían de límites a la hora de concebir obras sin parangón en la época.

El proyecto contenía el estudio técnico topográfico, geológico, hidrológico y de calidad del agua, junto con los planos destinados al estudio, la construcción e inspección de las obras, así como planos hidrológicos y topográficos de la hoya del Maipo. El esfuerzo que significó estos estudios para la época es encomiable, dada las dificultades climáticas y geográficas propias de la zona del proyecto. También se consideró una descripción y justificación de las obras en conjunto y de manera separada, y el respectivo presupuesto. Ejemplos de los minuciosos estudios realizados son las láminas N° 6 y N° 13 del texto del proyecto, las que presentan respectivamente el gasto medio en el río Maipo en La Obra, y la variabilidad anual de concentración de sulfatos en distintas localidades de la zona de estudio.



Caudales medios en el río Maipo, estación La Obra, en Van M. Broekman, *Lago...*, *op. cit.*



Variabilidad anual de sulfatos en distintos puntos de la zona de estudio, en Van M. Broekman, *Lago...*, op. cit.

El completo estudio de Gerrit van M. Broekman y Ramón Salas Edwards constituyó la primera iniciativa gubernativa seria para desarrollar un embalse en el valle del Yeso, la que, sin embargo, no fructificó. Con el paso del tiempo, el crecimiento de Santiago y poblaciones vecinas generó una creciente demanda de agua potable, por lo que la necesidad de nuevas fuentes se hizo cada vez mayor. Finalmente, en 1946 se ordenó a la Dirección de Riego la confección del que sería el proyecto definitivo del actual embalse del río Yeso, cuya construcción se inició en 1953 y finalizó en 1967 bajo la presidencia de Eduardo Frei Montalva.

LA TRANSFORMACIÓN DE LA HIDRÁULICA:  
RAMÓN SALAS Y EL ESCURRIMIENTO CRÍTICO

La participación de Ramón Salas Edwards en el desarrollo de la ingeniería hidráulica en el Chile del centenario está ligada al trabajo de investigación realizado durante los primeros quince años de su carrera académica. En este período transformó la disciplina de la Ingeniería Hidráulica y produjo una innovación técnica que cambiaría el diseño de obras hidráulicas para riego y generación de energía.

Usando la base teórica que se desarrolló en la segunda mitad del siglo XIX en Francia con los trabajos de Jean-Baptiste Belánger, Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant y Joseph Boussinesq, Ramón Salas estableció los conceptos teóricos del flujo en canales abiertos para ser utilizados en situaciones concretas y en conocimiento que puede ser sujeto a verificación experimental.

La teoría del estudio de estos flujos en canales abiertos y ríos avanzó de manera significativa con el trabajo de Jean-Baptiste Belánger (1790-1874), quien derivó por primera vez una ecuación para la variación de la altura de agua a lo largo de un canal o ecuación del eje hidráulico<sup>30</sup> y encontró una expresión correcta para la relación entre las alturas antes y después de un resalto hidráulico<sup>31</sup>, conocida hasta hoy como la ecuación de Belánger. Bajo la suposición de que la distribución de presión en el flujo puede aproximarse como hidrostática, Jean B. Belánger derivó una ecuación para el eje hidráulico que es básicamente la misma que se utiliza hoy en el diseño de canales abiertos. Además, en el análisis del flujo sobre un vertedero de pared gruesa, identificó la profundidad crítica del flujo y demostró que coincidía con el caudal máximo en un canal rectangular<sup>32</sup>. Estos conceptos resultaron claves para el desarrollo posterior que efectuaría Ramón Salas como profesor de Hidráulica en la Universidad Católica.

En 1909 viajó a Francia enviado por el gobierno chileno y estudió en la Facultad de Ciencias de la Université de Paris (La Sorbonne). En esta universidad fue alumno de Joseph Boussinesq (1842-1929) que a fines del siglo XIX ya había publicado sus escritos sobre ondas, flujo en canales abiertos y turbulencia<sup>33</sup>, además de investigaciones en otros temas de mecánica como elasticidad y termodinámica.

Influenciado por los textos de Jean-Baptiste Belánger y Adhémar J.C. B. de Saint-Venant, Joseph Boussinesq había continuado con la descripción matemáti-

<sup>30</sup> Jean-Baptiste Belánger, "Essai sur la solution numérique de quelques problèmes relatifs au mouvement permanent des eaux courantes".

<sup>31</sup> Jean-Baptiste Belánger, "Notes sur l'hydraulique".

<sup>32</sup> Hubert Chanson, "Development of the Bélanger equation and backwater equation by Jean-Baptiste Bélanger (1828)"; Hubert Chanson, "Jean-Baptiste Bélanger, hydraulic engineer, researcher, and academic".

<sup>33</sup> Joseph Boussinesq, "Théorie de l'intumescence liquide, appelée onde solitaire ou de translation, se propageant dans un canal rectangulaire"; Joseph Boussinesq, "Théorie des ondes et des remous qui se propagent le long d'un canal rectangulaire horizontal, en communiquant au liquide contenu dans ce canal des vitesses sensiblement pareilles de la surface au fond"; Joseph Boussinesq, "Essai sur la théorie de eaux courantes"; Joseph Boussinesq, *Théorie de l'écoulement tourbillonnant et tumultueux des liquides dans les lits rectilignes a grande section*.

ca de diferentes aspectos del flujo en canales abiertos basado en la mecánica de medios continuos. Joseph Boussinesq ejerció en sus últimos años de trabajo académico como profesor de Mecánica Física y Experimental, y más tarde obtuvo la cátedra de Física Matemática y Teoría de Probabilidades en La Sorbonne hasta su retiro en 1918. Alumno preferido de Adhémar Jean Claude Barré de Saint-Venant, su profesor de la École des Ponts et Chaussées, Joseph Boussinesq desarrolló durante su carrera académica en la École Centrale de Lille y en La Sorbonne la teoría de la propagación de ondas en canales basado en las ecuaciones de flujos poco profundos (ecuaciones de Saint-Venant), y abordó el problema fundamental de la turbulencia, introduciendo por primera vez el concepto de la viscosidad turbulenta para representar el efecto de las fluctuaciones de velocidad en el flujo medio<sup>34</sup>.

Ramón Salas lo recordaría en 1930:

“Hace veinte años fui emocionado a visitar a Boussinesq después de haber oído algunas de sus lecciones en la Universidad de París; me consideraba desde antes un discípulo suyo; me había complacido en sus teorías hidráulicas sobre vertederos y regímenes turbulentos que introducían por primera vez el rigor matemático en medio de la anarquía empírica que reinaba en esa ciencia y que nos habían sido expuestas en la Universidad de Chile con un encomio justificado porque hasta ahora las siguen todos los hidraulicistas; además su texto magistral de cálculo diferencial e integral había inspirado mis primeras lecciones en la Universidad Católica.

Espero no olvidar la lección de idealismo que recibí al descubrir en este sabio fe, piedad y pobreza, porque no sospechaba estas virtudes en quien había cautivado el entusiasmo de mi juventud solo por su talento y por su ciencia”<sup>35</sup>.

Al igual que Ramón Salas, Joseph Boussinesq era un entusiasta ensayista de aspectos filosóficos de la ciencia<sup>36</sup>. En muchos de sus artículos se cuestionaba las bases fundamentales de los principios físicos de sus teorías basadas en el determinismo matemático y su relación con el libre albedrío del ser humano. En la conferencia de Ramón Salas ya citada “La libertad de la voluntad ante las Ciencias Físicas” de 1930, el ingeniero chileno comentó estos aspectos del trabajo de Joseph Boussinesq:

“Por él supe entonces de esta teoría de armonización y pude leerla en una nota de algunas páginas incluida, parece increíble, en la teoría de los vertederos de pared delgada. Boussinesq murió el año pasado fiel a su idea pues en el tomo tercero de la teoría del calor, que es como su testamento científico, la reproduce.

Era innegablemente un verdadero sabio, de una cultura clásica muy amplia y de un espíritu ecléctico; pero no era ni un vulgarizador ni profesor sugerente.

[...]

---

<sup>34</sup> Hunter Rouse & Paul Ince, *History of Hydraulics. Iowa Institute of Hydraulic Research*, P.A. Bois, “Joseph Boussinesq (1842-1929): a pioneer of mechanical modelling at the end of the 19th century”.

<sup>35</sup> Ramón Salas Edwards, “La libertad de la voluntad ante las ciencias físicas”.

<sup>36</sup> Bois, *op. cit.*

La determinación del estado inicial y la determinación para cada estado posible de su evolución en cada instante, no traen como consecuencia estados futuros determinados.

Es posible que el estado inicial y las leyes determinantes de los fenómenos sean tales que el futuro resulte determinado; pero es posible también que tales sean esas leyes y ese estado, que dejen arbitrario el futuro”<sup>37</sup>.

A pesar de que Ramón Salas basaba su análisis en ecuaciones diferenciales con soluciones singulares, desde el punto de vista de la ciencia moderna estos postulados filosóficos también están muy relacionados con lo que más tarde se convirtió en la base de la dinámica no-lineal y la teoría del caos. A pesar de que podemos representar la naturaleza con ecuaciones determinísticas, variaciones, incluso, pequeñas en las condiciones iniciales pueden resultar en comportamientos futuros muy diferentes, lo que justifica la armonía o conciliación entre las teorías matemáticas necesarias para describir la naturaleza y la posibilidad de que el futuro en ella sea impredecible.

De regreso en Chile, después de su estadía en La Sorbonne, continuó su labor académica como profesor a la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas en la Universidad Católica, donde enseñó el curso de Hidráulica desde 1910 a 1919. El hito más importante dentro de este período lo constituye la creación del primer laboratorio de Hidráulica en Latinoamérica en la Universidad Católica en 1911<sup>38</sup>, cuyas instalaciones serían la base del laboratorio de investigación que amplió Francisco Javier Domínguez después de asumir la cátedra de Hidráulica General en 1919.

Su trabajo académico realizado en la Universidad Católica significó la consolidación del estudio y práctica de la ingeniería hidráulica en Chile. Su contribución no sólo consistió en desarrollar y enseñar una teoría matemática para describir el flujo del agua en la naturaleza sino que, también, en utilizar esta teoría para proponer soluciones aplicadas y resolver problemas de ingeniería hidráulica relevantes para el país. Este desarrollo transformaría la tecnología del riego en la agricultura chilena del siglo xx.

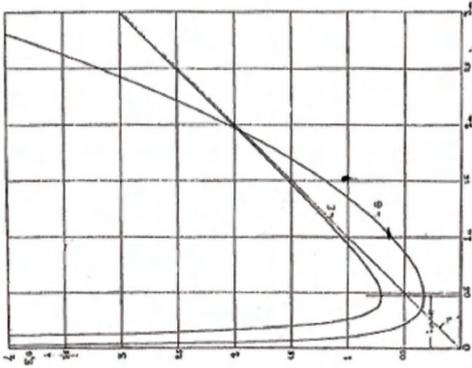
Contemporáneo al trabajo en Hidráulica que realizaba Ramón Salas en Chile desde 1910, el ingeniero ruso Boris Bakhmeteff (1880-1951) desarrollaba conceptos similares basados en los textos de Joseph Boussinesq. Estudió en el Instituto Politécnico de San Petersburgo y, al mismo tiempo que lo que hacía Ramón Salas en Chile, desarrolló los diagramas de Energía Específica y Cantidad de Movimiento perfeccionando las relaciones del eje hidráulico de Jean-Baptiste Belanger e identificando la relación de ambos con la profundidad crítica del flujo. Sus estudios de doctorado fueron publicados en un tratado de Hidráulica escrito en ruso en 1912, que contiene muchos de los desarrollos que de forma independiente estaba derivando Ramón Salas en la Universidad Católica.

---

<sup>37</sup> Salas Edwards, “la libertad...”, *op. cit.*

<sup>38</sup> Enzo Macagno, “Hydraulics and fluid mechanics in Latin America”; Macarena Ponce de León, Francisca Rengifo y María José Vial, *Ayer y Hoy. Escuela de Ingeniería Pontificia Universidad Católica de Chile. FIUC.*

абсцисс. На чертеж (11) дана кривая  $E$  для очень широкого прямоугольного русла, при расходе на один метр ширины канала  $q = 1$  м<sup>3</sup>/сек.



Фиг. 11.

Если теперь сопоставить результаты (24) с критерием (6), определяющим критическую глубину, то окажется, что глубина, при которой энергия проходит через минимум (24), весьма близко совпадает с глубиной критического (6). Оба выражения различаются лишь в том, что в выражение (6), определяющее критическую глубину и введенное из уравнения Бюссинеса, входит величина  $\gamma$ , тогда как в выражение (20), определяющее глубину, соответствующую наименьшей удельной энергии, входит Со-

толовский коэффициент  $\sigma$ . Но, как выше было указано, эти коэффициенты в среднем совпадают. Они позволяют считать, если, как это делают многие авторы, считать  $\sigma = 1$  и пренебречь изменениями сопротивления в неравномерном движении (что даст также  $\sigma' = 1$ ). Они очевидно совпадают бы также, если бы вместо уравнения Boussinesq мы положили в основание установившегося ур-ние Coriolis'a (17). Ниже мы будем считать эти глубины совпадающими. Таким образом мы получаем уже совершенно реальный критерий, позволяющий течения на категории. «Слобоны» течения отличаются тем, что в них удельная энергия с глубиной возрастает ( $dE/dh > 0$ ); обратно в «бурных» течениях удельная энергия с глубиной уменьшается  $dE/dh < 0$ .

«Критическое» состояние соответствует такому состоянию данного водотока (определяемому данными расходом  $Q$  и формой русла), при котором «удельная энергия» наименьшая. Теперь уясняется и природа прыжка. Если условиться говорить, что каждая точка кривой  $E$  характеризует определенное состояние течения, то ясно, что прыжок есть форма перехода течения с одной ветви кривой  $E$  на другую (см. выше гл. IV). Само собой для наличия прыжка необходимо наличие области формы лавины, которая должна быть связана. Непрерывный переход через все глубины в призматическом русле в огромных количествах случается навозом; водосток может бы войти до критического состояния лишь путем распыления энергии, дальнейшего же уменьшения глубины могло бы произойти лишь с падением энергии вниз. Прыжок так как образуется предстает при прыжках, является «сохранительной» энергией.

§ 4. Полученные выше обобщения полезны при рассмотрении многих вопросов. Мы неоднократно будем пользоваться ими в дальнейшем. Здесь позволим себе лишь маленькое отступление, припомним эти обобщения в критическом отношении прыжковых вопросов, не имеющих прямого отношения к поставленной в этой книге задаче:

Texto original de Boris Bakhmeteff. O *перабортронтъ* движение *жижкости* в *открытом* русле. En este estudio se presenta por primera vez el diagrama de energía específica, cuyo valor mínimo corresponde a la profundidad crítica del flujo.

Boris Bakhmeteff, que también había realizado estudios de Hidráulica en Suiza y Estados Unidos, llegó a Washington en junio de 1917 como embajador del gobierno provisional ruso de Alexander Kerensky. Después de la revolución de Octubre permaneció en Estados Unidos, donde fue considerado como embajador hasta su renuncia en 1922. Posteriormente se convirtió en uno de los ingenieros hidráulicos más reconocidos del mundo y sus teorías fueron la base del desarrollo posterior de la Hidráulica en Estados Unidos<sup>39</sup>.

Después de finalizar sus labores diplomáticas, trabajó en proyectos de ingeniería y fue contratado como profesor de Hidráulica en Columbia University. En 1932 publicó una nueva versión en inglés ampliada y mejorada de su texto de canales abiertos de 1912, y construyó un laboratorio de Hidráulica para continuar su investigación en flujo en canales y resaltos hidráulicos<sup>40</sup>.

Desconocemos las condiciones en que Ramón Salas y Boris Bakhmeteff se conocieron. Sin embargo, Francisco Javier Domínguez recuerda que fue Ramón Salas quien lo animó a visitar al profesor ruso en la Universidad de Columbia:

“Por información que me había dado don Ramón Salas Edwards, quien conocía personalmente al profesor de Hidráulica de la Universidad de Columbia Boris Bakhmeteff, en un viaje mío a Estados Unidos el año 1951 (sic), visité la Universidad de Columbia con el objeto de conocerlo personalmente. Iba yo por un corredor frente a las salas de clases y veo venir en sentido contrario a una persona de mediana estatura. Al pasar junto a mí, como una inspiración, yo lo detuve y le dije: ¿es usted el profesor Bakhmeteff? y él me contestó: ¿y usted es el profesor Domínguez? Naturalmente le contesté que era y sin más preámbulo nos pusimos a hablar de Hidráulica, comentando yo sus investigaciones, que creo conocía bien. Desde entonces nos hicimos muy amigos, lo volví a ver en un viaje posterior y mantuvimos una nutrida y enriquecedora correspondencia”<sup>41</sup>.

Antes de Boris Bakhmeteff y Ramón Salas Edwards, el desarrollo de la teoría de los flujos en canales abiertos no consideraba toda la importancia de la ecuación de energía en su análisis. Estos dos investigadores fueron los primeros en definir la energía específica o energía por unidad de peso referida al fondo del canal, y en darle una interpretación física a la profundidad crítica. Ambos demostraron de forma independiente que esta altura crítica del flujo minimizaba la energía específica y separaba dos tipos de escurrimiento, uno dominado por la inercia y más rápido que la velocidad de propagación de las ondas superficiales (hoy llamado supercrítico o torrente), y otro más tranquilo y profundo influenciado por las condiciones aguas abajo del flujo (subcrítico o régimen de río). Las propiedades del escurrimiento crítico, observó Ramón Salas, permitían dividir el caudal de forma proporcional no importando su magnitud. La idea que aplicó su alumno Francisco Javier Domínguez en su tesis de 1917 fue el estudio experimental de esta división de

<sup>39</sup> O. Budnitskii, “Boris Bakhmeteff’s intellectual legacy in American and Russian collections”.

<sup>40</sup> Hunter Rouse, *Hydraulics in the United States 1776-1976*.

<sup>41</sup> A. Cauas, Alejandro López y Horacio Mery, “Don Francisco Javier Domínguez Solar”.

caudales, produciendo una zona de energía mínima o escurrimiento crítico a partir de la instalación de una barrera o angostando la sección del canal principal<sup>42</sup>.

Según Francisco J. Domínguez<sup>43</sup> toda la teoría del escurrimiento variado y su relación con la energía específica y el escurrimiento crítico del flujo se desarrolló en 1913, y en 1916 Ramón Salas ideó un marco partidior que producía las condiciones de escurrimiento crítico usando un angostamiento local sin variación del fondo para dividir el caudal. Este marco partidior se instaló por primera vez en el canal Calera de Tango y fue el caso estudiado por Francisco Javier Domínguez en tu tesis de grado que se reproduce en este volumen<sup>44</sup>.

En los apuntes del curso desarrollados por Ramón Salas durante estos primeros diez años de enseñanza e investigación en la Universidad Católica se encuentra la base del artículo presentado en el Congreso Pan-Americano de Ciencias que se llevó a cabo en Washington en 1915<sup>45</sup>. El artículo titulado “Discusión sintética del trazado del eje hidráulico”, exponía todas las ideas de investigación que había desarrollado en Chile durante estos primeros cinco años. Este trabajo es la investigación fundamental que marca su contribución más importante en la Hidráulica y el fundamento del libro *El escurrimiento variado del agua en los canales*.

Podemos considerar que con este manuscrito de 1915 Ramón Salas fundó la disciplina en Chile y le entregó un carácter único respecto al desarrollo que se había llevado a cabo en Europa y Estados Unidos, unificando la aplicación concreta y observaciones experimentales con un modelo matemático elegante que explicaba la dinámica del flujo en canales abiertos.

Estos conceptos tendieron un puente sólido entre la descripción matemática del flujo del agua en la naturaleza, y la aplicación práctica utilizada en el diseño de nuevas obras para transportarla y distribuirla de manera adecuada. Después de casi cien años estos postulados distinguen a Ramón Salas como uno de los pioneros de la hidráulica moderna. Los principales conceptos desarrollados en esta investigación pueden resumirse en la lista siguiente:

1. Introdujo el concepto de energía específica y demostró que el flujo crítico corresponde a la energía específica mínima, al caudal máximo y cuya velocidad es igual a la velocidad de las ondas superficiales. Este análisis fue desarrollado de forma independiente por Boris Bakhmeteff<sup>46</sup> en su tesis en ruso, que fue reproducido en el texto publicado en inglés en 1932<sup>47</sup>. De acuerdo con Oscar Castro-Orgaz y Willi Hager<sup>48</sup>, también realizaron proposiciones similares Paul Böss en Alemania en 1919 y Julian Hinds en Estados Unidos en 1920.
2. Presentó la identificación de la pendiente crítica de un canal que en condiciones uniformes presenta un flujo de energía mínima.

---

<sup>42</sup> Francisco Javier Domínguez, *Estudio experimental del escurrimiento crítico*.

<sup>43</sup> Francisco Javier Domínguez, “La hidráulica en Chile”.

<sup>44</sup> Domínguez, *Estudio...*, *op. cit.*

<sup>45</sup> Ramón Salas Edwards, “Discusión sintética del trazado del eje hidráulico”.

<sup>46</sup> Boris A. Bakhmeteff, *O hepbomtophomъ движehiu жидкости въ откpбитомъ руслѣ*.

<sup>47</sup> Boris A. Bakhmeteff, *Hydraulics of open channels*.

<sup>48</sup> Oscar Castro-Orgaz, y Willi Hager, “Critical flow: A historical perspective”.

3. Definió cualitativamente la variación espacial de la profundidad del flujo (eje hidráulico) y su relación con la pendiente y el flujo crítico asociado a caídas, compuertas, o embalses ubicados en el canal.
4. Propuso una metodología de cálculo del eje hidráulico a partir de la energía específica, usando como condiciones de borde las situaciones ya indicadas.

El aporte científico más significativo de Ramón Salas en la Ingeniería Hidráulica está contenido en el artículo de 1915 que incluye conceptos que se comenzaron a aplicar desde la primera década del siglo XX al análisis y diseño de canales abiertos en obras de riego, hidroeléctricas y de saneamiento. La tesis de Francisco Javier Domínguez S.<sup>49</sup> para titularse como ingeniero civil en la Universidad Católica es una muestra del aporte de su trabajo desde el punto de vista científico al avance tecnológico en el desarrollo de marcos partidores que, empleando el escurrimiento crítico, permiten dividir el caudal proporcionalmente de manera casi perfecta, lo que antes se lograba con un error de al menos 20%.

Después de asumir la cátedra de Hidráulica en la Universidad Católica, Francisco Javier Domínguez inició una labor de investigación experimental que permitió validar las ideas de Ramón Salas Edwards, realizando avances significativos en el uso de la teoría de canales abiertos para el diseño de obras hidráulicas durante más de sesenta años, primero en la Universidad Católica y luego en la Universidad de Chile. Fue profesor de Hidráulica en la Universidad Católica desde 1919, y en 1931 comenzó a enseñar el mismo curso en la Universidad de Chile, gracias también a una invitación de Ramón Salas. De sus inicios en el curso, recordaría la influencia de su maestro en 1981:

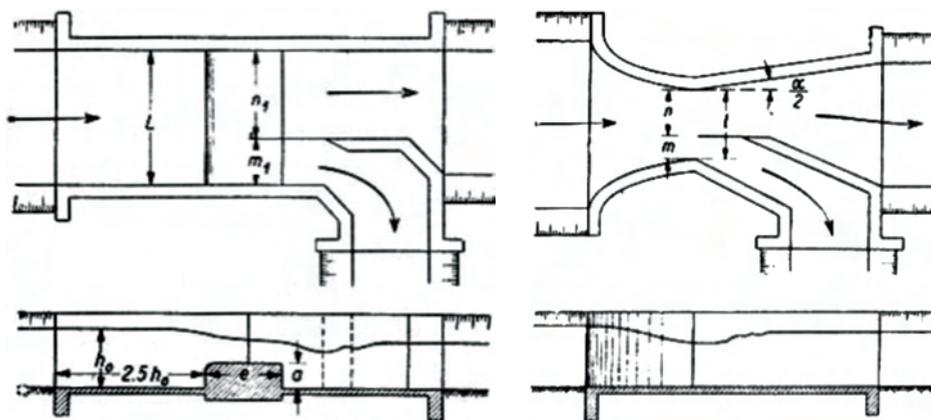
“Recién egresado de la Universidad Católica el profesor don Rafael Edwards Sutil, gran pionero de la electrificación del ferrocarril de Santiago a Valparaíso, me hizo ayudante en Electrotecnia; no me imaginé jamás que para mi vida profesional iba a tener la docencia universitaria tanta importancia, confieso que lo tomé entonces como un hobby nada más. En agosto de 1919 me llamó a su casa el profesor don Ramón Salas y me dijo, estoy un poco cansado, y como he tenido recientemente un resfriado fuerte, quiero que usted a partir del 1 de Octubre siga el curso de Hidráulica que yo estoy haciendo. Confieso sinceramente que lo encontré una aberración. Consulté a don Rafael Edwards, con quien tenía más confianza, y él me animó a hacerlo. Recuerdo que le dije: ‘Pero es que no sé como para eso’; hazlo no más –me replicó– aprenderás luego. Yo contesté: ¿de modo que echando a perder se aprende? No lo tome así, fue su única respuesta. Pero ya en mí, como se lo dije días después a don Ramón Salas, la vanidad de ser sucesor del ‘Maestro’ podía más que mi ignorancia y prendió la idea de aceptar dándome cuenta de la responsabilidad superior a mis fuerzas que me echaba encima, por mi poco saber y la lógica comparación que el alumnado hacía entre el maestro que se iba y el humilde reemplazante.

Don Ramón Salas con una paciencia imperturbable me ayudó desde el primer día, me escuchaba a veces a diario, mis dudas y consultas, me guió, me enseñó, me

---

<sup>49</sup> Domínguez, *Estudio...*, *op. cit.*.

alentó; mis consultas no duraron un mes, yo diría que asiduas fueron por más de un año y de hecho mientras él vivió. Recuerdo que ya enfermo me dijo un día en su casa, ‘Venga siempre cuando quiera, y si le mando decir que no lo recibo es porque me siento mal, pero vuelva e insista que estando mejor conversaremos’. Con esta ayuda excepcional llegué al fin a sentirme menos incapaz que al comienzo. Mis clases de Hidráulica en la Universidad Católica comenzaron el 8 de agosto de 1919, porque el profesor Salas me pidió no esperar hasta octubre, como primitivamente me propuso<sup>50</sup>.



Diagramas de los marcos partidores de barrera y angostamiento en la primera edición del libro de Francisco Javier Domínguez *Curso de Hidráulica*.

El profesor Francisco J. Domínguez consolidaría la posición de nuestro país como líder en la investigación experimental de flujos en canales abiertos, utilizada para el diseño en ingeniería hidráulica. En 1937 publicó la primera edición del libro *Curso de Hidráulica*, que en ediciones posteriores llevaría sólo el nombre *Hidráulica*. En cada nueva edición de este libro su contenido se siguió ampliando, incorporando los resultados de las memorias de título de los estudiantes que trabajaban con él en valiosas investigaciones experimentales. La importancia de este texto escrito en español se reflejó, incluso, en el ámbito internacional. En el tratado de Hidráulica *Engineering Hydraulics* de 1950, el editor Hunter Rouse hace especial mención al libro de Francisco J. Domínguez como una de las obras más importantes de la disciplina, que no tenía hasta ese momento un equivalente en la literatura técnica en inglés<sup>51</sup>.

Es importante destacar también que liderado por el profesor Francisco J. Domínguez, a fines de 1970 se efectuó la asamblea para la fundación de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica (SOCHID), que se constituyó en 1971 junto con la realización del primer Coloquio Nacional de Hidráulica. Esta reunión científica

<sup>50</sup> Francisco Javier Domínguez, “Discurso al recibir el premio Ramón Salas Edwards del Instituto de Ingenieros de Chile”.

<sup>51</sup> Hunter Rouse, *Engineering Hydraulics*.

dio origen a los congresos nacionales que se han realizado cada dos años hasta el día de hoy.

Cuando Francisco Javier Domínguez recibió el premio Ramón Salas Edwards del Instituto de Ingenieros de Chile en 1981, con noventa y un años de edad, le dedicó las primeras palabras de su discurso a su antiguo profesor:

“Es tan grande mi admiración y cariño por don Ramón Salas Edwards que yo he sentido en mi larga vida profesional de 64 años, desde unos cuatro años antes aún, cuando tuve la suerte de ser su alumno de Análisis Infinitesimal, Mecánica Racional y de Hidráulica y de aprender de él lo que puede decirse abarca precisamente toda mi acción profesional y docente, que fácilmente comprenderéis que es un supremo galardón el recibir esta distinción que lleva su nombre.

A don Ramón Salas sus alumnos lo llamábamos ‘El Maestro’ porque más que un simple profesor eso era. No descuidaba la parte psicológica del alumno, y con su talento extraordinario lo calaba, por decirlo así. Cuántos juicios suyos sobre muchachos veinteañeros mientras eran sus alumnos me ha tocado ver confirmados en la vida, ya de hombres de ellos. Los altos conceptos matemáticos los ilustraba con ejemplos de la vida diaria haciéndolos fácilmente comprensibles y amenos”<sup>52</sup>.

Francisco Javier Domínguez enseñó Hidráulica en la Universidad de Chile hasta 1983, marcando el fin de una etapa para la Ingeniería Hidráulica en Chile desde el punto de vista profesional y académico. Ambos investigadores abrieron el camino para el desarrollo de la enseñanza y la investigación de la disciplina en las dos universidades más importantes del país. Ramón Salas, sin embargo, dejó la investigación en el área en 1923 y comenzó a participar de manera más activa en temas de matemática y física moderna que ocuparían los años subsiguientes de su labor académica.

#### OTRAS CONTRIBUCIONES CIENTÍFICAS

Después de dejar las clases e investigación en Hidráulica se inició una nueva etapa en la carrera académica de Ramón Salas. En el período de 1918 a 1921 asumió como decano de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad Católica, aunque continuó enseñando Cálculo y Mecánica Racional en la misma universidad.

En etapas posteriores a la publicación de *El escurrimiento variado del agua en los canales*, sus escritos cubren diversos tópicos en los que emplea sus habilidades matemáticas y las complementa con su capacidad de entender los mecanismos físicos de los problemas que aborda. Así inició una labor de difusión e investigación en diferentes áreas de la ciencia, motivado siempre por su espíritu de independencia y visión de la educación universitaria y labor profesional de los ingenieros.

Sus publicaciones iniciales en temas de matemáticas aparecieron desde 1916 hasta 1921 en la *Revista Universitaria* de la Universidad Católica y en los *Anales del*

<sup>52</sup> Domínguez, “Discurso...”, *op. cit.*

CURSO DE  
**HIDRAULICA**

por

Fco. Javier Domínguez S.

Profesor propietario del ramo  
en la Universidad Católica de  
Chile, profesor extraordinario de  
Hidráulica Teórica de la Univer-  
sidad de Chile; profesor honoris-  
causa de la Universidad Mayor  
de San Andrés, La Paz (Bolivia).

NASCIMENTO

1935

*Instituto de Ingenieros*. Ellas se enfocan en análisis económicos, cálculos de seguros de vida, metodologías para calcular integrales y tópicos relacionados con su curso de Mecánica Racional.

Su inquietud intelectual no limitó su trabajo a los aportes científicos y a los brillantes logros en la teoría del flujo en canales abiertos o aplicaciones matemáticas en análisis económicos. Sus estudios de Física y Matemáticas superiores en La Sorbonne, y las estadías realizadas en la Universidad de Columbia y en el College de France, iniciaron una carrera académica de investigación en temas más fundamentales de Física Moderna, al nivel de desarrollo que tenía en Europa y Estados Unidos, y que enseñó en la Universidad Católica y en la Universidad de Chile.

Fue el primer científico chileno que explicó la Teoría de la Relatividad en círculos universitarios y académicos del país. En 1924 publicó el artículo “Les transformation de Lorentz sont independantes du postulat optique”<sup>53</sup>, reproducido en los *Anales del Instituto de Ingenieros*<sup>54</sup>, sobre las expresiones desarrolladas por el físico holandés Hendrik Lorentz. En él establece que las ecuaciones fundamentales en las que se basó la Teoría Especial de la Relatividad no dependen de la existencia de una velocidad de la luz constante, sino que relacionan el espacio y el tiempo relativo a un marco de referencia inercial con otro moviéndose a velocidad constante. Posteriormente en 1929, dedujo la relación fundamental de la relatividad especial, derivando la conocida fórmula para la variación de la masa a partir del análisis de un choque plástico entre partículas<sup>55</sup>.

El mismo año participó en la conferencia científica de la American Mathematical Society que se realizó en Boulder, Colorado, y en 1930 dictó una serie de conferencias sobre la Teoría de la Relatividad en Santiago, que fueron publicadas por la Imprenta Balcells<sup>56</sup>. En estas presentaciones discute los avances de la teoría y su desarrollo, y hace mención especial a sus profesores Albert Michelson (1852-1931), Hermann Weyl (1885-1955), Paul Langevin (1872-1946), y su profesor guía Roberto Marcolongo (1862-1943). Durante este tiempo fue también reconocido por sus aportes científicos en el extranjero, siendo invitado a formar parte del Comité de Selección de Fellows de la Fundación John Simon Guggenheime en Estados Unidos en los años 1931 y 1932.

Al analizar la amplitud de temas de sus escritos, podemos ver que dos ideas cohabitan en los fundamentos de su trabajo académico. Además de desarrollar una carrera científica explorando áreas de la ciencia moderna ligadas a la Física y la Matemática, siempre mantuvo el afán de conectar estos conceptos con aspectos personales que eran importantes para él.

En 1922 publicó en la *Revista Universitaria* de la Universidad Católica el texto

<sup>53</sup> Ramón Salas Edwards, “Les transformation de Lorentz sont independantes du postulat optique”.

<sup>54</sup> Ramón Salas Edwards, “Las transformaciones de Lorentz son independientes del postulado óptico”.

<sup>55</sup> Ramón Salas Edwards, “La variabilidad de la masa deducida del choque plástico; Ramón Salas Edwards, “La variabilidad de la masa deducida del choque plástico”.

<sup>56</sup> Ramón Salas Edwards, *La Teoría de la Relatividad*.

“Una opinión filosófica autorizada sobre la Teoría de la Relatividad”<sup>57</sup>, donde recomienda textos de discusión sobre relatividad y de obras que permiten apreciar la conciliación de la teoría con apreciaciones filosóficas del tiempo y del espacio.

En el texto *Rumbo a la discontinuidad* (entregado en comunicación personal por Juan Pablo Salas C.) reflexiona sobre las concepciones matemáticas que resultan paradójicas entre la Mecánica Clásica y la Física Moderna, que propone la dualidad en la descripción matemática de las partículas subatómicas.

Además de la conferencia “La libertad de la voluntad ante las Ciencias Físicas” de 1930 que ya comentamos<sup>58</sup>, destaca la publicación “Fecha probable de la Crucifixión de Nuestro Señor Jesucristo: Primer viernes, 7 de Abril del año 30” de 1932<sup>59</sup>. En este artículo emplea información de la *Biblia* y hace una revisión de las tradiciones judías de la época combinada con cálculos matemáticos y datos astronómicos para proponer fechas posibles de acuerdo con el calendario moderno, realizando una estimación cronológica que expone como la fecha más probable de la crucifixión.

En diciembre de 1942 fue el orador principal del homenaje a Ignacio Domeyko (1802-1889). Su presentación, publicada en los *Anales de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas* de la Universidad de Chile<sup>60</sup>, es una retrospectiva histórica de la vida del académico polaco después de investigar su vida y tener acceso exclusivo a sus diarios personales. Hace un resumen de los logros de Ignacio Domeyko en el desarrollo de la ciencia, en su aporte a la educación chilena y en su relación afectiva con su país natal. También entrega las reflexiones más profundas sobre la labor de los ingenieros y su desarrollo profesional en el contexto del desarrollo de Chile durante la primera mitad del siglo xx.

En el artículo “La misión integral del ingeniero”, publicado en los *Anales del Instituto de Ingenieros* en 1929<sup>61</sup> y basado en la conferencia del 17 de junio del mismo año, extiende los modernos conceptos que presentó por primera vez en el artículo “Misión del ingeniero” escrito diez años antes, mientras era decano en la Universidad Católica<sup>62</sup>. En ambos manuscritos plasma su visión sobre la profesión, la educación y el papel de los ingenieros en el desarrollo del país. Además de la importancia en la formación matemática, hace un especial énfasis al valor de la experimentación:

“La finalidad de la educación experimental no es la presentación espectacular de hermosos y brillantes experimentos útiles para excitar el interés, despertar vocaciones o a lo más auxiliar la comprensión de los enunciados de las leyes; éstos pueden ser fines propios de la educación secundaria pero son accidentales en la

---

<sup>57</sup> Ramón Salas Edwards, “Una opinión filosófica autorizada sobre la Teoría de la Relatividad”.

<sup>58</sup> Salas Edwards, “La libertad...”, *op. cit.*

<sup>59</sup> Ramón Salas Edwards, “Fecha probable de la Crucifixión de Nuestro Señor Jesucristo: Primer viernes, 7 de Abril del año 30”.

<sup>60</sup> Ramón Salas Edwards, “La persona de don Ignacio Domeyko”.

<sup>61</sup> Ramón Salas Edwards, “La misión integral del ingeniero”.

<sup>62</sup> Ramón Salas Edwards, “Misión del Ingeniero”.

Universidad; la finalidad propia de la educación experimental universitaria es el cultivo de la prolijidad, de la destreza y de la táctica manual, de la responsabilidad, la sinceridad y la eficiencia, la formación del criterio en orden a los límites de precisión alcanzable, y el fomento de la admiración hacia los hombres a quienes se debe el conocimiento real de la naturaleza”<sup>63</sup>.

Se cuestiona el papel de la ingeniería moderna y examina la necesidad de preparación en nuevas áreas para afrontar los desafíos del futuro. El mensaje principal del texto se enfoca en la necesidad de que los ingenieros asuman el liderazgo en las tareas propias del progreso del país, además de las que comúnmente desarrollan, en especial en el desarrollo de la industria y en la dirección de empresas comerciales:

“Tales funciones que abarcan las mayores fuentes de riquezas y dan cabida a los más importantes honorarios y participaciones, ¿a quiénes deben corresponder, dados los grupos de hombres con preparación superior que existen en el país?

¿Acaso a los abogados que principalmente las desempeñan en la actualidad, cuyos estudios de las disposiciones legales vigentes son ajenos a los problemas industriales, fabriles, económicos y comerciales?

¿Acaso a los médicos?

O bien ¿a los ingenieros que son entre nosotros una selección natural, educados con el más ordenado criterio, capaces de apreciar los problemas industriales y económicos que son cuestiones físicas y consideraciones cuantitativas?

La respuesta es evidente para quien no tiene prejuicios.

[...]

Todo cuanto se refiere a la riqueza, todo lo que significa civilización y progreso se debe a los sabios y a los ingenieros; no han de excluirse voluntariamente los ingenieros chilenos de la participación en los beneficios de esta riqueza y de la civilización de que son exponentes.

Si los mejores ingenieros chilenos se dedican con energía a esta tarea de desarrollar el comercio y la industria harán una obra de salvación nacional; traerán mayor suma de bienestar para todos y nacionalizarán la industria y el comercio, que abandonados en las manos de quienes no son aptos para defenderlos están desnacionalizándose con una rapidez que espanta”<sup>64</sup>.

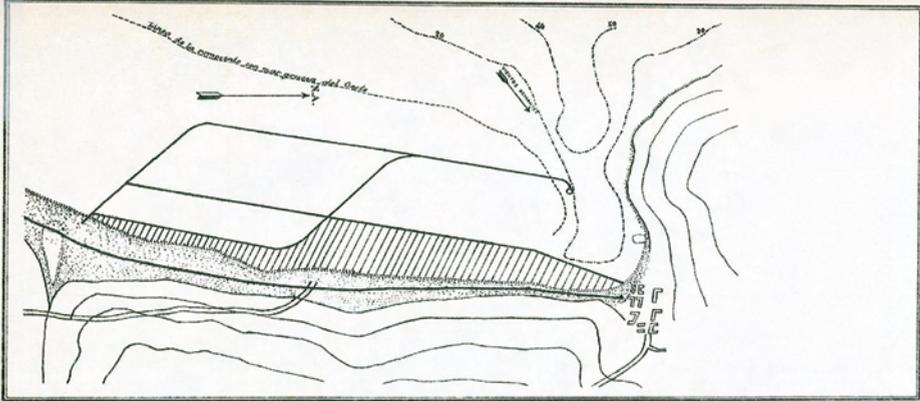
La necesidad de abordar estas tareas de impulsar la industria y el comercio, de acuerdo con Ramón Salas Edwards, requiere preparación en idiomas, Historia, Filosofía, Sociología, entre otras, además de desarrollar habilidades de expresión oral y escrita. Sin duda que éste fue el enfoque que primó en el desarrollo posterior de la ingeniería en el país.

---

<sup>63</sup> Salas Edwards, “La misión integral...”, *op. cit.*

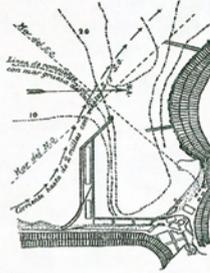
<sup>64</sup> *Ibid.*

**PROYECTO DE D. ENRIQUE VERGARA MONTT (1897)**

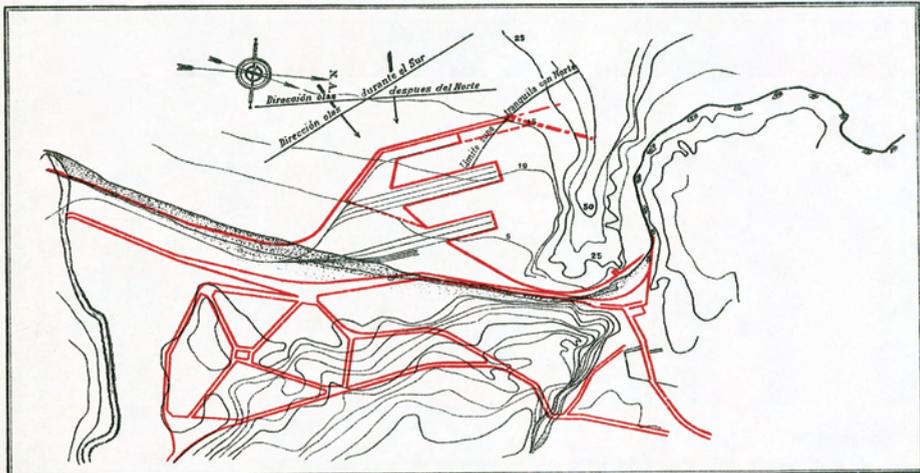


**PROYECTO PUBLICADO EN 1906**

HECHO SOBRE LOS DATOS DE LA  
OFICINA HIDROGRAFICA (1897)



**CROQUIS DEL PROYECTO PRESENTADO**



*Escala 1:30 000*

*Puerto de San Antonio..., op. cit.*

RAMÓN SALAS  
Y SUS APORTES A LA EDUCACIÓN UNIVERSITARIA

Como hemos visto en las secciones anteriores, la educación en Ingeniería tenía una importancia fundamental para el avance de la ciencia y el progreso del país desde la visión académica integral de Ramón Salas Edwards. Además de sus estudios en Francia y Estados Unidos, durante su misión como delegado chileno en el Segundo Congreso Científico Panamericano efectuado en Washington en 1915, realizó visitas académicas a las universidades de Johns Hopkins, Philadelphia, Princeton, New York, New Hampshire, Columbia, Yale y Harvard. Además, se reunió con el rector de la Universidad Católica de América en Washington para establecer por primera vez entre ambos países un programa de intercambio y doble titulación con la Universidad Católica de Chile.

Durante su período como decano en la Universidad Católica ingresaban alrededor de veintiocho alumnos a Ingeniería Civil, a un programa de cinco años que combinaba el estudio de ciencias básicas, ciencias aplicadas y cursos prácticos de ingeniería e industrias. La universidad procuraba entregar una sólida formación científica para que los egresados pudieran adaptarse a los cambios futuros en el ejercicio de la profesión.

La titulación requería la aprobación de tres actividades: un examen de todas las materias principales, un proyecto de obra y una tesis científica de investigación que los egresados debían exponer frente a sus compañeros y profesores.

En 1918 Ramón Salas publicó el artículo “Ideas sobre reforma de la enseñanza técnica”<sup>65</sup>, en el que expone algunas de estas nuevas metodologías de enseñanza aplicadas en su curso Hidráulica General y los trabajos de investigación científica personal y proyecto de obra que se realizaban al finalizar los estudios de Ingeniería Civil.

Explica el desarrollo de las logias que se efectuaban en pequeñas salas de trabajo en el tercer piso de la Casa Central de la Universidad Católica. Una vez a la semana grupos de dos a tres alumnos resolvían durante toda la tarde un problema de diseño, mientras el profesor del curso supervisaba el trabajo, guiando a los alumnos sin intervenir en sus decisiones. El trabajo experimental de laboratorio, que también se desarrollaba durante toda una tarde, consistía en experiencias prácticas como la medición de flujos y pérdidas de energía en tuberías. En este ámbito Ramón Salas Edwards destacaba la formación del criterio que permite la experimentación de laboratorio y la importancia de la participación del profesor en esta actividad:

“Cuando incidentalmente se llega a dificultades y cuestiones que sorprenden al profesor y que él no sabe contestar, debe confesar llanamente su ignorancia, porque es la verdad y porque es una lección inolvidable para los alumnos que suelen creer que todo lo saben, o lo deben saber, o a lo menos lo pueden saber.

---

<sup>65</sup> Ramón Salas Edwards, “Ideas sobre reforma de la enseñanza técnica”.

La estimación a que un profesor ha de aspirar se basa en la verdad de su amor a la Universidad y a la Ciencia y no en la reserva y en el misterio.

El mismo clásico traje azul que visten en el Laboratorio profesores y alumnos, es una lección de amor al trabajo, de respeto al obrero y de cristiana democracia”<sup>66</sup>.

Los proyectos de tesis científicas son destacados por Ramón Salas Edwards como uno de los requisitos principales para recibir el título de Ingeniero Civil. Como ejemplo menciona la tesis de Francisco J. Domínguez y señala la importancia de estudiar un tema específico en un ámbito circunscrito de la Ingeniería Civil, pero analizado en profundidad y detalle.

Finalmente, analiza los proyectos de obra de ingeniería necesarios para la titulación. Estos proyectos eran similares a los trabajos más simples que se les asignan a los ingenieros recién egresados y se efectuaban con el apoyo de un profesor guía, quien evaluaba de forma rigurosa su realización y resultados.

Después de 1921 continuó ligado a temas de educación, avanzando hacia propuestas que permitirían mejorar en su totalidad a la educación universitaria en ciencias e ingeniería, lo que permitiría establecer un papel más activo de las universidades en el desarrollo del país.

Como académico de la Universidad de Chile, participó en la discusión en pos de mejorar la educación universitaria nacional en Ciencias e Ingeniería. El registro de las actas de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas (FCFM) de la Universidad de Chile es una espléndida bitácora que documenta sus ideas sobre el papel de la universidad en la formación científica de excelencia y los impactos de ésta en la sociedad. Sus opiniones siempre motivadas por un sentido profundo de excelencia y bienestar social, son claras y muy profundas, orientadas hacia objetivos de largo plazo, y muchas veces bastante revolucionarias y lejanas a los cánones establecidos.

El acta de la sesión del 30 de abril de 1927 documenta la participación activa de Ramón Salas en la discusión por reformar de la enseñanza universitaria de la época. Dicha acta nos dice:

“El profesor Salas Edwards se ocupó de la reforma de la enseñanza. Considero propicio el momento actual para hacer labor útil. La Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas ha atendido muy bien la parte profesional de sus fines, pero ha descuidado el lado cultural y científico de la enseñanza. Cree que habrá buena disposición de parte del Gobierno y buen ambiente en la opinión pública, para la creación del Doctorado en Ciencias y el establecimiento de labores culturales. En su opinión, es conveniente también la segregación de la Escuela de Arquitectura, por no armonizar su enseñanza con la índole de una Facultad de Ciencias. Gozando de independencia, adquirirán también mayor vida los estudios de Arquitectura... Descargada la Facultad de los dos cursos a que se ha referido (Arquitectura y Conductores de Obra), ha de preocuparse preferentemente de la formación de una Escuela de Ciencias, que es un fin esencialmente universitario. Esta enseñanza

---

<sup>66</sup> Salas Edwards, “Ideas...”, *op. cit.*

podría contar con tres años de estudio, comunes con los primeros de la Escuela de Ingeniería, y tres de conocimientos superiores propios del Doctorado”.

Lo controversial y radical de su propuesta queda en evidencia a partir de las impresiones de otros académicos asistentes a la misma sesión. En el acta de ésta se menciona:

“el señor Decano consideró dignas de ser atendidas las ideas propuestas por el señor Salas Edwards, pues su aplicación representaría un paso de adelanto en la cultura del país. Es difícil obrar contra la tradición, pero en la oportunidad presente, piensa que puede hacerse algo. Tal vez fuera conveniente nombrar una comisión para el mejor estudio de esas materias”.

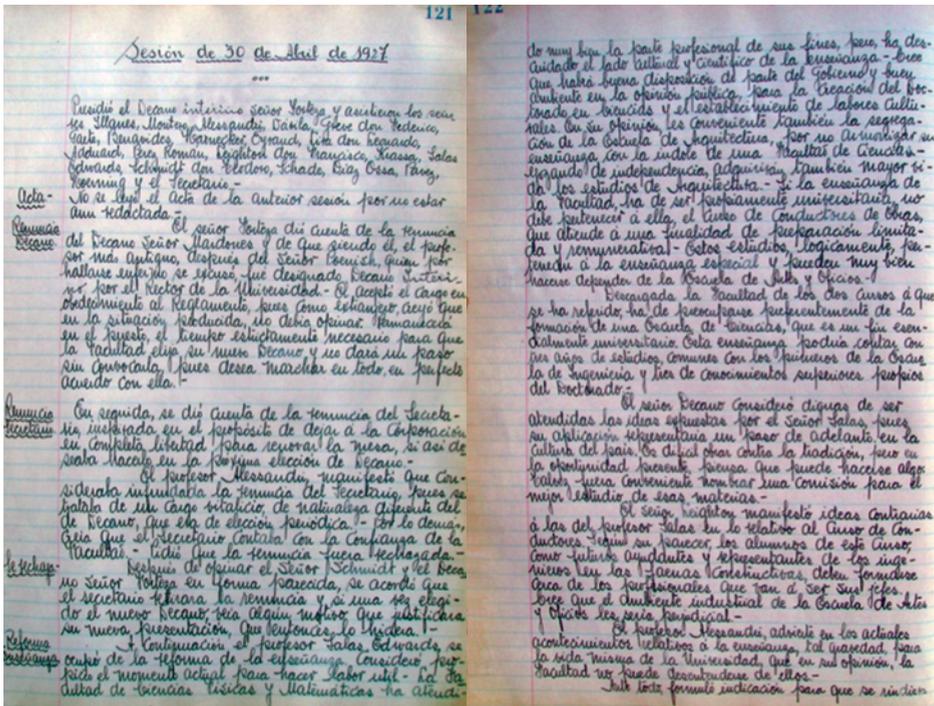
Por su parte, consta en el acta que otro académico presente

“Considera que ellos (estudios superiores de carácter científico) debieran existir en todas las facultades... Sin embargo, en países como el nuestro, una facultad de ciencias y estudios culturales puros, si no se relaciona con los estudios profesionales superiores, tendría éxito dudoso, como lo prueba el que ninguna de las universidades libres con que contamos ha obtenido éxito verdadero en estas formas del saber y han debido atender de preferencia al profesionalismo. Por esto considera que, antes de crear el doctorado y separar la Escuela de Arquitectura de la Facultad de Matemáticas, hay necesidades de mayor estudio”.

Un año particular resulta ser 1930 en la discusión al interior de la FCFM de la Universidad de Chile en lo referido a la educación y divulgación de la ciencia. El acta del 8 de mayo de dicho año reporta el encargo efectuado por el Decano de la facultad Carlos Hoerning a los profesores Ramón Salas Edwards y Pablo Krassa con objetivo de “estudiar lo relativo a la fundación de Institutos de Investigación, y proponer los ramos científicos y de aplicación que pudieran enseñarse en cursos libres”.

Ambos profesores presentaron un breve informe en la sesión del 22 de mayo, donde concluyen que, con anterioridad a avanzar más en la organización de institutos y doctorados, y evitar precipitar la distinción entre los estudiantes doctorales antes que sean viables, es necesario adoptar la acción inmediata en lo referido a la

“dotación adecuada de los laboratorios existentes, con los instrumentos, instalaciones, bibliotecas y suscripciones a revistas necesarias, con la asignación de fondos para los experimentos de enseñanza y de investigación y principalmente con la autorización de sueldos suficientes para formar un personal auxiliar especializado que se dedique permanentemente a los trabajos experimentales... Deben ahora estos laboratorios comenzar una vida activa e intensa, que sea la iniciación de la labor universitaria que ha de culminar en estudios doctorales para formar los futuros profesores e investigadores que necesita el país”.



Acta sesión del 30 de 1927, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

Al interior de los consejos de la FCFM, Ramón Salas fue un entusiasta de la formación de futuras entidades aglutinantes de científicos y académicos de modo de potenciar la investigación y la interacción de múltiples disciplinas. Una muestra clara de lo anterior se refleja en sus dichos registrados en el acta del 17 de julio de 1930, donde también vuelve a insistir en la necesidad de contar con programas de posgrado.

“El profesor Salas Edwards se refirió en seguida a la creación de los Institutos de Ciencia. A su juicio, debiera ser el Consejo Universitario la entidad que resuelva acerca de ellos y no las Facultades, a fin de estudiar coordinadamente su nacimiento y evitar la fundación imprudente de algunos... El profesor Salas no se mostró tan pesimista respecto del ambiente que ahora puede haber para los estudios superiores de ciencia. Él considera un síntoma muy favorable la existencia en el Instituto Pedagógico y la Escuela de Ingeniería, de centros de alumnos que persiguen un mayor conocimiento de las ciencias físico-matemáticas en que se leen atrayentes memorias”.

Es necesario mencionar que el Instituto de Ciencias fue creado ese mismo año durante el decanato de Gustavo Lira<sup>67</sup>. Finalmente, el acta del Consejo del 24 de

<sup>67</sup> Claudio Gutiérrez, y Flavio Gutiérrez, “Física: su trayectoria en Chile (1800-1960)”.

julio del mismo año, en el cual participaba el rector de la Universidad de Chile Armando Quezada Acharán, registra la iniciativa de Ramón Salas de formar la Academia de Ciencias.

“El Sr. Salas Edwards manifiesta que habría conveniencia en coordinar la acción de los profesores de Ciencias Puras de las distintas Facultades, creando una Academia de Ciencias con un número limitado de académicos que fomentara el cultivo de las Ciencias Puras entre el elemento más valioso de la Universidad. Cree que esto puede hacerse sin incurrir en grandes gastos y se congratula que la presencia del Sr. Rector en esta sesión de la Facultad le permita imponerse que la idea de su formación, que estima traerá mayor prestigio a la Universidad nació en la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas”.

Frente a la propuesta de Ramón Salas, el acta indica que el decano Quezada Acharán estimó de mucha importancia las ideas manifestadas y agradeció al mismo tiempo sus esfuerzos para prestigiar más la universidad.

Más de treinta y cinco años tuvieron que pasar desde estas brillantes y revolucionarias intervenciones de Ramón Salas para que se creara el primer programa de doctorado del país. Hacia mediados de la década de 1960 la universidad chilena era una institución dedicada a la enseñanza de pregrado centrada en la educación profesional. En 1965 había un programa de doctorado en Chile y el 4,7% de los profesores de la Universidad de Chile tenían el grado de doctor en 1967<sup>68</sup>. La situación era similar en la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad Católica a inicios de la década. Sin embargo, el llamado Plan de Desarrollo de la Educación Masiva de Ingeniería de Chile comenzó en 1962 durante el decanato de Raúl Devés. Dos de los ejes de acción fundamentales de dicho plan convergían con los planteamientos de Ramón Salas: la formación de un cuerpo docente de excelencia, con doctorados y de jornada completa, y el desarrollo de la investigación básica y aplicada en consonancia con la realidad nacional<sup>69</sup>. Gracias al programa, noventa y un académicos se perfeccionaron en el exterior hacia fines de la década de 1970, por lo que casi un 60% de la planta docente de la Escuela de Ingeniería de la Universidad Católica tenía un posgrado en el extranjero o estaba en vías de obtenerlo. Así, entonces, los aspectos fundamentales de un programa de desarrollo universitario exitoso y que sirvió como ejemplo al resto de las universidades chilenas, ya eran identificados nítidamente por el profesor Ramón Salas treinta años antes. Sin embargo, y a pesar del cambio de paradigma iniciado por este Plan de Desarrollo, sólo en la década de 1980 surgieron las tres políticas de alto impacto que fomentarían la creación y crecimiento de programas nacionales de posgrado<sup>70</sup>: La distribución de recursos de investigación vía FONDECYT, la distribución de 5% de Aporte Fiscal Directo (AFD) según indicadores de desempeño, y la acreditación del posgrado. Escudriñando el pasado, nos damos cuenta que hace ya más

---

<sup>68</sup> Andrés Bernasconi, y Fernando Rojas, *Informe sobre la educación superior en Chile: 1980-2003*.

<sup>69</sup> Ponce de León, Rengifo y Vial, *op. cit.*

<sup>70</sup> Bernasconi y Rojas, *op. cit.*

de ochenta años Ramón Salas planteó algo que hoy es reconocido por toda la comunidad internacional y lentamente se asimila en nuestra sociedad: la formación de posgrado, y en particular de doctorado, es objeto de relevancia política en el mundo occidental<sup>71</sup>. Como lo indica Manuel Krauskopf<sup>72</sup> la formación de doctores es esencial para lograr una mayor apropiación social de la ciencia, hoy casi inexistente en el país, una mayor competitividad, y en suma, el desarrollo de un círculo virtuoso donde aquéllos con una elevada formación intelectual alimenten el progreso cultural, económico y social.

Largos treinta y cuatro años tuvieron que transcurrir para que otro de los sueños de Ramón Salas se hiciera realidad. La Academia Chilena de Ciencias del Instituto de Chile se inauguró el 22 de octubre de 1964 luego de aprobado el proyecto de ley elaborado por Alejandro Carretón Silva, ministro de Educación del presidente Jorge Alessandri Rodríguez. Si bien la Academia reúne a científicos de distintas universidades, y no sólo a representantes de las distintas facultades de la Universidad de Chile, ésta sí tiene por objetivo discutir y divulgar del saber científico, algo por lo cual siempre abogó Ramón Salas Edwards. No deja de ser relevante y decidor que dos de los cinco primeros miembros de número de la Academia, los señores Carlos Mori y Gustavo Lira, fueron profesores de la FCFM durante los años en que el brillante ingeniero planteara tan frescas ideas. Anecdótico es también el que el presidente Jorge Alessandri Rodríguez haya sido quien en 1958 reemplazara al difunto Ramón Salas Edwards como miembro académico de la FCFM según lo registra el acta del Consejo del 26 de octubre de ese año.

#### VIGENCIA Y PERSPECTIVA HISTÓRICA

Todas las obras de Ramón Salas Edwards y en particular las referidas a la ingeniería hidráulica, como el artículo de 1915 “Discusión sintética del trazado del eje hidráulico” y el libro *Escurrecimiento variado del agua en los canales* de 1923, marcaron la dirección de la investigación y las aplicaciones de la hidráulica durante las seis décadas siguientes. Los avances que desarrolló no fueron sólo científicos sino que, también, enfocados en la innovación y proposición de soluciones prácticas a problemas como la división de caudales. En este contexto, parte importante de su legado lo extendió Francisco Javier Domínguez que también contribuyó con numerosas investigaciones experimentales en sus casi setenta años de vida académica.

La visión de Ramón Salas Edwards sobre lo que debía ser el aporte de la ciencia en el desarrollo del país lo llevó a proponer e implementar nuevas formas de enseñar ingeniería y delinear el ejercicio de la profesión en el futuro. Donde otros esperaban mantener la labor del ingeniero sólo en el diseño de obras y de apar-

---

<sup>71</sup> Birgitta Oden, “Research training and the state. Politics and university research in Sweden. 1890-1975”.

<sup>72</sup> Manuel Krauskopf, “Los doctorados en Chile, perfil y capacidad científica de los programas en ciencias acreditados en Chile”.

tos mecánicos, él concebía, además, el papel del ingeniero como protagonista del desarrollo industrial y comercial del país, con una importante participación en la labor pública.

Su inquietud científica lo llevó también a buscar el conocimiento más fundamental que explica el universo, enfocando su investigación en temas de mecánica cuántica y al estudio de la teoría de la relatividad.

Manifestó siempre su deseo por transmitir sus ideas y visiones científicas en el ámbito académico y profesional. Su habilidad para estudiar de manera profunda fenómenos de la naturaleza y expresarlos de forma clara manteniendo la exactitud de la descripción, caracterizó sus clases y publicaciones a lo largo de su trayectoria.

Su legado en la ciencia e investigación en ingeniería es vasto y relevante en muchos ámbitos. En estas páginas hemos descrito algunos de éstos, por lo que sólo nos resta mencionar dos de las iniciativas que buscan honrar el legado del insigne científico e ingeniero chileno. Por una parte, desde el año 1961 el Instituto de Ingenieros de Chile otorga el premio Ramón Salas Edwards a la (o las) persona(s) que, en conjunto, hayan elaborado al mejor trabajo científico o tecnológico relacionado con la Ingeniería durante el último trienio, y a partir de 2007, durante el último año. La segunda iniciativa fue la inauguración en el año 2008 de la plaza Ramón Salas Edwards, ubicada al costado del edificio de la Facultad de Física de la Universidad Católica, en el campus San Joaquín, la que fue construida en homenaje a todas sus contribuciones en Ciencias e Ingeniería.



Plaza Ramón Salas Edwards, frente a la Facultad de Física, campus San Joaquín, Pontificia Universidad Católica de Chile.

Su legado no se encuentra sólo contenido en este libro ni en sus publicaciones científicas, técnicas o académicas que escribió durante los cincuenta años de vida profesional. Las generaciones actuales y futuras pueden ver hoy el desarrollo que ha adquirido la disciplina y el aporte que ingenieros hidráulicos y ambientales han continuado entregando al país. Han transcurrido cien años desde la instalación del primer laboratorio de Hidráulica, y hoy el departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental de la Universidad Católica continúa desarrollando investigación de alto nivel, y preparando profesionales que abordarán los problemas multidisciplinarios futuros relacionados con el agua y el medio ambiente.

#### AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a sus colegas y amigos Rafael Benguria D., Juan Pablo Salas C., Rafael Sagredo B., Rodolfo Ponce R., Ignacio Cristi F., Vladimir Marianov K., Marcela Palacios K., Maia Homstad, a la sección Libros Raros y Valiosos de la Biblioteca San Joaquín de la Pontificia Universidad Católica de Chile, la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica (SOCHID) y a los profesores del departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental de la Pontificia Universidad Católica de Chile.

#### BIBLIOGRAFÍA

- Aceituno, Patricio, *Miembros académicos de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile*, Santiago, 2010 en [http://ingenieria.uchile.cl/miembros\\_acad\\_micos\\_fundadores\\_de\\_la\\_fcfm](http://ingenieria.uchile.cl/miembros_acad_micos_fundadores_de_la_fcfm)
- Bakhmeteff, Boris A., *O hepbhom̄p̄hom̄b̄ dbūjehiū jūidkoctu b̄b̄ otkp̄bitom̄b̄ p̄yct̄b̄*, St. Petersburg, Russia, 1912.
- Bakhmeteff, Boris A., *Hydraulics of open channels*, New York, McGraw-Hill, 1932.
- Belánger, Jean-Baptiste, “Essai sur la solution numérique de quelques problèmes relatifs au mouvement permanent des eaux courantes”, dans Carilian-Goeury, Paris, 1828.
- Belánger, Jean-Baptiste, “Notes sur l’hydraulique”, dans *Ecole royale des ponts et chaussées*, Paris, session 1841-1842, 1841.
- Bernasconi, Andrés y Fernando Rojas, *Informe sobre la educación superior en Chile: 1980-2003*, Santiago, Editorial Universitaria, 2004.
- Bertrand, Alejandro, *Saneamiento de Santiago de Chile*, memoria presentada al Ministerio del Interior sobre los antecedentes de la licitación y contratación del alcantarillado actualmente en construcción, Santiago, 1908
- Bois, Pierre-Antoine, “Joseph Boussinesq (1842-1929): a pioneer of mechanical modelling at the end of the 19th century”, dans *C.R. Mécanique*, N° 335, 2007.

- “Boletín de Instrucción Pública, Consejo de Instrucción pública, sesión de 22 de abril”, en *Anales de la Universidad de Chile*, tomo CXX, Memorias Científicas i Literarias, Santiago, Imprenta Cervantes, enero a junio, 1907.
- Boussinesq, Joseph, “Théorie de l’intumescence liquide, appelée onde solitaire ou de translation, se propageant dans un canal rectangulaire”, dans *Comptes Rendus de l’Académie des Sciences*, vol. 72, 1871.
- Boussinesq, Joseph, “Théorie des ondes et des remous qui se propagent le long d’un canal rectangulaire horizontal, en communiquant au liquide contenu dans ce canal des vitesses sensiblement pareilles de la surface au fond”, dans *Journal de Mathématiques Pures et Appliquées*, vol. 17, 1872.
- Boussinesq, Joseph, “Essai sur la théorie de eaux courantes”, dans *Mémoires présentés par divers Savants à l’Académie des Sciences*, vol. 23, 1877.
- Boussinesq, Joseph, *Théorie de l’écoulement tourbillonnant et tumultueux des liquides dans les lits rectilignes a grande section*, Paris, Gauthier-Villars et fils, 1897.
- Budnitskii, O., “Boris Bakhmeteff’s intellectual legacy in American and Russian collections”, in *Slavic and East European Information Resources*, vol. 4, 2003.
- Cáceres, Gonzalo, “Modernización autoritaria y renovación del espacio urbano: Santiago de Chile, 1927-1931”, en *EURE*, vol. 21, Santiago, 1995.
- Castro-Orgaz, Oscar y Willi Hager, “Critical flow: A historical perspective”, in *J. Hydraul. Eng.*, vol. 136, 2010.
- Cauas, A., Alejandro López y Horacio Mery, “Don Francisco Javier Domínguez Solar”, en *Anales de la Universidad de Chile*, vol. 8, Santiago, 1985, 23
- Comisión Central del Censo, *Memoria presentada al Supremo gobierno por la Comisión del Censo. Censo de la República de Chile levantado el 28 de noviembre 1907*. Santiago, 1908.
- Chanson, Hurbert, “Development of the Bélanger equation and backwater equation by Jean-Baptiste Bélanger (1828)”, in *J. Hydraul. Eng.*, vol. 135, 2009.
- Chanson, Hurbert, “Jean-Baptiste Bélanger, hydraulic engineer, researcher, and academic”, in 33rd Congress of the International Association for Hydraulic Research, Vancouver, 2009.
- De Ramón, Armando, *Biografías de chilenos: miembros de los Poderes Ejecutivo, Legislativo y Judicial 1876-1973*, Santiago, Ediciones Universidad Católica de Chile, 1999.
- De Ramón Armando y Patricio Gross (comps.), *Santiago de Chile: características histórico-ambientales. 1891-1924*, Londres, Monografías de Nueva Historia, 1985.
- Domínguez, Francisco Javier, *Curso de Hidráulica*, Santiago, 1937.
- Domínguez, Francisco Javier, *Curso de Hidráulica*, Santiago, Nascimento, 1935.
- Domínguez, Francisco Javier, *Estudio experimental del escurrimiento crítico*, tesis, Santiago, Universidad Católica de Chile, 1917.
- Domínguez, Francisco Javier, “La hidráulica en Chile”, en *Revista Chilena de Ingeniería y Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, N° 2, Santiago, 1962.
- Domínguez, Francisco Javier, “Semblanzas de hidraulicistas nacionales: Don Ramón Salas Edwards”, en *Boletín Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica*, N° 2, Santiago, 1980.

- Domínguez, Francisco Javier, “Discurso al recibir el premio Ramón Salas Edwards del Instituto de Ingenieros de Chile”, 1981
- Dunkerley, David, “Identifying individual rain events from pluviograph records: a review with analysis of data from an Australian dryland site”, in *Hydrol. Process.*, vol. 22, 2008.
- Empresa Portuaria San Antonio, EPSA, *Puerto San Antonio, Memoria anual y estados financieros 2010*, San Antonio, Gráfica Escorpio, 2010.
- “Especial EPSA, Empresa Portuaria San Antonio”, en diario *Estrategia*, Santiago, edición del 31 de enero de 2007.
- Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, *Actas de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile*, Santiago, 2011, disponible en: [https://www.u-campus.cl/modulos/fcfm\\_actas\\_consejo/historicas](https://www.u-campus.cl/modulos/fcfm_actas_consejo/historicas)
- Gutiérrez, Claudio y Flavio Gutiérrez, “Física: su trayectoria en Chile (1800-1960)”, en *Historia*, vol. 39, N° 2, Santiago, 2006.
- Guzmán, Patricio, “El antiguo paseo Miramar”, carta al Director, en diario *El Líder de San Antonio*, año xv, N° 4.150, San Antonio, 1 de abril del 2003.
- Hurtado, Carlos, *Concentración de población y desarrollo económico: el caso chileno*, Santiago, Universidad de Chile, Instituto de Economía, 1966.
- Instituto de Ingenieros de Chile, *Política eléctrica chilena*, Santiago, publicación de los Anales del Instituto de Ingenieros de Chile, 1936.
- Krauskopf, Manuel, “Los doctorados en Chile, perfil y capacidad científica de los programas en ciencias acreditados en Chile”, en *Estudios Públicos*, N° 76, Santiago, 1999.
- Kuichling, E., “The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts”, in *Transactions, American Society of Civil Engineers*, vol. 20, 1889.
- Macagno, Enzo O, “Hydraulics and fluid mechanics in Latin America”, in *La Houille Blanche*, vol. 4, Grenoble, 1968.
- Machado, Miguel, Ernesto Maier, Johannes Felsech, O.A. Schmidt, *Prospecto con los estudios e informes oficiales presentados al supremo gobierno sobre los yacimientos de petróleo de Magallanes, en las partes correspondientes a Isla Dawson y Río San Juan*, Punta Arenas, editado por la Sociedad Petrolífera del Estrecho de Magallanes, 1913, 24 pp. + mapa.
- Mellafe, Rolando, Antonia Rebolledo y Mario Cárdenas, *Historia de la Universidad de Chile*, Santiago, Ediciones de la Universidad de Chile, 1992.
- Ministerio de Obras Públicas, *Embalse del Río Yeso 1953-1967*, Santiago, Dirección General de Obras Públicas, Dirección de Riego, 1967.
- Ministerio de Obras Públicas, *Manual de carreteras*, Santiago, Gobierno de Chile, Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, 2004, vol. 3: instrucciones y criterios de diseño, parte II.
- Montt, José P., Pedro Rivera, Bonifacio Fernández, “Dos errores extendidos en la estimación de probabilidades de eventos de lluvia a partir del período de retorno nominal”, en XVI Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, SOCHID, Santiago, 2003.

- Oden, Birgitta, "Research training and the state. Politics and university research in Sweden. 1890-1975", in Martin Trow & Thorsten Nybom (eds.), *University and Society, Essays on the Social Role of Research and Higher Education*, London, Jessica Kingsley Publishers, 1991.
- Páez, Pablo, *La oportunidad de la destrucción en la urbanística moderna. Planes y proyectos para la reconstrucción de Valparaíso tras el terremoto de 1906*, tesis presentada para obtener el grado de magister en Desarrollo Urbano, Línea Estudios de la Ciudad y el Territorio, Santiago, Pontificia Universidad Católica de Chile, Facultad de Arquitectura, Diseño y Estudios Urbanos, 2008.
- Patronato de Ciencias, "Sección Miscelánea: Comité Panamericano del Año Geofísico Internacional", en *Ciencia*, N° 15, 1956.
- Piwonka, Gonzalo, *Las aguas de Santiago de Chile, 1541-1999*, Santiago, Editorial Universitaria, 1999, vol. 1.
- Ponce de León, Macarena, Francisca Rengifo y María José Vial, *Ayer y Hoy. Escuela de Ingeniería Pontificia Universidad Católica de Chile. FIUC*, Santiago, Ediciones Universidad Católica de Chile, 2002.
- Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, *Relación de Académicos desde el Año 1847 hasta el 2003*, Madrid, 2003.
- Risopatrón, Luis, *La cordillera de Los Andes 30°40'-35°*, Santiago, Imprenta Cervantes, 1903.
- Romero, Luis Alberto, *¿Qué hacer con los pobres? Elite y sectores populares en Santiago de Chile 1840-1895*, Buenos Aires, Editorial Sudamericana, Colección Historia y Cultura, 1996.
- Rosas, José, "Cambiando nuestro punto de vista", en *Arq*, vol. 43, N° 11, Santiago, 1999.
- Rouse, Hunter, *Engineering Hydraulics*, Iowa, Institute of Hydraulic Research, Iowa City, IA, 1950.
- Rouse, Hunter, *Hydraulics in the United States 1776-1976*, Iowa, Institute of Hydraulic Research, Iowa City, IA, 1976.
- Rouse, Hunter & Paul Ince, *History of Hydraulics. Iowa Institute of Hydraulic Research*, Iowa City, IA, 1957.
- Salas Edwards, Ramón, *Curso de Hidráulica General*, Santiago, edición del Centro de Ingeniería a cargo de don Antonio Puratich, Universidad Católica de Santiago, 1915, tomo primero.
- Salas Edwards, Ramón, "Discusión sintética del trazado del eje hidráulico", in *Proceedings Second Pan American Scientific Congress*, vol. VI, sect. 5, Washington D.C. 1915.
- Salas Edwards, Ramón, "Ideas sobre reforma de la enseñanza técnica", en *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, N° 9, Santiago, 1918.
- Salas Edwards, Ramón, "Misión del Ingeniero", en *Revista Universitaria*, vol. IV, N° 39, Santiago, 1919.
- Salas Edwards, Ramón, "Una opinión filosófica autorizada sobre la Teoría de la Relatividad", en *Revista Universitaria*, vol. VII, N° 1, Santiago, 1922.

- Salas Edwards, Ramón, “Las transformaciones de Lorentz son independientes del postulado óptico”, en *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, N° 12, Santiago, 1924.
- Salas Edwards, Ramón, “Les transformation de Lorentz sont independantes du postulat optique”, dans *Annales de la Société Scientifique de Bruxelles*, vol. 43, 1924.
- Salas Edwards, Ramón, “La variabilidad de la masa deducida del choque plástico”, en *Actas de la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de Madrid*, N° 25, Madrid, 1929.
- Salas Edwards, Ramón, “La misión integral del ingeniero”, en *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, N° 7, Santiago, 1929.
- Salas Edwards, Ramón, “La libertad de la voluntad ante las ciencias físicas”, conferencia, comunicación personal, Juan Pablo Salas C. 1930.
- Salas Edwards, Ramón, *La Teoría de la Relatividad*, Santiago, Imprenta Balcells. 1930.
- Salas Edwards, Ramón, “La variabilidad de la masa deducida del choque plástico”, en *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, N° 10, Santiago, 1930.
- Salas Edwards, Ramón, “Fecha probable de la Crucifixión de Nuestro Señor Jesucristo: Primer viernes, 7 de Abril del año 30”, en *Efemérides Marianas*, vol. 159, 1932.
- Salas Edwards, Ramón, “La persona de don Ignacio Domeyko”, en *Anales de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas*, vol. 1, Santiago, 1944.
- Salas Edwards, Ramón, “Rumbo a la discontinuidad”, comunicación personal, Juan Pablo Salas Cruchaga, s/f.
- Silva, Patricio, “State, public technocracy and politics in Chile, 1927-1941”, in *Bull. Latin Am. Res.*, vol. 13, 1994.
- Sociedad del Canal de Maipo, *Canal San Carlos, Orígenes e influencia en el desarrollo de la ciudad de Santiago (1829-1989)*, Santiago, Soc. del Canal del Maipo, 1989.
- Van M. Broekman, Gerrit, *Breve exposición del trabajo realizado por la sección técnica*, Santiago, Dirección Fiscal del Alcantarillado, Sociedad imprenta y litografía Universo, 1906.
- Van M. Broekman, Gerrit, *Lago del Yeso, Texto del proyecto*, Valparaíso, Litografía e Imprenta Moderna, 1912.
- Van M. Broekman, Gerrit, *Puerto de San Antonio. Texto del Proyecto*, Santiago, Imprenta y Litografía Barcelona. 1908.
- Vicuña Mackenna, Benjamín, *Un año en la Intendencia de Santiago, lo que es la capital i lo que debería ser*, memoria leída a la Municipalidad de Santiago en su sesión de instalación del 5 de mayo de 1873, Santiago, Imprenta de la librería del Mercurio de Tornero i Gráficas. 1878.
- Villalobos, Sergio, *Historia de la Ingeniería en Chile*, Santiago, Editorial Hachette, 1990.



## ANEXO



# LA MISIÓN INTEGRAL DEL INGENIERO\*

CONFERENCIA DADA EL 17 DE JUNIO  
EN LA ESCUELA DE INGENIERÍA  
DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE

La tesis que deseo establecer es que los ingenieros chilenos deben prepararse para el cumplimiento integral de su misión de progreso y nacionalismo.

¿Qué es un ingeniero? ¿Qué son ustedes los futuros ingenieros chilenos? ¿Qué misión les corresponde? ¿Cómo hay que prepararse para ella?

No hay que gastar tiempo en saber si prosaica y humildemente el ingeniero no es sino el *engineer* inglés que se ocupa de las engines, las máquinas y se reduce, por lo tanto, de ingeniero a maquinista, o si la etimología latina de la palabra nos da la misma filiación que ingenio y genio, y resultamos por profesión geniales e ingeniosos.

Poco valen estas cuestiones etimológicas y definiciones nominales: aunque geometría y agrimensura hayan significado lo mismo, no son agrimensores ni Darboux, ni Lobatschefski, ni Riemann; ni, aunque sean mecánicos los empleados de muchas fábricas y talleres no conocen nada ni necesitan conocer nada de la ciencia de que tratamos en mi clase de Mecánica.

En el terreno actual no es el mismo el valor que tiene el término ingeniero en los distintos países; pues su valor real depende de la selección que supone, de la preparación que requiere y del campo que las costumbres y organización social le dejan en la distribución de las actividades nacionales.

La cuestión práctica es fijar la atención en las condiciones que caracterizan a ustedes los futuros ingenieros chilenos.

¿Qué circunstancias han producido la elección de carrera de los ingenieros y de los futuros ingenieros que me escuchan?

Primordialmente, no digo exclusivamente, una selección intelectual. “Tiene facilidades para las matemáticas, va a ser ingeniero; no sirve para las matemáticas,

---

\* Ramón Salas, “La misión integral del ingeniero”, en *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, tomo xxix, N° 7, Santiago, 1929.

no le han entrado nunca, no puede ser ingeniero” son los juicios generales ordinarios.

Hay más, es sabido que nuestros estudios de ingeniería son serios, exigentes, difíciles, y que sólo vienen para triunfar en ellos los dotados también de una firme voluntad de trabajar y de sobreponerse a las tendencias juveniles de disipación.

Cual es el orden de magnitud de esta selección se puede juzgar comparando el número de varones chilenos que cada año llegan a la edad viril con el de ingenieros que salen de nuestras universidades.

De 60.000 varones éstos son sólo 20 o 30; digamos que la selección así apreciada es de uno por cada 2.000.

Si duda sería puramente sofisticada la conclusión que por consideraciones análogas pretendieran deducir que los que paran en hombres sandwiches, que pasean las calles entre dos carteles con avisos, son aun más alta selección intelectual; lo que da valor a esta cifra son estas circunstancias: raro es que los que rodean a un niño excepcionalmente dotado no le hagan recibir la instrucción primaria, raro es que no pase a la instrucción secundaria quien en las escuelas primarias era el primero entre los primeros, y es la regla general que los primeros en los ramos más difíciles de la instrucción secundaria, en aquéllos que requieren dotes intelectuales y que no se dominan con sólo el trabajo o la memoria vengan en proporción muy predominante desde todos los puntos de la república a estudiar Ingeniería.

No hay, sin embargo, que dar el valor de medida matemática a la cifra de uno en 2.000; no fija sino el orden de una magnitud; pues la selección a pesar de ser tan escalonada y repetida no es infalible; puede haber abandonado muchos talentos en la noche del analfabetismo principalmente; la concurrencia de la capacidad de raciocinio llamada facilidad para las matemáticas, con atractivos por la naturaleza viva, dotes artísticas y literarias, o destreza manual, lleva algunos grandes talentos a la Medicina, las Leyes, las Artes y las Letras; y lo que es más perfecto y respetable, debemos admirar también la subordinación de la vida individual a nobles ideales religiosos o patrióticos.

¿En qué consiste el talento matemático que la escuela cultiva?, ¿tiene acaso alguna trascendencia?, ¿qué formación recibe el ingeniero? Si consideramos que las Matemáticas son las ciencias de la cantidad, de todo lo que tiene partes, de todo lo extenso, de todo lo que se mueve, bien comprenderemos que dominan trascendentalmente todas las ciencias positivas, sea que la hermosa y viva cooperación intelectual moderna de toda la humanidad haya triunfado en la conquista de las ideas fundamentales para aplicar el cálculo a alguna de ellas, como las ciencias físicas, químicas y estadísticas, o sea, sólo todavía una esperanza el ver rendidas las ciencias biológicas ante nuestro análisis infalible.

Algunos profanos se imaginan que las Matemáticas se ocupan sólo de operaciones numéricas o topográficas, ignoran, por ejemplo, que el objeto del análisis es estudiar a fondo todas las leyes posibles que pueden ligar a los fenómenos entre sí, no pueden entender los éxitos sorprendentes de este estudio escondidos en el fondo de arduos tratados y no pueden comprender la trascendencia de las matemáticas que para ellos no son sino la tabla de multiplicar, la prueba del 9 y quizá

también el problema del estanque con 2 llaves de alimentación; creen que las cuestiones últimas y sublimes de que nos ocupamos son esos problemas griegos definitivamente juzgados que a nadie interesan ni a nada conducen, de cuadratura *circuli*, de *trisectio, anguli*, de duplicado *cubi*, que algunos vulgarizadores que escriben sólo para vender sus impresos les han presentado en ditirambos absurdos.

A mi juicio, la concepción que he enunciado de las matemáticas ha de ser completada para apreciar todo el valor del talento y educación matemáticos.

En todas las ciencias matemáticas hay caracteres comunes típicos y distintivos de las demás ciencias; en cada ciencia matemática pura o aplicada partimos de definiciones de entes y de postulados que suponemos para los entes definidos; de estas proposiciones vamos deduciendo por raciocinios de un rigor indiscutido e indiscutible una interminable cadena de teoremas; jamás aceptamos en una ciencia matemáticamente organizada una proposición que no haya figurado o en la cadena de teoremas o entre los postulados, aunque parezca por otros motivos, evidente y verdadera; nuestro fin es construir la cadena de consecuencias que fluyen de los postulados sin interesarnos en cuanto matemáticos si estas proposiciones son verdadera o falsas, pero sin permitir una híbrida conjunción de sus consecuencias con proposiciones extrañas.

Este método permite en las aplicaciones físicas al comparar los teoremas demostrados por las experiencias, juzgar de la fe que los postulados merecen, rechazándolos o modificándolos si una sola consecuencia es falsa, pero sin poder concluir matemáticamente la verdad de ellos de la verdad de las consecuencias experimentadas.

En la imposibilidad de adquirir por inducción rigurosa un conocimiento de las propiedades fundamentales que permiten reducir todo un conjunto de fenómenos al cálculo, el hombre viene encontrando en estas últimas décadas en este procedimiento el hilo de Ariadna que le guía en el laberinto de la naturaleza creada.

El método matemático requiere en el que lo aplica una potencia de abstracción de que pocos están dotados, pues, exige distinguir entre el juicio sobre la verdad o falsedad de una proposición y el juicio sobre si ha quedado demostrada como consecuencia de teoremas anteriores exclusivamente, y es muy difícil a veces cerrar el paso en nuestros estudios a tácitas aceptaciones intuitivas extrañas al sistema de teoremas que se está construyendo.

Ciertamente no es éste el único método de conocer; cierta y felizmente porque si no quedaríamos sumidos en un agnosticismo e idealismo trascendental; ningún teorema matemático me conduce a la certeza de que ustedes están ahí, ni es ninguna ecuación la que me convence de todo lo que nuestra patria puede esperar de ustedes.

Como la detención de los gérmenes extraños, mediante la asepsia, permitió a Pasteur eliminar la generación espontánea, así el matemático cultivando en estricta separación los frutos de las distintas hipótesis permite que los experimentadores puedan juzgarlas por ellos. Esta manera moderna de considerar las ciencias matemáticas puras y aplicadas es en el fondo muy modesta, y armoniza bien con la convicción de la limitada capacidad del hombre que no puede alcanzar a dominar todas las maravillas de la creación.

Hoy se llama Matemáticas todas las ciencias tratadas por este método; la teoría de los grupos, el análisis *situs*, la logística es por este aspecto y no porque sean ciencia de la cantidad, que son ramos recientemente cultivados por los matemáticos.

Creo que en su método está el fundamento más importante de la trascendencia de las matemáticas y la explicación del carácter intelectual especial que adquiere el individuo cultivado en nuestra escuela de ingeniería.

Esta concatenación interminable de raciocinios y teoremas que constituyen las ciencias tratadas matemáticamente, es lo que las hace impenetrables y hieráticas para los profanos, en diferencia con las otras ciencias, donde para conocer alguna materia basta una breve iniciación en los antecedentes.

La longitud inmensa de estas cadenas de teoremas envuelve un problema para la humanidad, pues va está llegando a los límites de la capacidad de aprender que tiene un hombre durante su vida.

Si bien la educación matemática es la típica con que se inicia la formación del ingeniero, no es la única: matemáticas puras, pero no puras matemáticas.

La educación experimental y manual en los laboratorios y talleres es un punto capital que tiene mucho de común con la educación del doctor en ciencias biológicas y con los estudios de una escuela de Medicina.

Llega ya para la educación experimental en la Escuela de Ingeniería, entrabada hasta ahora en su desarrollo por falta de locales y recursos económicos para los laboratorios y por la deficiencia del personal consagrado exclusivamente a la experimentación, una hora llena de promesas con el término de estos magníficos pabellones.

La finalidad de la educación experimental no es la presentación espectacular de hermosos y brillantes experimentos útiles para excitar el interés, despertar vocaciones o a lo más auxiliar la comprensión de los enunciados de las leyes; éstos pueden ser fines propios de la educación secundaria, pero son accidentales en la universidad; la finalidad propia de la educación experimental universitaria es el cultivo de la prolijidad, de la destreza y de la táctica manual, de la responsabilidad, la sinceridad y la eficiencia, la formación del criterio en orden a los límites de la precisión alcanzable; y el fomento de la admiración hacia los hombres a quienes se debe el conocimiento real de la naturaleza; el placer de la experimentación universitaria es la conciencia de la comunión con estos autores del progreso y no la candorosa exclamación de sorpresa de los que presencian fuegos artificiales.

Los últimos años de la escuela están consagrados a poner a los futuros ingenieros en contacto con hombres experimentados en las diversas actividades en que ordinariamente se han ocupado los colegas que le han precedido: construcciones de diversas clases, edificios, puentes, canales, ferrocarriles, caminos, puertos, y algunas industrias como la minería o los servicios eléctricos; ellos describen los procedimientos acostumbrados, dan a conocer las obras de consulta, las normas, los hábitos y costumbres profesionales en cada ramo y acompañan y guían a los futuros ingenieros en sus primeros proyectos y en sus visitas de iniciación a las obras concluidas o en construcción.

Esta formación jamás podrá ser profunda ni definitiva, por su variedad enciclopédica infinita, por su progreso renovador vertiginoso que es imposible que sea adivinado ni seguido en Chile sin un atraso notable, y porque se confía que la formación general bastará para hacerse fácilmente competente en la porción muy limitada de esta variedad inmensa de posibles aplicaciones en que múltiples causas y circunstancias llaman a actuar a cada ingeniero.

¿Qué misión corresponde en la distribución de las actividades nacionales a los hombres así seleccionados y formados? ¿Las ejercen?

Hay ciertas funciones esencialmente propias de cada profesión que no cabe discutir; nadie niega al ingeniero, por ejemplo, el estudio de los proyectos de obras, la contratación de ellos o la vigilancia de su correcta ejecución y la dirección técnica de las fábricas.

Pero fuera de las funciones propias evidentes de los distintos profesionales universitarios, ingenieros, médicos y abogados, hay otras más numerosas y más importantes que no corresponden de suyo a ninguno de ellos; entre éstas quiero sólo considerar la organización y dirección de las empresas industriales y de las instituciones bancarias desde los consejos y gerencias, la compra venta de acciones, bonos y propiedades, el comercio de maquinarias, automóviles, herramientas y productos fabriles, la administración y liquidación de bienes, y las tareas legislativas y administrativas relacionadas con estas actividades.

Tales funciones que abarcan las mayores fuentes de riquezas y dan cabida a los más importantes honorarios y participaciones, ¿a quiénes deben corresponder, dados los grupos de hombres con preparación superior que existen en el país?

¿Acaso a los abogados que principalmente las desempeñan en la actualidad, cuyos estudios de las disposiciones legales vigentes son ajenos a los problemas industriales, fabriles, económicos y comerciales?

¿Acaso a los médicos?

O bien, ¿a los ingenieros que son entre nosotros una selección intelectual, educados con el más ordenado criterio, capaces de apreciar los problemas industriales y económicos que son cuestiones físicas y consideraciones cuantitativas?

La respuesta es evidente para quien no tiene prejuicios.

¿Por qué pues, sólo en estos últimos años se comienza a llamar a los ingenieros a las funciones públicas relacionadas con materias económicas o estadísticas, por qué les parece a muchos colegas todavía una defección el que un ingeniero abandone el tablero de dibujo para ocupar el sillón de una importante gerencia comercial?

Por un prejuicio.

Permitidme una repetición: la cuadratura del círculo la efectuamos todos los días midiendo el diámetro y buscando el área de él en las tablas que tenemos sobre la mesa; para otros constituyó un insoluble problema convencional porque se empeñaron en su imposible solución con la regla y el compás únicamente.

Este mismo convencionalismo ha privado a la nación de muchas energías y a muchos ingenieros de mucho bienestar; se han empeñado en resolver el problema de su vida con sólo la regla y el compás.

No, el ingeniero chileno es esto y algo más.

Todo cuanto se refiere a la riqueza, todo lo que significa civilización y progreso se debe a los sabios y a los ingenieros; no han de excluirse voluntariamente los ingenieros chilenos de la participación en los beneficios de esta riqueza y de la civilización de que son exponentes.

Si los mejores ingenieros chilenos se dedican con energía a esta tarea de desarrollar el comercio y la industria, harán una obra de salvación nacional; traerán mayor suma de bienestar para todos y nacionalizarán la industria y el comercio, que abandonados en las manos de quienes no son aptos para defenderlos están desnacionalizándose con una rapidez que espanta.

Meditadlo bien.

¿Cómo deben prepararse los ingenieros chilenos al cumplimiento integral de su misión? Creo que la preparación primera y la más eficaz es la formación de la conciencia de esta misión y que la formación de esta conciencia ha de comenzar en el individuo y coronarse en la colectividad.

Este convencimiento hecho vida en el interior de cada uno, estará vigilante para denunciar las deficiencias de la formación propia, para descubrir las oportunidades de completarla y para impulsar en los caminos más oportunos y eficaces que son para cada individuo diferentes.

Formada la conciencia colectiva de los ingenieros, se extenderá a la masa y la opinión, y los ingenieros no serán postergados, ni en la estimación cultural, ni en la situación en la sociedad, ni en la economía nacional, ni en los intereses individuales.

No se verá que muchos que se consideraron a sí mismos inferiores por sus facultades intelectuales y por su menor energía y por su falta de laboriosidad, vengan a veces a ser superiores social y económicamente a los ingenieros, por un hábito nacional inconveniente, porque los colegas descuidan la defensa colectiva de la situación a que tienen derecho en función de su participación predominante en la civilización y la economía nacional.

No es quizá la hora de pedir una nueva distribución del tiempo dentro de los estudios, para dar cabida siquiera a la historia y la filosofía de las ciencias, ya que es incomprensible que hayamos estudiado en este siglo detalles de las obras de multitud de literatos secundarios y no hayamos al menos conocido los méritos y las circunstancias de la obra grandiosa de los sabios y de los industriales que vienen transformando la vida de la humanidad.

Pero sí, podemos recomendar en la escuela a todos que den una importancia de excepción a los ramos de cultura sociológica y comercial que en ella figuran, que los estudien con predilección y que traten de llevar hasta ellos las ventajas del método matemático cuando sea posible y que reconozcan que este método no es el único cuando ello no sea posible.

Podemos recomendar también que se cultiven todas las lenguas extranjeras durante los años de universidad y después de ellos, mediante el estudio y la consulta frecuente de libros ingleses, alemanes y franceses. No olvidemos que, si bien el francés es para nosotros una segunda lengua patria, es el inglés el idioma más

fecundo en el mundo científico e industrial y que los ingenieros chilenos tendrán con frecuencia relaciones profesionales con ingenieros y banqueros estadounidenses, ni olvidemos que la cultura germánica, a la que tanto debe la instrucción en Chile, va a conservar una situación privilegiada en ella, porque siendo ya la nómina de profesores germánicos mayor que los demás extranjeros sumados, se han contratado para esta escuela y para la fundación Santa María 40 nuevos profesores alemanes.

Las lenguas extranjeras multiplican el valor del individuo como un coeficiente puesto en sus labios; el inglés y el alemán pondrán con frecuencia al ingeniero chileno en una situación de superioridad ante habladores que habitualmente conocen sólo las lenguas latinas.

Mucho pueden ustedes hacer privadamente y mucho harán si cultiva cada uno esta conciencia de su misión integral.

Será un descanso por la variedad, estudiar Historia, Filosofía, Religión, leer literatura clásica, cultivar las ciencias que los ingenieros están llamados a conocer mejor que los literatos y abogados y que hoy están en sus manos principalmente, la Sociología y las cuestiones del trabajo, la Geografía, la Arqueología y la Prehistoria, por ejemplo, asistir a conferencias sobre temas ajenos a la profesión.

Será un ejercicio necesario para adquirir el dominio de la palabra y la correcta y expedita redacción el dar ustedes mismos conferencias y discutirlos en este simpático centro, por ejemplo, y el redactar memorias para la revista que se va a publicar.

Para terminar, invito a pensar que junto con la crisis visible del parlamentarismo seductor, pero estéril, han hecho crisis también en todo el mundo los cascabeles vacíos incapaces de cultivar las ciencias positivas.

Las más grandes universidades, las presiden hoy matemáticos, la más grande república de la historia la preside Hoover, un ingeniero sin otro antecedente que su talento y energía, más pronto podría la humanidad olvidar la guerra europea que el nombre de Einstein.

Si estos siglos son de la electricidad y las antenas, del radio y los aviones, derecho tienen los ingenieros a enderezar la cerviz doblada ante el tablero de proyectos y mirar al Sol.



RAMÓN SALAS EDWARDS

**ESCURRIMIENTO VARIADO  
DEL AGUA EN LOS CANALES**

N A S C I M E N T O  
1 9 2 3



## PRÓLOGO

**A**l agotarse la edición poligrafiada aparecida en 1918 del *Escorrimento variado del agua en los canales*, no hemos titubeado en desear que la nueva edición fuera definitiva, pues la experiencia de cinco años en la cátedra de Hidráulica General le han demostrado al actual profesor que era de fácil asimilación la materia en la forma expuesta. Como se decía en la introducción de esa primera edición, se ha tratado de facilitar el estudio anteponiendo algunas nociones generales y evitando desarrollos analíticos; hemos conservado esa primitiva forma. Se ha dejado el texto casi intacto, porque creemos que el estudio teórico del escurrimento variado que aquí se hace llena las necesidades del ingeniero. Solamente nos hemos atrevido a agregar una que otra nota de carácter experimental, que facilite las aplicaciones y complete algunas ideas, y a ello nos ha llevado el deseo del autor que al conocer los nuestros de publicar este librito, nos ha escrito:

“al autorizar la publicación de esta parte de las lecciones que hace años tuve el honor de dar en la Universidad Católica, deseo que quede constancia de que el mérito de haber desarrollado y valorizado experimentalmente la teoría expuesta, y de haber inspirado su aplicación práctica, le corresponde a Ud., actual profesor del ramo, y que el conservar mi nombre en esta publicación es una manifestación que agradezco cordialmente; pero que no excusa su responsabilidad de revisar, corregir y anotar los originales para entregarlos a la prensa”.

La importancia del escurrimento variado en la hidráulica de los canales se demuestra sencillamente considerando que su existencia es inseparable de todas las singularidades tales como cambios de sección, cambios de pendiente, obras de arte, particiones de agua, etc. Ya el año 1863 señaló Boudin la grave inexactitud de aceptar frecuentemente en esos problemas la existencia del escurrimento uniforme, y dijo que en la práctica no se resolvían las cuestiones de escurrimento variado como tales, por la laboriosidad de los cálculos a que daba origen la aplicación de sus leyes o porque, y es ésta la principal razón, porque los ingenieros no se dan cuenta fácilmente de la forma que en cada caso toma el eje hidráulico. Han transcurrido casi dos tercios de siglo y hoy día podemos decir exactamente

lo mismo: es difícil que sin un estudio más detallado que el que cabe en un curso universitario se forme la práctica y el manejo expedito de fórmulas difíciles, cuya base, además, descansa en hipótesis simplificadoras irreales.

A formar en el ingeniero una idea clara respecto a la forma del eje hidráulico en el caso que le interese sin necesidad de abordar largos desarrollos analíticos tienden estas páginas. La profundidad crítica fluye naturalmente en el estudio del escurrimiento variado; don Ramón Salas ha demostrado que en la hipótesis en que se hace el estudio de distribución hidrostática de presiones en la sección, esa profundidad crítica acusa energía total mínima. Esta consideración, teniendo en vista el principio de la conservación de la energía y la disipación de ella que van produciendo los frotamientos, conduce a una discusión clara y sencillísima, norma segura para juzgar a priori la forma del eje hidráulico.

El principio de energía mínima que es, mirado desde otro punto de vista, el de gasto máximo, es general; se podrá extender, conocida la curvatura de filetes, a los casos en que la distribución de presiones no es hidrostática. Es la expresión de una ley de economía natural.

La energía mínima se produce frecuentemente de una manera estable en la naturaleza, siempre que tal exija la economía; o en otras palabras, el líquido tiende a escurrir con el mínimo de carga siempre que le deje libertad la condición de aguas abajo. Por eso experimentalmente, contra lo que se había afirmado antes, encontramos escurrimiento crítico con todas las condiciones de tal en caídas o cataratas y en otras disposiciones, y nos es fácil provocarlo en dispositivos adecuados. En el laboratorio de la Universidad Católica y en terreno, los alumnos han comprobado su existencia y hoy son una realidad y un éxito los marcos partidores de barrera y angostamiento que basados en el escurrimiento crítico se idearon.

El principio de energía mínima que informa este método de calcular el escurrimiento variado fue publicado por primera vez en el Congreso Científico Panamericano de Washington de 1915. (*Proceeding of the second panamerican scientific congress*, vol. VI, p. 784) y en forma de lecciones completas en 1918, fecha de la primera edición de este libro. Posteriormente, la revista estadounidense *Engineering-News-Record*, en el número de 25 de noviembre de 1920, publica un artículo titulado “El resalto y la profundidad crítica en el proyecto de disposiciones hidráulicas”, firmado por J. Hinds, donde se exponen las mismas ideas contenidas en estas páginas, haciendo notar al comenzar que

“el resalto y la profundidad crítica han llegado a ser reconocidos recientemente como factores de considerable importancia en los proyectos de canales”.

En la revista alemana *Die Wasserkraft*, números de 1º y 15 de febrero de 1922, bajo el título de “Nuevos trabajos hidrotécnicos” se hace un resumen de un estudio hecho por el ingeniero Freytag, extractado del V.D.I. que consiste en el trazado del eje hidráulico, en un canal de importancia. El sistema de cálculo diverso del que aquí se estudiará ofrece para nosotros esta grata observación: el autor admite

la producción del escurrimiento crítico no sólo en puntos especiales sino que en un trazo de larga extensión, y afirma que al nuevo estudio que emprende lo han animado las contradicciones que notó en los estudios hidrotécnicos existentes. A resultados análogos a los de este autor llegamos trazando el eje hidráulico según las normas que aquí se estudian.

FCO. JAVIER DOMÍNGUEZ. S.



# CAPÍTULO I

## TEOREMA DE BERNOULLI

Daniel Bernoulli aplicó la ecuación de las fuerzas vivas al movimiento del agua y estableció el teorema fundamental de la hidráulica en su obra *Hydrodinámica, sive viribus et motibus fluidorum commentarii* (1738)<sup>1</sup>.

El teorema de Bernoulli es la forma especial que toma el principio de la conservación de la energía cuando se refiere a las partículas de un líquido *perfecto e incompresible*, que escurre bajo la acción de su peso con movimiento permanente.

El campo de rigurosa aplicación del teorema queda, pues, limitado a los líquidos de densidad constante, que no opongan resistencia de frotamientos al escurrir, denominados perfectos, y a los movimientos permanentes que son aquéllos que se han establecido ya en un régimen duradero, de modo que en cada punto fijo del espacio ni la velocidad del líquido ni su presión se alteren.

En un escurrimiento permanente la velocidad puede variar no obstante, de un lugar a otro, de manera que una partícula móvil puede tener velocidades sucesivas diferentes; pero que serán iguales a las que tendrán las otras partículas que seguirán después la misma trayectoria.

El objeto propio del presente estudio es este escurrimiento del agua, *variado*, pero permanente que se presenta en los canales donde hay caída, represa, cambio de pendiente o sección, un marco partidido, una compuerta u otra singularidad.

El teorema demostrará que a lo largo de la trayectoria de una partícula del líquido se conserva constante la suma siguiente:

$$Z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{constante} \quad \text{I}$$

Se suele llamar en los idiomas latinos *carga* a esta suma, y para distinguirla de la noción hidrostática, *carga dinámica*; pero con el fin de evitar confusiones se la denominará *Bernoulli* en estas páginas.

---

<sup>1</sup> Mach. *Die Mechanik in ihrer entwicklung historisch-kritisch dargestellt*, 1908, p. 451.

En la expresión I,  $z$  es la cota de la partícula, o sea, su altura vertical sobre el plano horizontal arbitrario a que se refiere la nivelación: se la supondrá medida en metros.

$p$  representa la presión unitaria que reina en la región por donde va atravesando la partícula líquida, expresada en kilogramos por metro cuadrado.

$\gamma$  designa el peso específico constante del líquido: en el agua 1.000 kilogramos por metro cúbico.

$\frac{p}{\gamma}$  que resulta ser una longitud en metros, se denomina *altura de presión* y es la altura que debería tener una columna del líquido para producir sobre su base  $\Omega$  la presión  $p$ , pues esta columna pesaría  $\Omega \times \frac{p}{\gamma} \times \gamma = \Omega p$ , y este peso repartido en la base daría una presión  $p$  por unidad de superficie. Se supondrá en adelante que de los valores absolutos de  $\frac{p}{\gamma}$  se ha descontado la altura de presión atmosférica, pues esto no altera la constancia de la suma y simplifica las consideraciones.

$v$  representa la velocidad de la partícula en metros por segundo.

$g$  es la aceleración de la gravedad: en Santiago 9,80 metros por segundo, por cada segundo.

$\frac{v^2}{2g}$  se llama *altura de velocidad* y es la altura en metros a que llegaría un móvil lanzado con la velocidad  $v$ , ascendiendo verticalmente contra la gravedad.

Si se sigue a la partícula líquida en su movimiento, la suma del trabajo del peso propio y del trabajo de las presiones que ejercita sobre ella el líquido circunvecino es igual al semiincremento de la fuerza viva de la partícula, pues su energía interna no sufriría alteración supuesta la incompresibilidad y la fluidez perfecta, que son condiciones en que las fuerzas moleculares no trabajarían dentro de la partícula.

El teorema de Bernoulli establece esta ecuación de las fuerzas vivas, dividiendo todos sus términos por el peso de la partícula considerada, o sea, expresando la energía y los trabajos en kilográmetros por kilogramo de líquido escurrido.

Para demostrarlo se considerará dos puntos cualesquiera,  $M$  y  $N$  sobre la trayectoria de la partícula líquida, y se distinguirá con los índices correspondientes los valores por que pasan en estos lugares las variables ya definidas.

El incremento de energía cinética que experimenta la masa  $\frac{1}{g}$  de un kilogramo de líquido escurrido, a consecuencia del paso desde la velocidad  $v_m$  hasta la velocidad  $v_n$  es:

$$\frac{v_n^2}{2g} - \frac{v_m^2}{2g}$$

El trabajo de la unidad de peso a lo largo de un camino que va desde la cota  $z_m$  hasta la cota  $z_n$ , será cualquiera que sea la forma de la trayectoria:

$$z_m - z_n$$

Para evaluar el trabajo de las presiones se ha de tener presente que son normales a la envoltura de la partícula, ya que no se supone componentes tangenciales o resistencia de frotamiento.

El trabajo de la presión  $p$   $dw$  que obra sobre un elemento de área  $dw$  considerado en el líquido, cuando este elemento se desplaza a lo largo de un camino infinitesimal  $ds$  que forma un ángulo  $a$  con la dirección de la presión normal es positivo en la porción posterior y negativo en la anterior y vale:

$$p \, dw \, ds \cdot \cos a$$

El peso del prisma líquido que escurriría por un elemento  $dw$  que quedará fijo en el espacio, mientras se efectúa este trabajo sería en valor absoluto:

$$\gamma \, dw \, ds \cos a$$

Comparando ambas expresiones se obtiene  $\frac{p}{\gamma}$ , que expresa el trabajo efectuado por un kilogramo de líquido escurrido en cada parte de la trayectoria.

Se ha de totalizar los trabajos efectuados por las presiones desde  $M$  hasta  $N$  suponiendo la permanencia del escurrimiento y, por consiguiente, la invariabilidad de  $\frac{p}{\gamma}$  en cada lugar.

En las posiciones intermedias los trabajos positivos efectuados por las presiones en la porción posterior de la envoltura van destruyendo rigurosamente los trabajos negativos anteriores correspondientes a las mismas situaciones y la suma se reduce a la diferencia de los valores extremos:

$$\frac{P_m}{\gamma} - \frac{P_n}{\gamma}$$

La ecuación de la fuerza viva es pues,

$$\frac{v_n^2}{2g} - \frac{v_m^2}{2g} = z_m - z_n + \frac{P_m}{\gamma} - \frac{P_n}{\gamma}$$

o sea, agrupando los términos correspondientes a cada posición de la partícula:

$$z_m + \frac{P_m}{\gamma} + \frac{v_m^2}{2g} = z_n + \frac{P_n}{\gamma} + \frac{v_n^2}{2g},$$

relación que deja demostrada la constancia de Bernoulli, recordando que  $M$  y  $N$  son dos puntos cualesquiera de la misma trayectoria

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{constante} \quad \text{I}$$

Para penetrar mejor la identidad de este teorema y de la conservación de la energía, conviene recordar que se denomina *potencial o energía potencial* de una fuerza una expresión cuyas disminuciones miden los trabajos de ella.

El primer término del Bernoulli, la cota  $z$  es, pues, el potencial del peso de un kilogramo, pues  $z_m - z_n$  es su trabajo.

Análogamente el segundo término  $\frac{P}{\gamma}$  es el potencial de las presiones que obran sobre un kilogramo de líquido en escurrimiento permanente.

El último término  $\frac{v^2}{2g}$  es la energía cinética del kilogramo.

El Bernoulli es la suma de la energía cinética y de las energías potenciales, expresada en kilográmetros por kilogramo, o sea en metros, que se conserva a lo largo de la trayectoria.

La energía interna del kilogramo de líquido queda invariable durante el escurrimiento, supuesta su incompresibilidad, a pesar de los cambios de presión<sup>2</sup>.

En un movimiento permanente, son realmente despreciables al lado de la energía potencial de las presiones las variaciones que experimenta la energía interna del agua por su pequeña contracción, que es sólo de  $\frac{5}{1.000.000}$  del volumen por cada metro de altura de presión<sup>3</sup>.

Por ejemplo, un cubo de 0,1 m de lado que pesa 1 kg, cargado bajo un émbolo con una fuerza creciente desde 0 a 10 kg, llegaría a estar sometido a una presión de 1.000 kg: m<sup>2</sup>, o sea, a una altura de presión de  $\frac{P}{\gamma} = \frac{1.000}{1.000} = 1$  m, y experimentaría un acortamiento total de  $\frac{5}{1.000.000} \cdot 0,10 = 0.0000005$  m, al que correspondería un trabajo de compresión  $\frac{1}{2} \times 10 \times 0.0000005 = 0,0000025$  kg, inapreciable al lado del incremento del potencial de las presiones  $\frac{P}{\gamma} = 1$  kgm: kg, que se habría verificado al mismo tiempo en un escurrimiento permanente<sup>4</sup>.

El trabajo de las presiones transporta simplemente las formas de energía que se traducen en cota  $z$  o altura de velocidad  $\frac{v^2}{2g}$  desde las partículas cuya altura de presión  $\frac{P}{\gamma}$  va aumentado hasta aquellas cuya presión va disminuyendo.

La hipótesis de permanencia del escurrimiento parece restringir hasta hacer ilusoria la utilidad práctica de este teorema fundamental, pues una observación atenta de los canales permite notar las *pulsaciones* de la corriente, que se repiten indefinidamente y alteran con cierta periodicidad las velocidades.

Esta dificultad se resuelve mediante la concepción del *movimiento medio local*, debido a Boussinesq, que es el escurrimiento hipotético en que la velocidad en cada punto del espacio es continuamente igual al término medio en magnitud y dirección de las velocidades reales con que las partículas pasan por ese lugar<sup>5</sup>.

Para concebir el término medio se ha de considerar un intervalo de tiempo suficiente para suprimir las pulsaciones, pero no excesivo para no ocultar una impermanencia de conjunto.

Se aplicará el teorema de Bernoulli al movimiento medio local permanente, aceptando que las pulsaciones introducen perturbaciones nulas en término medio.

Una lenta impermanencia del escurrimiento no priva tampoco de aplicar este teorema.

Este estudio se limita, pues, a cuestiones de movimiento permanente en canales en que el agua escurre a lo largo de trayectorias medias locales denominadas *filetes*, que o son rectos y paralelos como en las *corrientes uniformes*, en que las sec-

<sup>2</sup> Una opinión diversa que conduciría a la constancia de Bernoulli aún en movimientos impermanentes se enuncia en Obrecht, *Mecánica Racional*, 1896, p. 392.

<sup>3</sup> Chowlson, *Traité de Physique*, tome 1, p. 576.

<sup>4</sup> Un cálculo general se encuentra en Salas Edwards, *Hidráulica general*, Polig., 1915, p. 72.

<sup>5</sup> Boussinesq. *Essai sur la theorie des eaux courantes*, 1877, p. 24.

ciones transversales normales a ellos son todas iguales y, por lo tanto, la velocidad constante, o sólo son de pequeña curvatura y lenta convergencia y constituyen las corrientes *gradualmente variadas*.

El equilibrio del agua inmóvil exige que cuando se desciende de un punto a otro, la altura de presión  $\frac{P}{\gamma}$  aumente tanto cuanto disminuye la cota  $z$ , y que la suma  $z + \frac{P}{\gamma}$  permanezca constante.

Lo mismo se ha de producir en cada una de las secciones transversales de una corriente uniforme, porque si no el desequilibrio de las proyecciones de las fuerzas sobre el plano de ellas originaría movimientos oblicuos del agua que desviarían los filetes.

Las alturas de presión en los distintos puntos de una sección transversal de una corriente uniforme son pues las que habría en agua en reposo que llenara el canal hasta el nivel que alcanza en la sección.

Esta importante simplificación, la *ley hidrostática* de constancia de  $z + \frac{P}{\gamma}$  se acepta también en las corrientes gradualmente variadas y se admite que los frotamientos no la perturban.

Si se descuenta de las alturas de presión la atmosférica, la suma constante se reduce en cada sección a la cota  $z$  de la superficie libre, denominada también cota del *eje hidráulico* de la corriente.

La conservación del Bernoulli queda expresada por la ecuación siguiente, en que  $v$  continúa representando la velocidad de un filete cualquiera, superficial o no:

$$z + \frac{v^2}{2g} = \text{constante} \quad \text{II}$$

Esta ecuación es la misma que regiría el movimiento de un punto material pesado que, animado de la velocidad  $v$ , resbalará sobre el eje hidráulico, libre de frotamientos.



## CAPÍTULO II

### TRABAJO DE LOS FROTAMIENTOS

La conservación del Bernoulli supone nulo el trabajo de los frotamientos que ha de vencer el agua para escurrir en los canales.

Los trabajos negativos de las resistencias que disminuyen el Bernoulli pueden dividirse en dos clases: unos continuamente repartidos a lo largo del canal, debidos a los frotamientos de los filetes entre sí y contra las paredes, que son el objetivo de este capítulo, y otros concentrados en las regiones donde una disminución brusca de la velocidad ocasiona choques en el agua, que serán considerados en el capítulo VII.

Las pérdidas de Bernoulli no han de ser confundidas con disminuciones de  $z$  o de  $\frac{P}{\gamma}$  o de  $\frac{v^2}{2g}$ , pues cada uno de estos términos y aun la suma de dos, puede disminuir y si aumentando el otro se conserva la suma total, no hay pérdida de Bernoulli.

Contribuyen a producir esta paralogización las designaciones de las pérdidas, llamadas pérdidas de carga o de carga dinámica en los idiomas latinos, pérdidas de *head* en inglés y pérdidas de presión en alemán; ésta es la principal razón por qué ha parecido conveniente evitar el empleo de estas designaciones equívocas<sup>6</sup>.

La experimentación ha manifestado que la pérdida de Bernoulli debida al trabajo de los frotamientos a lo largo de los canales, que es proporcional a la longitud recorrida, depende de la velocidad del escurrimiento y de las dimensiones, naturaleza y forma de los lechos en que se verifica.

Las condiciones de experimentación más fáciles y de mayor interés práctico son las corrientes uniformes; porque en éstas permanece constante  $\frac{v^2}{2g}$  a lo largo de cualquier filete, y la pérdida de Bernoulli se traduce en disminución de  $z$ , de acuerdo con la ecuación II del capítulo I.

Así, el descenso del eje hidráulico igual en este caso al descenso del fondo que es paralelo a él, mide la pérdida de Bernoulli, común a todos los filetes.

---

<sup>6</sup> Los diferentes significados especiales de estas designaciones en hidráulica se pueden ver, por ejemplo, en *Flamant-Hydraulique*, 1909, p. 29; en Hughes y Safford-Hydraulics, 1913, p. 13 y en Ferchheimer-Hydraulik, 1914, p. 32.

Si atendiendo a la proporcionalidad del trabajo de los frotamientos y del camino recorrido por el agua, se llama  $J$  la *pérdida de Bernoulli por metro corrido de canal*, su valor expresado en kilográmetros por kilogramo escurrido y por metro corrido será un número igual al que mide el descenso del fondo o de la superficie libre en metros por metro corrido o sea a la pendiente de la corriente uniforme.

Los primitivos experimentadores en canales habían creído a fines del siglo XVIII y a principios del siglo pasado, que  $J$  era directamente proporcional al cuadrado de la velocidad media  $u$  e inversamente al *radio hidráulico* o *radio medio*  $R = \frac{\Omega}{P}$  que es el cociente de la sección transversal de la corriente  $\Omega$  dividida por la longitud de la parte del perímetro en que el canal es mojado por el agua  $P$ . Dicha aceptación se traduce en la fórmula:

$$\frac{U}{\sqrt{RJ}} = C \quad \text{I}$$

Estos experimentadores sin distinguir la mayor o menor irregularidad de las paredes, daban para  $C$  valores cercanos a 50, expresadas las magnitudes en metros y segundos.

*Siempre se ha de suponer en este estudio que las unidades usadas son el metro y el segundo, y el kilogramo como unidad de fuerza.*

Como las dimensiones que resultan para  $C$  son  $L^{1/2} T^{-1}$  los valores numéricos de esta magnitud deducidos del pie (0.305 m.), usados en Inglaterra y Estados Unidos han de ser multiplicados por  $\sqrt{0.305} = 0.552$  para obtenerlos en medidas métricas.

Las experiencias posteriores han establecido que  $C$  no es una constante sino que varía entre 20 y 80 en los casos prácticos, principalmente en función de la mayor o menor irregularidad de las paredes y de la longitud del radio hidráulico.

Sin embargo, ha subsistido el uso de la fórmula clásica y los distintos experimentadores han dado tablas numéricas y expresiones algebraicas para calcular el valor de  $C$  en cada caso.

No es éste el lugar para hacer el estudio crítico de las numerosísimas fórmulas propuestas; bastará indicar la expresión de  $C$  propuesta por Bazin (1897), usada de preferencia por los ingenieros de muchos países, y la de Ganguillet y Kutter (1869) que goza de crédito en Estados Unidos principalmente:

Según Bazin:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad \text{II}$$

Siendo en la 1ª categoría: paredes muy lisas (cemento, madera cepillada, etcétera)	$\gamma = 0,06$
2ª categoría: paredes lisas (tablas, ladrillos, sillares, etcétera)	$\gamma = 0,16$
3ª categoría: paredes de balones	$\gamma = 0,46$
3ª categoría (bis): paredes mixtas, secciones de tierra muy irregulares o empedradas	$\gamma = 0,85$
4ª categoría: canales de tierra en las condiciones ordinarias	$\gamma = 1,30$
5ª categoría: canales de tierra que presentan una resistencia excepcional	$\gamma = 1,75$

Según Ganguillet y Kutter:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad \text{III}$$

Siendo en la 1ª categoría: canales de madera prolijamente cepillada o estuco liso de cemento	$n = 0,010$
2ª categoría: canales de tablas	$n = 0,012$
3ª categoría: canales de sillares o ladrillos bien aparejados	$n = 0,013$
Siendo en la 4ª categoría: canales de bolones	$n = 0,017$
5ª categoría: canales en tierra, arroyos y ríos	$n = 0,025$
6ª categoría: corrientes con arrastres gruesos y plantas <sup>7</sup>	$n = 0,030$

Al final de este libro se encuentra una tabla con los valores calculados de  $C$  para los diferentes valores de  $R$  dentro de las dos categorías de mayor interés práctico, según resulta del análisis de 269 aforos y nivelaciones efectuados en EE.UU.<sup>8</sup>

Estas categorías son para canales de concreto  $\gamma = 0,16$  y  $n = 0,013$ , para canales en tierra  $\gamma = 1,30$  y  $n = 0,025$ .

Ha de observarse, sin embargo, que las categorías indicadas por los experimentadores nada tienen de absolutas y que son tipos arbitrarios escalonados en la serie densa y continua de clases de pared que revela la experimentación<sup>9</sup>.

En la expresión de  $C$  según Ganguillet y Kutter figura  $J$ ; pero con sus variaciones influyen poco dentro de los límites usados, se ha aceptado en la tabla los siguientes valores de la pendiente:

$R = 0,10$	0,20	0,30	0,50	1	$> 2$
$J = 0,01$	0,0025	0,001	0,0004	$\frac{0}{0}$	0,000025

En el estado actual de los conocimientos se ha de temer algunas unidades de error al asignar el valor de  $C$  y es inútil llevar la precisión aparente hasta calcular su valor con decimales.

En canales rectos o de curvas suaves, estucados con prolijidad y exentos de sedimentos  $C$  puede exceder en 5 o 10 unidades los valores dados para el concreto, mientras conserven ese estado que parece poco durable; a la inversa, una ejecución descuidada o sedimentos harían descender otro tanto las cifras medias indicadas<sup>10</sup>.

En canales de tierra, cuya limpia no se ha efectuado, fácilmente disminuye en 5 unidades el valor  $C$ .

<sup>7</sup> Las categorías que se indican son las originales: Forchheimer Hydralulik, 1914, p. 67.

<sup>8</sup> *Scobey Flow of water in irrigation channels*, 1915.

<sup>9</sup> Esta continuidad es evidente en la Pl 29 de Bazin - *Nouvelle formule des canaux découvert*, 1897.

<sup>10</sup> *Scobey-Flow of water in irrigation channels*.

Las canoas de madera o de palastro son comparables al concreto y otras clases de paredes se pueden interpolar entre las indicadas<sup>11</sup>.

La aplicabilidad práctica para las corrientes gradualmente variadas de los valores experimentales del frotamiento, deducidos de la observación en corrientes uniformes, será discutida en el capítulo III.

La fórmula I con las tablas experimentales de  $C$  anexas permiten resolver dos cuestiones que se necesitarán en este estudio:

- 1<sup>a</sup> Calcular la pérdida de Bernoulli por metro corrido que produce en un canal conocido el paso de un determinado caudal, con cada profundidad de agua;
- 2<sup>a</sup> Determinar hasta qué altura ha de llenar el caudal dado al lecho conocido, para consumir cierta pérdida de Bernoulli por metro corrido.

La primera cuestión es idéntica al cálculo de la pendiente de un canal de corriente uniforme.

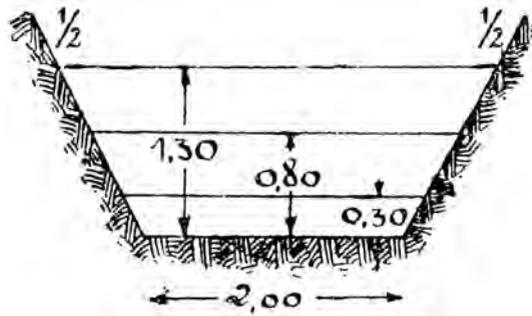
Se resuelve calculando sucesivamente la sección mojada  $\Omega$ ; el perímetro mojado  $P$ ; el radio hidráulico  $R = \frac{\Omega}{P}$  el coeficiente  $C$  que se toma de la tabla; la velocidad media  $U$ , que es el cociente del caudal en metros cúbicos por segundo dividido por  $\Omega$  y despejando finalmente  $J$  de la fórmula I:

$$J = \frac{U^2}{C^2 R} \quad \text{IV}$$

*Ejemplo N° 1*

Cálculo de  $J$  en el canal de tierra de la figura N° 1 cuyos taludes están inclinados de  $\frac{1}{2}$  respecto a la vertical, cuando el caudal de 3,2 metros cúbicos por segundo lo llena hasta una altura  $h$  igual a 1,30; 0,80; 0,30, respectivamente:

*Figura N° 1*



$h = 1,30$	0,80	0,30
$\Omega = 2,65 \times 1,30 = 3,44$	1,92	0,64
$P = 2 + 2 \sqrt{1,30^2 + 0,65^2} = 4,90$	3,79	2,67

<sup>11</sup> Scobey-Flow of water in irrigation channels.

$R = \frac{3,44}{4,90} = 0,70$	0,51	0,24
$C = 34$	32	24
$U = \frac{3,2}{3,44} = 0,93$	1,67	5,00
$J = \frac{0,93^2}{34^2 \times 0,70} = 0,0011$	0,0053	0,18

Los errores probables de estos resultados son muy altos y se les podría apreciar en  $\frac{1}{5}$  del valor de  $J$ .

En general como en este ejemplo, los lechos de los canales son tales que las pérdidas de Bernoulli disminuyen cuando aumenta la profundidad de agua; para que esto no se verifique se requiere un aumento muy rápido del perímetro mojado como en los acueductos abovedados cuando está el agua ya cerca de la clave; *no se supondrá éstos casos de excepción.*

La segunda cuestión, el cálculo de la *profundidad de régimen uniforme*, se resuelve prácticamente por aproximaciones sucesivas para evitar ecuaciones complicadas.

Se atribuye un valor probable  $U$  a la velocidad media sobre cuya magnitud se forma criterio fácilmente el ingeniero; se deduce la sección  $\Omega = \frac{Q}{U}$ , el valor del perímetro mojado  $P$ , el radio hidráulico  $R = \frac{\Omega}{P}$ , se toma  $C$  de la tabla y se despeja  $U$  en la fórmula I:

$$U = C \sqrt{RJ} \quad V$$

Si este valor de  $U$  no difiere en más de 10% del valor  $U$ , que se le había atribuido se corrige  $U$  en  $\frac{1}{5}$  de su diferencia con  $U$ , y se calcula con el valor corregido  $\Omega = \frac{Q}{U}$  de donde se deduce finalmente la profundidad de agua.

Si la diferencia es mayor o si se desea comprobar, se repite el procedimiento con el valor corregido<sup>12</sup>.

<sup>12</sup> Esta corrección se justifica aceptando con Manning (Flamant-Hydraulique, 1909, p. 192) que  $C = C_1 \sqrt[6]{R}$  y suponiendo casos extremos.

Si el lecho del canal es tal que  $R$  es prácticamente constante con diferentes profundidades, la corrección de  $U$  debería ser nula, y sería aun de signo contrario a la diferencia si, como es posible en canales abovedados, se estuviera sobre un nivel de velocidad máxima.

En los lechos muy anchos en que aumentando la profundidad sólo aumenta el área y no el perímetro,  $R$  es proporcional a  $\Omega$  y se tiene designando por  $K$  un parámetro constante.

$$U = C \sqrt{RJ} = C_1 J^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}} = KR^{\frac{2}{3}} = K\Omega^{\frac{2}{3}} = KQ^{\frac{2}{3}} - U^{-\frac{2}{3}}$$

$$U^5 = K^3 Q^2$$

Siendo  $U_1$  la velocidad supuesta, la velocidad  $U_2$  que resultaría del cálculo sería:

$$U_2 = KQ^{\frac{2}{3}} U_1^{-\frac{2}{3}}$$

$$U_2^3 U_1^2 = K^3 Q^2$$

Ejemplo N° 2

Cálculo de la altura  $h$  que un caudal de 1.200 metros cúbicos por segundo alcanza en un acueducto circular de 3 metros de diámetro para consumir una pendiente o Bernoulli por metro corrido  $J=0,005$ .

Tomando para empezar  $U_1 = 1$  metro por segundo, se obtiene  $\Omega = \frac{1,20}{1} = 1,20$  m<sup>2</sup>.

Mediante un cálculo trigonométrico o valiéndose de tablas de segmentos circulares que se encuentran en la mayoría de los manuales de ingenieros<sup>13</sup>, se ve que al valor  $\frac{\Omega}{I^2} = \frac{1,20}{1,50^2} = 0,534$  corresponde  $\frac{P}{\gamma} = 1,90$  y  $P = 1,98 \times 1,50 = 2,97$ .

Por lo tanto, el radio hidráulico  $R = \frac{1,20}{2,97} = 0,404$ .

Las tablas de Bazin y de Ganguillet y Kutter agregadas a estas páginas permiten aceptar  $C = 68$ .

La velocidad  $U = C \sqrt{RJ}$  valdrá, pues.

$$68 \sqrt{0,404 \times 0,005} = 3,06$$

metros por segundo y su diferencia con la aceptada anteriormente  $U_2 - U_1 = 2,06$ . La corrección de la velocidad será  $\frac{2,06}{5} = 0,41$  y la aproximación siguiente se comenzará con  $3,06 - 0,41 = 2,65$ .

He aquí tabulados los cálculos de esta primera aproximación, de una segunda y de una tercera aceptable, en definitiva:

		1ª aprox.	2ª aprox.	3ª aprox.
$U^2$	=	1	2,55	2,22
$\Omega$	=	1,20	0,453	0,541
$\frac{P}{2}$	=	0,534	0,201	0,240
$\frac{\Omega}{\gamma^2}$	=	1,98	1,39	1,48

Igualando estos valores se ve que  $U = \sqrt[5]{U_2^3 U_1^2}$  es el término medio geométrico de tres valores iguales a  $U_2$  y dos iguales a  $U_1$ ; pero para simplificar el cálculo se ha tomado el término medio aritmético y  $U = \frac{1}{5}(3 U_2 + 2 U_1)$  lo que es lo mismo:

$$U = U_2 - \frac{2}{5}(U_2 - U_1)$$

La diferencia máxima entre la corrección propuesta y la de estos casos extremos es  $\frac{1}{5}(U_2 - U_1)$ , y como no es de esperar menos de un 2% de error en el cálculo de la velocidad, la corrección parece aceptable en general como definitiva cuando la diferencia no alcanza a 10%.

<sup>13</sup> Hütte. *Des Ingenieurs Taschenbuch*, 1908, p. 36.

Hughes y Safford. La solución de una cuestión análoga en canales trapeciales sería inmediata con las tablas de Sandri. *Calcolo dei canali* (1908) que dan  $\Omega$ ,  $P$  y  $R$ , para 3.000 trapecios de dimensiones diferentes.

		<i>1ª aprox.</i>	<i>2ª aprox.</i>	<i>3ª aprox.</i>
<i>P</i>	=	2,97	2,03	2,22
<i>R</i>	=	0,404	0,217	0,244
<i>C</i>	=	68	64	64
<i>U<sub>2</sub></i>	=	3,06	2,11	2,24
<i>U<sub>2</sub> - U<sub>1</sub></i>	=	2,06	-0,54	0,02
$\frac{1}{5} (U_2 - U_1)$	=	0,41	-0,11	0
<i>U</i>	=	2,65	2,32	2,24

El valor 2,24 se puede aceptar y con él resulta  $\Omega = \frac{1,20}{2,24} = 0,536$  y, por lo tanto,  $\frac{\Omega}{r^2} = 0,238$  y en las tablas de segmentos, si no se desea calcular trigonométricamente, se encuentra  $\frac{h}{r} = 0,25$ .

Finalmente se obtiene, pues  $h = 0,26 \times 1,50 = 0,39$  con un error probable de uno o dos centímetros<sup>14</sup>.

<sup>14</sup> Puede ser de interés la fórmula siguiente para el cálculo de canales, muy sencillo pero sólo de gruesa aproximación, en que no figura el radio hidráulico sino que directamente la sección mojada:

$$\text{Concreto: } J = 0.001 \frac{Q^2}{\Omega^3} \quad \text{VI}$$

$$\text{Tierra: } J = 0.005 \frac{Q^2}{\Omega^3} \quad \text{VII}$$

Sus resultados necesitan verificarse; pero pueden ser útiles como primer tanteo, en cálculos mentales, y para formarse criterio sobre el orden de las magnitudes que intervienen en las cuestiones.

Esta fórmula es igualmente aplicable en pies u otras unidades de longitud, pues las dimensiones del coeficiente numérico son el cuadrado de un tiempo.

Se justifica aceptando para *C* una ley de variación exagerada, proporcional a  $\sqrt{R}$  y suponiendo que  $R^2$  que a su vez es proporcional a  $\Omega$  en secciones semejantes, guarda la misma razón de proporcionalidad con esta magnitud, en todas las formas que se considera.

Aplicada la fórmula a los ejemplos anteriores daría inmediatamente:

En el ejemplo N° 1

$$J_{1,30} = 0,005 \frac{3,2 + 3}{3,44 + 2} = 0,0013 \text{ en vez de } 0,0011 \text{ con un error de } \frac{1}{5}$$

$$J_{0,80} = 0,005 \frac{3,2^2}{1,92^3} = 0,0072 \text{ en vez de } 0,0053 \text{ con un error de } \frac{1}{3}$$

$$J_{0,30} = 0,005 \frac{3,2^2}{0,64^3} = 0,20 \text{ en vez de } 0,18 \text{ con un error de } \frac{1}{10}$$

En el ejemplo N° 2

$$0,005 = 0,001 \frac{1,2^2}{\Omega^3}$$

$$\Omega = 0,66$$

de donde se obtiene:  $h = 0,44$ , en vez de 0,39, con un error de  $\frac{1}{8}$



## CAPÍTULO III

### ECUACIÓN DEL ESCURRIMIENTO VARIADO

En el capítulo I se ha establecido la conservación de Bernoulli en cualquier escurrimiento permanente, prescindiendo del trabajo de los frotamientos, y en el capítulo II se han dado los valores experimentales de estas absorciones de energía.

Corresponde ahora deducir de estos antecedentes la ecuación del escurrimiento del agua en corrientes permanentes gradualmente variadas.

En las ecuaciones de Bernoulli, aplicables a todos los filetes, figuran las velocidades individuales de ellos; pero el teorema se extiende prácticamente a la velocidad media  $U$  de cada sección.

Los valores experimentales de las pérdidas de Bernoulli por unidad de longitud,  $J$ , han sido medidos en corrientes uniformes; pero son aplicables a las corrientes variadas del mismo caudal, donde sea igual la sección.

Si al Bernoulli de una sección inicial  $z_0 + \frac{U_0^2}{2g}$  se le resta la suma de las pérdidas que los frotamientos producen a lo largo de los elementos  $ds$  del camino  $s_1 - s_2$  se obtendrá en otra sección  $z_1 + \frac{U_1^2}{2g}$  y en cada punto del camino  $J$  tendrá el valor que en corrientes uniformes vaya correspondiendo a la sección mojada:

$$z_0 + \frac{U_0^2}{2g} - \int_{s_0}^{s_1} J ds = z_1 + \frac{U_1^2}{2g}$$

o lo que es lo mismo dada la validez de esta ecuación para todas las secciones:

$$z + \frac{U^2}{2g} + \int J ds = \text{constante}$$

Antes de discutir esta sencilla generalización de los resultados obtenidos conviene confirmarla por las experiencias ejecutadas por Bazin sobre el movimiento variado en los canales<sup>15</sup>.

---

<sup>15</sup> Darcy y Bazin, *Recherches hydrauliques*, 1865.

Estas experiencias son 15, ejecutadas en canales previamente experimentados con corrientes uniformes, que han permitido evaluar  $J$  en función del caudal y la sección mojada y calcular:

$$\int_{S_o}^{S_i} J ds = J \Delta z \quad 16$$

He aquí un cuadro que da para cada experiencia (designada por la serie, el número y los perfiles extremos): la pérdida integral de Bernoulli, la desnivelación superficial  $\Delta z = z_1 - z_2$ , el incremento de altura de velocidad:  $\Delta \frac{U^2}{2g} = \frac{U_1^2}{2g} - \frac{U_0^2}{2g}$  y la suma de estas cantidades que debería ser cero, según la ecuación de que se trata:

$$\varepsilon = (z_1 - z_0) + \left( \frac{U_1^2}{2g} - \frac{U_0^2}{2g} \right) + \int_{S_o}^{S_i} J ds = 0$$

Experiencias	$\int_{S_o}^{S_i} J ds$	$\Delta z$	$\Delta \frac{U^2}{2g}$	$\varepsilon$
78-1-(134-232)	0,129	-0,146	-0,011	-0,028
78-2-(134-232)	0,150	-0,181	-0,010	-0,041
78-3-(134-232)	0,091	-0,073	-0,016	+0,002
78-4-(134-232)	0,120	-0,108	-0,015	-0,003
79-1-(142-232)	0,100	-0,086	-0,006	+0,008
79-2-(142-232)	0,139	-0,110	-0,007	+0,022
79-3-(142-232)	0,176	-0,159	-0,006	+0,011
79-4-(142-232)	0,136	-0,100	-0,010	+0,026
80-1- (63-117)	0,125	-0,176	-0,027	-0,078
80-2- (63-117)	0,187	-0,170	-0,049	-0,032
80-3- (63-117)	0,230	-0,189	-0,062	-0,021
80-4- (63-117)	0,264	-0,182	-0,076	+0,006
81-1-(140-230)	0,322	-0,309	+0,024	+0,037
81-2-(140-230)	0,360	-0,360	+0,042	+0,042
81-3-(140-230)	0,413	-0,426	+0,064	+0,051

El valor de  $\varepsilon$  mide el error de aplicación de la fórmula en cada experiencia, y sus variaciones asistemáticas, con su magnitud media prácticamente nula, permiten suponerle meras causas accidentales, como los errores de nivelación de la superficie del agua, de algunos centímetros según el autor y errores probables en la evaluación de  $J$  y la integración<sup>17</sup>.

<sup>16</sup> Las series 82 y 83 son inaprovechables para este objeto por las razones expuestas por el autor en la página 273.

Para el cálculo de  $J$  se ha trazado una línea a través de los puntos representativos de las experiencias que aparecen en la Pl. IX, para deducir  $\frac{1}{C^2}$  en función de  $\frac{1}{R}$  y se ha ejecutado la integración por el método de Simpson.

<sup>17</sup> Un error de 2 cm en la cota de un punto no es inadmisibles según Bazin, p. 271 y por otra parte la repartición de los puntos en la Pl. IX permite temer en la evaluación de  $J$  errores hasta de 1/20 de su valor.

Ha de notarse que un aumento de  $J$  sobre los valores correspondientes al movimiento uniforme incrementaría los 6 errores positivos y disminuirían los 9 negativos, a la inversa una reducción.

La admisión de un coeficiente superior a la unidad para  $\Delta \frac{U^2}{2g}$  sería desfavorable en los 9 casos en que esta magnitud tiene el signo de  $\varepsilon$  y favorable en los otros 6 casos, la agregación de un coeficiente inferior, recíprocamente.

En consecuencia, si las experiencias de que se dispone no bastan para constituir una plena demostración experimental, dan, no obstante, base práctica suficiente para aceptar la fórmula sencilla, sin coeficientes correctivos en sus términos.

En esta forma es aplicada la ecuación por los profesionales de muchos países<sup>18</sup>.

Sin embargo, algunos hidraulicistas multiplican los términos en  $\frac{U^2}{2g}$  por un coeficiente  $\alpha$ , poco superior a la unidad.

El origen de este coeficiente agregado por Coriolis<sup>19</sup> es la desigualdad de las velocidades en la sección que produce una suma de energía cinética mayor que la correspondiente a la velocidad media.

Se ha de distinguir dos conceptos del valor medio de la energía cinética por kilogramo o de altura media de velocidad: uno se refiere al agua que pasa en cierto tiempo por la sección; el otro corresponde al agua contenida entre dos secciones normales próximas.

Si se llama  $dw$  los elementos de la sección normal, por los cuales escurren con la velocidad  $v$  los elementos de caudal  $dq = v dw$  para calcular estos valores medios se ha de multiplicar cada altura de velocidad por la magnitud del elemento correspondiente ( $dq$  en el primer concepto y  $dw$  en el segundo) y dividir la suma de los productos por la suma de esos elementos.

Se acostumbra designar por  $a$  y  $a'$ , respectivamente, las razones de estas alturas medias de velocidad con  $\frac{U^2}{2g}$ , y así se obtiene agregando la expresión  $U = \frac{Q}{\Omega}$  las ecuaciones siguientes:

$$\alpha \frac{U^2}{2g} = \frac{1}{Q} \int_0^Q \frac{v^2}{2g} dq = \frac{1}{\Omega U} \int_0^\Omega \frac{v^2}{2g} v dw$$

$$\alpha' \frac{U^2}{2g} = \frac{1}{\Omega} \int_0^\Omega \frac{v^2}{2g} dw$$

$$U = \frac{1}{\Omega} \int_0^\Omega v dw$$

<sup>18</sup> Hütte-Lang, *Des Ingenieurs Taschenbuch*, 1908, p. 282. *Russell-Text-book on Hydraulics*, Massachusetts Institute of Technology, 1913, p. 156; Daries, *Cours d'Hydraulique*, Ecole Travaux Publics, Polig. 1899, p. 161; *Merriman-Treatise on Hydraulics*, 1913, p. 345; Boudin, "Laxe Hydraulique", 1863, p. 8.

<sup>19</sup> *Annales des Ponts et chaussées*, 1836, 1<sup>er</sup> semestre.

De aquí se obtiene la serie de relaciones que aparece a continuación completada por una identidad evidente:

$$\frac{1}{\Omega} \int_0^{\Omega} \frac{v^3}{U^3} dw = \alpha \quad \text{I} \qquad \frac{1}{\Omega} \int_0^{\Omega} \frac{v^2}{U^2} dw = \alpha' \quad \text{II}$$

$$\frac{1}{\Omega} \int_0^{\Omega} \frac{v}{U} dw = 1 \quad \text{III} \qquad \frac{1}{\Omega} \int_0^{\Omega} \frac{1}{\Omega} \int_0^{\pi} dw = 1 \quad \text{IV}$$

Las combinaciones (Ec. IV. Ec. III), (Ec. IV - 2 Ec. III + Ec. II), (Ec. IV - 3 Ec. III + Ec. II - Ec. I), permiten obtener los siguientes integrales:

$$\frac{1}{\Omega} \int_0^{\Omega} \left(1 - \frac{v}{U}\right) dw = 0$$

$$\frac{1}{\Omega} \int_0^{\Omega} \left(1 - \frac{v}{U}\right)^2 dw = \alpha' - 1$$

$$\frac{1}{\Omega} \int_0^{\Omega} \left(1 - \frac{v}{U}\right)^3 dw = 3\alpha' - \alpha - 2$$

Si el primer integral es nulo es porque los excesos de los términos  $\frac{v}{U}$  sobre la unidad que se producen en los filetes más veloces son compensados por los defectos del resto de la sección: el segundo integral es un cuadrado necesariamente positivo y se designa por  $\eta$ .

$$\alpha' = 1 + \eta \quad \text{V}$$

y, finalmente, se acepta que el tercero cuyos términos son más pequeños y como los del primero ya positivos ya negativos tenga también un valor despreciable  $3\alpha' - \alpha - 2 = 0$

$$\alpha = 1 + 3\eta \quad \text{VI}$$

Este valor de  $\eta$ , a cuya avaluación quedan reducidas las dos cuestiones, mide la desigualdad de las velocidades, reduciéndose a cero si todas son iguales entre sí.

En corrientes uniformes, Bazin ha calculado este valor en diferentes aforos y ha encontrado mayores valores en los canales más ásperos en que es pequeña la constante  $C$  definida en el capítulo anterior, llegando a la fórmula empírica<sup>20</sup>.

<sup>20</sup> Darcy y Bazin, *Recherches hydrauliques*, I, 1865, p. 261.

$$\eta = \frac{70}{C^2}$$

que dentro de los límites de la tabla de  $C$  que sigue a estas páginas, daría:

$$\begin{aligned} 0,24 > \eta > 0,01 \\ 1,7 > \alpha > 1,03 \\ 1,2 > \alpha' > 1,01 \end{aligned}$$

En corrientes variadas el valor de  $\eta$  ha de variar de una sección a otra, disminuyendo si hay aceleración y aumentando cuando  $U$  decrece; porque si todas las alturas y cuadrados de la velocidad experimentan variaciones comunes determinadas por las diferencias de cota del eje hidráulico, las velocidades menores sufren proporcionalmente mayores variaciones, resultando una exageración de las desigualdades si hay disminución de las velocidades y una relativa regularización si hay aceleraciones positivas<sup>21</sup>.

Las experiencias de Bazin, aunque efectuadas con pequeños valores de  $\Delta \frac{U^2}{2g}$  tienden a confirmar esta previsión y el actual profesor de este ramo en la Universidad Católica, en dispositivos de rápida aceleración, ha medido valores de  $\eta$  de sólo 0,0005, 0,002 y 0,008 en la sección de gran velocidad, enfrente de 0,094 y aun 0,204, que observó antes de la aceleración<sup>22</sup>.

La extensión del teorema de Bernoulli a todo el caudal de la corriente es inmediata si se prescinde de los frotamientos.

Basta multiplicar la ecuación referente a un filete por el gasto  $d q$  que en un escurrimiento permanente es constante a lo largo del camino, sumar todas las ecuaciones análogas hasta integrar el gasto y dividir finalmente por este gasto, para obtener inmediatamente:

$$\frac{1}{Q} \int_0^Q z d q + \frac{1}{Q} \int_0^Q \frac{v^2}{2g} d q = cte$$

de donde por la constancia de  $z$  en cada punto y la definición de  $\alpha$  resulta la extensión del teorema

$$z + \alpha \frac{U^2}{2g} = cte \quad \text{VII}$$

Como en esta ecuación las variaciones de  $\alpha$  y  $\frac{U^2}{2g}$  son de distinto signo, según lo ha establecido Dupuit, tienden a compensarse.

Una extensión análoga multiplicando por  $d w$  para generar  $\alpha'$  no es posible porque las secciones determinadas por los filetes que van variando a lo largo del camino destruirían la constancia.

<sup>21</sup> Boussinesq, *Theorie de l'écoulement tourbillonnant et tumultueux*, II, 1897, p. 19. Un ejemplo calculado se encuentra en Salas Edwards, *Hidráulica general*, pol. 1915, p. 87.

<sup>22</sup> Darcy y Bazin, *Recherches hydrauliques*, I, 1865, p. 261. F. Javier Domínguez, *Estudio experimental del escurrimiento crítico*, tesis Universidad Católica, 1917, p. 54, y experiencias posteriores -1921 y 1923- en partidores de barrera y angostamiento.

Para obtener la extensión de la ecuación de Bernoulli, según el concepto generador de  $\alpha'$ , se la considera derivada respecto al camino:

$$\frac{dz}{ds} + \frac{d}{ds} \left[ \frac{v^2}{2g} \right] = 0$$

Se multiplican los términos de esta expresión por  $dw$ , y para transformar el segundo de ellos se atiende a que el gasto  $v dw$  que permanece constante es independiente de  $s$ , y puede por esto indiferentemente multiplicar al diferencial o al diferenciando.

$$\begin{aligned} \frac{dz}{ds} dw + dw \frac{d}{ds} \left[ \frac{v^2}{2g} \right] &= \frac{dz}{ds} dw + 2dw \frac{d}{ds} \left[ \frac{v}{2g} \right] = \\ &= \frac{dz}{ds} dw + 2 \frac{d}{ds} \left[ \frac{v^2}{2g} dw \right] = 0 \end{aligned}$$

Integrando hasta cubrir toda la sección las ecuaciones análogas se obtiene:

$$\begin{aligned} \Omega \frac{dz}{ds} + 2 \int_0^\Omega \frac{d}{ds} \left[ \frac{v^2}{2g} dw \right] &= \Omega \frac{dz}{ds} + 2 \frac{d}{ds} \int_0^\Omega \frac{v^2}{2g} dw = \\ \Omega \frac{dz}{ds} + 2 \frac{d}{ds} \left[ \alpha' \frac{U^2}{2g} \Omega \right] &= 0 \end{aligned}$$

Por último, atendiendo a la constancia del caudal  $U\Omega$  y dividiendo por  $\Omega$  se obtiene la ecuación siguiente:

$$\frac{dz}{ds} + \frac{U}{g} \frac{d}{ds} \left[ \alpha' U \right] = 0 \quad \text{VIII}$$

A este resultado llegan Masoni y Flamant que prescinden enseguida de las variaciones de  $\alpha'$ , que aunque tres veces menores que las de  $\alpha$  según las ecuaciones v y vi, tienden también a compensar las variaciones de  $U^{23}$ .

La compatibilidad de las ecuaciones VII y VIII exige en caso de prescindir de los frotamientos que:

$$\begin{aligned} d \left[ a \frac{U^2}{2g} \right] &= \frac{U}{2g} d(a' U) \\ d\eta \left[ (1 + 3\eta) \frac{U^2}{g} \right] &= \frac{U}{g} d \left[ (1 + \eta) U \right] \\ \frac{1}{g} (1 + 3\eta) U dU + \frac{3}{2g} U^2 d\eta &= \\ = \frac{1}{g} (1 + \eta) U dU + \frac{1}{g} U^2 d\eta & \quad \text{IX} \end{aligned}$$

<sup>23</sup> Masoni, *Corso di idraulica*, 1908 p. 41; Flamant-Hydraulique, 1909, p. 38.

$$\frac{d\eta}{\eta} = -4 \frac{dU}{U} \quad X$$

Luego si se prescinde de frotamientos las disminuciones proporcionales de  $\eta$ , a medida que el movimiento se acelera, son cuádruples de los incrementos relativos de la velocidad, o sea:

$$\eta = \frac{cte}{U^4}$$

La relación X permite obtener una ecuación en que no figuran diferenciales de  $\eta$ , eliminándolos en función de  $dU$  en cualquiera de los miembros de la relación IX, que se reducen así a:

$$\left( 1 - 3 \eta \right) d \frac{U^2}{2g}$$

Esto corresponde a la ecuación:

$$\frac{dz}{ds} + \left( 1 - 3 \eta \right) \frac{d}{ds} \frac{U^2}{2g} = 0 \quad XI$$

en que no figuran las variaciones del coeficiente de la altura de velocidad media; pero en ella este coeficiente es inferior a la unidad, como lo había indicado Dupuit<sup>24</sup> y manifiesta que en las dos ecuaciones VII y VIII las variaciones de  $\alpha$  y  $\alpha'$  son suficientes para compensar las variaciones de  $U$  en una fracción mayor que los excesos de estos coeficientes sobre la unidad.

Para tomar en cuenta el trabajo de los frotamientos en la ecuación VII, habría que agregar  $\int J ds$  siendo  $J$  el término medio de los valores  $J$ , correspondientes a cada filete:

$$J = \frac{1}{Q} \int_0^Q J_1 dq$$

El término que expresaría el trabajo de estas resistencias en VIII sería:

$$J = \frac{1}{\Omega} \int_0^{\Omega} J_1 dw$$

Además las anteriores conclusiones sobre los coeficientes de  $\frac{U^2}{2g}$ , prescinden de la acción de los frotamientos.

Esta acción es la que determina en el régimen uniforme la distribución de velocidades y en las corrientes variadas tiende continuamente a reconstituir este régimen de distribución que las aceleraciones positivas o negativas van destruyendo; pero esta regeneración no es instantánea; para producirse partiendo de velocidades iguales en toda la sección demoraría un camino 30 o 40 veces más largo que las dimensiones transversales de la corriente (+)<sup>25</sup>.

<sup>24</sup> Bazin, *Recherches hydrauliques*, 1865, p. 31; Boudin, *L'axe hydraulique*, 1863, p. 8.

<sup>25</sup> Forchheimer, *Hydraulik*, 1914, p. 121.

Supuesta instantánea la reconstitución del régimen,  $a$  y  $a'$  serían constantes en las ecuaciones VII y VIII, cuyas diferencias serían compensadas por los diferentes valores de  $J$ .

Así las dos hipótesis extremas de regeneración instantánea y de regeneración nula del régimen conducen respectivamente a ecuaciones con coeficientes mayores y menores que la unidad, y dan también fundamento racional para aceptar sencillamente en los casos reales la ecuación sin coeficiente correctivo en  $\frac{U^2}{2g}$ .

La vuelta a la sencillez primitiva de la fórmula sin coeficientes, tal como fue establecida por Belanger (1828), es igualmente razonable que la supresión, a que obligan las últimas experiencias, de un coeficiente de análogo origen analítico, introducido por Saint-Venant y Boussinesq en la fórmula de Borda para calcular las pérdidas de Bernoulli debidas a ensanches bruscos<sup>26</sup>.

La idea de Tolkmitt de tomar en cuenta el término en  $\frac{U^2}{2g}$  sólo cuando va creciendo y de suprimirlo en caso contrario, sería exagerar mucho la pérdida de energía debida al ensanche paulatino; pero es una razón más para abandonar los excesos del coeficiente sobre la unidad<sup>27</sup>.

No corresponde en estas páginas hacer la exposición crítica del proceso que sigue Boussinesq para plantear la ecuación del escurrimiento variado aceptando la regeneración instantánea del régimen y considerando los frotamientos de cada filete; pero reconociendo la trascendencia de las concepciones de este sabio que ha acertado en la solución del “enigma desesperante” que constituían según la célebre expresión de Saint-Venant los problemas de las corrientes líquidas, el ingeniero no puede menos que retroceder ante los centenares de ecuaciones que se requieren para abordar por esa vía la cuestión aun en hipótesis tan restringidas como los canales rectangulares de ancho infinito y de recordar que la sencillez intuitiva de algunas hipótesis iniciales del ilustre matemático ha tenido que irse complicando para conformarse con la experiencia decisiva<sup>28</sup>.

En cuanto al valor medio que debe atribuirse a  $J$  en las corrientes variadas, se acepta simplemente por las experiencias de Bazin que es el correspondiente al escurrimiento uniforme con igual caudal y sección mojada.

La objeción de que las aceleraciones producen velocidades parietales proporcionalmente mayores que las de régimen uniforme y que por consiguiente han de ocasionar mayores frotamientos, puede compensarse con la disminución de la turbulencia, que absorbe energía observada por Reynolds y Gibson en corrientes convergentes<sup>29</sup>.

<sup>26</sup> Salas Edwards, *Hidráulica general*, II, Plg. 1914, p. 40.

<sup>27</sup> Forchheimer, *Hydraulik*, 1914, p. 134; Salas Edwards. *Hidráulica general*, II, plg. 1917, p. 56.

<sup>28</sup> Las teorías expuestas minuciosamente en *Essai sur la theorie des eaux courantes*, 1877, xxii + 680 + 64 p., fueron resumidas y renovadas por el autor en *Theorie de l'ecoulement tourbillonnant et tumultueux des liquides dan lits rectilignes a grande section*, 2 vols., 1897, 64 + 74 p. y nuevamente expuestas con aprobación de Boussinesq por Boulanger en *Hydraulique Générale*, 1909. Rabut en *Cours d'Hydraulique*, Ecole de Ponts et Chaussées, Polig. 1905-1906, pp. 76, 131, 154, 175, critica el rigor de las teorías de Boussinesq, zur Nedden en *Induced currents of fluids*, Trans. Am. Soc. C. E. 1916, p. 847, manifiesta las deficiencias de los conocimientos actuales.

<sup>29</sup> Forchheimer, *Hydraulik*, 1914, p. 225.

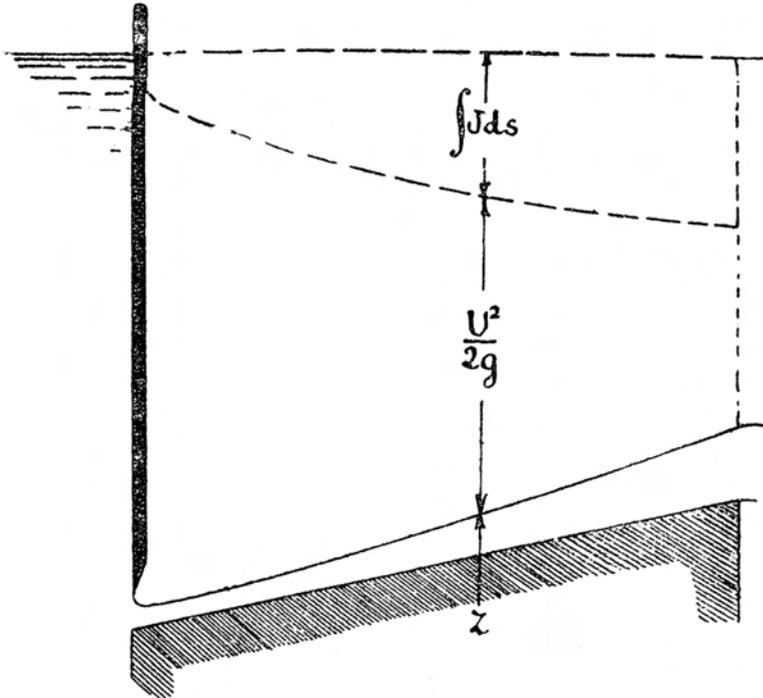
Los fenómenos complejos del escurrimiento de los líquidos están lejos aún de ser dominados por el análisis, pero la experimentación da al ingeniero un criterio seguro para aceptar en la práctica profesional la ecuación sencilla:

$$z + \frac{U^2}{2g} \int J ds = cte \quad \text{XII}$$

El teorema de Bernoulli, y especialmente esta ecuación fundamental, se prestan a una interpretación gráfica interesante.

Si en cada ecuación de una corriente, a partir del eje hidráulico, o superficie del agua en el canal, se levanta una vertical a la altura de velocidad media  $\frac{U^2}{2g}$  se genera una *línea de Bernoulli*, cuya distancia a una horizontal superior es la suma continuamente creciente  $\int J ds$  y cuya pendiente mide la pérdida de Bernoulli por metro corrido (figura N° 2).

Figura N° 2



La escala de las alturas de velocidades puede ser mayor que la de distancia; pero será siempre igual a las de profundidades y cotas; la pendiente del fondo y  $J$  quedan en este caso amplificadas en la misma proporción, que es el cociente de ambas escalas.

Cuando las variaciones de altura de velocidades son despreciables al lado de las otras, el movimiento variado viene a ser considerado como el uniforme, la pen-

diente del eje hidráulico es continuamente  $J$  y su trazado, que se confunde prácticamente con la línea de Bernoulli, es muy fácil por puntos sucesivos como se verá por el procedimiento general.

En estas páginas no nos detendremos especialmente en este caso particular, cuyo cálculo ha sido tabulado por Dupuit (1863) y Rühlman (1880) para rectángulos de ancho infinito, suponiendo  $C$  constante, por Tolkmitt (1892) para lechos parabólicos y por Schaffernak (1914) para rectángulos en que acepta como Hermanek que  $C^2 R$  sea proporcional a la potencia  $\frac{3}{2}$  de la profundidad<sup>30</sup>.

---

<sup>30</sup> Las tablas vienen en Forchheimer, *Hydraulik*, 1914, pp. 127, 553, 555.

## CAPÍTULO IV

### ESCURRIMIENTO CRÍTICO

El mismo caudal de agua escurre en un canal con distinta energía o Bernoulli  $z + \frac{U^2}{2g}$  según sea la profundidad mojada  $h$ .

Cuando ésta es muy pequeña es muy grande la altura de velocidad  $\frac{U^2}{2g}$ , que tiende a infinito cuando la sección a cero, y si la sección es infinita el otro sumando la cota  $z$  tiende a infinito.

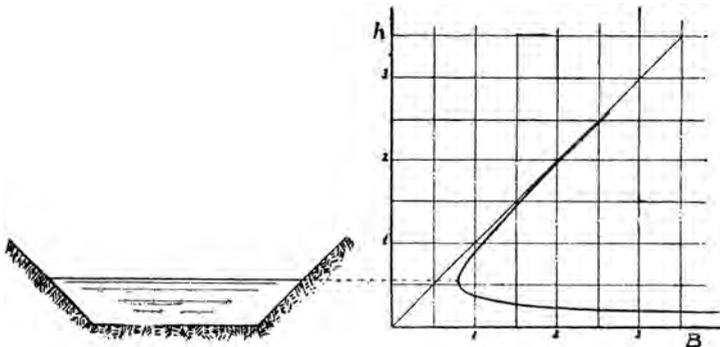
Entre ambos valores infinitos de la suma están comprendidos los valores finitos del Bernoulli, que pasa por lo tanto por un mínimo.

Para una representación gráfica en cada profundidad vertical  $h$  de la sección mojada por el caudal de agua que escurre en el canal, se pueden llevar horizontalmente a partir de un eje los Bernoulli  $B = h + \frac{U^2}{2g}$ , en que la cota se mide a partir del fondo.

Se obtiene así una curva, como en la figura N° 3, asíntota al eje horizontal tangente al fondo donde  $h = 0$  y  $B = \frac{U^2}{2g} = \infty$  y también a la recta  $B = h$ , pues con  $h = \infty$  corresponde  $\frac{U^2}{2g} = 0$ .

Cuando las formas no son sencillas caben varios máximos y mínimos del Bernoulli; pero en general se supondrá en estas páginas las formas usuales de mínimo único.

Figura N° 3



En este mínimo se denomina *crítico* el *escurrimiento*, y también la *velocidad*, la *profundidad* y la *sección* mojada se llaman *críticas*.

Si se prescinde de la pequeña inclinación que en la práctica tienen los canales y se mide verticalmente la sección normal  $\Omega$  del canal, el Bernoulli mínimo queda determinado anulando el diferencial de  $h + \frac{U^2}{2g}$ :

$$dh + \frac{UdU}{g} = 0$$

Como el gasto  $\Omega U$  es constante, su diferencial también es nulo, o sea expresando  $d\Omega$  como producto del ancho superficial  $l$  por  $dh$ :

$$\Omega dU + Ul dh = 0$$

De estas ecuaciones se deduce:

$$U = \sqrt{g \frac{\Omega}{l}} \quad \text{I}$$

El cociente  $\frac{\Omega}{l} = H$  es la *profundidad media* que es igual a la altura del rectángulo equivalente a la sección y de igual ancho superficial.

Se distingue con el índice  $c$  los valores críticos, y la ecuación característica de la crisis es:

$$U_c = \sqrt{g H_c} \quad \text{II}$$

Es evidente que la profundidad de mínimo Bernoulli siendo el gasto constante, es de máximo gasto con Bernoulli fijo, pues si hubiera otra profundidad donde el gasto fuera mayor que en ésta a igualdad de Bernoulli, en esa otra profundidad, disminuido el gasto al valor primitivo, se obtendría menor altura de velocidad y un Bernoulli menor que el mínimo supuesto.

Esto relaciona el hermoso *principio de gasto máximo* fundamental en la teoría de los vertederos, con la producción efectiva del escurrimiento crítico sobre las crestas gruesas<sup>31</sup>.

Sobre las paredes delgadas no cabría considerar corrientes gradualmente variadas porque es grande la curvatura de los filetes.

La expresión de la velocidad crítica es la fórmula clásica de la celeridad de las ondas de traslación.

Estas *ondas solitarias* o de *traslación* pueden recorrer largas distancias y se originan cuando se peralta en condiciones adecuadas el nivel de un canal, mediante la introducción de un cuerpo sólido o la agregación de un volumen de agua por ejemplo.

Si a la inversa se extrae repentinamente una parte del agua se origina una depresión que se aleja haciéndose cada vez menos distinta, llamada *onda de traslación negativa*.

<sup>31</sup> Boussinesq justifica y discute ampliamente la trascendencia filosófica del principio de gasto máximo en *Theorie approché de l'écoulement de eau sur un déversoir*, 1907, pp. 10 y 64, y en el anexo *Sur les lois d'économie et simplicité*, p. 101.

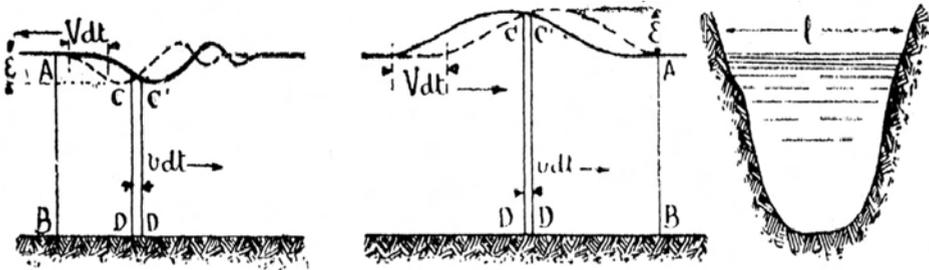
“La velocidad de propagación de las ondas, escribía Leonardo de Vinci, excede siempre considerablemente de la que posee el agua, pues ésta ordinariamente no cambia de lugar, lo mismo que el trigo de una sementera, a pesar de quedar fijo en la tierra, ofrece bajo el impulso del viento la forma de las olas que corren a través de la campiña”.

Para no confundirla con la velocidad de las partículas líquidas que la forman, se habla de la *celeridad* de la onda de traslación.

El valor de esta celeridad  $V$  se establece fácilmente si se considera el agua del canal en reposo y se supone que el paso de la onda de altura infinitesimal origina una velocidad  $v$  que se distribuya igualmente en toda la sección  $\Omega$  y que en ella rija la ley hidrostática.

Se aplica el teorema de los incrementos de la cantidad de movimiento a la masa líquida comprendida entre dos secciones normales, una  $AB$  anterior al paso de la onda y otra  $CD$  en el fondo de ella (figura 4).

Figura N° 4



Esta masa al cabo de un tiempo elemental  $dt$  se ha deformado, por la traslación de la onda a lo largo de  $Vdt$ , y por el deslizamiento  $vdt$  que experimenta el líquido en la sección  $CD$  (que en la onda negativa de una de las figuras es de sentido contrario a la celeridad).

La conservación del volumen del líquido exige que el volumen escurrido por la sección  $CD$ ,  $\Omega vdt$  sea igual al volumen del espacio cubierto por la onda positiva en su avance o abandonado por la negativa.

Las dimensiones de este espacio son el ancho superficial  $l$  la altura infinitesimal  $\epsilon$  de la onda y la longitud  $Vdt$  comprendida entre dos puntos cualesquiera correspondientes de la ondulación:

$$\Omega vdt = l \epsilon V dt$$

Designando siempre por  $H$  la profundidad media  $\frac{\Omega}{l}$ , se deduce de aquí la relación siguiente que manifiesta que la celeridad es incomparablemente mayor que la velocidad de las partículas.

$$\frac{v}{V} = \frac{\epsilon}{H}$$

El incremento de la cantidad de movimiento horizontal es el que corresponde a la velocidad  $v$  adquirida por la masa de agua cubierta por la longitud  $Vdt$  de que ha avanzado la onda.

El volumen de esta masa es  $\Omega Vdt$  y su peso  $\gamma \Omega V dt$ . Siendo  $\gamma$  el peso específico del líquido ella vale por lo tanto  $\frac{\gamma}{g} \Omega Vdt$  y el incremento de cantidad de movimiento:

$$\frac{\gamma}{g} \Omega V v dt = \frac{\gamma}{g} \Omega V^2 \frac{\varepsilon}{H} dt$$

Las fuerzas exteriores son el peso y las presiones; el primero da proyección horizontal nula: de las presiones se puede descontar la atmosférica; las presiones que obran en las paredes tampoco dan proyecciones y la diferencia de las presiones en las secciones  $AB$  y  $CD$  se reduce a:  $\gamma \varepsilon \Omega$ , despreciando los infinitamente pequeños términos de segundo orden que corresponderían a la superficie  $l \varepsilon$ .

Se tiene, pues, según el teorema citado:

$$\Omega \gamma \varepsilon dt = \frac{\gamma}{g} \Omega V^2 \frac{\varepsilon}{H} dt$$

$$v = \sqrt{gH} \quad \text{III}$$

Un estudio analítico menos restringido con hipótesis simplificativas que el anterior conduce a la misma conclusión<sup>32</sup>.

Los centenares de celeridades medidas en ondas positivas y negativas por Bazin han sido comparados por él con la fórmula  $\sqrt{g(H+h)} + U$  en que  $h$  es la altura de la onda y  $U$  la velocidad media del agua en el canal.

Esta fórmula se reduce a la anterior cuando se considera ondas elementales y se calcula la celeridad relativa descontando la velocidad de arrastre del agua.

Las diferencias encontradas por este hábil experimentador son muy pequeñas y no alcanzan en general ni al 1%<sup>33</sup>.

El escurrimiento crítico caracterizado por el mínimo de energía y por su velocidad que es la celeridad de las ondas, separa las corrientes en dos clases: ríos y torrentes.

Se denomina *ríos o corrientes tranquilas* aquellas cuya velocidad media es menor y cuya profundidad es superior a los valores críticos, y *torrentes* a las de mayor velocidad e inferior profundidad.

Se ha de notar, para evitar confusiones provenientes del variado uso que han tenido estas denominaciones debidas a Saint-Venant, que las definiciones dadas no toman en cuenta la pendiente del lecho ni mencionan el escurrimiento de régimen uniforme.

Atendiendo a estas últimas circunstancias se clasifican los lechos en *pendiente suave* y *pendiente fuerte*, según si el escurrimiento de régimen uniforme es río o torrente.

<sup>32</sup> Lamb. Hydrodynamics, 1906, p. 344, Boussinesq, *Essai sur la théorie des eaux courantes*, 1877, p. 288.

<sup>33</sup> Darcy y Bazin, *Recherches hydrauliques*, II pt., 1865.

En cualquier pendiente puede escurrir, fuera del régimen uniforme, un río o un torrente, si las singularidades de aguas arriba o aguas abajo, tales como caídas o represas, así lo determinan.

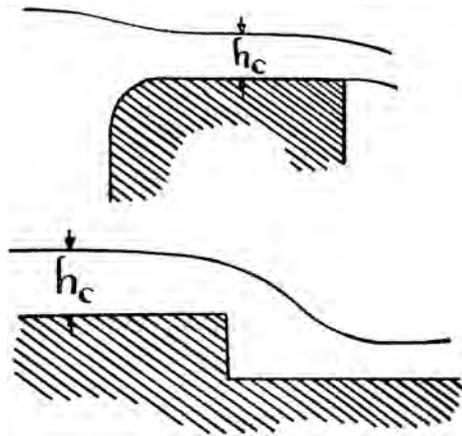
Los fenómenos de escurrimiento variado son antagónicos en los ríos y los torrentes pues en los primeros una disminución de la profundidad libera energía para vencer los frotamientos y en los otros este efecto lo tienen los aumentos de altura de agua.

Otro carácter esencial distintivo proviene de que las ondas sólo pueden remontar los ríos y no los torrentes, cuya velocidad es mayor que la celeridad relativa de ellas.

A esto se debe que las condiciones de aguas abajo, tales como establecimiento de caída, cambio de pendiente, etc., no influyan, como se verá, en el escurrimiento de los torrentes, a la inversa de lo que se verifica en los ríos.

De aquí resulta que si una compuerta o una elevación del fondo, por ejemplo, retarda el escurrimiento de un torrente éste se transforma bruscamente en un río, constituyendo la curiosa singularidad denominada resalto, de que se tratará en el capítulo VII, y el torrente más aguas arriba del resalto permanecerá inalterado<sup>34</sup>.

Figura N° 5



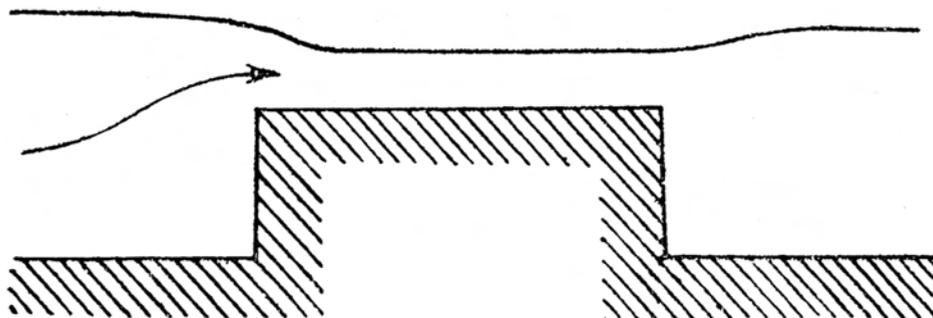
Inversamente, si una caída brusca precedida o no de una elevación del fondo, como se verifica en los vertederos de pared gruesa, tiende a acelerar el movimiento su acción llega hasta producir el escurrimiento crítico, por esto frecuente, quedando después sin influencia.

La producción del escurrimiento crítico en una caída ha de preceder un poco al plano de ella (figura N° 5), pues en el último trozo los filetes curvos e inclinados son incompatibles con la hipótesis de gradual variación de la corriente y la ley hidrostática aceptada, y la conservación del Bernoulli exige una mayor velocidad que compense la disminución de presión debida a la fuerza centrífuga.

<sup>34</sup> Boussinesq, *Essai sur la théorie des eaux courantes*, 1877, p. 290.

En las nueve experiencias de Bazin sobre escurrimiento variado en que aparecen caídas, se produce el escurrimiento crítico a una distancia aguas arriba que varía entre 3 y 6 veces la profundidad crítica<sup>35</sup>.

Figura N° 6



El mismo experimentador ha comprobado la producción del escurrimiento crítico sobre los vertederos de paredes gruesas al ratificar los coeficientes deducidos del principio de gasto máximo equivalente a la producción de dicho escurrimiento, y ha probado que el torrente que se origina sobre la cresta es independiente de las condiciones de aguas abajo, afirmando que si se peralta el agua después del vertedero no sólo hasta el nivel del umbral, ni hasta la superficie libre del torrente, sino hasta  $\frac{2}{5}$  de la profundidad de él sobre esta superficie, no hay influencia apreciable<sup>36</sup>. El croquis de la figura N° 6 da este caso límite.

<sup>35</sup> Darcy y Bazin. *Recherches hydrauliques*, 1845, serie 81, exp.1 a 3 y serie 82, exp. 1 a 6, p. 475. La suma de Bernoulli calculada en estas experiencias un poco aguas arriba de la caída, donde no se puede poner en duda el paralelismo de filetes, resulta en término medio 2,4% superior a Hc. Puede verse el artículo "Grada de bajada en Canales", en *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, N° de junio, julio y septiembre de 1922, p. 335.

<sup>36</sup> Bazin en *Experiences nouvelles sur l'écoulement en déversoir* (ejecutadas entre los años 1886 a 1895), en el 5º artículo series 116 y 117, sobre vertederos de entrada redondeada, da en la p. 42, como coeficiente 0,373, valor que juzga poco diferente del 0.385 que se deduce del principio; haciendo notar que es imposible reproducir exactamente las condiciones teóricas de pérdida de carga nula, pues el redondeo de entrada no suprime totalmente la contracción, y los frotamientos, aunque pequeños, alguna energía absorben.

Al hacer Bazin su crítica de la serie 124, del mismo artículo p. 64 y 65 da la cifra 0,85 de la carga para el peralte experimentado y la carga es a su vez 1.68 de la profundidad crítica, véase "Grada de bajada en Canales", en *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, N° de julio y septiembre de 1922.

Nada puede concluirse contra el principio de gasto máximo de las experiencias en pared gruesa en que no se ha evitado la pérdida por ensanche de reacción que se debe a la contracción inferior, cuando no se redondea la arista de entrada. Tales son a más de las de Bazin (series: 113, 114, 115, 118 y 124) las de Cornell University dadas por Williams y Hazen en *Hydraulics Tables*, 1911, p. 100 y por Lyman en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 1914, p. 1542. Véase el artículo de "Gradadas" citado, p. 411 y ss.

Hermoso ejemplo de la anulación de las influencias de aguas abajo por medio del escurrimiento crítico presenta el marco partidor por angostamiento "El Peumal" en Los Lirios, donde el eje hidráulico de los derivados tiene a la salida una diferencia de nivel enorme. (Aforo de don A. Decombe, diciembre de 1922 y de don A. Merino, enero de 1923.)

## CAPÍTULO V

### CÁLCULO DE LA ALTURA Y LA PENDIENTE CRÍTICA

Para fijar el nivel de escurrimiento crítico se determina la altura crítica  $h_c$ , que es la distancia de la superficie libre del agua al fondo del canal, y que difiere en general de la profundidad media  $H_c$ .

Dos problemas se presentan: calcular el gasto que corresponde a una altura crítica dada y el inverso o sea conocido el gasto, determinar la altura crítica.

Conocidas las dimensiones del lecho del canal, cualquiera que fuera su forma, para resolver la primera cuestión se comenzaría por calcular el ancho superficial  $l$  y el área  $\Omega$  correspondiente a la altura  $h_c$  dada; el cociente  $\frac{\Omega}{l} = H_c$  determinaría la profundidad media.

Este valor de  $H_c$  es igual a  $h_c$  en los canales rectangulares, vale  $\frac{2}{3} h_c$  en los segmentos parabólicos y otras figuras asimilables,  $\frac{1}{2} h_c$  en los canales triangulares.

Conocido  $H_c$  se podrá calcular  $U_c = \sqrt{g H_c}$  o aprovechar una tabla de alturas de velocidad como la primera columna de la tercera tabla que aparece en estas páginas en que frente a  $H = \frac{H_c}{2}$  se encuentra  $U = \sqrt{2g \frac{H_c}{2}}$ .

El producto  $U \Omega = Q$  concluirá en este caso la cuestión.

También se podría después de haber determinado  $H_c$  tomar de la tercera columna de la misma tabla  $H_c \sqrt{g H_c}$ , que multiplicado por  $l$  daría el gasto buscado.

Para resolver la cuestión inversa en el caso general en que  $l$  y  $\Omega$  sean funciones difíciles de  $h$  habría que proceder por aproximaciones sucesivas, atribuyendo valores a  $h_c$  que se verificaría por el método indicado.

Este cálculo de la altura crítica que corresponde a un gasto dado es el de mayor utilidad práctica, por esto interesa dar tablas y métodos sencillos aplicables a los canales ordinarios rectangulares y trapeciales.

En el caso de canales rectangulares se tiene llamando  $b$  la base conocida del rectángulo, y  $q = \frac{Q}{b}$  el gasto por metro de ancho:

$$q = h_c \sqrt{g h_c} \quad \text{I}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{II}$$

Estas relaciones aparecen tabuladas en la misma tabla citada donde se puede encontrar  $q$  dado  $h_c$  o  $h_c$  dado  $q$ .

Las tablas usuales de vertederos, que dan  $m H \sqrt{2gH}$ , pueden ser utilizadas tomando  $m = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0.7^{37}$ .

Las tablas ordinarias de cuadrados y cubos, aceptando  $g = 10$ , darían inmediatamente  $q^2 = 10 H^3$ .

En el caso de canales triangulares, que interesa para abordar los trapecios, se designa por  $tang. \alpha$  la inclinación de los lados respecto a la vertical, y si ambos taludes no son iguales  $tang. \alpha$  representará la semisuma de ambas inclinaciones. La profundidad media es  $\frac{h_c}{2}$  y multiplicando por la sección  $h_c^2 tang. \alpha$  se obtiene:

$$\frac{Q}{tang. a} = h_c^2 \sqrt{g \frac{h_c}{2}} \quad \text{III}$$

$$hc = \sqrt[5]{\frac{2Q^2}{g tang.^2 a}} \quad \text{IV}$$

Estas funciones que relacionan la altura crítica  $h_c$  con el gasto por unidad de desplome están también calculadas en la tabla indicada.

En canales trapeciales de base  $b$  y lados inclinados de  $tang. \alpha$ , o cuya *semisuma* de inclinaciones es ésa, se obtiene análogamente:

$$Q = (b + h_c tang. \alpha) h_c \sqrt{g \frac{(b + h_c tang. \alpha) h_c}{b + 2 h_c tang. \alpha}} \quad \text{V}$$

Si no se desea seguir el procedimiento general para el cálculo de  $Q$  conocido  $h_c$  se puede aceptar que el gasto que pasa a través del trapecio en escurrimiento crítico es la suma de los gastos  $Q_b$  y  $Q_a$  que con la misma altura crítica  $h_c$  pasarían por el rectángulo de ancho  $b$  y por el triángulo cuyos lados tuvieran la inclinación  $tang. \alpha$ :

$$Q_b + Q_a = b h_c \sqrt{g h_c} + tang. a h_c^2 \sqrt{g \frac{h_c}{2}}$$

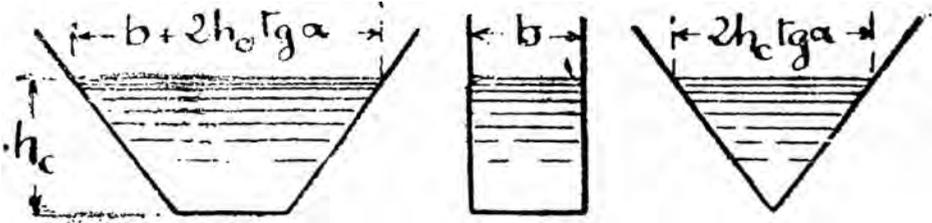
Esta aproximación tiende evidentemente a la exactitud a medida que  $b$  o  $tang. \alpha$  tiende a cero.

Llamando  $m = \frac{b}{2 h_c tang. \alpha}$  la razón entre los anchos superficiales del rectángulo y del triángulo, se obtiene la siguiente expresión del error relativo que se produce en los casos intermedios.

$$\frac{Q - (Q_b + Q_a)}{Q} = 1 - \frac{(2m + \sqrt{\frac{1}{2}}) (2m + 2)^{\frac{1}{2}}}{(2m + 1)^{\frac{3}{2}}}$$

<sup>37</sup> Flamant-Hydraulique, 1923, p. 646 trae este valor extremo.

Figura N° 7



El máximo absoluto de este error se produce con  $m = 0.56$  (proporción elegida para la figura adjunta) y es de  $-5\%$ , aproximación prácticamente aceptable que corresponde sólo a  $2\%$  en las dimensiones de la sección mojada, puesto que en secciones semejantes  $Q$  es proporcional a  $h_c^3$  según la ley de semejanza enunciada en este caso por Thompson<sup>38</sup>.

Mediante esta fórmula aproximada las tablas anteriores permiten calcular fácilmente los dos sumandos de  $Q$ ; pero ni la fórmula exacta ni la aproximada se prestan a un cálculo práctico de  $h_c$  conocido  $Q$ .

Este cálculo de  $h_c$  conocido  $Q$ , también podrá efectuarse aceptando la siguiente relación aproximada con las alturas críticas  $h_c$  y  $h_a$  que corresponderían al gasto  $Q$  en el rectángulo de ancho  $b$  y el triángulo de inclinaciones  $\text{tang. } \alpha$ .

$$\frac{1}{h_c^2} = \frac{1}{h_b^2} + \frac{1}{h_a^2}$$

Para apreciar la aproximación de esta fórmula que es también evidentemente exacta para los casos extremos, se elimina primeramente  $b$  y  $\text{tang. } \alpha$  en la ecuación V mediante las relaciones:

$$\frac{Q}{b} = h_b \sqrt{g h_b} \qquad \frac{Q}{\text{tang. } \alpha} = h_a^2 \sqrt{g \frac{h_a}{2}} \qquad \text{VI}$$

para obtener la siguiente relación exacta entre las tres alturas:

$$\left( \frac{h_c}{h_b} \right)^{\frac{3}{2}} + \sqrt{8} \left( \frac{h_c}{h_b} \right)^{\frac{3}{2}} = \left[ \left( \frac{h_c}{h_b} \right)^{\frac{3}{2}} + \sqrt{2} \left( \frac{h_c}{h_a} \right)^{\frac{3}{2}} \right]^3 \qquad \text{VII}$$

Designando enseguida por  $r$  la razón entre el valor de  $h_c$  calculado por la fórmula aproximada y el valor exacto y por  $n$  el cociente  $\frac{h_b}{h_a}$  se deduce de la fórmula VI que se discute:

$$\frac{h_c}{h_b} = \frac{1}{r \sqrt{1 + n^2}} \qquad \frac{h_c}{h_a} = \frac{n}{r \sqrt{1 + n^2}}$$

y sustituyendo estos valores en la ecuación VII, se obtiene una relación entre  $r$  y  $n$  que se satisface con los siguientes valores:

<sup>38</sup> Salas Edwards. *Hidráulica general*, 1915, tomo I, p. 168. Lea, *Hydraulics*, 1907, p. 84.

Si $n$ =	0	0,15	0,50	1	2	3	50	$\infty$
$r$ =	1	0,99	0,97	0,98	1,01	1,01	1,00	1

Aceptando la aproximación de 3% que indican estas cifras bastará pues leer directamente en la tabla mencionada anteriormente los valores  $\frac{1}{H^2}$  correspondientes al gasto por metro de ancho y el gasto por unidad de desplome, sumar estos dos valores y buscar en la misma tabla el valor de  $H$  que corresponde a esta suma como magnitud de  $\frac{1}{H^2}$ .

Para juzgar si una corriente es torrente o río no es necesario determinar como término de comparación la altura crítica correspondiente al gasto, que como se ha visto suele presentar dificultades, pues basta comparar con el gasto que daría la altura de agua de la corriente como altura crítica, cuya deducción directa es fácil.

Si este gasto es mayor que el efectivo la corriente tiene una velocidad inferior a la crítica y es un río, y en caso contrario se trata de un torrente.

Si se conocen la velocidad y las dimensiones de la sección mojada se atiende simplemente a si la altura de velocidad media  $\frac{U^2}{2g}$  obtenida en la tabla es mayor o menor que la mitad de la profundidad media de dicha sección mojada, puesto que en la crisis:

$$\frac{U^2}{2g} = \frac{H}{2}$$

Para clasificar las pendientes fuertes y las pendientes suaves se puede calcular las alturas críticas y compararlas con las alturas de régimen uniforme del caudal considerado, sobre cuya determinación se ha tratado en el capítulo II.

Si la altura crítica excede la de régimen uniforme la pendiente es fuerte, y en caso contrario, suave.

Si se trata únicamente de clasificar la pendiente del lecho, se podría ahorrar el cálculo de  $h_c$  generalmente útil para otras determinaciones posteriores en las cuestiones prácticas y juzgar, según lo dicho anteriormente, si la corriente de régimen uniforme es río o torrente.

Se denomina pendiente crítica la que origina escurrimiento crítico en régimen uniforme y es el valor que separa las fuertes de las suaves, su magnitud  $J_c$  queda determinada por la siguiente ecuación que resulta de igualar la velocidad crítica y la de régimen, deducida de la fórmula IV del capítulo II:

$$\sqrt{g \frac{\Omega}{l}} = C \sqrt{\frac{\Omega}{P}} J_c$$

$$J_c = \frac{g}{C^2} \cdot \frac{P}{l} \quad \text{VIII}$$

La pendiente crítica depende, pues, no sólo de la naturaleza de las paredes sino que de la forma y dimensiones de la sección mojada<sup>39</sup>.

<sup>39</sup> La fórmula VIII es la fórmula clásica  $\frac{\alpha i}{bg}$ , aplicable a lecho de ancho infinito, si se supone  $\alpha = 1$ . Cuando la pendiente es crítica, separación entre pendientes fuertes y suaves,  $\frac{\alpha i}{bg} = 1$ , o sea,  $i = bg = \frac{g}{C^2}$ ; en caso de ancho infinito la razón  $\frac{P}{l} = 1$ .

Un lecho de canal no es en absoluto de pendiente fuerte; para un gasto puede serlo y no serlo para otros, pues según el caudal variará la sección mojada,  $R$ ,  $C$ ,  $P$ ,  $l$ .

Una pendiente menor que la que se obtiene con los mayores valores de  $C$ , 87 según Bazin, (como se ha dicho en el capítulo II), y con el menor valor de  $\frac{P}{l}$  que es 1, nunca puede ser fuerte.

Este límite es 0,0013.

Cualquier pendiente puede ser suave si el caudal es suficientemente pequeño, pues  $R$  y  $C$  tienden a anularse y  $J_c$  crece indefinidamente<sup>40</sup>.

En general para canales de concreto y valores de  $C$  comprendidos entre 87 y 50 se obtiene, aceptando  $\frac{P}{l} = \frac{2}{3}$  pendientes críticas de 0,002 a 0,006 y para canales en tierra con valores de  $C$  de 50 a 20 análogamente, las pendientes están entre 0,006 y 0,040.

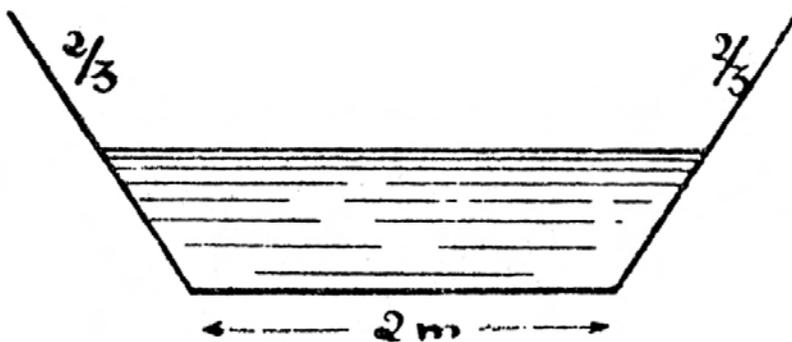
Pero ordinariamente se encontrará pendiente fuerte o régimen uniforme de torrente, sólo en la cercanía de los límites superiores, tres a seis por mil en concreto y dos a cuatro por ciento en tierra, pues los grandes torrentes tendrían velocidades destructoras que con dos metros de profundidad llegarían a  $\sqrt{2g} = 4,43$  metros por segundo y en cambio los torrentes pequeños de 0.20 de profundidad media no corren sino a 1,40 metro por segundo.

*Ejemplo N° 3*

¿Cuál es la altura crítica en el perfil de la figura N° 8 con el gasto de 4 metros cúbicos por segundo?

Se tiene:

*Figura N° 8*



<sup>40</sup> Sería exceder el crédito que merecen las fórmulas de Bazin, de Ganguillet y Kutter y las demás expresiones analíticas destinadas a interpolar entre dos valores experimentales de  $C$ , el basarse en ellas para estudiar los perfiles de más fácil crisis u otras investigaciones análogas.

<sup>6</sup> Puede interesar, sin embargo, saber que según la fórmula de Manning en que  $C$  es proporcional a  $\sqrt{R}$  un canal rectangular requiera pendiente crítica mínima cuando la profundidad es de 1/6 del ancho.

$$\frac{Q}{b} = \frac{4}{2} = 2 \text{ y según la tabla } \frac{1}{h_b^2} = 1,80$$

$$\frac{Q}{\tan \alpha} = \frac{4}{\frac{2}{3}} = 6 \text{ y según la tabla } \frac{1}{h_a^2} = 0,46$$

$$\text{Sumando se obtiene: } \frac{1}{h_c^2} = 2,26$$

y, por lo tanto, según la misma tabla  $h_c = 0,66$

Si a la inversa se busca el gasto que corresponde a  $h_c = 0,66$  se encuentra:

$$\frac{Q_b}{b} = 1,68 \quad Q_b = 3,36$$

$$\frac{Q_a}{\tan \alpha} = 0,78$$

y sumando se obtiene:  $\frac{Q_a = 0,52}{Q = 3,88}$  metros cúbicos por segundo, en vez de 4 metros cúbicos por segundo.

Pero la diferencia es de poca importancia, pues con  $h_c = 0,67$  se habría obtenido análogamente 4 metros cúbicos por segundo.

#### *Ejemplo N° 4*

Determinar si es de pendiente fuerte o pendiente suave un acueducto circular de concreto de 3 metros de diámetro cuya pendiente de fondo es de 0,005 y que conduce 1.200 metros cúbicos por segundo lleno hasta 0,37m, según se ha calculado en el ejemplo N° 2 del capítulo II.

Asimilando la sección mojada a un segmento parabólico se obtiene como profundidad media  $\frac{2}{3} \times 0,37 = 0,24$ .

La altura de velocidad que corresponde al valor  $U = 2,29$  metros por segundo que está determinada en el ejemplo citado es, según la tabla, 0,27. Excede notablemente de  $\frac{0,24}{2} = 0,12$  y acusa una pendiente fuerte.

## CAPÍTULO VI

### DISCUSIÓN DEL EJE HIDRÁULICO

El trabajo de los frotamientos va causando una disminución continua del Bernoulli  $z + \frac{U^2}{2g}$ ; esta pérdida cuyo valor por metro corrido se denomina  $j$  aumenta en cada canal a medida que disminuye la altura mojada por el agua y viceversa como se ha expuesto en el capítulo II.

Si en un canal cuyo lecho tiene una sección constante la altura de agua es la de régimen uniforme,  $J$  es igual a la pendiente del lecho y la pérdida de Bernoulli se traducirá en la inclinación del eje hidráulico o superficie libre, que corre paralelo al fondo, quedando constante la altura de agua  $h$  y la de velocidad media  $\frac{U^2}{2g}$ .

En este caso permanece, pues, constante el *Bernoulli medido sobre el fondo*:

$$B = h + \frac{U^2}{2g} \quad \text{I}$$

Pero si por cualquier circunstancia la altura de agua no es la de régimen uniforme, si es menor por ejemplo, y  $J$  en consecuencia mayor,  $B$  irá disminuyendo y el eje hidráulico se irá acercando al escurrimiento crítico en que esta expresión es mínima.

A la inversa, el eje se alejará de la crisis, cuando los frotamientos sean menores que los de régimen, porque la altura de agua será mayor.

Seis hipótesis caben, pues, para discutir la forma del eje hidráulico en lechos de sección constante, según el orden de magnitud de las tres alturas:  $h_c$  altura crítica,  $h_r$  altura de régimen uniforme y  $h$  altura de agua efectiva.

Según lo definido en el capítulo IV en los ríos  $h > h_c$  y en los torrentes  $h < h_c$  en los lechos de pendiente suave  $h_r > h_c$  en los de pendiente fuerte  $h_r < h_c$  y para completar las denominaciones se llamará *peraltadas* las corrientes cuando la altura de agua es mayor que la de régimen uniforme  $h > h_r$  y *deprimidas* cuando  $h < h_r$ .

Los seis casos son<sup>41</sup>:

- A  $h > hr > h_c$  río peraltado en pendiente suave;
- B  $h_r > h > h_c$  río deprimido en pendiente suave;
- C  $h_r > h_c > h$  torrente deprimido en pendiente suave;
- D  $h > h_c > h_r$  río peraltado en pendiente fuerte;
- E  $h_c > h > h_r$  torrente peraltado en pendiente fuerte; y
- F  $h_c > h_r > h$  torrente deprimido en pendiente fuerte.

Los ríos deprimidos en pendiente fuerte y los torrentes peraltados de pendiente suave serían casos contradictorios, pues los primeros, por ejemplo, exigirían las tres desecuaciones incompatibles  $h > h_c$ ;  $h_c < h_r$ ,  $h < h_r$ .

En los dibujos de la figura N<sup>o</sup> 9 se indicará el fondo por una línea continua hachurada, la paralela que dista  $h_r$ , o eje hidráulico de régimen uniforme por una línea de segmentos, la que corre a la altura  $h_c$  de escurrimiento crítico por una línea de puntos y segmentos, y finalmente el eje hidráulico efectivo por una línea llena.

- A. Si se supone que en una sección de una corriente se verifique el caso A, siendo la corriente peraltada los frotamientos consumen menos que en régimen uniforme y la pendiente del fondo es excesiva para vencerlos, va aumentando en consecuencia el Bernoulli  $B = h + \frac{U^2}{2g}$ , medido sobre el fondo, el eje se aleja del escurrimiento crítico y crece cada vez más la altura de agua y se acentúa el fenómeno.

El eje hidráulico hacia las aguas abajo tiende a ser horizontal, pues a medida que aumenta  $h$  y disminuye  $U$ , la corriente tiende al reposo y la superficie a nivelarse como en hidrostática.

Hacia aguas arriba se extiende la forma del eje tendiendo cada vez más lentamente a la línea de régimen uniforme, pues en las cercanías de ella es despreciable el saldo de energía que origina las variaciones de  $B$  y  $h$ <sup>42</sup>.

<sup>41</sup> La clasificación de estos casos está inspirada en las sugestivas figuras de Boulanger, *Hidraulique Generale*, II, 1909, pp. 179-180, 183, que resume la enumeración clásica, discutida por Boussinesq en *Essai sur la théorie eaux courantes*, 1877, p. 141.

<sup>42</sup> Generalmente el eje hidráulico asintotiza en la línea de régimen uniforme.

En efecto, diferenciado la ecuación fundamental XII del capítulo III.

$$z + \frac{U^2}{2g} + \int J ds = \text{constante}$$

se deduce, si se llama  $i$  la pendiente del lecho y se reemplaza  $z$  por  $h - i s$  y  $h + \frac{U^2}{2g}$  por  $B$ :

$$ds = \frac{dB}{i - J}$$

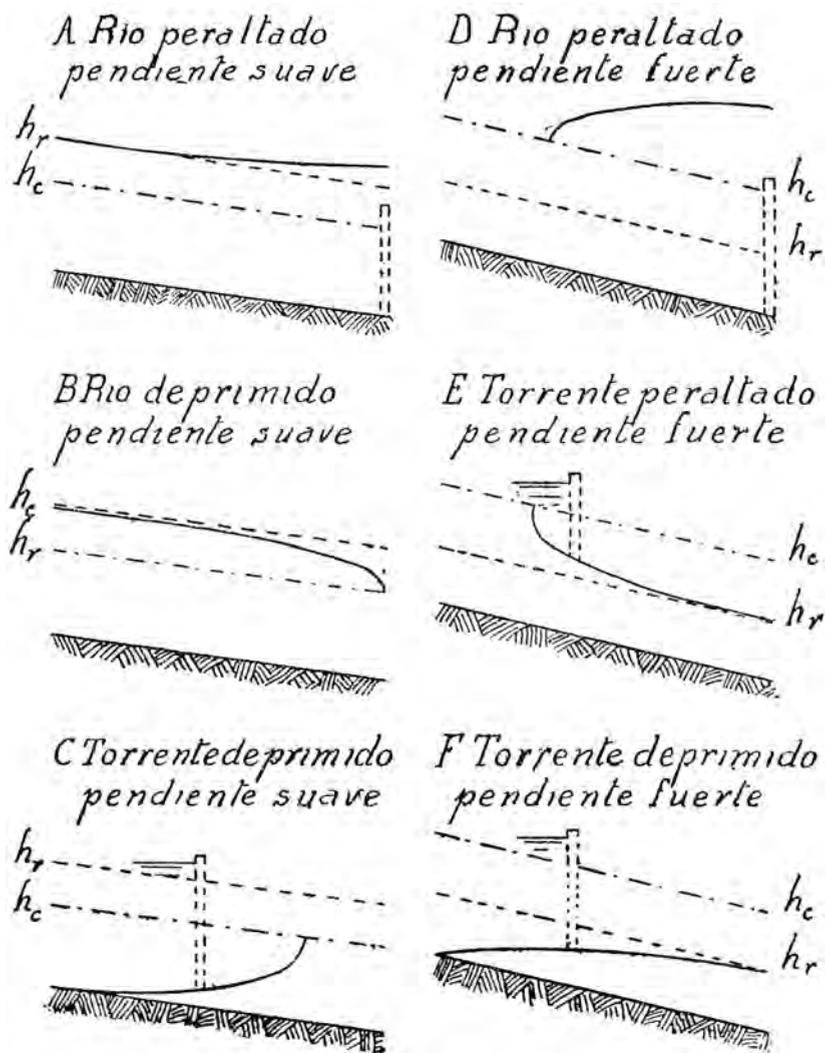
La derivada  $\frac{dB}{dh}$ , que es la inclinación de la tangente a la curva de la figura N<sup>o</sup> 3 del capítulo IV, tiene en las cercanías de  $hr$  un valor positivo y finito de cuyas variaciones se puede prescindir.

La diferencia  $i - J$  es función del *peralte*  $h - hr$  y se anula simultáneamente con él; puede limitarse el desarrollo de Taylor de esta función en las cercanías del régimen al primer término  $-\frac{dJ}{dh}(h - h_r)$ , positivo porque  $\frac{dJ}{dh}$  es ordinariamente negativo como se ha dicho.

De aquí resulta para  $ds$  una expresión cuyo primer factor es prácticamente constante y cuyo segundo factor es el tanto por uno de variación del peralte:

$$ds = -\frac{dB}{dJ} \frac{dh}{h - h_r}$$

Figura N° 9



Un ejemplo de este caso ofrecen las represas ordinarias.

- B. En el segundo caso siendo la altura de agua menor que la de régimen  $B$  va disminuyendo y el eje hidráulico se acerca a la crisis.

Este acercamiento es cada vez más rápido porque en las cercanías del mínimo de  $B$  sus variaciones son tan pequeñas que exigen para ser sensibles grandes desnivelaciones.

Así, pues, reducciones proporcionales iguales del peralte se verifican a lo largo de distancias iguales hacia aguas arriba, y la distancia que lo reduce a un décimo, lo reduce a continuación a un centésimo y después a un milésimo y así indefinidamente.

En las inmediaciones del escurrimiento crítico cesará por consiguiente de ser aplicable la ecuación del movimiento variado, que supone la variación gradual, como se ha dicho, y se habría de tomar en cuenta la curvatura de los filetes como lo hace Boussinesq para casos sencillos ideales<sup>43</sup>. Aguas arriba son aplicables las consideraciones del caso anterior.

Las caídas y aumentos bruscos de pendiente ofrecen ejemplos del caso B, que comprueban las experiencias de Bazin citadas en el capítulo III.

C. Deprimida la corriente  $B$  irá disminuyendo y el eje hidráulico se acercará a la crisis cada vez más rápidamente, como en el caso anterior<sup>44</sup>.

A continuación de una compuerta con gran carga de agua podrá encontrarse este caso.

D. El aumento de  $B$  y  $h$  que ocasiona el peralte de la corriente en este caso no puede exceder del valor límite que correspondería a  $J=0$  y  $z + \frac{U^2}{2g} =$  constante y por lo tanto  $z$  no puede subir la cota a que se alcanza agregando a la altura  $h$  la altura de velocidad  $\frac{U^2}{2g}$ .

El eje que tiende a nivelarse aguas abajo tiene pues una asíntota horizontal inferior a dicha cota.

Aguas arriba es más pronunciado el ascenso, mientras más cercano el escurrimiento al crítico.

Las represas en corrientes de gran velocidad ofrecen un ejemplo de este caso.

E. Siendo los frotamientos menores que los de régimen,  $B$  aumenta y el eje se aleja de la crisis y tiene aguas abajo al régimen uniforme como en los casos  $A$  y  $B$  aguas arriba<sup>45</sup>.

A continuación de un aumento de pendiente se puede encontrar esta forma de eje.

F. La depresión del eje ocasiona frotamientos que hacen disminuir  $B$  y al acercarse el eje a la crisis encuentra la altura de régimen uniforme, a que tiende lentamente como en el caso anterior<sup>46</sup>.

Aguas abajo de una compuerta en lechos muy pendientes se podrá encontrar este caso.

<sup>43</sup> Boussinesq-*Essai sur le théorie des eaux courantes*, 1877, p. 178.

<sup>44</sup> Hacia aguas arriba al acercarse el eje al fondo, siendo  $h$  infinitesimal, la única energía que hay que considerar es la altura de velocidad infinitamente grande, cuyas disminuciones han de vencer los frotamientos también infinitos:  $J = -\frac{d}{ds} \frac{U^2}{2g}$ . Y por lo tanto se tiene:

$$\frac{U^2}{C^2 R} = \frac{Q^2 P}{C^2 \Omega^3} = -\frac{d}{ds} \frac{Q^2}{2g \Omega^2}$$

y reemplazando  $d \Omega$  por  $ldh$  resulta el siguiente valor para la inclinación del eje respecto al fondo:  $\frac{dh}{ds} = \frac{g}{C^2} \frac{P}{l}$  que es la expresión de la pendiente crítica.

Pero como según las experiencias  $C$  no es constante y disminuye con  $R$  tendiendo a cero, es rápido el ascenso del eje cuando las velocidades son muy grandes, mas fallando la variación gradual, las ecuaciones cesan de ser aplicables.

<sup>45</sup> Son aplicables las consideraciones sobre la asíntota ya expuestas.

<sup>46</sup> Aguas arriba son válidas también las observaciones del caso  $C$ .

La consideración del conjunto de los seis casos enumerados lleva a confirmar y ampliar las propiedades características de los ríos y los torrentes, enunciadas en el capítulo IV<sup>47</sup>.

El eje hidráulico del caso C, que se interrumpe bruscamente *a pesar de que el lecho se prolongue sin discontinuidad alguna* obliga a aceptar la existencia de resaltos en el escurrimiento que pueden convertir bruscamente y antes de esta interrupción el torrente de que se trata en el río de régimen uniforme posible en esa pendiente suave, o en alguno de los ríos que constituyen los casos A y B.

Análogamente el caso D ofrece un eje que se corta aguas arriba y que exige también un resalto para convertir el torrente de régimen uniforme o de los casos E o F en un río.

De estos resaltos se tratará en el capítulo siguiente.

Si los ejes hidráulicos tienden al régimen uniforme, es aguas arriba en los ríos y aguas abajo en los torrentes.

En resumen: *los torrentes uniformes se generan paulatinamente y se destruyen en los resaltos, y los ríos uniformes, a la inversa, se generan en los resaltos y se destruyen lentamente.*

---

<sup>47</sup> Consideraciones equivalentes se encuentran en Boussinesq, *Essai sur le théorie des eaux courantes*, 1877, pp. 152 y 290.



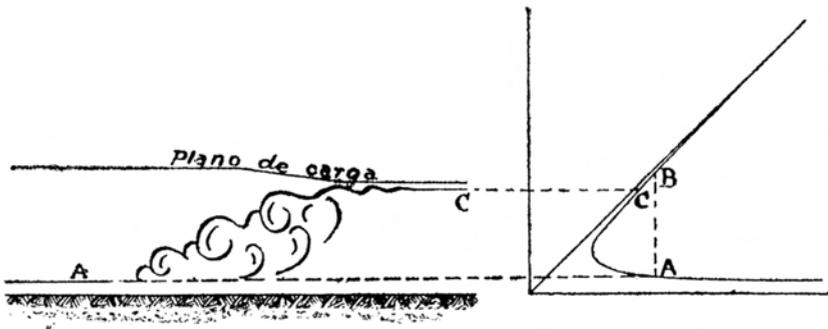
## CAPÍTULO VII

### RESALTOS

Como resulta de la discusión del eje hidráulico, un *resalto* es la conversión de un torrente en un río.

La curva que da los Bernoulli en función de la altura de agua, estudiada en el capítulo IV, acusa inmediatamente la existencia de un río *BB*, dotado del mismo Bernoulli que el torrente *AA*, e indica que el río es tanto más elevado y menos veloz cuanto de menor profundidad y mayor velocidad sea el torrente (figura N° 10).

Figura N° 10



Sin embargo, la conversión del torrente en río no se verifica conservándose el Bernoulli, pues hay una pérdida de energía consumida en el choque de la masa de agua del torrente con el río que obstruye el paso y el resalto alcanza sólo un nivel inferior tal como *CC*.

Esta pérdida de Bernoulli es pequeña cuando el río y el torrente son cercanos al escurrimiento crítico; pero considerable en los resaltos muy pronunciados.

Análogamente en los ensanches bruscos de las cañerías se produce una pérdida de Bernoulli, denominada generalmente *pérdida de carga*, que se calcula en función de la velocidad  $U_0$  anterior al ensanchamiento, y  $U_1$  posterior a él por la fórmula de Borda:

$$\frac{(U_0 - U_1)^2}{2g}$$

que es la aplicación del teorema de las cantidades de movimiento a escurrimientos en cañerías cerradas<sup>48</sup>.

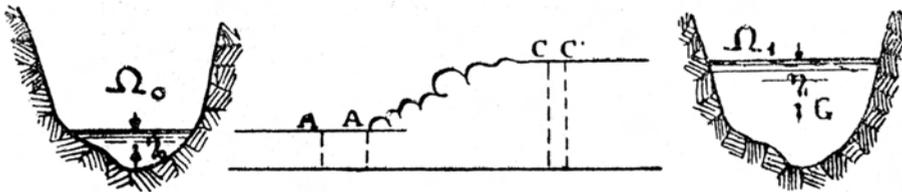
Pero la pérdida de Bernoulli en un resalto es menor que la que correspondería al mismo ensanche en una cañería, y la aplicación del teorema de las cantidades de movimiento a canales descubiertos constituye la teoría de este fenómeno.

Se considera para ello la masa de agua contenida entre una sección  $\Omega_0$ , ubicada en A aguas arriba del resalto y otra sección  $\Omega_1$ , ubicada en C aguas abajo de él (figura N° 11).

Se calcula el incremento de la cantidad de movimiento de esta masa en un tiempo elemental  $dt$ , durante el cual la sección  $\Omega_0$  avanza  $U_0 dt$  y llega a A', y la sección  $\Omega_1$  alcanza a C' y cubre la longitud  $U_1 dt$ .

La masa contenida entre A y A' igual por la constancia del volumen a la contenida entre C y C' es  $\frac{\gamma}{g} Q dt$ , siendo Q el gasto y  $\gamma$  el peso específico del agua.

Figura N° 11



El incremento de la cantidad de movimiento se obtiene prescindiendo de la masa comprendida entre A' y C, que por la permanencia del escurrimiento no varía de velocidad.

Este incremento por unidad de tiempo vale, pues  $\frac{\gamma}{g} Q (U_1 - U_0)$ .

Para calcular las fuerzas horizontales que obran sobre la masa, se ha de descontar en toda su envoltura la presión atmosférica y éstas se reducen por lo tanto a las presiones que se ejercitan en las secciones A y C, que son  $\gamma \eta_0 \Omega_0 - \gamma \eta_1 \Omega_1$ , llamando  $\eta$  la profundidad del centro de gravedad G de las secciones, medida en cada una desde la superficie libre<sup>49</sup>.

El teorema citado conduce, pues a la ecuación

$$\frac{\gamma}{g} Q (U_1 - U_0) = \gamma \Omega_0 \eta_0 - \gamma \Omega_1 \eta_1$$

que eliminando  $U = \frac{Q}{\Omega}$  da:

$$\frac{Q^2}{g \Omega_0} + \eta_0 \Omega_0 = \frac{Q^2}{g \Omega_1} + \eta_1 \Omega_1 \quad \text{I}$$

<sup>48</sup> Salas Edwards, *Hidráulica general*, I, pol. 1915, p. 97.

<sup>49</sup> Salas Edwards, *Hidráulica general*, polig. 1915, p. 36.

Esta ecuación general permite determinar, dado el caudal y la forma del lecho, la profundidad del río si se conoce la del torrente y también viceversa la del torrente de aguas arriba que correspondería a un cierto río de aguas abajo.

Para resolver esta ecuación se podría en general proceder por aproximaciones sucesivas: se calcularía el miembro en que figuran sólo datos, y se atribuiría valores a la profundidad de agua desconocida para calcular  $\Omega$  y  $\eta$  en el otro miembro, hasta igualar el miembro conocido.

La función de  $\Omega$  que constituye cada uno de los dos miembros de la igualdad I se hace infinita para  $\Omega = 0$  y para  $\Omega = \infty$ , como el Bernoulli pasa también simultáneamente con él por un mínimo en el escurrimiento crítico.

Para verificarlo basta derivar  $\frac{Q^2}{g\Omega} + \eta \Omega = A$  respecto a la altura de agua  $h$ , reemplazando  $\frac{d\Omega}{dh}$  por el ancho superficial  $l$ , y el diferencial de  $\eta \Omega$ , que es el momento estático de la sección respecto a la superficie libre, por  $\Omega dh$ , pues el momento de  $ldh$  es de orden superior y despreciable:

$$\frac{dA}{dh} = \frac{d}{dh} \left[ \frac{Q^2}{g\Omega} + \eta \Omega \right] = -\frac{Q^2 l}{g\Omega^2} + \Omega = 0 \quad \text{II}$$

$$Q = \Omega \sqrt{g \frac{\Omega}{l}}$$

Como de dos valores iguales uno ha de ser inferior y otro superior al mínimo, la condición del resalto sólo podría quedar satisfecha por un tránsito de torrente a río o viceversa.

El Bernoulli de la corriente en cada punto sería según la ecuación I del capítulo VI:

$$B = \frac{Q^2}{2g\Omega^2} + h$$

y su derivada respecto a  $h$  valdría.

$$\frac{dB}{dh} = -\frac{Q^2 l}{g\Omega^2} + 1$$

Comparando este valor con el de  $\frac{dA}{dh}$  de la ecuación II, se obtiene:

$$dB = \frac{dA}{\Omega} \quad \text{III}$$

Sustituyendo el segundo miembro por su valor deducido de la identidad:

$$d = \frac{A}{\Omega} = A d \frac{1}{\Omega} + \frac{dA}{\Omega}$$

resulta:

$$dB = d \frac{A}{\Omega} - A d \frac{1}{\Omega}$$

e integrando entre las secciones  $\Omega_0$  y  $\Omega_1$ , en que  $A_0 = A_1$ , se obtiene para la pérdida de Bernoulli  $\Lambda = B_0 - B_1$ , la siguiente expresión en que  $A_m$  representa el término medio de los valores por que pasa  $A$  entre ambas secciones.

$$\Lambda = \frac{A_0}{\Omega_0} - \frac{A_1}{\Omega_1} - A_m \left( \frac{1}{\Omega_0} - \frac{1}{\Omega_1} \right)$$

$$\Lambda = (A_0 - A_m) \left( \frac{1}{\Omega_0} - \frac{1}{\Omega_1} \right) \quad \text{IV}$$

Como  $A_m$  es inferior a los valores extremos iguales de  $A$ , puesto que en el campo de integración se encuentra el mínimo,  $A_0 - A_m > 0$  y el signo de  $\Lambda$  es el de  $\frac{1}{\Omega_0} - \frac{1}{\Omega_1}$ .

En un tránsito de torrente a río  $\Omega_0 < \Omega_1$ , habrá una pérdida de Bernoulli; pero no podrán producirse tránsitos de río a torrente, que supondrían aumentos de Bernoulli incompatibles con la conservación de la energía como lo estableció Boussinesq para lechos rectangulares<sup>50</sup>.

Cuando los lechos son de forma analítica sencilla, rectangulares, triangulares o parabólicos se puede expresar  $\Omega$  y  $\eta$  en función de  $h$  y obtener una ecuación con una incógnita.

El caso de mayor interés práctico es el de canales rectangulares, en que se llega a resultados de aplicación inmediata.

Reemplazando en este caso  $Q$  en función del ancho  $l$  y de la altura crítica  $h_c$  por  $lh_c \sqrt{gh_c}$  y  $\Omega_0$  y  $\Omega_1$  por  $lh_0$  y  $lh_1$  en la ecuación I se obtiene:

$$\frac{h_c}{h_0} + \frac{1}{2} \left( \frac{h_0}{h_c} \right)^2 = \frac{h_c}{h_1} + \frac{1}{2} \left( \frac{h_1}{h_c} \right)^2 \quad \text{V}$$

Esta ecuación da la altura de agua de uno de los escurrimientos en función de la otra, tomando la altura crítica como unidad para medirlas.

La relación anterior se puede escribir también en la forma:

$$h_0 h_1 \frac{h_0 + h_1}{2} = h_c^3$$

que expresa que  $h_c$  está comprendido entre el término medio aritmético de las alturas  $\frac{h_0 + h_1}{2}$  y la media geométrica  $\sqrt{h_0 h_1}$  de ellas.

Esta ecuación que se satisfaría con  $h_0 = h_1 = h_c$ , exige que siendo  $h_0 < h_c$  se tenga  $h_1 > h_c$ .

He aquí una serie de ejemplos de resaltos calculados de acuerdo con estas fórmulas.

$h_0 =$	0,1	0,5	0,9	1,0
$h_1 =$	4,4	1,8	1,1	1,0
$\frac{U_0^2}{2g} =$	50,0	2,0	0,6	0,5
$\frac{U_1^2}{2g} =$	0,03	0,2	0,4	0,5
$B_0 =$	50,1	2,5	1,5	1,5
$B_1 =$	4,4	2,0	1,5	1,5
$B_0 - B_1 =$	45,7	0,5	0,0	0,0
$\frac{(U_0 - U_1)^2}{2g} =$	47	0,9	0,0	0,0
$h_B =$	50	2,4	1,1	1,0

<sup>50</sup> Boussinesq, *Essai sur la théorie des eaux courantes*, 1877, p. 132; Boudin, *L'axe hydraulique des poudres d'eaux*. Paris, 1863, p. 20.

En ellas figuran  $h_0$  y  $h_1$ , las alturas de velocidad  $\frac{U_0^2}{2g}$  y  $\frac{U_1^2}{2g}$  que corresponden a secciones de esta profundidad, los Bernoulli  $B_0$  y  $B_1$  de aguas arriba y aguas abajo, la pérdida de Bernoulli que se produce, la pérdida  $\frac{U_0 - U_1}{2}$  que resultaría si fuera aplicable la fórmula de Borda para ensanches bruscos y finalmente la altura  $h_B$  a que llegaría el resalto si se conservara el Bernoulli.

Todas estas magnitudes están referidas a la altura crítica tomada como unidad.

Estos ejemplos confirman que hay una pérdida de Bernoulli en los resaltos y que la fórmula de Borda conduciría a valores exagerados de ella.

En todas las relaciones analíticas anteriores deducidas del teorema de las cantidades de movimiento, son intercambiables  $h_0$  con  $h_1$ ; por esto, si se supone resaltos ficticios de bajada que conviertan un río en un torrente, se producirían aumentos inexplicables de Bernoulli y, por lo tanto, ellos son incompatibles con la conservación de la energía, como se ha dicho discutiendo el caso general.

La expresión analítica de la pérdida de Bernoulli en un canal rectangular, que resulta de las ecuaciones anteriores, es:

$$\frac{(h_1 - h_0)^3}{4 h_0 h_1}$$

El resalto puede ser considerado como una onda originada aguas abajo y cuya propagación aguas arriba es impedida por el régimen torrencial, por esto se le llama también *onda fija* (*standing wave*).

La teoría del resalto expuesta en este capítulo debida a Belanger (1828) ha sido reproducida por Unwin y Ritter (1895) y antes había sido esencialmente aceptada también por Boussinesq (1877), que introducía, sin embargo, en ella el coeficiente  $a$ , discutido en el capítulo III.

Las antiguas experiencias de Bidone (1818), Baumgarten (1855) y Bazin (1858), se refieren a resaltos en que  $\frac{h_1}{h_0}$  no sube de tres, en ellos la pérdida de Bernoulli es poco sensible y difícil de medir y es prácticamente indiferente calcular estos resaltos por la fórmula establecida, suponiendo la conservación de Bernoulli o usando una fórmula incorrecta enunciada por Merriman.

Las experiencias posteriores de Ferriday y especialmente las de Gibson discutidas por Kennison en 1916, llegan hasta  $\frac{h_1}{h_0} = 12$ , y confirman la exactitud de la fórmula establecida<sup>51</sup>.

<sup>51</sup> Boussinesq, *Essai sur la theorie des eaux courantes*, 1877, p. 121; Unwin, *Hydraulique en: The encyclopedia britanica*, 1910, vol. XIV, p. 76; Ritter en *Forchheimer-Hydraulic*, 1914, p. 216; Kennison, *Hydraulique jump. Transaction Am. Soc. C.E.*, 1916, p. 338.

Las experiencias de Bidone, Ferriday y Gibson se encuentran en Kennison, p. 412; las de Baumgarten y Bazin en Darcy y Bazin *Recherches hydrauliques*, I, 1913, p. 284, series 89 a 95.

La fórmula dada por Merriman en *Treatise on Hydraulics*, 1913, p. 350, es criticada por Forchheimer y Kennison.

Cabe aquí el estudio de otras pérdidas de carga singulares de ensanche brusco y paulatino, en canales, como son las que provocan las gradas de bajada de paramento vertical o inclinado, los aumentos de ancho de la base de la sección, las contracciones con ensanche de reacción, etc. Este conocimiento, que interesa cotidianamente al ingeniero hidráulico tiene la dificultad analítica de la apreciación de las

El cálculo práctico de los resaltos en lechos rectangulares se podrá efectuar por medio de la tabla agregada a continuación de estas páginas, deducidas de la fórmula v, en que para cada valor de  $\frac{h_0}{h_c}$  se da  $\frac{h_1}{h_c}$ , y que se presta también a un uso inverso.

Cuando  $\frac{h_0}{h_c} < 0.1$  la fórmula vi se puede escribir simplemente  $h_0 h_1^2 = 2 h_c^3$  y se presta a un fácil cálculo directo.

Si la forma del lecho es trapezoidal, u otra, se podrá aceptar como primera aproximación para resolver la ecuación general I la altura que correspondería en un lecho rectangular, corrigiéndola enseguida para acercarla o alejarla de la crítica según si la función  $\frac{Q^2}{g\Omega} + \eta \Omega$  resulte demasiado grande o pequeña.

*Ejemplo N° 5*

Cálculo del río que origina aguas abajo de un resalto el torrente de la figura N° 12, cuyo caudal es de tres metros cúbicos por segundo.

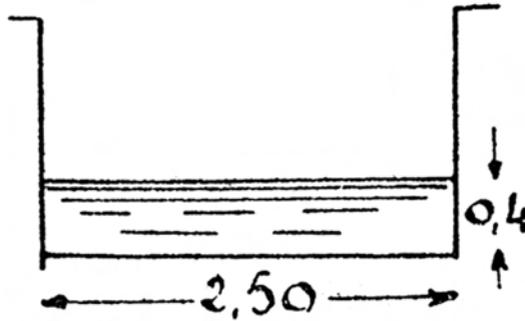
Se tiene:

$$q = \frac{3}{2,50} = 1,2$$

y en la tabla se encuentra  $h_c = 0.53$  m.

El torrente tiene pues una altura relativa  $\frac{h_0}{h_c} = \frac{0,40}{0,53} = 0,75$  y según la tabla de resaltos el río tendrá una altura relativa  $\frac{h_1}{h_c} = 1,3$  que corresponde a  $h_1 = 1,3 \times 0,53 = 0,70$  m aproximadamente.

Figura N° 12



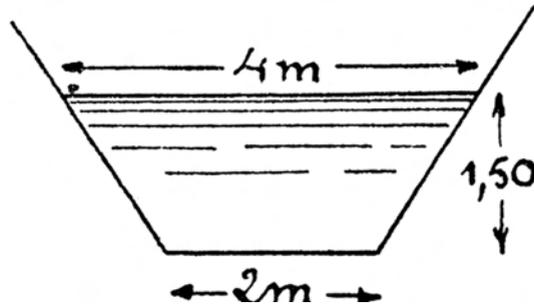
*Ejemplo N° 6*

Cálculo del torrente que puede convertirse en la corriente de la figura N° 13 cuyo caudal es de cuatro metros cúbicos por segundo.

---

presiones en los paramentos para aplicar a la disposición el teorema de las cantidades de movimiento. Experimentalmente se comprueba que son a igualdad de ensanche menores que en cañerías (puede verse algo al respecto en los *Anales del Instituto de Ingenieros*, número de septiembre de 1922, en el artículo "Grada de bajada en canales").

Figura N° 13



La profundidad crítica ya calculada en el ejemplo N° 3 es 0,67 m.

A la razón  $\frac{h_1}{h_c} = \frac{1,50}{0,67} = 2,25$  correspondería en un rectángulo  $\frac{h_0}{h_c} = 0,34$  y  $h_0 = 0,34 \times 0,67 = 0,23$  m.

La profundidad  $\eta$  del centro de gravedad se determina por la fórmula  $\eta = \frac{h}{3} \times \frac{l+2b}{l+b}$  en que  $l$  y  $b$  son los anchos en la superficie y en el fondo<sup>52</sup>.

La función  $\frac{Q^2}{g\Omega} + \Omega \eta$  en el río conocido vale:

$$\frac{16}{9,8 \times 4,50} + 4,5 \times \frac{1,50}{3} \times \frac{4 + 4}{4 + 2} = 3,36$$

y en el torrente con  $h_0 = 0,23$  valdría:

$$\frac{16}{9,8 \times 4,50} + 0,11 \times 0,50 = 3,31$$

La diferencia es suficientemente pequeña para aceptar la solución como definitiva, pues con bajar  $h_0$  a 0,20 la función subiría a 3,85 aproximadamente.

<sup>52</sup> Hutte, *Ingenieurs Taschenbuch*, 1, 1908, p. 182.



## CAPÍTULO VIII

### TRAZADO DEL EJE HIDRÁULICO

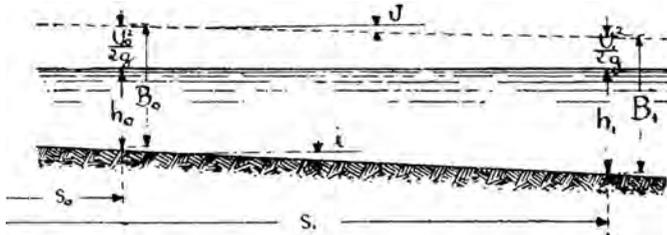
No se tratará en estas páginas de las ecuaciones del eje hidráulico deducidas de la ecuación del escurrimiento variado, para casos ideales mediante hipótesis de simplificación teóricas tales como la constancia del valor de  $C$  y el ancho infinito de los canales, y se expondrá simplemente el método práctico general, que permite trazar en cualquier canal el eje hidráulico por puntos determinados sucesivamente, mediante la aplicación escalonada de la ecuación XII establecida en el capítulo III<sup>53</sup>.

Esta ecuación puede escribirse en la forma siguiente designando por  $i$  la pendiente con que desciende el fondo por  $J_{01}$  el valor medio de  $J$  entre ambas secciones y representando como anteriormente por  $B = h + \frac{U^2}{2g}$  el Bernoulli sobre el fondo (figura N° 14).

$$B_0 - B_1 = (J_{01} - i) (s_1 - s_0)$$

Aunque se conozca el Bernoulli  $B_0$  en una sección, esta ecuación no permite calcular fácilmente el Bernoulli  $B_1$  en otra sección a una distancia dada  $s_1 - s_0$  de la anterior porque el valor medio  $J_{01}$  depende de la altura desconocida en la segunda sección.

Figura N° 14



<sup>53</sup> Dupuit dedujo la ecuación del eje hidráulico para canales rectangulares mediante la integración de la ecuación del escurrimiento variado, aceptando la constancia de  $C$ ; Masoni en *Hidráulica*, 1908, p. 639, da la integración introduciendo el coeficiente  $a$ .

Bresse, aceptando además el ancho infinito, calculó tablas que se encuentran en *Flamant-Hydraulique*, 1923, p. 665.

Pero se presta prácticamente para encontrar la distancia  $s_1-s_0$  que separa la producción de dos alturas de aguas dadas, o lo que es lo mismo de los Bernoulli  $B_0$  y  $B_1$  determinados por ellas; pues en este caso se puede aceptar como valor medio  $J_{01}$  la semi-suma de los valores extremos calculados para las secciones mojadas conocidas:  $J_{01} = 1/2 (J_0 + J_1)$  siempre que ambos no difieran demasiado:

$$s_1-s_0 = \frac{B_0-B_1}{1/2 (J_0 + J_1) - i} \quad \text{I}$$

Por este procedimiento se puede calcular el eje hidráulico hacia aguas arriba y hacia aguas abajo de un punto de partida.

Estos puntos de partida son determinados o por el régimen uniforme que reina en algún trayecto del canal, de acuerdo con lo establecido en el capítulo VII, o por las singularidades que presenta el canal, tales como compuertas o vertederos u otras.

A continuación, se encuentra, primero, un ejemplo numérico de trazado de eje hidráulico, con singularidades y resalto, y después la discusión general de los efectos de los cambios de pendiente para manifestar cómo el régimen uniforme determina puntos de partida para el cálculo.

*Ejemplo N° 7*

Trazado del eje hidráulico en un canal rectangular de concreto de 2,50 m de ancho con 7 metros cúbicos por segundo de caudal. La pendiente es uniforme y de 0,0005. La alimentación se verifica por una compuerta de todo el ancho del canal que está levantada hasta 0,40 del fondo. A 3,5 kilómetros aguas abajo hay otra compuerta análoga abierta de 1,20 m después de la cual continúa el canal uniforme.

La discusión del caso requiere primeramente el cálculo de la altura crítica y de la altura de régimen uniforme.

Para  $q = \frac{7}{2,50} = 2,80$  se encuentra interpolando inmediatamente en la tabla  $h_c = 0,92$ .

La determinación de  $h_r$  se efectúa como se ha indicado en el capítulo II.

Suponiendo como primera aproximación  $J = 0,001 \frac{Q^2}{\Omega^5}$ , o sea:

$$\Omega = \sqrt[3]{\frac{0,001 \times 49}{0,0005}} = 4,61 \text{ se tiene:}$$

$$U_1 = \frac{7}{4,61} = 1,52$$

$$h_1 = \frac{4,61}{2,50} = 1,84$$

$$P = 2 \times 1,84 + 2,50 = 6,18$$

$$R = \frac{4,61}{6,18} = 0,745$$

y en vista de la tabla se deduce:

$$C = 73$$

$$U_2 = 73 \sqrt{0,745 \times 0,0005} = 1,41$$

$$U_2 - U_1 = -0,11$$

$$\frac{1}{5} (U_2 - U_1) = -0,02$$

y se puede aceptar en definitiva:

$$U = 1,41 + 0,02 = 1,43$$

$$\Omega = \frac{7}{1,43} = 4,90$$

$$h_r = \frac{4,90}{2,50} = 1,96$$

Las alturas de agua en las singularidades extremas se determinan por la fórmula  $Q = m \Omega \sqrt{2gH}$ , en que  $m = 0,67$  es un coeficiente aceptable para estas compuertas de fondo<sup>54</sup>.

En la compuerta de alimentación:

$$U = \sqrt{2gH} \frac{7}{0,67 \times 2,50 \times 0,40} = 10,4$$

y según la tabla:  $H = 5,50$ .

Este valor de  $H$  se mide sobre la superficie libre aguas abajo de la compuerta y no hay que descontar la altura de velocidad inicial porque es despreciable.

Si el eje hidráulico parte de la altura  $0,67 \times 0,40 = 0,27$  el nivel de aguas arriba será  $0,27 + 5,50 = 5,80$  aproximadamente; pero si el remanso de aguas abajo ahoga la compuerta, la altura se ha de medir desde el nivel que alcance el eje hidráulico.

En la segunda compuerta se tendrá aguas abajo la altura de régimen  $1,96$ ; porque el río de régimen uniforme que ha de reinar en definitiva en ese trayecto no puede establecerse sino desde el primer momento, pues su establecimiento paulatino no es posible como se ha dicho en el capítulo VI, y su obtención por resalto tampoco.

En efecto, la altura de  $0,67 \times 1,20 = 0,80$  corresponde a:

$$\frac{h_0}{h_c} = \frac{0,80}{0,92} = 0,87$$

y por lo tanto no alcanza según la tabla sino para resaltar hasta  $\frac{h_1}{h_c} = 1,13$  o sea  $h_1 = 1,13 \times 0,92 = 1,04$  nivel inferior a la altura de régimen uniforme.

<sup>54</sup> Salas Edwards, *Hidráulica general*, tomo II, políg. 1917, p. 30.

En la sección contraída de esta compuerta:

$$U = \sqrt{2gH} \frac{7}{0,67 \times 1,20 \times 2,50} = 3,48$$

y por lo tanto, según la tabla citada:  $H = 0,62$ .

Si para el cálculo de  $H$  fuera despreciable la velocidad  $U_1$  de aguas arriba la altura de agua sería  $1,96 + 0,62 = 2,58$ ; pero con esta profundidad:

$$U_0 = \frac{7}{2,58 \times 2,50} = 1,08$$

$$\frac{U_0^2}{2g} = 0,06$$

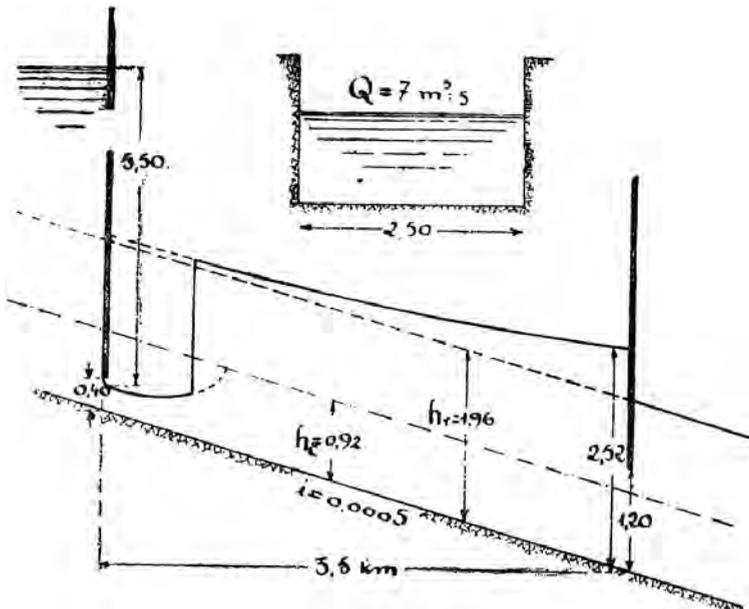
Aceptando esta corrección, se tiene como profundidad aguas arriba de la segunda compuerta  $2,58 - 0,06 = 2,52$ .

Con estos antecedentes y atendiendo a los casos discutidos en el capítulo VI se ve que se trata, como lo indica el esquema, de un torrente deprimido en pendiente suave que deberá convertirse por resalto en un río peraltado de la misma clase de pendiente (figura N° 15).

Puede suceder, sin embargo, si la distancia entre ambas compuertas es reducida, que el remanso ahogue la de aguas arriba y que el trayecto de torrente desaparezca.

Se ha de calcular el eje hidráulico del torrente, el del río y la ubicación del resalto.

Figura N° 15



Los trazados de los ejes se prolongarán más allá de lo necesario en esta cuestión, para completar el ejemplo.

A partir de cada una de las singularidades extremas ya consideradas, se han calculado puntos correspondientes a alturas de agua  $h$  escalonadas de 10% en 10% aproximadamente.

De la altura se deducen la sección  $\Omega = 2,50 h$ , el perímetro mojado  $P = 2,50 + 2 h$ , el radio medio  $R = \frac{\Omega}{P}$  y la velocidad  $U = \frac{7}{\Omega}$ .

Conocido el radio medio se puede apreciar en la tabla el valor de  $C$  tomando una cifra intermedia entre la indicada por Bazin y por Ganguillet y Kutter, y por medio de la tabla de la p. 74 inmediatamente se obtiene el valor de  $\frac{1}{C^2}$ .

La pérdida de Bernoulli por metro corrido  $J = \frac{U^2}{C^2 R}$  se ha calculado por medio de la regla logarítmica con los datos anteriores.

Las diferencias  $J - i = J - 0,0005$  se han sumado de a dos en dos y la semisuma da el denominador de la expresión I establecida anteriormente:

$$s_1 - s_0 = \frac{B_0 - B_1}{I/2 (J_0 + J_1) - i} \quad I$$

Para calcular los términos del numerador se ha buscado en la tabla los valores de  $\frac{U^2}{2g}$  que corresponden a las velocidades ya determinadas y se ha efectuado la adición:

$$B = h + \frac{U^2}{2g}$$

Calculado el cociente resulta  $s_1 - s_0$  y totalizando finalmente estas distancias parciales se obtiene la distancia  $s$  medida desde el punto de partida en que se obtendrán las alturas de agua  $h$ .

En el cuadro de las dos páginas siguientes aparece este cálculo con *todas sus operaciones auxiliares intermedias*.

Se ha agregado en la parte que corresponde al torrente tres columnas: una que da  $\frac{h_0}{h_c} = \frac{h}{0,92}$ , la siguiente deducida de la tabla da  $\frac{h_1}{h_c}$  y en la última aparece  $h_1 = 0,92 \times \frac{h_1}{h_c}$ , que es la altura a que llegaría el nivel de agua si hubiera resalto en el punto considerado.

Para determinar gráficamente la ubicación del resalto se dibujarían a escala los ejes hidráulicos del río y el torrente y se trazaría además la línea que da las alturas  $h$ , de resaltos posibles, en cuya intersección con el eje del río se fijaría la ubicación efectiva de él (aproximadamente a 10 m de la compuerta de alimentación).

El cuadro numérico permite comprobar también que un resalto ubicado a 7 metros de la compuerta de alimentación se elevaría a 2,1 m y exigiría según el eje hidráulico del río una segunda compuerta a menos de 3 kilómetros, y que un resalto situado a los 12 metros aguas abajo de la primera compuerta levantaría un río de 2,00 m de profundidad, que correspondería a una ubicación de la otra compuerta a 4 kilómetros de distancia.

h	S	h	h	h <sub>1</sub>	h	h	h	h	Ω	P	R	U	C	J	J - i	$J_0 + J_1 - 2i \frac{1}{2}(J_0 - J_1) - i \frac{U^2}{2g}$	B	B <sub>0</sub> - B <sub>1</sub>	s <sub>1</sub> - s <sub>2</sub>	S	$\frac{h_1}{h}$	$\frac{h_1}{h}$
<b>EJE HIDRÁULICO DEL TORRENTE</b>																						
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m <sup>2</sup>	m	m	m/s				m	m	m	m	m	m	m
0,27	0	0,29	2,4	2,2	0,27	3,04	0,222	10,40	63	0,1230	0,1225	0,1093	5,5	5,77	0	0,29	2,4	2,2				
0,29	7	0,32	2,3	2,1	0,29	3,08	0,235	9,65	64	0,0967	0,0962	0,1093	4,7	4,99	7,1	0,32	2,3	2,1				
0,31	12	0,34	2,2	2,0	0,31	3,12	0,248	9,05	64	0,0806	0,0801	0,1763	4,2	4,51	5,4	0,34	2,2	2,0				
0,34	22	0,37	2,1	1,9	0,34	3,18	0,267	8,25	65	0,0603	0,0598	0,1399	3,5	3,84	9,6	0,37	2,1	1,9				
0,37	33	0,40	2	1,85	0,37	3,24	0,285	7,55	65	0,0473	0,0468	0,1066	2,9	3,27	10,7	0,40	2	1,85				
0,40	42	0,43	1,9	1,75	0,40	3,30	0,303	7,00	66	0,0371	0,0366	0,0834	2,5	2,90	8,9	0,43	1,9	1,75				
0,44	54				0,44	3,38	0,326	6,35	66	0,0284	0,0279	0,0645	2,05	2,49	12,7							
0,48	65				0,48	3,46	0,347	5,85	67	0,0219	0,0214	0,0493	1,75	2,23	10,6							
0,52	76				0,52	3,54	0,367	5,40	67	0,0177	0,0172	0,0386	1,50	2,02	10,9							
0,57	91				0,57	3,64	0,392	4,90	68	0,0132	0,0127	0,0299	1,22	1,79	15,4							
0,62	104				0,62	3,74	0,414	4,50	68	0,0106	0,0101	0,0228	1,02	1,64	13,1							
0,68	116				0,68	3,86	0,441	4,10	69	0,0080	0,0075	0,0176	0,0088	1,54	11,4							
0,74	126				0,74	3,98	0,465	3,78	69	0,0065	0,0060	0,0135	0,0067	1,47	10,4							
0,81	136				0,81	4,12	0,492	3,46	70	0,0050	0,0045	0,0105	0,0052	1,42	9,6							
0,89	144				0,89	4,28	0,520	3,14	70	0,0039	0,0034	0,0079	0,0039	1,39	7,7							
0,92	144				0,92	4,34	0,520	3,04	71	0,0035	0,0030	0,0064	0,0032	1,39	0,00							
<b>EJE HIDRÁULICO DEL RÍO</b>																						
2,52					2,52	6,300	7,54	0,836	1,11	75	0,00026	-0,00024	0,06	2,58								
2,20	-1200				2,27	5,675	7,04	0,806	1,23	75	0,00033	-0,00017	-0,00041	0,00020	0,08	2,35	0,23	-1150	-1200			
2,050	-3000				2,05	5,125	6,60	0,777	1,37	74	0,00044	-0,00006	-0,00023	0,000111	0,10	2,15	0,20	-1820	-3000			
2,000	-4000				2,00	5,000	6,50	0,770	1,40	74	0,00046	-0,00004	-0,00010	-0,00005	0,10	2,10	0,05	-1000	-4000			
1,900	-6000	Teóricamente ∞			1,96	4,900	6,42	0,764	1,43	74	0,00050	-0,00000	-0,00004	-0,00002	0,10	2,06	0,04	-2000	-6000	Teóricamente ∞		

*Ejemplo N° 8. Cambios de pendiente*

Se supondrá que a continuación de un largo trayecto de pendiente y sección constante se verifica un cambio de pendiente conservándose la sección, y que enseguida el canal mantiene la nueva pendiente y la sección indefinidamente.

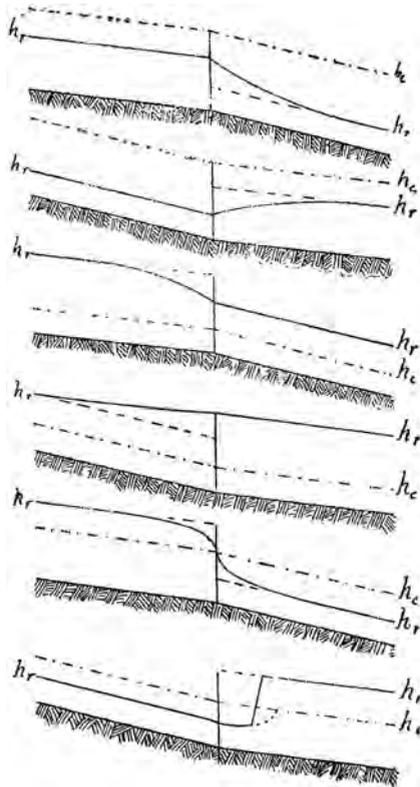
Se discutirá la forma del eje hidráulico para determinar los puntos de partida de su trazado.

Se pueden distinguir los siguientes casos:

- I. De pendiente fuerte a pendiente más fuerte.
- II. De pendiente fuerte a pendiente menos fuerte.
- III. De pendiente suave a pendiente menos suave.
- IV. De pendiente suave a pendiente más suave
- V. De pendiente suave a pendiente fuerte.
- VI. De pendiente fuerte a pendiente suave.

A cada uno de estos seis casos corresponde uno de los esquemas de la figura N° 16; en ellos aparece la altura de régimen uniforme de aguas arriba y de aguas abajo del cambio de pendiente y la altura crítica  $h_c$  común a ambos trayectos por la constancia de la sección.

*Figura N° 16*



El torrente de aguas arriba de los casos I, II y VI no puede ser influenciado por las condiciones de aguas abajo y regirá hasta el cambio de pendiente a no ser que sea destruido por un resalto que lo convierta en río. Esto sólo es posible en el caso VI, pues los regímenes de aguas abajo de I y II no son ríos.

Inversamente el río de aguas abajo en III, IV, y VI que no se puede establecer paulatinamente, regirá desde el cambio de pendiente o se establecerá por un resalto, lo que sólo es posible con el torrente afluente del caso VI.

En I se tiene, pues, un punto determinado a la altura  $h_r$  de aguas arriba en el cambio de pendiente, desde donde se trazará hacia aguas abajo un torrente peraltado de pendiente fuerte.

En II, análogamente, se desarrollará desde  $h_r$  de aguas arriba que habrá en el cambio de pendiente, un torrente deprimido.

En III el punto fijo en el cambio de pendiente es dado por  $h_r$  de aguas abajo, y desde ahí hacia aguas arriba se trazará un río deprimido de pendiente suave.

En IV desde  $h_r$  de aguas abajo se desarrollará hacia aguas arriba un río peraltado de pendiente suave.

En V el punto de partida queda determinado por la altura crítica  $h_c$  en el cambio de pendiente, pues la pendiente fuerte de aguas abajo no puede acelerar más allá de este escurrimiento la corriente de aguas arriba<sup>55</sup>.

Desde este punto hacia aguas arriba hay un río deprimido en pendiente suave, y hacia aguas abajo un torrente peraltado en pendiente fuerte.

En VI, finalmente, el paso de torrente a río se ha de verificar por un resalto.

Este resalto estará ubicado precisamente en el cambio de pendiente sólo si:

$$\frac{Q^2}{g \Omega_0} + \eta_0 \Omega_0 = \frac{Q^2}{g \Omega_1} + \eta_1 \Omega_1$$

según se dijo en el capítulo VII.

Si el primer miembro excede al segundo, el torrente tiene demasiada potencia para resaltar sólo hasta  $h_r$  de aguas abajo y el resalto estará aguas abajo, donde el torrente al desarrollarse en la pendiente suave va perdiendo su energía.

En el caso contrario el resalto se verifica aguas arriba.

Para ubicarlo, si cae aguas abajo, por ejemplo, se traza a partir del cambio de pendiente el torrente deprimido en pendiente suave, que se prolonga hasta el punto en que la relación anterior se satisfaga, como se ha visto en el ejemplo N° 7.

El mismo efecto que los cambios de pendiente del lecho del canal tendrían cambios de naturaleza de las paredes, que sin alterar  $h_c$  modifican  $h_r$ .

<sup>55</sup> El cambio de pendiente suave a fuerte es el caso límite de caída libre (es decir, no influenciada por aguas abajo), producida con contrapresión o presión de aguas abajo máxima compatible. Siguiendo la idea de Boudin (*Axe Hydraulique*, p. 56 y s.), es éste el caso en que la profundidad a plomo de la caída difiere, por efecto de la disminución de presiones, menos de la crítica. En efecto, repetido el fenómeno en el canal de experiencias de la Universidad Católica se ha constatado diferencias entre la profundidad efectiva en el cambio de pendiente y la crítica menores de 1%. Freytag, en el estudio citado acepta la producción de la profundidad crítica a plomo del cambio de pendiente. Como se ha dicho, en cataratas con napa libre o ahogada esa profundidad baja hasta 0,85 de la crítica, aunque el Bernoulli no difiere prácticamente de  $3/2 h_c$  (puede verse *Anales Inst. Ing.*, N° de junio de 1922, p. 355 y N° de julio, p. 409).

TABLA DE LOS VALORES DE *C* SEGÚN BAZIN  
Y GANGUILLET Y KUTTER

<i>R</i>	<i>Concreto</i>		<i>Tierra</i>	
	<i>Bazin</i>	<i>G. y K.</i>	<i>Bazin</i>	<i>G. y K.</i>
0,10	58	51	17	22
0,15	62	56	20	25
0,20	64	59	22	27
0,25	66	62	24	29
0,30	67	64	26	31
0,40	69	67	28	33
0,50	71	69	31	34
0,75	73	74	35	38
1,00	75	77	38	40
1,50	77	84	42	45
2,00	78	90	45	50
3,00	80	99	50	56
5,00	81	108	55	64
10,00	83	118	62	75



TABLA DE LOS VALORES DE  $\frac{1}{C^2}$

$C$	$\frac{1}{C^2}$	$C$	$\frac{1}{C^2}$	$C$	$\frac{1}{C^2}$
15	0,00440	45	0,00049	75	0,000178
16	0,00390	46	0,00047	76	0,000172
17	0,00350	47	0,00045	77	0,000169
18	0,00310	48	0,00043	78	0,000163
19	0,00280	49	0,00042	79	0,000160
20	0,00250	50	0,00040	80	0,000156
21	0,00230	51	0,00039	81	0,000152
22	0,00210	52	0,00037	82	0,000149
23	0,00190	53	0,00036	83	0,000146
24	0,00170	54	0,00034	84	0,000142
25	0,00160	55	0,00033	85	0,000138
26	0,00148	56	0,00032	86	0,000135
27	0,00137	57	0,00031	87	0,000132
28	0,00128	58	0,00030	88	0,000129
29	0,00119	59	0,00029	89	0,000126
30	0,00111	60	0,00028	90	0,000123
31	0,00104	61	0,00027	91	0,000121
32	0,00098	62	0,00026	92	0,000118
33	0,00092	63	0,00025	93	0,000116
34	0,00086	64	0,00024	94	0,000113
35	0,00081	65	0,000237	95	0,000111
36	0,00077	66	0,000230	96	0,000108
37	0,00073	67	0,000223	97	0,000106
38	0,00069	68	0,000216	98	0,000104
39	0,00066	69	0,000209	99	0,000101
40	0,00062	70	0,000200	100	0,000100
41	0,00059	71	0,000198	102	0,000096
42	0,00057	72	0,000193	104	0,000093
43	0,00054	73	0,000187	106	0,000090
44	0,00051	74	0,000182	108	0,000086



## TABLA DE ALTURAS DE VELOCIDAD Y ALTURAS CRÍTICAS

Observación. El cuadro puede usarse con los o, notando que a la puntuación de partida corresponden los valores de todas las columnas en un renglón horizontal. Así, por ejemplo,  $H = 0,02$  corresponden  $\sqrt{2gH} = 0,626$  etc., y para  $H = 2$  valor que se halla en el mismo sitio  $\sqrt{2gH} = 6,26$ .

$H$	$\sqrt{2gH}$	$H\sqrt{gH}$	$H^2\sqrt{g\frac{H}{2}}$	$\frac{1}{H^2}$
0,01	0,4.43	0,003.13	0,00002.21	1,0000
0,01.05	0,4.54	0,003.37	0,00002.50	0,9100
0,01.1	0,4.64	0,003.61	0,00002.81	0,8300
0,01.15	0,4.75	0,003.86	0,00003.14	0,7600
0,01.2	0,4.85	0,004.12	0,00003.49	0,6900
0,01.25	0,4.95	0,004.37	0,00003.87	0,6400
0,01.3	0,5.05	0,004.64	0,00004.27	0,5900
0,01.4	0,5.24	0,005.19	0,00005.13	0,5100
0,01.5	0,5.42	0,005.75	0,00006.10	0,4400
0,01.6	0,5.60	0,006.34	0,00007.17	0,3900
0,01.7	0,5.77	0,006.94	0,00008.34	0,3500
0,01.8	0,5.94	0,007.56	0,00009.62	0,3100
0,01.9	0,6.10	0,008.20	0,00011.01	0,2770
0,02	0,6.26	0,008.85	0,00012.52	0,2500
0,02.1	0,6.42	0,009.53	0,00014.15	0,2270
0,02.2	0,6.57	0,010.22	0,00015.89	0,2070
0,02.3	0,6.71	0,010.92	0,00017.76	0,1890
0,02.4	0,6.86	0,011.64	0,00019.75	0,1740
0,02.5	0,7.00	0,012.37	0,00021.9	0,1600
0,02.6	0,7.14	0,013.12	0,00024.1	0,1480
0,02.7	0,7.27	0,013.89	0,00026.5	0,1370
0,02.8	0,7.41	0,014.67	0,00029.0	0,1280
0,02.9	0,7.54	0,015.46	0,00031.7	0,1190
0,03	0,7.67	0,016.27	0,00034.5	0,1110
0,03.2	0,7.92	0,017.92	0,00040.5	0,0980

$H$	$\sqrt{2gH}$	$H\sqrt{gH}$	$H^2\sqrt{g\frac{H}{2}}$	$\frac{1}{H^2}$
0,03.4	0,8.16	0,019.63	0,00047.2	0,0870
0,03.6	0,8.40	0,021.4	0,00034.4	0,0770
0,03.8	0,8.63	0,023.2	0,00062.3	0,0690
0,04	0,8.85	0,025.0	0,00070.9	0,0620
0,04.2	0,9.07	0,026.9	0,00080.0	0,0570
0,04.4	0,9.29	0,028.9	0,00089.9	0,0520
0,04.6	0,9.50	0,030.9	0,00100.5	0,0470
0,04.8	0,9.70	0,032.9	0,00111.7	0,0430
0,05	0,9.90	0,035.0	0,00123.7	0,0400
0,05.25	1,0.14	0,037.7	0,00139.8	0,0360
0,05.5	1,0.38	0,040.4	0,00157.0	0,0350
0,05.75	1,0.62	0,043.2	0,00175.5	0,0300
0,06	1,0.84	0,046.0	0,00195.2	0,0278
0,06.25	1,1.07	0,048.9	0,00216	0,0256
0,06.5	1,1.29	0,051.9	0,00238	0,0257
0,06.75	1,1.50	0,054.9	0,00263	0,0219
0,07	1,1.71	0,058.0	0,00287	0,0204
0,07.25	1,1.92	0,061.1	0,00313	0,0190
0,07.5	1,2.12	0,064.3	0,00341	0,0178
0,07.75	1,2.32	0,067.5	0,00370	0,0166
0,05	1,2.52	0,070.8	0,00401	0,0156
0,08.5	1,2.91	0,077.6	0,00466	0,0138
0,09	1,3.28	0,084.5	0,00538	0,0123
0,09.5	1,3.63	0,091.7	0,00616	0,0111
0,10	1,4.00	0,099.0	0,00700	0,0110
0,10	1,4.00	0,099.0	0,00700	0,0100
0,10.5	1,4.35	0,106.5	0,00791	0,0091
0,11	1,4.68	0,114.2	0,00888	0,0083
0,11.5	1,5.01	0,122.1	0,00993	0,0076
0,12	1,5.54	0,130.1	0,01104	0,0060
0,12.5	1,5.65	0,138.3	0,01223	0,0064
0,13	1,5.96	0,146.7	0,01349	0,0059
0,14	1,6.57	0,164.0	0,01623	0,0051
0,15	1,7.15	0,181.4	0,01929	0,0044
0,16	1,7.71	0,200	0,02270	0,0039
0,17	1,8.25	0,219	0,02640	0,0035
0,18	1,8.78	0,239	0,03040	0,0031
0,19	1,9.30	0,259	0,03480	0,0027.7
0,20	1,9.80	0,280	0,03960	0,0025.0
0,21	2,0.3	0,301	0,04470	0,0022.7
0,22	2,0.8	0,323	0,05030	0,0020.7
0,23	2,1.2	0,345	0,05620	0,0018.9
0,24	2,1.7	0,368	0,06250	0,0017.4
0,25	2,2.1	0,391	0,06920	0,0016.0
0,26	2,2.6	0,415	0,07630	0,0014.8

TABLAS. ALTURAS DE VELOCIDAD Y ALTURAS CRÍTICAS

$H$	$\sqrt{2gH}$	$H\sqrt{gH}$	$H^2\sqrt{g\frac{H}{2}}$	$\frac{1}{H^2}$
0,27	2,3.0	0,439	0,08390	0,0013.7
0,28	2,3.4	0,464	0,09180	0,0012.8
0,29	2,3.8	0,489	0,10030	0,0011.9
0,30	2,4.2	0,514	0,10910	0,0011.1
0,32	2,5.0	0,567	0,12820	0,0009.8
0,34	2,5.8	0,621	0,14920	0,0008.7
0,36	2,6.6	0,676	0,17210	0,0007.7
0,38	2,7.3	0,733	0,19700	0,0006.9
0,40	2,8.0	0,792	0,22400	0,0006.2
0,42	2,8.7	0,852	0,25300	0,0005.7
0,44	2,9.4	0,914	0,28400	0,0005.2
0,46	3,0.0	0,977	0,31800	0,0004.7
0,48	3,0.7	1,041	0,35300	0,0004.3
0,50	3,1.3	1,107	0,39100	0,0004.0
0,52.5	3,2.1	1,191	0,44200	0,0003.6
0,55	3,2.8	1,277	0,49700	0,0003.3
0,57.5	3,3.6	1,365	0,55500	0,0003.0
0,60	3,4.3	1,455	0,61700	0,0002.78
0,62.5	3,5.0	1,547	0,68400	0,0002.56
0,65	3,5.7	1,640	0,75400	0,0002.37
0,67.5	3,6.4	1,736	0,82900	0,0002.19
0,70	3,7.0	1,833	0,90700	0,0002.04
0,72.5	3,7.7	1,933	0,99100	0,0001.90
0,75	3,8.3	2,030	1,07800	0,0001.78
0,77.5	3,9.0	2,140	1,17000	0,0001.66
0,80	3,9.6	2,240	1,26700	0,0001.56
0,85	4,0.8	2,450	1,47400	0,0001.58
0,90	4,2.0	2,670	1,70100	0,0001.23
0,95	4,3.2	2,900	1,94700	0,0001.11
1,00	4,4.3	3,130	2,21000	0,0001.00



TABLA DE ALTURAS RELATIVAS  
EN LOS RESALTOS

$\frac{h_0}{h_c}$	$\frac{h_1}{h_c}$
0,10 <sup>1/4</sup>	4,4
0,12	4,0
0,14	3,7
0,16	3,4
0,18	3,2
0,20	3,1
0,25	2,7
0,30	2,4
0,35	2,2
0,4	2,0
0,5	1,8
0,6	1,5
0,7	1,4
0,8	1,2
0,9	1,1
1,0	1,0



## ANEXO



ESTUDIO EXPERIMENTAL  
DEL  
ESCURRIMIENTO CRÍTICO

PRODUCIDO POR ANGOSTAMIENTOS

---

Estudios experimentales del marco partidor  
de Angostamiento. Estudios y datos del  
marco de Barrera.

FCO. JAVIER DOMINGUEZ S.



SANTIAGO DE CHILE  
IMPRESA CERVANTES  
MONEDA, 1170

1917



## INTRODUCCIÓN

El año pasado dictó Ramón Salas E., en el sindicato de ingenieros de la Universidad Católica, unas cuantas conferencias sobre el escurrimiento variado y expuso en ellas métodos de cálculo sencillos que hacen fácil abordar esos problemas con resultados positivos.

En síntesis fue esto: dio a conocer que el mínimo de la energía o suma de Bernoulli con que un gasto escurre por un canal es lo que se llama la crisis de la corriente, y que la consideración de este escurrimiento crítico como punto de mira facilita los cálculos de escurrimiento variado. Como aplicaciones de su método de cálculo dio a conocer sucintamente la teoría de dos tipos de marcos partidores, el marco de barrera y el de angostamiento.

Ningún hidraulicista se detiene a estudiar el escurrimiento crítico. Flamant, por ejemplo, apenas lo menciona; el señor Salas ha señalado su propiedad de energía mínima.

La más útil quizá de sus aplicaciones es precisamente la de partición de aguas. En nuestro país, donde el problema es de constante aplicación, creemos que esos tipos de marcos antes mencionados, a medida que vayan estando al alcance de todos los ingenieros, se irán extendiendo. El marco de barrera que simultáneamente con don Ramón Salas lo idearon los ingenieros de la Universidad Católica señores Julio Zegers y Daniel Risopatrón, y que lo ejecutaron con resultados halagadores, se está hoy día haciendo universal.

El marco de angostamiento, de concepción más técnica, no ha sido realizado todavía; eso nos impulsó a experimentarlo. Pudimos hacerlo gracias a que los propietarios del canal de Calera de Tango, señores Pedro Ruiz Tagle, Miguel Portales y Eulogio Solar nos proporcionaron su marco. Hicimos en él construcciones provisorias de madera que llenaron muy bien su objeto.

El presente estudio experimental abarca, pues, la producción de la crisis por medio de angostamientos, datos del partidor experimentado de ese tipo y datos sobre el marco de barrera.



# CAPÍTULO I

## ESTUDIO DE LOS INSTRUMENTOS

1. Sus características. Error probable del tubo de Pitot. 2. Error probable del molinete hidráulico, relación del error probable con la velocidad medida. Tara del tubo de Pitot por medio del molinete. Error probable de la tara. 3. Tara deducida de curvas de gasto. 4. Apreciación de estos tarajes.

Nuestros estudios han sido realizados con la ayuda del molinete hidráulico casi en su totalidad, sin embargo fueron comenzados con un tubo de Pitot, que por no ser cómodo y por las influencias de las arenas que parece obstruían los orificios del tubo auxiliar fue abandonado. Nos ha parecido, no obstante, de interés presentar las taras de dicho tubo, efectuadas por medio del molinete, para relacionar las observaciones de ambos aparatos, pues creemos serán de las pocas efectuadas en nuestro país.

El tubo de Pitot<sup>1</sup> usado, un modelo un tanto más de laboratorio que de medida ordinario es de las siguientes características: (figura N<sup>o</sup> 1, lámina N<sup>o</sup> 1):

Tamaño total del tubo 1,25 m.

Longitud de la escala 0,95 m (de 0,25 a 1,20).

Diámetro de los tubos 1,5 cm.

Parte horizontal del tubo 0,23 m.

Diámetro del tubo horizontal 1,5 mm.

(Se comprende que por poco profundo que sea un canal, y muy cerca del agua que se encuentre el puente de aforo, 1,25 es una longitud que hará sumamente odiosas las lecturas en la regla).

El molinete eléctrico usado es del tipo A. Ott Kempten-Baviera.

Sus características principales son:

Diámetro de la hélice 0,05 m.

Distancia de la barra de suspensión hasta la hélice 0,12 m.

Un contacto cada 50 revoluciones de la hélice.

---

<sup>1</sup> Tubo de Pitot con el tubo adicional de Darcy.

Sus taras son  $n < 3,9 - v = 0,089 n + \sqrt{0,0016n^2 + 0,0016}$   
 $n > 3,9 - v = 0,13 n$  siendo  $n$  el número de revoluciones por segundo.

Fueron ejecutadas siete experiencias de tara que aparecen en el cuadro siguiente, con su cálculo respectivo del error probable.

Experiencia	Molinete						Tubo de Pitot				Tara		
	R	T. segs.	R:s	Difs. valor med.	Veloc.	Error prob.	Lecturas cms.	Difs. cm	Difs. valor m	Veloc.	Error prob.	Veloc. molin. Veloc. Pitot	Error probable de la tara
1	100	10,90	9,174				M 113,30-105,80	7,50					
		10,90	9,174				m 112,45-106,25	6,20					
		11,30	8,849				M 113,40-105,65	7,75					
		11,30	8,849				m 112,35-106,10	6,20					
		11,20	8,928				M 112,80-105,80	7,00	6,768	1,146	1,71%	1,018	0,65%
		11,50	8,695	8,975	1,167	0,21%	m 112,35-106,10	6,25					
		11,10	9,001				M 112,95-105,75	7,20					
		11,05	9,05				m 112,25-106,20	6,05					
		10,90	9,174										
		11,30	8,849										
2	150	18,50	8,108				M 111,15-106,65	4,50					
		200	24,30	8,235			m 112,85-108,85	4,00					
		24,00	8,333				M 112,90-108,80	4,10					
		24,30	8,235				m 112,80-108,90	3,90					
		200	24,30	8,235			M 112,95-108,70	4,25					
		200	24,20	8,197			m 112,85-108,75	4,10					
		23,70	8,439	8,319	1,08	1,1%	M 113,05-108,65	4,40	4,0916	0,885	0,94%	1,22	0,37%
		24,50	8,166				m 112,60-108,80	3,80					
		23,50	8,511				M 112,95-108,60	4,35					
		23,70	8,439				m 112,55-108,80	3,75					
24,20	8,197												
3	200	24,80	8,064				M 112,65-108,40	4,25					
		24,50	8,166				m 112,30-108,55	3,75					
		24,20	8,197				M 112,55-108,50	4,05					
		25,00	8,00				m 112,50-108,65	3,85					
		24,10	8,288				M 112,85-108,30	4,55	4,025	0,89	1,83%	1,185	0,72%
		24,30	8,235	8,150	1,055	0,72%	m 112,35-108,70	3,65					
		24,20	8,197				M 112,60-108,55	4,055					
		24,70	8,097				m 112,45-108,70	3,75					
		24,70	8,097				M 112,95-108,35	4,60					
		24,80	8,064				m 112,45-108,70	3,75					
350	42,50	8,23											
4	200	23,30	8,55				M 113,15-108,05	5,10					
		23,20	8,6				m 112,90-108,20	4,70					
		23,10	8,658				M 113,20-108,00	5,20					

Experiencia	Molinete					Tubo de Pitot					Tara	
	R	T. segs.	R:s	Difs. valor med.	Veloc. Error prob.	Lecturas cms.	Difs. cm	Difs. valor m	Veloc. Error prob.	Veloc. molin. Veloc. Pitot	Error probable de la tara	
		22,70	8,810			m 112,75-108,30	4,45					
		23,00	8,695	8,658	1,306 0,97%	M 113,05-108,05	5,00	4,70	0,96 3,06%	1,354	1,16%	
		23,20	8,62			m 112,75-108,20	4,55					
		22,80	8,77			M 112,95-108,15	4,80					
		22,30	8,55			m 112,75-108,25	4,50					
	200	23,30	8,55			M 112,85-108,20	4,65					
	200	23,70	8,43			m 112,50-108,45	4,05					
		22,50	8,88									
		22,80	8,77									
	5	200	24,80	8,064		M 114,20-107,40	6,80					
			24,10	8,298		m 113,25-108,00	5,25					
			24,70	8,097		M 112,85-106,35	6,50					
			23,80	8,40	8,21 1,067 0,99%	m 111,70-107,15	5,55	5,941	1,075 4,02%	0,991	1,89%	
			24,00	8,33		M 112,55-106,55	6,00					
			24,30	8,235		m 112,30-106,75	5,55					
			24,60	8,130								
			24,80	8,06								
	6	200	20,20	9,90		M 114,10-107,50	6,60					
			19,60	10,20		m 113,85-107,60	6,25					
			19,95	10,07	10,014 1,30 1,07%	M 114,25-107,30	6,95	6,525	1,13 0,10%	1,15	0,83%	
			20,10	9,95		m 113,85-107,55	6,30					
			20,10	9,95								
	7	200	23,30	8,583		M 113,70-107,45	6,25					
			23,20	8,62	8,574 1,11 0,61%	m 113,40-107,80	5,60					
			23,50	8,51		M 113,95-107,20	6,75	5,9816	1,08 2,1%	1,027	1,06%	
			23,30	8,583		m 113,15-107,50	5,65					
						M 113,50-107,20	6,30					
						m 112,95-107,60	5,35					

En el cuadro anterior se han calculado los errores probables de cada experiencia por la expresión

$$E = 0,67 \sqrt{\frac{\sum \varepsilon^2}{n - 1}}$$

en que  $E$  es el error de cada medida comparado con el término medio y  $n$  el número de velocidades medidas. En las medidas del tubo de Pitot las experiencias se han hecho tomando las diferencias máximas y mínimas de las columnas líquidas de los ramales, y para el cálculo de los errores parciales se ha combinado una diferencia máxima con una mínima. El error probable aparece calculado en % de la velocidad.

El error probable de la tara será  $\frac{\sqrt{2}}{2} (A + B)$  en que  $A$  y  $B$  son los errores probables del término medio calculados en el siguiente cuadro, y cuyo valor es  $\frac{E}{\sqrt{n}}$ .

El término medio aritmético de las taras es 1.133 tomado así como independiente de la velocidad. Llevadas en abscisas las velocidades y en ordenadas las taras no resulta una curva de fácil interpretación (figura N° 3).

Experien.	Error probable del término medio		Suma	Exper.	Error probable del término medio		Suma
	Molinete	T. Pitot			Molinete	T. Pitot	
1	0,066	0,855	0,9216	5	0,35	2,32	2,67
2	0,10	0,42	0,52				
3	0,21	0,81	1,02	6	0,47	0,71	1,18
4	0,28	1,37	1,65	7	0,31	1,21	1,51

Si trazamos la curva  $Q = f(h)$ , tanto para los aforos del molinete como del tubo de Pitot, referidas a la misma sección, podemos encontrar otra relación entre las medidas de velocidades de ambos instrumentos, puesto que a una misma altura (y por lo tanto igual sección) resultarán gastos diferentes y los gastos estarán entre sí como las velocidades.

Tres aforos fueron practicados con el tubo de Pitot, cuyos datos aparecen en el siguiente cuadro:

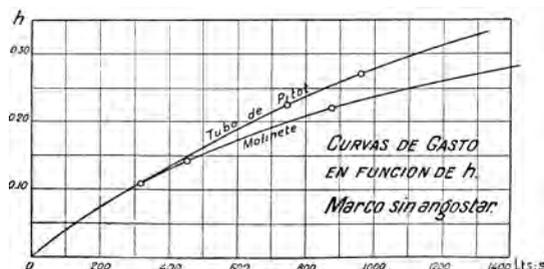
Aforo	$h$	$Q$
1	0,27	0,959 m <sup>3</sup> :s
2	0,225	0,745
3	0,16	0,515

Los tres practicados a 0,40 m de la punta de diamante del marco existente. De molinete tenemos dos, según los siguientes datos:

Aforo	$h$	$Q$
1	0,22	0,879 m <sup>3</sup> :s
2	0,14	0,450

De las curvas trazadas en la figura N° 2 con los datos de estos aforos deducimos el cuadro siguiente:

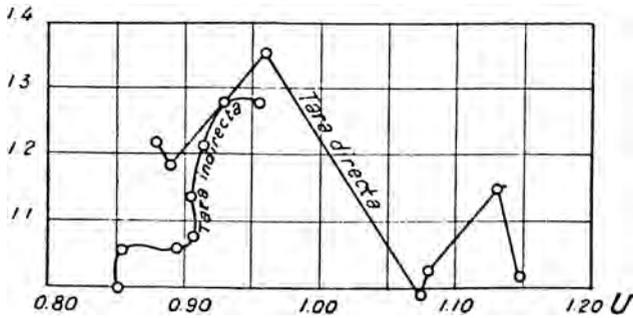
Figura N° 2



<i>h</i>	<i>Gasto lts: s</i>		<i>Tara</i>	<i>U</i>
	<i>Mol.</i>	<i>T. Pitot</i>		
0,12	355	355	1	0,853
0,14	450	425	1,059	0,86
0,16	530	500	1,06	0,896
0,18	620	575	1,078	0,916
0,20	735	645	1,139	0,911
0,22	880	725	1,213	0,93
0,24	1.050	820	1,280	0,96

Los aforos no permiten más puntos de este cuadro; parece, a juzgar por el sentimiento de las curvas de gasto, que los valores de las taras vuelven a decrecer a partir de  $h = 0,24$ ; así para  $h = 0,26$ , continuando la curva de los aforos de molierte, tendríamos que el valor de la tara sería 1, 267 ( $v = 0.994$ ) (figura N° 3).

Figura N° 3  
Tara del tubo de Pitot



Como dijimos al empezar, el tubo no marchó regularmente durante los aforos; introducido previo un lavado en un mismo punto, nos dio con la misma altura en el limnómetro desnivelaciones totalmente distintas; nuestro trabajo fue ejecutado en un canal de aguas muy cargadas de arenas, de manera que es natural atribuir a obstrucciones en los orificios del tubo adicional de Darcy esas irregularidades. Las experiencias de taraje fueron ejecutadas siempre con tubo lavado en agua potable, cuidando de hacerlo lo mejor posible. A primera vista las experiencias de taraje directo puede parecer que dan valores muy desfavorables para el tubo de Pitot, pero hay que tener presente que las velocidades son pequeñas y, por lo tanto, las oscilaciones de las columnas líquidas son comparables a las desnivelaciones correspondientes a las velocidades  $(\frac{v^2}{2g})$ . Las experiencias de taraje fueron ejecutadas a 0,40 m de la punta de diamante del marco existente ahí, el choque de los filetes con las paredes de la punta (que por su forma angular se producían), hacía que el nivel de la superficie libre se llevara oscilando en mucho mayor escala que en cualquiera otra sección del canal; esto naturalmente aumentaba grandemente las oscilaciones de las columnas líquidas del tubo.

Las curvas de gasto en función de la altura son para el objeto de tarar el tubo un tanto escasas de puntos; la del molinete llena los objetos para los cuales fue trazada, y francamente al hacerla no se tuvo en vista que se utilizara para el tarado del tubo de Pitot.

## CAPÍTULO II

### EN EL CANAL PRIMITIVO

1. Descripción del trozo de canal. 2. Curvas de aforos y de Bernoulli. 3. Levantamiento del eje hidráulico y de las secciones y transversales. 4. Deducciones hechas respecto al coeficiente  $C$ . 5. Valores del radio medio en función de la altura de agua, y de la raíz de la sección.

El canal de nuestras experiencias es el de Calera de Tango. Arranca del Maipo a unas 20 cuadras aguas arriba del puente de los Morros, unido al canal de Espejo; se separa de él llevando las dotaciones de varias hijuelas de la antigua hacienda de La Calera y del fundo El Oliveto. A una cuadra aguas abajo del marco que entrega las aguas de este último fundo está situado el partididor que entrega las aguas a la hijuela de Lonquén. Después de este marco quedan en el canal 72.185 regadores del Maipo que se reparten en un nuevo partididor, situado a 35 metros aguas abajo del de Lonquén, en 30.80 rgds. del fundo La Ce y 41.385 rgds. de las hijuelas El Recuerdo y Sto. Domingo de la Calera.

Nuestro estudio de marco de angostamiento se ha hecho en este último partididor.

El plano de la figura N° 4, lámina I, da una idea de las condiciones del trozo de canal estudiado. A 72 m aguas arriba de la punta de diamante de nuestro marco, el canal tiene un codo casi en ángulo recto. La sección del canal tronco es muy ancha con relación a la altura de agua (3,50 con alturas de 0,30 a 0,50) y una pendiente alrededor de 0,008. El lecho, cuyo fondo es de ripio y cuyas paredes son de champas, tanto en el tronco como en los ramales, es bastante regular.

El partididor de Lonquén, del tipo de los marcos del canal de Maipo, tiene caída (véase el perfil longitudinal) y tanto este marco como el del Oliveto fueron preciosos auxiliares para producir variaciones de caudal en nuestro partididor.

El marco de las experiencias, de albañilería de ladrillos en las paredes y albañilería de piedra en el fondo, tiene 5 m de longitud antes de la punta de diamante; el ancho en esa parte es de 3,54 m. La punta de diamante, de forma angular, de albañilería de ladrillos maciza, con guarnición de metal en el extremo, tiene un ángulo de  $33^\circ$  y desvía los dos ramales: al menor, que llamaremos de La Ce lo desvía

15° y 18° al más grande que llamaremos de Calera. La desviación de los ramales se hace en la misma sección normal al eje del canal entrante, en que está la punta de diamante. Los anchos de las salientes son proporcionales a los derechos que en total son 72.185 regadores, como se ve en este cuadro.

<i>Ramal</i>	<i>Derechos</i>	<i>Anchos</i>			
		<i>Normal al eje del tronco</i>		<i>Normal al eje del ramal</i>	
		<i>Efectivo</i>	<i>Correspond.</i>	<i>Efectivo</i>	<i>Correspond.</i>
La Calera	41.385	2,04	2,03	1.945	1.943 <sup>2</sup>
La Ce	30.80	1,50	1,1	1.445	1.447

De este cuadro se deduce que para los anchos proporcionales a derechos se ha tenido en cuenta la desigual desviación, haciéndolos efectivos según los ejes de los ramales desviados.

La longitud de los ramales construida de albañilería es de 3,34 m en el ramal La Calera y 3,40 en el de La Ce, contados sobre el eje de cada saliente. Al final de la albañilería hay en cada ramal una caída, no colocada en una sección perpendicular al eje del ramal sino más bien al eje del canal entrante; decimos más bien, pues por defectos de ejecución tampoco son rigurosamente normales a ese eje.

A 30 m aguas abajo de la caída hay en cada ramal un contramarco de albañilería de 0,60 m de espesor, con caída inmediata bastante apreciable (0,5 o 0,6); los anchos son de 1,52 en el ramal La Ce y 2,03 m en el La Calera, o sea, proporcionales a los derechos.

Los ramales, en la sección comprendida entre el marco y el contramarco, van casi paralelos entre sí, lo que ocasiona a la salida del marco un codo apreciable, puesto que sus ejes forman un ángulo de 33° en el marco.

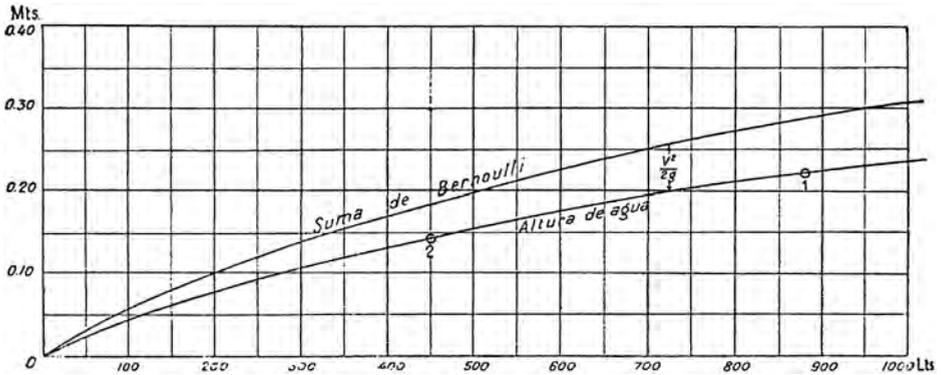
Como estudios previos al angostamiento hemos hecho aforos con distintas alturas de agua y un levantamiento prolijo del fondo y eje hidráulico.

Los aforos ejecutados han sido seis en una sección del canal entrante situada 0,50 m aguas arriba de la punta de diamante; su objeto es trazar las curvas que nos den la altura de agua y la energía o suma de Bernoulli para cada gasto. El número de aforos de molinete es escaso, pero como la curva que resulta es muy regular nos parece suficientemente exacta en la parte utilizable que es casi una recta (400 a 1.000 l: s) (figura N° 5).

Además de los aforos de que hablamos al tratar de las taras del tubo de Pitot, realizamos uno en cada ramal para conocer el error de partición del marco existente; el gasto total, suma de los dos parciales de este aforo, es 322 l/s: s; sobre el error de partición, por razones que es fácil colegir, no daremos datos, sólo avanzaremos que pasó de 10% sin señalar cuál es el ramal perjudicado. Este aforo tiene su aplicación en las consecuencias que vamos a señalar deducidas del levantamiento del eje hidráulico.

<sup>2</sup> Las diferencias entre el efectivo y el correspondiente son sin duda error de construcción; por lo demás son pequeñísimas.

Figura N° 5



El levantamiento del fondo y eje hidráulico ha sido hecho, desde la caída del marco de Lonquén hasta la punta de diamante de nuestro marco, en el canal tronco y desde ésta hasta el contramarco en cada ramal, por puntos cada 2,50 m y en las secciones que presentaban particularidades. Además se han medido prolijamente secciones transversales que caracterizan el trozo intermedio (véanse figuras N° 6, 7, 8, 9 y 10, láminas I y II).

Con estos datos, y conociendo el gasto (deducido de la curva para el canal tronco y de la curva y la partición efectiva para los ramales), podemos calcular los valores del coeficiente  $C$  de la fórmula  $U = C\sqrt{R}J$  y compararlos con los valores que da Bazin, con el objetivo de formarnos una idea de la naturaleza de paredes de nuestro canal referida a las “categorías” que señaló el gran experimentador.

Generalmente hacia aguas arriba de un marco se encontrará escurrimiento variado como sucede en nuestro caso, e igualmente en los ramales, por efecto del contra marco, por lo tanto la pendiente del fondo nada nos dice respecto a  $J$ , pendiente del plano de carga<sup>3</sup>. Para encontrar ese valor calcularemos las sumas de Bernoulli y haremos sus incrementos negativos.

En los cuadros siguientes aparecen los valores de  $C$  calculados.

Perfil	Canal Tronco										Valor de $C$	
	$h$ m	$\Omega$ $m^2$	$V$ m.s	$\frac{U^2}{2g}$ m	$B$ m	Cota del plano de carga <sup>4</sup>	$J$	$R$	$RJ$	$\frac{U}{\sqrt{RJ}}$	Bazin 4ª cat.	Bazin 5ª cat.
5,00	0,285	1,00	1,05	0,056	0,341	10,302		0,243	0,0468	21,4	24	19,2
7,50	0,39	1,148	0,71	0,026	0,416	10,327		0,293	0,0514	22,3	25,5	20,5
17,50	0,30	0,903	1,17	0,070	0,37	10,423		0,225	0,045	26,0	23,2	18,5
20,00	0,34	1,140	0,92	0,043	0,383	10,419		0,256	0,048	23,7	24,3	19,5
26,40	0,68	1,931	0,545	0,0155	0,696	10,495		0,441	0,063	30,6	29,2	24

<sup>3</sup> Supongamos un fondo de pendiente cero y tomémoslo de plano de comparación: supuestas dos secciones, las de aguas arriba con suma de Bernoulli  $B_0$  y  $B_1$  la de aguas abajo, siendo  $L$  la distancia entre ellas  $B_0 = B_1 + JL$  de donde  $\frac{B_0 - B_1}{L} = J$ .

<sup>4</sup> Referida al implantillado cuya cota es 10.00.

Como valor de  $J$  tomamos uno medio por dos razones:

- 1º porque los de todos los trozos parciales son muy parecidos<sup>5</sup> y
- 2º porque errores hasta de 10% en el cálculo de  $J$  influyen en mucha menor proporción en el de  $C$ .

El gasto que corresponde, obtenido de la curva es 1.050 l/s para  $h = 0,24$  m en el limnómetro.

En este cuadro, en el siguiente y siempre que nos refiramos a una altura ( $h$ ) de agua en secciones irregulares, se suponen medidas en el eje del canal.

Perfil	Ramal La Calera <sup>6</sup>										Valor de $C$	
	$h$	$\Omega$	$U$	$\frac{U^2}{2g}$	$B$	Cota del plano de carga	$J$	$R$	$RJ$	$\frac{U}{\sqrt{RJ}}$	Bazin 4ª cat.	Bazin 5ª cat.
4,40						10,35		0,313		18,3	26,2	21,2
7,50						10,317		0,228		19,6	23,4	18,7
10,00						10,345		0,250		20,0	24,2	19,7
22,50						10,142		0,248		20,8	24	19,7
30,00						10,083		0,256		19,8	24,4	19,6

No pretendemos al presentar estos resultados trazar la curva de  $C$  en función de  $R$ ; son demasiado escasos y faltos de prolijidad para ese objeto, solamente hemos querido ver si había analogía entre los resultados nuestros y los de Bazin. En realidad estimamos que la concordancia aparece clara y podemos colocar nuestro canal en una categoría cercana a la 5ª de Bazin, canales en tierra muy irregulares. Nuestro canal tiene el fondo formado de ripio grueso y las paredes de champas, y como las secciones son de un gran ancho relativo a la altura, el fondo es un tanto por ciento muy subido del perímetro mojado, y podemos concluir que en esas condiciones un canal regular (bastante lo es éste) parece asimilarse a la 5ª categoría de Bazin; la sección del perfil 26,40 (canal Tronco) cuyo fondo es en gran parte de arena fina, ha dado un valor de  $C$  muy cercano a la 4ª categoría; hacemos esta observación como un dato aportado a nuestra aseveración sobre el fondo de ripio.

El levantamiento de las secciones transversales nos permite formar tablas que relacionen todos los elementos de esas secciones, de suerte que hemos calculado, a más del perímetro mojado y el radio medio, el valor de  $\sqrt{\Omega}$ . Parece interesante y útil hacer gráficos que nos den valores del radio medio en función de  $\sqrt{\Omega}$ : en muchas cuestiones se presenta la relación de  $R$  y  $\Omega$  en canales naturales de lecho ancho (pero muy lejos del perfil clásico de ancho indefinido) y siempre se recurre a valores tomados a priori que nada tienen de real. Tratamos ante todo de encontrar una relación sencilla y comprobar si satisface, con algún grado de aproximación, a todos los valores calculados.

<sup>5</sup> Hay valores de  $B$  con errores, que quedan de manifiesto en la columna de las cotas del plano de carga. Seguramente ese error proviene de los datos del levantamiento. Otra razón para no calcular las  $J$  parciales.

<sup>6</sup> Las columnas que quedan en blanco son debidas a que no damos los datos del gasto en este ramal para  $h = 0.24$  en el limnómetro. No damos tampoco los datos del otro ramal.

Hemos llevado para cada perfil medio en ordenadas y los valores de en  $\sqrt{\Omega}$  abscisas (véase las tablas, Apéndice) y así con los puntos calculados se ha construido la curva para cada uno; el total de puntos es de 241. Como se ve en el gráfico (figura N° 11); tenemos valores de  $R$  entre 0,10 y 0,5 para valores de  $\sqrt{\Omega}$  de 0,4 a 1,55. Trazamos sobre estas curvas la recta que arrancando desde el origen deje el mismo número de puntos sobre ella y debajo de ella. Esa recta tiene la siguiente ecuación:

$$R = 0,29 \sqrt{\Omega}$$

Las rectas que dejarán 40% sobre y 60% bajo ella y viceversa tienen respectivamente las siguientes ecuaciones.

$$R = 0,303 \sqrt{\Omega}$$

$$R = 0,273 \sqrt{\Omega}$$

el error de cada una de ellas respecto al término medio se presenta en el 20% de los casos, y es por lo tanto un error que es el 40% del probable, según nos da la tabla de probabilidades.

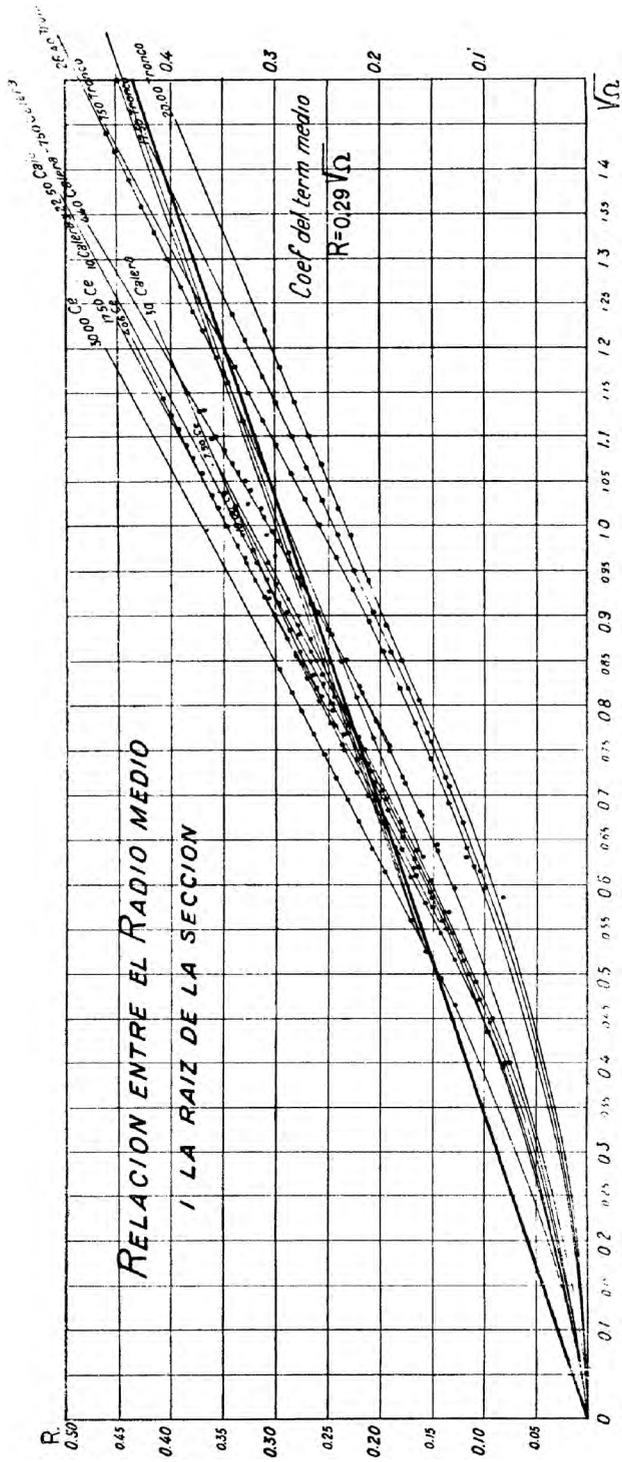
$$\text{o sea, } 0,303 - 0,29 = 0,013$$

$$0,29 - 0,273 = 0,0017$$

La semisuma de estas diferencias es 0,015

$$\text{Tendremos } 0,4 \times 0,015 = 0,006$$

Figura N° 11



## CAPÍTULO III

### MARCOS PARTIDORES DE ESCURRIMIENTO CRÍTICO

1. Sus tres distintivos. Teoría general. 2. Cálculo gráfico del gasto determinante al marco de angostamiento. 3. Pérdidas de carga del marco de angostamiento. 4. Cálculo gráfico del marco de barrera. 5. Pérdidas de carga del marco de barrera.

Un marco partididor es, como su nombre lo indica, una construcción colocada en un canal que divide las aguas conforme a derecho. En las regiones norte y central de Chile nuestros ríos son de un régimen variable durante el año y aun variable dentro de un mismo día; dependiendo sus caudales, principalmente del derretimiento de nieve, son, más o menos, proporcionales a la temperatura ambiente; de ahí sus máximos de gasto en los meses de noviembre, diciembre y enero, y sus mínimos en junio y julio, aunque en éstos sea mayor la caída de nieve y lluvia. Las variaciones diurnas son muchísimo menos sensibles en ríos de muchos afluentes, de condiciones y longitudes diferentes; dependientes de las variaciones de temperatura en las distintas horas del día, son la resultante de las variaciones de gasto de los afluentes y serán distintas según donde se considere. Se comprende, entonces, por qué el problema del marco partididor se dificulta teniendo que ser el aparato automático que en todo momento, sea cualquiera el gasto del canal, lo divida en partes proporcionales a derechos.

De todos son conocidos los partididores del canal de Maipo, de 1,5 pulgadas de ancho por regador, tan generalizados, y que tan poco toman en cuenta las condiciones hidráulicas sustanciales del problema; también es de todos conocida la serie de modificaciones: la pared curva del saliente, las troneras que igualan los niveles de los salientes, etc., que sin abordar el problema en su verdadero terreno, tienden a subsanar los escollos de la partición.

Tomando en cuenta las condiciones de escurrimiento en el pasante y saliente, es como se debe sentar el marco partididor, las influencias de aguas abajo no deben llegar a la partición, y la velocidad media de cada vertical deber ser la media total en todo el ancho del canal entrante en la sección donde se verifica la partición. Éstos son los tres distintivos del marco de escurrimiento crítico.

Definamos, antes de tratar de ellos.

Hay una altura de escurrimiento de un gasto en una sección de un canal de forma cualquiera en que la energía o suma de Bernoulli es mínima, esa altura se llama altura crítica y la corriente se dice que está en crisis.

En tal caso<sup>7</sup>

$$U = \sqrt{g \frac{\Omega}{l}}$$

siendo  $l$  el ancho superficial del canal. Este valor de  $U$  es el mismo de la velocidad de propagación de la onda en aguas tranquilas.  $\frac{\Omega}{l}$  se llama profundidad media; en una sección rectangular de ancho  $l$ ,  $\frac{\Omega}{l} = H$ ; atendiendo a esto, en general, podemos poner  $U = \sqrt{gH}$  tomando  $h$  como alt. del rectángulo de ancho  $l$  y la superficie equivalente  $\frac{U^2}{2g} = \frac{H}{2}$  y el valor del Bernoulli en sección rectangular:  $B = \frac{3}{2}H$ , relación a que aludiremos comúnmente.

Como es sabido, el escurrimiento crítico es el paso de escurrimiento de río a torrente<sup>8</sup> y se le encuentra producido en una caída, y en la cresta del vertedero de pared gruesa; se le puede obtener angostando un canal hasta que se verifique la condición  $\frac{U^2}{2g} = \frac{H}{2}$

<sup>7</sup> La suma de Bernoulli, supuesta despreciable la pendiente y rigiendo la ley hidrostática, es  $B = h + \frac{\alpha U^2}{2g}$  siendo  $h$  la altura y  $U$  la vel. media,  $\alpha = 1.11$ , más o menos.

Siendo  $Q$  el gasto constante, se tiene :

$$\frac{dB}{dh} = 0 = 1 + \frac{\alpha U}{g} \frac{dU}{dh}$$

$$\frac{dQ}{dh} = 0 = \frac{d}{dh} U \Omega = U \frac{d\Omega}{dh} + \Omega \frac{dU}{dh} = 0; \quad \frac{dU}{dh} = -\frac{U}{\Omega} \frac{d\Omega}{dh}; \quad \frac{d\Omega}{dh} = 1, \text{ ancho superficial, luego:}$$

$$1 - \frac{\alpha U^2}{g\Omega} = 0;$$

Si  $\alpha$  lo tomamos igual a la unidad

$$U = \sqrt{g \frac{\Omega}{l}}$$

<sup>8</sup> El coeficiente  $\frac{\alpha i}{bg}$  puesto en otra forma es  $\frac{\alpha i C^2}{g}$  (Flamant, p. 239, edición de 1909), en un caso se tiene río si dicho coef. es mayor que 1 y torrente si es menor. La pendiente crítica queda dada por la relación

$$\sqrt{g \frac{\Omega}{l}} = C \sqrt{Ri} = C \sqrt{\frac{\Omega}{\chi} i}$$

$i = \frac{g}{C^2} \frac{\chi}{l}$  pero  $\frac{\chi}{l}$  tiende a 1 en canales muy anchos y tenemos  $\frac{i C^2}{g} = 1$ , que es en la forma de que parte Flamant para la discusión, hemos supuesto  $\alpha = 1$ . Torrentes i'  $\frac{i C^2}{g} > 1$  o sea

$$\frac{i C^2}{g} > 1 \text{ y viceversa para los ríos.}$$

La cantidad  $\frac{\alpha U^2}{g \cos i} \frac{1}{\omega}$ ; poniendo  $\cos i$  y  $\alpha = 1$  y poniendo  $\frac{\omega}{l} = H$  queda

$$\frac{U^2}{gh}$$

La comparación de esta cantidad con la unidad, nos da  $U = \sqrt{gH}$ , fórmula encontrada para la velocidad crítica, y se llaman torrentes los escurrimientos que dan  $\frac{U^2}{2g} > 1$  o  $\frac{U^2}{gH} > \frac{H}{2}$ ; y viceversa para los ríos.

Producida, pues, la crisis las ondas no remontarán, o sea, se anularán las influencias de aguas abajo.

El gasto crítico queda dado por la expresión:

$$Q = \Omega \sqrt{gh}$$

En sección rectangular y por metro de ancho:

$$Q_1 = H \sqrt{gh}$$

ecuación que da la altura crítica para gasto dado.

Esta ecuación se convierte en  $\frac{Q_1^2}{g} = H^3$

En un canal de pendiente dada de dos modos, se puede producir el escurrimiento crítico, o peraltando el fondo, o angostándolo. Los marcos partidores se comprende, se pueden ejecutar de ambas. Los que peraltan el fondo son los que se llaman de barrera y de angostamiento los otros.

Analicemos los tres distintivos del marco de escurrimiento crítico.

I. Hemos dicho que su cálculo se basa en las condiciones de los ramales, en efecto estudiémoslo.

En el marco de Barrera. Para un gasto  $Q$  del entrante, se conoce conforme a los derechos los gastos  $Q_1$  y  $Q_2$  del pasante y saliente, e igualmente las sumas de Bernoulli  $B_1$  y  $B_2$  correspondientes; y al adoptar el tipo de barrera, se puede hacer hipótesis desfavorables sobre la pérdida de carga  $\lambda$  que ella produce.

(La forma de la sección de los ramales sea cualquiera y su radio medio, etc., diferente y nada proporcional a derechos).

Tomando el mayor de estos valores,  $B_1$ , por ejemplo, se hará el cálculo del marco.

En el entrante de un ancho  $l$ , el gasto por metro de ancho, es  $\frac{Q}{l}$ ; a este gasto unitario corresponde una altura crítica  $H^0$  (o  $\frac{\omega}{l}$  si la sección no es rectangular).

Conocido  $H$  (o la altura que corresponde a  $\frac{\omega}{l}$  si la sección no es rectangular); tenemos que el Bernoulli sobre la barrera vale

$$\frac{3}{2} H$$

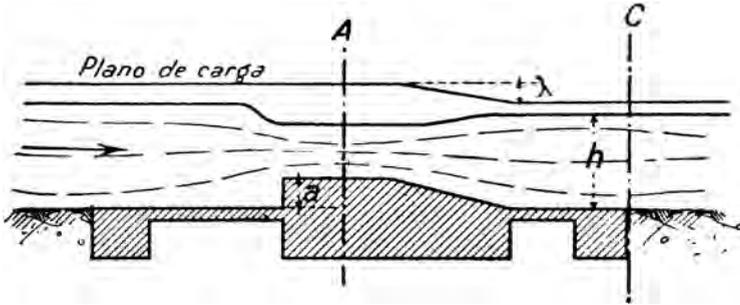
Aplicando el teorema de Bernoulli desde la Sección C hasta A (figura N° 12) supuestos despreciables los frotamientos y una forma de barrera tal como la de la figura, que no origine pérdidas de carga  $\lambda$ , grandes, (que nunca serán nulas en absoluto), tomando como plano de referencia el del fondo del canal, horizontal en un marco generalmente tendremos:

<sup>9</sup> La  $H$  crít. La calculamos si la sec. es rectang. o por la expresión  $H = \sqrt{\frac{Q^2}{g}}$  o mejor por las tablas de vertederos de Flamant con coef. 0.7 en efecto: la fórmula de vertederos  $Q = mh \sqrt{2gh}$  y la de  $Q$  crítico puesta en esta forma, resulta

$$Q = \frac{H}{\sqrt{2}} \sqrt{2} \sqrt{gh} \text{ o sea } 0,71 H \sqrt{2gH}$$

Si no se trata de secc. rectangular, la expresión se tomará en su forma  $\frac{\omega}{l} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$  y se procede por tanteos.

Figura N° 12



$$\frac{3}{2} H + a = B_1 + \lambda$$

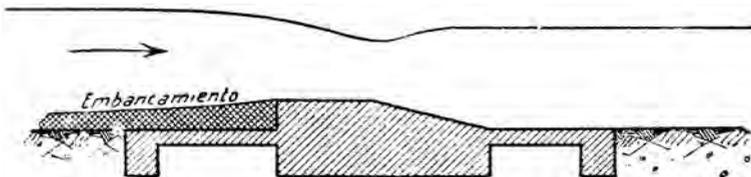
y tendremos  $a$ , altura de la barrera en función de elementos conocidos.

$$a = B_1 + \lambda - \frac{3}{2} H$$

Volveremos luego sobre cuál es el gasto para el que se debe calcular el marco en un canal de gasto variable. Hagamos inmediatamente las observaciones siguientes:

- 1° La altura  $a$  puede ser la justa para producir la crisis y en eso está precisamente la diferencia entre este marco y el marco de vertedero, que exige gran altura de barrera.
- 2° Si la barrera tiene una forma bien estudiada para que no se produzcan choques o grandes pérdidas de carga, el eje hidráulico aguas arriba del marco será sensiblemente como si la barrera no existiera, por lo tanto con una barrera de altura necesaria para producir la crisis, pero no más alta, se puede construir este marco en un canal de cualquier pendiente sin temor de producir remanso.
- 3° La forma del eje hidráulico es la de la figura N° 12, pero en caso de embancamiento se convertirá en la de la figura N° 13, conviene, pues, para estar seguro de la producción de la crisis en una sección sobre la barrera bien definida quitar a menudo el embancamiento. Además con el mismo objeto de obtener la crisis sobre la barrera, conviene hacerla de una dimensión algo grande en el sentido del eje del canal. Esta observación tiene su valor respecto a la colocación de la punta de diamante.

Figura N° 13



- 4° Si se desea no producir un gran aumento de velocidad sobre la barrera se podrá ensanchar el canal hasta conseguir que la velocidad media se conserve igual, si se quiere (tipo del gran marco del canal del Maule)<sup>10</sup>.
- 5° La regularización del canal aguas arriba contribuirá a la igualdad de velocidades a lo ancho del canal.
- 6° Conviene una punta de diamante que se interne sobre la barrera en forma de lámina delgada que no desvíe los filetes; tendremos ocasión de hacer mayores observaciones al respecto.

*El marco de angostamiento.* Como en el de barrera tenemos los datos  $Q$ ,  $Q_1$ ,  $Q_2$ ,  $B_1$  y  $B_2$  y  $\lambda$ .

Si como antes supusimos  $B_1$  es mayor que  $B_2$  calcularemos el marco de la manera siguiente:

El angostamiento debe ser tal que se produzca en él el escurrimiento crítico, luego el Bernoulli en la sección A vale

$$\frac{3}{2} H$$

Despreciando los frotamientos, aplicaremos Bernoulli a las secciones A y C y tendremos la relación (figura N° 14).

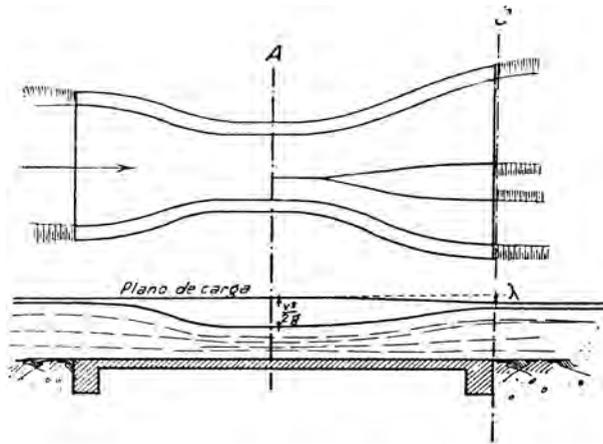
$$\frac{3}{2} H = B_1 + \lambda$$

que nos da el valor de h; pero a la altura H corresponden  $Q_1$  m<sup>3</sup> por metro de ancho, luego

$$Q_1 \cdot 1 = Q$$

siendo 1 el ancho que debemos dar al angostamiento. (Los cálculos se modifican como ya hemos indicado en la sección trapecial).

Figura N° 14



<sup>10</sup> En este marco además de la razón indicada para el ensanchamiento está la siguiente: se tomó como valor de la pérdida de carga producida por la barrera la diferencia de alturas de velocidad sobre la barrera y aguas abajo de ella, de modo que convenía hacerlas lo más parecidas posibles.

Nos sugiere las siguientes observaciones generales:

- 1º Es una ventaja innegable de este marco que no altere el fondo del canal.
- 2º Conviene a este marco las observaciones 5ª y 6ª que hicimos sobre el marco de barrera; hablaremos detalladamente al tratar de nuestras experiencias.

II. El segundo distintivo. La partición no queda afectada por las influencias de aguas abajo, ya lo hemos demostrado al definir la crisis, y en el cálculo del marco queda de manifiesto también; en un canal de régimen variable se hará él para el gasto que produce la barrera más alta en el marco de barrera, y el ancho mínimo para el de angostamiento.

Observemos que a este distintivo se puede alegar que no es una novedad, ni exclusivo de los marcos de que tratamos, pero démonos cuenta que, si bien es cierto que con una caída en cada ramal y otra en los contramarcos se consigue este objeto en los demás partidores, aquí la anulación de las influencias de aguas abajo, por la producción de la crisis, es el factor principal de la partición. Además, siendo esta anulación producida en la misma sección en que se parten las aguas, el saliente puede desviarse en ángulo recto respecto al entrante si se quiere. Conocemos varios ejemplos en marcos de barrera<sup>11</sup>.

Colocada la P.D. en la sección en que hay escurrimiento crítico, no tendremos que temer la influencia de la introducción de una pared nueva, pues en realidad se la tomó en cuenta al partir del valor de la energía o suma de Bernoulli del ramal.

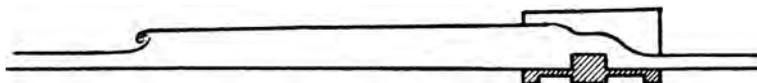
III. El tercer distintivo, que es sin duda el capital, consiste en que todos los filetes reciben un incremento igual de altura de velocidad, por lo tanto, se uniforman quedando prácticamente iguales. Esta cuestión merece ser estudiada en detalle; lo haremos con los datos experimentales en el capítulo v.

La punta de diamante en forma de lámina delgada es a este respecto un auxiliar, pues no desvía los filetes, y no altera por lo tanto la repartición de velocidades.

Los anchos del pasante y saliente serán entonces proporcionales a los derechos.

Si el régimen del canal en que se va a establecer un marco fuera del torrencial, no habría necesidad de producir el escurrimiento crítico porque se tendría seguridad que no habría influencias de aguas abajo, pero la crisis tendrá siempre por objeto la regularización de velocidades, pues aguas arriba del marco habría escurrimiento por río (figura N° 9) y un resalto fácil de preveer<sup>12</sup>.

Figura N° 15



Dimos el cálculo del marco de escurrimiento crítico, pero cabe inmediatamente la pregunta: en un canal de gasto variable ¿cómo se ha de calcular el angostamiento o la barrera? Vamos a tratar de estudiarlo.

<sup>11</sup> Véase capítulo VI y figura N° 80 lámina VIII.

<sup>12</sup> ¿Importa la producción del resalto? ¿Por qué siempre se lo evita?

Emprendimos el estudio analítico, pero tanto para el caso de angostamiento como de barrera hemos planteado las ecuaciones, que resultan larguísimas, de modo que lo abandonamos; sin embargo, aunque no señalaremos el camino seguido ni las ecuaciones, daremos prueba de su complicación recordando sumariamente que entraban en ellas la sección de aguas abajo, su forma, rugosidad de paredes, pendiente, etcétera.

Con mejores resultados procedimos al cálculo gráfico, que nos servirá para deducir consecuencias valiosas.

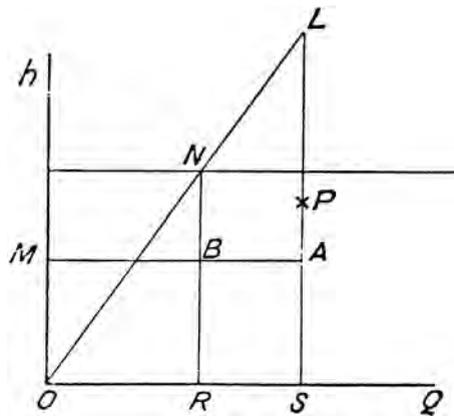
1º Marco de angostamiento:

Hemos sentado la ecuación

$$H = \frac{2}{3} B$$

en que H es la altura crítica que habrá en el angostamiento y B la suma de Bernoulli de aguas abajo. Esta ecuación supone la pérdida de carga del ensanchamiento despreciable. A H corresponde un valor de  $Q_1$  gasto por metro de ancho fácil de determinar y tendremos.

Figura N° 16



$$Q_1 = Q$$

Si llevamos en abscisas los gastos y en ordenadas las alturas, Bernoulli etc., en una palabra las longitudes, tenemos que para un gasto tal como O S corresponde el valor S P de la energía o suma de Bernoulli (figura N° 16) y en A S el  $\frac{2}{3} B$ . Para este valor  $\frac{2}{3} B$ , o sea H, según la expresión sentada, corresponde un gasto O R por metro de ancho. El ancho que se debe dar al canal, para el gasto Q será la razón de las rectas.

$$\frac{MA}{MB} \text{ o sea } 1 = \frac{OS}{OR}$$

Los triángulos semejantes nos dan:

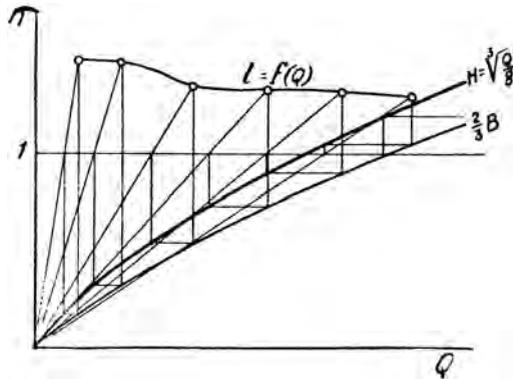
$$\frac{OS}{OR} = \frac{LS}{NR}; \text{ si tomamos para } NR = 1 \text{ a la escala de las longitudes tendremos,}$$

$$\frac{OS}{OR} = 1 = LS \text{ a la misma escala.}$$

La energía o suma de Bernoulli es una función del gasto que se puede construir por puntos, igualmente  $H^{13}$ , de modo que trazadas las curvas  $\frac{2}{3} B = f(Q)$  y  $H = f(Q)$ , para cada valor de  $Q$  podremos hacer la sencilla construcción anterior y obtener así una curva que nos dé el ancho que daremos al canal para el gasto a plomo de la ordenada (figura N° 17).

Conocida la sección de un canal que se proyecta, en el que se desea construir marcos de este tipo, es facilísimo calcular la función  $B = f(Q)$  por puntos con el auxilio de las tablas que dan los coeficientes de gasto en función de  $R$  con las distintas naturalezas de paredes, y hacer suposiciones sobre las pérdidas de carga de que luego hablaremos. En la práctica, es casi más frecuente el caso de corrección de los marcos existentes o construcción de partidores en canales ya en servicio; en estos dos últimos, lo lógico y más exacto será la construcción de la curva por aforos directos. La otra curva es enteramente analítica y una misma para todos los casos; por lo demás si a la altura 1 (figura N° 17) se traza una recta paralela al eje de los  $Q$  y en ella a escala se toman los valores de  $Q$  correspondientes a las alturas  $H$  (o  $\frac{2}{3} B$ ) a que se desea calcular los angostamientos, se evitará el trazado de esta curva, también se simplifica la construcción calculando los anchos para alturas dadas más que para gastos dados.

Figura N° 17



<sup>13</sup> Supongamos un canal rectangular de base  $b$  y pendiente  $i$ , el valor de Bernoulli para una altura de agua  $h$ ,  $B = \frac{C_2(2h+b)i}{2g} + h$ .

$H$  como lo hemos tantas veces repetido vale

$$H = \sqrt[3]{\frac{Q_1^2}{g}} \text{ siendo } Q_1 \text{ el gasto por metro de ancho.}$$

Hemos construido el gráfico para un canal de pendiente 0,001; de 2 m de ancho, en sección rectangular, con paredes de 1ª categoría (de cemento, madera acedillada, etc.) y con 4ª (paredes en tierra en condiciones ordinarias), según la fórmula de Bazin. Los gastos y sumas de Bernoulli han sido calculados para cada 0,10 m de altura hasta 1,30 m y en los valores pequeños cada 0,05 m. (Datos apéndice). En el gráfico aparece trazada la curva  $\frac{2}{3}B$  para cada caso y

$$H = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$$

y puede seguirse la construcción de los anchos correspondientes.

Echemos una ojeada sobre las curvas que llamaremos  $l = f(Q)$ : (figura N° 18 lámina II).

En líneas generales vemos que decrecen los anchos a medida que  $Q$  aumenta<sup>14</sup>, aumento que se conserva hasta valores de  $Q$  mucho mayores de los que aparecen en el gráfico.

Parece, pues, que en casos prácticos el gasto máximo corresponde el ancho mínimo; pero atendiendo que en lechos de paredes de tierra la pendiente crítica disminuye mucho cuando el radio medio aumenta<sup>15</sup> resultará que con radios medios muy grandes un lecho de pendiente suave pasará a ser de pendiente fuerte, o sea, el escurrimiento uniforme pasará de río a torrente. Esto hace ver que los anchos volverán a crecer, obteniéndose angostamientos nulos cuando en los gastos inmensos al radio medio corresponda como pendiente crítica la del lecho.

Sin embargo, la curva tiene en los dos casos presentados inflexiones, máximos y mínimos bien sensibles en los gastos relativamente pequeños.

No hemos tomado en cuenta pérdidas de carga ni tampoco hemos hecho hipótesis sobre ellas, y como éstas, ya tendremos ocasión de notarlas, son generalmente dignas de tomarse en cuenta, las curvas de los anchos en función de  $Q$  se modificarán en los casos prácticos.

Las curvas de los anchos que producen escurrimiento crítico han sido trazadas para valores de  $\frac{2}{3}B$  de 0,02, pero no menores, naturalmente para  $\frac{2}{3} = 0$ ,  $Q = 0$  y las curvas pasan por el origen. Los gastos menores de 100 l:s no serán comúnmente prácticos para un marco partidador, de modo que no vale la pena estudiar con más detalles las curvas en esa sección, que coincide con las mayores inflexiones.

<sup>14</sup> Para  $h = 3$  m en paredes alisadas  $Q = 13,2$  m<sup>3</sup>: s; l resulta 1,34 o sea se conserva la inclinación de la  $l = f(Q)$  del gráfico.

En paredes de tierra  $h = 3$  m;  $Q = 5,72$  m<sup>3</sup>: 5:1 = 0,635, también se conserva la inclinación de la curva de  $l$ .

<sup>15</sup> Véase en Flamant p. 238 de la edición citada el cuadro de valores de  $\frac{\alpha i}{bg} = 1$  en función de  $R$ . Como se demostró la pendiente crítica cumple la condición.

$$\frac{\alpha i}{bg} = 1$$

Figura N° 19



Las pérdidas de carga inherentes al marco de angostamiento son debidas a dos causas diferentes:

- 1° El ensanchamiento; por muy suave que sea, siempre las originará; naturalmente con una forma adecuada, sin codos en la punta de diamante, la pérdida de carga proveniente de esta causa se logra disminuir mucho;
- 2° A la salida del marco en cada ramal es muy común encontrar una grada en el fondo (figura N° 19) que no coincide con caída del eje hidráulico, pues más hacia aguas abajo encontrándose el fondo del canal intacto, su cota es mayor que la de esa depresión.

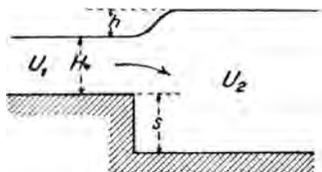
La causa que forma este hoyo puede ser, en un principio, la falta de cuidado de rellenar sólidamente esa parte que fue sin duda removida para ejecutar la albañilería del marco. Enseguida la limpia anual, con el deseo de dar ventajas en la partición no titubea en ahondarlo.

Esta pérdida de carga será siempre de consideración y si no se proyecta un empedrado de piedras en seco al ejecutar el marco, habrá que tomarlas en cuenta para obtener la crisis en el angostamiento. Naturalmente si ésta efectivamente no se produjera, no por esa razón el marco dejaría de efectuar la partición proporcional; siempre el angostamiento causaría la aceleración y por lo tanto uniformidad de velocidades y en las cercanías de la crisis podríamos decir que el aislamiento perfecto de aguas abajo está cercano a conseguirse.

Para calcularla nos podemos valer de la expresión que trae Forchheimer para el caso de una grada en el fondo; esa ecuación nos permite calcular el Bernoulli de aguas arriba cuya diferencia con el de aguas abajo de la grada nos dará la pérdida de carga<sup>16</sup>.

<sup>16</sup> Forchheimer estudia el caso general de grada o solución de continuidad del fondo, de subida o bajada llamando negativa esta última, que es la que nos interesa. Igualmente los valores de  $h$ , desnivelación del eje hidráulico por efectos de la grada los contempla positivos, como en la figura N° 19 bis o negativo, en caso de descenso del eje.

Figura N° 19 (bis)



Es evidente que esta pérdida de carga es una función del gasto muy difícil de poner en ecuación, se podrá pues hacer el cálculo para los valores de  $Q$  que se crea conveniente; obteniendo así valores de  $\gamma$  que sumados al Bernoulli respectivo, de escurrimiento uniforme, (que hay en  $B_1$ , figura N° 19) nos dará la curva  $\frac{2}{3}(B + \lambda) = f(Q)$ , que necesitamos para el cálculo gráfico.

El cálculo gráfico del gasto que da la barrera más alta es muy sencillo:

Partiendo de la expresión:

$$\begin{aligned} \frac{3}{2}H + a &= B + \lambda \\ a &= (B + \lambda) - \frac{3}{2}H \end{aligned}$$

El valor de  $a$  es la diferencia de dos curvas análogas a la que conocemos; notando solamente que aquí  $\frac{3}{2}H = f(Q)$  no es una expresión única para todos los casos sino que estando dado  $H$  por metro de ancho su valor en función del gasto será  $H = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{1^2g}}$  en que 1 es el ancho del canal sobre la barrera.

Llevando como en el marco de angostamiento, los gastos en abscisas y las alturas en ordenadas y trazadas las curvas  $B + \lambda = f(Q)$  y  $\frac{3}{2}H = f(Q)$  para un gasto cualquiera el valor de  $a$ , altura de la barrera será la diferencia de ordenada de las dos curvas.

En el caso de la figura N° 19 bis. aplicando el teorema del incremento de las cantidades de movimiento, supuestos despreciables los frotamientos y aceptando que la presión resistente de la grada tiene la magnitud que equivale a la presión hidrostática contada desde el nivel peraltado, siendo  $\frac{\gamma}{g}HU_1$  la masa acelerada en un segundo se tiene

$$\frac{\gamma}{g}HU_1(U_2 - U_1) = \gamma \frac{H^2}{2} - \gamma \frac{(H+h)_2}{2}$$

y por la constancia del gasto ( $UH = U^2(H+h+s)$ ) reemplazando se llega:

$$Hh + \frac{h^2}{2} = 2H \frac{U_1^2}{2g} - \frac{h+s}{H+h+s}$$

Forchheimer hace  $\frac{U_1^2}{2g} = k$

y dividiendo por  $k_2$  y simplificado por  $h$  llega, en caso de grada de bajada

$$\frac{H^2}{k^2} + \frac{H}{k} \left( -2 + \frac{3}{2} \frac{h}{k} + \frac{s}{k} - \frac{2s}{h} \right) + \frac{h^2}{2k^2} + \frac{hs}{2k^2}$$

y llamando  $\phi = \frac{1}{2}$

del paréntesis  $\phi$ , o sea,  $\phi = 1 - \frac{3}{4} \frac{h}{k} - \frac{s}{k} \left( \frac{1}{2} - \frac{k}{h} \right)$  y se tiene las raíces de la ecuación de 2° grado:

$$\frac{H}{k} = \phi \pm \sqrt{\phi^2 - \frac{h(h-s)}{2k_2}}$$

Esta ecuación dará desde qué altura hasta cuál salta el resalto para una grada de altura  $s$  y se pueden deducir los Bernoulli sobre la grada y aguas abajo de ella, cuya diferencia, referida un mismo plano, será la pérdida de carga.

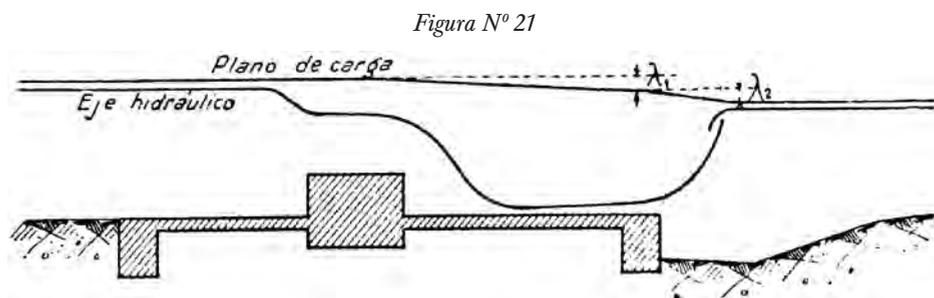
Hemos construido el gráfico para los dos mismos casos del marco de angostamiento, y podemos deducir lo siguiente: (gráfico figura N° 20, lámina II).

La altura de la barrera, en los límites del gráfico crece con el gasto, crecimiento continuo sin inflexiones, pero la razón  $\frac{\Delta a}{\Delta Q}$  tiende cada vez a ser menor.

Aquí también vale la observación hecha para los angostamientos respecto a la pendiente crítica, por lo tanto la altura de barrera en grandes gastos volverá a decrecer siendo nula cuando al radio medio corresponda como pendiente crítica la del fondo. En otras palabras, no habrá en ese caso necesidad de barrera, pues el escurrimiento será crítico.

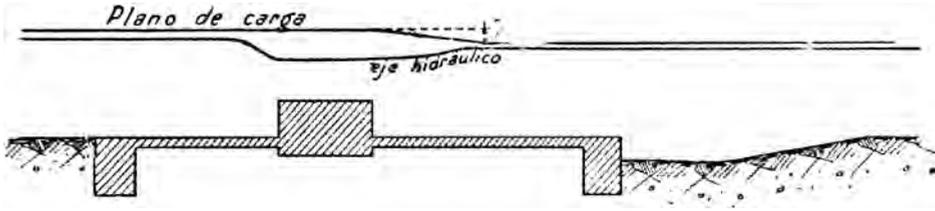
Suponiendo el caso de que no se cuide de dar a la barrera una forma de chaflán, en las pérdidas de carga de este marco hay que distinguir los casos siguientes:

- 1° El eje afecta la forma de la figura N° 21, este caso es el mismo contemplado en el marco de angostamiento y de él daremos un ejemplo en el capítulo VI comprobado con experiencia.



- 2° El eje tiene la forma de la figura N° 22; en tal caso la barrera será causa de la pérdida de carga principal. ¿Cuándo se producirá cada una de estas formas de eje? Los casos extremos serán los siguientes: la pendiente del lecho se aleja mucho de la pendiente crítica, lo que equivale a decir que las alturas de aguas son prácticamente toda la suma de Bernoulli, si la barrera no es de altura sobrada, creemos que la forma del eje será la de la figura N° 22, aunque a la salida del marco exista en el fondo una grada. Si, en cambio, el escurrimiento de régimen es el de río cercano a la crisis y hay a la salida del marco una grada que es causa de pérdida de carga, el eje afectará la forma de la figura N° 21 sobre todo si la barrera es de altura sobrada, pues habrá como un almacenamiento de energía que se gastará en el torrente del emplantillado. La misma forma del lecho a la salida del marco puede dar, con el mismo gasto, pérdidas de carga muy diferentes según cual sea la forma del eje en el emplantillado; al paso que el aumento de la sección viva es casi nulo en el eje de la figura N° 22 es muy grande en el otro caso. La forma de torrente debe ser evitada pues las grandes velocidades causarían la destrucción del emplantillado.

Figura N° 22



Antes de terminar este estudio de los marcos de escurrimiento crítico queremos observar que si un cálculo errado de las pérdidas de carga, por ejemplo, nos diera una barrera de altura insuficiente o un angostamiento deficiente el marco siempre daría una partición proporcional prácticamente exacta, pues siempre un angostamiento cualquiera y una barrera de cualquiera altura tendrían por efecto la aceleración de la velocidad de los filetes y su uniformidad. Además en las cercanías del máximo las funciones varían lentamente de manera que las condiciones de aguas abajo no muy bien tomadas en cuenta tendrán poco efecto y el aislamiento de las influencias de aguas abajo subsistiría en gran escala en la partición.



## CAPÍTULO IV

### EXPERIENCIAS DEL MARCO DE ANGOSTAMIENTO

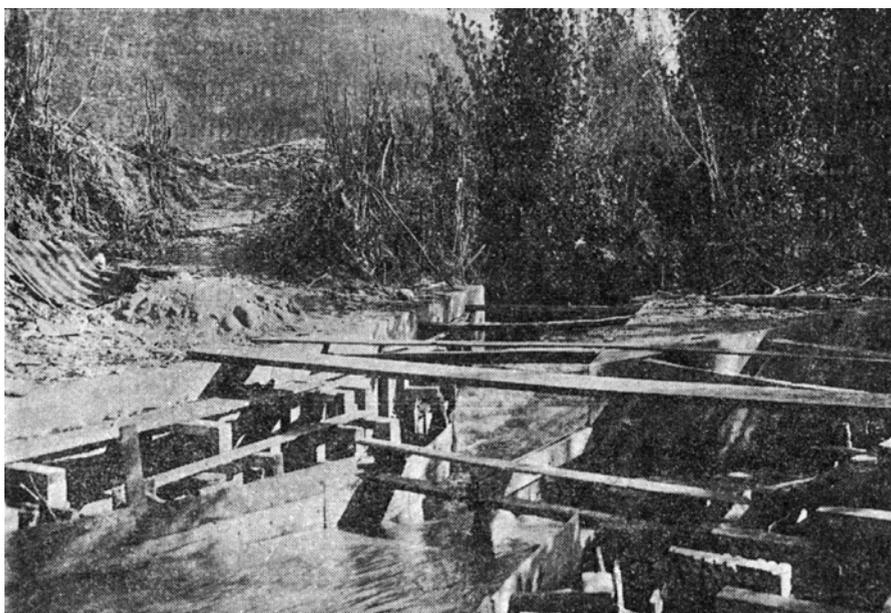
1. Condiciones del marco existente para efectuar en él un angostamiento. 2. Construcciones hechas. 3. Los tres angostamientos practicados. 4. La colocación de la punta de diamante. 6. Error de partición en el angostamiento. 5. Ejes hidráulicos y pérdidas de carga.

Nuestro canal conducía un gasto que raras veces llegó a 1 m<sup>3</sup>:s (los estudios fueron hechos en marzo y abril del presente año); el escurrimiento en el entrante se hacía en forma de río, relativamente cerca de la crisis. Al concluir el emplantillado en cada ramal, una caída de fondo provocaba la crisis, esto equivale a decir que no necesitaba angostarse, de modo que los angostamientos que se hicieran podían ser arbitrarios. El emplantillado se encontraba en mal estado; hoyado sobre todo en el centro del ramal La Calera, con hoyos hasta de 5 cm de profundidad, que llegaban hasta el entrante.

No se podía pensar en colocar el marco provisorio más hacia aguas arriba, pues el remanso que había de formarse llegaría, con mayor razón, al marco de Lonquén, que se encuentra sólo a 35 metros. Era pues necesario ejecutar el angostamiento en el mismo marco que existe, cuyo mayor inconveniente es el de la desviación de los ramales. Además, colocados en el mismo marco, la construcción provisorio resultaba más barata y cómoda de hacer.

Para ejecutar medidas de altura precisas y seguras proyectamos cubrir todo el emplantillado del marco con un piso de madera perfectamente nivelado. El entablado se hizo de viguetas longitudinales normales al eje del entrante y ramales con las tablas clavadas transversalmente. Las viguetas (figura N° 23, lámina II) van espaciadas 0,25 m, son de madera de álamo de una pulgada (2,5 cm) de alto y pulgada y media de ancho; las tablas eran de álamo acepilladas y machembradas de 4 pulgadas, por ½ de espesor. En la parte anterior se colocó un cabezal de roble de 6 x 6 pulgadas, enterrado a la cota misma del emplantillado del marco; en él iban sólidamente clavadas todas las viguetas. El cabezal se enterraba unos 0,15 m en cada orilla, de manera de impedirle todo movimiento. El objeto del cabezal era impedir al entablado todo deslizamiento longitudinal y anulaba la subpresión en

la entrada del piso. En el centro del entablado y ramales no había para qué preocuparse de la subpresión pues las cerchas de angostamiento, rellenas de piedras, impedirían todo levantamiento. Las viguetas del entrante penetraban 0,40 m en los ramales para hacer la unificación del piso de todo el marco. El entablado fue armado en tres trozos el entrante y cada ramal, fuera del marco y para colocarlo y nivelarlo se cortó el agua<sup>17</sup> y se acuñó donde fue necesario por agujeros dejados con ese objeto. Las tablas de la parte de bifurcación de los ramales fueron clavadas en el mismo marco y tomaban las viguetas del entrante y ramales. Por delante del cabezal se colocó una tabla para impedir el escurrimiento entre las viguetas.



El piso de madera marchó en general muy bien durante el curso de las experiencias. Como se previó, la madera se hinchó a lo ancho de la tabla, disminuyendo así por sí misma las filtraciones. Al sacar el piso, concluido nuestro estudio, se constató que las tablas, especialmente en el entrante, no se arquearon sensiblemente como se temiera en un principio. Durante el curso del trabajo hubo que lamentar únicamente un levantamiento del entablado al final de cada ramal en el sitio vecino al macizo de la punta de diamante, que fue remediado inmediatamente con un puntal, hasta que un nivel marcó la horizontalidad perfecta.

Los angostamientos se hicieron por medio de cerchas construidas afuera con el auxilio de plantillas y se colocaron cortando el agua del canal. Las cerchas las formaban marcos de madera de forma rectangular (figura N<sup>o</sup> 24, lámina III) espaciados a lo sumo a 0,80 m y donde la curvatura lo requería. Su inmovilidad se conseguía clavándolos al piso de madera inferiormente y superiormente con torna-

---

<sup>17</sup> Echándola por los salientes del Oliveto y Lonquén.

puntas que tomaban a los del lado opuesto<sup>18</sup> y tablas que unían a los de un mismo lado, (véanse las fotografías). Por delante de los marcos de madera, es decir, hacia el canal, formando la pared de él, iban tablas de álamo acepilladas, de igual dimensión a las del piso, que dieron muy bien todas las curvas proyectadas y dieron lugar a pocas filtraciones en sus intersticios<sup>19</sup>. Inferiormente en la unión de la pared con el piso en cada cercha que se colocó, se hizo un relleno prolijo con champas para evitar filtraciones.

La sección del canal en todos los angostamientos fue rectangular.

Sobre el lado horizontal inferior de los marcos que formaban las cerchas se hizo un entablado ligero que se cargó con piedras grandes hasta media altura (0,50 m) con el objetivo de combatir la subpresión. Con estas precauciones no hubo que lamentar ningún contratiempo en la estabilidad de las cerchas durante todo el tiempo (un mes diez días) que estuvieron en servicio.

Entremos ahora a ocuparnos de los estudios y experiencias ejecutados.

En lo primero que fijamos nuestra atención al tratar de angostar el marco fue la forma que debíamos dar a la entrada y salida de la parte angostada y la longitud misma de ésta, compatible con las condiciones existentes. En líneas generales constan los angostamientos hechos de tres partes principales. El embudo, el canal angostado y el ensanchamiento. El embudo tiene por objeto impedir, por medio de curvas suaves, la formación del lomo de toro de la superficie libre en el canal angostado, naturalmente a ojo únicamente lo proyectamos cada vez, y al estudiar cada uno de los tres angostamientos haremos observaciones y deduciremos consecuencias. La longitud de la parte angostada, en nuestras experiencias, estaba subordinada en gran parte al angostamiento hecho anteriormente, pues no era posible pensar en destruir cada vez toda la cercha; nos pareció natural hacer sobre la última existente la adaptación de la nueva. Por último, las curvas de ensanchamiento, con dos puntos obligados, el de arranque y el de llegada, fueron, como lo iremos viendo, un tanto defectuosas; es cierto que la gran desviación de los salientes (Ce 13° y Calera 18°) tuvo gran parte de la culpa y otra no menor el deseo de aprovechar la cercha ya hecha cada vez que se ejecutaba un nuevo angostamiento.

Se hizo un primer angostamiento a 2,312 m, o sea conservando la situación de la punta de diamante del marco, y dando anchos proporcionales a derechos; se angostó 0,715 m por el lado de La Calera y 0,513 por el de la CE (figura N° 25, lámina III).

La longitud de la parte angostada es de 2 m. La cercha por el lado La Calera llega hasta la entrada misma del marco. Sus dimensiones pueden consultarse en la figura N° 25, lámina III y sus detalles de construcción en la figura N° 30, lámina III.

En este primer angostamiento se hicieron dos aforos el 3 y el 4; cuyas características las da el cuadro: (véase apéndice).

Además, conjuntamente con el aforo 4 se aforó el ramal La Calera al final del ensanche, para conocer el error de partición, y con un trazado del eje hidráulico

<sup>18</sup> Los tornapuntas en los ramales se apoyaban en el macizo de la punta de diamante.

<sup>19</sup> En un principio las hubo, disminuyendo luego.

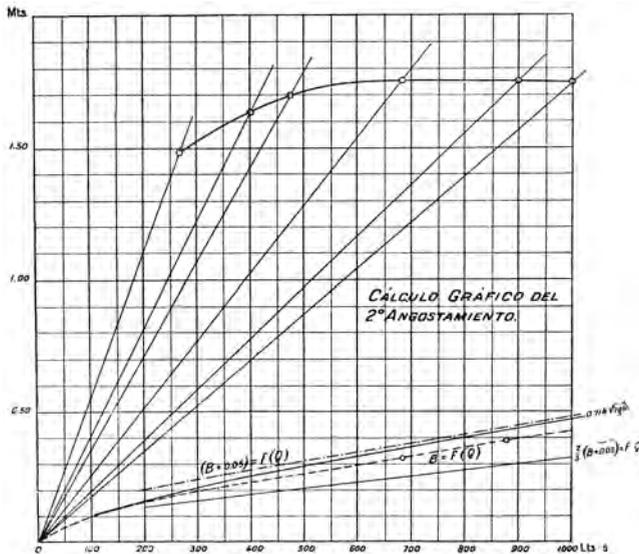
co, también levantado, averiguar la pérdida de carga de los ensanchamientos. Por desgracia estas experiencias nada valen pues como los aforos fueron hechos al día siguiente de colocado el piso y la cercha, las filtraciones fueron numerosas. Este hecho se demuestra fácilmente: los datos del aforo del ramal arrojan un gasto, cuyo error de partición sería mayor que el del marco primitivo, lo que es falso, conociendo la repartición de velocidades (véase capítulo v), a lo ancho del canal; y sobre todo el Bernoulli que este aforo da es mayor que el del aforo 4, lo que evidencia plenamente el aumento de gasto debido a las filtraciones a través de la cercha.

Aforo	Altura <i>h</i>	Gasto <i>Q</i>	Velocidad media <i>V</i>	$V^2$ $2g$	<i>B</i>
3	0,25	0,686	1,18	0,071	0,321
4	0,315	0,879	1,207	0,075	0,390

Como la forma que se dio a la cercha no fue definitiva, pensando en los angostamientos posteriores, el ensanchamiento empezaba en la bifurcación de los ramales y no se puede con los datos existentes precisar donde se producía la crisis.

Este angostamiento calculado arbitrariamente<sup>20</sup> presta su valioso concurso al estudio de la influencia de la aceleración sobre la repartición de velocidades (capítulo v).

Figura N° 26



<sup>20</sup> Al Bernoulli crítico del gasto mínimo, 400 l se le agregó 5 cm. El Bernoulli vale  $B = 0,1685$ .

$B + 0,05 = 0,219$ ; La altura crítica es  $\frac{2}{3}$  de esa cantidad.

$H_c = 0,146$ ; el gasto que corresponde por m de ancho  $Q_1 = 0,173$

$l = \frac{400}{173} = 2,312$

La curva del embudo, cuyo ángulo con el eje del canal es de unos 10° dio buen resultado, la superficie libre en el angostamiento fue enteramente horizontal.

Trazando la curva  $B = f(Q)$  con los aforos 3 y 4 calculamos un segundo angostamiento por el procedimiento gráfico, descrito en el capítulo anterior.

En el gráfico de la figura N° 26 la línea de segmentos es el Bernoulli en función del gasto deducido de los aforos hechos en el 1<sup>er</sup> angostamiento. Para estar a salvo de pérdida de carga por ensanchamiento (que sobrevendrán probablemente con la modificación de las curvas de ensanche) hemos sumado a cada ordenada de esta curva 0,05 m y obtenemos la curva de puntos y segmentos. Para el cálculo gráfico hemos trazado la curva  $\frac{2}{3}(B + 0,05)$  en trazo lleno y la función  $H = f(Q)$  que nos da las alturas críticas en función del gasto por metro de ancho. Aparecen calculados varios anchos que hemos unido con una curva. Los anchos como sabemos se miden en las ordenadas correspondientes a cada gasto a la escala de las longitudes, pues adoptamos el parámetro igual a la unidad a esa misma escala.



Vemos que el ancho mínimo corresponde al menor gasto. Adoptamos para el 2° angostamiento el ancho de 1,70 correspondiente en el gráfico a  $Q = 480$  l:s.

Los anchos proporcionales a derechos son:

La Calera	0,974
La Ce	0,726

o sea, un sobreangostamiento de 0,351 m por el lado La Calera y 0,261 por el de la Ce, conservando la colocación de la punta de diamante del marco.

En el plano de la figura N° 27, lámina III, puede verse la forma de este angostamiento y sus dimensiones principales.

En él aparecen las letras M, N, O, P, etc., que corresponde a puntos de la cercha y sirvieron para el trazado del eje hidráulico en este 2º angostamiento. Al superangostar fueron cambiados.

La longitud del canal angostado fue de 1,25.

En él se hicieron los aforos 5<sub>A</sub> y 6<sub>A</sub> en el canal tronco a 1,12 de la punta de diamante y los aforos 5<sub>B</sub> y 7<sub>A</sub> en el ramal La Ce y 6<sub>B</sub> en La Calera. Los números de orden indican la simultaneidad con que fueron ejecutados (véase los datos, apéndice). En ambos aforos se trazó el eje hidráulico.

Las características de estos aforos son las del cuadro:

Aforo	Canal	<i>h</i>	<i>Q</i>	<i>U</i>	$\frac{U^2}{2g}$	<i>B</i>
5 <sub>A</sub>	Tronco	0,315	0,876	1,63	0,134	0,449
5 <sub>B</sub>	La Ce	0,110	0,381	2,60	0,345	0,455
6 <sub>A</sub>	Tronco	0,330	0,904	1,61	0,131	0,461
6 <sub>B</sub>	La Calera	0,175	0,531	2,26	0,26	0,435
7 <sub>A</sub>	La Ce	0,13	0,330	2,208	0,25	0,38

(Al mirar estos datos se encontrará alguna contradicción entre los aforos del ramal La Ce, aunque en el apéndice claramente aparece la sección de aforo y demás circunstancias de ellos, no está demás aquí hacer notar que el 5<sub>B</sub> fue hecho mucho más aguas abajo que el 7<sub>A</sub>).

El error de partición, o sea, la diferencia entre el gasto efectivo en un ramal y el que debiera haber, comparada a ese gasto que debía haber, aparece en el cuadro siguiente:

Aforo	GASTO		ERROR
	Que hay <i>Q</i>	Que debía haber <i>Q<sub>i</sub></i>	$Q - Q_i$ <i>Q<sub>i</sub></i>
5 <sub>A</sub> canal Tronco	0,876		
5 <sub>B</sub> ramal La Ce	0,381	0,374	+0,018
6 <sub>A</sub> canal Tronco	0,904		
6 <sub>B</sub> ramal La Calera	0,531	0,518	+0,034

Las filtraciones a través de las cerchas deben influir en los gastos de los ramales, de modo que nada podemos deducir de valor respecto a las pérdidas de carga de los ensanchamientos; así al paso que vemos que el aforo 5<sub>A</sub> con el 5<sub>B</sub> nos dan aumento de Bernoulli en el ramal La Ce, lo que es un absurdo, los 6<sub>A</sub> y 6<sub>B</sub> nos dan una pérdida de carga de 0,026 m para el ramal La Calera.

Tampoco damos los resultados del valor de la pérdida de carga (por ensanche y codo al comienzo de cada ramal) que se deducen de los levantamientos del eje hidráulico, pues esos datos no concuerdan mucho<sup>21</sup> debido, según nuestro enten-

<sup>21</sup> Sin embargo, aparecen en el apéndice.

der, a dos causas: dijimos que el piso de madera se levantó en los ramales y hubo necesidad de colocarle cuñas; eso fue notado precisamente al efectuar el levantamiento del eje del aforo 6<sub>A</sub> y no sabemos en qué estado se encontró en el 5<sub>A</sub>, que fue hecho solamente unas horas antes. En segundo lugar, las medidas de alturas fueron poco cuidadas en estos primeros levantamientos del eje, las medidas de altura en los torrentes de los ramales se hacían con mira ordinaria, que presentaba un blanco grande a la corriente, haciendo la apreciación incierta. Fue en vista de ello que construimos una mira especial de una sección muy angosta, que termina en filo por sus extremos (se ve en una de las fotografías).

Los dos aforos del canal Tronco volverán a merecer nuestra atención en el capítulo siguiente.

La crisis de la corriente se produce en este angostamiento más o menos al empezar el ensanchamiento (en frente a los puntos O y P del trazado del eje), según se deduce de los datos siguientes:

<i>Aforo</i>	<i>B en O - P</i>	<i>Gasto por m de ancho</i>	<i>Altura en O - P</i>	<i>H crítica que corresponde</i>
5 <sub>A</sub>	0,448	0,516	0,30	0,30
5 <sub>B</sub>	0,459	0,531	0,30	0,31

En este cuadro la columna B nos da la suma de Bernoulli que hay en la sección O - P en cada aforo.

El embudo cuyo ángulo es más o menos de 15° con el eje del canal dio buen resultado, la superficie libre fue horizontal en el angostamiento.

Con el objetivo de tener más campo en la variación de condiciones de aguas abajo se construyó un tercer angostamiento, calculado arbitrariamente sumando al Bernoulli del gasto 0,450 m<sup>3</sup>: s 0,20 m, del modo siguiente:

Según el gráfico de la figura N° 26 a 450 l:s corresponde B = 0,193

$$B + 0,20 = 0,393$$

$$H = \frac{2}{3} (B + 0,20) = 0,262$$

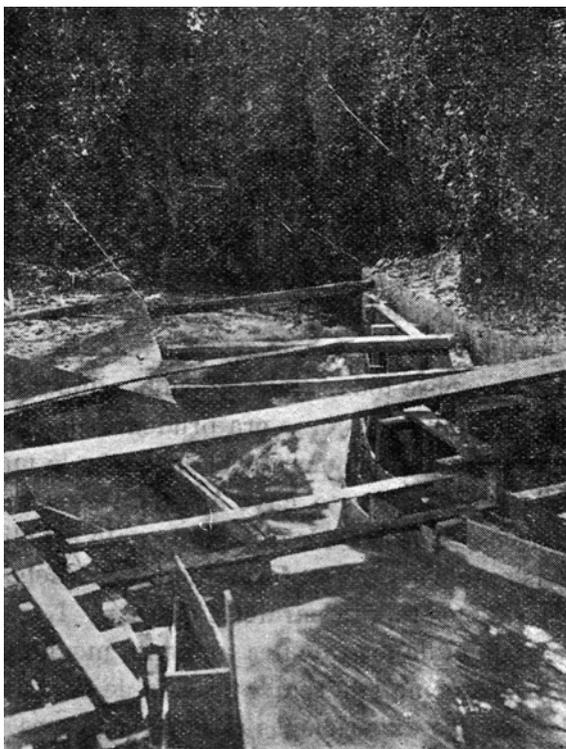
gasto por metro de ancho que corresponde  $Q_1 = 0,420$  y, por lo tanto, el ancho en el angostamiento  $1 = \frac{0,450}{0,420} = 1,071$

Por errores de construcción resultó el ancho de 1,06; conservando la situación de la punta partidora, corresponde un sobreangostamiento.

La Calera	0,367 m.
La Ce	0,273 m.

Y los anchos proporcionales a derechos:

La Calera	0,6075 m.
La Ce	0,4525 m.



Para efectuar este angostamiento se construyó una tercera cercha que se colocó como definitiva con mayores precauciones que aseguraran su impermeabilidad (figura N° 28, lámina III).

En este angostamiento fue en el que se hizo el verdadero estudio de la partición y se puso una punta de diamante cuyo estudio luego veremos.

Se notó inmediatamente de echada el agua que se formaba en el angostamiento un gran lomo de toro y tuvo que modificarse la cercha en el embudo como se ve en la figura N° 29, lámina III. Al concluir el angostamiento también observamos menor altura de agua en las paredes, pero no se trataba de una superficie libre, curva por contracción de vena, como en el caso antes señalado, sino que se debió a la gran desviación brusca de los filetes de la orilla cuando aún los centrales seguían paralelos al eje. Con la cercha adicional del embudo quedó éste de forma simétrica en la extensión de 1,85 m contados según el eje, antes de entrar en el canal angosto.

Para facilitar el trazado del eje hidráulico, en cada aforo, colocamos puntos fijos, donde sería medida la altura. La ubicación de esos puntos puede verse en la figura 29<sup>22</sup>.

En la figura N° 30, lámina III se encuentran detalladas las construcciones que fue necesario hacer para cada cercha de angostamiento.

---

<sup>22</sup> Nos referiremos comúnmente a ellos llamándolos simplemente punto I, II, etcétera.

Este último tiene en la parte del canal angostado una longitud de 0,55 m; reducida a nuestro juicio pero necesaria en las condiciones de adaptación sobre la cercha anterior y, sobre todo, si se atiende a que dada la reducción extremada del ancho del canal primitivo no era prudente disminuir la longitud del embudo. Por otra parte, queríamos comenzar el ensanche lo más aguas arriba posible de la punta de diamante existente, cuyo ángulo nos parece enteramente inadecuado para estos marcos. Nuestra idea, como pronto estudiaremos, era arrancar desde la punta existente con otra en forma de lámina delgada hasta donde se produjera la crisis y los fletes fueran paralelos entre sí. Logramos estos objetos, pero en cambio la desviación de los ramales aumentó mucho y la pérdida de carga por ese motivo también, como tendremos ocasión de notarlo.

Antes de hablar de las experiencias mismas, digamos dos palabras de los procedimientos de medida:

Las medidas de alturas de agua en el trazado del eje hidráulico fueron hechas con la mira de sección aplastada de que ya hablamos; las de altura en cada vertical de aforo las hicimos con una vara graduada especial. Las medidas de velocidad empezamos por hacerlas tomando el tiempo de 100 a 200 revoluciones dos veces en cada punto, pero luego para dar rapidez al aforo empezamos a tomar el tiempo de 400 revoluciones, y en algunos casos el de 200 una sola vez, como sucedió en los puntos de fondo principalmente.

Como ya dijimos, antes de corregir la cercha del embudo en el acceso el angostamiento la superficie libre aparecía curva; hicimos en esas condiciones un aforo, el N° 8, cuya sección está, ubicada en el punto III. La diferencia de altura de la orilla al centro observada en este aforo es de 5 cm. En la figura N° 31, lámina IV puede verse el trazado de las curvas isotáquicas de este aforo. Sus demás características constan del apéndice.

Hecha la corrección de la cercha del embudo, y visto que desapareció la curvatura de la superficie libre, hicimos varios aforos con el objeto de estudiar la colocación de la punta de diamante y ver la distribución de velocidades en las verticales y horizontales. Esto último será tratado en el capítulo siguiente. Veamos ahora la cuestión de la punta de diamante.

¿Dónde debe ir en un marco de escurrimiento crítico la punta de diamante? A primera vista parece evidente que será en la sección donde se produce la crisis, pero creemos que no tiene que estar así regida su colocación, sino que debe llegar a la sección en que las velocidades, por efecto de la aceleración, sean lo más iguales en todo el ancho del canal; es ésta la ventaja mayor de este marco y, por lo tanto, la que mejor se ha de aprovechar. Ahora cabe la reflexión, ¿coinciden las secciones de la crisis con la de distribución más pareja de velocidades? Nos parece claro que dependerá de la forma del marco, únicamente; y así como se procurará proyectarlo para que esta condición se verifique, se concibe que por forma inadecuada no se consiga<sup>23</sup>.

---

<sup>23</sup> Nos parece que tal sería, por ejemplo, un marco de angostamiento compuesto de embudo y ensanche brusco; seguramente la mejor repartición de velocidades estaría en una sección del embudo, aguas arriba de la crisis.

En el capítulo vi haremos referencia a este problema en el marco de barrera, tratemos ahora de lo que hemos hecho en nuestro caso, para deducir de nuestras experiencias las consecuencias que podamos para los de angostamiento.

Nos propusimos averiguar a la luz de aforos prolijos hechos en secciones distintas del angostamiento dos cosas:

- 1° Donde estaba la mejor repartición de velocidades y
- 2° Donde se producía la crisis.

Fueron ejecutados, entonces, los aforos 8b, 9, 10, 11, 12, 13 y 15<sup>24</sup>; esos aforos se ejecutaron en distintas secciones del angostamiento; en el cuadro siguiente aparece cuanto necesitamos para la primera cuestión.

Los aforos fueron hechos con 7 verticales, las de orilla a 0,05 m de la pared y 0,16 entre cada una, con puntos de 0,05 en 0,05 m.

Veamos sus datos; (véase los aforos en el apéndice y figs. 32, 33, 34, 35, 36, 72 y 73 láminas IV y VI).

Aforo	Sección de aforo	Gasto por m de ancho		Gasto por m de ancho en las verticales de aforo														Observaciones	
		$\frac{Q}{l} = Q_v$	$Q_v$	Vertical I		II		III		IV		V		VI		VII			
				Efec. $Q_v$	En % $Q_v$	$Q_{II}$	$Q_{II}$	% de $Q_{III}$	$Q_{III}$	%	$Q_{IV}$	%	$Q_{V}$	%	$Q_{VI}$	%	$Q_{VII}$	%	
8b	punto IV	$\frac{0,875}{1,06} = 0,810$	0,824	1,018	0,828	1,022	0,811	1,001	0,806	0,995	0,803	0,991	0,806	0,995	0,795	0,981			
9	0,08 de IV	$\frac{0,665}{1,06} = 0,627$	0,638	1,017	0,628	1,0016	0,619	0,987	0,617	0,984	0,6245	0,995	0,639	1,014	0,632	1,004			
10	0,08 de IV	$\frac{0,625}{1,06} = 0,599$	0,603	1,024	0,591	1,003	0,593	1,008	0,600	1,018	0,583	0,989	0,582	0,987	0,577	0,979			
11	punto IV	$\frac{0,589}{1,08} = 0,536$	0,541	1,009	0,525	0,979	0,522	0,973	0,524	0,978	0,532	0,992	0,540	1,015	0,571	1,065			
12	punto IV	$\frac{0,915}{1,08} = 0,847$	0,873	1,03	0,860	1,025	0,845	0,997	0,838	0,989	0,839	0,99	0,854	1,008	0,823	0,971			
13	0,25 de IV	$\frac{0,806}{1,06} = 0,760$	0,728	0,958	0,773	1,027	0,753	0,991	0,745	0,980	0,759	1,00	0,781	1,027	0,777	1,022			
15	0,19 de IV	$\frac{0,7553}{1,06} = 0,7127$	0,706	0,99	0,724	1,015	0,709	0,994	0,697	0,977	0,691	0,969	0,737	1,034	0,727	1,02			

En el punto IV el ancho del canal es de 1,08 porque ya empieza el ensanche.

En este cuadro aparece calculado el gasto por metro de ancho que hay en cada vertical y sacado para cada uno de esos gastos el % de diferencia con el gasto total por metro de ancho. Con estos datos formamos el gráfico de la figura N° 37 cuyo objetivo es darnos idea de la sección donde el gasto por metro de ancho es más parejo.

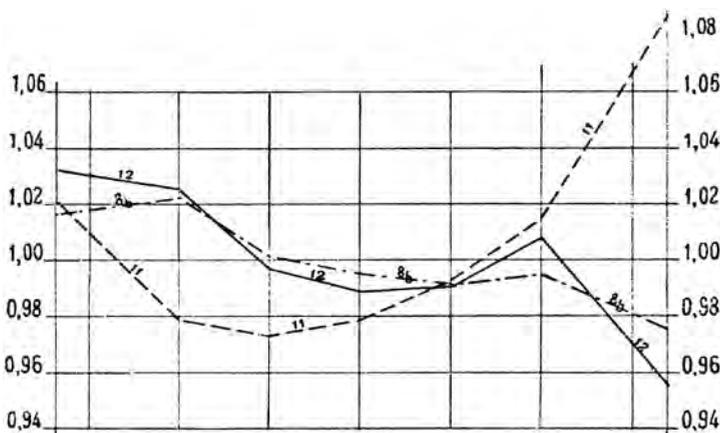
Mirando simplemente dicho gráfico se ve que son un poco mayores las desigualdades de gasto de una vertical a otra en los aforos practicados en el punto IV, y de los hechos en secciones entre los puntos III y IV, el que presenta mayores diferencias de gasto de una vertical a otra es el 13, cuya sección es la más distante del punto IV. Según el gráfico, el gasto en cada vertical difiere en % menor mientras el

<sup>24</sup> El 14 se perdió pues llegó en la mitad mucho más agua.

gasto es menor en los aforos aguas arriba del IV, y en un mismo caso, como son los aforos 10 y 11, de gastos parecidos, es mejor la distribución del gasto alejándonos hacia aguas arriba del IV cuando el gasto es pequeño. Los gastos mayores experimentados son mucho más regulares que los pequeños en el punto IV y son más o menos de igual regularidad los gastos mayores observados en el punto IV y en las secciones de más aguas arriba.

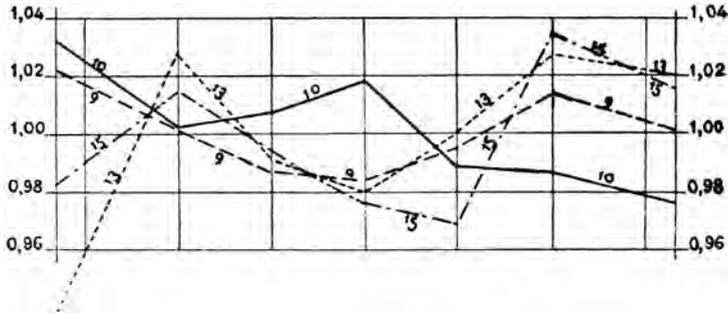
¿Qué valor tienen estas observaciones? ¿Podemos concluir: la mayor regularidad en la distribución del gasto se ve de una manera neta en tal sección? Nada de eso, los datos nos dan para todos los gastos y todas las secciones experimentadas cosas semejantes. Parece, sin embargo, probable que conviene adelantar la punta partidora aguas arriba del punto IV porque globalmente mirando el gráfico, se ve que en el punto IV hay alguna mayor irregularidad. Además en el dicho punto IV empieza el ensanchamiento, o sea, la desviación de los filetes y conviene partirlos antes de la desviación, en un punto en que todos sean paralelos; por último, como ya lo hemos apuntado, la desviación produce en las orillas un descenso del nivel libre que, aunque en los datos se ve, no influye de una manera cierta en la disminución del gasto por metro de ancho (pues la velocidad ahí es mayor que más al centro y compensa a veces con creces la menor altura)<sup>25</sup>; queremos efectuar la partición en una sección de superficie libre horizontal, condición que nos parece indicio de más regularidad en la distribución de velocidades, y donde no haya influencias extrañas, como es la desviación de los filetes, en dicha distribución.

Figura N 37  
Aforos en el punto IV



<sup>25</sup> Véase en el apéndice las alturas en las verticales extremas (especialmente de los aforos 8b, 10 y 12) juntamente con los gastos en cada vertical del cuadro anterior.

Figura N° 37  
Aforos en secciones entre el III y IV



Tratemos de averiguar en estos mismos aforos en qué sección se verifica la crisis, o sea dónde se cumple la condición  $\frac{V^2}{2g} = \frac{H}{2}$ . En el siguiente cuadro hemos buscado el valor del Bernoulli y para calcular la altura crítica hemos supuesto nulos los frotamientos, o sea el Bernoulli constante, entre la sección de aforo y la de la crisis. El eje hidráulico para los aforos en cuestión fue prolijamente trazado entre los puntos III y IV, así lograremos alguna exactitud en nuestras deducciones.

Aforo	Q	U	$\frac{U^2}{2g}$	H	B	H crit.	Eje hidráulico			
							h en III	h en IV	h en la mitad entre III y IV	h en la sección de aforo
8b	0,875	2,088	0,223	0,395	0,618	0,412	0,466	0,395	0,425	0,425
9	0,665	1,867	0,178	0,34	0,518	0,345	0,39	0,34	0,365	0,34
10	0,625	1,843	0,173	0,33	0,503	0,335	0,38	0,33	0,35	0,33
11	0,579	1,886	0,181	0,29	0,471	0,314	0,345	0,29	0,33	0,29
12	0,915	2,138	0,233	0,40	0,633	0,422	0,47	0,405	0,435	0,405
13	0,8065	1,84	0,173	0,415	0,588	0,392	0,46	0,38		0,415
15	0,7555	1,874	0,179	0,38	0,559	0,374	0,44	0,362	0,395	0,38

Si construimos en un gráfico los ejes hidráulicos (figura N° 38) y buscamos en cada uno de ellos el punto en que se produce la altura crítica obtendremos una serie de puntos A que nos dicen que la crisis se adelanta del punto IV hacia aguas arriba. Si en un segundo gráfico llevamos en abscisas los gastos y en ordenadas las distancias al punto IV en que se produce la crisis (figura N° 39), vemos que parece que para gastos intermedios (entre 400 y 1.000 lts:) esa distancia pasa por un mínimo (aforos 15 y 13) y que crece para los gastos mayores y mínimos. No daremos a las deducciones así encontradas un valor determinante, que no pueden tener y nos contentaremos con las siguientes observaciones:

- 1° En un angostamiento calculado para obtener una altura dada se la obtendrá, si los frotamientos son despreciables, en todo el trozo angosto.

2º Si la altura que se desea obtener es la crítica, pequeños consumos de energía por frotamientos producirán grandes diferencias de altura, que habrían sido insignificantes lejos de la crisis.

Teniendo presente esto vemos que no es cuestión de importancia extrema el conocer la sección en que la crisis se produce. La segunda observación sirve para explicar la pendiente tan grande de los ejes hidráulicos en un angostamiento tan corto ( $\frac{0,07}{0,55} = 0,127$  más o menos). En consecuencia, después de ejecutado este prolijo estudio nos encontramos que no tiene en nuestro marco una importancia decisiva la colocación de la punta partidora, y solamente merece observarse que convenía adelantarla del punto IV hacia aguas arriba hasta donde los filetes fueran lo más paralelos posibles.

*Figura N° 38*  
*Ejes hidráulicos*  
*entre los puntos III y IV*  
*de los aforos 8b-9-10-11-12-13 y 15*

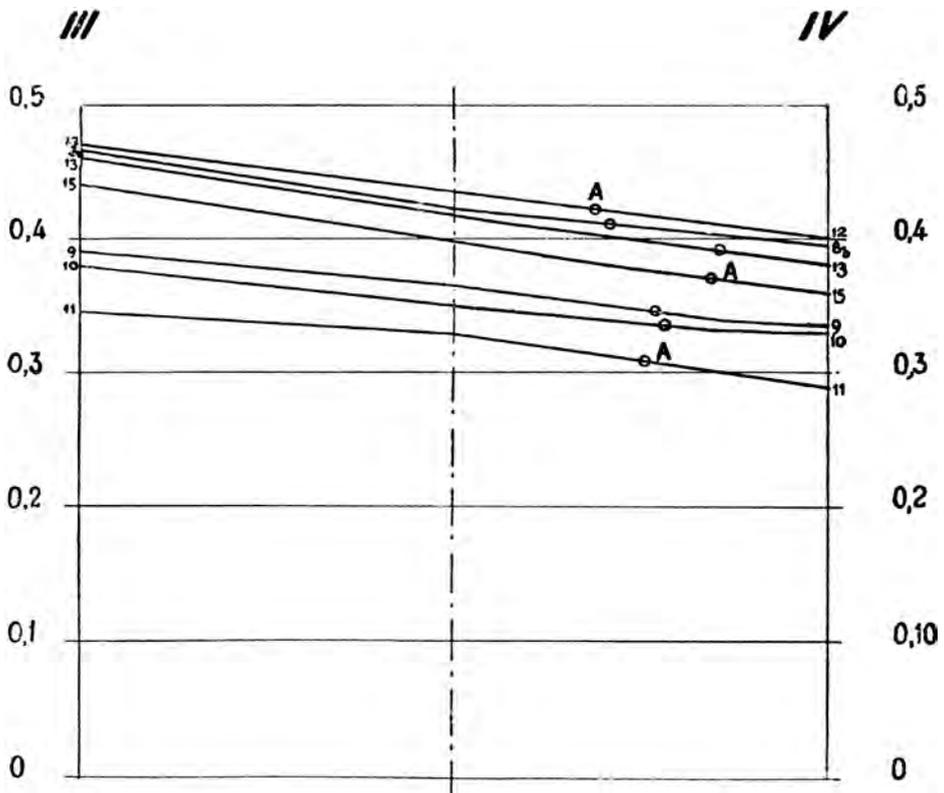
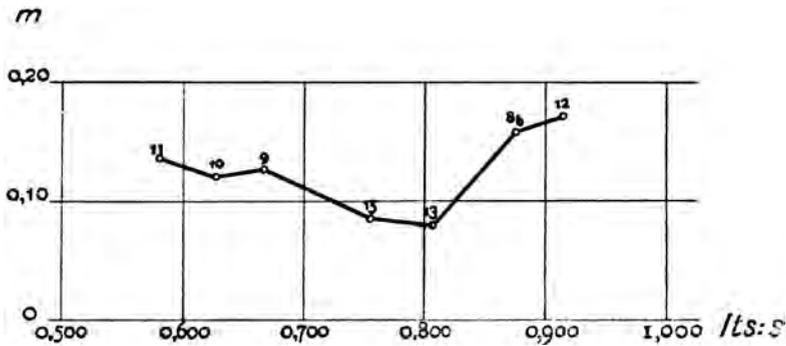


Figura 39  
Gráfico de la distancia al punto IV  
de la sección donde se produce la crisis en función  
del gasto, deducida de los aforos 8b, 9-10-11-12-13 y 15



Mucho nos alargaríamos si entráramos en consideraciones del modo de proceder en angostamientos de mayor longitud, o sea, más adecuados a la deducción de las dos cuestiones propuestas, que el nuestro; en vez de discutir sobre hipótesis dejamos, con sentimiento, una cuestión tan interesante, contentándonos, como lo hemos hecho, con señalar las dos facetas del problema.

Nuestra punta partidora fue colocada a 0,25 m aguas arriba del punto IV y como esta punta dista 0,75 m (contados según el eje del canal) de la punta de diamante del marco existente resultó una punta en forma de lámina delgada, que se avanza desde la antigua 1 m hacia aguas arriba. En la figura N° 40, lámina IV puede verse su disposición, hecha de tablas de lingue acepilladas de 10 cm por 1,2 de espesor, la primera en forma de filo, con dos zunchos uno en la parte baja y a media altura el otro; fue guarnecida superiormente por un cabezal compuesto de dos tablas de álamo de 1 pulgada, firmemente clavado. Para darle inmovilidad la punta fue tomada por una tabla de una pulgada de grueso con una ranura en que se alojaba el cabezal. Esta tabla iba sólidamente clavada en ambos lados a los marcos de la cercha. Además superiormente, a 18 cm de la punta misma una tabla clavada en el cabezal y en los marcos de la cercha impedía todo levantamiento.

La punta nuestra se afirma en la existente por medio de dos tablas que toman la mitad de la lámina y se abren tallados en la forma de ángulo de 33°. Además, los zunchos llegan a 0,20 en la punta existente.

La colocación no dio gran dificultad, pues los filetes paralelos a la delgada lámina hacían que fuera como colocarla en aguas tranquilas. No hubo que experimentar ningún entorpecimiento en la punta de diamante en los quince días que estuvo en servicio.

En el plano de la figura N° 30 es fácil darse cuenta del marco definitivo con su punta de diamante.

En este marco hicimos experiencias de verificación de la partición con variación de las condiciones de aguas abajo, para caudales altos, medios y pequeños y en cada aforo se hizo el levantamiento del eje hidráulico, con el auxilio de los puntos ya dichos.

La sección de aforos de los ramales está ubicada a 0,06 m aguas abajo de la punta partidora, el molinete se afirmaba en ranuras correspondientes a cada vertical hechas en la tabla que sujeta a la punta de diamante. En el lado La Calera, de 0,6075 m de ancho había 5 verticales, las de la orilla a 0,0538 m de la pared y entre ellas 0,125 m. En el ramal La Ce las verticales son 4 las extremas, como las del otro ramal y entre las verticales 0,115 m. Los puntos de aforo cada 0,05 m en la vertical y a 0,04 del fondo.

La variación de condiciones de aguas abajo las hacíamos con el auxilio de dos sacos de arena puestos a lo largo del ramal. Hacíamos cuatro variaciones a saber: los dos ramales libres, dos sacos en el ramal La Ce, dos sacos en el La Calera y dos sacos en cada ramal y todas estas condiciones para caudal alto, caudal medio y caudal bajo fueron hechas íntegras dos veces con un total de 24 aforos.

Como en otro capítulo lo dijimos, nos fue sumamente sencilla la variación del gasto a voluntad y así logramos hacer aforos al gasto que quisimos, haciendo notar que con sólo conocer la altura cerca del punto IV sabíamos aproximadamente el gasto, pues ahí había escurrimiento crítico. El gasto llegó como máximo a 1.000 l:s<sup>26</sup> y no bajó de 400 l:s. Llamamos convencionalmente gasto alto desde 800 l:s para arriba y bajo hasta 550 siendo medio entre 550 y 800. En realidad, al ejecutar los aforos llamábamos bajos los gastos cuya altura fue menor de 0,33 m; medios de 0.33 a 0.40 y altos los demás.

El eje hidráulico de todos estos aforos, después de la sección de crisis sigue en forma torrencial hasta la salida del marco en los dos ramales. Al colocar los sacos de arena se producía un resalto que se podía alejar y acercar a la punta de diamante subiendo o bajando los sacos. En primeros aforos así efectuados los 16, 17, 18, 20 y 21 el resalto fue producido muy cerca de la punta de diamante llegando en el 17 aún a hacer muy distinta en la sección de aforo la altura de agua y, por lo tanto, la velocidad media. En los demás alejamos más el resalto para ver si las isotáquicas tendían a una forma regular. En éstos la velocidad media es casi idéntica en ambos ramales y la altura de agua es la misma, en casi todos, en los dos ramales. Presentamos en el apéndice los datos de ocho de estos aforos, eligiendo los primeros por la circunstancia anotada, que demuestra palpablemente el aislamiento de aguas abajo. Los ocho elegidos completan también todas las variaciones de condición son los 16, 17, 19, 20, 22, 25, 26 y 27 (véase apéndice) lámina IV (figuras N° 41 a N° 64).

En el cuadro siguiente están los resultados de todos los aforos. En la columna del error de partición se le ha calculado con relación al gasto que debería haber, y como el ramal La Ce es el de menor gasto, y por lo tanto las diferencias entre el gasto existente y el que debiera haber son un % mayor de este último, es solamente ése el que hemos calculado.

---

<sup>26</sup> Echando el agua del Oliveto y Lonquén por nuestro canal.

Aforo	h		Clasif del gasto	U		B		Condicción de agua abajo		Gasto efectivo		Gasto que debería haber		Error de par-tición	
	Calera	Ce		Cal	Ce	Calera	Ce	Sacos Ce	Sacos ramas	Calera	Ce	Calera	Ce		
16	0,38	0,38	medio	1,603	1,742	0,13	0,154	0,51	0,534	*	0,368	0,277	0,3696	0,2754	+0,0058
17	0,375	0,34	medio	1,73	1,893	0,151	0,183	0,526	0,523	*	0,392	0,284	0,3874	0,2886	-0,016
18	0,34	0,33	medio	1,77	1,858	0,16	0,175	0,50	0,505	*	0,356	0,262	0,354	0,264	-0,008
19	0,43	0,43	alto	2,00	2,052	0,203	0,214	0,633	0,644	*	0,5206	0,3976	0,5262	0,392	+0,012
20	0,41	0,41	alto	1,96	2,036	0,194	0,21	0,604	0,62	*	0,483	0,364	0,486	0,361	+0,008
21	0,41	0,41	alto	1,924	2,035	0,188	0,21	0,598	0,62	*	0,484	0,363	0,486	0,361	+0,005
22	0,45	0,45	alto	2,082	2,08	0,22	0,22	0,67	0,67	*	0,5765	0,418	0,570	0,4245	-0,015
23	0,45	0,45	alto	2,09	2,075	0,223	0,218	0,673	0,668	*	0,5706	0,417	0,566	0,4216	-0,011
24	0,46	0,44	alto	2,02	2,094	0,207	0,224	0,667	0,664	*	0,572	0,422	0,570	0,4245	-0,006
25	0,298	0,298	bajo	1,50	1,485	0,115	0,121	0,413	0,410	*	0,2685	0,199	0,268	0,1995	-0,0025
26	0,29	0,29	bajo	1,47	1,41	0,11	0,107	0,40	0,397	*	0,260	0,191	0,2585	0,1925	-0,008
27	0,29	0,29	bajo	1,452	1,44	0,107	0,105	0,397	0,395	*	0,256	0,188	0,2545	0,1895	+0,008
28	0,385	0,385	medio	1,823	1,822	0,169	0,169	0,554	0,554	*	0,4236	0,316	0,424	0,3156	+0,001
29	0,39	0,39	medio	1,91	1,862	0,185	0,176	0,575	0,566	*	0,449	0,324	0,443	0,330	+0,018
30	0,35	0,35	medio	1,719	1,715	0,148	0,148	0,498	0,498	*	0,360	0,2688	0,3604	0,2684	+0,0015
31	0,335	0,335	medio	1,655	1,644	0,138	0,136	0,473	0,471	*	0,328	0,247	0,3295	0,2455	+0,006
32	0,312	0,312	bajo	1,565	1,565	0,125	0,125	0,447	0,447	*	0,2988	0,2247	0,300	0,2235	+0,005
33	0,31	0,305	bajo	1,549	1,559	0,122	0,124	0,432	0,429	*	0,2876	0,214	0,2875	0,2141	-0,0004
34	0,33	0,33	bajo	1,56	1,56	0,124	0,124	0,454	0,454	*	0,309	0,2335	0,311	0,2315	+0,0085
35	0,33	0,33	bajo	1,56	1,56	0,124	0,124	0,454	0,454	*	0,3085	0,233	0,3103	0,2312	+0,0077
36	0,417	0,417	alto	1,952	1,995	0,193	0,202	0,610	0,619	*	0,492	0,375	0,497	0,370	+0,013
37	0,43	0,43	alto	2,093	2,11	0,224	0,227	0,654	0,657	*	0,544	0,4085	0,546	0,4065	+0,0048
38	0,375	0,375	medio	1,79	1,79	0,163	0,163	0,342	0,342	*	0,4045	0,300	0,4037	0,3008	-0,0026
39	0,28	0,28	bajo	1,424	1,435	0,103	0,105	0,383	0,385	*	0,2414	0,180	0,2415	0,1799	+0,0005

Construyendo la curva del error de partición en función del gasto, teniendo en cuenta la condición de aguas abajo, no se llega a resultados, lo que prueba la independencia perfecta.

Por fin el levantamiento del eje hidráulico nos permite formarnos idea de la pérdida de carga por ensanchamiento y codo entre los puntos IV y V, ramal La Ce y IV y VII ramal La Calera y también entre los V y VI del primero y VII y VIII del segundo ramal.

En el apéndice están los Bernoulli de cada punto calculados, damos a continuación los valores de las pérdidas de carga en algunos aforos elegidos arbitrariamente.

*Pérdidas de carga en m*

<i>Aforo</i>	<i>Ramal Calera</i>		<i>Ramal La Ce</i>	
	<i>entre los puntos IV y VII <math>\lambda_1</math></i>	<i>entre los puntos VII y VIII <math>\lambda_2</math></i>	<i>entre los puntos IV y V <math>\lambda_1</math></i>	<i>entre los puntos V y VI <math>\lambda_2</math></i>
17	–	–	0,193	0,044
18	0,095	0,044	0,127	0,062
20	0,147	0,022	0,141	0,092
21	0,155	0,053	–	–
22	0,167	0,020	–	–
26	0,049	0,056	–	–
35	0,104	0,064	0,127	0,067
39	–	–	0,115	0,049

Este cuadro dice que las pérdidas son grandes en el codo y no despreciables en los ensanchamientos paulatinos.

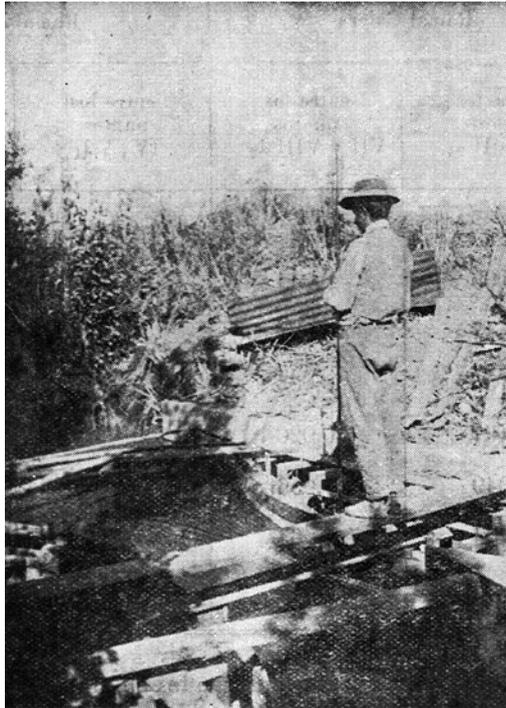
El eje del ramal La Ce forma con el entrante un ángulo de 21° y el de La Calera de 25°20'.

Si hacemos un gasto hipotético medio y calculamos con los datos del cuadro de arriba, el término medio de la pérdida de carga, que supondremos correspondientes nos formaremos idea del % de altura de velocidad perdida; esto nos dice el cuadrado siguiente:

<i>Ramal</i>	<i>Gasto medio</i>	$U_1$	$U_2$	$\frac{U_1^2}{2g}$	$\frac{U_2^2}{2g}$	$\lambda_1$ <i>media</i>	$\lambda_2$ <i>media</i>	$K_1$	$K_2$
Calera	0,4113	1,869	2,055	0,178	0,215	0,1195	0,0432	0,671	0,20
La Ce	0,2646	2,04	2,242	0,212	0,257	0,1406	0,0628	0,663	0,244

En este cuadro la velocidad  $U_1$  es la que corresponde al gasto hipotético medio en la sección del punto IV, y la altura de agua se ha deducido por interpolación de los aforos ejecutados. La velocidad  $U_2$  es la que corresponde al gasto hipotético medio en los puntos V, ramal La Ce y VII en el La Calera; siendo las alturas de

agua también deducidas. Esas alturas son: 0,36 en IV y 0,20 en VII para el ramal La Calera y 0,16 en IV y 0,15 en V para el La Ce.



Los coeficientes  $K_1$  y  $K_2$  son los números por que habría que multiplicar a  $\frac{U_1^2}{2g}$  y  $\frac{U_2^2}{2g}$  respectivamente para obtener  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$ .

Podemos concluir que en nuestro caso en el codo de 20 a 25° se pierden los 2/3 de la altura de velocidad, y que en el ensanchamiento de 13° y frotamiento en los ramales se pierde de 1/4 a 1/5 de dicha altura.

Para poner en evidencia las pérdidas de carga hemos trazado el eje hidráulico del aforo 17, habiendo elegido éste precisamente porque a pesar de la desigual altura en los ramales en la sección de aforo, el Bernoulli es el mismo (figura N° 66, lámina VI).

No nos dejemos engañar por el valor  $K_2$ ; él es la suma de la pérdida de carga por ensanche paulatino y por frotamiento que es grande debido al régimen torrencial. En efecto: si calculamos los de J, pérdida de carga por metro lineal, según la fórmula de escurrimiento uniforme,  $j = \frac{U^2}{C^2 R}$  para las velocidades del gasto medio hipotético en los puntos V y VI del ramal La Ce y en VII y VIII, ramal Calera; y hacemos el término medio de los resultados, tendremos para cada ramal un valor de J intermedio que si no es exacto nos da una idea aproximada del valor de la pérdida de carga por frotamiento en ese trayecto. El cuadrito da los cálculos:

Para los valores de C se han tomado los correspondientes a paredes alisadas de la 1ª categoría de Bazin.

<i>Puntos</i>		<i>Gast hip.</i>	<i>H</i>	<i>U</i>	<i>R</i>	<i>U<sup>2</sup></i>	$\frac{1}{C_2}$	<i>J</i>	<i>J intermedio</i>
La Ce	V	0,2646	0,15	2,055	0,109	4,22	0,000191	0,0074	
	VI		0,10	2,10	0,086	4,41	0,000202	0,0104	0,0089
Calera	VII	0,4113	0,20	2,242	0,138	5,03	0,000182	0,0066	
	VIII		0,10	2,42	0,09	5,86	0,00020	0,013	0,0098

Siendo la distancia entre los puntos v y vi de 2,55 según el eje del canal, tendremos para el ramal La Ce  $f = 0,0227$  y para el La Calera, la distancia entre el vi y vii siendo de 2,90,  $f = 0,0284$  m.

Podemos pues concluir que las pérdidas de carga por ensanchamiento exclusivamente, son:

$$\text{La Calera } \lambda'' = 0,0432 - 0,0284 = 0.0148 \text{ m.}$$

$$\text{La Ce } \lambda'' = 0,0628 - 0,0227 = 0,0401 \text{ m y en función de las alturas de velocidad inicial:}$$

$$\text{La Ce } K'' = 0,0688$$

$$\text{La Calera } K'' = 0,0156$$

Observemos que el método de cálculo es defectuoso, el gasto hipotético medio supone la proporcionalidad entre los gastos y las pérdidas de carga. Por impresión nos inclinamos más al valor de  $K''$  del ramal La Calera, el otro es seguramente exagerado. Nos alargaríamos mucho si estudiáramos esta cuestión en detalle, como se podría hacer con los datos de cada aforo, construyendo la función que resultara de la pérdida de carga en función del gasto (algo análogo a la relación entre el radio medio y la raíz de la sección), llegando a expresiones fáciles.



## CAPÍTULO V

### INFLUENCIA DE LA ACELERACIÓN DEL ESCURRIMIENTO EN LA REPARTICIÓN VERTICAL Y HORIZONTAL DE VELOCIDADES

Desproporción máxima de los gastos por metro de ancho en los canales ordinarios, en angostamientos y sobre barreras

Al acelerarse una corriente, si en sus secciones rige la ley hidrostática, el descenso del eje hidráulico, despreciando los frotamientos, es un incremento en altura de velocidad igual para todos los filetes. Este incremento tendrá mucho más importancia para las menores velocidades, de ahí es que se observa la regularización de ellas.

Sabemos que en un canal de escurrimiento uniforme las velocidades se reparten, según una ley parabólica, en una vertical, cuyo máximo está colocado entre la superficie libre y los  $\frac{2}{3}$  de la altura. En la horizontal, si se trata de canales de ancho comparable a la altura, la influencia de la pared se hace sentir y se tiene una repartición semeiante a la parabólica de eje al centro. Si el canal es de un gran ancho, la pared ejerce su influencia en una pequeña porción del ancho y las velocidades son más o menos iguales en gran parte de la horizontal. Hacemos, desde luego, hincapié en el ancho del canal respecto a la altura, pues es de todos conocido que mientras más ancho es un canal más se acentúa la forma paralela al fondo de las curvas isotáquicas y así resaltarán mejor las ventajas de la aceleración en un angostamiento.

En la figura N° 67, lámina v puede verse la repartición de velocidades en nuestro marco antes de angostar. Se trata del aforo 1 de molinete. Puede observarse lo que arriba decíamos: gracias al gran ancho las curvas isotáquicas son casi paralelas al fondo en una gran extensión. Nótese también cómo a pesar de ser un aforo ejecutado a 0,50 m aguas arriba de la punta de diamante, hay disminución de velocidades enfrente de ella, lo que seguramente no habría sucedido con una lámina delgada en vez del macizo angular existente.

En la figura N° 69 está trazado el aforo 3 en el angostamiento a 2,312 y a 0,80 m aguas arriba de la punta de diamante existente. Las curvas isotáquicas han perdido enteramente la forma clásica y la repartición en las verticales y horizontales es sorprendentemente pareja.

Antes de hacer consideraciones generales sobre la repartición de velocidades en estos casos y demás de la láminas v y VI veamos la regularización tomada globalmente en el cuadro siguiente:

<i>Ancho del canal</i>	<i>Aforo</i>	<i>Para Q=1 corresponde por m1</i>	<i>U</i>	<i>U Máx.</i>	<i>dif. en % de U</i>	<i>U Min.</i>	<i>dif. en % de U</i>	
Antes de angostar	3,54	1	0,282	1,129	1,50	32	0,71	36
		1 de tubo	"	0,98	1,18	17	0,75	19
1 <sup>er</sup> angost.	2,312	3	0,433	1,18	1,275	8	1,138	3,3
		4	"	1,207	1,29	6,8	1,075	10,9
2 <sup>do</sup> angost.	1,70	5A	0,588	1,63	1,75	7,4	1,41	13
		6A	"	1,61	1,384	4,5	1,548	3,8
3 <sup>er</sup> angost.	1,06	12	0,943	2,138	2,36	5,6	2,03	4,5
		13	"	1,84	1,95	5,9	1,705	7,3
		41	"	2,017	2,23	5,6	1,91	5,3
Canal de Catemu 1 = 2.89	Marcador Cerrillos	0,346	0,49	0,604	23	0,416	17,5	

La tercera columna tiene por objetivo dar, como si dijéramos, la concentración del gasto, y hay que recordar que los aforos 1, 4, 5 y 41 tienen un gasto casi idéntico, para ver el efecto de la aceleración del escurrimiento. Por otra parte, la precisión con que han sido hechos los aforos da valor a los resultados.

Las columnas de U máx y U mín nos dan las velocidades máximas y mínimas observadas (no extrapoladas); y su diferencia con la media en % de ella.

El cuadro nos dice también que el margen de diferencia entre la media y la máxima y mínima que es grande de uno a otro aforo antes de acelerar la corriente se disminuye más y más mientras más se ha angostado o sea mientras mayor es la aceleración de la corriente.

Idea más racional de la uniformidad de las velocidades nos dará el cálculo del coeficiente correctivo de Coriolis  $\alpha$ , que como sabemos mide esas diferencias y sirve para darnos la altura media total de velocidad de una corriente:  $\frac{\alpha U^2}{2g}$

El valor de  $\alpha$  es

$$\alpha = 1 + 3\eta \text{ y } \eta \text{ como sabemos vale}$$

$$\eta = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \frac{W^2}{U} d\omega$$

expresión en que W es la diferencia entre la velocidad de un filete y la media:  $W = u - U$ .

De todos nuestros aforos hemos construido las curvas isotáquicas y las hemos calculado por ese sistema; por lo tanto aprovechamos idéntica manera de calcular  $\alpha$ . Puede verse el cálculo en el apéndice y en el siguiente cuadro los resultados:

<i>Aforo</i>	<i>Ancho del canal</i>	$\eta$	$\alpha$	<i>Aforo</i>	<i>Ancho del canal</i>	$\eta$	$\alpha$
1 mol.	3,54	0,021	1,063	12	1,06	0,00614	1,0042
3	2,312	0,00081	1,0024	13	1,06	0,00085	1,0026
5 A	1,70	0,00192	1,0058	41	1,06	0,000845	1,0025
6 A	1,70	0,00053	1,0016	Cal.	0,00033	1,001	
9	1,06	0,0013	1,0039	19	Ce	0,0013	1,0039
					Calera	0,00049	1,0015
				22			
					Ce	0,00031	1,00093

En este cuadro aparecen calculados los coeficientes  $\alpha$  de dos aforos en los ramales, el 19 y 22 y tuvimos por objetivo al hacerlo, en el primero, ver si se igualaban las sumas de Bernoulli que nos habían dado valores diferentes en dos cm, pero encontramos que  $\alpha$  casi no influye. En el 20 era caso contrario darnos cuenta si siendo los Bernoulli encontrados idénticos  $\alpha$  nos los variaba. El cuadrado siguiente da los valores:

	$H$		$\frac{U^2}{2g}$		$\alpha \frac{U^2}{2g}$		$B$		$B \text{ sin corregir}$	
<i>Aforo</i>	Cal.	Ce	Cal.	Ce	Cal.	Ce	Cal.	Ce	Cal.	Ce
19	0,43	0,43	0,203	0,214	0,2032	0,2148	0,6332	0,6448	0,633	0,644
22	0,45	0,45	0,22	0,22	0,2203	0,2202	0,6703	0,6702	0,67	0,67

Por último, demos una ojeada a la distribución de las velocidades en las verticales y horizontales: al paso que vemos la disminución marcada de las velocidades hacia el fondo en cada vertical y hacia las paredes en cada horizontal en el canal sin angostar figura N° 68, hecho el primer angostamiento podemos decir que la repartición horizontal es una horizontal y la vertical, una vertical con pequeñísima tendencia a decrecer en el fondo (figura N° 69, aforo 3). Angostamos más y este nuevo angostamiento a 1,70 nos produce la crisis, aforamos en el escurrimiento crítico y parece que la distribución de velocidades no obedece a ley ninguna; ¿no será que pasando la función energía por un mínimo hay una especie de inestabilidad en la distribución y cualquiera causa inicial puede regir? En unas verticales decrece la velocidad del fondo, en otras aumenta; en las horizontales se nota que la forma clásica de distribución tiende a invertirse, es decir, las orillas en vez de presentar decrecimientos de velocidad presentan aumentos, el centro siempre presenta un máximo de velocidades... ¿luego habrá una vertical a cada lado entre el centro y la pared en que la velocidad sea mínima?.

En este angostamiento se notan diferencias absolutas de velocidad mayores que el primero pero el % respecto a la media, debido a la concentración del gasto por metro de ancho es menor. El coeficiente  $\alpha$  demuestra igual cosa.

En el tercer angostamiento a 1,06 se acentúa aún más el aumento de velocidad hacia las orillas y la forma con un máximo al centro es enteramente neta en el

aforo 12 (figura N° 71). Las verticales como antes dijimos parece que se acomodan de cualquier manera.

En los aforos hechos con este angostamiento en los ramales se nota, a pesar de la variación de condiciones y sin obedecer a ella, este aumento de velocidad en la orilla. Son raras las excepciones en las que la velocidad parietal no es mayor que la media.

En los marcos de barrera la velocidad parietal es siempre menor que la media, y si aguas arriba hay embancamientos, según ingenieros que lo han experimentado, se nota distribución de velocidades parecida a la ordinaria aunque no tan pronunciada la disminución de velocidad en la orilla.

El gasto por unidad de ancho, se uniforma con las velocidades. Ésta es la verdadera ventaja y la importancia de la aceleración del escurrimiento en los marcos de escurrimiento crítico.

Hemos calculado el gasto por metro de ancho en las verticales de los aforos anteriormente citados y algunos otros y con esos datos construimos gráficos que den en cada vertical la relación entre el gasto por unidad de ancho en ella y el gasto total por metro de ancho.

He aquí, en el cuadro los resultados de esos gráficos: (véase lámina VII, figuras 73 a 79).

	Aforo	Ancho del canal	Gasto por m de ancho $Q_1$	$Q_1, max$		$Q_1, min$	
				$Q_1$ máx $Q_1$	Vert. en que se produce	$Q_1$ mín $Q_1$	Vert. en que se produce
En nuestro Canal	1 Mol	3,54	0,248	1,107	III	0,608	$0_1$
	1 Tubo P.	"	0,271	1,147	VIII	0,767	VI
	3	2,312	0,296	1,06	II	0,96	$0_1$
	4	"	0,380	1,085	II	0,934	$0_1$
	5 <sub>A</sub>	1,70	0,5155	1,036	$0_1$	0,975	IV
	6 <sub>A</sub>	"	0,531	1,016	$0_D$	0,988	IV
	12	1,06	0,847	1,032	$0_1$	0,96	$0_D$
	13	1,06	0,760	1,027	II y VI	0,936	$0_1$
	41	1,06	0,844	1,01	$0_1$	0,988	IV
	C. de Arriba Catemu. Cerrillos	2,89	0,365	1,078	III	0,84	$0_1$
Marcos de barrera	Canal Maquis						
	N° 2 <sup>27</sup>	3,91	0,601	1,043	V	0,972	$0_1$ y $0_D$
	Graneros Marco	4,20	0,327	1,009	III y VI	0,944	$0_1$ y $0_D$
	N° 2						

Este cuadro nos dice que gastos en verticales que son hasta 30% diferentes del gasto por metro de ancho se han convertido en un 6% a lo más acelerando la

<sup>27</sup> En el capítulo siguiente damos el plano de uno de estos dos marcos; allí puede consultarse.

corriente. Observemos que el aforo 13 que es el que arroja un 6% fue hecho donde se desvían los ramales, y que los otros dan diferencias que no llegan a 3,5% en nuestros angostamientos y a 4,5 en los ejemplos de barreras.

Por último, haciendo el término medio de la razón del gasto por unidad de ancho en cada vertical con el gasto por metro de ancho total, en los 10 aforos efectuados en nuestro angostamiento de 1,06 (aforos 8, 9, 10, 11, 12, 13, 15, 40, 41, 42) llegamos a los valores.

<i>Vértice</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>	<i>V</i>	<i>VI</i>	<i>VII</i>
$\frac{Q_1^n}{Q_1}$	1,0073	1,0075	0,9944	0,9983	0,9921	1,0095	1,0061

¡La diferencia no llega al 1% en ninguna vertical! Este cuadrado tiene especial valor, pues es un cómputo medio con todos los gastos.

Si atendemos a que hablando de gastos por unidad de ancho, en cada vertical, extremamos la situación, nos daremos cuenta de la excelencia indiscutible de esta clase de partidores. Estamos en presencia de la más curiosa de las consecuencias; los salientes pequeños, en marcos de angostamiento, nunca quedarán perjudicados.

Antes de terminar el capítulo hagamos algunas consideraciones sobre el aforo 8. Dijimos que se produjo curvatura en la superficie libre en el 3<sup>er</sup> angostamiento y hubimos de corregir el embudo; el aforo 8 fue hecho antes de hacer la corrección (figura N<sup>o</sup> 31, lámina IV).

En el cuadro que va a continuación hemos calculado las alturas, las velocidades, gastos por unidad de ancho, etc., de este aforo:

<i>Verticales</i>	<i>Valor medio</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>	<i>V</i>	<i>VI</i>	<i>VII</i>	
Alturas	0,294	0,26	0,29	0,31	0,32	0,31	0,29	0,265	m
Velocidades	1,605	1,694	1,63	1,553	1,537	1,668	1,708	1,766	m:s
Gastos m <sup>1</sup>	0,4726	0,440	0,472	0,481	0,493	0,517	0,495	0,468	m <sup>3</sup> :s:m <sup>1</sup>
Altura de vel.	0,13	0,145	0,134	0,123	0,12	0,14	0,147	0,157	m
Bernouilli	0,424	0,405	0,424	0,433	0,44	0,45	0,437	0,422	m

No nos preocupemos de la disimetría notable de la repartición en las orillas proveniente a su vez de la disimetría que existía en el embudo<sup>28</sup> y veamos en el siguiente cuadro cómo a pesar del lomo de toro de la superficie libre los gastos en cada vertical se regularizan. En el cuadro están las razones entre el valor en cada vertical con el valor medio:

El cuadro nos dice que mientras las alturas difieren de la media en la orilla derecha del 11,7% el gasto sólo del 6,9% y en la izquierda la altura del 9,9% y el gasto de 0,9%. Recordemos sumariamente que en este caso no rige la ley hidrostática y

<sup>28</sup> Y que como hemos dicho en el otro capítulo, fue corregido en 1,85 aguas arriba del angostamiento.

que por lo tanto no siendo igual para cada filete el valor piezométrico  $Z + \frac{P}{\gamma}$ , al acelerarse no han recibido un incremento igual en su altura de velocidad.

<i>Verticales</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>	<i>V</i>	<i>VI</i>	<i>VII</i>
Altura	0,883	0,999	1,054	1,087	1,054	0,999	0,901
Velocidad	1,055	1,015	0,967	0,958	1,039	1,064	1,10
Q : m <sup>3</sup>	0,931	1,014	1,019	1,041	1,095	1,063	0,991

## CAPÍTULO VI

### DATOS DE MARCOS DE BARRERA

#### PROYECTO DE MARCO

En los capítulos anteriores lo hemos ido diciendo todo, respecto a estos marcos; aquí, sin embargo, volveremos a insistir sobre algunos puntos de interés, como son la forma y colocación de la punta de diamante, las pérdidas de carga y daremos ejemplos y disposiciones de este marco y un proyecto completo de él.

Sobre una barrera de longitud relativamente grande en el sentido del eje del canal, sin embancamiento aguas arriba de ella, se observa que el eje hidráulico es idéntico al del vertedero de pared gruesa; por lo tanto hay una extensión grande donde las velocidades son, como consecuencia de haberse acelerado la corriente, regulares en todo el ancho y se tiene en toda esa extensión la crisis. La punta partidora puede ir, en tal caso, colocada indiferentemente en cualquiera sección sobre la barrera. Si la barrera es sobrada o se produce en el emplantillado de aguas abajo un torrente, a plomo de la caída no habrá altura crítica<sup>29</sup> y quizás sea en ese punto la igualdad de velocidades más perfecta. Si, por fin, el caso común, se embanca aguas arriba hasta hacerse paulatina la aceleración de la corriente, el eje tendrá la forma de río deprimido y tendremos un caso muy parecido al que estudiamos en la colocación de la punta partidora de nuestro tercer angostamiento; diremos entonces lo mismo que allá: prácticamente la punta puede internarse la mitad, un tercio en la barrera, pero quizás lo que más convenga sea colocarla a plomo de la caída siempre que la haya. Si la forma del eje es distinta en los dos ramales, creemos que convendrá internar la punta hasta donde la altura en ambas ramas sea idéntica.

En barreras de 1 m de ancho, la hemos visto comúnmente internarse 0,40 m con napas que varían de 0,40 m a 0,007; y en barreras de 0,30 m de ancho internados de 0,20 con napas de 0,15 a 0,05 m, habiendo en todos los casos, con

---

<sup>29</sup> Suponiendo napa libre y haciendo la hipótesis que reina la presión atmosférica que hay debajo y encima de ella en toda la napa se prueba que la altura es  $\frac{2}{3}$  de la crítica.

excepción de uno, caída y siendo los errores de partición pequeñísimos, como veremos luego.

En la figura N° 80, lámina VIII damos el plano del marco 3 del canal Maquis y Macal derivado del Teno, y el eje hidráulico trazado con un gasto de 1.300 l:s. El saliente tiene pared compensadora inclinada 0,20 m en 0,90 de altura. Los anchos en el fondo, contados sobre la barrera, son proporcionales a derechos, y la pared inclinada no tiene por objetivo hacer proporcionales los radios medios sino que suplir en sección lo que falta en velocidad. En la figura N° 81, lámina VIII aparecen trazadas las isotaquias de un aforo en la misma punta de diamante y puede observarse la forma que tiende a la conocida hacia las orillas. El gasto de ese aforo es de 1.648 l:s, siendo el error de partición en el saliente de 1,2% por exceso. Los gráficos de las figuras N° 78 y 79 (lámina VII, véase capítulo V) son de aforos en el marco núm. 2 de este mismo canal y en el núm. 2 del canal Graneros, también derivado del Teno. Esos dos marcos no tienen pared compensadora, sus características y datos de esos aforos constan del cuadro siguiente<sup>30</sup>:

CANAL	Anchos			Gastos medidos			Gastos correspon.		Error en el saliente
	Entrante	Pasante	Saliente	Entrante	Pasante	Saliente	Pasante	Saliente	
Canal Maquis m <sup>co</sup> 2°	3,91	3,12	0,79	2,350	1,882	0,468	1,880	0,470	-0,04%
Canal Graneros m <sup>co</sup> 2	4,20	2,23	1,97	1,374	0,7286	0,6457	0,7293	0,645	+0,1%

Volvamos ahora a tratar del eje hidráulico trazado sobre el marco núm. 3 del canal Maquis: intencionalmente hemos levantado el fondo y eje aguas abajo del marco, para demostrar el hecho tratado en el capítulo III. Veámoslo con números. Al fin del emplantillado, antes del resalto, tenemos:

$h = 0,12$  m.  $\Omega = 0,291$  m<sup>2</sup>, siendo  $Q = 0,940$  m<sup>3</sup>:s el gasto en el pasante  $U = 3,23$ ; la altura de velocidad correspondiente  $\frac{U^2}{2g} = 0,53$  m.; el Bernoulli referido al emplantillado  $B = 0,65$ . Después del resalto:  $\Omega = 2,66$  m<sup>2</sup>;  $U_2 = 0,353$ ,  $\frac{U_2^2}{2g} = 0,007$ ; la suma de Bernoulli referida a la cota del emplantillado  $B = 0,28 + 0,007 = 0,287$ .

La pérdida de carga  $\lambda_1 = 0,65 - 0,287 = 0,363$  m.

La pérdida de carga entre el final del emplantillado y la cresta de la barrera es fácil de calcular:

Gasto por metro de ancho en la barrera 0,388; alt. crítica correspondiente 0,248; Bernoulli correspondiente 0,375; altura de la barrera 0,30 m. La suma de Bernoulli referida al emplantillado 0,675.

$$\lambda_2 = 0,675 - 0,65 = 0,025$$

Pérdida de carga por metro corrido correspondiente a  $h = 0,12$  calculada por la fórmula de Bazin:  $J = \frac{U^2}{C^2R} = \frac{10,43 \times 0,000191}{0,109} = 0,0182$  m.

<sup>30</sup> Aforos hechos por el señor Julio Zegers Baeza, ingeniero que proyectó y construyó estos marcos.

Pérdida de carga por metro corrido correspondiente a 0,25, altura en el medio de la barrera igualmente calculada 0,002; término medio de las dos 0,0101.

Deduzcamos consecuencias de estos datos: encontramos que a causa del hoyo de la salida, tenemos en el emplantillado una velocidad de 3,20; en canales en roca dura no se admiten velocidades parietales de más de 3 m:s, según Debeauve et Imbeaux, y rocas en capas empiezan a ser socavadas con velocidad en la pared de 1,83. El Hütte para rocas duras dice que no se debe pasar de 3,50 m:s de velocidad media, o sea, 3,14 de velocidad en la pared, y las rocas estratificadas (pizarras, por ejemplo) 2,30 m:s como velocidad media y 1,82 en la pared. Es semejante la albañilería de piedras grandes, quizá a la roca dura y el concreto o enlucido a las rocas estratificadas, respecto a su disgregación por las velocidades del agua, por lo tanto creemos que no es prudente admitir en el emplantillado de un marco, velocidades como la encontrada; volvemos a insistir sobre la necesidad de asegurarse contra la formación de ese hoyo a la salida. Conviene también tener presente que una barrera de altura sobrada, facilita la formación del torrente.

Encontramos que la pérdida de carga total entre el fin del emplantillado y sobre la barrera es de 0,025 m; ahora bien, el valor de J calculado como intermedio, correspondiente a las dos alturas de 0,12 y 0,25 es 0,0101, o sea, en los 3,40 m: 0,034 m., valor comparable a 0,025 m. Luego vendríamos a tener que suponer un escurrimiento en la forma de la figura N° 82 (lámina VIII), es decir, sobre un fondo de agua muerta cuyos frotamientos no sabemos apreciar (el valor encontrado, que desgraciadamente no merece fe decidida, dice que menores que en pared lisa?...). Dos datos nos autorizan a pensar que la grada de la barrera no produce pérdida de carga sensible: la pequeñez del valor 0,025 y que el cálculo del J intermedio resulte mayor que el medido de 0,025 m, que toma en cuenta todas las pérdidas de carga. Es realmente curioso: si se produce torrente en el emplantillado, la forma de la barrera no influiría ¡un bonito y fácil campo de experimentación!

Por último, un marco como el del plano, con el saliente en ángulo recto, llevará fácilmente a proyectarlo con la barrera sobrada, puesto que la pérdida de carga por choque en el saliente es probable que decida respecto a la altura de la barrera. Parece natural hacer la hipótesis de la pérdida total de la altura de velocidad, que en la crisis es la mitad de la altura de agua. Las barreras altas llevarán a remansos aguas arriba que no siempre se pueden admitir.

Para concluir este capítulo presentaremos un cálculo y disposición completa de un proyecto de marco de este tipo.

Supongamos un canal de 300 acciones, cuyo gasto máximo sea de 4 m<sup>3</sup>: s, que se quiere dividir en un pasante de 240 acciones y un saliente de 60; es decir, en un 80% y un 20% del total. El entrante y pasante, caso corriente, tienen la misma pendiente, que supondremos 0,001, y el saliente de 0,00075 por consideraciones extrañas fijadas de antemano. Ambos, pasante y saliente, después del marco siguen un largo trozo, varios kilómetros, con las pendientes supuestas, es decir, podemos aceptar que desde la salida del marco toman la altura de régimen.

La sección del pasante tiene 2,80 m de ancho en el fondo con taludes de 2:1 y la del saliente 150 m de ancho en el fondo y los mismos taludes. Paredes de tierras

en las condiciones ordinarias. El ancho del entrante en el marco, fijado a priori es de 3,50; por lo tanto éste será el ancho del canal en la barrera. Partiendo de estos datos proyectemos el marco.

Calcularemos las curvas de gastos y Bernoulli de cada ramal (por medio de las tablas de Bazin), a la salida del marco, donde hay escurrimiento de régimen. Veremos si el cambio de sección del fin del emplantillado significa una pérdida de carga apreciable. Estudiaremos cuál de los ramales da la barrera más alta y para qué gasto, calculando la pérdida de carga que dicha barrera ocasiona, hallaremos en la altura que ella ha de tener para que el aislamiento de las influencias de aguas abajo sea perfecto. Dispondremos el proyecto de marco con su eje hidráulico trazado.

Los siguientes cuadros no dan los cálculos de gastos y Bernouilli correspondientes a los dos ramales. El cálculo se ha hecho por medio de la expresión  $U = C \sqrt{RI}$  partiendo de la altura de agua como dato.

<i>Pasante</i>									
<i>h</i>	<i>V</i>	<i>Q</i>	$\frac{V^2}{2g}$	<i>B</i>	<i>h</i>	<i>V</i>	<i>Q</i>	$\frac{V^2}{2g}$	<i>B</i>
0,3	0,39	0,35	0,008	0,308	1,00	0,855	2,82	0,037	1,037
0,5	0,595	0,98	0,0185	0,5185	1,20	0,957	3,90	0,047	1,247
0,9	0,804	2,35	0,033	0,933	—	—	—	—	—

<i>Saliente</i>									
<i>h</i>	<i>V</i>	<i>Q</i>	$\frac{V^2}{2g}$	<i>B</i>	<i>h</i>	<i>U</i>	<i>Q</i>	$\frac{V^2}{2g}$	<i>B</i>
0,40	0,37	0,25	0,007	0,407	0,80	0,554	0,84	0,0155	0,816
0,64	0,48	0,56	0,012	0,652	1,00	0,634	1,27	0,02	1,02

El emplantillado del marco será horizontal, su longitud la fijaremos en total en 6 metros, luego a más del cambio de sección a la salida del emplantillado tendremos una gradita de altura insignificante<sup>31</sup>. La pérdida de carga por ambas causas resulta despreciable aún con gasto máximo, milímetros de Bernoulli que no podemos tomar en cuenta dado el sistema de cálculo.

Podemos entonces, supuesto que no se producirá un torrente en el emplantillado, tomar como la energía o suma de Bernoulli al pie de la barrera para cada gasto, la que no dan los cuadros anteriores. En la figura N° 84 (lámina VIII) hemos construido las curvas de Bernoulli en cada ramal en función del gasto en el entrante, deducidos de los cuadritos, supuesta la partición perfecta<sup>32</sup>. Trazada también en función del gasto, la curva  $\frac{3}{2} H$ , o sea, el Bernoulli crítico, que ha de haber sobre la barrera; vemos que las alturas de barreras son mayores para el pasante que para el saliente y que en él crecen con el gasto, siendo el gasto máximo, supuesto de 4m<sup>3</sup>:s; el determinante, es decir, 3,2 m<sup>3</sup>:s en el pasante.

<sup>31</sup> De 6 mm en el pasante y 4,5 mm en el saliente.

<sup>32</sup> De esa manera tenemos con una sola curva de  $3/2 H$  las alturas de la barrera que corresponden a ambos ramales.

Si la barrera no produjera pérdida de carga, tendría, según el gráfico una altura de 0,347 m, para que el aislamiento de las influencias de abajo fuera perfecto.

Hemos supuesto, sin haberlo expresado, que el marco tendrá sección rectangular, y como dijimos es despreciable la pérdida de carga a la salida por cambio de sección. El Bernoulli del gasto determinante es  $B = 1,1155$  referido al emplantillado. A este Bernoulli corresponde una altura  $H = 1,055$  m y  $\frac{U^2}{2g} = 0,0605$ , en el emplantillado del pasante. Para este gasto determinante la altura crítica sobre la barrera es de 0,512 y

$$\frac{U^2}{2g} = \frac{0,512}{2} = 0,256;$$

el Bernoulli crítico será  $B = 0,678$ .

Siendo  $H$  la altura crítica,  $\frac{U^2}{2g}$  la altura de velocidad crítica,  $H_1$  la altura de velocidad crítica,  $H'$  la altura aguas abajo,  $a$ , la altura de barrera y  $h$  la diferencia de cotas del nivel libre de agua, tenemos la expresión de Forchheimer<sup>33</sup>.

$$H h + \frac{h^2}{2} = \frac{U^2}{2g} 2H \frac{h + a}{H'}$$

Para un gasto dado, el segundo miembro es constante, cualquiera que sea el valor de  $a$ , siempre que partamos de la base que sobre la barrera hay crisis<sup>34</sup>.

Su valor en nuestro caso es:

$$0,256 \times 2 \times 0,512 \frac{0,543}{1,055} = 0,1349,$$

Veamos con alturas de barrera, cómo se satisface la expresión de Forchheimer:

$a$	$h$	1 <sup>er</sup> miembro	$\lambda$	Observaciones
0,60	-0,057	-0,292	0,252	Nivel en la barrera más alta que aguas abajo.
0,54	0	0	0,195	El eje no sube ni baja. La fórmula de Borda da $\lambda = 0,0725$
0,52	0,023	0,0123	0,172	
0,45	0,093	0,0519	0,102	
0,40	0,143	0,0834	0,052	
0,347	0,1955	0,1193	0,00	
0,324	0,217	0,1349	-0,024	Valores de $a$ y $h$ que satisfacen la ecuación.

Vemos que a todas las alturas de barrera tanteadas, menos a la última corresponde un primer miembro menor que el segundo, es decir, el principio de las cantidades de movimiento se satisfaría con mayores valores de  $h$ ; no podemos aceptar que exista torrente sobre la barrera, pues el primer miembro es negativo cuando

<sup>33</sup> Como ya que se llegaba a la igualdad  $\frac{H^2}{K^2} = \psi \pm \psi^2 \sqrt{\frac{h(h+s)}{2k^2}}$ ; dándose un valor de  $s$ , altura de la grada, en función de  $K$  para valores de  $\frac{h}{k}$  se obtiene los de  $\frac{H}{K}$ ; de modo que se pueden tener los saltos del eje hidráulico y los Bernoulli. Aquí más nos conviene proceder de la expresión de arriba pues  $H$  es dato y  $k$  o sea  $\frac{U^2}{2g}$  también, convirtiéndose nuestro cálculo más bien en averiguar si las alturas de barrera que nos demos satisfacen al principio de las cantidades de movimiento.

<sup>34</sup>  $h + a = H' - H$

la crisis sobre la barrera da un nivel mayor que el de aguas abajo como es el caso de  $a = 0,60$  y en este caso estamos seguros de la existencia de la crisis. Creemos, pues, en la posibilidad de aceptar, aun las menores alturas de barreras que arrojan un valor de  $\lambda$  positivo, pues, si bien es cierto que el choque de velocidades distintas puede ocasionar pérdida de carga, no siempre se la puede admitir a priori, pues no es efecto inherente al choque. Además, el caso de  $a = 0,54$  propuesto, en que el eje no subiría ni bajaría, la pérdida de carga, según la expresión de Borda, que, sería aplicable, da un valor menor (0,0725) que la diferencia de los Bernoulli, el crítico sobre la barrera, y el de aguas abajo (0,195). Si aceptáramos la validez de la fórmula de Borda, ella nos llevaría a admitir una altura menor que 0,54, para disminuir el Bernoulli en la barrera.

Por fin, las alturas de barrera entre 0,54 a 0,40 que dejan margen a grandes pérdidas de carga, son posiblemente barreras sobradas que nos darían ejes de forma torrencial en el emplantillado, que debemos evitar. Hemos visto en nuestras experiencias del marco de angostamiento que la inestabilidad en la distribución de las velocidades parece inherente a la producción de la crisis, por lo tanto elijamos una altura de barrera pequeña, que nos asegure el éxito del marco, antes que aceptando barrera sobrada tengamos las consecuencias: torrente en el emplantillado y remanso de gran altura aguas arriba. Aceptaremos una barrera de 0,36 m.

En la figura N° 84, lámina VIII, aparece la disposición del marco proyectado con barrera de paramentos verticales. Le hemos dado de ancho a la barrera 1 m en el sentido longitudinal del canal. Los anchos son proporcionales a derechos y hemos hecho caso omiso de la pared compensadora del saliente, pues limpias a menudo la dejan sin objeto.

En un marco como el en cuestión creemos que no vale la pena encarecer la obra con un sifón de fondo que desembanque, y tampoco hemos proyectado troneras que atraviesen la barrera a la cota del fondo, que impiden el embancamiento, pero que quizá hagan perder las ventajas de la barrera<sup>35</sup>, con la perturbación que introducen en el escurrimiento.

Para no introducir una condición de aguas abajo no prevista, hemos doblado el saliente en codo, dejando el pasante, cuyo Bernoulli determinó la barrera, sin codo alguno. En el supuesto que el codo hiciera perder al saliente toda la altura de velocidad crítica, que hay sobre la barrera: 0,256 m siendo el Bernoulli que corresponde al gasto máximo (800 l:s en él) de 0,795 m aún no llegaría (0,795 + 0,256 = 1,051 m) al del pasante (1,115) de que partimos para nuestro cálculo.

Sobre la barrera, referido al emplantillado el Bernoulli vale  $0,36 + 0,768 = 1,128$  y la pérdida de carga por ensanche brusco resulta  $\lambda = 1,128 - 1,116 = 0,012$ .

Aguas arriba de la barrera, suponiendo despreciables los frotamientos, es decir, aceptando el mismo Bernoulli tendremos:  $H_0 = 1,07$ ;  $\Omega = 1,07 \times 3,5 = 3,745$ ;  $U = 4,000$ ;  $3,745 = 1,068$ ,  $\frac{U^2}{2g} = 0,058$

Tendremos referidas al emplantillado de cota de 100 m.

<sup>35</sup> Aunque se las calcule proporcionales a derechos, lo que es fácil pues todos esos orificios tienen carga igual.

Cresta de la barrera	100,36 m	Nivel sobre la barrera	100,872 m
Pasante, nivel en el emplantillado	101,055 m	Nivel aguas arriba	101,070 m
Saliente nivel en el emplantillado 100,79 m.			

Si proyectamos la barrera con el paramento de aguas abajo en forma de talud inclinado, podríamos calcular la pérdida de carga que ella produce ampliando la aplicación del número de Gibson<sup>36</sup> a corrientes descubiertas. Sin entrar en detalles: Gibson calculó la razón entre la pérdida de carga por ensanche paulatino y ensanche brusco para conos que escurren a sección llena y se llega a la expresión  $G = \alpha + \frac{0,008}{\alpha}$  en que  $\alpha$  es el ángulo al vértice del cono siempre que sea pequeño. En caso de canales aceptaremos para  $\alpha$  el valor del ángulo sólido, o sea, la razón entre la sección final y el cuadrado de la distancia al vértice de la pirámide cuya base fuera dicha sección o a la arista del prisma contraria a esa cara. La pérdida de carga por ensanche brusco a que haríamos la corrección será la que nos da la expresión de Forchheimer, o la de Borda, o la del resalto, según los casos. Esta ampliación del número de Gibson tiene el defecto de no tomar en cuenta el aumento brusco de sección viva, pero a falta de experiencias la aceptaremos.

En nuestro proyecto supongamos (figura N° 85, lámina VIII) aceptada la barrera de 0,36 m de alto con un paramento de bajada de 1:5; sabemos que aguas abajo  $h = 1,055$  y sobre la cresta de la barrera, referido a la cota del emplantillado el nivel del agua es  $0,512 + 0,36 = 0,872$ . El talud tiene  $\frac{0,36}{0,2} = 1,80$  m; supuesto que hay altura crítica al empezar el paramento inclinado y  $1,055$  al terminar; la distancia a la arista del prisma será  $3,49$  m<sup>37</sup> y la sección aguas abajo es de  $2,954$  m<sup>2</sup> luego  $\alpha = \frac{2,954}{3,49^2} = 0,242$ .

El número de Gibson será  $G = 0,242 + \frac{0,008}{0,242} = 0,275$ ; por lo tanto, la pérdida de carga bajaría en más de 70%.

Como los ejes hidráulicos van a ser diferentes en las ramas, hemos proyectado internar 0,50 m la punta partidora sobre la barrera en forma de lámina delgada. Estará formada por una lámina de fierro de 0,08 m de grueso, empotrada en el emplantillado 0,10 m y en el macizo con riostras de fierro apernadas que aseguran el ángulo y que irán envueltos en la albañilería.

Un proyecto de marco de barrera debe consultar el arreglo del canal aguas arriba, en una extensión de 20 veces el ancho del entrante, por ejemplo, pues eso contribuirá a la regularización de velocidades.

En la figura N° 84 puede verse el empedrado de piedras en seco a continuación del emplantillado para alejar la posibilidad de la formación del hoyo.

<sup>36</sup> Don Ramón Salas E. *Curso de Hidráulica general*, año 1917, tomo II, p. 55.

<sup>37</sup> La inclinación de la cara superior del prisma es  $\frac{1,055 \cdot 0,872}{1,80} = 0,1016$ ; la inferior sabemos es 1:5 o sea 0,20. Tenemos la ecuación siendo  $x$  la distancia a la arista contraria.

$$0,20x + 0,1016 = 1,055$$

$$x = 3,49$$



## CAPÍTULO VII

### PROYECTO DE UN MARCO DE ANGOSTAMIENTO

Supondremos el mismo caso que en capítulo anterior nos sirvió para calcular el marco de barrera, de modo que no repitiremos los datos.

En el gráfico de la figura N° 86, lámina VIII están calculados los anchos que habría que dar al canal entrante en el supuesto que los ensanchamientos no produjeran pérdidas de carga, esto nos sirve para darnos una idea del gasto determinante. Vemos que el pasante da anchos menores que el saliente y que los de aquél varían poco pasado 1 m<sup>3</sup>:s.

Hagamos un primer tanteo de angostamiento a 1,70 m que es el ancho correspondiente a 580 l:s, dándonos disposiciones a priori obtendremos luz sobre las disposiciones definitivas.

Dijimos que Q máximo era 4,000 m<sup>3</sup>:s, veamos cómo escurre por ese angostamiento de 1,70 m. El gasto por metro de ancho será 2,352 m<sup>3</sup>:s, la altura crítica correspondiente a este gasto es H = 0,822 y el Bernoulli crítico 1,233 m. Como a la salida del marco el Bernoulli es 1,116 (capítulo anterior) en el pasante, que es el de Bernoulli mayor se deberá perder en el ensanche una energía 1,233-1,116 = 0,117m.

Supongamos que el ensanche se haga en 3 metros de longitud, lo que corresponde a un ángulo al vértice de 27°, o sea, por lado 13°30', y valgámonos del número de Gibson para averiguar la pérdida de energía: la altura de agua que será de 0,822 en el angostamiento, subirá a 1.055; calculemos por medio de la expresión  $\lambda = \frac{(\omega_1 - \omega_0)^3}{4\omega_0\omega_1L}$ , pérdida de carga por resalto<sup>38</sup> supuesto un ancho intermedio L, que en el pasante valdrá  $\frac{1,36 + 2,80}{2} = 2,08$  m.

$\omega_0$  en éste, sección crítica 1,118 y  $\omega_1 = 2,954$  m<sup>2</sup>.

$\lambda r = \frac{(2,954 - 1,118)^3}{4 \times 2,954 \times 1,118 \times 2,08} = 0,22$  m. Esto sería si el ensanche fuera brusco.

Como dijimos el número de Gibson da la razón entre la pérdida de carga que produce el ensanche paulatino y el brusco y queda dado por la expresión.

---

<sup>38</sup> La expresión de Forchheimer supuesta la grada de altura 0 da la relación entre la altura inicial y final del resalto.

$G = \alpha + \frac{0,008}{\alpha}$  siendo  $\alpha$  el ángulo sólido, razón de la sección ensanchada al cuadrado de la distancia de esa sección a la arista contraria del prisma o pirámide, cuya base es la sección ensanchada. En nuestro caso la sección ensanchada es  $\omega = 2,954 \text{ m}^2$  y la distancia  $r$  la calculamos del modo siguiente: los lados se abrirán en el pasante  $\frac{2,80}{2} = \frac{1,36}{2} = 0,72$ , o sea, con una inclinación  $\frac{0,72}{3} = 0,24$ : tendremos la ecuación  $0,24 r = \frac{2,80}{2}$ ;  $r = 5,833 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{2,954}{5,83^2} = 0,0869 \text{ y } G = 0,0869 + \frac{0,008}{0,0869} = 0,179$$

La pérdida de carga por ensanche paulatino será entonces:

$$\lambda = 0,179 \times 0,22 = 0,0394 \text{ m}$$

La suposición de resalto con canal de ancho medio para avaluar la pérdida de carga por aumento brusco de sección viva es defectuosa; hemos tomado por esa razón las secciones en vez de las alturas, pues estas últimas habrían falseado más la apreciación.

Vemos, pues, que se gastan, digamos  $0,04 \text{ m}$  de los  $0,117$  de que dispondríamos en el angostamiento; nos conviene en vista de los gastos grandes, aumenta el ancho en el angostamiento o acortar el ensanchamiento hasta que se gaste toda la energía almacenada. Optamos por lo primero, pues es preferible para un gasto dado disminuir el Bernoulli en el canal angosto, así se tiene menos altura de remanso y se aleja la probabilidad del torrente en el emplantillado, consecuencia esto último del almacenamiento de energía en el canal angosto. Esta disminución de angostamiento hará que los gastos pequeños no pasen con escurrimiento crítico por él, pero ya sabemos que la cuestión no es absoluta.

Proyectaremos un angostamiento a  $1,85 \text{ m}$  que es un ancho medio entre los que da el gráfico figura N° 86 (lámina VIII). Veamos cómo escurre por él el gasto máximo y uno pequeño.

Siendo  $4.000 \text{ m}^3$ :s el gasto máximo, le corresponde en el canal angosto una altura crítica  $H = 0,77$  y un Bernoulli crítico  $B_c = 1,155$ . Como aguas abajo se tiene  $B = 1,116$  se pueden perder en los ensanches  $0,039 \text{ m}$  de energía. Aceptando el ángulo de ensanche, en el pasante, como lo teníamos en el tanteo anterior resulta que  $G$  no varía, y la pérdida de carga por ensanche brusco avaluada por la expresión del resalto da:

$$\lambda_r = \frac{(2,954 - 1,243)^3}{4 \times 2,954 \times 1,243 \times 2,14} = 0,159$$

en que  $1,243 \text{ m}^2$  es la sección crítica y  $2,14 \text{ m}$  el ancho medio en el pasante (cuyo ancho en el angostamiento es  $1,85 \times 0,8 = 1,48$ ). Tendríamos pues una pérdida de carga.

$$\lambda = 0,159 \times 0,179 = 0,0285$$

Hay que recordar que en el canal angosto con la velocidad crítica, que es grande,  $2,81 \text{ m:s}$ , la pérdida de carga por metro corrido  $J$  no es despreciable: en

la crisis, en el pasante J vale 0,003 considerando paredes de 1ª categoría, en el ensanchamiento su valor disminuye hasta llegar a ser 0,001 a la salida (escurrimiento uniforme, la pendiente del fondo). Por otra parte el valor  $\lambda r$ , ¿hasta dónde es exacto? Nos hemos tenido que contentar con él a falta de mejor apreciación<sup>39</sup>.

Este angostamiento, con un gasto de 0,800 m<sup>3</sup>: s, se tienen los siguientes datos: altura al fin del marco en el pasante.

$$H = 0.35 \text{ m}, \frac{U^2}{2g} = 0.022, \Omega = 0.98 \text{ B} = 0.372$$

En el angostamiento la altura crítica  $H = 0,267$  y el Bernoulli crítico  $B_c = 0,40$ ; en consecuencia se puede perder en el ensanche etc., una energía de 0,028 m. En este caso, estudiando siempre el pasante se tiene:

$$\lambda = \frac{(0,98 - 0,494)^3}{4 \times 0,98 \times 0,494 \times 2,14} = 0,0277$$

en esta expresión la sección crítica en el pasante es 0,494 m<sup>2</sup>.

En el número de Gibson  $\alpha$  varía, pues aunque  $r$  es el mismo  $\omega$  vale en este caso 0,98 m<sup>2</sup>. Se tiene

$$\alpha = \frac{0,98}{5,83^2} = 0,171 \text{ y } G = 0,171 + \frac{0,008}{0,171} = 0,218$$

La pérdida de carga por el ensanchamiento paulatino proyectado será

$$\lambda = 0,218 \times 0,0277 = 0,006$$

Aparentemente no nos hemos preocupado del saliente; en efecto nos bastará comprobar que con las disposiciones adoptadas, él no influye en el cálculo general. Veamos cómo escurre por él la dotación máxima y la correspondiente a 800 l:s en el entrante.

Cuando hay en el entrante 4.000 l:s, habrá en el saliente 800 l:s, este gasto escurre con las siguientes características: altura al fin del marco  $H = 0,78$  Bernoulli correspondiente 0,795. En el angostamiento sabemos que  $H = 0,77$  y un Bernoulli de 1,15 m; o sea, se pueden perder  $1,155 - 0,795 = 0,340$  m de energía.

El saliente se desvía en un ángulo de 28°30' respecto al entrante, la desviación es suave, no se trata de un codo; para medir la pérdida de carga originada por este ángulo de desviación no tenemos un procedimiento racional; se puede decir que no hay resalto, pues el nivel del eje hidráulico sube apenas 1 cm. Para quedar a cubierto, recordando que en el marco de nuestras experiencias en un codo más brusco de 25° y en el ensanche paulatino se perdían en régimen torrencial 0,8 de la altura de velocidad, tomaremos aquí

<sup>39</sup> Partiendo de la base que se pueden perder 0,039 m en el ensanche se puede calcular el ensanchamiento que proporciona esa pérdida de carga, calculando el número de Gibson que multiplicado por la pérdida de ensanche brusco da 0,039 m.

$$0,9 \text{ de } \frac{U^2}{2g} \text{ o sea, } 0,9 \times 0,385 = 0,346 \text{ m.}$$

Con gasto de 800 l:s en el entrante, correspondiendo 160 l:s al saliente se tiene: altura a la salida  $H = 0,15$ , Bernoulli 0,15. En el angostamiento la altura crítica es en este caso  $H = 0,267$  y Bernoulli crítico 0,40 se pueden perder 0,245 m de energía o sea casi dos veces  $\frac{U^2}{2g}$ .

Hemos aceptado el angostamiento a 1.85 cuyas disposiciones quedan justificadas con los cálculos anteriores. En la figura N° 87, lámina VIII se puede ver el plano del marco proyectado. Los ensanchamientos se hacen con ángulos de  $13^{\circ}30'$  en el pasante respecto al eje y  $8^{\circ}30'$  en el saliente, o sea, ángulos al vértice de  $27^{\circ}$  y  $17^{\circ}$ , respectivamente. El saliente se desvía en curva en su arranque de  $28^{\circ}30'$ . La punta de forma laminar sigue la forma adecuada, se proyecta empotrada inferiormente y tomada superiormente por tirantes que se empotran en la pared del saliente como se ve en el corte. El embudo tiene una curva de llegada al canal angosto muy suave. La longitud de este último es de 1,00. La punta partidora se interna 0,25 m en él. En el plano puede verse el empedrado que defiende el radier de salida.

El eje hidráulico trazado en el corte longitudinal corresponde a  $Q = 4,000 \text{ m}^3\text{:s}$  y sus cotas referidas a 100 en el emplantillado son las siguientes:

Pasante a la salida	101,055 m.	Entrante al empezar el embudo	101,10 m.
Entrante en la P.D.	100,77 m.	Saliente a la salida	100,78 m.

## APÉNDICE

### I. MARCO PRIMITIVO

#### A) Aforos con tubo de Pitot

**S**ección de aforos. Nueve verticales equidistantes, distanciadas de 0,4175 m, las extremas distan de la orilla 0,10 m.

En todos los aforos, salvo indicación contraria, se considera vertical I la de la izquierda mirando hacia aguas arriba.

Las alturas en todos los aforos de este apéndice son contadas desde el fondo.

La sección de estos aforos está 0,40 m de la punta de diamante del marco existente.

*Aforo N° 1*  
*H = 0,27 m*

<i>Vert.</i>	<i>Altura del fondo</i>	<i>Lecturas cm</i>	<i>Dif.</i>	<i>V m.s</i>	<i>Vert.</i>	<i>Altura del fondo</i>	<i>Lecturas cm</i>	<i>Dif.</i>	<i>V m.s</i>
I	0,03	99,83 102,70	2,87	0,75	VI	0,03	107,20 112,15	4,95	0,99
	0,10	106,65 110,30	3,65	0,85		0,10	106,00 110,80	4,80	0,97
	0,17	106,55 110,15	3,60	0,84		0,17	105,70 111,70	6,00	1,08
II	0,03	106,81 112,10	5,29	1,01	VII	0,03	106,40 113,55	7,15	1,18
	0,10	105,80 111,55	5,75	1,06		0,10	104,90 110,90	6,00	1,08
	0,17	105,50 112,60	7,10	1,18		0,17	105,25 112,15	6,90	1,16
III	0,03	106,90 112,32	5,42	1,02	VIII	0,03	105,00 111,85	6,85	1,15
	0,10	105,70 111,60	5,90	1,075		0,10	105,00 110,85	5,85	1,07
	0,17	105,45 112,25	6,80	1,15		0,17	105,00 111,85	6,85	1,15
IV	0,03	107,40 112,05	4,65	0,95	IX	0,03	105,35 111,30	5,95	1,08
	0,10	106,00 110,80	4,80	0,97		0,10	105,00 111,65	6,65	1,14
	0,17	105,90 111,25	5,35	1,02		0,17	105,25 111,15	5,90	1,075
V	0,03	107,35 112,10	4,75	0,96					
	0,10	106,20 110,85	4,65	0,95					
	0,17	105,70 111,50	5,80	1,07					

Gasto calculado  $Q = 0,959 \text{ m}^3\text{:s}$

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL ESCURRIMIENTO CRÍTICO

Aforo N° 2  
H = 0,22 m

Vert.	Alt.	Término medio de las lecturas	Dif. cm.	V. m:s	Vert.	Alt.	Término medio de las lecturas	Dif. cm.	V. m:s
I	0,03	112,65-110,30	2,35	0,68	V	0,10	113,538-109,988	3,550	0,84
II	0,03	110,69-106,79	3,90	0,88	IV	0,10	113,725-110,113	3,612	0,85
III	0,03	110,75-106,838	3,912	0,88	III	0,10	114,175-109,712	4,463	0,94
IV	0,03	110,775-107,013	3,762	0,76	II	0,10	114,15-109,713	4,437	0,94
V	0,03	112,950-109,287	3,673	0,85	I	0,10	113,338-109,950	3,388	0,82
VI	0,03	111,913-108,325	3,588	0,84	I	0,17	112,163-106-450	5,713	1,06
VII	0,03	113,175-108,350	4,825	0,97	II	0,17	112,65-106,72	5,93	1,08
VIII	0,03	111,938-107,563	4,375	0,93	III	0,17	112,425-106,775	5,665	1,05
IX	0,03	113,513-110,186	3,327	0,81	IV	0,17	112,35-107,112	5,238	1,02
IX	0,10	114,500-109,963	4,537	0,95	V	0,17	112,675-105,887	5,788	1,06
VIII	0,10	114,313-109,175	5,138	1,01	VI	0,17	113,060-106,770	6,290	1,11
VII	0,10	113,90-109,90	4,000	0,89	VII	0,17	113,850-104,075	9,775	1,39
VI	0,10	113,663-109,925	3,738	0,86	VIII	0,17	111,588-105,200	6,388	1,12
					IX	0,17	112,438-106,775	5,663	1,05

Gasto calculado Q = 0,745 m<sup>3</sup>:s

Aforo N° 3  
H = 0,16

Vert.	Alt.	Diferencia media de las 4 lecturas cm	V. m:s	Vert.	Alt.	Diferencia media de las 4 lecturas cm	V. m:s
I	0,04	2,075	0,62	V	0,09	5,275	1,02
II	0,04	3,512	0,83	IV	0,09	4,70	0,955
III	0,04	3,475	0,82	III	0,09	6,062	1,08
IV	0,04	2,712	0,73	II	0,09	5,537	1,04
V	0,04	3,162	0,78	I	0,09	3,137	0,785
VI	0,04	3,20	0,79	I	0,14	2,40	0,69
VII	0,04	3,116	0,785	II	0,14	6,25	1,10
VIII	0,04	3,43	0,82	III	0,14	6,64	1,135
IX	0,04	4,762	0,96	IV	0,14	4,65	0,95
IX	0,09	5,15	1,00	V	0,14	4,725	0,96
VIII	0,09	5,725	1,05	VI	0,14	5,625	1,05
VII	0,09	5,00	0,99	VII	0,14	6,77	1,15
VI	0,09	5,663	1,05	VIII	0,14	6,77	1,15
				IX	0,14	3,037	0,77

Gasto calculado Q = 0,515 m<sup>3</sup>:s

Aforos 4<sub>A</sub> y 4<sub>B</sub>. En los ramales puntos a 0,2 y 0,8 de la altura. Gasto total calculado (suma de ambos) Q = 0,321 m<sup>3</sup>:s.

Suma de Bernoulli 0,11 + 0,034 = 0,144.

*B) Aforos de molinete*

*Sección de aforos.* Once verticales equidistantes; distanciadas de 0,33 m.

Las extremas distan 0,12 de la orilla

La sección de aforos a 0,5 m de la punta de diamante

*Aforo N° 1*

*H = 0,22*

<i>Vert.</i>	<i>Alt. desde el fondo</i>	<i>Revol.</i>	<i>Tiempo</i>	<i>Rev. S.</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>Alt.</i>	<i>Revol.</i>	<i>Tiempo</i>	<i>R:S</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,09	300	38,9	9,01	1,17	1	0,14	350	44,1	5,63	0,73
2	"	"	34,5	8,70	1,13	2	"	500	56,0	8,93	1,165
3	"	400	44,7	8,94	1,165	3	"	400	40,2	9,95	1,295
4	"	300	37,0	8,11	1,045	4	"	300	27,7	10,82	1,405
5	0,04	100	14,9	6,71	0,871	5	"	500	49,5	10,10	1,31
6	"	150	18,9	7,94	1,032	6	"	400	43,8	9,13	1,185
7	"	"	17,4	8,62	1,12	7	"	"	47,1	8,49	1,105
8	"	"	17,1	8,77	1,14	8	"	300	31,3	9,69	1,260
9	"	"	18,2	8,11	1,054	9	"	400	42,9	9,32	1,21
10	"	"	20,8	7,22	0,934	10	"	300	33,1	9,06	1,175
11	"	"	20,2	7,42	0,96	11	"	400	48,1	8,31	1,08
1	"	"	18,6	8,06	0,945	1	0,19	300	54,9	5,46	0,71
2	"	"	18,6	8,06	0,945	2	"	400	42,0	9,52	1,24
3	"	"	17,4	8,62	1,12	3	"	"	38,8	10,08	1,31
4	"	"	20,0	7,50	0,975	4	"	"	34,7	11,54	1,50
5	0,09	"	21,6	6,94	0,90	5	"	"	35,2	11,36	1,475
6	"	"	16,7	9,00	1,17	6	"	"	41,6	9,61	1,25
7	"	"	15,5	9,66	1,255	7	"	"	45,1	9,87	1,28
8	"	"	15,6	9,70	1,26	8	"	300	28,3	10,60	1,38
9	"	200	21,1	9,53	1,24	9	"	"	28,4	10,53	1,37
10	"	300	36,5	8,22	1,065	10	"	400	42,2	9,48	1,235
11	"	"	38,3	7,83	1,015	11	"	"	50,3	7,95	1,035

Gasto Calculado Q = 0,879 m<sup>3</sup>:s

Aforo N° 2 de molinete  
 $H = 0,14 \text{ m}$

Puntos de aforo a 0,20 y 0,80 de la altura

Vert.	Alt.	Revo.	T.	R:S	Veloc.	Vert.	Alt.	Revol.	T	R:S	Veloc.
I	0,04	100	19	5,235	0,68	I	0,113	100	18,5	5,475	0,711
		100	19,2					100	18		
III	0,04	100	14,4	6,87	0,893	III	0,113	100	12	8,06	1,047
		100	14,7					100	12,8		
V	0,04	100	16,8	6,02	0,782	V	0,113	100	13,4	7,46	0,97
		50	8,2					100	13,4		
VII	0,04	100	16,10	6,39	0,831	VII	0,113	100	13,10	7,52	0,978
		100	15,20					100	13,10		
IX	0,04	100	14	7,14	0,928	IX	0,113	100	12,3	8,13	1,06
		100	14					100	12,3		
XI	0,04	100	15,3	6,51	0,846	XI	0,113	100	13,2	7,375	0,959
		100	15,4					100	13,9		

Las verticales son las del 1; se aforó una por medio.

Gasto calculado  $Q = 0,450 \text{ m}^3 \cdot \text{s}$ .

Suma de Bernoulli  $V = 0,908; = \frac{V^2}{2g} 0,42; B = 0,182 \text{ m}$ .

*C. Levantamiento del fondo y eje hidráulico*

Con  $h = 0,24$  a  $0,5$  aguas arriba de la punta de diamante

*Canal Tronco*  
*El cero de las distancias es la punta de diamante*

<i>Distancia de la punta de diamante</i>	<i>MIRAS</i>		<i>COTAS</i>		<i>Alt. de agua</i>	<i>Cota del eje hidráulico</i>	<i>OBSERVACIONES</i>
	<i>Atrás</i>	<i>Adel.</i>	<i>Del ints.</i>	<i>Del fondo</i>			
0,0	2391		12,391	10,00	0,24	10,24	
2,5		2,45		9,941	0,30	10,241	parece un hoyo
5,0		2,43		9,961	0,285	10,246	emplantillado
5,0		2,47		9,921	0,30	10,221	tierra
7,5		2,48		9,911	0,39	10,301	
10,0		2,44		9,951	0,365	10,316	
12,5		2,44		9,951	0,370	10,321	
15,0		2,38		10,011	0,33	10,341	
17,5		2,338		10,053	0,30	10,353	lomito del eje
20,0		2,355		10,036	0,34	10,376	alt, de agua?
22,5		2,355		10,036	0,32	10,356	
25,0	2,450	2,50	12,341	9,891	0,585	10,476	lomito
27,5		2,62		9,721	0,75-0,80	10,496	altos y bajos del resalto
30,0		2,76		9,581	0,9	10,481	
31,4		2,698		9,643	0,88	10,523	punto alto del resalto
32,0		2,358		9,983	0,35	10,333	antes del salto
32,2		2,282		10,059	0,34	10,399	bajo caída
32,7		2,168		10,173	0,30	10,473	arriba caída

*Ramal LA CALERA*  
*El cero de las distancias corresponde a la P.D.*

<i>Distancia a la punta de diamante</i>	<i>MIRAS</i>		<i>COTAS</i>		<i>Alt. de agua</i>	<i>Cota del eje hidráulico</i>	<i>OBSERVACIONES</i>
	<i>Atrás</i>	<i>Adel.</i>	<i>Del ints.</i>	<i>Del punto</i>			
0,00	2,551		12,551	10,000	0,24	10,22	
3,44		2,553		9,998	0,17	10,168	
3,40		2,736		9,815	0,475	10,290	tierra
4,40		2,663		9,888	0,44	10,328	fondo hoyo
5,00		2,683		9,868	0,44	10,308	
7,50		2,570		9,981	0,29	10,271	
10,00		2,587		9,964	0,29	10,254	
12,50		2,634		9,917	0,33	10,247	
15,00		2,630	12,551	9,921	0,325	10,246	
17,50		2,678		9,873	0,310	10,183	
20,00		2,734		9,817	0,335	10,152	
22,50		2,765		9,786	0,340	10,126	
25,00		2,790	12,551	9,761	0,340	10,101	
27,50		2,860		9,691	0,375	10,066	
30,00		2,880		9,671	0,360	10,031	
33,15		2,820		9,731	0,345	10,076	
33,15		2,786		9,765	0,215	9,980	
33,78		2,795		9,756	0,165	9,821	borde abajo contra m
33,78		2,800		9,751	0,16	9,911	
0,00		2,551		10,000			

APÉNDICE

*Ramal LA CE*  
*El cero de las distancias es la punta de diamante*

<i>Distancia a la punta de diamante</i>	<i>MIRAS</i>		<i>COTAS</i>		<i>Alt. de agua</i>	<i>Cota del eje hidráulico</i>	<i>OBSERVACIONES</i>
	<i>Atrás</i>	<i>Adel.</i>	<i>Del ints.</i>	<i>Del punto</i>			
0,00	2,388		12,388	10,000	0,24	10,240	
3,15		2,419		9,969	0,20	10,169	radier
3,15		2,750		9,638	0,525	10,163	tierra
4,06		2,867		9,521	0,620	10,141	hoyo
5,40		2,750		9,638	0,530	10,168	
7,50		2,562	12,388	9,826	0,340	10,166	
10,00		2,485		9,903	0,240	10,143	
12,50		2,566		9,822	0,280	10,102	
15,00		2,590		9,798	0,30	10,098	
17,50		2,624		9,764	0,33	10,094	
20,00		2,640		9,748	0,29	10,038	
22,50		2,660		9,728	0,29	10,018	
25,00		2,715		9,673	0,28	9,953	
27,50		2,822	12,388	9,566	0,365	9,921	
30,00		2,830		9,558	0,365	9,923	
32,70		2,795		9,649	0,19	9,839	borde contra marco
33,30		2,740		9,647	0,175	9,822	
0,00	2,387		12,387				

D) Valores de la sección ( $\Omega$ ), del perímetro mojado ( $\chi$ ); del radio medio ( $R$ ); y de  $\sqrt{\Omega}$  en los perfiles característicos, en función de la altura de agua ( $h$ ) en el eje del Canal Tronco y ramales

Los perfiles corresponden a los puntos del levantamiento del eje hidráulico.

Canal Tronco

h	Perfil 7,50				Perfil 17,50				Perfil 20,00				Perfil 26,40						
	$\Omega$	$\chi$	R	$\sqrt{\Omega}$	h	$\Omega$	$\chi$	R	$\sqrt{\Omega}$	h	$\Omega$	$\chi$	R	$\sqrt{\Omega}$	h	$\Omega$	$\chi$	R	$\sqrt{\Omega}$
0,16	0,413	3,49	0,118	0,64	0,16	0,378	3,60	0,105	0,615	0,12	0,287	3,42	0,083	0,536	0,20	0,394	2,46	0,160	0,63
0,18	0,477	3,53	0,135	0,69	0,18	0,449	3,66	0,120	0,67	0,14	0,357	3,53	0,101	0,597	0,30	0,658	2,94	0,223	0,81
0,20	0,542	3,57	0,152	0,74	0,20	0,521	3,72	0,139	0,72	0,16	0,428	3,64	0,118	0,655	0,50	1,267	3,80	0,333	1,12
0,22	0,607	3,61	0,168	0,78	0,22	0,594	3,78	0,157	0,77	0,18	0,500	3,75	0,134	0,71	0,52	1,337	3,86	0,345	1,16
0,24	0,671	3,65	0,183	0,82	0,24	0,677	3,84	0,175	0,82	0,20	0,575	3,84	0,149	0,758	0,54	1,408	3,94	0,357	1,19
0,26	0,736	3,69	0,198	0,86	0,26	0,752	3,895	0,193	0,86	0,22	0,651	3,92	0,165	0,805	0,56	1,480	4,00	0,370	1,22
0,28	0,801	3,73	0,214	0,895	0,28	0,827	3,955	0,209	0,91	0,24	0,728	4,01	0,181	0,85	0,58	1,553	4,06	0,382	1,24
0,30	0,866	3,77	0,229	0,93	0,30	0,903	4,01	0,226	0,95	0,26	0,807	4,10	0,197	0,89	0,60	1,626	4,13	0,394	1,27
0,32	0,931	3,81	0,244	0,965	0,32	0,980	4,07	0,242	0,99	0,28	0,888	4,19	0,212	0,94	0,62	1,701	4,19	0,406	1,30
0,34	0,997	3,85	0,258	1,00	0,34	1,057	4,13	0,256	1,03	0,30	0,970	4,27	0,227	0,99	0,64	1,777	4,26	0,418	1,33
0,36	1,062	3,89	0,272	1,03	0,36	1,136	4,19	0,271	1,065	0,32	1,054	4,36	0,241	1,02	0,66	1,853	4,32	0,429	1,36
0,38	1,128	3,93	0,286	1,06	0,38	1,216	4,25	0,286	1,10	0,34	1,140	4,45	0,256	1,07	0,68	1,931	4,38	0,441	1,39
0,40	1,194	3,97	0,300	1,09	0,40	1,296	4,31	0,301	1,14	0,36	1,227	4,53	0,270	1,10	0,70	2,009	4,44	0,452	1,42
0,42	1,259	4,01	0,314	1,12	0,42	1,377	4,37	0,315	1,17	0,38	1,316	4,62	0,284	1,14	0,72	2,088	4,50	0,463	1,44
0,44	1,325	4,05	0,327	1,15	0,44	1,459	4,43	0,329	1,21	0,40	1,406	4,71	0,298	1,18	0,74	2,169	4,57	0,474	1,47
0,46	1,392	4,09	0,340	1,18	0,46	1,542	4,49	0,343	1,24	0,42	1,500	4,795	0,312	1,22	0,76	2,250	4,63	0,485	1,50
															0,78	2,332	4,70	0,496	1,526
															0,80	2,415	4,76	0,507	1,55

Ramal LA CALERA

<i>h</i>	Perfil 4,40			Perfil 7,50			Perfil 10,00			Perfil 22,50				
	$\Omega$	$\chi$	$R$	$\sqrt{\Omega}$	<i>h</i>	$\Omega$	$\chi$	$R$	$\sqrt{\Omega}$	<i>h</i>	$\Omega$	$\chi$	$R$	$\sqrt{\Omega}$
0,20	0,417	2,83	0,147	0,645	0,16	0,356	2,78	0,128	0,597	0,16	0,306	2,23	0,137	0,57
0,22	0,467	2,85	0,163	0,68	0,18	0,407	2,82	0,146	0,638	0,18	0,346	2,28	0,152	0,59
0,24	0,577	2,90	0,178	0,72	0,20	0,458	2,86	0,160	0,677	0,20	0,387	2,33	0,166	0,62
0,26	0,568	2,94	0,192	0,753	0,22	0,510	2,90	0,176	0,715	0,22	0,428	2,38	0,180	0,654
0,28	0,618	2,98	0,207	0,786	0,24	0,562	2,94	0,191	0,75	0,24	0,469	2,42	0,193	0,685
0,30	0,669	3,01	0,222	0,82	0,26	0,615	2,97	0,206	0,784	0,26	0,511	2,47	0,204	0,715
0,32	0,719	3,05	0,236	0,85	0,28	0,667	3,01	0,221	0,817	0,28	0,563	2,52	0,215	0,74
0,34	0,770	3,09	0,249	0,88	0,30	0,720	3,05	0,236	0,849	0,30	0,596	2,57	0,231	0,77
0,36	0,821	3,13	0,263	0,905	0,32	0,773	3,09	0,250	0,879	0,32	0,639	2,61	0,249	0,80
0,38	0,812	3,16	0,276	0,935	0,34	0,827	3,13	0,266	0,910	0,34	0,682	2,66	0,256	0,826
0,40	0,923	3,20	0,288	0,96	0,36	0,881	3,17	0,277	0,939	0,36	0,726	2,71	0,267	0,85
0,42	0,974	3,24	0,300	0,985	0,38	0,935	3,20	0,290	0,967	0,38	0,770	2,76	0,278	0,878
0,44	1,025	3,28	0,313	1,01	0,40	988	3,25	0,304	0,994	0,40	0,815	2,80	0,290	0,903
0,46	1,077	3,31	0,325	1,04	0,42	1,043	3,29	0,316	1,02	0,42	0,860	2,85	0,307	0,927
0,48	1,128	3,34	0,338	1,06	0,44	1,098	3,33	0,329	1,05	0,44	0,906	2,90	0,312	0,95
0,50	1,180	3,37	0,350	1,085	0,46	1,153	3,37	0,343	1,07	0,46	0,952	2,95	0,323	0,975
0,52	1,232	3,40	0,362	1,10	0,48	1,219	3,41	0,357	1,10	0,48	0,999	3,00	0,333	0,99
0,54	1,283	3,43	0,374	1,13	0,50	1,276	3,43	0,372	1,13	0,50	1,045	3,05	0,342	1,02
0,56	1,335	3,46	0,386	1,15										

<i>Perfil 30,00</i>									
$h$	$\Omega$	$\chi$	$R$	$\sqrt{\Omega}$	$h$	$\Omega$	$\chi$	$R$	$\sqrt{\Omega}$
0,16	0,249	2,10	0,118	0,5	0,34	0,609	2,49	0,244	0,78
0,18	0,290	2,14	0,135	0,54	0,36	0,563	2,55	0,256	0,81
0,20	0,330	2,18	0,151	0,575	0,38	0,698	2,62	0,266	0,835
0,22	3,70	2,22	0,166	0,61	0,40	0,744	2,70	0,276	0,86
0,24	0,411	2,26	0,182	0,64	0,42	0,790	2,75	0,28	0,89
0,26	0,442	2,30	0,192	0,665	0,44	0,837	2,80	0,298	0,915
0,28	0,485	2,34	0,206	0,695	0,46	0,884	3,02	0,308	0,94
0,30	0,524	2,39	0,219	0,724	0,48	0,931	3,06	0,303	0,965
0,32	5,66	2,44	0,234	0,75	0,50	0,978	3,10	0,310	0,99

Ramal LA CE

<i>h</i>	Perfl 4,06			Perfl 7,50			Perfl 10,00			Perfl 17,50								
	$\Omega$	$\chi$	$R$	$\sqrt{\Omega}$	<i>h</i>	$\chi$	$R$	$\Omega$	$\chi$	$R$	$\sqrt{\Omega}$	<i>h</i>	$\Omega$	$\chi$	$R$	$\sqrt{\Omega}$		
0,40	0,697	2,56	0,272	0,835	0,08	0,120	2,04	0,058	0,345	0,08	0,16	2,04	0,078	0,156	1,90	0,082	0,395	
0,42	0,734	2,60	0,282	0,855	0,10	0,160	2,09	0,076	0,40	0,10	0,198	2,09	0,096	0,14	0,191	1,95	0,097	0,435
0,44	0,771	2,64	0,292	0,88	0,12	0,200	2,14	0,093	0,45	0,12	0,237	2,14	0,110	0,16	0,227	2,00	0,113	0,475
0,46	0,808	2,68	0,301	0,90	0,14	0,241	2,20	0,109	0,49	0,14	0,276	2,20	0,125	0,18	0,263	2,04	0,129	0,515
0,48	0,846	2,72	0,311	0,92	0,16	0,283	2,25	0,125	0,53	0,16	0,316	2,25	0,140	0,20	0,299	2,09	0,143	0,545
0,50	0,884	2,76	0,320	0,94	0,18	0,324	2,30	0,140	0,57	0,18	0,356	2,30	0,154	0,22	0,336	2,13	0,157	0,58
0,52	0,922	2,80	0,329	0,96	0,20	0,367	2,36	0,151	0,605	0,20	0,397	2,36	0,167	0,24	0,374	2,18	0,171	0,61
0,54	0,960	2,84	0,338	0,98	0,22	0,409	2,41	0,165	0,64	0,22	0,439	2,41	0,181	0,26	0,412	2,22	0,185	0,64
0,56	0,999	2,88	0,346	1,00	0,24	0,452	2,46	0,183	0,67	0,24	0,481	2,46	0,195	0,28	0,451	2,26	0,198	0,67
0,58	1,037	2,92	0,355	1,02	0,26	0,496	2,52	0,197	0,705	0,26	0,523	2,52	0,207	0,30	0,489	2,31	0,211	0,70
0,60	1,075	2,96	0,363	1,035	0,28	0,540	2,57	0,210	0,735	0,28	0,566	2,57	0,219	0,32	0,529	2,35	0,223	0,725
0,62	1,114	3,01	0,370	1,06	0,30	0,584	2,62	0,222	0,765	0,30	0,609	2,62	0,232	0,34	0,568	2,40	0,236	0,755
0,64	1,152	3,05	0,377	1,07	0,32	0,629	2,67	0,234	0,795	0,32	0,653	2,67	0,245	0,36	0,608	2,44	0,248	0,78
0,66	1,191	3,09	0,385	1,09	0,34	0,674	2,72	0,247	0,82	0,34	0,697	2,72	0,257	0,38	0,648	2,49	0,260	0,835
0,68	1,23	3,13	0,392	1,11	0,36	0,719	2,78	0,255	0,85	0,36	0,742	2,77	0,269	0,40	0,679	2,54	0,271	0,83
0,70	1,268	3,17	0,399	1,125	0,38	0,765	2,84	0,269	0,875	0,38	0,786	2,82	0,279	0,42	0,729	2,59	0,281	0,855
0,72	1,306	3,21	0,406	1,145	0,40	0,811	2,90	0,279	0,9	0,40	0,831	2,87	0,289	0,44	0,767	2,64	0,291	0,875
					0,42	0,876	2,92	0,299	0,935									

*Perfil 30,00*

$h$	$\Omega$	$\chi$	$R$	$\sqrt{\Omega}$	$h$	$\Omega$	$\chi$	$R$	$\sqrt{\Omega}$
0,20	0,214	1,67	0,128	0,465	0,36	0,482	2,07	0,233	0,695
0,22	0,246	1,72	0,143	0,495	0,38	0,518	2,13	0,244	0,72
0,24	0,278	1,77	0,157	0,525	0,40	0,554	2,18	0,254	0,745
0,26	0,311	1,82	0,170	0,50	0,42	0,591	2,24	0,263	0,77
0,28	0,344	1,87	0,184	0,585	0,44	0,629	2,28	0,275	0,795
0,30	0,378	1,92	0,197	0,615	0,46	0,667	2,33	0,286	0,815
0,32	0,412	1,97	0,209	0,64	0,48	0,705	2,38	0,296	0,84
0,34	0,447	2,02	0,221	0,67	0,50				

## MARCOS DE ESCURRIMIENTO CRÍTICO

### A. Datos del cálculo gráfico

En el canal de sección rectangular de 2 m de ancho y 0,001 de pendiente. Según la fórmula de Bazin.

#### 1. Paredes muy unidas, cemento, madera acepillada

$h$	$\Omega$	$\chi$	$R$	$C$	$U$	$\frac{V^2}{2g}$	$B$	$Q$	$h_c = \frac{2}{3}B$
0,05	0,10	2,10	0,0476	67,8	0,468	0,0115	0,0615	0,047	0,041
0,10	0,20	2,20	0,0909	72,6	0,692	0,024	0,124	0,138	0,0827
0,15	0,30	2,30	0,130	74,6	0,840	0,0355	0,186	0,252	0,124
0,20	0,40	2,40	0,167	75,8	0,978	0,0485	0,249	0,391	0,166
0,25	0,50	2,50	0,2	76,7	1,085	0,0605	0,311	0,542	0,2023
0,3	0,60	2,60	0,23	77,4	1,176	0,0705	0,3705	0,706	0,247
0,4	0,80	2,80	0,289	78,3	1,33	0,09	0,49	1,065	0,327
0,5	1	3	0,33	78,4	1,42	0,105	0,605	1,42	0,403
0,6	1,2	3,2	0,374	79,3	1,53	0,119	0,719	1,83	0,479
0,7	1,4	3,4	0,412	79,5	1,65	0,138	0,838	2,31	0,560
0,8	1,6	3,6	0,444	79,9	1,686	0,144	0,944	2,70	0,629
0,9	1,8	3,8	0,474	80,1	1,746	0,155	1,055	3,14	0,703
1,00	2,0	4,0	0,5	80,2	1,80	0,164	1,164	3,58	0,776
1,10	2,2	4,2	0,524	80,3	1,84	0,174	1,274	4,05	0,849
1,20	2,4	4,4	0,546	80,4	1,873	0,179	2,379	4,50	0,918
1,30	2,6	4,6	0,565	80,5	1,910	0,185	1,485	4,97	0,99
1,40	2,8	4,8	0,583	80,65	1,943	0,191	1,591	5,44	1,061
1,50	3,0	5	0,6	80,7	1,94	0,20	1,7	5,94	1,133
3,00	6,00	8	0,75	81,3	2,20	0,247	3,247	13,20	2,166
0,01	0,02	2,02	0,01	62,2	0,062	0,0002	0,0102	0,00062	0,0034

2. En paredes de tierra en las condiciones ordinarias

$h$	$\Omega$	$R$	$\sqrt{RI}$	$C$	$U$	$\frac{V^2}{2g}$	$B$	$2/3 B$	$Q$	$Q_1 = \frac{Q}{2}$	$h$	$3/2 H$	$a$
0,05	0,10	0,0476	0,0069	12,5	0,086	0,0003	0,0503	0,0335	0,0086	0,0043	0,010	0,015	0,0353
0,10	0,20	0,0909	0,0095	16,3	0,155	0,0012	0,1012	0,0674	0,031	0,0155	0,025	0,0375	0,0637
0,15	0,30	0,13	0,0114	19	0,2166	0,0023	0,1523	0,1015	0,065	0,0325	0,046	0,069	0,0833
0,20	0,40	0,167	0,0129	20,9	0,27	0,0038	0,2038	0,1359	0,108	0,054	0,0675	0,1013	0,1025
0,25	0,50	0,20	0,0141	22,3	0,314	0,0054	0,2554	0,170	0,157	0,0785	0,088	0,132	0,1234
0,30	0,60	0,239	0,0152	23,5	0,356	0,0066	0,3066	0,2044	0,214	0,107	0,107	0,154	0,1526
0,4	0,80	0,289	0,017	25,5	0,434	0,0098	0,4098	0,273	0,348	0,174	0,146	0,219	0,1908
0,5	1,00	0,33	0,0182	26,7	0,486	0,012	0,512	0,341	0,486	0,243	0,182	0,273	0,239
0,6	1,20	0,374	0,0193	27,8	0,536	0,0146	0,6146	0,41	0,644	0,322	0,22	0,33	0,2846
0,7	1,40	0,412	0,0203	28,7	0,583	0,0173	0,7173	0,478	0,816	0,408	0,257	0,385	0,332
0,8	1,60	0,444	0,0211	29,4	0,620	0,0195	0,8195	0,546	0,992	0,496	0,292	0,438	0,3815
0,9	1,80	0,474	0,0218	30	0,652	0,0215	0,9215	0,614	1,174	0,587	0,327	0,491	0,4305
1,00	2,00	0,50	0,02236	30,5	0,681	0,0235	1,0235	0,682	1,362	0,681	0,36	0,54	0,4835
1,10	2,20	0,524	0,02289	31	0,7096	0,0255	1,1255	0,750	1,561	0,7805	0,395	0,593	0,532
1,20	2,40	0,546	0,02337	31,4	0,734	0,027	1,227	0,818	1,761	0,8805	0,43	0,645	0,582
1,30	2,60	0,565	0,02377	31,7	0,753	0,029	1,329	0,886	1,959	0,9795	0,46	0,69	0,632
1,40	2,80	0,583	0,02415	32,2	0,778	0,031	1,431	0,954	2,177	1,0885	0,495	0,743	0,788
3,00	6,00	0,75	0,0274	34,8	0,954	0,047	3,047	2,031	5,72	2,86	0,95	1,325	1,722

## MARCO ANGOSTADO

A) 1<sup>er</sup> Angostamiento  $1 = 2,312$

Sección de aforos. Siete verticales, distanciadas de 0,36

Las extremas distan de la orilla 0,075 m.

Aforo 3  
 $H = 0,25$

Vert.	H	R	T	R:S	Veloc.	Vert.	H	R	T	R:S	Veloc.
1	0,04	400	45,0	8,89	1,156	1	0,158	400	42,0	9,52	1,238
2	"	450	49,9	9,09	1,18	2	"	"	40,5	9,88	1,282
3	"	400	45,7	8,81	1,145	3	"	"	42,9	9,34	1,21
4	"	"	24,9	8,88	1,155	4	"	450	50,0	9,00	1,27
5	"	"	45,7	8,75	1,138	5	"	400	44,6	8,96	1,165
6	"	"	45,2	8,85	1,15	6	"	"	43,6	9,17	1,19
7	"	"	45,4	8,81	1,145	7	"	"	44,0	9,09	1,18
1	0,099	"	45,3	8,85	1,15	1	0,217	"	43,5	9,19	1,194
2	"	600	66,2	9,09	1,18	2	"	"	41,2	9,71	1,275
3	"	400	45,2	8,85	1,15	4	"	"	44,3	9,03	1,175
4	"	"	43,6	9,17	1,19	4	"	"	44,2	9,03	1,175
5	"	"	44,0	9,09	1,18	5	"	"	43,5	9,19	1,194
6	"	"	43,3	9,24	1,20	6	"	"	43,6	9,17	1,19
7	"	"	43,6	9,17	1,19	7	"	"	45,2	8,85	1,15

Gasto calculado  $Q = 0,686 \text{ m}^3:\text{s}$

Aforo N°4  
 $H = 0,315$ . Puntos Al 0,20 Y 0,8 De H

Vert.	h	R	T	R:S	Veloc.	Vert.	h	R	T	R:S	Veloc.
1	0,066	100	12,0			1	9,241	100	10,40		
		100	11,90	8,37	1,075			100	10,50	9,57	1,245
2	0,066	100	10,20			2	0,241	100	9,70		
		100	10,40	9,71	1,260			100	9,40	10,47	1,36
3	0,066	100	11,20			3	0,241	100	10,10		
		100	10,70	8,74	1,135			100	10,10	9,90	1,29
4	0,066	100	11,60			4	0,241	100	10,20		
		100	11,20	8,77	1,14			100	10,20	9,80	1,274
5	0,066	100	11,60			5	0,241	100	10,50		
		100	12,00	8,47	1,10			100	10,30	9,62	1,25
6	0,066	100	11,30			6	0,241	100	10,10		
		100	11,50	8,77	1,14			100	10,10	9,90	1,29
7	0,066	100	11,50			7	0,241	100	11,20		
		100	11,40	8,74	1,135			100	11,40	8,85	1,15

Gasto calculado  $Q = 0,879 \text{ m}^3:\text{s}$

B) 2° Angostamiento  $1 = 1,70 \text{ m}$

Sección de aforo 5 verticales distanciadas de 0,375, las extremas distan 0,10 de la orilla.

Aforo  $5_a$

Trazado del eje hidráulico

	$h$		$h$		$h$
M	0,450	P	0,30	S	0,175
N	0,38	Q	0,185	T	0,145
O	0,30	R	0,11		

$h = 0,315$  a  $1,12 \text{ m}$  de la P.D.

Vert.	$h$	$R$	$T$	$R:s$	Veloc.	Vert.	$h$	$R$	$T$	$R:s$	Veloc.
1	0,045	300	24,4	12,29	1,59	1	0,185	200	15,0	13,30	1,725
2	0,045	300	27,6	10,87	1,11	2	0,185	200	15,8	12,66	1,64
3	0,045	300	23,0	13,04	1,69	3	0,185	200	16,0	12,50	1,62
4	0,045	300	26,0	11,58	1,505	4	0,185	200	15,6	12,82	1,66
5	0,045	300	22,9	13,10	1,70	5	0,185	250	19,8	12,64	1,64
1	0,115	300	23,0	13,04	1,69	1	0,255	200	14,8	13,51	1,75
2	0,115	300	23,5	12,79	1,66	2	0,255	200	15,4	12,99	1,686
3	0,115	200	16,0	12,50	1,62	3	0,255	"	15,9	12,57	1,63
4	0,115	200	15,3	12,06	1,565	4	0,255	"	15,6	12,82	1,66
5	0,115	200	16,0	12,50	1,62	5	0,255	"	15,0	13,30	1,725

Gasto calculado  $Q = 0,876 \text{ m}^3:\text{s}$ .

*Aforo 5 B*  
*Ramal LA CE*

Ancho de la sección 1,40. Las verticales distanciadas de 0,30 m. Las extremas a 0,10 de la orilla.

$$h = 0,11$$

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	11,4	17,54	2,28	0,08	200	10,5	19,04	2,475
2	0,04	200	10,0	20,00	2,60	0,08	200	9,3	21,50	2,80
3	0,04	200	9,8	20,41	2,65	0,08	200	9,6	20,83	2,71
4	0,04	200	10,0	20,00	2,60	0,08	200	9,7	20,62	2,69
5	0,04	200	10,6	18,87	2,45	0,08	200	10,5	19,04	2,475

Gasto calculado  $Q = 0,381 \text{ m}^3:\text{s}$

*Aforo N° 6 A*

Sección de aforo a 1,12 de la antigua P.D.

	<i>h</i>		<i>h</i>		<i>h</i>
M	0,42	Q	0,15	E	0,28
N	0,35	R	0,11	E'	0,29
O	0,30	S	0,14		
P	0,30	T	0,14		

$$h = 0,33$$

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,066	200	16,4	12,195	1,58	1	0,198	200	15,7	12,739	1,652
2	0,066	200	16,8	11,905	1,548	2	0,198	200	16,1	12,422	1,61
3	0,066	200	16,6	12,048	1,565	3	0,198	200	15,9	12,579	1,63
4	0,066	200	16,2	12,346	1,60	4	0,198	200	16,1	12,422	1,61
5	0,066	200	15,4	12,987	1,684	5	0,198	200	15,7	12,379	1,652
1	0,132	200	15,6	12,821	1,662	1	0,264	200	16,3	12,270	1,592
2	0,132	200	15,6	12,821	1,662	2	0,264	200	16,0	12,50	1,622
3	0,132	200	16,0	12,506	1,622	3	0,264	200	15,7	12,739	1,652
4	0,132	200	16,7	11,976	1,556	4	0,264	200	16,3	12,270	1,592
5	0,132	200	16,2	12,346	1,60	5	0,264	200	16,4	12,195	1,58

Gasto calculado  $Q = 0,904 \text{ m}^3:\text{s}$

*Aforo 6<sub>B</sub>*  
*Ramal LA CALERA*

Ancho de la sección 1,70, 5 verticales distanciadas de 0,40. Las extremas a 0,05 m de la orilla.

h en la vertical 1 = 0,175 m; en la V, h = 0,101

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Véloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Véloc.</i>
1	0,045	200	13,0	15,38	2,00	1	0,014	200	15,6	12,82	1,66
2,	0,045	200	12,2	16,39	2,138	2	0,085	200	10,8	18,52	2,405
3	0,045	200	11,3	17,69	2,295	3	0,085	200	10,3	19,42	2,52
4	0,045	200	10,9	18,34	2,38	4	0,085	200	10,3	19,42	2,52
5	0,045	200	11,3	17,69	2,295	5	0,07	200	10,5	19,05	2,47

Gasto calculado  $Q = 0,531 \text{ m}^3\text{:s}$

*Aforo 7<sub>A</sub>*  
*Ramal LA CE*

Ancho de la sección 1 = 1,15. 5 verticales distanciadas de 0,25. Las extremas a 0,075 m de la orilla.

h = 13

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Véloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Véloc.</i>
1	0,04	200	12,4	16,13	2,096	1	0,08	200	11,3	17,69	2,30
2	0,04	200	12,4	16,13	2,096	2	0,08	200	11,6	17,24	2,24
3	0,04	200	12,9	15,50	2,01	3	0,08	200	12,1	16,54	2,15
4	0,04	200	12,5	16,00	2,08	4	0,08	200	11,3	17,24	2,24
5	0,04	200	14,2	14,08	1,83	5		200	12,4	16,13	2,096

Gasto calculado  $Q = 0,330 \text{ m}^3\text{:s}$ .

*3<sup>er</sup> angostamiento*

A) Puntos del trazado del eje hidráulico

- El I al empezar el embudo lado La Ce.
- El II al empezar la cercha de corrección lado La Ce.
- El III principio del canal angosto
- El IV fin del canal angosto
- El V lado Ce sección frente a la antigua punta.
- El VI a 2,30 de la antigua P.D. lado La Ce.
- El VII lado Calera enfrente a la antigua punta
- El VIII a 2,50 de la punta existente.

B) Aforos antes de colocar la nueva P.D.

7 verticales equidistantes entre si de 0,16 m. Las extremas I y VII a 0,05 m de la orilla.

1. Antes de corregir el embudo

*Aforo 8*

<i>Trazado del eje</i>				<i>Alturas en las verticales</i>			
<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>h</i>		<i>h</i>	
I	0,40	V	0,12	I	0,26	V	0,31
II	0,37	VI	0,10	II	0,29	VI	0,29
III	0,32	VII	0,14	III	0,31	VII	0,265
IV	0,27	VIII	0,12	IV	0,32		

*La sección de aforos en el punto III*

En este trazado la altura en el punto III es al medio; en IV la anotada es al medio también, en la orilla  $h = 0,23$ .

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Veloc.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	15,9	12,579	1,63	4	0,14	200	16,7	11,976	1,555
2	0,04	"	16,5	12,121	1,572	5	0,14	200	16,0	12,50	1,622
3	0,04	"	18,2	10,989	1,438	6	0,14	200	15,5	12,903	1,678
4	0,04	"	17,4	11,494	1,491	7	0,14	200	14,7	13,605	1,765
5	0,04	"	16,8	11,905	1,545	1	0,21	200	14,7	13,605	1,765
6	0,04	"	14,6	13,699	1,778	2	0,21	200	15,3	13,072	1,694
7	0,04	"	14,6	13,699	1,778	3	0,21	200	16,2	12,346	1,60
1	0,08	"	15,4	12,987	1,684	4	0,21	200	16,6	12,048	1,565
2	0,08	"	16,7	11,976	1,555	5	0,21	200	15,6	12,821	1,665
3	0,08	"	16,8	11,905	1,545	6	0,21	200	15,5	12,903	1,678
4	0,08	"	17,0	11,765	1,527	7	0,21	200	15	13,333	1,73
5	0,08	"	16,0	12,50	1,622						
6	0,08	"	15,2	13,854	1,706	2	0,25	200	15,2	13,158	1,705
7	0,08	"	14,5	13,793	1,789	3	0,25	200	16,3	12,270	1,592
1	0,14	"	15,3	13,072	1,697	4	0,25	200	16,8	11,905	1,545
2	0,14	"	16,0	12,50	1,622	5	0,25	200	16,2	12,346	1,60
3	0,14	"	16,3	12,270	1,592	6	0,25	200	15,2	13,158	1,705

Gasto calculado  $Q = 0,501 \text{ m}^3:\text{s}$

2. Con la cercha definitiva

Aforo 8b

<i>Trazado del eje</i>				<i>Alturas en las verticales</i>			
<i>Punto</i>	<i>h</i>	<i>Punto</i>	<i>h</i>	<i>Punto</i>	<i>h</i>	<i>Punto</i>	<i>h</i>
I		V	0,24	I	0,38	V	0,395
II		VI	0,135	II	0,395	VI	0,38
III	0,465	VII		III	0,395	VII	0,36
IV	0,395	VIII		IV	0,395		

entre III y IV h = 0,425 aforo hecho en el punto IV

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	11,7	17,10	2,22	4	0,19	200	12,9	15,56	2,022
2	"	"	12,5	16,00	2,08	5	"	"	12,6	16,88	2,06
3	"	"	12,7	15,81	2,055	6	"	"	12,2	16,46	2,140
4	"	"	12,8	15,65	2,03	7	"	"	11,6	17,25	2,24
5	"	"	13,2	15,24	1,978	1	0,24	"	11,9	16,78	2,180
6	"	"	12,6	16,88	2,06	2	"	400	24,9	16,09	2,09
7	"	"	12,1	16,53	2,15	3	"	200	12,5	16,00	2,08
1	0,09	"	11,7	17,10	2,22	4	"	400	24,9	16,09	2,09
2	"	"	12,5	16,00	2,08	5	"	200	12,5	16,00	2,08
3	"	"	12,7	15,74	2,045	6	"	400	23,1	17,32	2,25
4	"	"	12,8	15,65	2,03	1	0,29	200	11,9	16,78	1,180
5	"	"	13,2	15,24	1,978	2	"	"	12,4	16,13	2,098
6	"	"	12,4	16,13	2,10	3	"	"	12,5	16,00	2,08
7	"	"	11,9	16,78	2,18	4	"	400	24,7	16,35	2,12
1	0,14	"	12,2	16,46	2,140	5	"	200	12,5	16,00	2,08
2	"	"	12,5	16,00	2,08	6	"	400	23,1	17,32	2,25
3	"	"	12,7	15,81	2,05	7	"	200	11,7	17,10	2,208
4	"	"	12,9	15,56	2,022	1	0,34	"	12	16,63	2,16
5	"	"	13,1	15,26	1,98	2	"	"	12,2	16,46	2,140
6	"	"	12,2	16,45	2,135	3	"	"	12,7	15,74	2,045
7	"	"	11,7	17,10	2,22	4	"	"	12,5	16,00	2,08
1	0,19	"	12,6	16,09	2,09	5	"	"	12,5	16,00	2,08
2	"	"	12,3	16,25	2,11	6	"	"	12,3	16,25	2,11
3	"	"	12,9	15,56	2,022	7	"	"	11,7	17,10	2,215

Gasto calculado Q = 0,875 m<sup>3</sup>:s

*Aforo 9*  
*h = 0,35*  
*A 0,08 m del punto IV*

<i>Trazado del eje</i>				<i>Alturas de las verticales</i>			
<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>
I	0,40	IV	0,19	I	0,34	V	0,34
II	0,47	V	0,125	II	0,34	VI	0,331
III	0,39	VI	0,20	III	0,34	VII	0,32
IV	0,34	VII	0,08	IV	0,34		

En la mitad del angostamiento h = 0.365 m.

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Véloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Véloc.</i>
1	0,04	200	14,1	14,18	1,84	1	0,195	200	13,5	14,81	1,92
2	"	"	14,1	14,18	1,84	2	"	"	14,0	14,28	1,85
3	"	"	14,6	13,70	1,78	3	"	"	13,9	14,39	1,865
4	"	"	15,2	13,16	1,705	4	"	"	14,8	14,28	1,85
5	"	"	14,7	13,60	1,765	5	"	"	13,6	14,70	1,905
6	"	"	13,7	14,59	1,89	6	"	"	13	15,38	1,996
7	"	"	13,0	15,38	1,996	7	"	"	12,6	15,87	2,06
1	0,08	"	14,2	14,08	1,825	1	0,25	100	6,9	14,49	1,88
2	0,085	"	14,6	13,70	1,78	2	"	"	7,0	14,28	1,85
3	"	"	14,3	13,89	1,80	3	"	"	7,1	14,08	1,825
4	"	"	14,3	13,99	1,816	4	"	"	7,0	14,28	1,85
5	"	"	14,4	13,89	1,80	5	"	"	6,9	14,49	1,88
6	"	"	13,4	14,92	1,94	6	"	"	6,8	14,70	1,905
7	"	"	13,0	15,38	1,996	7	"	"	6,4	15,62	2,03
1	0,135	"	13,7	14,59	1,89	1	0,30	"	6,8	14,70	4,905
2	"	"	14,2	14,08	1,825	2	"	"	6,8	14,70	1,905
3	"	"	14,4	13,89	1,80	3	"	"	7,0	14,28	1,85
4	"	"	14,0	14,29	1,852	4	"	"	7,1	14,08	1,825
5	"	"	14,2	14,08	1,825	5	"	"	7,0	14,28	1,85
6	"	"	13,4	14,92	1,94	6	"	"	6,8	14,70	1,905
7	"	"	13,1	15,27	1,98	7	"	"	6,8	14,70	1,905

Gasto calculado Q = 0,665 m<sup>3</sup>:s

Aforo 10  
 $h = 0,35$   
 A 0,08 del punto IV

<i>Alturas en las verticales</i>				<i>Trazado del eje</i>			
<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>
I	0,40	V	0,19	I	0,32	V	0,32
II	0,47	VI	0,12	II	0,32	VI	0,30
III	0,38	VII	0,19	III	0,33	VII	0,28
IV	0,33	VIII	0,08	IV	0,33		

Entre II y IV  $h = 0,35$

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	14,0	14,28	1,85	1	0,19	200	13,4	14,92	1,94
2	"	"	14,0	14,28	1,85	2	"	"	14,2	14,08	1,825
3	"	"	14,9	13,47	1,75	3	"	"	14,6	13,70	1,780
4	"	"	14,2	14,08	1,825	4	"	"	14,6	13,70	1,780
5	"	"	14,8	13,51	1,750	5	"	"	14,5	13,79	1,79
6	"	"	14,1	14,18	1,84	6	"	"	14,1	14,18	1,84
7	"	"	13,7	14,59	1,895	7	"	"	13,4	14,92	1,94
1	0,09	"	14,0	14,28	1,85	1	0,24	"	13,5	14,79	1,88
2	"	"	14,1	14,18	1,84	2	"	"	13,9	14,39	1,865
3	"	"	14,4	13,89	1,88	3	"	"	14,7	13,60	1,765
4	"	"	14,0	14,28	1,85	4	"	"	14,7	13,60	1,765
5	"	"	14,2	14,08	1,825	5	"	"	13,7	14,59	1,892
6	"	"	13,6	14,71	1,91	6	"	"	13,8	14,49	1,88
7	"	"	12,7	15,75	2,045	7	"	"	12,8	15,62	2,03
1	0,14	"	14,1	14,18	1,84	1	0,29	"	13,2	15,15	1,965
2	"	"	14,0	14,28	1,85	2	"	"	14,0	14,28	1,85
3	"	"	14,0	14,28	1,85	3	"	"	14,1	14,18	1,84
4	"	"	14,3	13,98	1,816	4	"	"	13,9	14,39	1,865
5	"	"	14,0	14,28	1,85	5	"	"	14,1	14,18	1,84
6	"	"	13,7	14,39	1,865	6	"	"	13,4	14,92	1,928
7	"	"	13,1	15,26	1,98	7	"	"	12,6	15,87	2,60

Gasto calculado  $Q = 0,625 \text{ m}^3\text{:s}$

*Aforo 11  
En el punto IV*

<i>Trazado del eje</i>				<i>Alturas en las verticales</i>			
<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>
I	0,38	V	0,175	I	0,28	V	0,29
II	0,445	VI	0,11	II	0,28	VI	0,28
III	0,345	VII	0,115	III	0,29	VII	0,28
IV	0,29	VIII	0,08	IV	0,29		

En la mitad del angostamiento  $h = 0,33$

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,058	200	13,3	15,04	1,955	1	0,174	200	13,2	15,15	1,965
2	"	"	13,7	14,60	1,894	2	"	"	14,0	14,28	1,85
3	"	"	14,8	13,51	1,75	3	"	"	13,9	14,39	1,856
4	"	"	14,5	13,78	1,787	4	"	"	14,5	13,78	1,786
5	"	"	14,4	13,89	1,80	5	"	"	14,0	14,28	1,85
6	"	"	13,6	14,70	1,905	6	"	"	13,1	15,26	1,98
7	"	"	12,9	15,58	2,022	7	"	"	12,7	15,75	2,045
1	0,116	"	12,9	15,58	2,022	1	0,232	"	13,5	14,81	1,922
2	"	"	14,2	14,08	1,825	2	"	"	13,6	14,70	1,905
3	"	"	14,5	13,78	1,786	3	"	"	14,2	14,08	1,825
4	"	"	14,45	13,83	1,794	4	"	"	14,1	14,18	1,84
5	"	"	14,7	13,60	1,765	5	"	"	13,7	14,59	1,89
6	"	"	13,3	15,04	1,955	6	"	"	13,4	14,92	1,938
7	"	"	12,4	16,12	2,09	7	"	"	12,7	15,75	2,045

Gasto calculado  $Q = 0,589 \text{ m}^3:\text{s}$

Aforo 12  
En el punto IV

<i>Trazado del eje</i>			
<i>Punto</i>	<i>h</i>	<i>Punto</i>	<i>h</i>
I	0,515	V	0,23
II	0,60	VI	0,13
III	0,47	VII	0,24
IV	0,405	VIII	0,08

<i>Alturas en las verticales</i>			
<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>
I	0,39	VI	0,39
II	0,40	VII	0,35
III	0,40		
IV	0,40		
V	0,40		

En la sección media entre III y IV  $h = 0,435$

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	11,3	17,70	2,298	5	0,09	200	12,2	16,39	2,128
2	"	"	12,1	16,53	2,145	6	"	"	11,5	17,39	2,26
3	"	"	12,7	15,75	2,045	7	"	"	11,5	17,39	2,26
4	"	"	12,4	16,12	2,09	1	0,24	"	11,5	17,39	2,26
5	"	"	12,8	15,63	2,03	2	"	"	12,0	16,67	2,162
6	"	"	12,2	16,49	2,128	3	"	"	12,0	16,67	2,162
7	"	"	11,7	17,09	2,22	4	"	"	11,9	16,81	2,182
1	0,39	"	11,5	17,39	2,26	5	"	"	12,15	16,46	2,136
2	"	"	12,1	16,53	2,145	6	"	"	11,8	16,94	2,20
3	"	"	12,5	16,00	2,076	7	"	"	11,0	18,18	2,36
4	"	"	12,4	16,13	2,10	1	0,29	"	11,5	17,39	2,26
5	"	"	12,8	15,63	2,03	2	"	"	12,5	16,00	2,076
6	"	"	11,6	17,20	2,23	3	"	"	12,2	16,39	2,128
7	"	"	11,3	17,39	2,26	4	"	"	11,9	16,87	2,182
1	0,09	"	12,2	16,39	2,128	5	"	"	12,15	16,46	2,136
2	0,14	"	12,1	16,53	2,145	6	"	"	11,6	17,20	2,236
3	"	"	12,3	16,26	2,11	7	"	"	11,3	17,70	2,30
4	"	"	12,6	15,87	2,06	1	"	"	11,7	17,09	2,22
5	"	"	12,7	15,75	2,045	2	"	"	11,9	16,81	2,182
6	"	"	11,8	16,95	2,20	3	"	"	12,4	16,13	2,095
7	0,09	"	11,45	17,47	2,265	4	"	"	12,3	16,26	2,11
1	0,19	"	11,5	17,39	2,26	5	"	"	12,1	16,53	2,146
2	"	"	11,95	16,74	2,172	6	"	"	12,0	16,67	2,162
3	"	"	12,5	16,00	2,076	7	"	"	11,3	17,70	2,30
4	"	"	12,5	16,00	2,016						

Gasto calculado  $Q = 0,915 \text{ m}^3\text{:s}$ .

*Foro 13*  
*A 0,25 del punto IV*

<i>Trazado del eje</i>				<i>Alturas en los verticales</i>			
<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>
I	0,48	V		I	0,405	V	0,415
II	0,555	VI		II	0,415	VI	0,415
III	0,46	VII	0,22	III	0,415	VII	0,400
IV	0,38	VIII	0,10	IV	0,415		

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Véloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Véloc.</i>
1	0,04	200	14,4	13,889	1,80	6	0,19	200	13,6	14,706	1,91
2	"	"	14,4	13,889	1,80	7	"	"	13,3	15,038	1,95
3	"	"	13,2	13,158	1,705	1	0,24	"	14,8	13,514	1,752
4	"	"	14,7	13,605	1,755	2	"	"	13,6	14,706	1,91
5	"	"	14,7	13,605	1,755	3	"	"	14,35	13,937	1,81
6	"	"	14,0	14,286	1,85	4	"	"	14,25	14,0350	1,83
7	"	"	13,7	14,599	1,895	5	"	"	14,0	14,286	1,85
1	0,09	"	14,6	13,699	1,778	6	"	"	13,6	14,706	1,91
2	"	"	13,6	14,706	1,91	7	"	"	13,5	14,815	1,92
3	"	"	14,0	14,286	1,85	1	0,30	"	14,3	13,986	1,815
4	"	"	14,0	14,286	1,85	2	"	"	14,2	14,085	1,826
5	"	"	13,8	14,493	1,88	3	"	"	14,2	14,085	1,826
6	"	"	13,5	14,815	1,92	4	"	"	14,3	13,986	1,815
7	"	"	13,4	14,925	1,94	5	"	"	14,05	14,235	1,845
1	0,14	"	14,6	13,696	1,778	6	"	"	14,3	13,986	1,815
2	"	"	13,7	14,599	1,895	7	"	"	13,9	14,389	1,865
3	"	"	14,2	14,085	1,826	1	0,35	"	14,25	14,035	1,86
4	"	"	14,6	13,696	1,778	2	"	"	14,55	13,755	1,785
5	"	"	14,45	13,841	1,795	3	"	"	14,50	13,793	1,79
6	"	"	13,4	14,925	1,94	4	"	"	14,60	13,699	1,778
7	"	"	13,5	14,815	1,92	5	"	"	13,85	14,451	1,875
1	0,19	"	14,4	13,889	1,803	6	"	"	14,15	14,144	1,835
2	"	"	13,5	14,815	1,92	7	"	"	13,40	14,925	1,94
3	"	"	13,9	14,389	1,865	3	0,40	"	14,10	14,184	1,84
4	"	"	14,5	13,858	1,795	4	"	"	14,8	13,513	1,754
5	"	"	14,2	14,085	1,826	5	"	"	14,4	13,889	1,80

Gasto calculado  $Q = 0,8065 \text{ m}^3\text{:s}$ .

Aforo 15  
A 0,19 del punto IV

<i>Trazado del eje</i>			
<i>Puntos</i>	<i>h</i>	<i>Puntos</i>	<i>h</i>
I	0,465	V	0,20
II	0,530	VI	
III	0,44	VII	0,20
IV	0,36	VIII	0,10

<i>Alturas en las verticales</i>			
<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>
I	0,376	V	0,38
II	0,380	VI	0,38
III	0,380	VII	0,36
IV	0,380		

Entre III y IV h: 0,395

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	14,0	14,286	1,85	5	0,19	200	13,7	14,599	1,894
2	"	"	13,6	14,706	1,91	6	"	"	13,1	15,265	1,980
3	"	"	13,8	14,493	1,88	7	"	"	13,05	15,335	1,99
4	"	"	13,9	14,286	1,85	1	0,25	"	13,5	14,815	1,922
5	"	"	13,6	14,706	1,91	2	"	"	13,7	14,599	1,894
6	"	"	13,1	15,625	2,03	3	"	"	13,9	14,389	1,865
7	"	"	12,8	15,625	2,03	4	"	"	13,9	14,389	1,865
1	0,09	"	12,8	14,085	1,825	5	"	"	13,7	14,599	1,894
2	"	"	14,2	14,493	1,88	6	"	"	13,7	14,599	1,894
3	"	"	13,8	14,085	1,825	7	"	"	12,8	15,625	2,03
4	"	"	14,2	14,286	1,85	1	0,30	"	13,8	14,493	1,88
5	"	"	14,0	14,706	1,91	2	"	"	13,5	14,815	1,922
6	"	"	13,6	15,038	1,955	3	"	"	13,9	14,389	1,865
7	"	"	13,3	15,748	2,046	4	"	"	14,5	13,793	1,79
1	0,14	"	14,0	14,286	1,85	5	"	"	13,7	14,599	1,894
2	"	"	13,8	14,493	1,88	6	"	"	13,9	14,389	1,865
3	"	"	13,55	14,771	1,917	7	"	"	12,8	15,625	2,03
4	"	"	14,0	14,286	1,85	1	0,35	"	13,6	14,706	1,91
5	"	"	13,6	14,706	1,91	2	"	"	13,6	14,706	1,91
6	"	"	13,2	15,152	1,965	3	"	"	13,9	14,389	1,865
7	"	"	13,0	15,385	1,996	4	"	"	14,0	14,286	1,85
1	0,19	"	14,1	14,184	1,84	5	"	"	14,2	14,085	1,825
2	"	"	13,4	14,925	1,94	6	"	"	13,9	14,389	1,865
3	"	"	14,1	14,184	1,84	7	"	"	13,2	15,152	1,965
4	"	"	14,6	13,699	1,778						

Gasto calculado  $Q = 0,7555 \text{ m}^3\text{:s}$

*C) Aforos en los ramales*

5 verticales en el ramal La Calera distanciadas de 0,125 m. Las extremas a 0,0538 m de las orillas. 4 verticales en el ramal La Ce distanciadas de 0,115 m.

Las extremas a 0,0538 m de las orillas.

*Aforo 16*

<i>Eje hidráulico</i>				<i>Altura en las verticales</i>			
<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>La Calera</i>		<i>La Ce</i>	
I	0,40	V	0,34	I	0,352	I	0,372
II	0,47	VI		II	0,37	II	0,355
III	0,395	VII	0,34	II	0,372	III	0,332
IV Ce	0,33	VIII		IV	0,378	IV	0,332
IV Cal	0,355			V	0,37		

Con dos sacos en cada ramal. Los del ramal La Ce colocados longitudinalmente desde el marco J de la primera cercha. El resalto empieza enfrente del marco F de esa cercha y concluye a 0,20 aguas abajo del punto v. Antes del resalto, es decir, enfrente del marco F,  $h = 0,27$ ; después del salto  $h = 0,36$ ; en marco 1 de la cercha del primer angostamiento  $h = 0,37$ ; en J,  $h = 0,38$ . En el ramal La Calera los sacos están uno a lo largo y el otro atravesado. El resalto no es propiamente tal, sino que a la depresión sigue un peralte suave. En VII  $h = 0,34$ ; 0,20 m más abajo,  $h = 0,30$ ; enfrente al marco XI,  $h = 0,37$ ; enfrente al marco XI,  $h = 0,39$  m.

*Ramal LA CALERA*

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	16,4	12,195	1,582	1	0,24	200	15,6	12,821	1,664
2	"	"	15,8	12,658	1,644	2	"	"	15,0	13,33	1,73
3	"	"	16,2	12,346	1,602	3	"	"	16,0	12,50	1,623
4	"	"	18,0	11,111	1,442	4	"	"	16,0	12,50	1,623
5	"	"	16,5	12,121	1,672	5	"	"	15,8	12,658	1,644
1	0,09	"	15,8	12,658	1,644	1	0,29	"	15,2	13,157	1,705
2	"	"	16,2	12,346	1,602	2	"	"	15,2	13,157	1,705
3	"	"	15,7	12,738	1,655	3	"	"	15,4	12,987	1,686
4	"	"	16,2	12,346	1,602	4	"	"	15,8	12,658	1,644
5	"	"	15,9	12,579	1,63	5	"	"	15,8	12,658	1,644
1	0,14	"	16,0	12,50	1,623	1	0,34	"	15,0	13,333	1,73
2	"	"	15,4	12,987	1,686	2	"	"	15,6	12,821	1,664
3	"	"	15,4	12,987	1,686	3	"	"	15,6	12,821	1,664
4	"	"	16,2	12,346	1,602	4	"	"	15,6	12,821	1,664
5	"	"	16,0	12,50	1,623	5	"	"	15,7	12,739	1,655

Ramal LA CE

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	14,0	14,286	1,85	3	0,19	200	15,4	12,987	1,686
2	"	"	14,0	14,286	1,85	4	"	"	14,1	14,184	1,84
3	"	"	13,6	14,706	1,91	1	0,24	"	15,2	13,157	1,705
4	"	250	20,4	12,255	1,59	2	"	"	14,8	13,514	1,754
1	0,09	200	14,2	14,085	1,825	3	"	"	14,6	13,699	1,778
2	"	"	14,8	13,514	1,752	4	"	"	14,3	13,986	1,815
3	"	"	14,8	13,514	1,752	1	0,29	"	15,0	13,333	1,73
4	"	"	15,2	13,157	1,705	2	"	"	14,9	13,423	1,743
1	0,14	"	15,6	12,821	1,664	3	"	"	14,6	13,699	1,778
2	"	"	15,2	13,157	1,706	4	"	"	14,3	13,986	1,815
3	"	"	14,6	13,699	1,778	1	0,34	"	14,9	13,423	1,743
4	"	"	15,0	13,333	1,73	2	"	"	14,6	13,699	1,778
1	0,19	"	15,4	12,987	1,686	3	"	"	15,5	12,903	1,678
2	"	"	15,0	13,333	1,73						

*Aforo 17*

<i>Eje hidráulico</i>				<i>Altura en las verticales</i>			
<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>La Calera</i>		<i>La Ce</i>	
I	0,395	V	0,19	I	0,342	I	0,34
II	0,46	VI	0,12	II	0,342	II	0,34
III	0,40	VII	0,22	III	0,36	III	0,315
IV Cé	0,28	VIII		IV	0,368	IV	0,305
V Cal	0,31			V	0,375		

Dos sacos en el ramal La Calera; La Ce libre. Se produce un resalto que empieza en el punto VII y concluye en frente al marco IX de la cerca de angostamiento. En VII,  $h = 0,22$ , en el IX  $0,30$ ; en el marco X  $h = 0,29$ ; en el XI  $h = 0,32$ .

En el punto II hay 6 cm de embancamiento

*Ramal LA CALERA*

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	15,6	12,826	1,664	1	0,19	200	14,3	13,986	1,815
2	"	"	15,4	12,987	1,686	2	"	"	14,6	13,699	1,778
3	"	"	15,0	13,333	1,73	3	"	"	14,9	13,423	1,743
4	"	"	16,3	12,270	1,59	4	"	"	15,2	13,157	1,705
5	"	"	15,4	12,987	1,686	5	"	"	14,8	13,514	1,752
1	0,09	"	15,0	13,333	1,73	1	0,24	"	14,1	14,184	1,84
2	"	"	14,4	13,889	1,803	2	"	"	14,6	13,699	1,778
3	"	"	15,1	13,245	1,72	3	"	"	14,8	13,514	1,752
4	"	"	15,2	13,157	1,705	4	"	"	14,9	13,423	1,743
5	"	"	15,0	13,333	1,73	5	"	"	14,8	13,514	1,752
1	0,14	"	14,6	13,699	1,778	1	0,29	"	15,0	13,333	1,73
2	"	"	14,7	13,605	1,767	2	"	"	15,1	13,245	1,72
3	"	"	15,2	13,157	1,705	3	"	"	15,1	13,245	1,72
4	"	"	15,2	13,157	1,705	4	"	100	7,00	14,286	1,85
5	"	"	15,0	13,333	1,73	5	"	"	7,70	12,987	1,682

Ramal LA CE

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	13,6	14,706	1,91	1	0,19	200	14,6	13,699	1,778
2	"	"	14,2	14,085	1,825	2	"	"	14,2	14,085	1,825
3	"	"	13,4	14,925	1,94	3	"	"	13,6	14,706	1,91
4	"	"	13,6	14,706	1,91	4	"	"	13,2	15,152	1,965
1	0,09	"	14,1	14,184	1,84	1	0,24	"	14,3	13,986	1,815
2	"	"	14,4	13,889	1,803	2	"	"	14,0	14,286	1,85
3	"	"	14,4	13,882	1,803	3	"	"	14,1	14,184	1,84
4	"	"	13,2	15,152	1,965	4	"	"	13,6	14,706	1,91
1	0,14	"	14,1	14,184	1,84	1	0,29	100	8,2	12,195	1,58
2	"	"	14,1	14,184	1,84	2	"	"	7,6	13,158	1,705
3	"	"	14,0	14,286	1,85	3	"	"	7,9	12,658	1,644
4	"	"	13,1	15,267	1,98						

*Aforo 19*  
*Los dos ramales libres*

<i>Eje hidráulico</i>				<i>Altura en las verticales</i>			
<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>La Calera</i>		<i>La Ce</i>	
I	0,525	V	0,23	I	0,42	I	0,43
II	0,60	VI	0,14	II	0,43	II	0,43
III	0,485	VII	0,24	III	0,43	III	0,43
IV Cé	0,40	VIII	0,14	IV	0,43	IV	0,415
IV Cal	0,41			V	0,43		

*Ramal LA CALERA*

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R.s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R.s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	14,2	14,085	1,825	4	0,19	200	13,1	15,267	1,983
2	"	"	13,0	15,385	1,996	5	"	"	13,0	15,385	1,996
3	"	"	13,0	15,385	1,996	1	0,25	"	13,2	15,152	1,965
4	"	"	13,1	15,267	1,983	2	"	"	13,0	15,385	1,996
5	"	"	13,0	15,385	1,996	3	"	"	12,8	15,625	2,03
1	0,09	"	12,6	15,873	2,06	4	"	"	12,7	15,748	2,046
2	"	"	12,6	15,873	2,06	5	"	"	13,3	15,038	1,955
3	"	"	13,1	15,267	1,983	1	0,30	"	12,6	15,873	2,06
4	"	"	13,0	15,385	1,996	2	"	"	12,9	15,504	2,015
5	"	"	13,4	14,925	1,940	3	"	"	13,3	15,038	1,955
1	0,14	"	13,0	15,385	1,996	4	"	"	12,7	15,748	2,046
2	"	"	12,7	15,748	2,046	5	"	"	13,0	15,385	1,996
3	"	"	13,2	15,152	1,965	1	0,35	"	12,4	16,29	2,095
4	"	"	13,0	15,385	1,996	2	"	100	6,60	15,52	1,965
5	"	"	13,4	14,925	1,940	3	"	"	6,40	15,625	2,03
1	0,19	"	13,2	15,152	1,965	4	"	"	6,50	15,385	1,996
2	"	"	12,8	15,625	2,03	5	"	200	13,1	15,267	1,983
3	"	"	13,0	15,385	1,996						

Ramal LA CE

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	12,0	16,667	2,162	3	0,19	200	12,6	15,873	2,06
2	"	"	12,4	16,129	2,095	4	"	"	12,2	16,393	2,128
3	"	"	11,8	16,949	2,202	1	0,25	"	13,6	14,706	1,91
4	"	"	12,6	15,873	2,06	2	"	"	12,8	15,625	2,03
1	0,09	"	12,3	16,260	2,11	3	"	"	13,0	15,385	1,996
2	"	"	12,4	16,129	2,095	4	"	"	12,6	15,873	2,06
3	"	"	12,3	16,260	2,11	1	0,30	"	13,4	14,925	1,94
4	"	"	12,2	16,393	2,128	2	"	"	13,0	15,385	1,996
1	0,14	"	13,1	15,267	1,983	3	"	"	12,8	15,625	2,03
2	"	"	12,8	15,625	2,03	4	"	"	12,2	16,393	2,128
3	"	"	12,4	16,129	2,095	1	0,35	100	6,6	15,152	1,965
4	"	"	12,2	16,393	2,128	2	"	"	6,6	15,152	1,965
1	0,19	"	13,2	16,393	2,128	3	"	"	6,4	15,625	2,03
2	"	"	12,8	15,625	2,03	4	"	"	6,2	16,129	2,094

*Aforo 20*

<i>Eje hidráulico</i>				<i>Altura en las verticales</i>			
<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Calera</i>		<i>La Ce</i>	
I	0,48	V	0,23	I	0,40	I	0,41
II	0,565	VI	0,12	II		II	
III	0,45	VII		III		III	
IV Ce	0,36	VIII		IV		IV	0,385
IV Cal	0,375			V	0,41		

Con dos sacos en el ramal La Calera. El resalto empieza 0,08 aguas arriba del punto VII y termina 0,25 m más abajo de él. Los sacos están longitudinalmente desde el marco XI de la cercha. Antes del salto  $h = 0,28$ , después del salto  $h = 0,37$ ; enfrente al x  $h = 0,36$ ; enfrente al XI  $h = 0,41$ .

*Ramal LA CALERA*

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	13,5	14,815	1,922	4	0,20	200	13,2	15,152	1,965
2	"	"	13,1	15,267	1,983	5	"	"	12,9	15,504	2,015
3	"	"	13,2	15,152	1,965	1	0,25	"	12,9	15,504	2,015
4	"	"	14,0	14,286	1,850	2	"	"	12,7	15,748	2,046
5	"	"	13,3	15,038	1,955	3	"	"	13,2	15,152	1,965
1	0,09	"	13,0	15,385	1,996	4	"	"	13,3	15,038	1,955
2	"	"	13,3	15,038	1,955	5	"	"	13,1	15,267	1,983
3	"	"	13,1	15,267	1,983	1	0,30	"	13,1	15,267	1,983
4	"	"	13,8	14,493	1,880	2	"	"	13,0	15,358	1,996
5	"	"	13,1	15,267	1,983	3	"	"	13,1	15,267	1,983
1	0,15	"	13,3	15,038	1,955	4	"	"	13,3	15,038	1,955
2	"	"	12,9	15,504	2,015	5	"	"	13,2	15,152	1,965
3	"	"	13,3	15,038	1,955	1	0,35	"	12,9	15,504	2,015
4	"	"	13,4	14,925	1,94	2	"	"	13,0	15,358	1,996
5	"	"	13,8	14,493	1,88	3	"	"	13,1	15,267	1,983
1	0,20	"	13,1	15,267	1,983	4	"	"	13,3	15,038	1,955
2	"	"	12,7	15,745	2,046	5	"	"	13,4	14,925	1,940
3	"	"	13,0	15,385	1,996						

Ramal LA CE

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	12,6	15,873	2,06	3	0,20	200	13,2	15,152	1,965
2	"	"	12,8	15,625	2,03	4	"	"	12,5	16,00	2,078
3	"	"	12,8	15,625	2,03	1	0,25	"	13,4	14,925	1,94
4	"	"	12,7	15,748	2,046	2	"	"	13,3	15,038	1,955
1	0,09	"	12,8	15,625	2,03	3	"	"	13,2	15,152	1,955
2	"	"	12,8	15,625	2,03	4	"	"	12,8	15,625	2,03
3	"	"	13,2	15,152	1,965	1	0,30	"	13,4	14,925	1,94
4	"	"	12,7	15,748	2,046	2	"	"	13,6	14,706	1,91
1	0,15	"	13,2	15,152	1,965	3	"	"	13,0	15,385	1,996
2	"	"	13,8	14,493	1,88	4	"	"	12,8	15,625	2,03
3	"	"	13,1	15,267	1,983	1	0,35	"	14,0	14,286	1,85
4	"	"	12,4	16,129	2,095	2	"	"	13,8	14,493	1,88
1	0,20	"	13,6	14,706	1,91	3	"	"	13,9	14,389	1,865
2	"	"	13,2	15,152	1,965	4	"	"	13,0	15,385	1,996

*Aforo 22*

<i>Eje hidráulico</i>				<i>Altura en las verticales</i>			
<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Calera</i>		<i>La Ce</i>	
I	0,54	V	0,42	I	0,44	I	0,45
II	0,64	VI		II	0,45	II	0,45
III	0,485	VII	0,365	III	0,45	III	0,44
IV Ce	0,40	VIII	0,14	IV	0,45	IV	0,43
IV Cal	0,42			V	0,45		

Con dos sacos en el ramal La Ce. El otro libre. El resalto comienza a 0,08 en aguas arriba del marco G de la cercha y termina 0,10 después del punto v. Antes del resalto  $h = 0,30$ , después del resalto  $h = 0,43$ ; en v  $h = 0,42$ ; enfrente del marco H  $h = 0,43$ , enfrente de I,  $h = 0,44$  y enfrente de J,  $h = 0,46$ .

*Ramal LA CALERA*

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	400	42,3	16,50	2,139	1	0,24	400	24,5	16,33	2,12
2	"	"	24,6	16,25	2,11	2	"	"	25,2	16,86	2,06
3	"	"	24,8	16,09	2,09	3	"	"	24,9	16,09	2,09
4	"	"	26,7	15,00	1,946	4	"	"	25,0	16,05	2,078
5	"	"	27,1	14,80	1,98	5	"	"	24,9	16,09	2,09
1	0,09	"	24,1	16,60	2,155	1	0,29	"	24,9	16,09	2,09
2	"	"	24,4	16,45	2,134	2	"	"	24,9	16,09	2,09
3	"	"	25,2	15,95	2,072	3	"	"	24,6	16,25	2,11
4	"	"	26,0	15,40	1,998	4	"	"	24,9	16,09	2,090
5	"	"	25,2	16,86	2,06	5	"	"	25,0	16,00	2,078
1	0,14	"	24,0	16,63	2,16	1	0,34	"	24,9	16,09	2,090
2	"	"	24,4	16,45	2,134	2	"	"	24,3	16,50	2,139
3	"	"	24,3	16,50	2,139	3	"	"	24,5	16,39	2,12
4	"	"	25,2	15,873	2,06	4	"	"	25,2	15,873	2,06
5	"	"	24,9	16,90	2,09	5	"	"	24,6	16,25	2,11
1	0,19	"	24,0	16,63	2,16	1	0,39	"	24,2	16,53	2,146
2	"	"	24,9	16,09	2,09	2	"	"	24,5	16,35	2,125
3	"	"	24,6	16,20	2,11	3	"	"	24,9	16,09	2,09
4	"	"	24,9	16,09	2,09	4	"	"	25,0	16,00	2,078
5	"	"	24,9	16,09	2,09	5	"	"	24,6	16,20	2,11

Ramal LA CE

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	400	25,6	15,63	2,03	1	0,24	400	25,4	15,74	2,045
2	"	"	25,2	16,86	2,06	2	"	"	25,3	15,81	2,055
3	"	"	24,0	16,63	2,16	3	"	"	24,8	16,17	2,098
4	"	"	24,9	16,09	2,09	4	"	"	24,6	16,25	2,110
1	0,09	"	25,5	15,68	2,036	1	0,29	"	25,3	15,81	2,055
2	"	"	24,9	16,09	2,09	2	"	"	25,4	15,74	2,045
3	"	"	24,9	16,09	2,09	3	"	"	24,8	16,17	2,098
4	"	"	24,9	16,09	2,09	4	"	"	24,7	16,23	2,108
1	0,14	"	25,3	16,81	2,055	1	0,34	"	25,2	16,86	2,06
2	"	"	25,3	16,81	2,055	2	"	"	25,5	15,68	2,036
3	"	"	25,0	16,00	2,078	3	"	"	24,9	16,09	2,09
4	"	"	24,5	16,35	2,125	4	"	"	24,7	16,23	2,108
1	0,19	"	25,3	15,81	2,055	1	0,39	"	25,4	15,74	2,045
2	"	"	25,0	16,00	2,078	2	"	"	25,5	15,68	2,036
3	"	"	24,7	16,23	2,108	3	"	"	24,9	16,09	2,09
4	"	"	24,0	16,63	2,16	4	"	"	24,5	16,35	2,125

*Aforo 25*  
*Los dos ramales libres*

<i>Eje hidráulico</i>				<i>Alturas en las verticales</i>			
<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Calera</i>		<i>La Ce</i>	
I	0,325	V	0,15	I	0,28	I	0,298
II	0,385	VI	0,095	II	0,298	II	0,298
III	0,32	VII	0,14	III	0,298	III	0,292
IV Cé	0,27	VIII	0,08	IV	0,298	IV	0,29
IV Cal	0,28			V	0,298		

*Ramal LA CALERA*

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	17,4	11,494	1,491	4	0,14	400	34,5	11,58	1,505
2	"	"	17,7	11,30	1,47	5	"	"	35,0	11,429	1,485
3	"	"	18,1	11,05	1,435	1	0,19	"	34,8	11,494	1,491
4	"	"	18,0	11,16	1,45	2	"	"	35,4	11,30	1,47
5	"	"	18,1	11,05	1,435	3	"	"	34,5	11,58	1,505
1	0,09	400	35,0	11,429	1,485	4	"	"	34,5	11,58	1,505
2	"	"	34,2	11,70	1,52	5	"	"	34,2	11,10	1,515
3	"	"	35,4	11,30	1,47	1	0,24	"	34,8	11,49	1,491
4	"	"	35,4	11,30	1,47	2	"	"	36,6	10,929	1,42
5	"	"	35,4	11,30	1,47	3	"	"	36,6	11,93	1,42
1	0,14	"	35,0	11,429	1,485	4	"	"	34,8	11,494	1,491
2	"	"	33,7	11,85	1,538	5	"	"	34,8	11,494	1,491
3	"	"	34,5	11,58	1,505						

*Ramal LA CE*

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	17,8	11,25	1,46	3	0,14	400	34,2	11,7	1,52
2	"	"	18,0	11,16	1,45	4	"	"	35,0	11,429	1,485
3	"	"	18,0	11,16	1,45	1	0,19	"	36,6	11,429	1,42
4	"	"	17,7	11,30	1,47	2	"	"	35,0	11,429	1,485
1	0,09	400	36,6	10,929	1,42	3	"	"	34,5	11,58	1,505
2	"	"	35,5	11,25	1,46	4	"	"	35,5	11,25	1,46
3	"	"	34,8	11,494	1,491	1	0,24	"	36,2	11,05	1,435
4	"	"	34,5	11,58	1,505	2	"	"	35,5	11,25	1,46
1	0,14	"	36,2	11,05	1,435	3	"	"	35,0	11,429	1,485
2	"	"	34,5	11,25	1,505	4	"	"	36,0	11,13	1,445

*Aforo 26*

<i>Eje hidráulico</i>				<i>Altura en las verticales</i>			
<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Calera</i>		<i>La Ce</i>	
I	0,315	V	0,16	I	0,285	I	0,29
II	0,385	VI		II	0,29	II	0,29
III	0,305	VII	0,125	III	0,29	III	0,29
IV Ce	0,265	VIII	0,08	IV	0,29	IV	0,29
IV Cal	0,27			V	0,29		

Con dos sacos en el ramal La Ce; el resalto empieza a 0,10 m antes del punto v y termina 0,15 después. Antes del resalto 0,14 m en el v h = 0,16; después del salto 0,23; enfrente del marco H h = 0,24 enfrente del marco I, h = 0,24 y enfrente del s h = 0,24.

*Ramal LA CALERA*

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	18,1	11,05	1,435	4	0,14	400	34,8	11,494	1,491
2	"	"	18,0	11,13	1,445	5	"	"	35,5	11,25	1,46
3	"	"	18,3	10,929	1,425	1	0,19	"	34,2	11,7	1,52
4	"	400	35,9	11,16	1,45	2	"	"	34,5	11,38	1,505
5	"	"	37,4	10,70	1,39	3	"	"	34,2	11,70	1,505
1	0,09	"	35,0	11,429	1,485	4	"	"	34,5	11,58	1,505
2	"	"	35,5	11,25	1,46	5	"	"	34,5	11,58	1,505
3	"	"	36,2	11,05	1,435	1	0,24	"	36,2	11,05	1,435
4	"	"	35,4	11,30	1,47	2	"	"	35,5	11,25	1,46
5	"	"	36,0	11,13	1,445	3	"	"	34,8	11,494	1,491
1	0,14	"	35,0	11,429	1,485	4	"	"	34,8	11,494	1,491
2	"	"	36,2	11,05	1,435	5	"	"	34,5	11,58	1,505
3	"	"	34,5	11,58	1,505						

Ramal LA CE

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	17,8	11,25	1,46	3	0,14	400	36,6	10,929	1,42
2	"	"	18,0	11,13	1,445	4	"	"	35,0	11,429	1,485
3	"	"	17,1	11,70	1,515	1	0,19	"	35,0	11,409	1,485
4	"	"	17,8	11,25	1,46	2	"	"	36,6	10,929	1,420
1	0,09	400	35,5	11,25	1,46	3	"	"	36,6	10,929	1,420
2	"	"	34,2	11,70	1,515	4	"	"	34,8	11,494	1,491
3	"	"	35,0	11,429	1,485	1	0,24	"	36,2	11,05	1,435
4	"	"	35,9	11,96	1,45	2	"	"	36,8	10,85	1,41
1	0,14	"	36,2	11,05	1,435	3	"	"	36,8	10,85	1,491
2	"	"	35,0	11,429	1,485	4	"	"	35,5	11,25	1,46

*Aforo 27*

<i>Eje hidráulico</i>				<i>Alturas en las verticales</i>			
<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Punto</i>	<i>Altura</i>	<i>Calera</i>		<i>La Cé</i>	
I	0,315	V	-	I	0,285	I	0,29
II	0,385	VI	-	II	0,29	II	0,29
III	0,31	VII	-	III	0,29	III	0,29
IV Ce	0,26	VIII	-	IV	0,29	IV	0,287
IV Cal	0,27			V	0,29		

Sacos en los dos ramales. El resalto no fue tomado.

*Ramal LA CALERA*

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Véloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Véloc.</i>
1	0,04	200	18,1	11,05	1,435	4	0,14	400	36,0	11,13	1,445
2	"	"	18,1	11,05	1,435	5	"	"	36,6	10,929	1,42
3	"	"	18,1	11,05	1,435	1	0,19	"	35,9	11,96	1,45
4	"	"	18,1	11,05	1,435	2	"	"	36,2	11,05	1,435
5	"	"	17,8	11,25	1,46	3	"	"	36,2	11,05	1,435
1	0,09	400	34,8	11,49	1,491	4	"	"	35,5	11,25	1,46
2	"	"	36,8	10,85	1,410	5	"	"	35,5	11,25	1,46
3	"	"	35,4	11,30	1,47	1	0,24	"	35,0	11,43	1,485
4	"	"	36,8	10,85	1,415	2	"	"	34,5	11,58	1,505
5	"	"	36,2	11,05	1,435	3	"	"	35,5	11,25	1,46
1	0,14	"	36,0	11,13	1,445	4	"	"	35,9	11,96	1,46
2	"	"	35,5	11,25	1,46	5	"	"	35,9	11,96	1,45
3	"	"	35,5	11,25	1,465						

Ramal LA CE

<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>	<i>Vert.</i>	<i>h</i>	<i>R</i>	<i>T</i>	<i>R:s</i>	<i>Veloc.</i>
1	0,04	200	17,5	11,58	1,505	3	0,14	400	36,0	11,13	1,445
2	"	"	17,7	11,30	1,47	4	"	"	35,5	11,25	1,46
3	"	"	17,7	11,30	1,47	1	0,19	"	36,8	10,85	1,41
4	"	"	18,7	10,70	1,39	2	"	"	35,5	11,25	1,46
1	0,09	400	36,8	10,85	1,41	3	"	"	36,4	11,05	1,485
2	"	"	36,6	10,929	1,42	4	"	"	34,2	11,70	1,526
3	"	"	36,6	10,929	1,42	1	0,24	"	36,8	10,85	1,41
4	"	"	36,8	10,85	1,41	2	"	"	36,1	11,09	1,44
1	0,14	"	36,8	10,85	1,41	3	"	"	36,1	11,09	1,44
2	"	"	36,2	11,05	1,435	4	"	"	36,4	11,05	1,485

*D) Levantamiento del eje hidráulico de los demás aforos en los ramales*

*Altura de agua en los puntos de referencia\**

<i>Aforo</i>	18	21	23	24	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
Punto I	0,375	0,47	0,54	0,54	0,45	0,47	0,39	0,375	0,36	0,34	0,365	0,365	0,49	0,53	0,43	0,30
II	0,45	0,55	0,64	0,64	0,52	0,54	0,45	0,44	0,42	0,40	0,425	0,425	0,575	0,62	0,49	0,375
III	0,35	0,475	0,485	0,485	0,43	0,435	0,385	0,363	0,34	0,33	0,355	0,355	0,465	0,48	0,415	0,295
IV Ce	0,28	0,375	0,42	0,42	0,355	0,36	0,32	0,305	0,29	0,28	0,305	0,305	0,37	0,415	0,345	0,255
IV Cal	0,305	0,395	0,40	0,40	0,37	0,376	0,34	0,32	0,305	0,29	0,315	0,315	0,39	0,395	0,36	0,255
V	0,165	0,32	-	0,26	0,215	-	-	-	-	0,15	-	0,17	0,24	-	0,20	0,14
VI	0,10	-	-	0,14	0,13	-	-	-	-	0,11	-	0,11	0,14	-	0,125	0,09
VII	0,165	0,24	-	-	0,205	-	0,18	0,175	-	-	0,17	0,17	0,24	-	-	-
VIII	0,10	0,125	-	-	0,10	-	0,09	0,08	-	-	0,105	0,105	0,13	-	-	-

Los puntos en blanco significan que hay resalto en el ramal. El eje hidráulico con resalto sólo se tomó hasta el aforo 27; el 30, sin embargo, también fue levantado. A continuación van los datos.

*Aforo 21.* Sacos ramal La Ce, empieza 0,15 antes del v, termina 0,20 después. Antes del salto  $h = 0,27$ ; enfrente al v  $h = 0,32$ , después del salto  $h = 0,38$ ; enfrente al marco I,  $h = 0,40$ ; enfrente al J,  $h = 0,42$ .

*Aforo 23.* Sacos en los dos ramales. El eje en el La Ce igual al aforo 22. Ramal La Calera empieza el resalto 0,05 antes del punto VII y termina 0,25 más abajo. Antes del salto  $h = 0,28$ ; en VII  $0,30$ ; después del salto  $h = 0,38$ ; en el marco IX,  $h = 0,38$ ; enfrente al XI  $h = 0,41$ .

*Aforo 24.* Sacos ramal La Calera; igual al eje del anterior.

*Aforo 30.* Dos sacos en el ramal La Ce, el resalto empieza frente al marco G y concluye 0,20 aguas abajo del punto V antes del salto  $h = 0,21$ ; en el punto Vh  $h = 0,35$ ; después del salto  $h = 0,36$ ; enfrente del marco I  $h = 0,375$ ; enfrente del J,  $h = 0,375$ .

\* En los puntos I y II se nota gran disconformidad en las alturas, debido al embancamiento que allí se formó.

E) cálculo de la suma de Bernoulli en algunos aforos

El ancho del canal en cada punto del eje hidráulico, normal al eje del canal aparece en el siguiente cuadrado:

Canal Tronco		Ramal La Ce		Ramal La Calera	
I	3,37	IV	0,4525	IV	0,6075
II	2,44	V	0,80	VII	1,00
III	1,06	marco H	0,84	marco IX	1,24
		marco I	1,00	marco X	1,33
		marco J	1,16	marco XI	1,42
		VI	1,26	VIII	1,70

Aforo	Punto	$h$	$\Omega$	$Q$	$U$	$\frac{U^2}{2g}$	$B$
17	II	0,46	1,127	0,676			
	III	0,40	0,422	0,676	1,60	0,13	0,536
	IV Ce	0,28	0,128	0,284	2,21	0,249	0,529
	IV Cal	0,31	0,190	0,392	2,063	0,216	0,526
	V	0,17	0,137	0,284	2,07	0,218	0,388
	VI	0,12	0,152	0,284	1,86	0,176	0,296
	VII	0,22	0,22	0,392	1,77	0,159	0,379
	marco IX	0,30	0,372	0,392	1,053	0,057	0,357
	marco X	0,29	0,386	0,392	1,01	0,052	0,342
	XI	0,32	0,454	0,392	0,863	0,038	0,358
	18	II	0,45	1,105	0,618	0,559	0,016
III		0,35	0,372	0,618	1,66	0,138	0,488
IV Ce		0,28	0,128	0,262	2,04	0,212	0,492
IV Cal		0,305	0,186	0,356	1,91	0,185	0,49
V		0,16	0,13	0,262	2,01	0,205	0,365
VI		0,11	0,134	0,262	1,955	0,193	0,303
VII		0,165	0,166	0,356	2,14	0,233	0,395
VIII		0,10	0,16	0,356	2,22	0,251	0,351
20	I	0,48	1,442	0,847	0,587	0,0175	0,497
	II	0,565	1,42	"	0,596	0,0185	0,584
	III	0,45	0,476	"	1,77	0,159	0,609
	IV Ce	0,36	0,161	0,364	2,26	0,261	0,621
	IV Cal	0,375	0,23	0,483	2,10	0,2205	0,595
	V	0,23	0,184	0,364	1,978	0,198	0,428
	VI	0,12	0,160	"	2,275	0,264	0,384
	0,08 antes del VII	0,28	0,269	0,483	1,796	0,163	0,443
	0,25 más abajo del VII	0,37	0,400	"	1,207	0,074	0,444
	marco X	0,395	0,518	"	0,93	0,049	0,444
	marco XI	0,41	0,582	"	0,829	0,035	0,445

APÉNDICE

<i>Aforo</i>	<i>Punto</i>	<i>h</i>	$\Omega$	<i>Q</i>	<i>U</i>	$\frac{U^2}{2g}$	<i>B</i>
21	III	0,475	0,503	0,847	1,68	0,192	0,667
	IV Ce	0,375	0,172	0,363	2,00	0,20	0,575
	IV Cal	0,395	0,242	0,484	2,00	0,20	0,595
	VII	0,25	0,25	"	1,936	0,19	0,44
	VIII	0,14	0,22	"	2,20	0,247	0,387
22	I	0,54	1,82	0,995	0,54	0,015	0,555
	II	0,64	1,56	0,995	0,637	0,02	0,66
	III	0,485	0,572	0,995	1,948	0,192	0,677
	IV Ce	0,42	0,258	0,5765	2,23	0,252	0,672
	IV Cal	0,40	0,181	0,418	2,31	0,272	0,672
	VII	0,265	0,265	0,5765	2,17	0,24	0,505
	VIII	0,14	0,222	0,5765	2,59	0,345	0,485
26	I	0,315	1,06	0,451	0,425	0,009	0,324
	II	0,385	0,945	"	0,47	0,011	0,396
	III	0,305	0,325	"	1,39	0,098	0,403
	IV Ce	0,265	0,122	0,191	1,56	0,124	0,389
	IV Cal	0,27	0,166	0,260	1,56	0,124	0,394
	VII	0,125	0,125	0,260	2,08	0,22	0,345
	VIII	0,08	0,128	0,260	2,03	0,209	0,289
35	I	0,365	1,23	0,5415	0,44	0,01	
	II	0,425	1,042	"	0,52	0,014	0,439
	III	0,355	0,378	"	1,432	0,104	0,459
	IV Ce	0,30	0,138	0,233	1,688	0,144	0,444
	IV Cal	0,315	0,193	0,3085	1,59	0,129	0,445
	V	0,17	0,136	0,233	1,71	0,147	0,317
	VI	0,11	0,14	"	1,663	0,14	0,25
	VII	0,17	0,17	0,3085	1,814	0,17	0,34
VIII	0,105	0,168	"	1,835	0,171	0,276	
39	II	0,375	0,92	0,4214	0,458	0,011	0,386
	III	0,295	0,313	0,4214	1,34	0,091	0,386
	IV Ce	0,255	0,117	0,180	1,53	0,12	0,375
	IV Cal	0,255	0,158	0,2414	1,528	0,12	0,375
	V Ce	0,24	0,113	0,180	1,59	0,12	0,260
	VI	0,09	0,112	0,180	1,61	0,131	0,221

INFLUENCIA DE LA ACELERACIÓN DEL ESCURRIMIENTO  
EN LA REPARTICIÓN VERTICAL Y HORIZONTAL DE VELOCIDADES

A) Cálculo del coeficiente  $\alpha$

Aforo 1 de molinete

$$U = 1,129 \text{ m:s}; \Omega = 0,7788 \text{ m}^2$$

$W$	$W^2$	$\Delta\omega$	$W^2 \Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,346	0,1197	0,0295	0,00353		
0,296	0,0876	0,0254	0,00223		
0,246	0,0605	0,0356	0,00215		
0,196	0,0384	0,0498	0,00191		
0,146	0,0213	0,0763	0,00163		
0,096	0,0092	0,0682	0,00062	$\frac{0,02093}{1,277} =$	$\frac{0,0164}{0,7788} =$
0,046	0,0021	0,0798	0,00017		
0,004	0,00002	0,0825	0,000002		
0,054	0,0029	0,0874	0,00025		
0,104	0,0108	0,0753	0,00081		
0,154	0,0237	0,0625	0,00015		
0,204	0,0416	0,0433	0,00180		
0,254	0,0645	0,0321	0,00207		
0,304	0,0924	0,0112	0,001035		
0,354	0,1253	0,0086	0,00108	0,01641	0,021
0,404	0,1632	0,0051	0,00083		
0,454	0,2061	0,0061	0,00126		
				$\alpha = 1 + 3 \times 0,021 = 1,063$	

*Aforo 3*

$$U = 1,81; \Omega = 0,578 \text{ m}^2$$

$W$	$W^2$	$\Delta\omega$	$W^2 \Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,095	0,00903	0,014	0,000126	$\frac{0,000606}{1,292} =$	$\frac{0,000469}{0,578} =$
0,045	0,00202	0,095	0,000192		
0,005	0,00003	0,378	0,000012	0,000469	0,00081
0,055	0,00303	0,091	0,000276		

$\alpha = 1 + 3 \times 0,00081 = 1,00241$

*Aforo 5 A*

$$U = 1,63; \Omega = 0,5355$$

$W$	$W^2$	$\Delta\omega$	$W^2 \Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,145	0,02102	0,018	0,000378	$\frac{0,002745}{1,657} =$	$\frac{0,00103}{0,5355} =$
0,095	0,00903	0,0775	0,000700		
0,045	0,00203	0,1477	0,000300		
0,005	0,00003	0,182	0,000005		
0,055	0,00302	0,054	0,000163	0,00103	0,00192
0,105	0,0110	0,031	0,000341		
0,155	0,0240	0,012	0,000288		
0,205	0,0420	0,01	0,000420		
0,255	0,0650	0,0023	0,000150		

$\alpha = 1 + 3 \times 0,00192 = 1,0058$

*Aforo 6 A*

U = 1,61 m:s;  $\Omega = 0,561$

<i>W</i>	<i>W</i> <sup>2</sup>	$\Delta\omega$	<i>W</i> <sup>2</sup> $\Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,065	0,00423	0,065	0,000275	$\frac{0,000767}{2,592} =$	$\frac{0,000296}{0,561} =$
0,015	0,00022	0,283	0,000062		
0,035	0,00123	0,185	0,000228	0,000296	0,000527
0,085	0,00722	0,028	0,000202		

$\alpha = 1 + 3 \times 0.000527 = 1,00160$

*Aforo 9*

U = 1.885 m:s;  $\Omega = 0.3560$

<i>W</i>	<i>W</i> <sup>2</sup>	$\Delta\omega$	<i>W</i> <sup>2</sup> $\Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,19	0,036	0,0031	0,000052	$\frac{0,00174}{3,55} =$	$\frac{0,00047}{0,356} =$
0,14	0,020	0,01675	0,000334		
0,09	0,0081	0,0161	0,000130		
0,04	0,0016	0,0526	0,000084		
0,01	0,0001	0,1020	0,000010	0,00047	0,0013
0,06	0,0036	0,1218	0,000440		
0,11	0,012	0,0323	0,000390		
0,16	0,026	0,0114	0,000300		

$\alpha = 1 + 3 \times 0,0013 = 1,0039$

*Aforo 12*

U = 2,138 m:s;  $\Omega = 0,3405$  m

<i>W</i>	<i>W</i> <sup>2</sup>	$\Delta\omega$	<i>W</i> <sup>2</sup> $\Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,237	0,056	0,001	0,000056	$\frac{0,0028}{4,57} =$	$\frac{0,00061}{0,428} =$
0,187	0,035	0,019	0,000660		
0,137	0,019	0,049	0,000930		
0,087	0,0076	0,0675	0,000510		
0,037	0,0014	0,090	0,000130	= 0,00061	0,0014
0,013	0,00017	0,110	0,000019		
0,063	0,004	0,081	0,000320		
0,113	0,013	0,013	0,000169		

$\alpha = 1 + 3 \times 0,0014 = 1,0042$

*Aforo 13*  
 $U = 1,84 \text{ m.s.}, \Omega = 0,4387$

$W$	$W^2$	$\Delta\omega$	$W^2 \Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,135	0,018	0,0020	0,000036		
0,085	0,0072	0,0679	0,000490	$\frac{0,001267}{3,399} =$	$\frac{0,00037}{0,4387} =$
0,035	0,0012	0,0998	0,000120		
0,015	0,00023	0,1764	0,000041		
0,065	0,0042	0,0700	0,000290	0,00037	0,00085
0,115	0,013	0,0226	0,000290		
$\alpha = 1 + 3 \times 0,00085 \text{ A} = 1,0026$					

*Aforo 41*  
 $U = 2,017 \text{ m.s.}, \Omega = 0,443$

$W$	$W^2$	$\Delta\omega$	$W^2 \Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,208	0,0433	0,008	0,000346		
0,158	0,0249	0,008	0,000199		
0,108	0,0116	0,0163	0,000189	$\frac{0,01529}{4,07} =$	$\frac{0,000375}{0,443} =$
0,058	0,0037	0,0492	0,000182		
0,008	0,00006	0,1230	0,000074		
0,042	0,00176	0,2206	0,000388	0,000375	0,000845
0,092	0,0084	0,018	0,000151		
$\alpha = 1 + 3 \times 0,00045 = 1,002$					

*Aforo 19*  
*Ramal LA CALERA*

$$U = 2,00 \text{ m:s}; \Omega = 0,2604$$

$W$	$W^2$	$\Delta\omega$	$W^2 \Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,75	0,0056	0,0269	0,000150	$\frac{0,001267}{4} =$	$\frac{0,00087}{0,2604} =$
0,025	0,00063	0,0785	0,000049		
0,025	0,00063	0,1448	0,000091	0,000087	0,00033
0,075	0,0056	0,0102	0,000057		
$\alpha = 1 + 3 \times 0,00033 = 1,001$					

*Ramal LA CE*

$$U = 2,05 \quad \Omega = Q, 1937$$

$W$	$W^2$	$\Delta\omega$	$W^2 \Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,125	0,0156	0,0127	0,000200	$\frac{0,001076}{4,2} =$	$\frac{0,000256}{0,1937} =$
0,075	0,0056	0,0446	0,000250		
0,025	0,00063	0,0455	0,000029	0,000256	0,0013
0,025	0,00063	0,0435	0,000027		
0,075	0,0056	0,0362	0,000200		
0,125	0,0156	0,0112	0,000170		
$\alpha = 1 + 3 \times 0,0013 = 1,0039$					

*Aforo 22*

*Ramal LA CALERA*

$U = 2,082 \text{ m:s}; \Omega = 0,276$

$W$	$W^2$	$\Delta\omega$	$W^2 \Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,093	0,0086	0,011	0,000095		
0,043	0,0018	0,1095	0,000200		
0,007	0,000049	0,1265	0,000006	$\frac{0,000589}{4,33} =$	$\frac{0,000136}{0,2760} =$
0,057	0,0032	0,012	0,000038		
0,107	0,011	0,0125	0,000140		
0,157	0,025	0,0045	0,000110	0,000136	0,00049
$\alpha = 1 + 3 \times 0,00049 = 1,0015$					

*Ramal LA CE*

$U = 2,08 \text{ m:s}; \Omega = 0,201$

$W$	$W^2$	$\Delta\omega$	$W^2 \Delta\omega$	$\frac{\Sigma W^2 \Delta\omega}{U^2}$	$\eta$
0,095	0,0090	0,005	0,000045		
0,045	0,0020	0,047	0,000094		
0,005	0,000025	0,1031	0,000003	$\frac{0,000277}{4,326} =$	$\frac{0,000064}{0,201} =$
0,055	0,0030	0,045	0,000135	0,000064	0,00031
$\alpha = 1 + 3 \times 0,00031 = 1,00093$					

*B) relación entre el gasto total por metro de ancho y el gasto por metro de ancho en cada vertical*

<i>Aforo</i>	<i>Verticales</i>										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	0,7084		1,010	1,07	1,16	1,112	0,971	0,955	1,028	1,004	1,032
0,906											
1 tubo	0,882	1,125	1,114	1,000	1,033	0,767	0,819	1,147	1,103		
3	0,976	1,069	0,989	0,986	0,966	1,010	1,010				
4	0,960	1,085	1,031	1,00	0,973	1,003	0,947				
5A	1,024	0,977	1,004	0,975	1,021						
6A	1,003	0,994	1,00	0,988	1,005						
12	1,030	1,025	0,997	0,989	0,990	1,008	0,971				
13	0,958	1,027	0,991	0,98	1,00	1,027	1,022				
41	1,007	0,998	0,998	0,988	1,002	1,004	1,002				
Canal Catemu	0,898	1,047	0,838	1,00	0,904						
Maquis N° 2	0,976	1,0016	0,976	0,976	1,043	0,976					
Graneros N° 2	0,970	0,999	1,009	0,993	0,993	1,009	0,999	0,970			

El del canal de Catemu fue hecho el 28 de octubre de 1914, en el marcador de Cerrillos, la sección del canal en el marcador es rectangular de 2,89 m de ancho, la altura de agua en el aforo fue de 0,745 m.

Los dos últimos son de marco de barrera, hechos por el ingeniero Sr. Julio Zegers Baeza.

PLANO DE SITUACIÓN  
Escala 1:1500

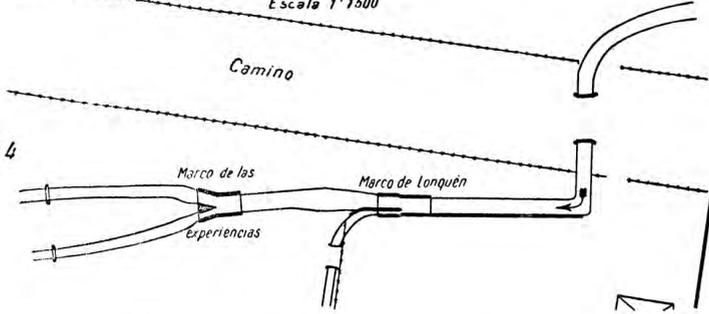


Fig. 4

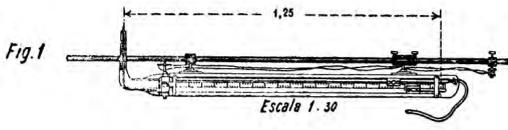


Fig. 1

Escala 1:30

Escala horizontal: 1:500  
Id. vertical: 1:60

FIG. 6

CANAL ENTRANTE

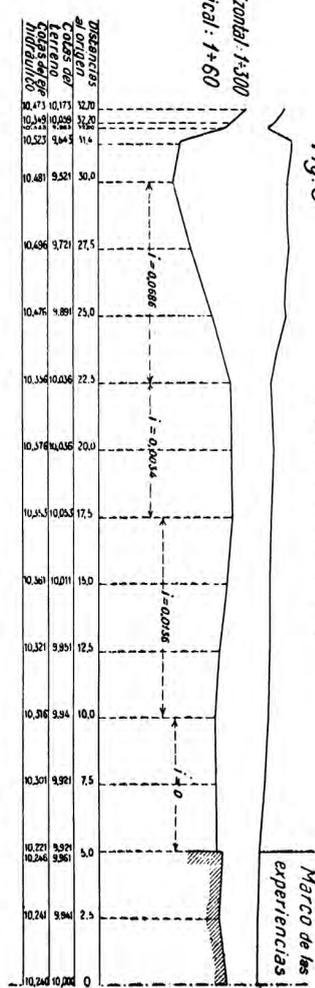


FIG. 7

RAMAL "LA CALERA"

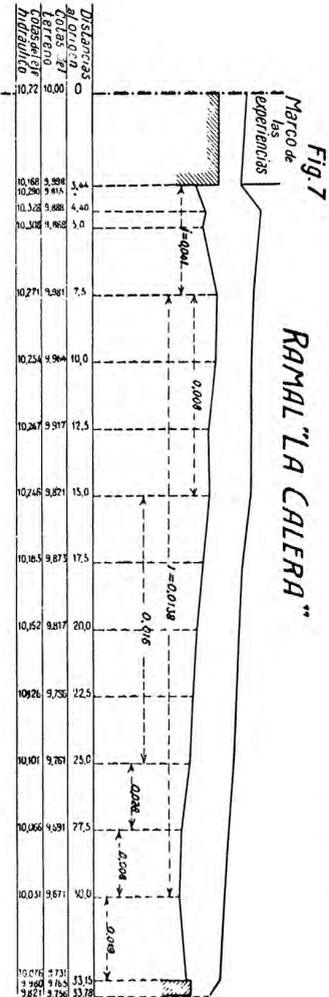


FIG. 7 bis

RAMAL "LA CE"

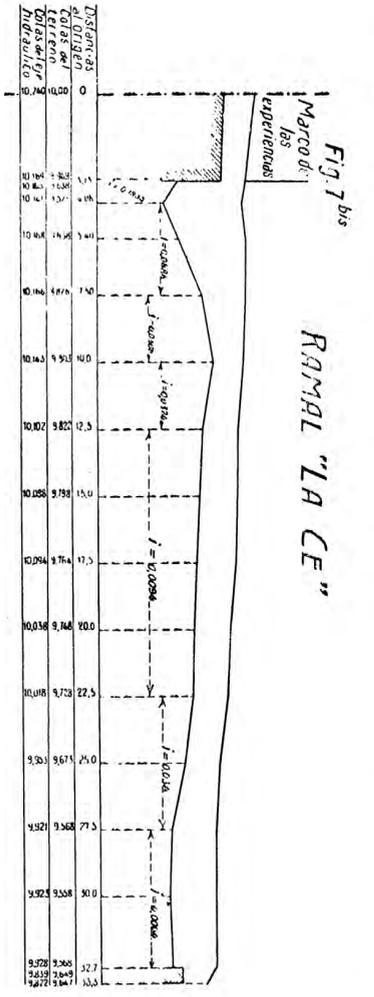
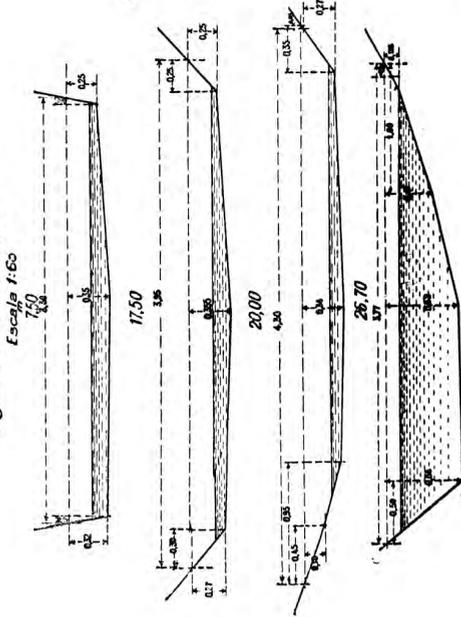


Lámina 1

Fig. 8. Canal entrante



Distribución de las viguetas del empalmado de la barrera.

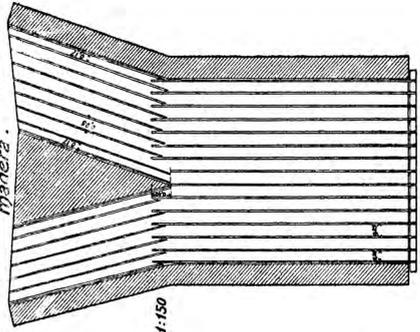


Fig. 20. Cálculo Gráfico de la altura de barrera

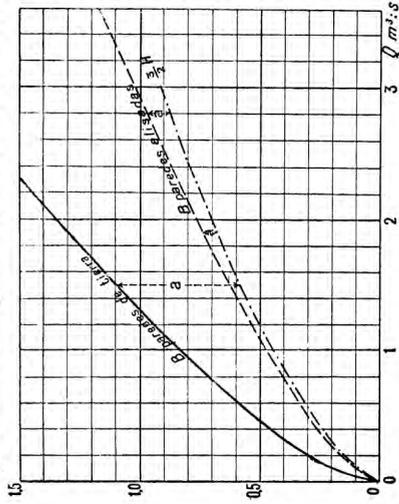


Fig. 9. Ramal "La Calera"

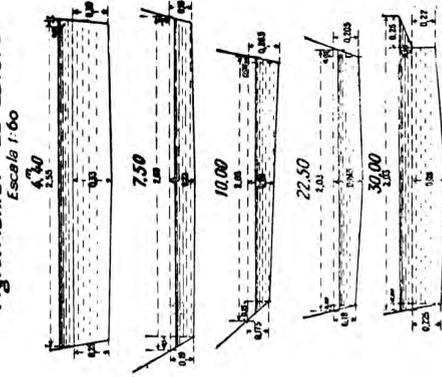


Fig. 10. Ramal "La Ce"

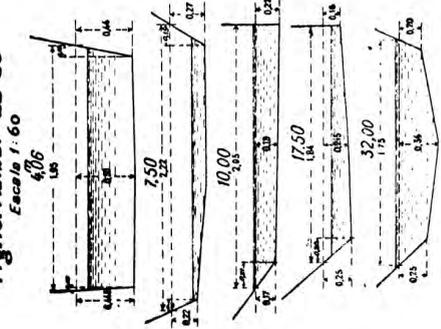
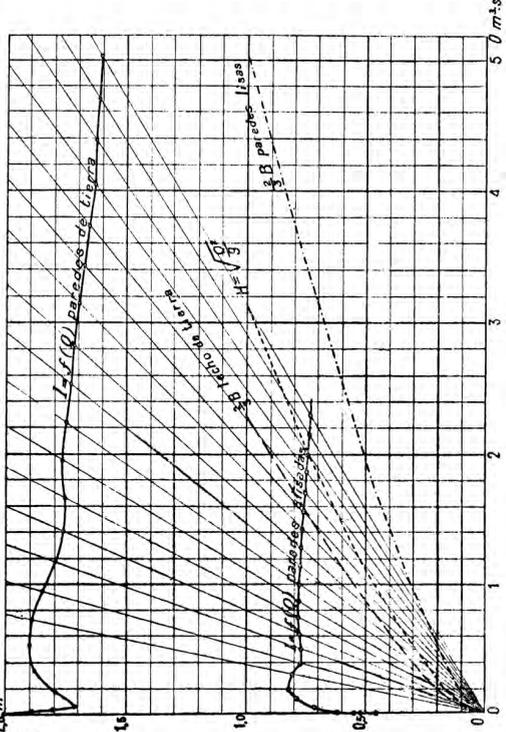


Fig. 8. Cálculo Gráfico del angostamiento



Detalle del cabezal f. 15. Ensamblado Vigüeta

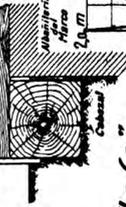


Lámina II

Fig 24  
Corte de la cerche del  
primer angostamiento  
Escala 1 60



Fig 25  
1º Angostamiento  
Escala 1 60

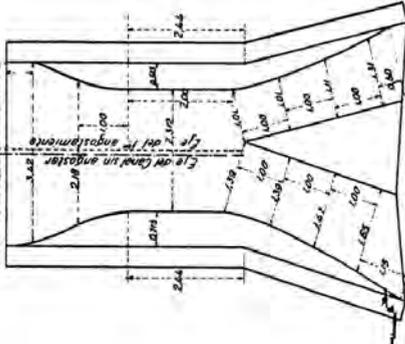


Fig 27  
2º Angostamiento  
Escala 1 60

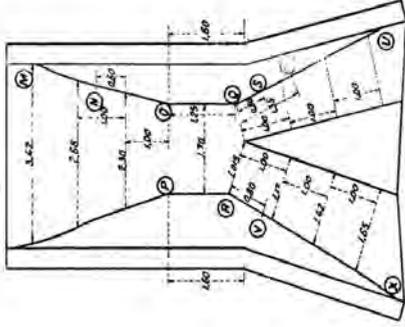


Fig 28  
3º Angostamiento  
Escala 1 60

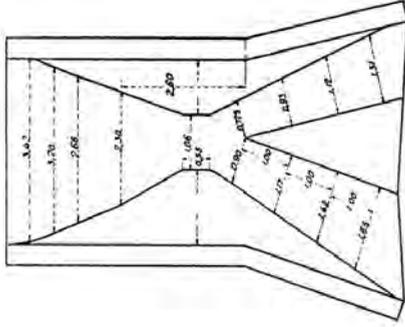


Fig 29  
3º Angostamiento con la  
corrección del embudo  
Escala 1 150

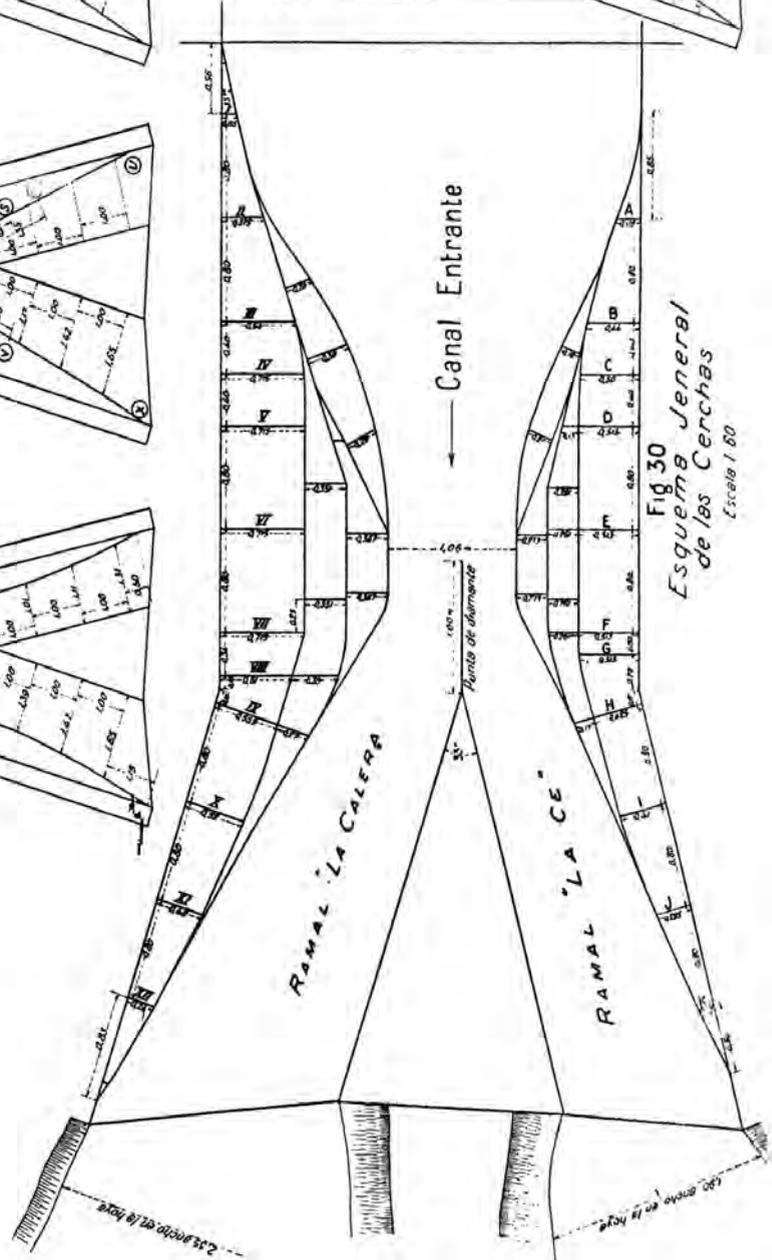
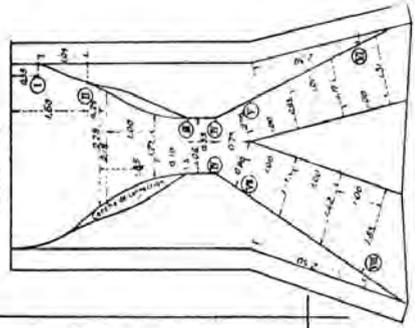


Fig 30  
Esquema Jeneral  
de los Cerchas  
Escala 1 60

Lámina III

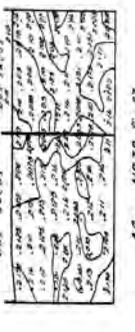
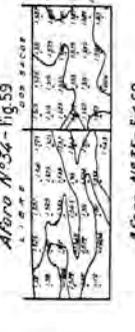
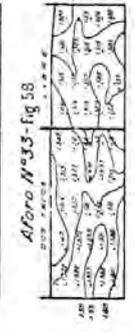
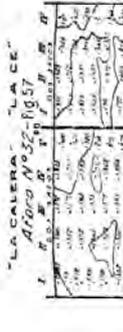
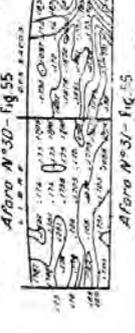
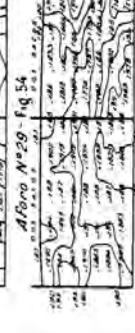
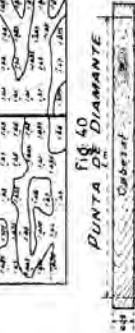
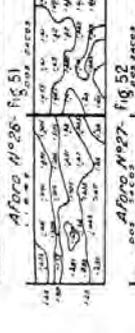
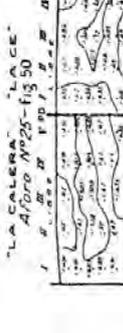
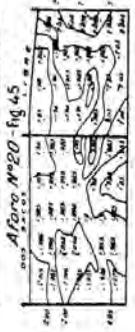
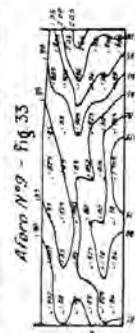
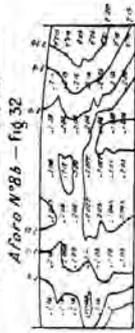
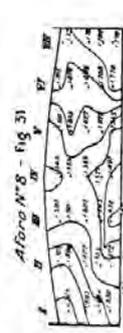


Lámina IV



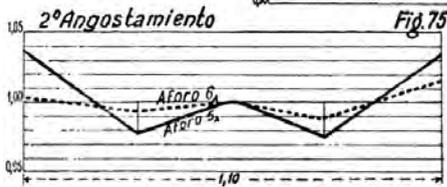
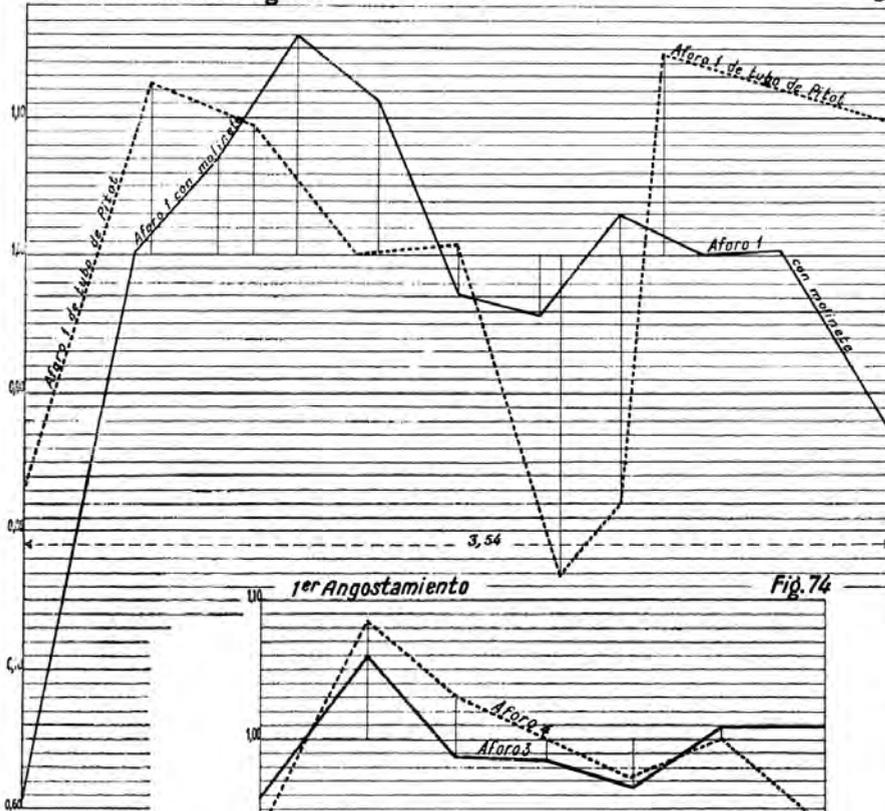
Lámina v





Marcoantes de angostar

Fig.73



CARACTERÍSTICAS de Aforos			
Aforo	Ang. cm	Veloc. m/s	Sección m²
1a Molinete	1.54	0.879	0.148
1a tubo Pitol	1.215	0.771	0.171
Aforo 3	1.24	0.698	0.196
Aforo 4	1.29	0.829	0.190
Aforo 5	1.70	0.874	0.210
- 6	-	0.415	0.121
- 18	0.6	0.866	0.267
- 13	-	0.866	0.260
- 11	-	0.853	0.244
Canal Maquis y Macal	3.97	2.337	0.611
- Barrera	4.20	1.274	0.327
- Catemu	1.85	1.053	0.205

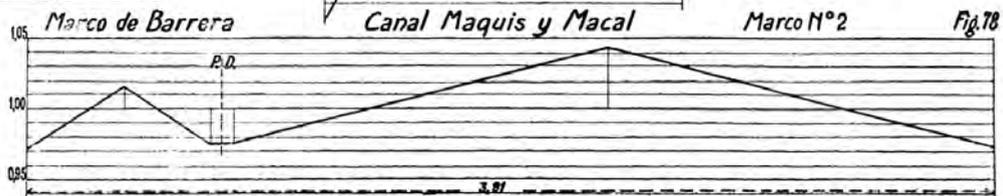
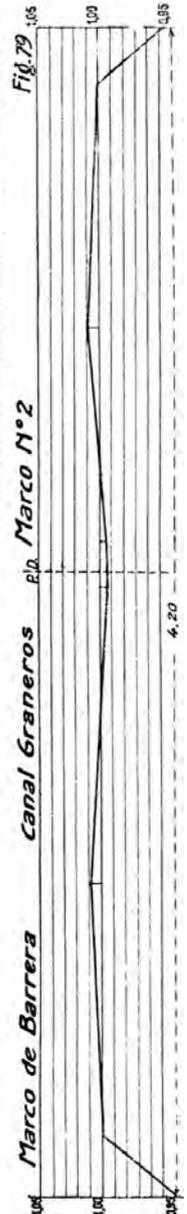


Lámina VII

Relación entre el gasto en cada vertical y el gasto total por metro de ancho.





## ÍNDICE

Presentación	v
Ramón Salas Edwards, 1880-1954 por <i>Cristian Escauriaza M.</i> y <i>Jorge Gironás L.</i>	ix
Prólogo	3
CAPÍTULO I. Teorema de Bernoulli	7
CAPÍTULO II. Trabajo de los frotamientos	13
CAPÍTULO III. Ecuación del escurrimiento variado	21
CAPÍTULO IV. Escurrecimiento crítico	31
CAPÍTULO V. Cálculo de la altura y la pendiente crítica	37
CAPÍTULO VI. Discusión del eje hidráulico	43
CAPÍTULO VII. Resaltos	49
CAPÍTULO VIII. Trazado del eje hidráulico	57
Tabla de los valores de C, según Bazin y Ganguillet y Kutter	65
Tabla de los valores de $\frac{1}{C^2}$	67
Tabla de alturas de velocidad y alturas críticas	69
Tabla de alturas relativas en los resaltos	73
ANEXO	
Introducción	79
CAPÍTULO I. Estudio de los instrumentos	81
CAPÍTULO II. En el canal primitivo	87
CAPÍTULO III. Marcos partidores de escurrimiento crítico	93
CAPÍTULO IV. Experiencias del marco de angostamiento	107
CAPÍTULO V. Influencia de la aceleración del escurrimiento en la repartición vertical y horizontal de velocidades	127
CAPÍTULO VI. Datos de marcos de barrera. Proyecto de marco	133
CAPÍTULO VII. Proyecto de un marco de angostamiento	141
APÉNDICE	145

