



VOLUMEN 2
NUMERO 2
SEPTIEMBRE 1987
ISSU - 0716 - 3746

REVISTA de la SOCIEDAD CHILENA de INGENIERIA HIDRAULICA



ISSN 0716-3746

REVISTA DE LA SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

DIRECTORIO

PRESIDENTE

Ernesto Brown Fernández

TESORERO

Sergio Radrigán Vogel

SECRETARIO

Jorge Bravo Soissa

DIRECTORES

Pablo Isensee Martínez

Humberto Peña Torrealba

Alberto Sepúlveda Vera

Eduardo Varas Castellón

DIRECTOR HONORARIO

Horacio Mery Mery

MIEMBRO HONORARIO

Francisco J. Domínguez Solar

COMITE EDITOR DE LA REVISTA

Luis Ayala Riquelme

Bonifacio Fernández Larrañaga

Alejandro López Alvarado

Alberto Sepúlveda Vera

Domicilio: San Martín 352 (Sede del Instituto de Ingenieros de Chile), Santiago.

En la revista se han considerado, con caracter permanente, las secciones cuyos contenidos y alcances se señalan a continuación:

ARTICULOS. Toda contribución que a juicio del Comité Editor sea de interés ser comunicada a los miembros de la Sociedad. Se incluyen comunicaciones técnicas, históricas o informativas como también resúmenes de Tesis realizadas.

DISCUSIONES. Toda contribución en la cual se discuta o comente artículos publicados en Congresos Nacionales y/o en la Revista de la Sociedad.

TESIS TERMINADAS. Listado de las Tesis terminadas en las diferentes universidades del país durante el periodo que indique el Comité Editor.

LIBROS Y REVISTAS PUBLICADOS. Listado seleccionado de publicaciones recientes de cuya aparición se tiene conocimiento, indicando si ella está disponible en bibliotecas de centros universitarios y/o institucionales.

EVENTOS. Actividades de la Sociedad o de interés para los miembros tales como Congresos, Simposios, Conferencias y Seminarios a nivel nacional, regional e internacional.

Se permite el uso y reproducción con fines no comerciales del contenido de la Revista siempre que se cite su origen.

INDICE

Premio Nacional de Hidráulica.	4
La Hidráulica Experimental y el Rol de los Laboratorios de Hidráulica en Chile.	
Luis Ayala R. y Bonifacio Fernández L.	5
Criterios de Estabilidad del Escurrimiento en Canales. (Segunda Parte).	
A. Tamburrino T.	15
Modelización de las Mareas Litorales y del Transporte de Contaminantes en el Mar.	
M. I. Chenin-Mordojovich y J. M. Useglio-Polaterra.	29
Algunas Consideraciones sobre el Efecto de la Subpresión en la Estabilidad al Volcamiento de Muros Gravitacionales en Obras Hidráulicas.	
S. Vega V.	41
Desarrollo de la Construcción de Presas de Embalse.	
C. Maturana B.	57
Optimización de Parámetros del Método de Muskingum.	
X. Vargas M.	65
VIII Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica.	76
Normas para la presentación de colaboraciones.	78

PREMIO NACIONAL DE HIDRAULICA

Durante el desarrollo del VIII Congreso Nacional en Octubre próximo en la Universidad de Santiago, y como en los Congresos anteriores, se entregará el Premio Nacional de Hidráulica titulado en los dos últimos años con las mejores calificaciones, la comisión nombrada por el Directorio de la Sociedad, sea merecedor.

Este premio fue instituido por la Sociedad en 1979 para incentivar en las nuevas promociones de ingenieros hidráulicos el esfuerzo y sacrificio que demanda el ejercicio de la ingeniería.

En esta oportunidad tal honor ha recaído en la Universidad de Chile señor Yarko Niño Campos.

El ingeniero Niño nació en 1961 y cursó sus estudios en el Colegio San Gabriel. Ingresó a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Chile en 1979 y se tituló con distinción unánime en 1986, presentando una tesis denominada "Influencia del dado de fundación de pilas sobre la capacidad de carga".

En 1985 inició su carrera académica en la Universidad de Chile como ayudante de las cátedras de Mecánica de Fluidos, Hidráulica de Fluidos y Hidráulica. A partir de 1986 se desempeña como Profesor de Mecánica de Fluidos, Hidráulica de Contorno Cerrado e Hidráulica de Canales. Ha sido ayudante de investigación en 3 proyectos del Centro de Recursos y coautor de 5 publicaciones, entre ellas 2 en Congresos Latinoamericanos. Ha participado en estudios en modelos que el Centro de Recursos y ha publicado para ENDESA y Chilectra Generación. Actualmente el Sr. Niño está incorporando como Académico de Jornada Completa al Departamento de la Universidad de Chile y ejercerá su labor académica en el Departamento de Hidráulicos de dicho Departamento.

El Comité Editor desea expresar al colega Niño su reconocimiento por haberse hecho merecedor al Premio Nacional de Hidráulica. Esperamos estimular su carrera que desde ya auguramos y deseamos.

conocimiento para formular e implementar políticas físicas y socioeconómica nacional.

Chile presenta características además de ser excepcionalmente extenso todo su largo por un océano. Las condiciones presentan en él dan origen a una serie de problemas de diseño en ingeniería que requieren una readecuación directa de soluciones.

En la tarea de incrementar el nuevo conocimiento y buscar su aplicación responsable a los institutos universitarios existen restricciones de capacidad. Las instituciones pueden participar directamente que lo requieran, sólo cuando su línea de disposición de usuarios externos, sea propia y cuando este tipo de actividades sean campo de sus líneas de investigación.

Debido a lo anterior, se requiere realizar para abordar esta tarea en un ámbito extrauniversitario. Si bien colaborar en esta tarea, en el caso de uso de laboratorios o instrumentos con experiencia, se precisa contar con áreas y debidamente establecidas. En el desarrollo como Chile y en ello ha sido puesto que las grandes inversiones en infraestructura, están determinadas por el Estado.

Situación Actual de los Laboratorios

La ingeniería hidráulica en los laboratorios en Latinoamérica al inicio del siglo, alrededor de 1920. Ello fue sin duda, un gozo la disciplina durante la primera mitad del laboratorio en la Universidad de Chile. El Ministerio de Obras Públicas. Posteriormente, el Instituto de Hidráulica (INH). En 1976 la Universidad de Chile, moderno. Durante la última década, se han creado laboratorios docentes, entre los cuales el de la Universidad de Chile, orientado a la hidráulica, actualmente la Universidad de Santiago de Chile, algunos de estos laboratorios.

Hidráulica Marítima (oleajes, corrientes, mareas, playas y transporte de sedimentos costeros); Obras Portuarias (diques, dársenas, muelles, malecones y escolleras); Obras Hidráulicas (presas y embalses, evacuadores de crecidas, bocatomas, canales y vertederos); Ingeniería Sanitaria (agua potable, alcantarillado, residuos industriales y contaminación).

En cuanto a los estudios en terreno, éstos incluyen topografía (altimetría, taquimetría y planimetría), hidrografía (aforos, sondeos, medición de mareas, y corrientes) y sedimentología (extracción de muestras de fondos fluviales y marinos).

Por último, los servicios que el laboratorio presta en materia de calibración y certificaciones son básicamente aquellos que se relacionan con calibración de molinetes de aforo (corréntómetros) y ensayos de rendimiento en el banco de pruebas de bombas centrífugas inaugurado en 1981.

En la actualidad se advierte que el laboratorio de hidráulica del INH no desarrolla en forma completa ni permanente todas las funciones y actividades que le permite la infraestructura física disponible. El nivel de utilización de sus instalaciones es significativamente dependiente de circunstancias no controladas por el propio Instituto ya que no tiene iniciativa para divulgar e incentivar en forma adecuada la realización de estudios o el uso de modelos como herramienta técnica para dar solución a problemas complejos relativos al diseño, construcción y operación de obras de ingeniería relacionados con el agua.

Resulta preocupante constatar, por ejemplo, que el uso de modelos como herramienta de diseño y proyecto de obras hidráulicas ha sido y es definitivamente escaso en la ingeniería nacional. Basta observar la gran cantidad de obras que presentan problemas una vez construidas cuyo comportamiento pudo haber sido previsto si se hubiera recurrido a la realización de un modelo físico en las etapas de diseño. Una causa importante de esto es el hecho que los estudios con modelos requieren de un tiempo razonable para su realización, lo que obliga a los organismos encargados de las obras de infraestructura a planificar con suficiente anticipación el estudio de tales obras y así no tener que renunciar a la realización de modelos para cumplir con calendarios estrechos. Una excepción a esta situación generalizada la constituyen las obras de desarrollo hidroeléctrico las que cuentan con una planificación a largo plazo que les permite recurrir durante las etapas de estudio al uso de modelos. En general son también las que menos problemas presentan durante su operación. Sin embargo, una gran cantidad de obras para el aprovechamiento de los recursos con diversos fines, estudiadas y realizadas con más premura, se han visto enfrentadas a innumerables problemas durante su operación.

A lo anterior hay que agregar que durante un tiempo, por motivos económicos más que técnicos, algunas empresas nacionales recurrieron a laboratorios de hidráulica extranjeros para realizar ciertos modelos de obras en proyecto. Independiente de las ventajas inmediatas que pudieran verse en esta actitud, optar en general por este camino supone renunciar a influir en el diseño definitivo a través de la interacción entre el mandante, el laboratorio y el proyectista. Además los costos de viajes, traslados y estadías rápidamente anulan cualquier ventaja económica que pudiera haber en la realización de los modelos mismos. Lo que aparece como más grave aún es que adoptar este camino implica aceptar que el desarrollo tecnológico nacional en el área hidráulica se haga fuertemente dependiente de la transferencia tecnológica desde el exterior, aceptando tener que ser compradores de tecnología extranjera "envasada" en un área en la cual existe reconocida capacidad profesional en el país.

También, quizás como resultado de la tendencia a pensar que la mayoría de los problemas que plantean las obras hidráulicas están ya resueltos, muchas veces los recursos destinados a los proyectos son escasos en comparación con los gastos de construcción, operación y

Laboratorio	Personal		Superficie (m ²)		Caudal l/s
	Total	Profesional	Total	Techada	
Universidad de Chile	15	8	2.600	2.300	950
Universidad Católica de Chile	13	6	2.400	900	350
Instituto Nacional de Hidráulica	54	7	60.000	9.000	600

Los laboratorios de hidráulica existentes en las universidades están orientados básicamente a servir como herramientas de apoyo en la docencia e investigación en ingeniería. Estos laboratorios disponen de una infraestructura física reducida y algunos elementos básicos para la realización de modelos. En ellos se prefiere el estudio e investigación, a través de modelos, de problemas cuya solución sea intensiva en el uso de recursos de investigación pero con poco uso de espacio, materiales y elementos de apoyo. Ninguno cuenta con infraestructura para la realización de modelos marítimos o costeros. La capacidad física de espacio e instalaciones básicas de todos los laboratorios de hidráulica de las universidades en Chile es reducida si se compara con la del INH. Sin embargo, lo contrario ocurre con la disponibilidad de investigadores y personal especializado de nivel superior. Esto hace que históricamente los laboratorios de las universidades de Chile y Católica de Chile hayan realizado modelos pequeños de obras hidráulicas no marítimas con uso intensivo de investigación, o intentando una transferencia de tecnología importante en la solución de los problemas que plantean las obras. Es claro que en ningún caso podrían sobrellevar una carga de trabajo habitual de varios modelos simultáneos o enfrentar la realización de modelos de grandes dimensiones.

Por otra parte, el Instituto Nacional de Hidráulica tuvo su origen en el laboratorio especializado en problemas marítimos creado en 1953 por la Dirección de Obras Portuarias del Ministerio de Obras Públicas. En 1964 pasó a depender de la Dirección de Planeamiento del mismo Ministerio, expandiendo su campo de acción para prestar servicios a otras reparticiones del mismo, como la Dirección de Riego y la Empresa de Agua Potable de Santiago. Finalmente en 1967 se transformó en el actual INH pasando a ser un organismo autónomo del Estado con un directorio formado por representantes de las Direcciones del MOP involucradas, CORFO, ENDESA y del Presidente de la República a través de un docente de las universidades chilenas.

El Instituto Nacional de Hidráulica se creó con el objetivo fundamental de realizar investigaciones científicas y tecnológicas de los fenómenos relacionados con la ingeniería hidráulica y el escurrimiento de fluidos en general. Se planteó que las actividades a realizar serían específicamente las siguientes :

- Estudio sobre proyectos y funcionamiento de obras.
- Ensayos en modelos de semejanza sobre problemas hidráulicos en general.
- Estudios en terreno.
- Colaboración a la docencia universitaria.
- Arbitrajes y peritajes en materias de la especialidad.
- Vinculación con instituciones afines nacionales y extranjeras.

En la práctica, las actividades que ha desarrollado este instituto se enmarcan básicamente dentro de tres áreas: ensayos y estudios en modelos físicos a escala, estudios en terreno y servicios de calibración, y ensayo y certificación de instrumentos y máquinas hidráulicas.

Referente a la primera área, los ensayos y estudios en modelo realizados, o para los cuales existe capacidad física para desarrollarlos, están comprendidos dentro de los siguientes campos: Hidráulica Fluvial (cursos de agua, defensas fluviales, arrastre de sedimentos y estuarios);

reparación de obras. Esto obliga en muchos casos a los proyectistas a extrapolar soluciones más allá de lo que recomienda la prudencia. Como consecuencia de ello podría afirmarse que más que la imaginación es la magia a la que se ha debido recurrir para el diseño de incontables obras hidráulicas en Chile, no habiéndose podido contar con el tiempo ni con los recursos para apoyar debidamente el diseño en modelos físicos. Junto a ello existe la creencia generalizada que el costo de estudios en modelo es prohibitivo dados los recursos disponibles a nivel de proyecto. En estas situaciones debiera ser el mandante del proyecto quien, advertido de las limitaciones de los estudios, debiera estar más interesado en que el diseño definitivo contara con el respaldo de un modelo físico.

Derivado en parte de los hechos anteriormente expresados, la situación actual del laboratorio del INH se caracteriza por una marcada desproporción entre la infraestructura física disponible y los recursos económicos, técnicos y profesionales con que debe operar. Dado el alto nivel tecnológico en que debe desarrollar la mayoría de sus labores debiera disponer de mecanismos de perfeccionamiento y selección de personal que le permitieran contar con los mejores elementos. Esto le facilitaría además la difusión de su labor en el ámbito profesional nacional y ser parte activa en la innovación tecnológica, incentivando el uso de modelos y la investigación de soluciones originales como herramienta de diseño.

Laboratorios Nacionales o Estatales de Hidráulica en Algunos Países Latinoamericanos.

Para analizar más objetivamente la situación actual y proyección futura de la investigación en hidráulica experimental en Chile, resulta ilustrativo comparar el quehacer y organización adoptada en algunos países latinoamericanos para incentivar y asegurar el desarrollo tecnológico en ingeniería hidráulica.

Como se podrá apreciar de lo que a continuación se expone, la situación actual y futura del país en estas materias aparece como altamente inquietante. Se percibe un claro retroceso en relación a la situación pasada en la que Chile aparecía como un país pionero en el campo de las investigaciones hidráulicas y más preocupante aún, se aprecia que de mantenerse la tendencia actual de desarrollo del área, la brecha tecnológica con algunos países latinoamericanos similares al nuestro seguirá ampliándose a una tasa creciente.

La reseña que sigue se basa en una selección de laboratorios de tipo nacional o estatal en países que los autores han tenido la oportunidad de conocer, visitando sus instalaciones e interiorizándose de su organización y actividades principales. Entre dichos laboratorios se encuentran el Laboratorio de Hidráulica perteneciente al Centro Tecnológico de Hidráulica (CTH) del estado de Sao Paulo en Brasil, el Laboratorio de Hidráulica Aplicada del Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas (INCYTH) en Ezeiza, Argentina y el Laboratorio de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

a) Laboratorio de Hidráulica, Centro Tecnológico de Hidráulica (CTH), Sao Paulo, Brasil.

El CTH es un organismo gubernamental que funciona desde 1957 en convenio con la Escuela Politécnica de la Universidad de Sao Paulo y ligado al Departamento de Aguas y Energía Eléctrica del Estado de Sao Paulo (DAEE). Su objetivo fundamental es apoyar, mediante la docencia e investigación, a entidades públicas y privadas tanto nacionales como internacionales en

las áreas de Hidráulica, Hidrología, Recursos Hidráulicos e Ingeniería Sanitaria.

En cuanto a infraestructura física, dispone de 18.000 m² de área techada en el campus de la ciudad universitaria y otros 10.000 m² a orillas del río Paraná cerca de la central hidroeléctrica de Urubupunga a 665 km de Sao Paulo. Los servicios de hidrología se encuentran centralizados en instalaciones existentes en Vila dos Remedios.

Las principales áreas de estudio e investigación son: (1) área de presas y obras hidráulicas (modelos físicos y matemáticos; regularización y control de aguas incluyendo problemas de inundaciones, captación, distribución y tratamiento de aguas; navegación fluvial); (2) área de hidráulica fluvial (alteraciones de los cursos de agua, modificaciones del uso de suelos a nivel de cuencas); (3) área de hidráulica marítima (estudio de obras construidas en la costa y estructuras de altamar, incluyendo mejoramiento de desembocaduras, construcción de puertos marítimos, protección de playas, prospección y explotación de petróleo en altamar, hidrología marítima); (4) área de máquinas hidráulicas (problemas hidromecánicos ligados al desarrollo industrial entre los cuales se cuentan bombas, medidores de caudal, válvulas, compuertas y otros mecanismos, turbinas hidráulicas y participación en el proceso de renovación tecnológica); (5) área de hidrología (control de recursos de agua para aprovechamiento de recursos hídricos, operación de redes hidrometeorológicas, recolección, procesamiento, interpretación y diseminación selectiva de datos, sensores remotos y sistemas telemétricos de alerta de crecidas).

b) Laboratorio de Hidráulica Aplicada. Instituto de Ciencia y Técnica Hídricas (INCYTH), Ezeiza, Argentina.

Este laboratorio inició sus actividades en 1969 y en 1973 pasó a formar parte del INCYTH dependiente del Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Nación (Secretaría de Recursos Hídricos).

El INCYTH, además de operar el laboratorio, reúne en Ezeiza los centros de Hidrología Aplicada, de Tecnología y Usos del Agua, de Informática Hídrica, de Economía, Legislación y Administración del Agua (Mendoza). Cuenta además con un Centro Regional Andino en Mendoza y otro de Control Regional Litoral en Santa Fe. A lo anterior se agrega el Centro de Investigaciones Hidrológicas de la Región Semi-Arida ubicado en Carlos Paz, Córdoba, que opera en conjunto con la Comisión Nacional de Investigación Científica y Tecnológica (CONICET).

El complejo de Investigaciones Hídricas de Ezeiza dispone de un predio de 92 has con 22.915 m² de superficie techada para la realización de modelos físicos a escala y equipos de bombeo con capacidad total de 6 m³/s. Su dotación de personal es aproximadamente 100 personas entre las cuales se cuentan 25 profesionales (ingenieros y técnicos superiores).

Las principales áreas de investigación del laboratorio de hidráulica son : (1) estudios y modelos de obras hidráulicas, orientados a la verificación y optimización hidráulica de proyectos, construcción y operación de dichas obras o elementos de ellos (vertederos, disipadores de energía, descargas de fondo, obras de toma, chimeneas de equilibrio, aforadores, túneles de desvío, orificios de regulación, presas fusibles, protección de enrocados, rápidos, aireadores, muros guías, dientes de disipación forzada); (2) estudios y modelos de obras fluviales destinados al análisis de morfología fluvial y diseño optimizado de obras de defensa fluvial (protección de márgenes, sedimentación de canales navegables, corte de meandros, evolución de cauces, corrección y rectificación de cauces, levantamientos topográficos y batimétricos, pronósticos y propagación de ondas de crecidas, defensas contra inundaciones, estudios de socavación local); (3)

estudios y modelos hidromecánicos de tipo teórico, experimental y numérico (simulación numérica de fenómenos de propagación de crecidas en cauces naturales y canales, redes de flujo y campos de velocidad en embalses y diseños portuarios para estudios de sedimentación, simulación numérica de evolución de cauces fluviales, procesos de erosión y sedimentación de ríos y costas, investigación experimental y numérica de formación y propagación de ondas de crecidas causadas por la ruptura de presas); (4) estudios y modelos marítimos enfocados al análisis del comportamiento y diseño de obras de ingeniería de costas (estabilidad de escolleras, mejoramiento de navegación en estuarios, sedimentación de puertos marítimos, modelación matemática y física de problemas de evolución de costas, mediciones oceanográficas de costas); (5) estudios y modelos de componentes hidromecánicas por medio de técnicas teóricas, modelos físicos y mediciones de prototipo (análisis de vibraciones y de esfuerzos instantáneos sobre compuertas, válvulas, bifurcaciones, esclusas de navegación).

Las actividades anteriormente reseñadas cuentan con el apoyo de áreas complementarias entre las cuales se encuentran la ingeniería de modelos e instrumentación, sistemas de medición y registros de laboratorio y el área de campañas de terreno.

c) Laboratorio de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

El Instituto de Ingeniería fue fundado en 1956 con el objetivo de contribuir al desarrollo de la ingeniería nacional en sus diversas ramas principalmente a través de la investigación. Sus funciones específicas son realizar investigación fundamental y aplicada, formar investigadores, coadyuvar en la formación de profesionales y en labores docentes, estudiar problemas de ingeniería de interés nacional y difundir los resultados de las investigaciones realizadas.

El laboratorio de hidráulica del Instituto ocupa 500 m² de superficie techada y más de 8.000 m² de superficie al aire libre para modelos físicos. Su capacidad de bombeo es en total cercana a 1,5 m³/s.

Las áreas de investigación en torno a las cuales centra sus actividades tratan problemas de ingeniería relacionados con el aprovechamiento y control del agua, específicamente lo referente al diseño de obras hidráulicas, hidrología, geohidrología, hidráulica fluvial, hidráulica marítima, diseño de sistemas de riego, sistemas hidromecánicos e hidráulica fundamental.

En el área de obras hidráulicas se abordan problemas atípicos tales como cavitación y vibraciones, en los que se necesita medir y analizar variables en modelos o en prototipos a fin de mejorar la concepción de los fenómenos y proponer diseños hidráulicamente optimizados.

En área de hidrología superficial y subterránea cubre análisis y estudios de relaciones precipitación-escorrentía, métodos de predicción de crecidas apoyados en redes telemétricas, contaminación de acuíferos y simulación de yacimientos geotérmicos.

La investigación que se realiza en las áreas de hidráulica fluvial y marítima se refieren a modelos físicos de cauces naturales donde se busca definir leyes más reales sobre la mecánica del transporte de sedimentos, la resistencia y la morfología de cauces aluviales, estudios de sedimentación de embalses, análisis del comportamiento y diseño de obras costeras y de altamar, solicitaciones por oleaje y corrientes, y estudios de modelación matemática y experimental de fenómenos marítimos.

Finalmente, el área de aprovechamientos hidráulicos reúne las investigaciones fundamentales y aplicadas que se realizan para dar solución a problemas de generación de energía, riego, drenaje y abastecimiento de agua.

Las reseñas anteriores muestran como los países latinoamericanos de más alto grado de desarrollo han reconocido en la práctica el rol fundamental que debe jugar el Estado en el quehacer nacional de la ingeniería hidráulica. Es así que en estos países han sido los organismos estatales los responsables de crear, desarrollar y mantener al más alto nivel laboratorios de hidráulica de carácter nacional.

Los laboratorios mencionados, así como el del INH en Chile, tienen en común varios aspectos: fueron creados durante las décadas de 1960 -1970 con objetivos y funciones similares; sus áreas de trabajo más importantes son básicamente las mismas (obras hidráulicas, hidráulica fluvial y marítima, maquinaria hidráulica). Sin embargo, contrariamente a lo sucedido con el INH, los laboratorios de hidráulica latinoamericanos mencionados se han convertido en centros de investigación altamente calificados que gozan de gran prestigio, de manera que hoy en día son capaces de competir, no sólo con los laboratorios de la región, sino también con muchos laboratorios de países desarrollados. En esos países el Estado ha asumido la responsabilidad de incentivar y promover sostenidamente la investigación, reconociendo que ella constituye el pilar central del desarrollo tecnológico nacional, utilizando para eso instituciones similares en su estructura y concepción al INH. Para ello se les ha dotado de una infraestructura física, medios materiales y humanos que permiten asegurar que cumplen su papel fundamental en el estudio y la solución de problemas importantes de ingeniería nacional.

Además, a través de la difusión permanente de los resultados de las investigaciones y trabajos realizados, participan activamente en la tarea de formar profesionales especialistas en el área y en la creación de una conciencia pública acerca de la importancia que tienen los estudios de laboratorio como apoyo técnico frente a problemas complejos.

Perspectivas hacia el futuro.

En el futuro el país deberá enfrentar el desarrollo de sus recursos hidráulicos disponibles para la generación de hidroelectricidad, abastecimientos urbanos, industriales y agrícolas. Además, el uso cada vez más intenso del territorio hará más frecuente la aparición de conflictos con las condiciones naturales, haciendo indispensable enfrentar el ordenamiento del crecimiento urbano e industrial de manera de proteger las obras y asentamientos humanos frente a situaciones naturales extremas, y tender a un desarrollo en equilibrio armónico con el medio natural, lo que exige en primer lugar conocer su comportamiento. Esto se suma al reconocido y natural destino marítimo de Chile, que obligará a enfrentar el desarrollo de las costas y la infraestructura de enlace con el océano de manera más intensa.

El desarrollo de los recursos hidráulicos del país en el futuro deberá realizarse en una época en que los países desarrollados ya no dispongan de recursos económicamente explotables y por lo tanto, no existirá por parte de ellos interés en el desarrollo tecnológico ligado a los problemas que el país deberá enfrentar. Esto plantea el desafío de desarrollar tecnología propia para los problemas que aquí se generen. Así lo han entendido países como Argentina y Brasil que

disponen de grandes recursos hidráulicos no desarrollados y que han dado un gran impulso a los laboratorios y grupos de trabajo e investigación para el desarrollo hidráulico nacional. Por otra parte, los problemas que se plantean en Chile son muy diferentes a los de otros países. Los recursos de agua disponibles presentan en general como características básicas una distribución muy irregular en el espacio y el tiempo, cantidades relativamente pequeñas y desniveles importantes. Como consecuencia, la mayoría de los ríos son muy inestables, con grandes acarreos de sedimentos y caudales muy variables temporalmente.

Lo anterior no sólo justifica que en Chile se cuente con un Instituto Nacional de Hidráulica que tenga como objetivos los planteados en su creación, sino que además hace indispensable en el futuro inmediato reforzar e incrementar su campo de acción, poniendo énfasis en aspectos de hidráulica experimental y en el uso del laboratorio como herramienta de diseño para las obras de infraestructura y aprovechamiento de recursos que el país debe impulsar. El Instituto debiera contar con el apoyo decisivo no sólo para estudiar y buscar soluciones a problemas de ingeniería inmediatos, sino también para realizar investigaciones sistemáticas sobre aspectos más fundamentales de fenómenos hidráulicos de interés asociados a dichos problemas.

Por cierto no se trata de impulsar la realización de las actividades mencionadas dejando de lado aquellas otras que hoy en día son de la exclusiva competencia del INH. Muy por el contrario, muchos de los servicios que presta actualmente el INH tienen amplias perspectivas futuras. Por ejemplo, en relación a la necesidad de disponer de un canal de calibración de elementos de medida de velocidades, baste observar que la evaluación de todos los recursos de agua superficial disponibles en el país, que escurren por cauces naturales y la repartición que de ellos se requiere hacer para diversos usos a través de canales, se evalúan en base a aforos que utilizan algún tipo de correntómetro como elemento base de las medidas. Estos aparatos están sujetos a condiciones de operación muy rigurosas lo que hace indispensable su calibración y contrastación frecuente como la única manera de sustentar un mínimo rigor en la evaluación y reparto de los recursos disponibles. En este tipo de servicios también debiera incluirse a futuro la calibración de otros aparatos de medición en terreno, como los muestreadores de sedimentos, cuyo funcionamiento en ríos chilenos es prácticamente desconocido. El INH podría jugar un papel protagónico en el desarrollo de equipos de medición cuya fabricación en el país es técnicamente posible y ciertamente deseable.

Referente a la necesidad de disponer de un banco de prueba de bombas y elementos de impulsión de fluidos, como el que tiene en operación el INH, es interesante observar que estos elementos son los responsables de parte importante del consumo de energía en las industrias y la agricultura nacional. Ellos están sujetos a problemas de eficiencia muy variables dependiendo de las características de diseño y las condiciones de operación. Además muchos de ellos son importados. El objetivo último de un banco de prueba de bombas a nivel nacional es contribuir a aumentar la eficiencia global en el uso de elementos de impulsión de fluidos y por consiguiente generar en el largo plazo ahorros importantes en la demanda de energía de los sectores que los utilizan. Ello se logra a través de un mejoramiento de los diseños nacionales de bombas y mediante la exigencia de condiciones mínimas comprobables para los equipos importados. Ambas requieren disponer de elementos de prueba que satisfagan tanto al usuario como al fabricante o importador.

En el futuro inmediato, a través de organizaciones como la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica y las instituciones públicas y privadas vinculadas al desarrollo de la hidráulica en Chile, deberían impulsarse acciones tendientes a revertir un proceso de subutilización de herramientas y medios experimentales. Para ello sería importante promover la planificación de las obras de aprovechamiento de recursos hidráulicos y marítimos con suficiente anticipación, de manera de disponer del tiempo necesario para recurrir, en las etapas de proyecto y diseño, al uso

intensivo del laboratorio. También parece conveniente incentivar, entre los ingenieros proyectistas y los encargados de estudios, el uso de modelos en el diseño de obras medianas, cuya realización no sería un costo importante dentro del proyecto pero si permitiría acumular experiencia en el comportamiento de ellas para las condiciones típicas chilenas.

Mediante una vinculación más estrecha entre el INH, las universidades, otras organizaciones que apoyen la investigación y las instituciones y empresas relacionadas con los problemas más frecuentes, se debiera financiar y desarrollar programas de investigación experimental destinados a solucionar aspectos generales, no necesariamente vinculados a obras específicas, que se producen por las singulares condiciones del medio físico chileno, tales como investigaciones sobre protección de riberas, hidráulica de puentes y de obras pequeñas en los cauces y la red de drenaje de cuencas hidrográficas.

Como elemento de apoyo a la industria, la agricultura y la minería nacional, los organismos normativos y los usuarios directos debieran incentivar la necesidad de verificar el funcionamiento de equipos de impulsión y medición de fluidos, como una manera de mejorar los diseños nacionales y los rendimientos de los equipos utilizados tendiendo a mejorar el aprovechamiento de energía.

Todo lo anterior lleva implícito enfrentar la necesidad de proponer un desarrollo orientado al aprovechamiento de recursos en las condiciones particulares en que estos se encuentran en Chile. Por ejemplo, incentivar la investigación tecnológica para aprovechamiento de recursos con caudales pequeños, separación de sedimentos en sistemas de riego y urbanos, conducción y disposición de relaves mineros, abastecimientos de zonas aisladas con escasos recursos, como breve enumeración de situaciones peculiares que deben enfrentarse cotidianamente en el país.

Finalmente, entre las muchas labores que podrían agregarse a las mencionadas para que fueran emprendidas por un Instituto Nacional de Hidráulica, y que cada vez adquiere mayor importancia, estaría el promover el conocimiento detallado del comportamiento del agua en el territorio, no sólo para el aprovechamiento integral del recurso, sino también en condiciones extremas como las que se presentan durante sequías y crecidas, y traspasar estos conocimientos a la opinión pública nacional de manera que se puedan adoptar las decisiones adecuadas sobre la base de información técnica correcta.

Santiago, Julio de 1987.

Este documento ha sido preparado por los autores a solicitud del Directorio de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica. En la sesión del 24 de Julio de 1987, el Directorio hizo suyo el contenido de este documento, puesto que comparte plenamente los conceptos en él expuestos, y está abocado a darle una apropiada difusión.

Ernesto Brown F.
Presidente de la SCHIH.

CRITERIOS DE ESTABILIDAD DEL ESCURRIMIENTO EN CANALES

(SEGUNDA PARTE)

ALDO TAMBURRINO T.*

Profesor e Investigador
Centro de Recursos Hidráulicos
Universidad de Chile

RESUMEN

En la primera parte de este trabajo se presentó algunos de los criterios desarrollados para predecir la condición de inestabilidad del escurrimiento en canales para el caso de régimen turbulento. En general, el tipo de régimen para el cual son válidas las relaciones desarrolladas está implícito en la fórmula de resistencia utilizada.

En el presente trabajo se aborda el caso de la inestabilidad de los escurrimientos laminares y se dan algunas expresiones válidas para otros tipos de regímenes, las que surgen de un desarrollo más general del problema.

Finalmente, se presenta los resultados obtenidos por el autor para el caso de flujo superficial bajo lluvia.

INTRODUCCION

En la primera parte se vió que la condición de inestabilidad queda representada en general por un número de Froude límite, a partir del cual se generarán ondas rodantes. La forma de la sección se toma en cuenta mediante el parámetro M , Ec. 6 (+), definido por Vedernikov.

Una herramienta muy poderosa para el análisis de la estabilidad del flujo ha resultado ser el método de las perturbaciones pequeñas. Según sea que la perturbación se amplifique o decaiga, el flujo será estable o inestable, siendo Orr y Sommerfeld los primeros en hacer este tipo de análisis para

(+) Se prosigue la numeración y definición de variables comenzada en la Primera Parte.

(*) Departamento de Ingeniería Civil
Casilla 228/3 - SANTIAGO.

flujos laminares, obteniendo la ecuación diferencial que lleva sus nombres.

ESCURRIMIENTOS LAMINARES

La estabilidad de un flujo laminar con superficie libre ha sido estudiada por Yih (1963) mediante la perturbación de las ecuaciones de Navier-Stokes y de continuidad. Utilizando las variables adimensionales :

$$\begin{aligned} u_1 &= \frac{u}{V_0} , & v_1 &= \frac{v}{V_0} , & x_1 &= \frac{x}{h_0} \\ y_1 &= \frac{y}{h_0} , & p_1 &= \frac{p}{\rho V_0^2} , & t_1 &= \frac{t}{h_0} \frac{u_0}{V_0} \\ Re_0 &= \frac{V_0 h_0}{\nu} \end{aligned} \quad (41)$$

donde u y v son las componentes de la velocidad según x e y respectivamente

p es la presión

ρ y ν son la densidad y la viscosidad cinemática del fluido, respectivamente.

Las ecuaciones básicas que rigen el fenómeno quedan :

$$\frac{\partial u_1}{\partial t_1} + u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + v_1 \frac{\partial u_1}{\partial y_1} = - \frac{\partial p_1}{\partial x_1} + \frac{\sin \theta}{Fr_0^2} + \frac{1}{Re_0} \nabla^2 u_1 \quad (42)$$

$$\frac{\partial v_1}{\partial t_1} + u_1 \frac{\partial v_1}{\partial x_1} + v_1 \frac{\partial v_1}{\partial y_1} = - \frac{\partial p_1}{\partial y_1} + \frac{\cos \theta}{Fr_0^2} + \frac{1}{Re_0} \nabla^2 v_1 \quad (43)$$

$$\frac{\partial u_1}{\partial x_1} + \frac{\partial v_1}{\partial y_1} = 0 \quad (44)$$

Considerando :

$$u_1 = U_1 + u'_1 , \quad v_1 = v'_1 , \quad p_1 = P_1 + p'_1 \quad (45)$$

donde U_1 y P_1 son la velocidad y la presión adimensional del flujo primario y las primas indican las perturbaciones, se llega al siguiente sistema de ecuaciones :

$$\frac{\partial u_1'}{\partial t_1} + U_1 \frac{\partial u_1'}{\partial x_1} + v_1' \frac{\partial U_1}{\partial y_1} = - \frac{\partial p_1'}{\partial x_1} + \frac{1}{Re_0} \nabla^2 u_1' \quad (46)$$

$$\frac{\partial v_1'}{\partial t_1} + U_1 \frac{\partial v_1'}{\partial x_1} = - \frac{\partial p_1'}{\partial y_1} + \frac{1}{Re_0} \nabla^2 v_1' \quad (47)$$

$$\frac{\partial u_1'}{\partial x_1} + \frac{\partial v_1'}{\partial y_1} = 0 \quad (48)$$

Utilizando una función de corriente adimensional f_1 tal que :

$$u_1' = \frac{\partial f_1}{\partial y_1}, \quad v_1' = - \frac{\partial f_1}{\partial x_1} \quad (49)$$

Las Ecs. (46) y (47) pueden escribirse como :

$$\frac{\partial^2 f_1}{\partial y_1 \partial t_1} + U_1 \frac{\partial^2 f_1}{\partial x_1 \partial y_1} - \frac{\partial U_1}{\partial y_1} \frac{\partial f_1}{\partial x_1} = - \frac{\partial p_1'}{\partial x_1} + \frac{1}{Re_0} \nabla^2 \left(\frac{\partial f_1}{\partial y_1} \right) \quad (50)$$

$$\frac{\partial^2 f_1}{\partial x_1 \partial t_1} + U_1 \frac{\partial^2 f_1}{\partial x_1^2} = - \frac{\partial p_1'}{\partial y_1} + \frac{1}{Re_0} \nabla^2 \left(\frac{\partial f_1}{\partial x_1} \right) \quad (51)$$

Las condiciones de borde del problema son :

- En el fondo, la condición de no deslizamiento se traduce en :

$$u_1' = \frac{\partial f_1}{\partial y_1} = 0 \quad y \quad v_1' = - \frac{\partial f_1}{\partial x_1} = 0 \quad (53)$$

- En la superficie libre, el esfuerzo de corte debe ser nulo y el esfuerzo normal debe equilibrar el esfuerzo inducido por la tensión superficial T :

$$\frac{\partial v_1}{\partial x_1} + \frac{\partial u_1}{\partial y_1} = 0 \quad (54)$$

$$\left(- p_1 + \frac{2}{Re_0} \frac{\partial v_1}{\partial y_1} \right) \rho V_0^2 + T \frac{\partial^2 (q h_0)}{\partial x_1^2} = 0 \quad (55)$$

donde q es la razón entre la altura de la perturbación, medi-

da desde la superficie libre, y la altura del escurrimiento no perturbado.

Considerando perturbaciones del tipo :

$$f_1 = f_a(y) e^{i(s_1 x_1 - b_1 t_1)} \quad (56)$$

$$p'_1 = p_a(y) e^{i(s_1 x_1 - b_1 t_1)} \quad (57)$$

se llega a la ecuación de Orr-Sommerfeld :

$$f_a^{IV} - 2 s_1^2 f_a^{II} + s_1^4 f_a = i s_1 \text{Re}_0 \left[(U_1 - c_1)(f_a^{II} - s_1^2 f_a) - U_1^{II} f_a \right] \quad (58)$$

donde $c_1 = \frac{b_1}{s_1}$

los números romanos indican derivación respecto a y.

Yih resuelve la Ec. (58) para los casos de ondas de gran longitud, para números de Reynolds pequeños y para longitudes de onda pequeña.

Para longitudes de onda muy grandes comparadas con h_0 , s_1 es pequeño. Resolviendo la ecuación de Orr-Sommerfeld se concluye que la condición de inestabilidad está dada por :

$$\text{Re}_0 > \frac{5}{6} \cot \theta \quad (59)$$

Para el flujo no perturbado, se cumple además que

$$3\text{Fr}_0^2 = \text{Re}_0 \sin \theta \quad (60)$$

por lo que la condición de inestabilidad en términos del número de Froude es

$$\text{Fr}_0 > \sqrt{\frac{5}{18}} \sqrt{\cos \theta} \quad (61)$$

Recientemente, Julien y Hartley (1986) han ampliado el estudio de la inestabilidad del flujo laminar. Como criterio de inestabilidad, utilizan el criterio de Vedernikov, con los coeficientes $m = 2$ y $n = 1$, resultantes de considerar la ley de resistencia en escurrimiento laminar.

Julien y Hartley, procediendo en forma análoga a la sugerida por Montuori (1963) y seguida por Dracos y Glenne (1967) y Liggett (1975), determinan la longitud necesaria para que se forme completamente la onda rodante. Estos autores corrigen la expresión de la celeridad y velocidad de la onda utilizando el coeficiente α antes definido (Ec. 5) y una relación dada por Arsenishivli que ellos presentan :

$$c_{0A} = \sqrt{gh + \alpha(\alpha - 1) V_0^2} \quad (62)$$

$$V_{\text{onda}} = \alpha V_0 + c_{0A} \quad (63)$$

(en flujo laminar, $\alpha = 1.2$).

De este modo, Julien y Hartley encuentran que, para escurrimiento laminar, la distancia necesaria para que se produzcan las ondas rodantes está dada por :

$$x_R = \frac{1}{G'} \ln \left(- \frac{b'}{G'} E' \right) \quad (64)$$

donde E' es una constante de integración, desconocida (análoga a E de Ec. 31).

$$G' = \frac{g \operatorname{tg} \theta}{V_0^2} \left[1 - 2 \frac{c_{0A}}{V_0} Fr_0^2 \right] \left[\frac{1}{2 + \frac{c_{0A}}{V_0} + \frac{V_0}{c_{0A} Fr_0^2}} \right] \quad (65)$$

$$b' = \frac{3g}{c_{0A}^2 + 2 \frac{V_0}{c_{0A}} + gh} \quad (66)$$

Para el caso de escurrimiento supercrítico y un rango de pendientes comprendidas entre 0.015 y 0.040, los autores proponen utilizar la siguiente expresión aproximada de la Ec. (64) :

$$x_R = D \frac{h_0}{\operatorname{tg} \theta} \quad (67)$$

donde el factor D es ajustado a partir de datos experimentales de escurrimientos laminares sobre superficies hidrodinámicamente lisas y toma el valor $D = 38,5$.

Mayer (1959) enfrenta el problema de la formación de las ondas rodantes en un flujo laminar desde un punto de vista que tiene una interpretación física más clara. Según Mayer,

en estas ondas actúan tanto las fuerzas de origen gravitacional como de tensión superficial. Estas últimas fuerzas predominan en ondas cuya longitud es pequeña, en cambio las primeras lo hacen si la longitud de onda es grande comparada con su amplitud. En el momento de generarse la onda, su longitud puede considerarse infinita, por lo que en su origen, la onda puede considerarse como una onda gravitacional infinitesimal que, para la situación bidimensional, tiene una celeridad

$$c_0 = \sqrt{g h_0} \quad (68)$$

De la integración de las ecuaciones de Navier-Stokes, se tiene que la velocidad media del flujo está dada por

$$V_0 = \frac{g h_0^2}{3\nu} \operatorname{sen} \theta \quad (69)$$

y la velocidad de la superficie libre (no perturbada) es :

$$V_s = \frac{g h_0^2}{2\nu} \operatorname{sen} \theta \quad (70)$$

Según Mayer, las ondas rodantes se producirán cuando la velocidad de la onda gravitacional infinitesimal sea mayor que la velocidad de la superficie libre. Esto lleva a la condición :

$$V_0 + \sqrt{g h_0} > V_s \quad (71)$$

la que en términos del número de Froude es $Fr_0 > 2$. Sin embargo, este resultado es cuestionable y parece ser sólo una coincidencia que sea igual al obtenido por otros autores al utilizar la relación de Chèzy como ley de resistencia.

La celeridad de la onda dada por la Ec. (68) considera una distribución uniforme de velocidades, lo que no es cierto en flujos laminares. De acuerdo a Freeman y Johnson (1970), Burns demostró que la velocidad de propagación w de ondas de gran longitud en flujos con distribución de velocidad no uniforme está dada por

$$\int_0^{h_0} \frac{dy}{(u(y) - w)^2} = \frac{1}{g} \quad (72)$$

donde w es la velocidad de la onda y $u(y)$ es la distribución de velocidad. De la integración de la Ec. (72) se obtiene

c_0 , siendo distinto al dado por Ec. (68), lo que permitía formar fácilmente el número de Froude.

En 1981, Berlamont y Vanderstappen obtienen el número de Froude límite en un flujo gradualmente variado a partir de las ecuaciones de Reynolds. Para ello suponen que los perfiles de velocidad son similares, o sea :

$$u(x, y, t) = F(y/h) V(x, t) \quad (73)$$

donde $F(y/h)$ es la función de forma del perfil de velocidades.

Despejando v de la ecuación de continuidad, donde se ha introducido la expresión (73), sustituyendo v en la ecuación de Reynolds según y , de donde es posible despejar el término $(p - \tau_{yy})$, siendo τ_{yy} el esfuerzo de Reynolds normal, en la dirección y , se puede determinar la siguiente ecuación diferencial :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \alpha V \frac{\partial V}{\partial x} + (1 - \alpha) \frac{V}{h} \frac{\partial h}{\partial t} + g \frac{\partial h}{\partial x} \cos \theta + \frac{hV^2}{3} \left(\frac{C_1}{V^2} \frac{\partial^3 h}{\partial x \partial t^2} + \frac{C_2}{V} \frac{\partial^3 h}{\partial x^2 \partial t} + C_3 \frac{\partial^3 h}{\partial x^3} \right) = g \sin \theta - \frac{\tau}{\rho R} \quad (74)$$

donde τ es el esfuerzo de corte

C_1 , C_2 y C_3 son constantes que dependen de la forma del perfil de velocidades y se definen de la siguiente manera :

Definiendo $y^* = \frac{y}{h}$

$$C_1 = 3 \int_0^1 dy^* \int_{y^*}^1 dy^* \int_0^{y^*} F dy^* \quad (75)$$

$$C_2 = 3 \int_0^1 dy^* \int_{y^*}^1 dy^* \left[\int_0^{y^*} F dy^* + \int_0^{y^*} \frac{\partial F}{\partial y^*} y^* dy^* + F \int_0^{y^*} F dy^* \right] \quad (76)$$

$$C_3 = 3 \int_0^1 dy^* \int_{y^*}^1 F dy^* \left[\int_0^{y^*} F dy^* + \int_0^{y^*} \frac{\partial F}{\partial y^*} y^* dy^* \right] \quad (77)$$

α es el coeficiente definido en la Ec. (5).

En su trabajo, Berlamont y Vanderstappen dan los valores de los coeficientes antes definidos para distintas distribucio-

nes de velocidad. Para una distribución uniforme, dichos coeficientes son : $\alpha = 1$, $C_1 = 1$, $C_2 = 2$ y $C_3 = 1$. Para una distribución parabólica (flujo laminar) : $\alpha = 1.20$, $C_1 = 0.825$, $C_2 = 2.496$ y $C_3 = 1.864$.

El criterio de inestabilidad del flujo se obtiene perturbando la Ec. (74), considerando que el esfuerzo de corte en la condición impermanente está dado por la misma expresión que para escurrimiento uniforme :

$$\tau = \rho \frac{V^2}{8} f(V, h) \quad (78)$$

donde $f(V, h)$ es el factor de fricción. Las relaciones de Chèzy y Manning pueden expresarse de la forma dada por la Ec. (78) mediante la adecuada definición del factor de fricción. En la Tabla 1 se indican distintas expresiones para f .

TABLA 1. FACTOR DE FRICCIÓN*

TIPO DE ESCURRIMIENTO	FACTOR DE FRICCIÓN
TURBULENTO RUGOSO	
Ecuación de Manning	$f = \frac{8 g n^2}{R^{1/3}}$
Ecuación de Chèzy	$f = \frac{8g}{C^2}$
TURBULENTO EN TRANSICION	
Ecuación de Colebrook-White	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2.03 \log \left[\frac{k_s / R}{12.20} + \frac{3.03}{Re\sqrt{f}} \right]$
LAMINAR	
	$f = \frac{96}{Re}$

* En esta tabla, los parámetros n y k_s corresponden al coeficiente de rugosidad de Manning y al espesor de la aspereza de la pared, respectivamente.

Introduciendo la siguiente función K cuando se utiliza la fórmula de Colebrook-White :

$$K = \frac{2.671}{\left(\frac{k_s / R}{12.20} + \frac{3.03}{Re\sqrt{f}} \right) Re} \quad (79)$$

Berlamont y Vanderstapen determinan las siguientes condiciones de inestabilidad para los distintos tipos de escurrimiento :

Usando la ecuación de Chèzy :

$$Fr_0 > \frac{\sqrt{\cos\theta}}{\left[\alpha - 2\alpha \left(1 + \frac{M_0}{2} \right) + \left(1 + \frac{M_0}{2} \right)^2 \right]^{1/2}} \quad (80)$$

Usando la ecuación de Manning :

$$Fr_0 > \frac{\sqrt{\cos\theta}}{\left[\alpha - 2\alpha \left(1 + \frac{2}{3} M_0 \right) + \left(1 + \frac{2}{3} M_0 \right)^2 \right]^{1/2}} \quad (81)$$

Usando la ecuación de Colebrook-White :

$$Fr_0 > \frac{\sqrt{\cos\theta}}{\left[\alpha - 2\alpha \left(1 + \frac{M_0}{2} (3K + 1) \right) + \left(1 + \frac{M_0}{2} (3K + 1) \right)^2 \right]^{1/2}} \quad (82)$$

Para escurrimiento laminar :

$$Fr_0 > \frac{\sqrt{\cos\theta}}{\left[1.2 - 2.4 (1 + 2M_0) + (1 + 2M_0)^2 \right]^{1/2}} \quad (83)$$

Si se considera flujo bidimensional, $M_0 = 1$, la condición anterior es $Fr_0 > 0.577 \sqrt{\cos\theta}$ la que es comparable a la obtenida por Yih ($Fr_0 > 0.577 \sqrt{\cos\theta}$), Ec. (61).

ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL BAJO LLUVIA

El escurrimiento superficial tiene como característica principal su pequeño espesor. Esta particularidad hace que deba tomarse con cuidado cualquier extrapolación que se haga de las relaciones desarrolladas para flujos con alturas de escurrimiento usuales, especialmente en lo que se refiere al factor de fricción.

Tamburrino (1986) analiza la condición de inestabilidad de un escurrimiento superficial bajo lluvia sobre un fondo hidrodinámicamente liso y toma en cuenta el efecto de la tensión superficial. El efecto de la lluvia se considera como el de un aporte uniformemente distribuido sobre la superficie de escurrimiento (Fig. 4). Las ecuaciones que ri-

gen el fenómeno son :

- Ecuación del movimiento :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{T}{\gamma R_c} \frac{1}{h} \frac{\partial h}{\partial x} + g \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} - g(\sin \theta - \frac{\tau}{\gamma h}) + \frac{V}{h} \frac{I}{\cos(\theta + \psi)} - \frac{I^2}{h} \cos(\theta + \psi) \sin(\theta + \psi) = 0 \quad (84)$$

- Ecuación de continuidad :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial V h}{\partial x} = I \cos(\theta + \psi) \quad (85)$$

donde I es la intensidad de la lluvia
 ψ es el ángulo que forma la lluvia con la vertical
 R_c es el radio de curvatura de la superficie

El esfuerzo de corte τ se evalúa mediante la Ec. (78), donde el factor de fricción se evalúa a partir de la relación obtenida por Ayala y Tamburrino (1984). Este factor de fricción se representa por :

$$f = \frac{K^*}{Re^{1/M^*}} \quad (86)$$

donde K^* y M^* dependen de la intensidad de la lluvia y pendiente del canal y se dan en el trabajo antes citado.

Perturbando las ecuaciones (84) y (85) se llega a la siguiente condición de inestabilidad del flujo :

$$\left[\frac{\cos \theta}{Fr_0^2} + \frac{1}{We_0} \right]^{1/2} < \frac{\frac{M^*+1}{M^*} f_0 + \left[1 + \frac{I \sin(\theta + \psi)}{V_0} \right] \frac{I}{V_0} \cos(\theta + \psi)}{\frac{2M^*+1}{M^*} f_0 + \frac{I}{V_0} \cos(\theta + \psi)} \quad (87)$$

donde $We_0 = \frac{\gamma V_0^2 R_{c0}}{g T}$

Debido a que las condiciones de escurrimiento son variables con la distancia, la condición de inestabilidad es función de x .

Ayala y Tamburrino (1984) determinaron además que cuando $\psi = 0$, el perfil de escurrimiento sobre un fondo hidrodinámica-

mente liso puede representarse por :

$$h_0 = \left(\frac{K^* \sqrt{M^*}}{8 g \sin \theta} \right)^{1/3} (1 \cos \theta)^{\frac{2M^*-1}{3M^*}} \quad (88)$$

De este modo, son fácilmente evaluables todos los términos de la Ec. (87), lo que permite predecir en qué punto las condiciones son tales que hacen inestables al flujo. Dado que la poca curvatura del escurrimiento hace que el número de Weber sea muy grande en la situación no perturbada ($We_0 \sim 10^7$), es posible despreciar el término que lo involucra en la Ec. (87). Haciendo esta consideración, en la Fig. 5 se muestra la ubicación del punto a partir del cual el flujo es inestable.

CONCLUSION

Prácticamente todos los criterios obtenidos para determinar la condición de inestabilidad del flujo han surgido de la perturbación de las ecuaciones diferenciales del movimiento.

Comparando los valores del número de Froude límite, a partir del cual se tendrán ondas rodantes en flujos laminares, resultan ser menores que la unidad (sucediendo lo contrario para flujos turbulentos). La determinación de la distancia necesaria para que se desarrolle totalmente la onda se ha hecho en forma análoga a la sugerida por Montuori hace más de 20 años, lo que evidencia el limitado aporte que ha habido a este respecto en el último tiempo.

En cuanto a la inestabilidad del flujo superficial bajo lluvia, no se tienen antecedentes de resultados fuera del aquí presentado, lo que es explicable dada la dificultad de evaluar adecuadamente el factor de fricción.

RECONOCIMIENTO

El presente trabajo surgió a raíz del financiamiento otorgado por el Fondo Nacional de Ciencia y Tecnología mediante el Proyecto de Investigación N° 0541/85.

BIBLIOGRAFIA

AYALA L. Y A. TAMBURRINO (1984). "Factores de Resistencia de Láminas de Esguerrimiento Generadas por Lluvia sobre Superficies Hidrodinámicamente Lisas", A.I.I.H., XI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires, pp 128-139.

BERLAMONT T. and N. VANDERSTAPPEN (1981). "Unstable Turbulent Flow in Open Channels", J. Hyd. Div., ASCE, Vol 107, N° HY4, pp 427-449.

DRACOS T. and B. GLENNE (1967). "Stability Criteria for Open-Channel Flow", J. Hyd. Div., ASCE, Vol 93, N° HY6, pp 79-101.

FREEMAN N. and R. JOHNSON (1970). "Shallow Water Waves on Shear Flows", J. Fluid Mech., Vol 42, Part 2, pp 401-409.

JULIEN P. and D. HARTLEY (1986). "Formation of Roll Waves in Laminar Sheet Flow", J. Hyd. Research, I.A.H.R., Vol 24, N° 1, pp 5-17.

LIGGET A. (1975). "Stability", en "Unsteady Flow in Open Channels", Editors Mahmood and Yevjevich, Water Resources Publications, Fort Collins, Vol I, Chapter 6, pp 259-282.

MAYER P. (1959). "Roll Waves and Slug Flows in Inclined Open Channels", J. Hyd. Div., ASCE, Vol 85, N° HY7, pp 99-141.

MONTUORI C. (1963). Discusión de "Stability Aspects of Flow in Open Channels by Escoffier and Boyd", J. Hyd. Div., ASCE, Vol 89, N° HY4, pp 259-273.

TAMBURRINO A. (1986). "Propagación de Ondas en Flujos Superficiales Bajo Lluvia", A.I.I.H., XII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Sao Paulo, pp 145-155.

YIH C. (1963). "Stability of Liquid Flow down an Inclined Plane", The Physics of Fluids, Vol 6, N° 3, pp 321-334.

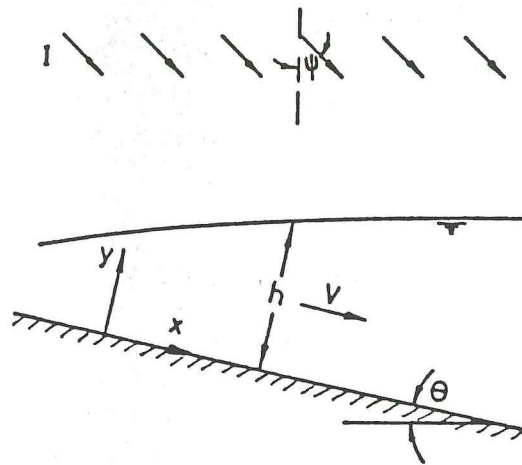


FIG.4 ESQUEMA DEL FLUJO
BAJO LLUVIA

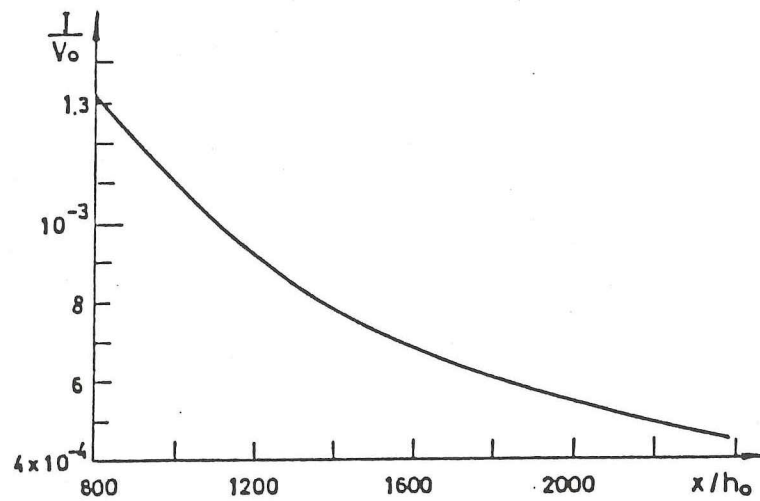


FIG.5 UBICACION DEL PUNTO A PARTIR DEL
CUAL EL FLUJO BAJO LLUVIA ES INES-
TABLE (Tamburrino, 1986)

**MODELIZACION DE LAS MAREAS LITORALES
Y DEL TRANSPORTE DE CONTAMINANTES EN EL MAR**

por

Maria-Isabel CHENIN-MORDOJOVICH
SOGREAH

Jean-Marc USSEGLIO-POLATERA
Centre de Formation, de
Recherche et d'Essais Hydrauliques de Grenoble

GRENOBLE

FRANCIA

RESUMEN

Presentamos aplicaciones de dos sistemas de modelización recientes a problemas de Ingeniería complejos. CYTHERE ES1 es un programa sofisticado que calcula la solución de las ecuaciones bidimensionales no lineales que rigen las mareas litorales. Basado en un método de descomposición de los operadores, CYTHERE ES1 permite representar con precisión los términos convectivos y de propagación utilizando números de Courant elevados. Un procedimiento particular le permite tratar los altos fondos descubiertos en bajamar. ARGOS permite estudiar la evolución, es decir, el crecimiento, la biodegradación, el desplazamiento y la deformación de uno o varios contaminantes a condición de conocer las velocidades medias de las corrientes en función del tiempo.

ABSTRACT

This paper describes the applications of two recently developed mathematical modelling systems to complex engineering problems. The first of the systems, CYTHERE ES1, is a sophisticated tool which computes the solutions of non-linear two-dimensional equations governing tides. Based on a technique involving the splitting of operators, CYTHERE ES1 allows an accurate calculation of momentum advection and wave propagation for large Courant numbers. It also provides a special treatment of tidal flats uncovered at low tide. The second system, ARGOS, uses the vertically averaged velocities of the currents, as a function of time, to determine the evolution of one or several pollutant patches, i.e. increase in size, biodegradation, displacement and distortion.

1 - INTRODUCCION

La finalidad de la presente comunicación es dar a conocer dos sistemas de modelización recientes CYTHERE ES1 y ARGOS utilizados por SOGREAH en el estudio cotidiano de problemas marítimos del litoral.

En este artículo se presenta cada sistema de modelización desde un punto de vista general pero tratando al mismo tiempo de mostrar al lector las particularidades de cada uno de ellos. Son estas particularidades que hacen de CYTHERE ES1 un instrumento de base original de gran calidad capaz de simular con precisión y a un costo razonable situaciones extremadamente complejas como la de la bahía de Kwang Yang (Corea del Sur).

ARGOS es un sistema de modelización independiente que utiliza como punto de partida los resultados de CYTHERE ES1. Los fundamentos matemáticos de ambos modelos han sido objeto de publicaciones anteriores mencionadas en la bibliografía [1] y [3].

2 - CYTHERE ES1 : SISTEMA DE SIMULACION DE LAS MAREAS LITORALES

CYTHERE ES1* es un sistema de modelización bidimensional de diferencias finitas que calcula la solución de las ecuaciones no lineales de Saint-Venant con dos variables espaciales.

Además de los términos de la presión, del roce y convectivos no lineales, nuestras ecuaciones contienen un término suplementario que representa las difusión horizontal de la cantidad de movimiento. CYTHERE ES1 determina las velocidades medias debidas a la marea (problemas marítimos del litoral) o debidas al viento (lagos, lagunas, etc.) y las fluctuaciones de la cota de la superficie.

2.1 - CONDICIONES DE APLICACION

Son las condiciones de validez de las ecuaciones de Saint-Venant. Estas ecuaciones resultan de una integración sobre la vertical de las ecuaciones de Navier-Stokes bajo ciertas hipótesis de homogeneidad vertical de la velocidad y de la densidad. Estas hipótesis son, en general, válidas en la zona costera con aguas poco profundas.

2.2 - PARTICULARIDADES DE CYTHERE ES1

- . El procedimiento "altos fondos" descubiertos en bajamar (desplaye) : Las ecuaciones de Saint-Venant dejan de ser válidas cuando la profundidad tiende a cero. CYTHERE ES1 cuenta con un procedimiento original que permite simular los fenómenos de desplaye y contrarios producidos por la bajamar y la pleamar.
- . El tratamiento particular de los términos convectivos : Estos términos son a menudo ignorados o tratados de manera incorrecta. Sin embargo sólo un tratamiento adecuado de estos términos permite representar, por ejemplo, correctamente los torbellinos [1].
- . La red discreta : Si bien el cálculo se realiza, en general, en una red cartesiana (regular o irregular) las ecuaciones y el modelo entero están desarrollados en un sistema de coordenadas curvilíneas ortogonales. Una red curvilínea puede representar con mayor fidelidad la forma de las fronteras. Las coordenadas curvilíneas adaptadas al dominio de interés y

* CYTHERE ES1 es un sistema de modelización común de Electricidad de Francia (EDF) y de SOGREAH.

la red discreta correspondiente son construidas por un programa original independiente : MALCO [5].

- La precisión de los resultados : un error numérico de pocos milímetros en la cota de la superficie es capaz de cambiar completamente la configuración del campo de velocidades medias. CYTHERE ES1 cuenta con un proceso iterativo que permite obtener la precisión de convergencia del algoritmo fijada por el utilizador según las necesidades de cada problema.
- El paso de tiempo : A fin de garantizar la estabilidad, los métodos explícitos de diferencias finitas deben respetar el criterio de Courant-Friedrichs (cuando se trata de problemas hiperbólicos) ; esto limita considerablemente el paso de tiempo máximo Δt permitido en una red dada. Los métodos totalmente implícitos no están sujetos a este problema pero son muy onerosos, sin mencionar la dificultad inherente al tratamiento de los términos convectivos. Nuestro algoritmo es en parte implícito (difusión, propagación) y en parte basado en un metodo de características (convección). El paso de tiempo puede ser fácilmente 20 a 30 veces superior al dado por el criterio de Courant-Friedrichs.

2.3 - ECUACIONES Y ALGORITMO DE RESOLUCION

2.3.1 - Ecuaciones

- Ecuación dinámica (vectorial) :

$$\frac{\partial \vec{u}}{\partial t} + \underbrace{\vec{u} \text{ grad } \vec{u}}_{\text{Convección}} - \text{div} \left(\underbrace{K \text{ grad } \vec{u}}_{\text{Difusión}} \right) + \underbrace{gh \text{ grad } Z}_{\text{Propagación}}$$

$$- \frac{h \vec{\tau}_S}{\rho} + \frac{h \vec{\tau}_F}{\rho} + \vec{\Omega} \wedge \vec{u} = 0$$

Viento Roce Coriolis

- Ecuación de continuidad :

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \text{div} (h \vec{u}) = 0$$

en que :

$\vec{u}(x,y,t)$: velocidad horizontal promedio sobre la vertical ; $Z(x,y,t)$: cota de la superficie ; $h(x,y,t)$: profundidad (diferencia entre las cotas de la superficie y del fondo) ; K : coeficiente de difusión horizontal de la cantidad de movimiento ; $\vec{\tau}_S$: esfuerzo de corte superficial debido al viento ; $\vec{\tau}_F$: esfuerzo de corte debido al roce de fondo ; ρ : densidad del agua ; $\vec{\Omega}$: velocidad de rotación terrestre.

- Las condiciones de borde : En las fronteras abiertas (marítimas) del modelo es necesario conocer, en función del tiempo, la cota de la superficie o el caudal que pasa por unidad de longitud de la frontera. Estos datos se pueden obtener a partir de mediciones in situ (mareógrafos, correntógrafos) o a partir de valores calculados por un modelo menos elaborado.

2.3.2 - El algoritmo

El algoritmo de resolución está basado en una descomposición del operador (splitting) en tres etapas convección, difusión y propagación. La descomposición permite abordar cada etapa mediante el método más apropiado a sus dificultades intrínsecas.

- La convección : Método explícito de características que utiliza una interpolación de tipo Holly-Preissmann [4] en la base de las características. Este método disminuye la difusión numérica.
- La difusión : Método clasico de ADI (alternated directions).
- La propagación : Descomposición preliminar del operador asociado a las dos direcciones de la red de cálculo. Discretización de las ecuaciones y resolución iterativa de los niveles de la propagación utilizando un método tipo gradiente conjugado hasta obtener la precisión fijada por el operador.

2.4 - AJUSTE DEL MODELO

Las variables que permiten ajustar el modelo son los coeficientes de rugosidad del fondo, la modelización de la topografía en función de las dimensiones de la red, la formulación de las condiciones de borde y la difusión horizontal. El ajuste se hace de manera experimental utilizando las medidas en varios puntos de control durante un ciclo completo de la marea.

2.5 - EJEMPLOS DE APLICACION

SOGREAH y EDF utilizamos con frecuencia CYTHERE ES1 en Francia y en el extranjero.

Hemos hecho aproximadamente unos cuarenta estudios de importancia : acondicionamientos portuarios, estudios de contaminación debida a los desechos térmicos de todas las centrales nucleares francesas situadas en la costa, estudios de impacto en el medio ambiente, estudios sedimentológicos, estudios de navegación.

Directamente, a partir del modelo se puede : determinar las corrientes debidas a las mareas y el nivel de la superficie (zona costera) ; estudiar las corrientes de circulación causadas por el viento en un lago (detección de zonas estancadas) ; preveer la influencia de una obra portuaria o costera (dique, terraplén, canal, etc.) sobre la cota de la superficie y sobre las corrientes, estudiar las diferentes variantes de una misma obra ; estudiar el acondicionamiento de un lago poco profundo (dragados, terraplenes, diques, etc.)

Presentamos, a manera de ejemplo, dos estudios realizados par SOGREAH.

2.5.1 - Kwang Yang Bay (Corea del Sur)

La construcción en la bahía de Kwang Yang de una plataforma utilizada como base de una infraestructura portuaria y acerías debía producir un cambio con respecto a la configuración de las corrientes naturales.

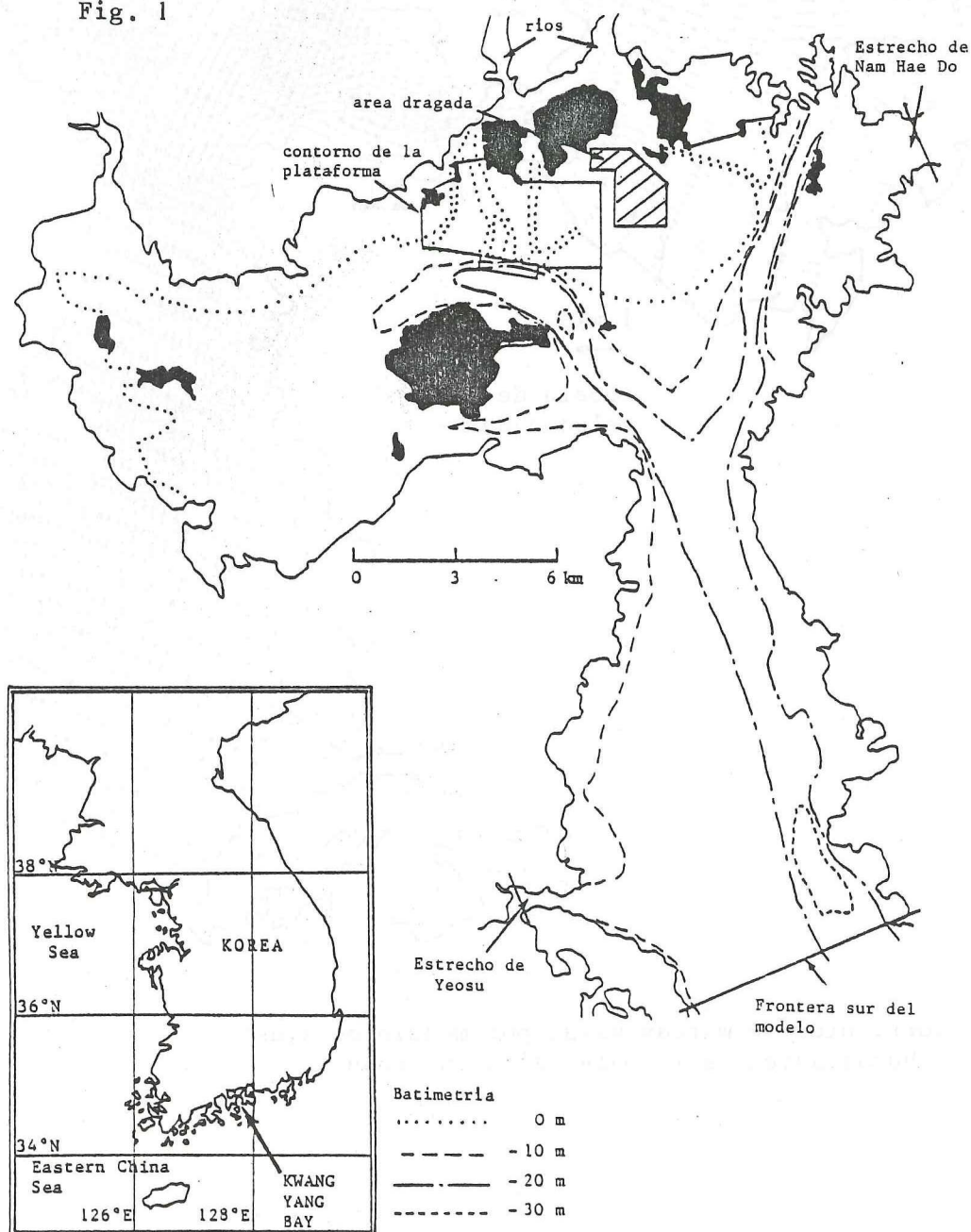
Se disponía de una gran cantidad de mediciones (10 mareógrafos y 7 correntógrafos registrados simultáneamente durante un mes). El estudio exigía inicialmente reproducir, de manera precisa, los movimientos inducidos por la marea en la bahía en su estado natural antes de la construcción, luego simular las condiciones futuras. El problema era complejo debido a la gran variación del fondo entre el delta, descubierto durante la marea baja y las fosas vecinas de -30 m de profundidad, a la repartición de las corrientes entre las islas del delta y a la diferencia de fase entre las dos fronteras abiertas de importancia : una comunicación con el mar de 7 km de ancho, en el sur, y un estrecho profundo comunicando con la bahía vecina al nordeste (ver figuras 1, 2 y 3). Se obtuvo un ajuste de gran precisión en los puntos de control.

Como conclusión del estudio se tuvo que abandonar una variante del proyecto que provocaba una obstrucción en el delta demasiado grande en caso de crecida. Se

tuvo que aumentar la altura de los diques cercanos al estuario del río ya que la altura prevista para éstos era inferior al nivel del mar durante la pleamar en viva mar y esto sin considerar las crecidas. Se vió las consecuencias en los niveles del estuario del río, en particular, durante la bajamar se tenía una elevación de 50 cm con respecto al nivel natural. Este resultado fue confirmado al construirse los diques.

El estudio mostró que, salvo en la región del delta, la influencia de las construcciones era insignificante y que no había riesgos de enarenamiento del puerto. En fin, los resultados sirvieron como datos para el modelo matemático de navegación en la parte sur de la bahía (modelo TRAJNAV de SOGREAH) y para construir un modelo de acceso al puerto a la escala 1:25, necesario al estudio de navegación de los navíos de más de 250 000 toneladas (Centro SOGREAH de Port-Revel).

Fig. 1



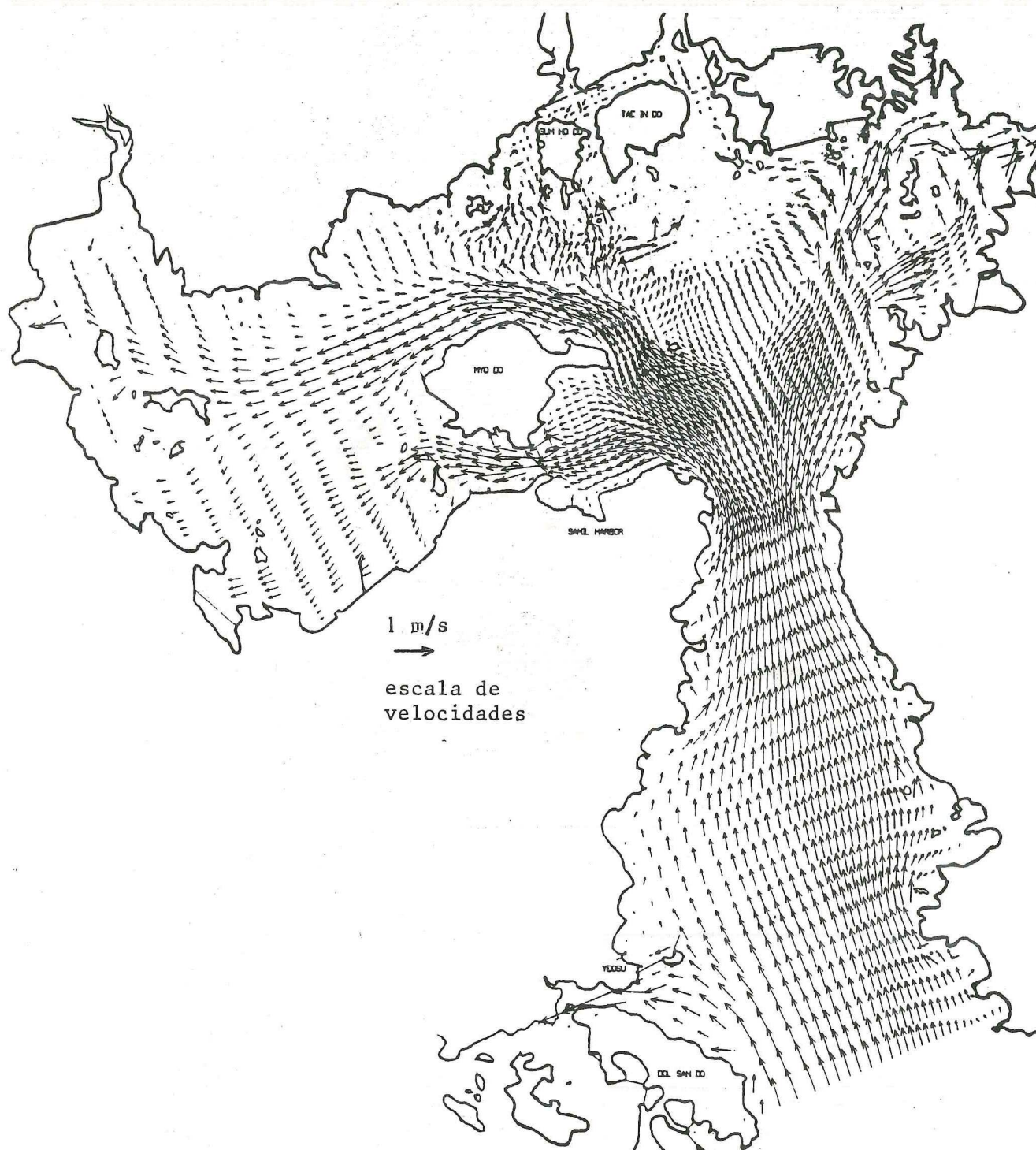


Fig. 2 : Corrientes de mareas vivas por modelo de ajuste
4 horas antes de la marea alta en Yeosu

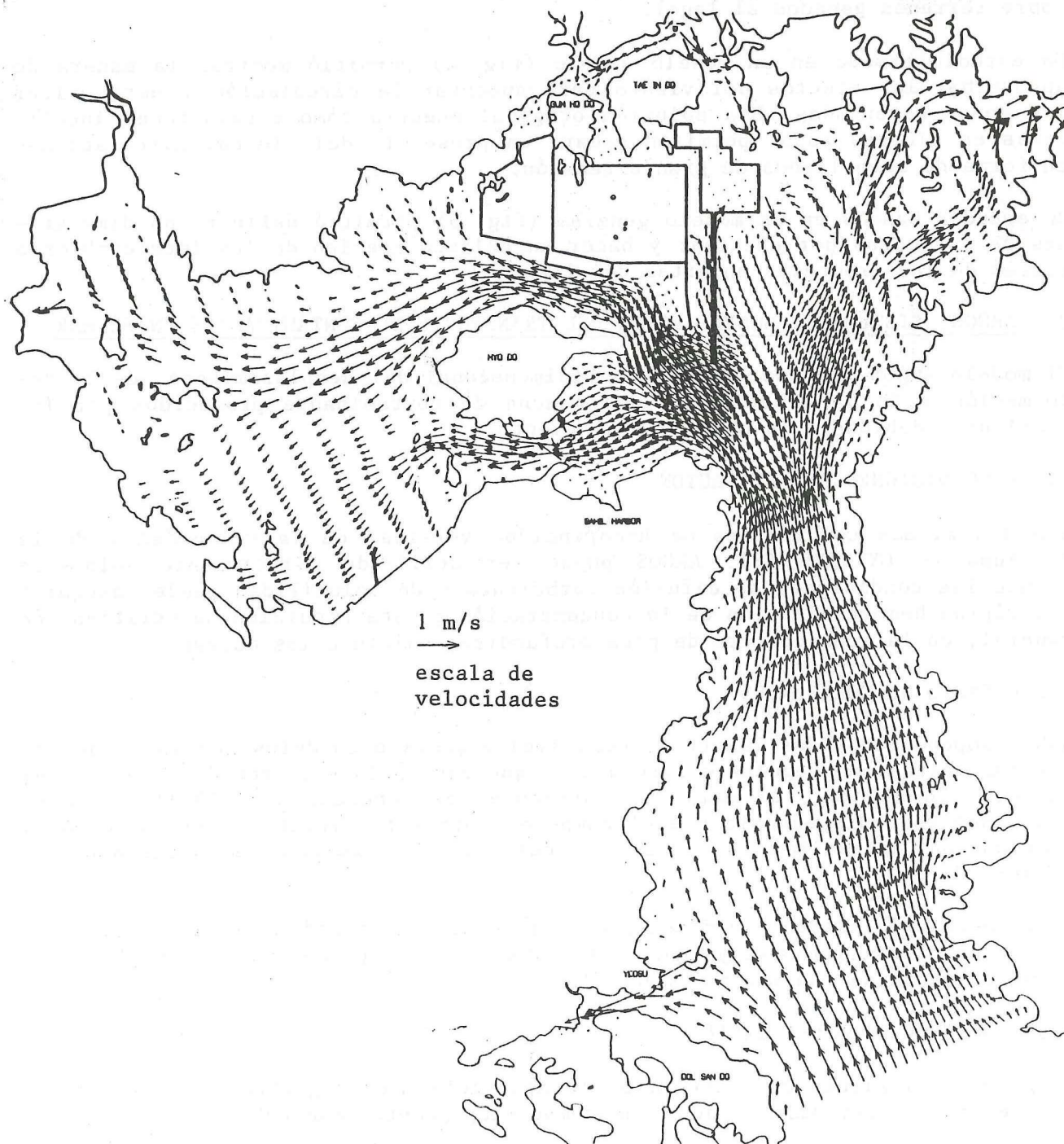


Fig. 3 : Corrientes de mareas vivas por modelo con plataforma
4 horas antes de la marea alta en Yeosu

2.5.2 - Lago Norte de Túnez

Se trata de una aplicación de CYTHERE ES1 para un estudio sobre la circulación y la renovación de las aguas del Lago Norte de la ciudad de Túnez. Se buscaba mejorar la calidad de éstas y orientar la toma de decisiones respecto a un futuro aprovechamiento de las orillas del lago (edificaciones de consideración sobre terrenos ganados al lago).

Un estudio basado en un modelo simple (fig. 4) permitió mostrar la manera de aprovechar los efectos del viento para aumentar la circulación y para evitar las zonas estancadas. Una solución original muestra cómo excavaciones localizadas en ciertas zonas permiten crear, en presencia del viento, circulaciones en forma de torbellinos de gran extensión.

Un estudio basado en un modelo general (fig. 5) permitió definir las dimensiones de las obras por efectuar y hacer un balance preciso de los intercambios a través de las fronteras abiertas del lago.

3 - ARGOS, SISTEMA DE MODELIZACION DEL TRANSPORTE DE CONTAMINANTES EN EL MAR

El modelo ARGOS efectúa un cálculo bidimensional del desplazamiento, de la deformación y de la dilución de una mancha de contaminante producidos por las corrientes debidas a la marea y/o al viento.

3.1 - CONDICIONES DE APLICACION

Son las mismas condiciones de homogeneidad vertical de la velocidad y de la densidad de CYTHERE ES1. ARGOS puede ser utilizado directamente solamente cuando las condiciones de difusión turbulenta y de solubilidad pueden asegurar una rápida homogeneización de la concentración ; esta condición se verifica, en general, en la zona costera de poca profundidad sujeta a las mareas.

3.2 - CAMPO DE CORRIENTES

ARGOS supone conocidas las corrientes (velocidades o caudales) en los nudos de una red cartesiana regular o irregular y que esta red es la red de base para el cálculo. En general, el campo de corrientes es generado por CYTHERE ES1. En todo caso es indispensable que el campo de corrientes verifique la ecuación de continuidad hidráulica, como es el caso de los resultados obtenidos por CYTHERE ES1.

No es necesario adaptar la dimensión de la malla de la red a las dimensiones de la mancha de contaminante ya que ARGOS cuenta con un procedimiento original que sigue la traza de las manchas reducidas.

3.3 - ORIGINALIDAD DEL SISTEMA

La gran originalidad del sistema es la adaptación del algoritmo a la importancia de la zona contaminada que llamaremos simplemente "mancha".

Las dimensiones iniciales de una mancha de contaminante son, en general, del orden de unos 10 a 50 metros. Para tener una discretización correcta se necesitaría una red de cálculo muy fina con mallas de pocos metros ; al mismo tiempo, la trayectoria de la mancha durante un ciclo de la marea puede ser del orden de 10 a 20 km. Los métodos clásicos que utilizan, como el nuestro, mallas de unos cientos de metros, crean una difusión artificial que puede generar concentraciones muy alejadas de la realidad, más aún cuando el contaminante es biodegradable. En efecto, el período inicial de crecimiento es largo y la biodegradación tiene más influencia que la difusión.

ARGOS adopta un procedimiento particular para seguir, sin gran difusión numérica, la mancha durante su período de crecimiento : es el procedimiento de "manchas reducidas".

3.4 - ALGORITMO

3.4.1 - Procedimiento "manchas extensas"

Cuando la extensión de la mancha abarca varias mallas, es posible "discretizar" las concentraciones en la red.

ARGOS efectúa una resolución euleriana de la ecuación de "convección-difusión" y calcula en cada nudo de la red y en cada paso de tiempo la concentración del contaminante. La ecuación que se debe resolver es la siguiente :

$$\frac{\partial}{\partial t} (hC) + \text{div} (h\vec{u}C) - \text{div} (h [K] \vec{\text{grad}} C) = 0$$

Convección Difusión

en que h es la profundidad ; C la concentración del contaminante (media en la vertical) ; $\vec{u}$ el vector velocidad de la corriente ; [K] el tensor de difusión.

El tensor de difusión [K] se construye a partir de los coeficientes de difusión longitudinal y transversal que se relacionan al comportamiento del fluido mediante las fórmulas de Elder.

Esta ecuación se resuelve mediante un método de descomposición de los operadores en dos etapas : la convección que utiliza un método de características con interpolaciones tipo Holly-Preissmann [4] ; y la difusión que utiliza el método implícito de diferencias finitas de Crank-Nicolson [3].

3.4.2 - Procedimiento "manchas reducidas"

Se realiza una resolución lagrangiana de la ecuación de "convección-difusión". Inicialmente se estudia la trayectoria del centro de la mancha para luego evaluar la deformación de ésta respecto a su centro (convección diferencial y difusión). La convección diferencial representa la deformación causada por la diferencia de velocidades entre dos puntos vecinos de la mancha.

El procedimiento utiliza como hipótesis en esta etapa : que las líneas de iso-concentración de la mancha forman una familia de elipses concéntricas (fig. 6), que la concentración máxima se encuentra en el centro y que la repartición de concentraciones, respecto al centro, está dada por una distribución normal en cada dirección.

Las trayectorias se obtienen a partir del campo de corrientes discreto utilizando el método de características. El transporte de las derivadas por las trayectorias permite calcular los parámetros que describen las elipses y las distribuciones normales modificadas. Se calcula luego la difusión suponiendo que el centro de la mancha está en reposo.

Cuando la mancha cubre varias mallas, de acuerdo con un criterio dado por el operador, es posible "discretizar" el campo de concentraciones. El programa pasa entonces automáticamente al procedimiento de "manchas extensas". Las líneas de iso-concentración podrán abandonar su forma hasta ahora elíptica.

3.5 - APLICACIONES PARTICULARES

ARGOS puede ser aplicado a una serie de casos particulares : si el contaminante es no conservativo, ARGOS corrige, en cada paso de tiempo, las concentra-

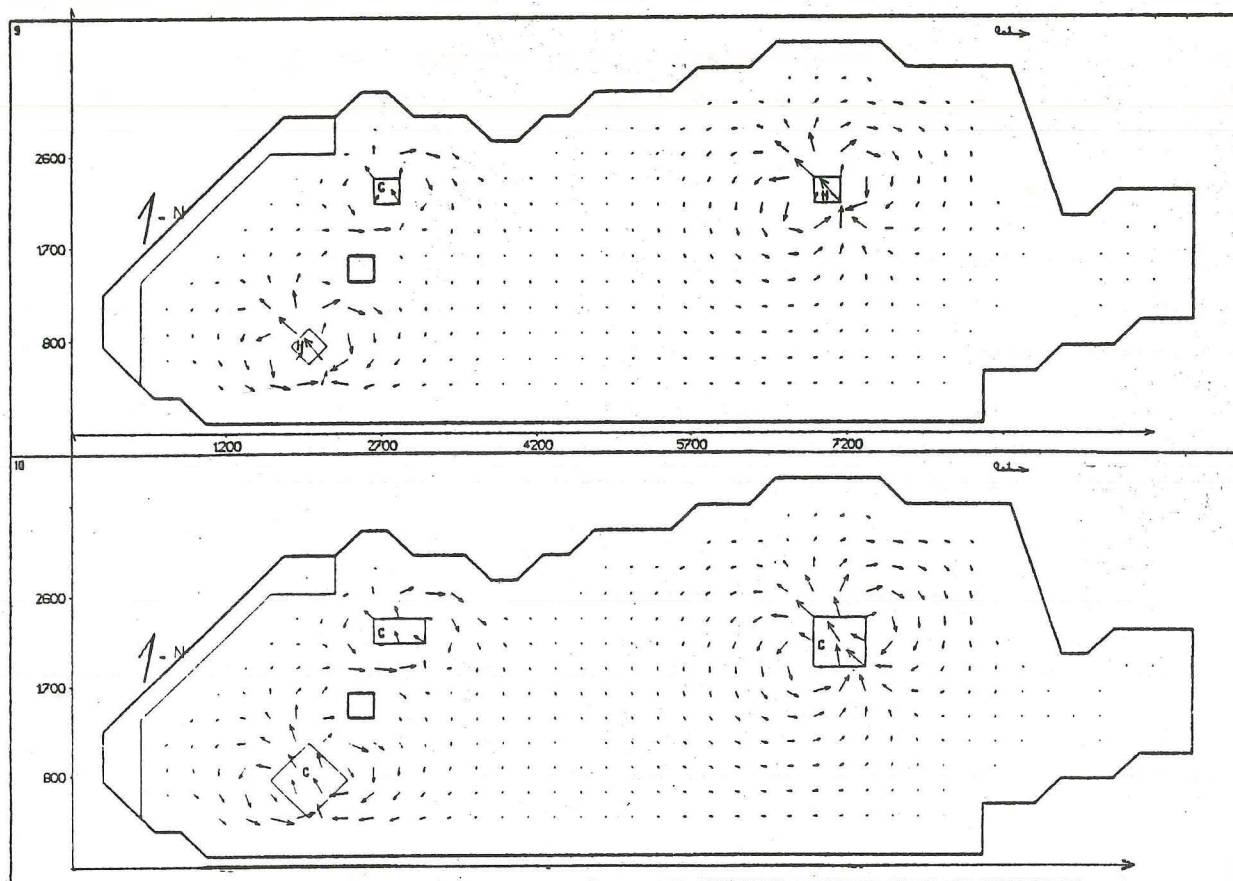


Fig. 6 : MODELO SIMPLIFICADO

Influencia de las dimensiones de las zonas dragadas sobre la creación de corrientes en presencia de viento.

- profundidad media del lago 1 m
- profundidad de las zonas dragadas 3 m
- viento : 8 m/s NO
- régimen permanente

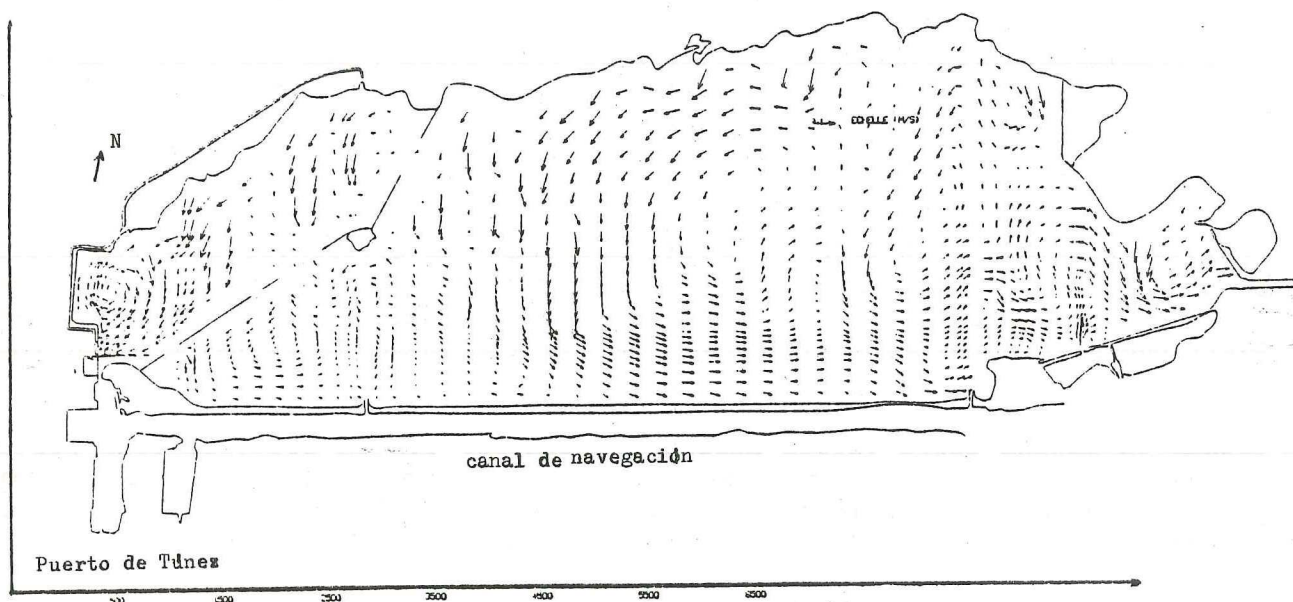


Fig. 7 : MODELO DETALLADO

Velocidades medias en un día característico de invierno 3 horas antes de la pleamar

- viento : 10 m/s N-NO

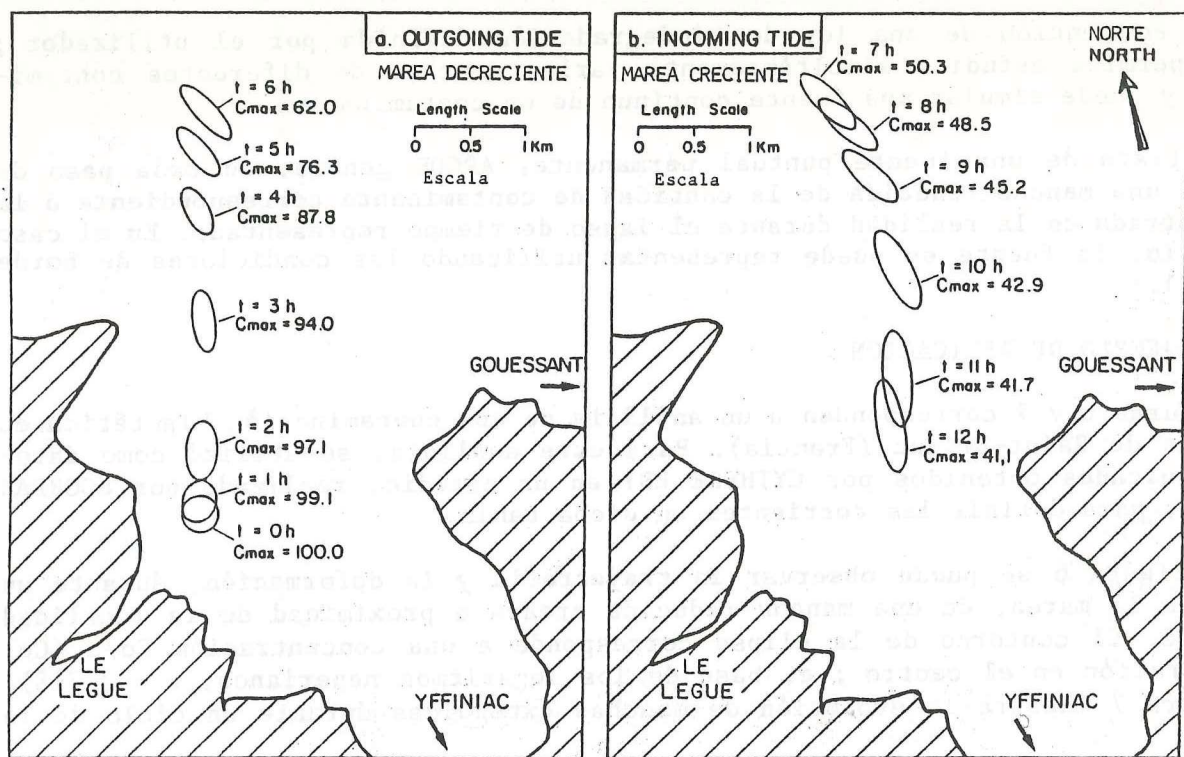


Fig. 6 : PROCEDIMIENTO "MANCHAS REDUCIDAS"

Desplazamiento y deformación de un vertido hipotético, puntual e instantáneo, durante un ciclo de la marea

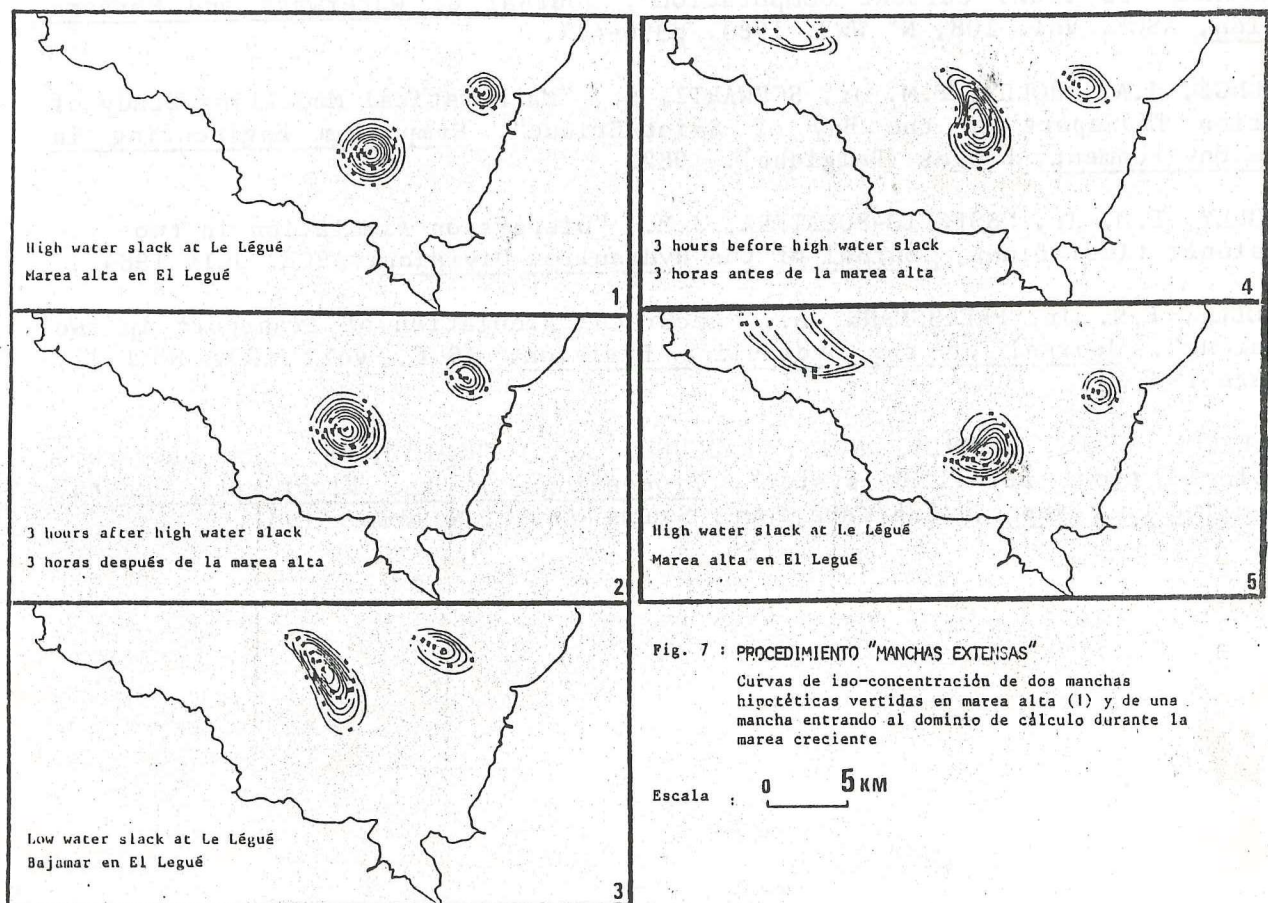


Fig. 7 : PROCEDIMIENTO "MANCHAS EXTENSAS"

Curvas de iso-concentración de dos manchas hipotéticas vertidas en marea alta (1) y de una mancha entrando al dominio de cálculo durante la marea creciente

ciones en función de una ley de biodegradación definida por el utilizador ; ARGOS permite estudiar simultáneamente varias manchas de diferentes contaminantes y puede simular una fuente continua de un contaminante.

Si se trata de una fuente puntual permanente, ARGOS genera, en cada paso de tiempo, una mancha reducida de la cantidad de contaminante correspondiente a la suministrada en la realidad durante el lapso de tiempo representado. En el caso contrario, la fuente se puede representar utilizando las condiciones de borde (fig. 7).

3.6 - EJEMPLO DE APLICACION

Las figuras 6 y 7 corresponden a un análisis de una contaminación hipotética en la bahía de Saint-Brieuc (Francia). Para este análisis, se utilizó como datos los resultados obtenidos por CYTHERE ESI en un estudio, realizado por SOGREAH en 1981, para definir las corrientes en dicha bahía.

En la figura 6 se puede observar la trayectoria y la deformación, durante un ciclo de la marea, de una mancha reducida creada a proximidad de la localidad de Legué. El contorno de la elipse corresponde a una concentración Co/e (Co , concentración en el centro ; e , base de los logaritmos neperianos, $e = 2.718$). La figura 7 muestra la evolución de manchas extendidas durante un ciclo de la marea.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BENQUE, J.P., CUNGE, J.A., FEUILLET, J., HAUGUEL, A., HOLLY, F.M. Jr, "A new method for Tidal Current Computation", Journal of Waterways and Harbors Division, ASCE, Vol. 108, N° WW3, 1983, p396-417.
- [2] CUNGE, J.A., HOLLY, F.M. Jr, SCHWARTZ, S., "Mathematical Modelling Study of Pollution Transport in the Bay of Saint-Brieuc", Symposium Engineering in Marine Environment, Bruges (Belgique), 1982.
- [3] HOLLY, F.M. Jr, USSEGLIO-POLATERA, J.M., "Dispersion simulation in two-dimensional tidal flow", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, July 1984.
- [4] HOLLY, F.M. Jr, PREISSMANN, A., "Accurate Calculation of Transport in two dimensions", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol. 103, N° HY11, novembre 1977.
- [5] BENQUE, J.P., CHENIN, M.I., HAUGUEL, A., SCHWARTZ, S., "A new two-dimensional tidal modelling system", Proceedings of the Eighteenth Coastal Engineering Conference, ASCE/Cape Town, South Africa, November 1982.

ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE EL EFECTO DE LA
SUBPRESION EN LA ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO
DE MUROS GRAVITACIONALES EN OBRAS HIDRAULICAS

Solano Vega Vischi*

RESUMEN

Se analizan coeficientes de seguridad al volcamiento de muros gravitacionales de sección triangular sometidos a empujes de tipo hidrostático, con y sin subpresión para situación de resultante dentro y fuera del tercio central.

Para el estado de cargas hidrostáticas o equivalentes a éstas, en muros de hormigón, sin subpresión, y para situación de resultante en extremo exterior del tercio central, se requiere un ancho basal del 67% de la carga hidrostática. El coeficiente de seguridad resultante en estas condiciones es 2,0. Una disminución del 29% del ancho basal definido, produce volcamiento. Se tiene el mismo resultado si la altura de diseño se excede en 26%. Para el estado de cargas con subpresión y resultante en extremo exterior de tercio central, se requiere un ancho basal del 91% de la carga hidrostática. El coeficiente de seguridad resultante es 1.375. Una disminución del ancho basal del 7,4% produce volcamiento. Este mismo resultado se obtiene si la carga de diseño se excede en 9,8%. Se concluye que al dimensionar muros con subpresión, no debe aceptarse excentricidades más allá del tercio central. Se proponen medios para disminuir efectos de subpresión en la estabilidad al volcamiento.

* Ingeniero Consultor - Santiago

1. MUROS SIN SUBPRESION

Con el propósito de definir términos y apreciar diferencias de comportamiento entre estructuras con y sin subpresión, se analizarán muros triangulares sometidos a empujes de tipo hidrostático producido por material granular. El análisis será para una longitud unitaria, (ver figura 1).

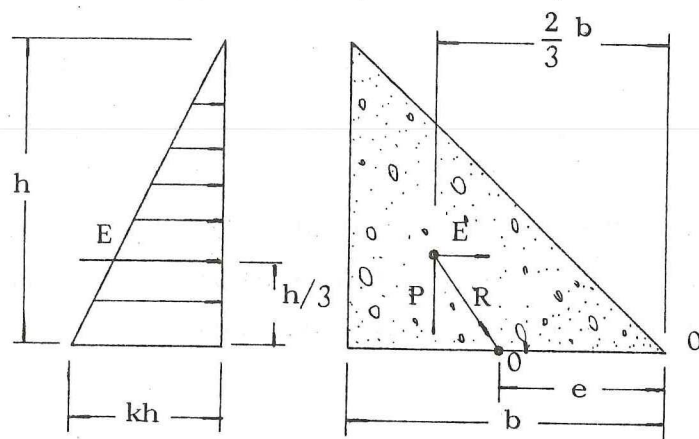


Figura 1

$$P = \frac{b h}{2} \gamma$$

R = Resultante de P y E

e = distancia O - O'

γ = densidad del muro

$$E = \frac{k h^2}{2}$$

k = coeficiente de empuje

La fuerza volcante es en este caso E y la fuerza resistente es P. Tomando momentos respecto de O, extremo exterior del muro, se tiene:

$$\sum M_O = \frac{b h}{2} \gamma \cdot \frac{2 b}{3} - \frac{k h^3}{6}$$

$$\sum N = P$$

Para facilitar comparación con situación de empujes hidrostáticos con subpresión se toma $k = 1$.

$$e = \frac{\sum M_o}{\sum N} = \frac{\frac{b^2 h}{3} \gamma - \frac{h^3}{6}}{\frac{b h}{2} \gamma} = \frac{b \left[\gamma - 0,5 \left(\frac{h}{b} \right)^2 \right]}{1,5 \gamma} \quad (1.0.1)$$

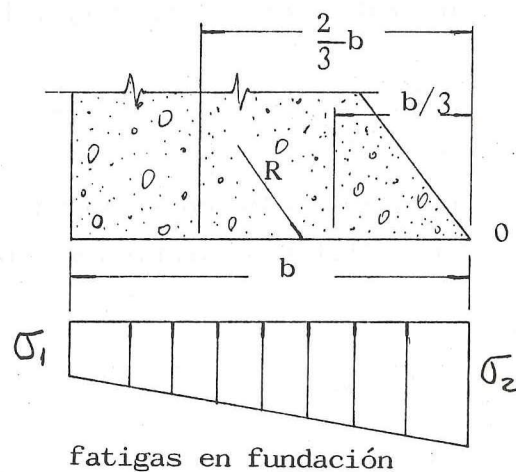
Se define como coeficiente de seguridad (S) al volcamiento, el cuociente entre momentos resistentes y momentos volcantes respecto de 0.

$$S = \frac{P \cdot \frac{2}{3} b}{E \cdot \frac{h}{3}} = \frac{\frac{b^2 h}{3} \cdot \gamma}{\frac{h^3}{6}} = \frac{2 \gamma}{\left(\frac{h}{b} \right)^2} \quad (1.0.2)$$

1.1 Resultante dentro del tercio central

Si la resultante cae dentro del tercio central, es decir $\frac{2}{3} b \gg e \gg \frac{b}{3}$, las fatigas en la fundación en extremos de la base del muro serán, (ver figura 2)

Figura 2



$$\sigma_{1,2} = \sigma_o \left[1 \pm \left(3 - \frac{6e}{b} \right) \right] \quad (1.1.1)$$

$$\sigma_o = \frac{P}{b}$$

Las expresiones correspondientes a excentricidad e y seguridad al volcamiento S , corresponden a (1.0.1) y (1.0.2), respectivamente.

Cuando R cae en el límite exterior del tercio central, es decir, $e = \frac{b}{3}$, de (1.0.1), se obtiene:

$$b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}} \quad , \quad \text{y para } \gamma = 2,2 : \quad b = 0,674 h \quad (1.1.2)$$

Para esta misma condición, la seguridad al volcamiento S vale, de (1.0.2) .

$$S = 2,0$$

Las fatigas extremas de fundación, de (1.1.1.) son:

$$\sigma_1 = 0$$

$$\sigma_2 = 2 \sigma_0$$

1.2 Resultante fuera del tercio central

Según lo expuesto en (1.1.2), si $b < 0,674 h$, la resultante cae fuera del tercio central, y la excentricidad e se define:

$$e = \frac{b}{n} \quad , \quad n > 3$$

En estas condiciones, la base del muro queda parcialmente comprimida. Por equilibrio estático se tiene de figura 3:

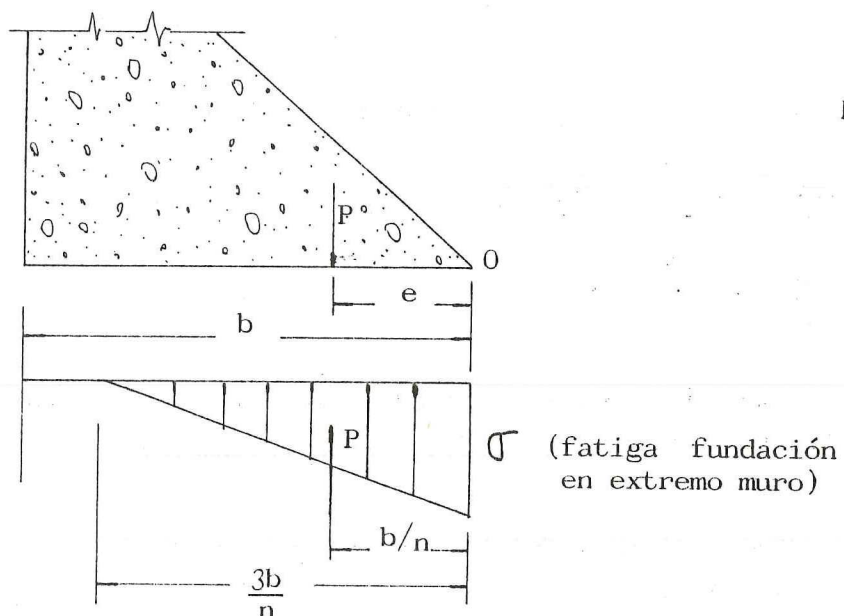


Figura 3

$$P = \frac{3}{2} e \sigma = \frac{3}{2n} b \sigma$$

$$\therefore \sigma = \frac{2}{3} n \frac{P}{b} = \frac{2n}{3} \sigma_o \quad (1.2.1)$$

en que: $\sigma_o = \frac{P}{b}$

Las expresiones correspondientes a excentricidad "e" y seguridad al volcamiento "S" corresponden a (1.0.1) y (1.0.2), respectivamente.

Si se busca el ancho b que hace que el muro quede en equilibrio límite, se hace $S = 1$ en (1.0.2) y se obtiene:

$$b = 0.477 h \quad (1.2.2)$$

Si se compara (1.2.2) con (1.1.2), se aprecia que la disminución del 29% de la base del muro conduce a su condición de volcamiento.

Se verá qué ponderación de carga Kh ($K > 1$) producirá el volcamiento de un muro sin subpresión, dimensionado en límite de tercio central para una carga de tipo hidrostático de altura h (figura 4).

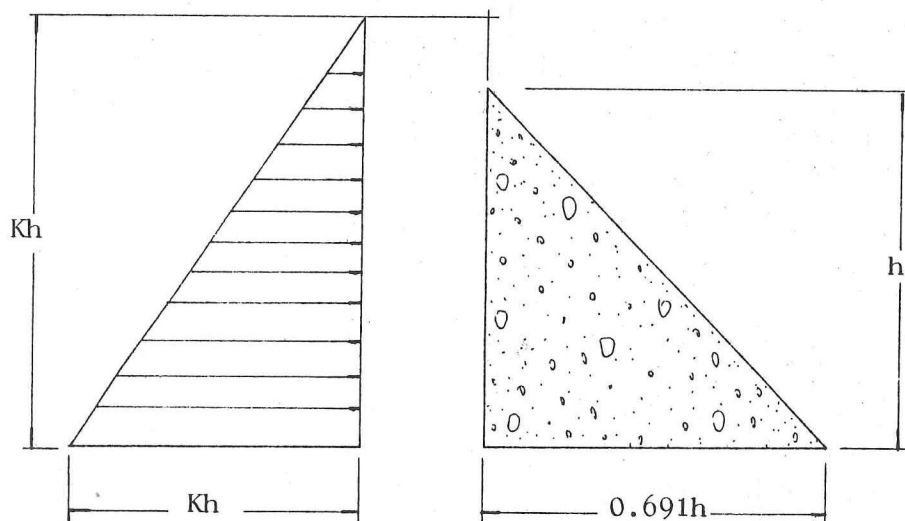


Figura 4

De (1.0.2), haciendo $S = 1$, se tiene:

$$K^3 \left(\frac{h}{b}\right)^2 = 2\gamma \therefore K = \sqrt[3]{2\gamma \left(\frac{b}{h}\right)^2}$$

para $\gamma = 2,2$ y $b = 0.674 h$, $K = 1,26$

Esto significa que un aumento del 26% de la altura de diseño produce el volcamiento.

2. MUROS CON SUBPRESION

2.1 Resultante dentro de tercio central (figura 5)

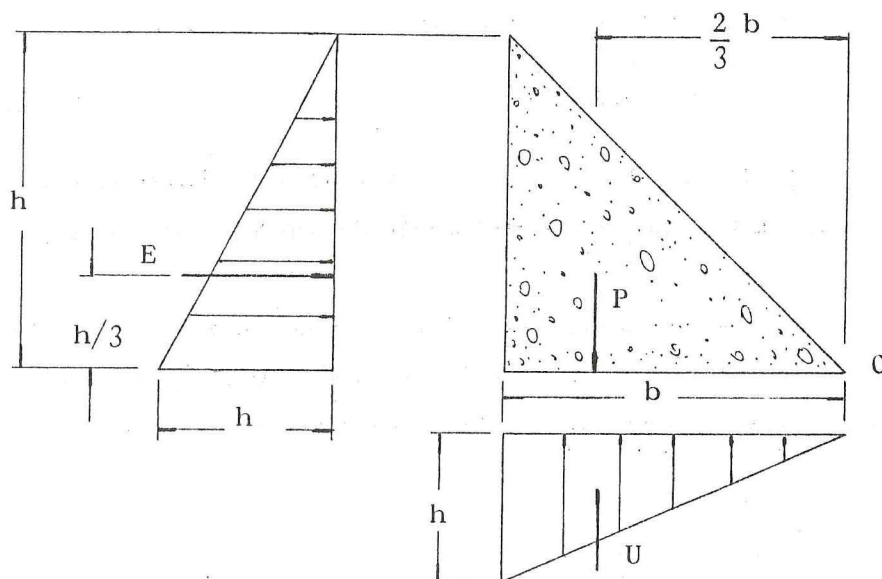


Figura 5

$$P = \frac{b h \gamma}{2}$$

$$U = \frac{b h}{2}$$

$$E = \frac{h^2}{2}$$

$$\sum N = P - U = \frac{b h}{2} (\gamma - 1)$$

Momentos de fuerzas respecto de 0, extremo exterior del muro:

$$\begin{aligned}\sum M_o &= (P - U) \frac{2}{3} b - E \frac{h}{3} = \frac{b h}{2} (\gamma - 1) \frac{2}{3} b - \frac{h^3}{6} \\ e &= \frac{\sum M_o}{\sum N} = \frac{b \left[2(\gamma - 1) - \left(\frac{h}{b}\right)^2 \right]}{(3\gamma - 1)}\end{aligned}\quad (2.1.1)$$

La condición de resultante en límite exterior de tercio central es $e = \frac{b}{3}$, y reemplazando en (2.1.1)

$$b = \frac{h}{\sqrt{\gamma - 1}} \quad (2.1.2)$$

Para $\gamma = 2,2$, de (2.1.2) resulta $b = 0.913 h$

El coeficiente de seguridad al volcamiento S, será el cuociente entre momentos resistentes y momentos volcantes alrededor de 0.

El momento resistente es el debido al peso propio del muro y el volcante el debido a empuje y subpresión.

$$S = \frac{\frac{b^2 h}{3} \gamma}{\frac{b^2 h}{3} + \frac{h^3}{6}} = \frac{\gamma}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{h}{b}\right)^2} \quad (2.1.3)$$

Para $\gamma = 2,2$ y $b = 0.913 h$ correspondiente a resultante en límite exterior de tercio central, resulta: $S = 1.375$

Si se quiere aumentar S, de (2.1.3)

$$b = h \sqrt{\frac{0.5 S}{\gamma - S}} \quad (2.1.4)$$

De acuerdo a (2.1.4) el S máximo alcanzable con el esquema planteado sería: $S = \gamma$, $b \rightarrow \infty$.

Obviamente, existen medios más eficientes para mejorar la seguridad, pero utilizando otros esquemas que se plantearán más adelante.

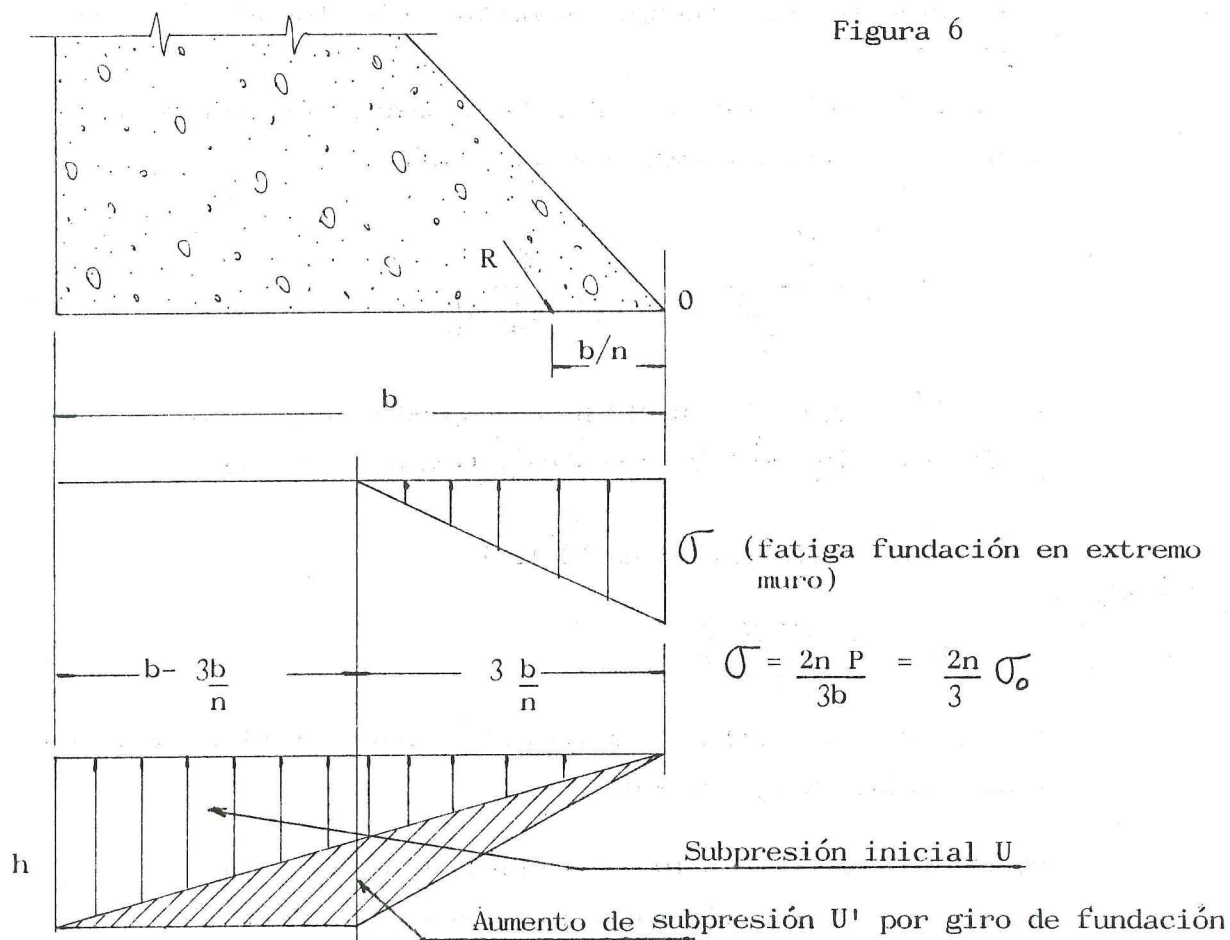
Para el cálculo de tensiones en fundación con resultante en tercio central, vale la expresión (1.1.1), en que

$$\sigma_o = \frac{P - U}{b}$$

2.2 Resultante fuera del tercio central

De acuerdo a lo expuesto en 2.1, si $b < 0.913 h$, la resultante cae fuera del tercio central y $e = \frac{b}{n}$ en que $n > 3$.

Para esta condición, la base del muro estará parcialmente comprimida, produciéndose una separación entre fundación y muro. La subpresión, que originalmente variaba entre h y cero en la base del muro, con resultante dentro del tercio central, ahora mantendrá su valor h dentro del sector en que el muro se ha separado de la fundación, como se muestra en figura 6.



La nueva subpresión $U^* = U + U'$

$$U^* = 2U - \frac{3 b h}{2 n} = \frac{b h}{2} \left(2 - \frac{3}{n} \right)$$

$$\sum N = P - U^* = b h \left(\frac{\gamma}{2} + \frac{3}{2 n} - 1 \right)$$

$$\sum M_o = \frac{b h}{2} \gamma \cdot \frac{2}{3} b - b h \cdot \frac{b}{2} + \frac{3 b h}{2 n} \cdot \frac{b}{n} - \frac{h^3}{6}$$

$$\sum M_o = b^2 h \left[\frac{\gamma}{3} - \frac{1}{2} + \frac{3}{2 n^2} - \frac{1}{6} \left(\frac{h}{b} \right)^2 \right]$$

$$e = \frac{\sum M_o}{\sum N} = \frac{b \left[\frac{\gamma}{3} - \frac{1}{2} + \frac{3}{2 n^2} - \frac{1}{6} \left(\frac{h}{b} \right)^2 \right]}{\left(\frac{\gamma}{2} + \frac{3}{2 n} - 1 \right)} \quad (2.2.1)$$

Si en (2.2.1) se expresa $e = \frac{b}{n}$, y se despeja n :

$$n = \frac{3 \gamma - 6}{2 \gamma - 3 - \left(\frac{h}{b} \right)^2} \quad (2.2.2)$$

$$S = \frac{\frac{b^2 h}{3} \gamma}{\frac{b^2 h}{2} - \frac{3 b^2 h}{2 n^2} + \frac{h^3}{6}} = \frac{2 \gamma}{3 - \left(\frac{3}{n} \right)^2 + \left(\frac{h}{b} \right)^2} \quad (2.2.3)$$

De (2.2.2) y $\gamma = 2,2$, el volcamiento ocurre cuando $n = \infty$, para $b = 0.845 h$. El mismo resultado se obtiene de (2.2.3), con $S = 1$.

Porcentualmente, la condición de volcamiento ocurre cuando el ancho de base con resultante en tercio central ($b = 0.913 h$) disminuye a $b = 0.845 h$, es decir, con una disminución de ancho basal en 7,4%.

Sin subpresión, como se vió en 1,2, se requiere una disminución del 31% de la base para llegar al volcamiento. Esta diferencia inclina a recomendar que con subpresión no debería considerarse

excentricidades fuera del tercio central, ni aún en pequeños porcentajes.

Se verá ahora que aumento de la carga hidrostática original h , magnificada a Kh produce el volcamiento de un muro dimensionado al límite del tercio central para una carga de altura h (figura 7).

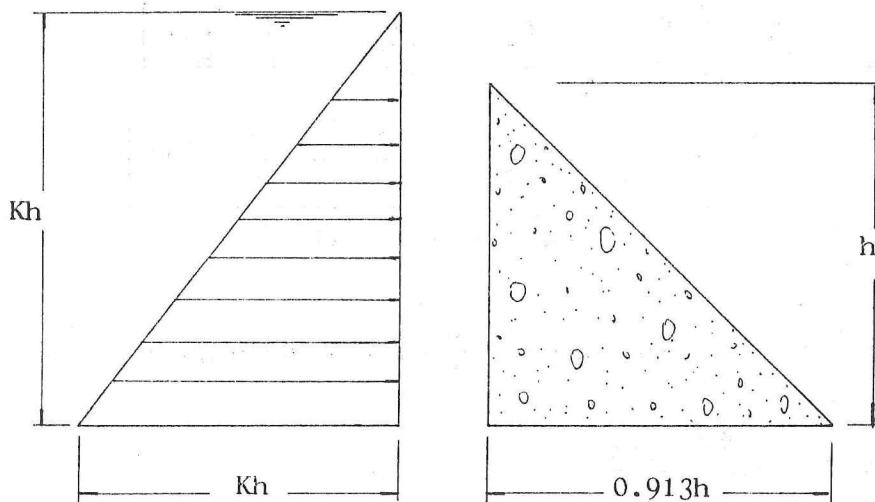


Figura 7

De (2.2.3) haciendo $S = 1$, y $n = \infty$, se obtiene:

$$3 + \left(\frac{K h}{0.913 h} \right)^2 = 2 \gamma^2, \text{ para } \gamma^2 = 2,2$$

$$K = 1.183 \times 0.913 = 1.080$$

Esto significa que un aumento del 8% de la carga de diseño produce el volcamiento. La comparación con la misma situación vista en 1.2, requiere un aumento del 26% para producir volcamiento, lo que refuerza la recomendación de no considerar con subpresión excentricidades de diseño fuera del tercio central.

3. COMPARACION DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD S EN FUNCION DE EXCENTRICIDAD RELATIVA $\frac{e}{b}$ PARA MUROS CON Y SIN SUBPRESION

3.1 Muros sin subpresión

De ecs. (1.0.1) y (1.0.2) se deduce:

$$S = \frac{1}{1 - \frac{3}{2} \frac{e}{b}} \quad (3.1.1)$$

3.2 Muros con subpresión

3.2.1 Resultante en tercio central.

De ecs. (2.1.1) y (2.1.3):

$$S = \frac{\gamma}{\gamma - \frac{3}{2} (\gamma - 1) \frac{e}{b}} \quad (3.2.1)$$

Para $\gamma = 2,2$ la ec. (3.2.1) se expresa:

$$S = \frac{1}{1 - 0.818 \frac{e}{b}} \quad (3.2.1)^1$$

3.2.2 Resultante fuera del tercio central.

De ecs. (2.2.1) y (2.2.3):

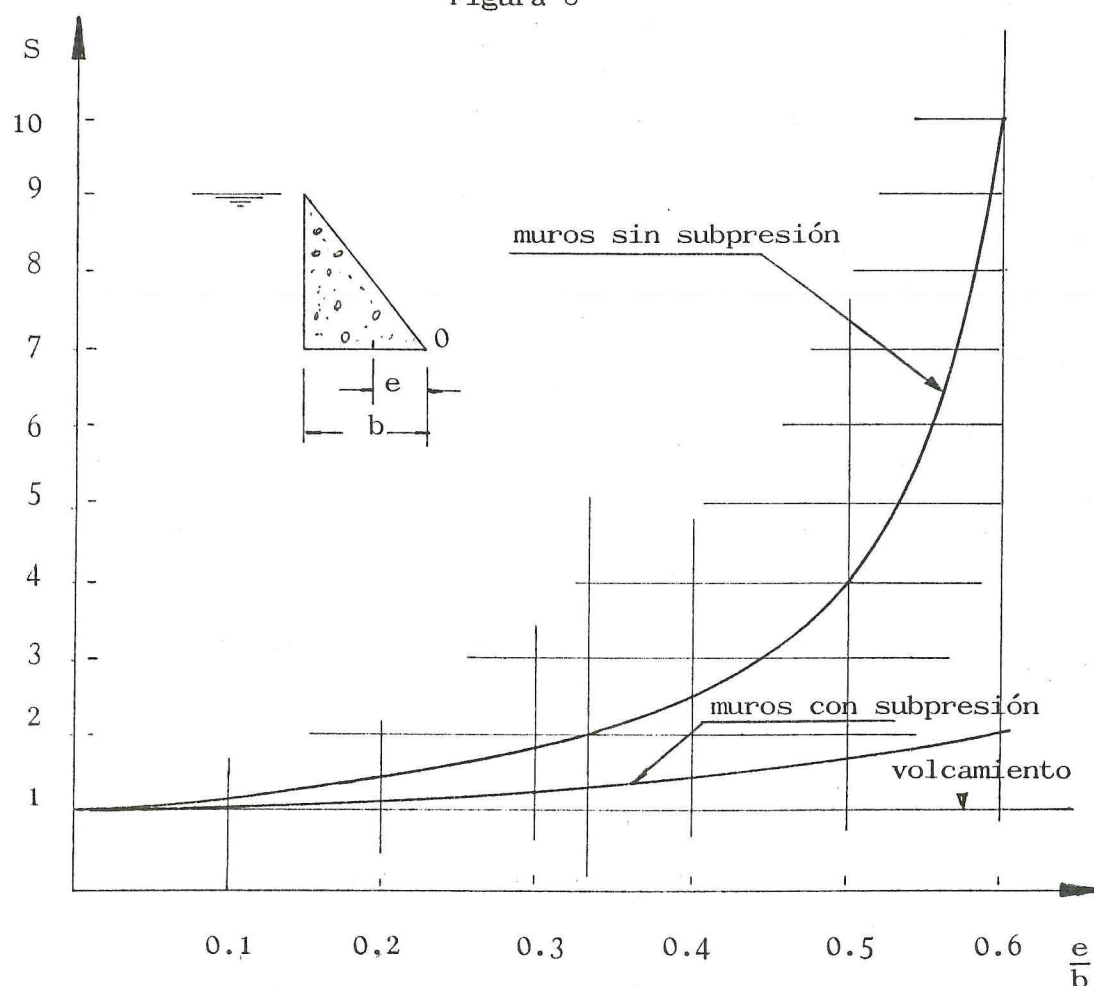
$$S = \frac{\gamma}{\gamma - \frac{3}{2} (\gamma + 3 \frac{e}{b} - 2) \frac{e}{b}} \quad (3.2.2)$$

Para $\gamma = 2,2$, la ec. (3.2.2) se expresa:

$$S = \frac{1}{1 - (2.045 \frac{e}{b} + 0.136) \frac{e}{b}} \quad (3.2.2)^1$$

En figura 8 se han representado las ecuaciones anteriores, en que $S = 1$ significa límite para el cual hay volcamiento.

Figura 8

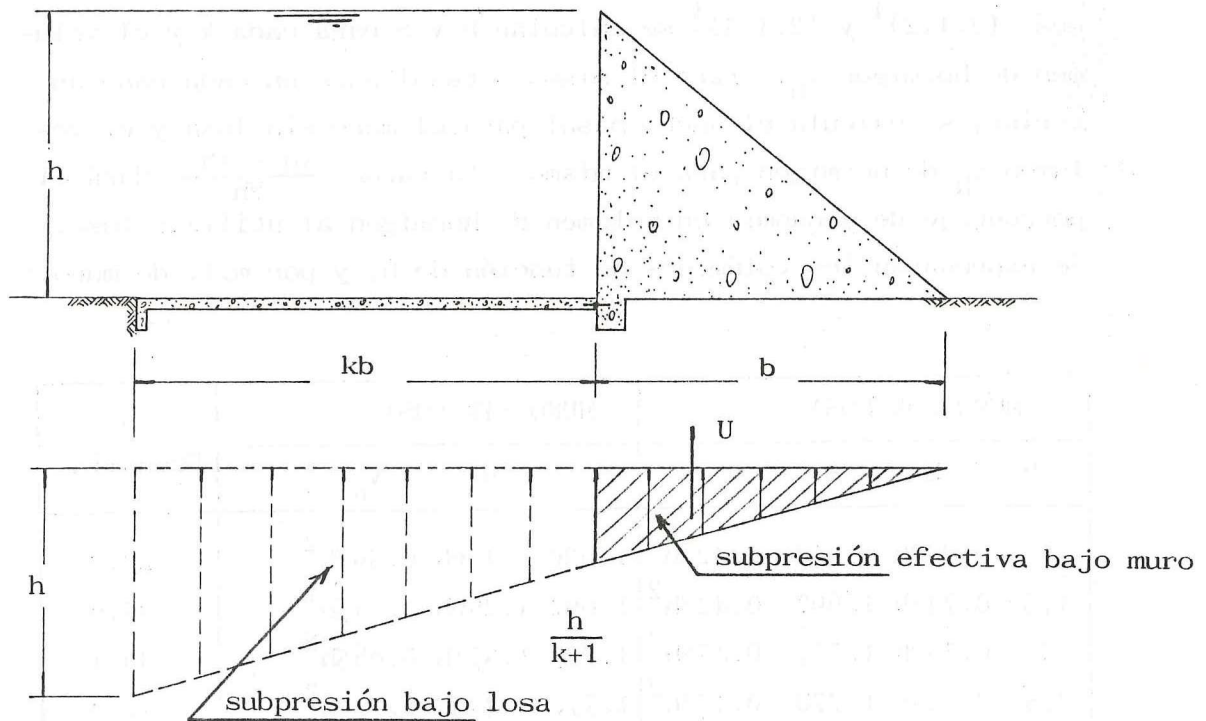


4. MEDIDAS SUGERIDAS PARA DISMINUIR EFECTO DE SUBPRESION Y MANTENER COEFICIENTES DE SEGURIDAD ADECUADOS ECONOMICAMENTE

4.1 Alargar recorrido de filtraciones mediante losas (figura 9)

La solución obvia sería alargar el recorrido de las filtraciones bajo el muro mediante losas articuladas en su conexión con el muro. Se analizará solamente la situación de resultantes dentro del tercio central, y se hará comparaciones de volúmenes requeridos con la situación de no utilizar estos elementos.

Figura 9



Las ecuaciones establecidas en sección 2, se modifican para tener en cuenta que ahora la subpresión U vale:

$$U = \frac{b}{2(k+1)} h$$

y, por lo tanto, en las ecs. (2.1.1) y siguientes en vez de $(\gamma - 1)$ se utilizará $(\gamma - \frac{1}{k+1})$

En esta forma se tiene:

$$b = \frac{h}{\sqrt{\gamma - \frac{1}{k+1}}} \quad (2.1.2)^1$$

$$S = \frac{\gamma^{(k+1)}}{1 + \frac{1}{2}(k+1) \left(\frac{h}{b}\right)^2} \quad (2.1.3)^1$$

Si se estima por vía de ejemplo que el espesor de la losa es $0,05 h$ y se acepta $\gamma = 2,2$, se pueden calcular los anchos basales y volúmenes de hormigón para distintos valores de k . Con ecs. (2.1.2)¹ y (2.1.3)¹ se calculan b y S para cada k y el volumen de hormigón V_h^* . Para el mismo S resultante en cada caso anterior, se calcula el ancho basal para el muro sin losa y el volumen V_h de hormigón para el mismo. La razón $\frac{V_h - V_h^*}{V_h}$ dará el porcentaje de economía en volumen de hormigón al utilizar losa. Se expresarán los volúmenes en función de h , y por m.l. de muro.

MURO CON LOSA				MURO SIN LOSA			% Economía
k	b	S	V_h^*	S	b	V_h	
1	$0,770h$	1.630	$0.423h^2$	1.630	$1.196h$	$0.598h^2$	29,3
1,5	$0.745h$	1.692	$0.428h^2$	1.692	$1.290h$	$0.645h^2$	33,6
2	$0.730h$	1.737	$0.438h^2$	1.737	$1.370h$	$0.685h^2$	36,1
2,5	$0.723h$	1.770	$0.452h^2$	1.770	$1.435h$	$0.717h^2$	37,0

Distintos espesores de losa que el considerado, conducirá a resultados distintos de los calculados, lo que debe estudiarse en cada caso, de acuerdo a las características propias de cada proyecto.

4.2 Losas articuladas con drenes al llegar al muro (Fig. 10)

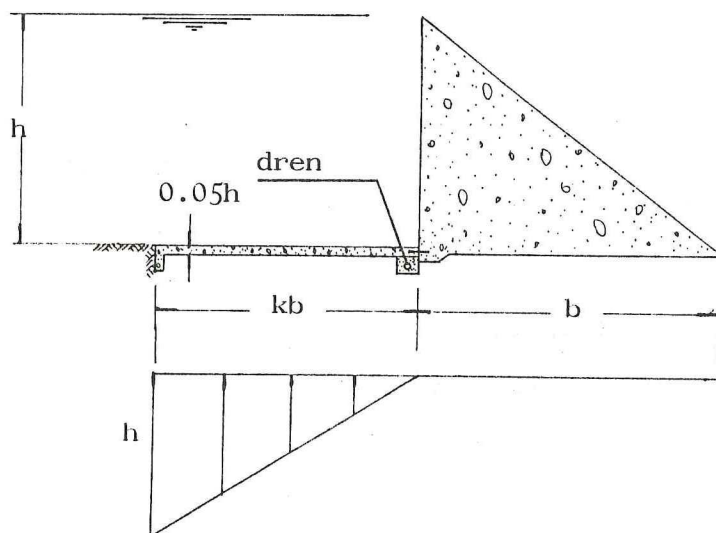


Figura 10

En este caso, la subpresión es nula bajo el muro. Con la condición de resultante en extremo exterior tercio central, se tiene, según ec. (1.1.2,) $b = 0.674 h$ y según ec. (1.0.2) $S = 2,00$.

El valor de k se fijará de modo de mantener gradiente hidráulico compatible con el material de fundación, de modo de no colmatar el dren.

Si se comparan los volúmenes V_h^* de muro con losa calculados en 4.1 con los volúmenes V_h^{**} para muro con losa y dren, se tiene:

MURO CON LOSA				MURO CON LOSA Y DREN				% Econom. volumen
k	b	S	V_h^*	k	b	S	V_h^{**}	
1	0,770h	1,630	$0.423h^2$	1	0.674h	2,0	$0.371h^2$	14,1
1,5	0.745h	1.692	$0.428h^2$	1,5	0.674h	2,0	$0.388h^2$	10,4
2	0.730h	1.737	$0.438h^2$	2	0.674h	2,0	$0,404h^2$	8,4
2,5	0.723h	1.770	$0.452h^2$	2,5	0.674h	2,0	$0,421h^2$	7,3

DESARROLLO DE LA CONSTRUCCION DE PRESAS DE EMBALSE

Cristián Maturana Baraona *
Jefe Proyecto Centrales Colbún-Machicura
Empresa Nacional de Electricidad S.A.

Las presas de embalse son obras hidráulicas que plantean usualmente problemas de las más variadas índole y complejidad. Por otro lado, son elementos de la mayor importancia para el adecuado aprovechamiento de los recursos hídricos, razón por la cual han alcanzado una gran difusión en todo el mundo.

Siendo las presas de embalse, por las razones señaladas, tema de gran atracción para el Ingeniero Hidráulico, hemos creído interesante presentarles en forma resumida la evolución histórica que ha tenido su construcción en el pasado y la situación actual al respecto en el mundo y en nuestro país.

Una presa de embalse puede estar constituida por un pequeño muro, de escasos metros de altura, con un poco apreciable volumen de agua almacenado y sin mayores problemas ingenieriles. Pero también puede darse la situación opuesta y entre los extremos, una variada gama de condiciones. Es por ello que acotaremos el tema, refiriéndonos a aquellas presas de mayor interés técnico, las denominadas "Grandes Presas".

Las "Grandes Presas" han sido definidas por la ICOLD (International Commission on Large Dams) como aquellas cuya altura, medida desde la parte más baja de su fundación hasta el coronamiento, sea igual o mayor de 15 m. Se consideran asimismo dentro de esta categoría las presas cuya altura se encuentra entre 10 y 15 m y que cumplan al menos uno de los siguientes requisitos:

- longitud en el coronamiento no menor de 500 m
- capacidad de embalse no menor de 1.000.000 m³
- capacidad máxima de descarga del vertedero no menor de 2.000 m³/s
- plantear problemas con dificultades especiales en su fundación
- corresponder a un diseño no usual

Como el agua es un elemento vital para el ser humano y como, a su vez, las presas de embalse son obras indispensables para su buena utilización, la historia del desarrollo de las mismas está íntimamente ligada a la evolución de la civilización. No es de extrañar entonces que las primeras presas de las cuales hay constancia histórica fueran construidas en Egipto y en la Mesopotamia.

* Santa Rosa 76 Of. 1603

Hay antecedentes que señalan que alrededor de 2900 A.C., el rey Menes, fundador de la primera dinastía Egipcia, construyó una presa en el río Nilo en Kosheish, para su ciudad capital de Menfis, situada unos 20 km aguas abajo. La presa, del tipo gravitacional de albañilería de piedra, habría tenido unos 15 m de altura y alrededor de 450 m de longitud de coronamiento.

Entre las primeras presas de las que se tiene constancia, se encuentra, también en Egipto, la de Sadd el Kafara, construida en Wadi Garawi, 30 km al sur de El Cairo durante la tercera o cuarta dinastía (2650-2465 A.C.). Consistía en dos espaldones de roca de alrededor de 30 m de ancho basal, encerrando un núcleo de tierra de aproximadamente el mismo ancho y alcanzando una altura de unos 24 m. De acuerdo a las evidencias existentes, esta presa habría estado destinada a alcanzar 125 m de altura, pero nunca los alcanzó, siendo destruida por una crecida.

No se sabe si esta primera falla histórica de una presa frenó el impulso de los ingenieros Egipcios. Lo cierto es que históricamente sólo se registra luego la presa construida durante el reinado de Sethi I. (1319-1304 A.C.) en Nahr el Asi cerca de Homs. Se trata de una presa de enrocado de 6 m de alto y 2.000 m de longitud, la que aún está en uso en la actualidad.

Aún cuando el regadío se practicaba varios milenios A.C. en la Mesopotamia, y que se acredita a los antiguos dioses Nimrod (Ninurta) y Marduk haber represado el río Tigris aguas arriba de Samarra, pareciera que allí la construcción de presas se desarrolló con posterioridad. La primera presa registrada históricamente es aquella construida en el reinado de Sennacherib (705-681 A.C.), para el abastecimiento de agua de la ciudad capital de Nínive. Posteriormente, en esta área fue construida una cierta cantidad de presas, entre las cuales cabe citar las del río Khosr, la de Bavian, la de Abbu Habba al sur de Bagdad en tiempos del rey Nabucodonosor II (605-562 A.C.) y las tres presas de gravedad en tiempos del rey Persa Darío I (521-486 A.C.) en el río Kor cerca de su palacio de Persépolis.

La tradición en la construcción de presas en la Mesopotamia, se mantuvo a través de las dinastías Persas que siguieron e incluso durante la época del Imperio Romano. En los siglos siguientes esta actividad decayó notoriamente y terminó con la destrucción de la mayor parte de las instalaciones durante las invasiones Mongoles en el Siglo XIII.

Mientras tanto, los centros de civilización se desplazaron más hacia el Este y también hacia el Oeste, al Mediterráneo. Entre los nuevos polos de civilización cabe señalar el legendario reino de Saba en Yemen, donde se levantaron presas de embalse en Edraa, Adshma y Marib, mereciendo especial mención la de Sudd Al Arim (750 A.C.) por su destrucción, citada en el Corán. Es igualmente interesante de considerar la civilización de los Nabateos, en el desierto de Negev (Israel-Jordania). Los Nabateos desarrollaron una cultura hídrica que incluyó cientos de presas, la mayor parte de ellas pequeñas, con el doble propósito de regadío y conservación de suelos.

Entre las civilizaciones del Mediterráneo, los griegos realizaron poco en el campo de las presas de embalse. Los Romanos tuvieron una actividad de cierta relevancia en este campo, pero ella se inició relativamente tarde y

se concentró en las provincias de su vasto Imperio. La mayor parte de las presas surgen en el período en torno a Trajano (98-117 D.C.), el que se caracterizó por una gran actividad de la construcción en general. La más alta de las presas conocidas de los Romanos es Cornalbo al norte de Mérida, la que alcanzó una altura máxima de 24 m y una longitud de coronamiento de 200 m.

También al norte de Mérida, los Romanos construyeron la presa de Proserpina, de 19 m de altura y 427 m de longitud, de tierra y mampostería con un diseño típico que se repite en otros sitios, entre ellos en Alcantarilla cerca de Toledo. Otros tipos de presas fueron igualmente levantados por los Romanos en España, como lo fueron las presas de contrafuertes del río Cubillas (cerca de Granada) y la de Esparragalejo (Mérida).

No sólo en España desarrollaron los Romanos su actividad constructora de presas; también lo hicieron en Tripolitania (Libia) y en varios sitios en sus provincias del Norte de Africa, en Turquía (Orukaya en la región de Ankara y Cavdarhisar en la de Estambul), en Palmira (Siria), en Khuzestan (Irán) y otros varios lugares.

La caída del Imperio Romano afectó el desarrollo de la construcción de presas de embalse en Europa, y es así como durante el milenio Medieval el centro de esta actividad se desplazó nuevamente hacia el Oriente y aún al lejano Oriente.

Japón fue muy activo en la ingeniería de presas desde los comienzos de su historia. La gran presa más antigua (año 162 D.C.) es la de Kaerumataike cerca de la ciudad de Nara, de 17 m de alto y 260 m de longitud. Hasta fines del clásico período Budista (522-1603), se construyeron alrededor de 30 presas de más de 15 m de altura, destacándose entre ellas la de Daimonike levantada en 1128 cerca de Nara. Todas estas presas fueron de tierra y con volúmenes de embalse relativamente pequeños, destinados a regadío.

Similar actividad y antigüedad a la registrada en Japón en la construcción de presas, se verificó en el imperio insular de Ceilán. Pronto después de su inmigración en el Siglo V A.C., los Singaleses comenzaron a desarrollar el interior montañoso de la isla a través de elaborados sistemas de regadío, los que formaron la base de florecientes civilizaciones hasta su destrucción hacia 1200 D.C. por nuevos invasores. Así es como entre las presas más antiguas se encuentran las de Basawakkulam (430 A.C.), Tissa (307 A.C.) y Nuwara (Siglo I A.C.) y entre las posteriores la de Kala (Siglo V D.C.) y Padawiya (Siglo XII). En general, estas antiguas presas eran de moderada altura (con máximos de 21 m en Padawiya y de 24 m en Kala), pero muchas presentaban una característica tipo, cual fue su gran longitud de coronamiento, la que alcanzaba a 6 km en el caso de Kala y a 18 km en Padawiya.

El mayor número de presas medievales para regadío, varios miles, se construyó en los estados de la India próximos a Ceilán, tales como Madras, Mysore y Andhra Pradesh, aunque la ingeniería de presas en ese subcontinente aparece originaria de las regiones más Occidentales del mismo. En Baluchistan, en el valle Mashkai, se han encontrado restos de una presa de la

época pre-Aria. Después de las invasiones Arias a mediados del segundo milenio A.C., se reanudaron las prácticas de regadío, registrándose la construcción de varias presas. El clímax de la antigua ingeniería de presas en esta área se alcanzó en el Siglo XI con la formación de un embalse de alrededor de 650 km² de superficie al sur-este de Bhopal, mediante dos presas de tierra y mampostería, la más alta de las cuales alcanzó a los 27 m.

Hacia el fin de la Edad Media, la ingeniería de presas volvió a florecer de nuevo en su tierra natal de Mesopotamia. Es así como la presa en arco más antigua todavía preservada, fue construida en el Siglo XIV en el río Kebar, 170 km al sur-oeste de Teherán. Es una estructura de 26 m de alto y 55 m de largo, de mampostería, con un espesor de pared constante de menos de 5 m. La culminación de este segundo florecimiento de la ingeniería de presas Persa, tuvo lugar durante el reinado de Abbas II (1642-67) con la construcción de presas en torno a Mashhad y al sur de Kashan.

En el Siglo XV, Europa vuelve a constituirse en el centro de la construcción de presas, registrándose la instalación de obras en diversos países y en particular en España. En este último país merece destacarse la construcción (1579-1589) de la presa de Tibbi, de mampostería gravitacional en arco, que con una altura de 46 m estableció un nuevo record a este respecto, el que se mantuvo por cerca de tres siglos.

Con el correr de los años, las crecientes necesidades de agua y el advenimiento de la Era Industrial, confirieron a la construcción de presas un creciente impulso, que se tradujo en un cada vez mayor número de obras. A este hecho se agregó el que los países Europeos exportaron a sus colonias la técnica de construcción, con lo cual esta actividad adquiere una mayor extensión geográfica. Así por ejemplo, empiezan a aparecer las presas de embalse en América del Norte y América del Sur, aún cuando en ésta hay trazas de actividad pre-Colombina en este campo (cerca de Teotihuacán en México y en los valles de Nepeña y Cañete en Perú).

La expansión de la construcción de presas entre los Siglos XV y XIX hace que el recuento histórico del desarrollo de esta actividad, por resumido que se pretenda, exceda los propósitos y la extensión de este trabajo. Por esta razón debemos limitarnos a entregar un panorama más bien estadístico de la evolución en el presente siglo hasta llegar a la situación actual.

Con el advenimiento del Siglo XX, la ingeniería de presas experimentó un impulso aún más fuerte que en los siglos anteriores. Los objetivos básicos de las presas, tales como regadío, abastecimiento de agua, control de crecidas y conservación de suelos, adquirieron mayor importancia conforme el crecimiento explosivo de la población. A estos incentivos tradicionales para el crecimiento de esta actividad se agregan otros que empezaron a manifestarse o a tomar relevancia en este Siglo.

Un estímulo importante para la construcción de presas ha sido el desarrollo de la transmisión de energía eléctrica a largas distancias y de los consiguientes grandes sistemas eléctricos, en los cuales los esquemas hidroeléctricos con embalses juegan un papel decisivo. Este factor estimulante se empezó a manifestar en las primeras décadas de este Siglo y alcanzó su ple-

nitud hacia mediados del mismo en los países desarrollados, en tanto que todavía es muy fuerte y aún creciente en los países en desarrollo.

Simultáneamente y con mayor énfasis en la segunda mitad del Siglo, la construcción en general ha experimentado un proceso de industrialización y mecanización importante, a lo cual se agrega la aparición y masificación del uso de nuevos materiales. Esto ha hecho posible abordar obras cada vez de mayor magnitud y complejidad y ha favorecido significativamente su economía.

No menos importante que los factores antes señalados como motores de la construcción de presas en este Siglo, ha sido el avance científico y tecnológico experimentado por la ingeniería de presas. En este campo, ya en la segunda mitad del Siglo XIX empezaron a desarrollarse avances significativos, especialmente en el diseño de presas de mampostería gravitacionales, y, más tarde, a comienzos de este Siglo en la teoría de los muros en Arco. En lo que respecta a muros de tierra, aún cuando ya en el Siglo pasado se propusieron algunos procedimientos de análisis racionales, el verdadero impulso científico ocurrió con el desarrollo de la Mecánica de Suelos por Terzaghi y otros en la década de 1920.

De acuerdo al Registro Mundial de Presas de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD), edición 1984, en 1900 existían poco más de 1000 grandes presas en el mundo. Esta cifra se eleva a 5.196 en 1950 y a alrededor de 35.000 en 1982. Esto significa que en los primeros 50 años de este Siglo, el número total de grandes presas en el mundo se quintuplicó y que en los 32 años siguientes volvió a multiplicarse por casi 7.

En el recuento estadístico de la existencia de grandes presas en el mundo, es necesario tener presente un hecho que puede distorsionar los análisis comparativos que se efectúen. Este hecho es la irrupción de China en este campo. En efecto, mientras que en 1950 en China existían sólo 8 grandes presas, en 1982 esta cifra alcanzó a 18.595, vale decir, el 53% del total mundial. Cabe señalar que el 80% de las presas en China son de menos de 30 m de altura y que éstas son prácticamente todas de relleno.

Si se exceptúa China, se constata que en el resto del mundo entre 1950 y 1982 se construyó alrededor de 11.000 grandes presas, lo que implica una tasa de crecimiento anual de 3,5%. La cadencia de construcción fue máxima entre 1951 y 1974 con un ritmo de 373 presas por año, reduciéndose casi en un tercio (a 258 por año) en el período 1975-1982. En China este ritmo fue más o menos sostenido en alrededor de 600 presas por año. A fines de 1982 el ritmo de construcción se mantenía en la misma tasa que la del período 1975-1982.

El cuadro que sigue ilustra sobre la ubicación geográfica de las grandes presas registradas en 1982 por la ICOLD.

CONTINENTE	EXCLUYENDO CHINA		INCLUYENDO CHINA	
	CANTIDAD	%	CANTIDAD	%
Europa	3.800	23,5	3.800	10,9
Asia	4.106	25,3	22.701	65,2
América	7.241	44,1	7.241	20,8
África	610	3,8	610	1,8
Australasia	446	2,7	446	1,3
Total	16.203	100,0	34.798	100,0

Para precisar algo más en cuanto a la situación geográfica de las grandes presas registradas en 1982, puede señalarse que 23 países tenían más de 100 presas y de entre éstos, 15 tenían más de 200, ocho más de 500 y 4 más de 1000. Los 10 países con mayor cantidad son : China 18.595, Estados Unidos 5.338, Japón 2.142, India 1.085, España 690, Corea 628, Canadá 580, Gran Bretaña 529, Brasil 489 y México 487.

Es interesante mencionar que la construcción de presas se ha ido desplazando gradualmente de ciertos países Europeos hacia otros países, especialmente en África y América. Es así como a fines de 1982, África y América presentaban las tasas más altas de incremento en el número de presas (5,15% y 4,0% anual).

En lo que respecta a las características de las presas registradas en 1982, puede señalarse lo siguiente :

- Existe una clara preponderancia de las presas de baja altura. Efectivamente, el 80% de las presas registradas (27.813) tiene menos de 30 m de alto y cerca del 96% es de menos de 60 m.
- Las presas que podrían considerarse como muy altas, de más de 100 m, alcanzaban a 353, lo que significa alrededor del 1% del total. Ellas se distribuyen entre 45 países, lo que representa una buena distribución geográfica, a pesar de que los 2/3 de las mismas se sitúan en 10 países: Estados Unidos (61), Japón (44), España (28), Suiza (25), Italia (18), Francia (13), Canadá (12), Rusia (12), China (12) e India (10). Las presas "extra altas", de más de 200 m alcanzaban a 24, o sea el 0,07%, la mitad de las cuales se encuentra en 3 países (Estados Unidos, Suiza y Rusia, con 4 cada uno) y el resto en otros 9 países.
- Las presas de relleno (de tierra y/o enrocado) predominan sobre las de otros tipos, alcanzando al 82,9% del total (28.845). A su vez, dentro de este tipo de presas, las de menor altura son mayoría, con un 85,2% de ellas de menos de 30 m y 97,9% de menos de 60 m. Esto significa, que alrededor del 80% del total de presas son de relleno de menos de 60 m de altura.
- Los otros tipos de presas se reparten de la siguiente forma : Gravitacionales 11,3% (3.953), en Arco 4,4% (1.527), de Contrafuerte 1% (337) y de Arcos Múltiples 0,4% (136). En cada uno de estos tipos de presa, algo

más del 50% es de menos de 30 m de altura y entre el 80 y 90% es de menos de 60 m.

- A medida que las presas crecen en altura, la proporción de presas de relleno y gravitacionales disminuye en beneficio de las presas en Arco. Así en el caso de las "extra altas" (más de 200 m), el 54,2% corresponde a presas en Arco y el 25% a presas de relleno.
- La proporción de presas de relleno dentro del número total de presas, aumentó considerablemente desde 1951 a 1977, pasando de 62 a 70%, excluyendo China, y alcanzando al 94,5% en este mismo país. Desde 1978, o tal vez un poco antes, la proporción se ha estabilizado, siendo interesante notar que en el período 1978-1982 se construyeron en China proporcionalmente menos presas de relleno que en el período 1951-1977, mientras que en el resto del mundo se construyeron más, de tal modo que para el período 1978-1982 la proporción de presas de relleno fue aproximadamente la misma en China que en el resto del mundo (82 a 83%).

Con el objeto de ilustrar sobre la magnitud que han podido alcanzar las presas de embalse, se indican a continuación los siguientes valores máximos :

- Presa más alta : Rogun (Rusia) 335 m
- Volumen máximo de muro : Syncrude (Canadá) 540 millones de m³
- Capacidad de embalse : Owen Falls (Uganda) 200.000 millones de m³
- Capacidad de Vertedero : Gezhouba (China) 113.000 m³/s

Para finalizar este apretado recuento del desarrollo de la construcción de grandes presas, nos referiremos brevemente a la situación en nuestro país.

De acuerdo al Registro Mundial de Grandes Presas de 1982, en Chile había 67 de ellas, de las cuales 51 eran de tierra, 7 de enrocado, 7 gravitacionales y 2 en Arco.

La presa más antigua del registro antes mencionado corresponde a la de Catapilco, presa de tierra de 14 m de alto terminada en 1853. Hasta 1950, se contaba con 34 grandes presas (50,7% del total), a las que se agregaron 29 en el período 1951-1977 y 4 entre 1978 y 1982. En 1982 se encontraban en construcción 8 grandes presas, de las cuales están actualmente en servicio 6.

La presa de mayor altura es la de Los Leones (1^a Etapa) con 128 m y el mayor volumen de muro es el de la presa principal de Colbún con 13,87 millones de m³. La mayor capacidad de evacuación corresponde a Rapel con 12.000 m³/s y el mayor volumen de embalse a Colbún con 1.490 millones de m³.

OPTIMIZACION DE PARAMETROS DEL METODO DE MUSKINGUM

XIMENA VARGAS M.

Centro de Recursos Hidráulicos
Departamento de Ingeniería Civil
Universidad de Chile

Introducción.

Uno de los métodos mas usados para el rastreo de crecidas en cauces naturales, es el método de Muskingum desarrollado por Mc Carthy (1935) para rastrear las crecidas en el río Muskingum, Ohio.

Este método, corresponde a un procedimiento gráfico que trata de linealizar el lazo que se forma en el ascenso y descenso de la crecida. Aparte de la laboriosidad que implica este método, existe también un grado de subjetividad en la elección del mejor ajuste gráfico. Recientemente se han planteado algunas metodologías que permiten eliminar la subjetividad inherente al método, sin embargo ellas permiten en general minimizar, a base de los datos observados, sin tomar en cuenta el uso posterior del modelo.

El procedimiento que aquí se plantea, puede aplicarse al caso de rastreos sucesivos, considerando que el uso del modelo será fundamentalmente para el diseño. El método se basa en la metodología del filtro de Kalman enfocado a la determinación de parámetros de un modelo lineal. Se aplica el procedimiento al rastreo de crecidas en el río Tinguiririca, considerando tanto los datos reales medidos como aquellos corregidos por efecto de la igualdad de volúmenes afluentes y efluentes. Los resultados obtenidos se comparan con aquellos obtenidos usando el método tradicional.

Metodología.

El método de Muskingum está basado en la ecuación de continuidad

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (1)$$

en que I representa el caudal de entrada al tramo, O es el caudal de salida, S es el almacenamiento y t es el tiempo.

El almacenamiento S, se considera como una relación lineal del almacenamiento de cuña y de prisma, quedando expresado como:

$$S = k \{x I + (1-x) O\} \quad (2)$$

el coeficiente k se denomina constante de almacenamiento y tiene dimensiones de tiempo; el coeficiente x toma en cuenta las distintas ponderaciones que tienen los almacenamientos de prisma y de cuña en el almacenamiento total. Para considerar los aportes o efluentes laterales que puedan existir en el tramo, O'Donnell (1985) plantea un término adicional α , suponiendo que ellos son proporcionales a la entrada al tramo. En este caso entonces el almacenamiento se escribe como:

$$S = k [x(1+\alpha) I + (1-x)O] \quad (3)$$

La ecuación que permite efectuar el rastreo en intervalos de tiempo Δt , queda:

$$O^i_{t+1} = d_1 I^i_t + d_2 I^{i+1}_{t+1} + d_3 O^i_t \quad (4)$$

en que el supraíndice i , indica el tramo de que se trata y el subíndice t , indica el tiempo. Obviamente para aplicar la ecuación de rastreo en forma recursiva, es necesario considerar que el caudal de entrada a cada subtramo es igual al caudal de salida del tramo inmediatamente anterior, es decir:

$$I^i_t = O^{i-1}_{t-1} \quad (5)$$

Los coeficientes d_1 están relacionados con los parámetros k , x , y α , a través de las ecuaciones:

$$k = \frac{d_1 + d_2 d_3}{(1-d_3)(d_1 + d_2)} \Delta t \quad x = \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{d_2 + d_1 d_3}{d_1 + d_2 d_3} \right\}$$

$$\alpha = \frac{d_1 + d_2 + d_3 - 1}{1 - d_3} \quad (6)$$

Cuando el tramo de rastreo es único, el sistema de ecuaciones resultante puede resolverse usando el método de mínimos cuadrados (O'Donnell, 1985), o bien utilizando el procedimiento gráfico tradicional. Cualquiera de estos procedimientos, utiliza siempre la información del caudal de salida para minimizar la varianza de los errores y resulta imposible en el primer caso, o demasiado laborioso y subjetivo en el segundo, cuando se requiere efectuar el rastreo por subtramos. La metodología del filtro de Kalman, en la forma que se plantea a continuación, permite resolver el problema en una forma relativamente automática y objetiva.

La ecuación del sistema es invariante en el tiempo, y corresponde al vector de parámetros d_1 :

$$X_t = X_{t-1} \quad (7)$$

La ecuación de mediciones corresponde al modelo propiamente tal, dado por la ecuación 4 planteada para el último subtramo, al cual se le asocia un error desconocido representado por la variable ϵ . Planteada para el tiempo t , esta ecuación se

escribe como:

$$Z_t = H_t X_t + \xi_t \quad (8)$$

En estas ecuaciones se tiene:

- el vector de estado..... $X_t = \{d_1 \ d_2 \ d_3\}^T$
- el vector de medición..... $Z_t = \{O_{t+1}\}$, siendo N el último subtramo
- el vector fila..... $H_t = \{I_{t-1} \ I_{t-1} \ O_{t-1}\}$
- el vector ξ_t corresponde al error del modelo, el que se supone tiene un valor medio nulo y varianza R.

La metodología del filtro de Kalman, que se resume en las siguientes ecuaciones, permite ir actualizando en cada instante el valor de los parámetros y requiere tanto de una estimación inicial de ellos como de su varianza P, además de una estimación de la varianza R de los errores del modelo.

Considerando que el vector de estado X_t^* contiene los parámetros iniciales, se genera para cada instante de tiempo el vector fila H_t^* , usando recursivamente las ecuaciones 4 y 5 para los N subtramos. Este vector en consecuencia, contiene los caudales de entrada y salida generados para el último subtramo. Indudablemente, si existe sólo un tramo, los caudales de entrada corresponderán a los observados (I_t) en cada instante de tiempo.

Para cada instante se calcula la innovación:

$$a_t = Z_t - Z_t^* \quad (9)$$

en que $Z_t^* = H_t^* X_{t-1}^*$ es la estimación del caudal de salida.

Luego, la varianza del error de estimación de la medida (σ^2), se determina a base de la matriz de varianza de los errores de la estimación del estado (P) y, de la varianza de los errores del modelo R, a través de la expresión:

$$\sigma^2 = H_t^* P_{t-1} H_t^{*T} + R \quad (10)$$

La ganancia de Kalman, se determina en función de la matriz de varianza de los errores y de la varianza σ^2 , usando la ecuación:

$$K_t = P_{t-1} H_t^{*T} \sigma^{-2} \quad (11)$$

El vector de estado se actualiza usando:

$$X_t^* = X_{t-1}^* + K_t a_t \quad (12)$$

y, también se actualiza la matriz de varianza de los errores de la estimación del estado:

$$P_t = (I - K_t H_t^*) P_{t-1} \quad (13)$$

en que I corresponde a la matriz identidad.

El proceso se repite (ecuaciones 9 a 13), hasta que

toda la serie de tiempo ha sido procesada. Los últimos valores del vector de estado obtenidos se utilizan, en la siguiente iteración, como valores iniciales para el cálculo del vector H^*_{t+1} ; igualmente la última matriz P calculada se supone como la inicial. Resulta también conveniente, adoptar para R el valor de la varianza que se obtiene al aplicar el modelo, con fines de generación del hidrograma de salida, usando los parámetros iniciales para cada iteración.

Una vez alcanzada la convergencia deseada en el valor de los parámetros o cuando se ha completado un número de iteraciones prefijado, el proceso de cálculo se detiene y se determinan como óptimos aquella combinación de parámetros que entrega la mínima varianza.

Aplicaciones.

La metodología expuesta, se ha implementado en lenguaje BASIC en un microcomputador Multitech y, se ha aplicado a tres crecidas registradas en la cuenca del río Tinguiririca en el año 1965. Las estaciones de entrada al tramo de rastreo, corresponden a Claro en El Valle y Tinguiririca en Bajo Los Briones, mientras que la de salida corresponde a Tinguiririca en Los Olmos. La cuenca intermedia representa un área de 1725 Km² y recibe en su camino varios afluentes, de los cuales el más importante es el estero Chimbarongo.

Las crecidas seleccionadas, corresponden a tres crecidas pluviales ocurridas entre los meses de Abril y Junio de 1965 y analizadas anteriormente por Ortiz (1967), Seguel (1978) y Vargas et al. (1985, 1986). Para efectos de comparación se han adoptado, en primer lugar, los mismos hidrogramas usados en los casos anteriores y que corresponden, a la suma directa de los dos hidrogramas de entrada al tramo y a la resta, desfasada en dos horas, de los registrados en la salida, Los Olmos y Chimbarongo en Santa Cruz.

El análisis se ha efectuado corrigiendo los caudales de salida, de modo de igualar el volumen afluente; también se ha trabajado con los caudales sin corregir y por último, sin considerar ninguno de los aportes intermedios controlados que existen en el tramo.

Los valores iniciales del vector de estado X^*_0 adoptados en este estudio fueron arbitrarios y en general nulos, cuando se considera un único tramo; en los otros casos, ellos se tomaron iguales a los óptimos obtenidos con un subtramo menos. En cuanto al valor de R , éste se fijó arbitrariamente en 1000 y la matriz de varianza de los errores de la estimación del estado, P , se consideró igual a la identidad, o a ésta afectada por un factor mayor que 1, de manera de manifestar la ignorancia respecto al valor de los parámetros.

Los resultados obtenidos cuando se corrigen los caudales de salida, se muestran en la Tabla 1, en la que se observa en primer lugar, que el número de tramos óptimo depende de la crecida de calibración y que estos resultan sustancialmente infe-

TABLA 1

CALIBRACION DE CRECIDAS CORREGIDAS
POR IGUALDAD DE VOLUMEN

Crecida	Tramos	d_1	d_2	d_3	$\bar{Q}$	Observación
T1	1	-0,0263	0,1283	0,8943	15,3	Optimo
	2	0,5904	-0,2036	0,6156	6,0	
	3	0,6507	-0,0838	0,4352	4,7	
	4	0,6680	0,0390	0,2941	4,9	
T2	1	0,2905	-0,0890	0,7987	5,7	Optimo
	2	0,7874	-0,3188	0,7874	2,2	
	3	0,8651	-0,1924	0,3264	1,4	
	4	0,9041	-0,0629	0,1576	1,5	
	5	0,8560	0,0764	0,6653	1,9	
T3	1	-0,1304	0,2688	0,8687	17,0	Optimo
	2	0,4587	-0,1240	0,6736	9,9	
	3	0,7345	-0,1276	0,3969	5,3	
	4	0,8269	-0,0325	0,2101	2,1	

Nota: T1 = crecida 13-17 Abril 1965
T2 = crecida 5- 8 Junio 1965
T3 = crecida 24-27 Junio 1965

riores a los 8 subtramos obtenidos por Seguel (1978). El análisis de los parámetros óptimos muestra que estos son bastante diferentes entre ellos y que dependen fuertemente de las características de la crecida con que fueron obtenidos. Con el fin de seleccionar un único conjunto de parámetros, en las Figuras 1 a 3 se muestra el comportamiento que tiene el modelo, al ser aplicado con cada set de parámetros óptimos a cada una de las crecidas. El análisis de estas figuras muestra que la crecida denominada T3, ocurrida entre el 24 y 27 de Junio, no queda bien representada en la zona de punta, por los parámetros óptimos obtenidos con las otras dos; aún mas, con los parámetros de la crecida T2, ocurrida entre el 5 y 8 de Junio, se obtienen caudales negativos en el inicio de la crecida T3. Sin embargo, puede considerarse que todas las crecidas son adecuadamente representadas por los parámetros óptimos obtenidos con la crecida T3, especialmente en la zona de punta y, con errores estándares de estimación inferiores o del orden de aquellos obtenidos por Seguel (1978) con 8 subtramos, según se observa en la Tabla 2.

En consecuencia en este caso, resulta conveniente adoptar los parámetros derivados de la crecida T3 para representar estos hidrogramas. Esto significa que los parámetros k , x y α toman los siguientes valores:

$$k = 2,61 \text{ hrs}$$

$$x = 0,41$$

$$\alpha = 0,0057$$

TABLA 2

DETERMINACION DE PARAMETROS OPTIMOS
DESVIACION ESTANDAR

Crecida	Parámetros de Crecida	Hid. Salida Corregido	Seguel	Hid. Salida Sin Corregir	Hid. Salida Los Olmos
T1	T1	4,7	6,0	4,9	9,6
	T2	6,9		7,2	20,8
	T3	6,2		7,5	18,3
T2	T1	2,6	2,3	2,8	15,0
	T2	1,5		1,5	3,3
	T3	2,2		3,9	9,0
T3	T1	5,9	5,5	7,5	15,0
	T2	7,1		8,3	17,2
	T3	2,1		2,8	5,1

FIG.1 CALIBRACION CRECIDA T1 CORREGIDA

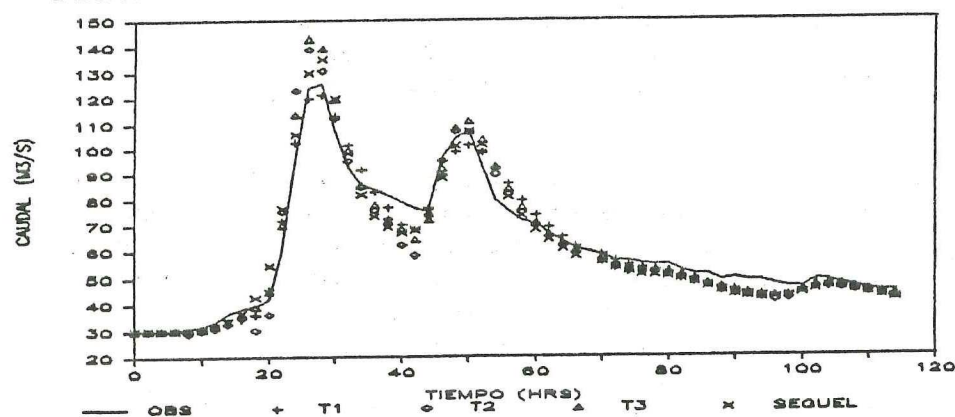
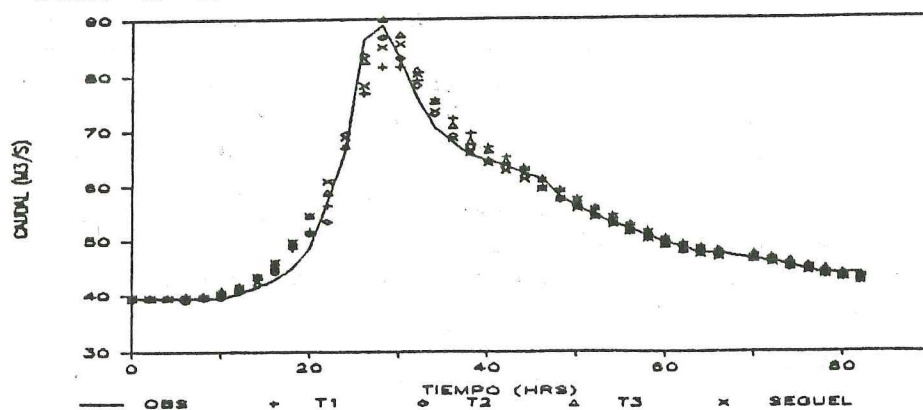


FIG. 2 CALIBRACION CRECIDA T2 CORREGIDA



Los resultados obtenidos cuando no se efectúa corrección por igualdad de volúmenes, se muestran en la Tabla 3 y en las Figuras 4 a 6. En este caso, el hidrograma de salida de la crecida denominada T2 es idéntico al analizado anteriormente, pues en esta crecida no fue necesario efectuar corrección alguna. Se observa que, con respecto a la situación anterior, en las crecidas T1 y T3, se obtienen como óptimos los mismos números de subtramos; se tiene también, que los parámetros resultan similares y, que el comportamiento de cada set de parámetros es semejante a lo descrito anteriormente. En consecuencia, es también conveniente seleccionar para representar a las tres crecidas, el set de parámetros obtenido a base de los datos de la crecida T3, con lo cual los valores de k , x y α resultan:

$$k = 2,53 \text{ hrs} \quad x = 0,40 \quad \alpha = 0,015$$

Se observa, que de acuerdo a lo esperado, estos valores son semejantes a los anteriores, aumentando sólo el valor del parámetro α , lo que indica que existe un aporte al tramo total en estudio.

La última situación analizada, corresponde a aquella en que se suponen desconocidos todos los aportes intermedios. Los resultados obtenidos, se muestran en la Tabla 4 y en las Figuras 7 a 9. Se aprecia que en este caso, en las crecidas denominadas T1 y T2 se obtiene que el número óptimo de subtramos es igual a dos, mientras que en la crecida T3, se mantiene lo obtenido en los anteriores análisis. Se observa un aumento del error estándar de estimación y también, en la Tabla 2 se aprecia este mismo efecto al rastrear cada crecida con los parámetros óptimos de cada una. Igualmente, en las figuras indicadas se muestra lo inadecuado que resulta en este caso adoptar un set de parámetros único para rastrear cada crecida en particular; lo cual confirma la distinta naturaleza de cada crecida en cuanto al aporte lateral.

TABLA 3
CALIBRACION CRECIDAS T1 Y T3
DATOS OBSERVADOS

Crecida	Tramos	d_1	d_2	d_3		Observación
T1	1	-0,0886	0,1399	0,9537	18,0	Optimo
	2	0,5424	-0,1604	0,6180	6,5	
	3	0,6295	-0,0671	0,4408	4,9	
	4	0,6459	0,0543	0,3021	5,0	
T3	1	-0,1300	0,2700	0,8700	16,5	Optimo
	2	0,4182	-0,0198	0,6147	9,9	
	3	0,6700	-0,0693	0,4127	6,2	
	4	0,8115	-0,0047	0,2054	2,8	
	5	0,8117	0,1173	0,0817	2,9	

FIG. 3 CALIBRACION CRECIDA T3 CORREGIDA

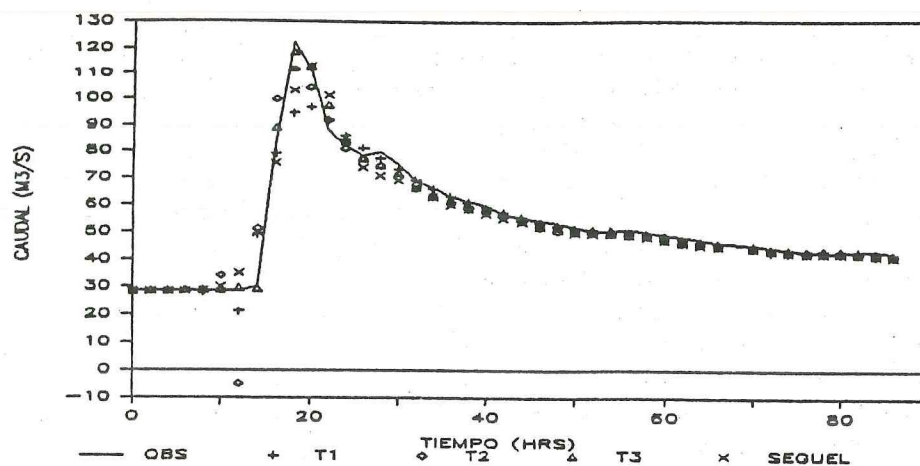


FIG 4 CALIBRACION CRECIDA T1 OBSERVADA

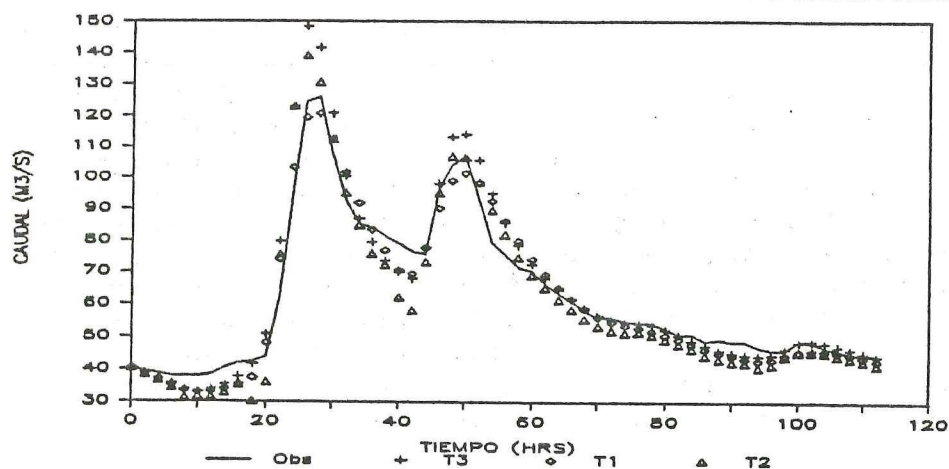


FIG 5 CALIBRACION CRECIDA T2 OBSERVADA

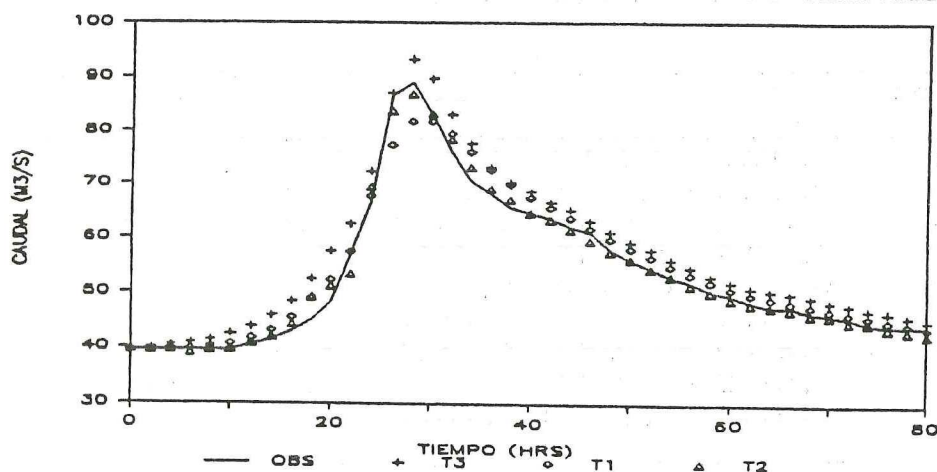


FIG 6 CALIBRACION CRECIDA T3 OBSERVADA

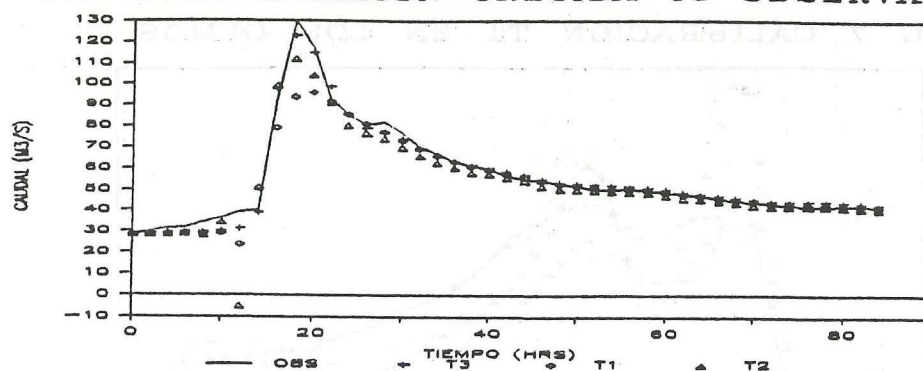


TABLA 4

CALIBRACION HIDROGRAMAS EN LOS OLMOS

Crecida	Tramos	d_1	d_2	d_3	Observación
T1	1	0,0494	0,0600	0,9268	Optimo
	2	0,3715	-0,0690	0,7579	
	3	0,4814	0,0039	0,5780	
T2	1	0,3005	-0,1453	0,8813	Optimo
	2	0,6370	-0,2036	0,6161	
	3	0,7177	-0,0873	0,4178	
T3	1	-0,1420	0,3824	0,8459	Optimo
	2	0,4214	-0,0251	0,6849	
	3	0,6408	-0,0246	0,4669	
	4	0,7289	0,0593	0,2911	
	5	0,6828	0,1880	0,2003	

Conclusiones.

Los resultados expuestos en este trabajo permiten concluir los siguiente:

- La metodología planteada, optimiza los parámetros del modelo, que en este caso corresponde al método de Muskingum con tres parámetros, usando para ello los caudales de salida generados en el instante anterior y no los caudales observados. Lo anterior es especialmente atractivo desde el punto de vista del uso posterior del modelo con fines de diseño.
- Al considerar tres parámetros, no es necesario efectuar correcciones por igualdad de volumen afluente y efluente, ya que, el tercero de estos parámetros, considera el aporte lateral como un factor proporcional a la entrada al tramo.
- Resulta conveniente usar toda la información registrada en el

FIG 7 CALIBRACION T1 EN LOS OLMOS

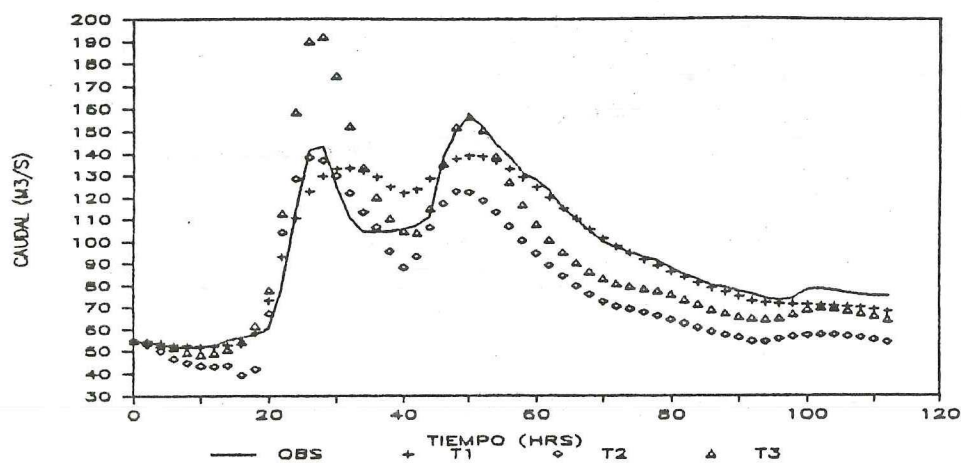


FIG 8 CALIBRACION T2 EN LOS OLMOS

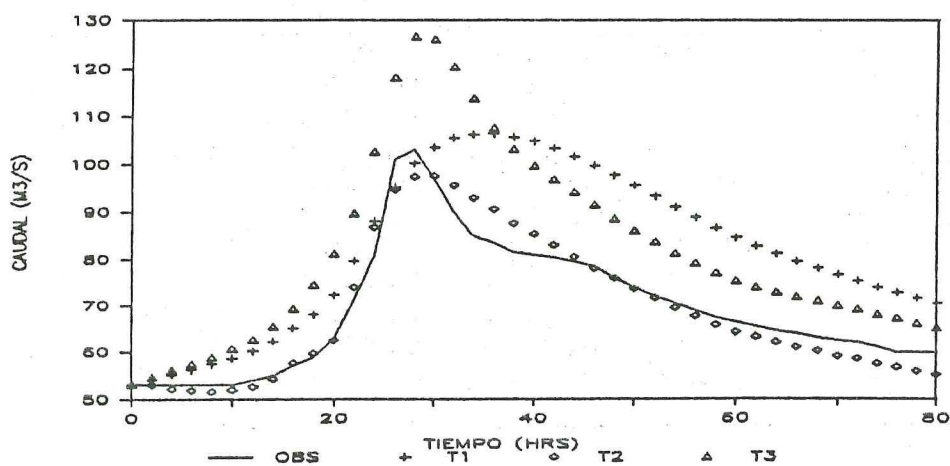
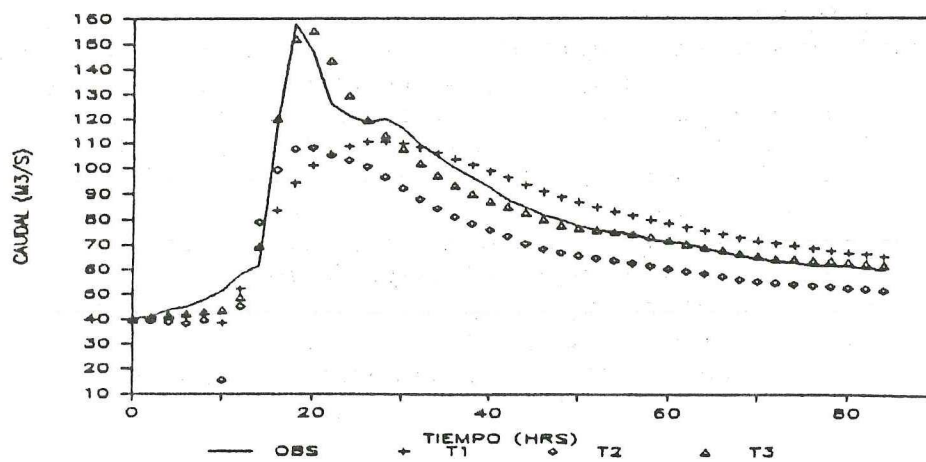


FIG 9 CALIBRACION T3 EN LOS OLMOS



tramo en estudio, pues de esa forma, crecidas de distinta naturaleza, pueden ser representadas por un único conjunto de parámetros. Cuando esto no es posible o se cuenta con información de una sola crecida, no es posible asegurar que el set de parámetros óptimos obtenido represente adecuadamente a todas las crecidas que sea necesario rastrear para los fines deseados.

- El programa en lenguaje BASIC implementado, se demora aproximadamente 30 segundos en cada iteración, lográndose la convergencia en no más de 30 iteraciones cuando el error se considera igual a 0,0001 y el número de tramos es superior a uno.
- Por último es conveniente hacer notar que, si se trabaja con un único tramo, la metodología planteada conduce a los estimadores de mínimos cuadrados cuando el vector fila H^* contiene los caudales observados tanto en la entrada al tramo como en la salida. Obviamente en este caso, al aplicar el modelo al rastreo de una crecida los errores resultan superiores a los que se obtienen con los parámetros óptimos obtenidos de la forma planteada en este trabajo.

Bibliografía.

- O'Donnell T. 1985 "A Direct Three-Parameter Muskingum Procedure Incorporating Lateral Inflow" Hydrological Sciences Journal. Vol. 30 N°4
- Ortiz J. 1967 "Propagación de Crecidas" Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile. Santiago. Chile.
- Seguel R. 1978 "Estudio Sobre Métodos Numéricos de Rastreo de Crecidas" Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso. Chile.
- Vargas X., Zavala H. y E. Brown. 1985 "Propagación de Crecidas en Tiempo Real Usando el Filtro de Kalman" VII Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica. Concepción. Chile
- Vargas X., Zavala H. y E. Brown. 1986 "Modelos ARMAX en el estudio de Propagación de Crecidas en Tiempo Real" XII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Sao Paulo. Brasil

VIII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA HIDRAULICA

La Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica, el Departamento de Ingeniería en Obras Civiles y el Departamento de Ingeniería Mecánica de la Universidad de Santiago de Chile invitan a participar en el VIII Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica a realizarse los días 21, 22, 23 y 24 de Octubre de 1987.

Las sesiones del Congreso se llevarán a cabo en el Salón Enrique Froemel del Centro de Eventos Nacionales e Internacionales de la Universidad de Santiago de Chile, con el siguiente programa:

Programa General de Actividades.

Miércoles 21 de Octubre

Tarde

14:00 - 15:00	Registro de participantes
15:00 - 16:00	Ceremonia de Inauguración
16:30 - 17:00	Pausa - Café
17:00 - 18:30	Sesión de trabajo
19:00	Coctel de Inauguración

Jueves 22 de Octubre

Mañana

09:00 - 11:00	Sesión de trabajo
11:00 - 11:20	Pausa - Café
11:20 - 13:00	Conferencia

Tarde

14:30 - 16:30	Sesión de trabajo
16:30 - 17:00	Pausa - Café
17:00 - 18:30	Sesión de trabajo

Viernes 23 de Octubre

Mañana

09:00 - 11:00	Sesión de trabajo
11:00 - 11:20	Pausa - Café
11:20 - 13:00	Conferencia

Tarde

14:30 - 16:30	Sesión de trabajo
16:30 - 17:00	Pausa - Café
17:00 - 18:30	Sesión de trabajo
18:30	Sesión de Clausura

Sábado 24 de Octubre

Mañana

09:00 - 13:00	Visita Obra Hidráulica
13:00	Almuerzo de camaradería

Informaciones. Todo requerimiento de información adicional dirigirlo a :

Ing. Patricia Mery Camposano

VIII Congreso de Ingeniería Hidráulica

Depto. de Ingeniería en Obras Civiles

Universidad de Santiago de Chile

Casilla 10233 Santiago

Fono 761011 Anexo 371

Inscripciones

El valor de la inscripción para profesionales con derecho a disponer de la publicación de los trabajos y a asistir a la visita y almuerzo de clausura, será de \$ 15.000. El valor para miembros de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica con sus cuotas al día será de \$ 12.000.- El valor de la inscripción para estudiantes, con derecho a disponer de la publicación será de \$ 2.000.-

NORMAS PARA LA PRESENTACION DE COLABORACIONES

Las colaboraciones, original y una copia, se ceñirán a las siguientes pautas :

- Mecanografiar a espacio simple con cinta negra de buena calidad. Utilizar hoja de papel blanco tamaño carta (27,5 x 21,5 cm) escrita por un solo lado.
- El texto se enmarcará en un formato que deje 2,5 cm arriba y abajo y 3 cm a los lados.
- El tamaño mínimo de letras debe ser 2 mm.
- Las referencias bibliográficas en el texto se refieren con el apellido de los autores, señalando entre paréntesis el año de la publicación. Si los autores son más de tres, se indicará sólo el primero seguido de et al.
- Al final del artículo deberá incluirse una lista de referencias bibliográficas ordenadas alfabéticamente señalando: autor(es), año, título del trabajo o publicación, revista, institución o editorial, volumen, número y páginas.
- Las ecuaciones en el texto deberán numerarse correlativamente, al costado derecho de la línea donde aparecen.
- En la primera página del artículo se incluirá : título, autor (es) y posición actual. Al pie de la página se indicará una dirección para correspondencia.
- Se recomienda que la extensión de las colaboraciones no exceda de 10 páginas, incluyendo tablas y gráficos.
- Las colaboraciones deben ser enviadas o entregadas personalmente a cualquiera de los siguientes miembros del Comité Editor :

*Luis Ayala o Alejandro López, Casilla 228/3, Universidad de Chile.

*Bonifacio Fernández, Casilla 6177, Universidad Católica de Chile.

*Alberto Sepúlveda, Santa Rosa # 76, Of. 1607, ENDESA.