

JOSE M^a FRANQUET BERNIS (Tortosa, 1950) es Ingeniero Agrónomo Superior (especialidad ECONOMIA AGRARIA) por la Universidad Politécnica de Valencia, donde concluyó su carrera el año 1974, habiendo realizado, posteriormente, estudios de Doctorado y de ingeniería técnica industrial. Dos años antes, en 1972, ya se había distinguido por recibir el 1^o premio del Concurso para Universitarios convocado por el semanario especializado *Valencia-fruits*, así como el primer premio "Cofradía de San Isidro" de los Cuerpos Agronómicos del Estado español.

Es también Doctor en Ciencias Económicas y Empresariales por la Universidad de Barcelona (1995), con una tesis titulada: "*Estructura de la Propietat Agrària: aplicació a la regió catalana de l'Ebre*", que obtuvo la máxima calificación de *APTO CUM LAUDE* por unanimidad del Tribunal. También se encuentra en posesión del título de Ingeniero Técnico en Explotaciones Agropecuarias por la *Universitat Politècnica de Catalunya* (1997). Desde 1976 es Profesor-tutor de Matemáticas y Estadística en las Facultades de Economía y Dirección y Administración de Empresas del Centro Asociado de Tortosa de la Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED), donde también ha ocupado numerosos cargos directivos y representativos. **Desde el curso académico 1999-00 es Profesor Asociado de Hidráulica, Riegos y Proyectos en la Universidad Internacional de Cataluña (UIC).**

El profesor Franquet se halla en posesión de otros títulos universitarios como son el de Diplomado en Cooperación y Diplomado en Investigación Operativa por la Universidad de Valencia, así como los de Diplomado en Economía de la Empresa y Diplomado en Planificación de Empresas por la Universidad Politécnica de Madrid. Tiene el reconocimiento profesional de *European Engineer - EUR ING* (FEANI, París, 1993).

Ejercicio de Ingeniero de la Comunidad de Regantes-Sindicato Agrícola del Ebro (1974/75), ha sido asesor del Parlamento de Cataluña para temas hidrológicos (1991) y miembro de la Comisión de Expertos para la Organización Territorial de Cataluña (2000). También fue experto docente en formación empresarial-cooperativa y comunitaria del Ministerio de Trabajo y Seguridad Social (1979). Ha sido Ponente de la Universidad Internacional Menéndez y Pelayo (1995), de la *Universitat Tècnica d'Estiu de Catalunya* (1995), vocal por Tarragona de la Junta de Gobierno del Colegio Oficial y de la Asociación de Ingenieros Agrónomos de Cataluña (1980-1990), así como Presidente del Instituto de Estudios Dertosenses y miembro de la *Societat Catalana d'Ordenació del Territori* (filial del *Institut d'Estudis Catalans*).

Es autor de diversos libros en materias de agricultura, climatología, planificación territorial, piscicultura, construcción, hidráulica y economía, como: *L'organització territorial en vegueries: un model racional per a Catalunya* (1991), *Anàlisis Territorial. Divisió, organització i gestió del territori* (1991), *Teoría, diseño y construcción de terrazas-voladizo* (1994), *Cálculo estructural de los túneles-invernaderos* (1995), *Jornada de tècnics i científics sobre el Plan Hidrológico Nacional* (1995), *Les limitacions dels conreus per les temperatures extremes. Aplicació a les comarques meridionals de l'Ebre* (1998), *Fitopatologia i malherbologia cítrica a les Terres de l'Ebre* (1998), *El vent i la pluja a les comarques meridionals de l'Ebre. Estudi de recurrència* (2001), *Con el agua al cuello. 55 respuestas al Plan Hidrológico Nacional* (2001), *Cultiu intensiu de l'anguila europea* (2002), *¿Porqué los ricos son más ricos en los países pobres?* (2002), *Cinco temas de Hidrología e Hidráulica* (2003), *Variedades y mejora del arroz* (2004), *El futur de les Entitats Municipals Descentralitzades en l'ordenació territorial de Catalunya* (2004) y otros.

Ha dirigido diversos Proyectos Fin de Carrera y Tesinas y formado parte de varios Tribunales de Oposición y Tesis Doctorales. Es, además, ingeniero consultor (siendo autor de numerosos estudios y proyectos de regadíos y abastecimientos de agua), perito judicial y forense, político, empresario agrario, poeta, asesor editorial, conferenciante y autor de una gran cantidad de artículos y otros trabajos técnicos que han visto la luz en diferentes periódicos y revistas especializadas de ámbito nacional, regional y local.

UIC - Campus de l'Ebre

EUCET

Col·lecció "Tècnica"

3

Cálculo hidráulico de las conducciones libres y forzadas

J. M. Franquet

UIC

CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES Y FORZADAS

UNA APROXIMACIÓN DE LOS MÉTODOS ESTADÍSTICOS

Josep Maria Franquet Bernis



Universitat Internacional de Catalunya

**Escola Universitària de Ciències
Experimentals i Tecnologia**

2005

**CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS CONDUCCIONES
LIBRES Y FORZADAS
Una aproximación de los métodos estadísticos**

JOSÉ MARÍA FRANQUET BERNIS

Ingeniero Agrónomo, EUR-ING

Dr. en CC. Económicas y Empresariales

Ingeniero Técnico en Explotaciones Agropecuarias

Profesor Asociado de Hidráulica y Riegos de la Universidad Internacional de Cataluña

Profesor-tutor de la Universidad Nacional de Educación a Distancia

CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES Y FORZADAS

Una aproximación de los métodos estadísticos



ASSOCIACIÓ D'ENGINYERS AGRÒNOMS DE CATALUNYA



UNIVERSITAT INTERNACIONAL DE CATALUNYA

Escuela Universitaria de Ciencias Experimentales y Tecnología

2005

Primera edición, noviembre de 2005

Edición realizada con el patrocinio de la Universidad
Internacional de Cataluña y de la Asociación de Ingenieros
Agrónomos de Cataluña.

© Josep Maria Franquet i Bernis
e-mail: jfbernis@iies.es

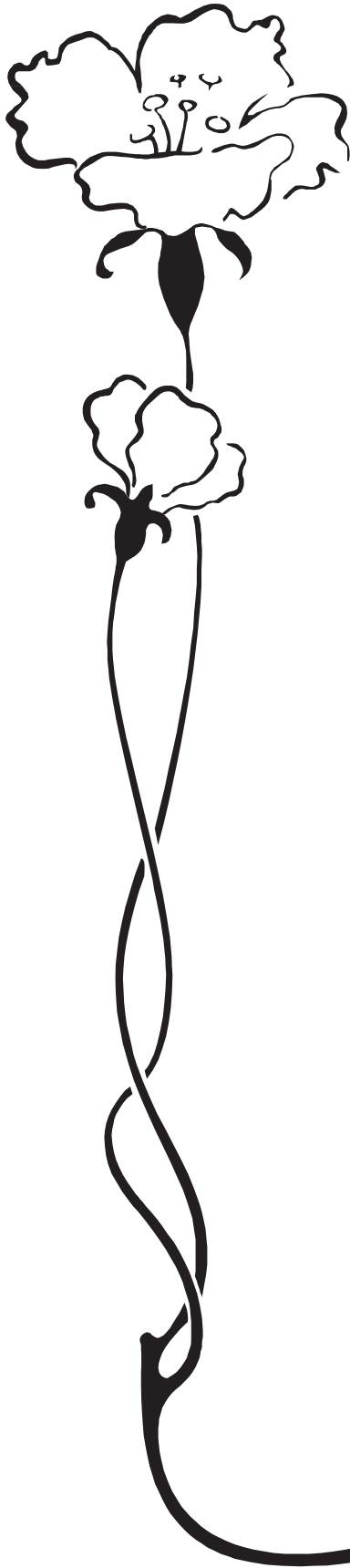
ISBN: 84-930364-2-0

Depósito legal: DLT 1693-2005

Imprime: **Copyrapid**, 43.500 Tortosa. Tel : 977 44 33 97
e-mail: copyrapid@terra.es 977 44 32 03

Printed in Spain

La reproducción total o parcial de esta obra mediante cualquier procedimiento, ya sea reprografía o bien tratamiento informático, así como la distribución de ejemplares por medios de alquiler o préstamo, están rigurosamente prohibidos sin la autorización escrita del autor y serán sometidos a las sanciones establecidas por la ley.



¿No oís murmurar al río,
larga sierpe que se enrosca
por colinas y hondonadas
de verde y tupida alfombra,
trazando en su derrotero,
figura de plata, tosca?

¿No oís gemir a los árboles
que de sus orillas brotan,
señalando así el camino
al viajero que escoltan?

Oídlo, oídes, mundo
oídmе todos ahora:
algo mío ellos se llevan
que mucha gente valora...

(J.M. Franquet en *L'immortal i altres poemes*.
Tortosa, 1993)

PROLOGO

El libro que ahora presentamos, amable lector, constituye una continuación de nuestro anterior texto titulado “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”, publicado en marzo del 2003 bajo los auspicios de la Universidad Internacional de Cataluña y de la Asociación de Ingenieros Agrónomos de Cataluña, y que ha gozado de gran aceptación entre el público especializado. En él se completan y desarrollan algunos de los temas que ya habían sido tratados en la obra anterior, especialmente por lo que se refiere al capítulo III.

Así mismo, y como adecuación de las fórmulas originales propuestas por el autor para el caso de las conducciones libres, en el capítulo I se proponen también por el mismo nuevas fórmulas para el cálculo hidráulico de las tuberías a presión, cuya contrastación empírica de resultados ha sido francamente satisfactoria, como podrá comprobarse.

La mecánica del flujo en los cauces abiertos (canales, cauces naturales, acequias de riego y de desagüe, tuberías parcialmente llenas,...) es más complicada que la del flujo que tiene lugar en las tuberías a presión, debido a la existencia de una superficie libre en contacto con la atmósfera. Son posibles muchos fenómenos importantes en la circulación de un líquido por cauces abiertos, por la facilidad con que la corriente puede cambiar de sección transversal y longitudinal al no estar limitada totalmente por paredes, como sucede en los conductos a presión. Los datos experimentales resultan más difíciles de obtener y la elección del factor de fricción resulta asimismo más complicada, debido a la gran variedad de secciones transversales y a la diversidad de los materiales que constituyen sus paredes. Pues bien, todas estas consideraciones y algunas otras (como la existencia de variables de tipo biológico y climático) resultan aplicables a la determinación de los caudales mínimos medioambientales de los cursos de agua naturales que, en nuestro caso, hemos ejemplificado en el capítulo II siguiendo un procedimiento estadístico novedoso para el río Ebro en su tramo final, habida cuenta de su especial relevancia de cara al gran debate que sobre el agua y sus transferencias intercuenas se halla abierto en España desde la promulgación del controvertido Plan Hidrológico Nacional y de sus modificaciones ulteriores.

Todos estos trabajos y algunas otras investigaciones cuya descripción detallada obviaremos aquí por razones de espacio, constituyen la base del presente libro, que se completa con algunos anexos que contienen diversas cuestiones metodológicas, cuadros, tablas y gráficos que le aportan un carácter mucho más ilustrativo y exacto. En su desarrollo, y a medida que se va tratando cada tema en concreto, se exponen y discuten las conclusiones que se van obteniendo, que se complementan con la metodología empleada, las posibles proyecciones de este trabajo en el planteamiento de nuevas directrices de investigación, así como las pertinentes referencias bibliográficas y documentales.

Y por lo que se refiere a los agradecimientos quisiera repetir, casi sin excepción, los ya expresados en el prólogo de nuestro anterior libro relacionado, con el añadido del Dr. Agustín Fontarnau, competente compañero en las tareas docentes universitarias y de D. Manuel Loras, por su imprescindible apoyatura informática. Gracias a todos por haber confiado en ambas publicaciones. Ofrecemos, en fin, nuestro trabajo a todas las personas estudiosas de los temas hidráulicos e hidrológicos y, muy especialmente, de su tratamiento estadístico, deseando que pueda reportar un extenso campo de utilidades a todos aquellos que -seducidos por una loable inquietud científica y técnica- nos dispensen el inmenso honor de consultarlo.

Tortosa, noviembre de 2005
EL AUTOR

CAPÍTULO I

APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES A LAS FORZADAS

RESUMEN

La contrastación de hipótesis estadísticas constituye, probablemente, la aportación más fecunda de los métodos estadístico-matemáticos para aceptar o rechazar hipótesis y teorías en cualquier campo científico que hayan de contrastarse con la realidad, o también para resolver problemas menos científicos pero de indudable valor práctico, cual es el caso de los que se plantean en la Hidrología y en la Hidráulica.

Todas estas consideraciones ya fueron tenidas en cuenta por este autor en su anterior libro titulado “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”, donde siguiendo precisamente la metodología estadística se elaboraron, en el Capítulo I de aquella obra, diversas formulaciones para el cálculo de las conducciones libres que ahora servirán de base para otras propuestas de formulación para el cálculo de las conducciones forzadas o a presión, que desarrollaremos en el presente Capítulo de este segundo tratado. Concretamente, en este caso el autor no dispone de una única fórmula, sino que propugna una diferente para cada tipo de material, con el objetivo de que los cálculos sean más exactos. Las fórmulas se establecen según seis categorías diferentes de rugosidad.

Así mismo, se realizó una prueba experimental con tres tuberías diferentes (de PVC, PEAD y amianto-cemento), cuyos parámetros hidráulicos fueron calculados por aplicación de diversas fórmulas universalmente reconocidas. No obstante, los resultados obtenidos de la experiencia realizada en las tres tuberías citadas ponen de manifiesto, una vez más, la bondad de la formulación de FRANQUET que aquí se propone para el cálculo y dimensionamiento de las conducciones forzadas o a presión, que superó ampliamente a las demás en cuanto a su aproximación a los valores realmente obtenidos, como puede comprobarse.

CAPÍTOL I

APLICACIÓ DE LES FÓRMULES PER AL CÁLCUL DE LES CONDUCCIONS LLIURES A LES FORÇADES

RESUM

La contrastació d'hipòtesis estadístiques constitueix, probablement, l'aportació més fecunda dels mètodes estadístic-matemàtics per a acceptar o refusar hipòtesis i teories en qualsevol camp científic que hagin de contrastar-se amb la realitat, o també per a resoldre problemes menys científics però de indubtable valor pràctic, que és el cas dels que es plantegen en la Hidrologia i en la Hidràulica.

Totes aquestes consideracions ja foren tingudes en compte per aquest autor en el seu anterior llibre titulat "Cinco temas de Hidrología e Hidráulica", on seguint precisament la metodologia estadística es varen elaborar, en el Capítol I d'aquella obra, diverses formulacions per al càlcul de les conduccions lliures que ara serviran de base per a d'altres propostes de formulació per al càlcul de les conduccions forçades o a pressió, que desenvoluparem en el present Capítol d'aquest segon tractat. Concretament, en aquest cas l'autor no disposa d'una única fórmula, sinó que propugna una diferent per a cada tipus de material, amb l'objectiu de que els càlculs siguin més exactes. Les fórmules s'estableixen segons sis categories diferents de rugositat.

Així mateix, es va realitzar una prova experimental amb tres canonades diferents (de PVC, PEAD i amiant-ciment), els paràmetres hidràulics de les quals van ser calculats per aplicació de diverses fórmules universalment reconegudes. No obstant això, els resultats obtinguts de l'experiència realitzada en les tres canonades esmentades posen de manifest, una vegada més, la bondat de la formulació de FRANQUET que aquí es propugna per al càlcul i dimensionament de les conduccions forçades o a pressió, que va superar àmpliament a les demés quant a la seva aproximació als valors realment obtinguts, com pot comprovar-se.

CHAPTER I

FREE CONDUCTIONS FORMULAS APPLIED TO THE CALCULUS OF FORCED CONDUCTIONS

ABSTRACT / SUMMARY

The testing of statistical hypotheses probably constitutes the most fertile contribution of the statistical-mathematical methods to accept or to refuse hypothesis and theories in any scientific field that has to be contrasted to reality, and also to solve less scientific but of undoubted practical value problems as those involved in Hydrology and Hydraulics.

These considerations were taken into account for the author in his previous book “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica” where, in its Chapter I, different formulas for the calculus in free conductions were used following the statistical methodology. Those formulas are now the basis to calculate new ones adapted to forced, or under pressure, conductions, a process developed in the present chapter of this second book. In this case the author is not using a unique formula, but he proposes a different one for each type of material, in order to achieve more accurate calculations. The formulas are established in accordance with six categories of roughness.

To reinforce this line of work, a test was performed in three different pipes (PVC, PEAD and asbestos-cement), studying the theoretical values of a group of hydraulic parameters both with universal used formulas and with those here proposed, which can be named FRANQUET as a whole. The experiment clearly showed that FRANQUET formulas gave better results in the calculus and the measuring of the real values for forced conductions.



CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

La estadística está ligada con los métodos científicos en la toma, organización, recopilación, presentación y análisis de datos, tanto para la deducción de conclusiones como para la toma de decisiones razonables de acuerdo con tales análisis.

Desde el punto de vista de la aplicación de los métodos estadísticos al estudio de las variables hidráulicas (caudal, velocidad, radio hidráulico, pérdida de carga, presión, etc.), trátase de obtener sus valores medios o esperanza matemática de los mismos, así como una evolución previsible. Las diferentes determinaciones de estas variables realizadas por los diferentes estudiosos de la Hidrología y la Hidráulica diferirán en mayor o menor grado de este promedio teórico, pudiéndose tratar estas variaciones por el método de los errores en la teoría de la probabilidad.

También, en este sentido, debe tenerse en cuenta que conviene manejar un número relativamente alto de formulaciones o pruebas, puesto que la aproximación crecerá ordinariamente con su número. Y a pesar del comportamiento irregular de ciertas formulaciones o resultados individuales (“outliers”), los resultados promedios, en largas sucesiones de experiencias o formulaciones aplicadas a la resolución de un mismo problema, muestran una sorprendente regularidad.

Desde luego, esta base empírica es indispensable para que la teoría formal de la Estadística enuncie sus axiomas inspirados en esta realidad y no se origine una ciencia esotérica sin posibilidad de aplicaciones prácticas. Pero, al mismo tiempo, la regularidad estadística enlaza el fundamento teórico con la nueva Estadística con un principio fundamental del viejo Cálculo de Probabilidades y la nueva ciencia incorpora a su teoría la mayor parte del material científico que contenía la teoría de las probabilidades.

Aunque opinamos que los métodos teóricos del Cálculo de Probabilidades vienen dados por teorías matemáticas formales independientes de la Estadística, como lo muestran importantes aplicaciones directas a campos científicos tan diferentes como la física, la balística o la propia ciencia económica y que, además se siguen publicando libros importantes sobre “Teoría de la Probabilidad” como el de William Féller¹ o el del ruso Gmurman², ello no impide que los tratados de Estadística de nivel superior incluyan una exposición bastante completa del Cálculo de Probabilidades, como ocurre, por ejemplo, en el primer volumen de la “Teoría Superior de Estadística” de Kendall y Stuart³.

Pero al mismo tiempo que deben delimitarse claramente los campos científicos en donde están implicados los conceptos de “probabilidad” y “estadística”. Así, por ejemplo, en el libro clásico de Cramer –que acabamos de citar– existen tres partes bien diferenciadas, tituladas respectivamente: “Introducción Matemática”, “Variables aleatorias y distribuciones de probabilidad”, e “Inferencia Estadística”. Esta última parte es la que ahora se conoce por antonomasia como “Estadística Matemática”.

El gran problema de la inferencia estadística es para Mood, el de proporcionar medidas de la incertidumbre de las conclusiones obtenidas a partir de los datos experimentales⁴, de donde se intuye la extensa lista de posibilidades de aplicación de la ESTADÍSTICA MATEMÁTICA; es decir, todos los problemas de la tecnología y las ciencias de la naturaleza en los que es posible medir los resultados conseguidos al concluir cada experimento aislado, si puede concebirse ilimitada la serie a que pertenece cada uno de dichos experimentos.

Dentro de la Inferencia Estadística se presentan dos problemas esenciales: los de la estimación y de la contrastación de hipótesis. El primer problema consiste en inferir resultados válidos para un conjunto o población a partir de las observaciones realizadas en una parte, subconjuntos o muestra de dicha población y, utilizando los métodos estadísticos, estimar la cifra que interese. Los métodos de muestreo resuelven en la práctica el problema de la estimación, pero en los manuales corrientes de Estadística esta técnica se refiere a poblaciones infinitas, lo que facilita el tratamiento teórico, pero sus resultados no son aplicables directamente al tratar de inferir estimaciones válidas a partir de una muestra correspondiente a poblaciones finitas.

La contrastación de hipótesis estadísticas constituye la aportación más fecunda de los métodos estadístico-matemáticos para aceptar o rechazar hipótesis y teorías en cualquier campo científico que hayan de contrastarse con la realidad,

¹ FÉLLER (1966): *An introduction to probability theory and its applications*.

² GMURMAN (1968): *Fundamentals of probability theory and mathematical statistics*.

³ KENDALL y STUART (1963): *The advanced theory of statistics*.

⁴ MOOD (1955): *Introducción a la Teoría de la Estadística*: p. 5.

o también para resolver problemas menos científicos pero de indudable valor práctico, cual es el caso de los que se plantean en la Hidrología y la Hidráulica.

Todas estas consideraciones ya fueron tenidas en cuenta por este autor en su anterior libro titulado “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”, donde siguiendo precisamente la metodología estadística se elaboraron, en el Capítulo I, diversas formulaciones para el cálculo de las conducciones libres que ahora servirán de base para otras propuestas de formulación para el cálculo de las conducciones forzadas o a presión, que desarrollaremos en el presente Capítulo de este segundo tratado.

2. FORMULACIONES CLÁSICAS

Una de las cuestiones que, ya desde un principio, preocupó a los estudiosos de los temas hidráulicos, era la influencia que sobre algunas variables hidráulicas (caudal, velocidad, pérdida de carga,...) tenía el grado de conservación o envejecimiento de las tuberías de conducción. Veamos, siguiendo la obra de P. Forchheimer (citada en la bibliografía) que ya en 1829 encontró J. F. d'Aubuisson⁵ que los tubos calculados según la fórmula binomial de R. de Prony dejaban paso a menor cantidad de agua que la calculada, sin que se pudiera conocer la verdadera razón de este fenómeno. Además, H. Darcy hizo observar la influencia que, independientemente del diámetro interior y la pendiente o carga, tenían sobre el caudal el estado y las condiciones de la pared del tubo. Esta influencia de la pared se había despreciado hasta entonces, como lo comprueban las experiencias de Couplet, Bossut y Dubuat, ya que el primero ensayó sobre tubos anchos y de pared rugosa, mientras que los dos últimos emplearon tubos delgados y lisos. Ya en 1869, G. Hagen⁶ expuso sobre este particular que la influencia de la pared sería, muy probablemente, anulada por el efecto de una delgadísima capa líquida adherida a dicha pared, cuyas asperezas quedaban así igualadas; abundando en el mismo razonamiento, en 1904, L. Prandtl, en el Congreso Matemático Internacional de Heidelberg, expuso su teoría de que el estudio del movimiento de un fluido de escasa viscosidad, como el aire o el agua, podría llevarse a cabo asimilándolo al de un fluido perfecto, excepto en una capa límite próxima a las paredes del conducto, en la cual se concentran los fenómenos de rozamiento.

Se acepta convencionalmente que el espesor de la capa límite en cada sección es la ordenada correspondiente al punto cuya velocidad sea el 99% de la velocidad uniforme que tendría el flujo sin ser perturbado. La velocidad en la capa límite tiende asintóticamente a la del flujo principal, comprobándose que dicho espesor crece a lo largo del contorno y que disminuye al aumentar el número de Reynolds (Re).

⁵ DARCY cita los *Annales de physique et de chimie*.

⁶ Berlín, *Abhandlungen d. k. Akademie d. Wissenschaften* (1869).

H. Darcy⁷ llevó a cabo detenidas experiencias sobre 21 tubos de hierro fundido, plomo, hierro dulce, fundición asfaltada y vidrio, con diámetros comprendidos entre 0'012 y 0'5 m. y 100 m. de longitud (excepto el tubo de vidrio). Tres piezómetros permitían leer simultáneamente las presiones en el centro y en los extremos del tubo. Así, encontró Darcy para los tubos nuevos de fundición⁸ la relación:

$$D \cdot J = \left(0'001014 + \frac{0'00002588}{D} \right) V^2 \dots (1)$$

o, expresando la pérdida unitaria de carga en función del caudal Q, en m³/seg.:

$$J = \left(0'001644 + \frac{0'000042}{D} \right) \frac{Q^2}{D^5},$$

cuyo valor, así calculado, de la pérdida de carga se duplica en el caso de tubos usados; además, al proyectar tuberías se aumentará el diámetro D calculado por la fórmula (1) en el doble espesor de las posibles incrustaciones. Como J es aproximadamente proporcional a 1: D⁵, si se duplica aquella magnitud, el diámetro sólo viene dividido por 1'15.

La gran disparidad de criterios existentes entre los hidraulistas respecto a esta cuestión, decidió a la Asociación de Arquitectos e Ingenieros Alemanes a recopilar experiencias referentes a la pérdida de carga y a su variación después de un prolongado servicio de la tubería. De muchas ciudades llegaron datos, de los que O. Iben⁹ dedujo que, para tuberías limpias, la fórmula de Darcy es la que mejor expresa los resultados experimentales, y es aún aplicable para los mayores diámetros. Concluían que no puede establecerse ninguna ley de carácter general para el aumento de la resistencia con el tiempo a causa de la variedad e irregularidad de los sedimentos que se depositan en las paredes del tubo (óxido, lodo, conchas, etc.).

Posteriormente, H. Lang¹⁰, teniendo en cuenta todas las experiencias publicadas hasta 1887 y otras 300 propias, dedujo, para velocidades comprendidas entre 0'004 y 53 m/seg., y para tubos lisos (de hierro dulce, obtenidos por prensado o estirados, de vidrio, de chapa de cinc, pintados o asfaltados interiormente), la expresión:

$$D \cdot J = \left(0'012 + \frac{0'0018}{\sqrt{D \cdot V}} \right) \frac{V^2}{2g} = \left(0'000612 + \frac{0'0000917}{\sqrt{D \cdot V}} \right) V^2 (2)$$

⁷ París, Mém. prés. par div. Sav. 15 (1858), p. 176.

⁸ Id., pp. 368, 254. Véanse también pp. 228, 114.

⁹ O. IBEN, *Druckhöhenverlust in geschlossenen eisernen Rohrleitungen*, página 60. Hamburgo, 1880.

¹⁰ HÜTTE, *Des Ingenieurs Taschenbuch*, 16ª ed. Berlín, 1896, p. 240; 19ª ed., p. 248.

siempre que la velocidad V sea superior a un cierto valor crítico, circunstancia que se cumple en la inmensa mayoría de los casos de la técnica. Si los tubos presentan escasas irregularidades y en las zonas de empalme el diámetro del tubo no experimenta reducción sensible, la fórmula aplicable es:

$$D \cdot J = \left(0'020 + \frac{0'0018}{\sqrt{D \cdot V}} \right) \frac{V^2}{2g} = \left(0'00102 + \frac{0'0000917}{\sqrt{D \cdot V}} \right) V^2 \quad (2a)$$

Para tubos muy irregulares y recubiertos interiormente de incrustaciones minerales, vegetales o animales, que reducen el diámetro efectivo desde D hasta D_1 , es, aproximadamente,

$$D \cdot J = \left(\frac{D}{D_1} \right)^5 \left(0'00102 + \frac{0'0000917}{\sqrt{D \cdot V}} \right) V^2 \quad (2b)$$

Ulteriormente, el mismo Lang modificó sus puntos de vista, y en el año 1915 propuso, para movimiento turbulento en tubos, la fórmula siguiente, en función de la viscosidad cinemática:

$$J = \left(0'009 + \frac{a}{\sqrt{D}} + \sqrt{\frac{\pi \cdot v}{D \cdot V - 2.040v}} + \frac{64 \cdot v}{D \cdot V - 2.040v} \right) \frac{V(D \cdot V - 2.040v)}{2gD^2} \quad (2c)$$

En la cual es, para las temperaturas centígradas del agua, en base a lo ya expuesto en el Capítulo II de nuestro libro anterior:

t	0	5	10	15	20	40	60	80	100	°C
$10^7 \cdot v$	17'90	15'20	13'10	11'40	10'10	6'61	4'77	3'67	2'96	$m^2/s.$
$10^5 \cdot 64 \cdot v$	11'46	9'73	8'38	7'30	6'46	4'23	3'05	2'35	1'89	$m^2/s.$
$10^3 \cdot \sqrt{\pi \cdot v}$	2'36	2'18	2'02	1'89	1'78	1'44	1'21	1'05	0'93	$m/s^{1/2}.$

Tabla 1.1. Relaciones diversas entre la viscosidad cinemática y la temperatura centígrada del agua.

Al respecto de la tabla anterior, recomendamos la utilización del ajuste parabólico cúbico propuesto por este mismo autor¹¹ en su libro anterior para la obtención de la viscosidad cinemática a partir de la temperatura centígrada, que ofrece valores con gran exactitud según ha podido comprobarse en el epígrafe correspondiente del capítulo mencionado.

En la formulación descrita, para un tubo nuevo con superficie interna perfectamente lisa, se tomará $a = 0'0004$; para un tubo nuevo, no asfaltado, de hierro dulce, $a = 0'0007$; para tubos nuevos de hierro dulce o de fundición unidos por bridas, $a = 0'0009$; tubo nuevo de fundición con unión por manguitos, y

¹¹ Vide el capítulo II, p. 210 correspondiente de nuestro libro "Cinco temas de Hidrología e Hidráulica", Universitat Internacional de Catalunya, Tortosa, 2003, citado en la bibliografía.

tubos roblonados de hierro dulce, $a = 0'0026$; tubos de fundición limpia o de hierro dulce galvanizado, $a = 0'005$; tubo galvanizado irregular, $a = 0'012$; tubos con gruesas incrustaciones, $a =$ indeterminado.

A resultados análogos a los de Reynolds llegó A. Flamant, quien, basándose en los ensayos de Couplet, Jardine, Bossut, Dubuat, J. Leslie, J. Simpson, H. Darcy, G. H. Bailey, G. S. Greene, J. M. Gale, C. J. N. Lampe, C. G. Darrach, V. Ehmann, O. Iben, Hamilton Smith, F. P. Stearns, C. Herschel, C. B. Brush, E. C. Clarke, Humblot y Meunier, estableció las fórmulas:

$$V = \lambda \cdot D^\mu \cdot J^\eta = \lambda \cdot D^{\frac{5}{7}} \cdot J^{\frac{4}{7}} \quad \text{ó} \quad D \cdot J = \frac{a_1}{\sqrt[4]{D \cdot V}} V^2 \dots (3)$$

que también pueden expresarse así:

$$D^{\frac{5}{4}} J = a_1 \cdot V^{\frac{7}{4}}, \quad Q = a_2 \cdot D^{\frac{19}{7}} \cdot J^{\frac{4}{7}}, \quad D \cdot J^{\frac{4}{19}} = a_3 \cdot Q^{\frac{7}{19}} \quad (3 \text{ a, b, c})$$

dando los siguientes valores a los coeficientes que aparecen en cada una de las anteriores fórmulas:

Coeficientes	Tubos de plomo, vidrio y palastro	Tubos de fundición nuevos	Tubos de fundición usados
λ	75'3 a 68'1	61'5	54'3
a_1	0'00052 a 0'00062	0'00074	0'00092
a_2	59'1 a 53'5	48'3	42'7
a_3	0'223 a 0'231	0'240	0'251

Tabla 1.2. Coeficientes de la formulación de Flamant.

Mientras que, según Tutton, η disminuye cuando μ aumenta, según A. V. Saph y E. W. Schoder están en una relación fija. Estos autores, por medidas exactas sobre tubos de latón muy lisos de 2'5 a 52 mm., han comprobado que dos tubos aparentemente idénticos pueden dar a lugar a distintas pérdidas de carga o caudales, a igualdad de las restantes circunstancias. Establecieron así las fórmulas:

$$V = 74'0 \cdot D^{0'71} \cdot J^{0'57} \pm 4\% \dots (4)$$

o bien:

$$J = 0'000536 \frac{V^{1'75}}{D^{1'25}} \pm 7\%$$

Para el caso de tubos con algunas incrustaciones, dichos autores, apoyándose principalmente en trabajos ajenos, proponen las expresiones siguientes:

$$\left. \begin{aligned} V &= 37'7 \cdot D^{0'69} \cdot J^{0'55} \text{ a } 25'1 \cdot D^{0'63} \cdot J^{0'50} \\ J &= 0'00135 \frac{V^{1'82}}{D^{1'25}} \text{ a } 0'00159 \frac{V^2}{D^{1'25}} \end{aligned} \right\} \dots (4 \text{ a})$$

y para los tubos que usualmente son objeto de los cálculos del ingeniero o del arquitecto, puede darse como regla práctica:

$$J = 0'00053 \text{ a } 0'00114 \frac{V^{1'74 \text{ a } 2'0}}{D^{1'25}} \dots (4 \text{ b})$$

La coincidencia de la expresión (4 b) con la ecuación de Flamant (3 a) para tubos de fundición es notable, ya que esta última puede escribirse así:

$$J = 0'00074 \text{ a } 0'00092 \frac{V^{1'75}}{D^{1'25}}$$

No obstante, Flamant parece desconocer la mayor exactitud lograda al cambiar $V^{1'75}$ por V^2 en el caso de tubos de superficie interna muy rugosa.

E. Sonne mantiene el nada injustificado punto de vista de que sólo cabe establecer una fórmula para tuberías limpias o nuevas. Hace observar que, para diámetros de 0'10 y 0'15 m., las pérdidas de carga medidas por Iben son mucho mayores que las calculadas según las fórmulas de Darcy para tuberías nuevas, que para $D = 0'30$ m. los ensayos ofrecen a veces unos valores superiores y otras inferiores a los calculados por dicha fórmula de Darcy, y que para $D = 0'50$ m. ya no existe diferencia apreciable entre los valores calculados y los observados. Hace notar, entre otros puntos, que, según Lang, los valores de J, para tubos de pequeño diámetro, son todavía menores que según Darcy, y, finalmente, propone la misma fórmula:

$$D \cdot J = \left(0'00087 + \frac{0'00012 \sqrt{D} + 0'00003}{D} \right) V^2 = b \cdot V^2 (5)$$

que, puesta bajo la forma clásica de Chèzy: $V = c \sqrt{\frac{D \cdot J}{4}}$, da la siguiente serie de valores (calculados con mayor exactitud que la empleada por el autor de la fórmula):

D = 0'05	0'10	0'20	0'40	0'60	0'80	1'00	1'20	1'60
c = 44'6	50'8	55'7	59'4	61'0	62'0	62'6	63'1	63'8

mientras que, según Darcy, dichos valores son, respectivamente:

$$51'1 \quad 56'0 \quad 59'2 \quad 60'0 \quad 61'4 \quad 61'8 \quad 62'0 \quad 62'2 \quad 62'3.$$

Así pues, en el caso de tubos usados ha de aplicarse la fórmula de Sonne, mientras que para tubos nuevos ha de multiplicarse la pérdida de carga así calculada por un coeficiente cuyo valor medio es para:

$$\begin{aligned} D &= 0'1 \quad 0'2 \quad 0'4 \quad 0'6 \quad 0'8 \quad 1'0 \text{ m.} \\ \text{respectivamente} &= 2'0 \quad 1'8 \quad 1'6 \quad 1'4 \quad 1'2 \quad 1'1. \end{aligned}$$

Como veremos más adelante y en el presente capítulo, esta dificultad queda resuelta con las fórmulas propuestas por este mismo autor, en las que los valores de la velocidad media quedan afectados por unos coeficientes multiplicativos variables, en función del diámetro interior de la conducción, según que se trate de tubos seminuevos (α_1) o bien nuevos (α_2), pudiendo decirse lo mismo, en su caso, de la pérdida de carga unitaria J.

B. Biegeleisen y R. Bukowsky propusieron, como resultado del cálculo de muchas tuberías, la formulación:

$$J = 0'0012 \quad \text{ó} \quad 0'002567 \frac{V^{1'9}}{D^{1'1}} \dots \quad (6)$$

para tubos de fundición, nuevos y usados, respectivamente.

Con ello, se tendrían las siguientes diferencias:

$$\text{- Tubos nuevos: } V^{1'9} = \frac{J \times D^{1'1}}{0'0012}; \text{ de dónde:}$$

$$V = \frac{J^{0'53} \times D^{0'58}}{0'0012^{0'53}} = 35'32 \times D^{0'58} \times J^{0'53}$$

$$\text{- Tubos viejos: } V^{1'9} = \frac{J \times D^{1'1}}{0'002567}; \text{ de dónde:}$$

$$V = \frac{J^{0'53} \times D^{0'58}}{0'002567^{0'53}} = 23'61 \times D^{0'58} \times J^{0'53},$$

con lo que la relación producida con el desgaste en la velocidad media de la conducción (y, consecuentemente, en el caudal circulante) es del orden de:

$$\frac{35'32}{23'61} = 1'496 \cong 1'50.$$

R. Tillmann establece, para tubos nuevos de hierro, la formulación:

$$V = \lambda_0 \cdot R^{0.7} \cdot J^{0.5} = \lambda_0 \left(\frac{D}{4} \right)^{0.7} \cdot J^{0.5}, \text{ y para los viejos: } V = \lambda_0 \cdot (1 - \Delta) \cdot R^{0.7} \cdot J^{0.5},$$

formando la adjunta tabla:

Clase de tubo	λ_0	Δ
Tubo de acero estirado (Mannesmann)	120	25 %
Tubo de hierro dulce, soldado	100	20 %
Tubos de fundición	90	30 %
Tubos de hierro dulce y acero (roblonados). Una costura longitudinal. Remaches embebidos	90	15 %
Tubos de hierro dulce y acero (roblonados). Varias costuras. Cabezas salientes. Uniones solapadas	80-60	15 %

Tabla 1.3. Coeficientes de la formulación de Tillmann.

Para el ejemplo de tubos de fundición nuevos que se desarrolla a continuación, en consecuencia, la formulación de Tillmann ofrecerá, en un tubo de $D = 1.00$ m. y $J = 1$ m./m., el valor:

$$Q = \frac{\pi \times 1^2}{4} \times 90 \times 0.25^{0.7} \times 1 = 26.78 \text{ m}^3/\text{seg.} \text{ (26.785 l./seg.)}$$

En el caso de que $D = 1.00$ m. y $J = 0.04642$ m./m., se tiene:

$$Q = \frac{\pi \times 1^2}{4} \times 90 \times 0.25^{0.7} \times \sqrt{0.04642} = 5.77 \text{ m}^3/\text{seg.} \text{ (5.771 l./seg.)}$$

Ahora bien, tratándose de tubos usados o en servicio, dichos valores vendrían reducidos en un 30%, con lo que la relación entre velocidades y caudales, en esta formulación, es del orden de:

$$\frac{1}{0.7} = 1.429 \cong 1.43.$$

3. CONSECUENCIAS QUE SE DEDUCEN DE LAS FÓRMULAS ANTERIORES

Acaban de darse a conocer numerosas fórmulas para resolver los problemas relativos a la circulación en tubos, teniendo en cuenta sus condiciones de uso o envejecimiento, y puede ahora plantearse la cuestión de cuál de aquellas ha de merecer, en cada caso, la preferencia de los calculistas. Esta elección viene, desde luego, facilitada por la circunstancia de conocer, con bastante exactitud, las leyes del movimiento en tubos perfectamente lisos. A fin de establecer una

adecuada comparación se recopilan, en el siguiente cuadro, los caudales (expresados en litros por segundo) obtenidos para tuberías de fundición, según tres de las fórmulas más importantes usualmente empleadas (Darcy, Kütter, Hazen-Williams), así como su comparación con los valores que se deducen de la aplicación de las fórmulas que se proponen en posteriores epígrafes de nuestro libro, tanto para tuberías nuevas como para las usadas o en servicio, a saber:

Valores de		Tubos nuevos (l./seg.)				Tubos usados (l./seg.)			
J (%)	D (m.)	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet
0'1	0'04	0'062	0'050	0'041	0'070-0'050	0'044	0'028	0'035	0'039
	0'10	0'70	0'64	0'46	0'74-0'56	0'49	0'39	0'39	0'45
	1'00	244	302	196	264-229	172	231	166	202
2'154	0'04	0'286	0'233	0'216	0'328-0'234	0'202	0'130	0'184	0'182
	0'10	3'23	2'96	2'41	3'43-2'59	2'28	1'79	2'04	2'08
	1'00	1.130	1.400	1.026	1.228-1.064	799	1.070	872	939
46'42	0'04	1'33	1'08	1'13	1'53-1'09	0'94	0'60	0'96	0'85
	0'10	15'0	13'7	12'6	15'8-12'0	10'6	8'3	10'7	9'6
	1'00	5.250	6.510	5.387	5.700-4.940	2.950	4.980	4.579	4.359
1.000	0'04	6'17	5'03	5'95	7'06-5'04	4'36	2'79	5'06	3'92
	0'10	69'6	63'7	66'3	73'7-55'7	49'2	38'6	56'3	44'7
	1'00	24.000	30.200	28.271	26.455-22.927	13.700	23.100	24.030	20.230

NOTA: En la casilla correspondiente a la formulación propuesta en nuestro estudio, la primera cifra se refiere a los tubos nuevos y la segunda a los seminuevos.

Tabla 1.4. Caudales resultantes de la aplicación de las cuatro fórmulas.

De la contemplación de dicha tabla se deduce que la nueva formulación que proponemos ofrece valores intermedios para los tubos usados, en todos los casos, mientras que, para los tubos nuevos y de pequeño diámetro (0'04 y 0'10 m.) la formulación propuesta ofrece valores algo mayores, habida cuenta de la mayor cuantía de los coeficientes correctores que aquí se propugnan. Dichos coeficientes correctores coinciden con los propios de la fórmula de Kütter, como se verá posteriormente, pero esta última fórmula ofrece valores más bajos del caudal circulante para los tubos usados de pequeño diámetro.

También se infiere de dicha tabla -y de otras que obtendremos con posterioridad- la considerable disparidad de los resultados obtenidos como consecuencia de la aplicación, al mismo caso o problema, de las diferentes fórmulas propuestas por una gran cantidad de autores. Ello hace aconsejable el buscar estadísticamente los valores medios de las diferentes variables hidráulicas (velocidad, caudal, pérdida de carga,...) que se puedan obtener como consecuencia de la aplicación de las mismas. Por otra parte, en el régimen turbulento (en el cual se encontrará, generalmente, el proyectista de las instalaciones de abastecimiento de agua para los diversos usos) las fluctuaciones de velocidad van también acompañadas de fluctuaciones de presión, por cuyo motivo los manómetros conectados a las tuberías acusan oscilaciones o

“pulsaciones” de presión perfectamente observables. Por esta razón no es posible un tratamiento matemáticamente riguroso del flujo turbulento, siendo conveniente emplear la metodología estadística para su evaluación, lo que constituye la justificación fundamental del presente capítulo de nuestro libro.

4. ENVEJECIMIENTO DE LAS TUBERÍAS

Según hemos visto, casi todos los autores de fórmulas prácticas, han dado valores para el coeficiente de rugosidad, que se refieren por una parte a tuberías nuevas y por otra a tuberías en uso (con más o menos incrustaciones). Los coeficientes que deben emplearse a efectos de proyecto técnico son los correspondientes a tuberías en servicio, puesto que al cabo de un cierto tiempo, relativamente corto, las tuberías presentarán las características propias del uso.

La precisión de los resultados que se obtienen en el cálculo del factor de fricción a través de la aplicación de cualquiera de las expresiones reseñadas anteriormente, así como otras comúnmente empleadas, va a depender en buena medida del valor de la rugosidad del material adoptado.

Los valores de la rugosidad equivalente determinados en laboratorio no se corresponden generalmente para los tubos en servicio. Pasados algunos años, en efecto, la rugosidad equivalente se incrementa debido a efectos de postprecipitación, erosión, corrosión, etc.

Otros autores afirman que los materiales que en la actualidad se emplean son hidráulicamente equivalentes, o sea, que provocan la misma pérdida de carga. Aconsejan utilizar el valor 0'1 mm. de la rugosidad para los tubos en servicio. En cualquier caso, si la composición del agua la hacen más agresiva y las velocidades de circulación son bajas, el diámetro interior de la tubería llega a disminuir de una manera muy importante. En este sentido se habla del *envejecimiento* cuando se produce una reducción de la sección mojada efectiva de paso en una conducción a presión o forzada, aunque en el proceso de calibración del modelo de una red se represente a veces como una rugosidad equivalente, mayor que la original¹².

Considera el prof. Torres Sotelo (obra citada en la bibliografía) que cuando hablamos de incrustaciones, nos referimos a aquellas que dan lugar a una capa de espesor despreciable, que origina un aumento de la rugosidad de las paredes, pero de ningún modo nos referimos a las incrustaciones tales que, en algunos casos, pueden dar lugar a capas de un espesor de tal importancia que disminuya sensiblemente el diámetro interior del tubo (existiendo incluso casos en que estas capas llegan a la obstrucción casi total de la sección útil de la tubería). Esta cuestión es objeto de precauciones de otra índole para calcular los diámetros de las conducciones proyectadas; en este sentido se recomienda, por

¹² Vide AA. VV. *Ingeniería Hidráulica (Aplicada a los sistemas de distribución de agua). Volumen II.* Ed.: Universidad Politécnica de Valencia. Valencia, 1996. Citado en la bibliografía.

algunos tratadistas, el empleo de coeficientes especiales, que variarán con el poder incrustante del agua y con la resistencia del material de que está hecho el tubo.

Algunos técnicos aconsejan que se calcule el diámetro empleando las fórmulas más comunes para las tuberías en uso y después puede calcularse el espesor de la probable capa incrustante, por comparación con las tuberías similares que existen en la región. Conociendo el espesor de la capa incrustante, deberá aumentarse el diámetro calculado por las fórmulas, en la cantidad correspondiente, según las observaciones practicadas.

El estado de la superficie interna de una tubería se modifica con el tiempo por fenómenos de oxidación (corrosión), incrustaciones orgánicas e inorgánicas, sedimentación de limo o de materias vegetales y por formación de depósitos de cieno, barro o arena acarreados por suspensión en el agua. Los nódulos salientes que se forman en las paredes de los tubos son llamados “tuberculizaciones”.

La reducción de la capacidad portante de la conducción se debe casi enteramente al aumento de la rugosidad con la edad de la tubería. Analizando los datos obtenidos experimentalmente con tuberías de fundición, Colebrook y White dedujeron que la rugosidad absoluta (altura de rugosidad equivalente en arena) aumenta linealmente con el tiempo, de acuerdo con la sencilla fórmula empírica:

$$K = K_0 + \alpha \cdot t$$

donde K_0 es la rugosidad absoluta inicial, K es la rugosidad absoluta después de t años de servicio y α el índice de aumento anual de la rugosidad. El valor de α puede obtenerse de tablas o bien empíricamente de ensayos realizados a intervalos periódicos de tiempo, y es un coeficiente que depende de las características del agua (alcalinidad, dureza, pH, etc., y se mide en mm./año).

En los casos en que el efecto del envejecimiento es notable, se produce una reducción importante en la capacidad de transporte de la red, lo que implica la necesidad de la rehabilitación de las tuberías para optimizar el rendimiento energético de las mismas.

Lamont (1954) y otros investigadores, han demostrado que esta ecuación es aplicable también a otra clase de tuberías.

Según Colebrook, en las conducciones metálicas no revestidas, en 30 años el caudal se reduce en el 30% cuando el pH del agua es 8, en el 45% cuando el pH es 7 y en el 85% cuando el pH es 6. En las conducciones revestidas el envejecimiento es menor, y las conducciones de hormigón liso, fibrocemento y plástico, carecen de envejecimiento aparente.

Así pues, el rendimiento hidráulico de las tuberías de fundición o de acero galvanizado electrolíticamente disminuye considerablemente en el transcurso de los años; las pérdidas de carga por rozamiento son, pues, cada vez mayores. Ello es debido, en parte, a una disminución del diámetro útil a consecuencia del óxido y de la suciedad y en parte también a que las superficies interiores que al principio eran lisas se van poniendo cada vez más bastas como consecuencia del depósito de diversos sedimentos. Para poder apreciar estos inconvenientes, las experiencias a realizar con las tuberías deben tener bien presente las canalizaciones antiguas.

Está demostrado que el aumento de las pérdidas de carga por rozamiento está influido esencialmente por el *diámetro de las tuberías*, pues *en tuberías de igual antigüedad y bajo iguales condiciones, las resistencias aumentan más lentamente en las tuberías anchas que en las de pequeños diámetros*.

Por esta razón, en las aplicaciones prácticas habrá que multiplicar las pérdidas por rozamiento calculadas para tuberías nuevas por un coeficiente experimental para obtener las pérdidas de carga (J) correspondientes a las tuberías que ya están en uso; este coeficiente puede recibir el nombre de *coeficiente de uso* y lo representaremos por σ . **Si, contrariamente, partimos de las fórmulas que nos ofrecen la velocidad y el caudal de una conducción para tuberías usadas o en servicio, como las que aquí se proponen, habrá que multiplicar por otro cierto coeficiente aumentativo que denominaremos α al objeto de obtener los valores de dichos parámetros hidráulicos en el caso de los tubos seminuevos o nuevos, tal como tendremos ocasión de pormenorizar en los siguientes epígrafes de nuestro estudio.**

Darcy recomendó en su día, con este objeto, tomar en general el doble de las pérdidas por rozamiento, pero esto ya es mucho; se puede tomar más del doble en tubos de 0'10 m. de diámetro y para 1'00 m. de diámetro tomar $\sigma = 1'10$. Por interpolación, en definitiva, resultaría la siguiente tabla:

Para: $d = 0'10$	$0'20$	$0'40$	$0'60$	$0'80$	$1'00$ m.
$\sigma = 2'10$	$1'85$	$1'60$	$1'40$	$1'21$	$1'10$

Por otra parte, circunstancias no previstas permiten también emplear números que se diferencien de éstos, en algunos casos.

Se admite asimismo que, después de introducir el aumento anterior de la pérdida de carga por rozamiento debido al envejecimiento, puede ya prescindirse del cálculo de las *resistencias llamadas singulares de la canalización*, debidas a las curvas, entronques, válvulas, codos, filtros, reducciones,..., y otras diversas piezas especiales propias de las conducciones de distribución del agua doméstica, industrial o agrícola (abonadoras, hidrociclones, contadores, caudalímetros, etc.).

En el caso concreto del riego agrícola o de plantas ornamentales automatizado, la obstrucción de los filtros, rociadores y goteros de diversas clases es el mayor problema que presentan los riegos localizados de alta frecuencia RLAF (microaspersión, exudación y goteo), tanto superficiales como subterráneos.

Las principales causas de dichas obstrucciones son las debidas a la acumulación en aquellas piezas de diversas partículas orgánicas e inorgánicas del agua. Arena, limo y arcilla, por una parte, y precipitados de carbonatos de calcio y magnesio, fosfato cálcico, óxido férrico (Fe_2O_3), depósitos bacterianos y algas por otra, son las causas más frecuentes de las expresadas obstrucciones.

Los sólidos en suspensión pueden ser eliminados mediante separadores hidrociclones, depósitos decantadores, filtros de arena (sílex), anillas y malla o bien con una combinación de varios de ellos a la vez.

Los tratamientos químicos, mediante la adición de una o más sustancias en el agua de riego, eliminan o controlan el desarrollo bacteriano y las reacciones químicas. Los tratamientos químicos más usados son la floculación, la cloración y la acidificación del agua de riego con diversas sustancias resultantes de los procesos de fertirrigación por adición de abonos solubles y ácidos (fundamentalmente fosfórico y/o nítrico) cuyo detalle, obviamente, no procede pormenorizar aquí.

5. NUEVAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS EN SERVICIO

5.1. FORMULACIONES SIMPLES

5.1.1. Las fórmulas propuestas

Llegados a este punto, veamos que idénticas formulaciones a las propuestas por este autor en su libro anterior para el caso de las conducciones libres (véase Cap. I, epígrafes 4.3. y siguientes del libro “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”, Universitat Internacional de Catalunya, Tortosa, 2003) se pueden aplicar, con las correcciones correspondientes, en el cálculo y diseño de las conducciones forzadas o a presión. Para ello, se ha partido de las fórmulas correspondientes a las 6 primeras categorías de rugosidad, y que se expresan a continuación en la siguiente tabla, en función del material del tubo y para conducciones usadas o en servicio.

Dichas fórmulas adoptarán la configuración general: $V = K \cdot R^\beta \cdot J^{0.5}$, en la que se da la velocidad (m./seg.) en función del radio hidráulico (m.) y de la pérdida de carga unitaria (m./m.l.). A saber:

Grado de rugosidad (k)	Material	K	β
1	Plásticos, vidrio, latón	86'85	0'62150
2	Fibroemento	78'29	0'63455
3	Acero	70'02	0'64760
4	Fundición	63'92	0'65560
5	Hormigón	56'24	0'66540
6	Cerámica	49'51	0'67725

Tabla 1.5. Coeficientes de la formulación propuesta según las diferentes categorías de rugosidad.

Así mismo, según el uso o envejecimiento de la pared interior de la tubería, se propone la adopción de las siguientes correcciones, en las que se tiene en cuenta la evolución del radio hidráulico:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Para tuberías nuevas} \quad \rightarrow K'' = K \cdot \alpha_2 \\ \text{Para tuberías semi-nuevas} \rightarrow K' = K \cdot \alpha_1 \end{array} \right.$$

La formulación anterior, sin embargo, resulta más práctica de aplicar en función del diámetro interior (m.) de la conducción y del caudal o gasto ($\text{m}^3/\text{seg.}$) circulante por la misma, con lo que, para el caso básico estudiado (tubería en servicio o usada), se tendrían, correlativamente, las siguientes expresiones, en las que también se ha despejado la pérdida unitaria de carga (m./m.):

Rugosidad (k)	V (m./seg.)	Q ($\text{m}^3/\text{seg.}$)	J (m./m.)
1	$36'69 \cdot D^{0'6215} \cdot J^{0'5}$	$28'82 \cdot D^{2'6215} \cdot J^{0'5}$	$0'000743 \cdot V^2 \cdot D^{-1'243}$
2	$32'48 \cdot D^{0'63455} \cdot J^{0'5}$	$25'51 \cdot D^{2'63455} \cdot J^{0'5}$	$0'000948 \cdot V^2 \cdot D^{-1'2691}$
3	$28'53 \cdot D^{0'6476} \cdot J^{0'5}$	$22'41 \cdot D^{2'6476} \cdot J^{0'5}$	$0'001229 \cdot V^2 \cdot D^{-1'2952}$
4	$25'76 \cdot D^{0'6556} \cdot J^{0'5}$	$20'23 \cdot D^{2'6556} \cdot J^{0'5}$	$0'001507 \cdot V^2 \cdot D^{-1'3112}$
5	$22'36 \cdot D^{0'6654} \cdot J^{0'5}$	$17'56 \cdot D^{2'6654} \cdot J^{0'5}$	$0'002 \cdot V^2 \cdot D^{-1'3308}$
6	$19'36 \cdot D^{0'67725} \cdot J^{0'5}$	$15'21 \cdot D^{2'67725} \cdot J^{0'5}$	$0'002668 \cdot V^2 \cdot D^{-1'3545}$

Tabla 1.6. Expresiones propuestas de la velocidad, caudal y pérdida de carga para tuberías en servicio.

Como ya se ha indicado anteriormente, estos valores deberán multiplicarse por los coeficientes de rugosidad relativos: α_2 (tubos nuevos) ó α_1 (tubos semi-nuevos).

Las formulaciones propuestas tienen la ventaja de que, tal como sucedía en las conducciones libres, el exponente de la J es, en todos los casos: $v = \frac{1}{2} = 0'5$, también en la fórmula explícita de la J el exponente de la velocidad V es 2'0, mientras el exponente del diámetro interior β va aumentando progresivamente con el grado de rugosidad K, desde 0'6215 hasta 0'67725.

C.I.N. Lampe¹³, fundándose en sus propias experiencias, efectuadas en 1873, sobre un tubo de 14.140 m. de longitud y 418 mm. de diámetro interior, propuso una ecuación de la forma:

$$V = \lambda \cdot D^{\mu} \cdot J^{\nu} \quad (1)$$

dando a J el valor:

$$J = 0'0007555 \frac{V^{1'802}}{D^{1'25}}$$

Posteriormente, O. Reynolds demostró que J es proporcional a una cierta potencia de V, y en cuanto V excedía de un cierto valor crítico, del que más adelante se tratará, resultaba ser log J proporcional a log V, o, lo que es lo mismo, V proporcional a una cierta potencia de J. De la inclinación de las rectas representativas de los mencionados valores logarítmicos se dedujo, para el exponente de J en la ecuación (1),

$$\frac{1}{\nu} = 1'723 .$$

Además, el mismo O. Reynolds¹⁴ hizo observar que también las experiencias de Darcy podían ser representadas por líneas rectas, deduciendo de ellas, para los diferentes tipos de tubería, los valores:

TIPO DE TUBERÍA	$\frac{1}{\nu}$
Tubos de vidrio	1'79
Tubos de plomo unidos por soldadura	1'79
Tubos de hierro dulce asfaltados	1'82
Tubos nuevos de fundición	1'88
Tubos con incrustación	2'00
Tubos desincrustados	1'91

Tabla 1.7. Diferentes valores de la expresión 1/ν según Reynolds.

Análogo resultado dieron, posteriormente, las medidas de D. Fitz Gerald¹⁵ efectuadas sobre dos tuberías próximas, de fundición con incrustaciones y 1,219 m. de diámetro, obteniendo los siguientes resultados:

	Tubería Norte	Tubería Sur	Tubería Norte desincrustada
V =	$30'3 \cdot J^{1/2'03}$	$32'1 \cdot J^{1/2'02}$	$50'6 \cdot J^{1/1'91}$

¹³ Civilingenieur (2) 19 (1873).

¹⁴ Loc. cit., pág. 981. Papers 2, pág. 104.

¹⁵ Amer. Soc. Civ. Eng. Trans. 35 (1896), pág. 258.

O. Reynolds observó, además, que la suma de los exponentes de V y D es 3, y dio la siguiente fórmula general¹⁶, valedera tanto para tubos capilares como para tubos anchos,

$$J = \frac{B^n}{A(1 + 0'0336 t + 0'0002212 t^2)^{2-n}} \frac{V^n}{D^{3-n}}$$

en cuya expresión A = 67.700.000 y B = 396'3; para tubos capilares, n = 1; para tubos no capilares, n = 1'7 a 2, por tanto, para estos últimos, con suficiente aproximación, puede aceptarse que:

$$J = \frac{B^{1'7a2}}{A} \cdot \frac{V^{1'7a2}}{D^{1'3a1}} = 0'000385 \text{ a } 0'00232 \frac{V^{1'7a2}}{D^{1'3a1}}$$

También C.H. Tuttan recopiló un gran número de ensayos, deduciendo que las fórmulas de Reynolds debían ser objeto de rectificación en el sentido de hacer la suma de exponentes de la expresión de Lampe:

$$\mu + \nu = 1'17,$$

mientras que según Reynolds dicha suma debe oscilar entre 1'00 y 1'35. En nuestra propuesta, como puede comprobarse, dicha suma oscila entre 1'1215 y 1'17725, con un promedio de aproximadamente 1'15.

Por lo que se refiere a la relación existente entre el caudal, el diámetro y la pérdida de carga en las formulaciones propuestas, veamos que se pone claramente de manifiesto la influencia del diámetro interior de la conducción en el caudal circulante por la misma, ya que el exponente medio de D es $\cong 2'65$ y el de J es 0'5. Así, por ejemplo, si triplicamos el diámetro D, el caudal obtenido es, aproximadamente, 18'4 veces mayor y, en cambio, si triplicamos la carga J, el caudal es solamente 1'73 veces mayor. Por otra parte, por término medio, también: $J = \gamma \cdot Q^2 \cdot D^{-5'3}$, con lo que triplicando el diámetro, y dejando el caudal constante, la pérdida de carga es $3'53 = 338$ veces inferior, o bien tomando un diámetro D/3, la pérdida de carga es 338 veces superior, deduciéndose así la conveniencia de aumentar el diámetro para disminuir la pérdida de carga.

De hecho, el conjunto de fórmulas aquí propugnadas corresponden a una corriente turbulenta completa, con números de Reynolds altos, en que la pérdida de carga depende del cuadrado de la velocidad media y para los que sería de aplicación la ley cuadrática (tubos hidráulicamente rugosos), aunque ofrecen una gran versatilidad y excelentes resultados comparativos, como tendremos ocasión de demostrar posteriormente.

¹⁶ London Phil. Trans. 174 (1883). Papers 2, pág. 97.

5.1.2. Comparación con otras formulaciones

5.1.2.1. Desviación media absoluta. Valoración

La bondad o ajuste de las formulaciones que proponemos se pone de manifiesto si se comparan con los resultados que ofrecen otras fórmulas de corriente aplicación al caso. Así, por ejemplo, tratándose de una tubería de fundición en servicio, se obtendrían, comparativamente, los siguientes caudales (expresados en l./seg.):

Valores de		Tubos usados (l./seg.)						
J (%)	D (m.)	Biel	Biegeleisen-Bukowsky	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	Caudal medio
0'1	0'04	-	0'035	0'044	0'028	0'035	0'039	0'036
	0'10	-	0'37	0'49	0'39	0'39	0'45	0'42
	1'00	231	142	172	231	166	202	191
2'154	0'04	0'176	0'177	0'202	0'130	0'184	0'182	0'175
	0'10	2'26	1'88	2'28	1'79	2'04	2'08	2'06
	1'00	1.110	716	799	1.070	872	939	918
46'42	0'04	0'91	0'89	0'94	0'60	0'96	0'85	0'86
	0'10	11'0	9'5	10'6	8'3	10'7	9'6	9'9
	1'00	5.200	3.604	2.950	4.980	4.579	4.359	4.279
1.000	0'04	4'31	4'50	4'36	2'79	5'06	3'92	4'16
	0'10	50'7	47'8	49'2	38'6	56'3	44'7	47'9
	1'00	24.200	18.100	13.700	23.100	24.030	20.230	20.560

NOTA: En el caso de la fórmula de Biel, los dos valores no calculados hállanse por debajo del límite inferior de aplicación o validez de dicha fórmula.

Tabla 1.8. Comparación de las seis formulaciones.

De la contemplación de dicha tabla se deduce que la nueva formulación que proponemos ofrece valores intermedios para los tubos usados, en todos los casos, como ya se hizo notar con anterioridad. Las representaciones gráficas que muestran dicha circunstancia con claridad pueden verse en el Anexo nº: 1.

En cada uno de los 12 gráficos mencionados se han señalado los límites del intervalo de confianza del 95% que se calcula posteriormente. De ellos se deduce que la formulación que aquí se propone es la única que ofrece valores de los caudales estimados que se hallan, en todos los casos, dentro del intervalo reseñado.

En este caso, la expresión considerada de Hazen-Williams, con $C = 85$, quedará configurada de la siguiente manera:

$$Q = S \cdot V = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot 0'36 \cdot 85 \cdot D^{0'63} \cdot J^{0'54} = 24'03 \cdot D^{2'63} \cdot J^{0'54}$$

APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES A LAS FORZADAS

En todos los casos anteriormente analizados, para los tubos **nuevos** de fundición, en la expresión de Hazen-Williams habrá que multiplicar la velocidad y/o el caudal por el factor corrector: $100/85 = 1'17647$, con lo que no se tiene en cuenta la influencia del diámetro interior en la incidencia que las incrustaciones, o bien el envejecimiento del tubo, tienen sobre el caudal de agua circulante por el mismo.

Una visión más ilustrativa y exacta acerca de las diferencias o “discrepancias” existentes entre los valores calculados con cada formulación y la media de todas ellas, para cada caso, así como la comparación con la “desviación media con respecto a la media aritmética”, puede verse en la tabla siguiente, donde en cada casilla se han anotado dichas discrepancias, o sea, los valores: $(q_i - \bar{q})$. Así:

Valores de		Tubos usados (l./seg.)						
J (%)	D (m.)	Biel	Biegeleisen-Bukowsky	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	DM
0'1	0'04	-	-0'001	+0'008	-0'008	-0'001	+0'003	0'004
	0'10	-	-0'05	+0'07	-0'03	-0'03	+0'03	0'04
	1'00	+40	-49	-19	+40	-25	+11	31
2'154	0'04	+0'001	+0'002	+0'027	-0'045	+0'009	+0'007	0'015
	0'10	+0'20	-0'18	+0'22	-0'27	-0'02	+0'02	0'15
	1'00	+192	-202	-119	+152	-46	+21	122
46'42	0'04	+0'05	+0'03	+0'08	-0'26	+0'10	-0'01	0'09
	0'10	+1'1	-0'4	+0'7	-1'6	+0'8	-0'3	0'8
	1'00	+921	-675	-1.329	+701	+300	+80	668
1.000	0'04	+0'15	+0'34	+0'20	-1'37	+0'90	-0'24	0'53
	0'10	+2'8	-0'1	+1'3	-9'3	+8'4	-3'2	4'2
	1'00	+3.640	-2.460	-6.860	+2.540	+3.470	-330	3.217
Nº outliers		6	5	6	10	4	0	-

NOTA: Las cantidades sombreadas indican los outliers de cada fórmula.

Tabla 1.9. Discrepancias de las formulaciones.

, donde la desviación media en relación a la media aritmética vendrá dada, en la última columna de la tabla anterior, por la expresión:

$$DM = \frac{\sum_{i=1}^{5 \text{ ó } 6} |q_i - \bar{q}|}{5 \text{ ó } 6}$$

, y representa una medida de dispersión absoluta de la

variable hidráulica “caudal”, para cada caso. Su valor es mínimo cuando se utiliza como promedio la mediana, que también se ha calculado, junto con el recorrido o rango de la presente distribución, en la tabla siguiente 1.10. Ello nos permitirá, también, el cálculo de la desviación media absoluta con relación a la mediana, que puede hallarse en aquellos casos que se estime de interés, y que vendrá dada por la expresión:

$$DM_{Me} = \frac{|q_1 - Me| + |q_2 - Me| + \dots + |q_h - Me|}{h} = \frac{\sum_{i=1}^h |q_i - Me|}{h};$$

En el caso de una distribución de frecuencias agrupadas o conjuntas, tal que:

$$n_1 + n_2 + \dots + n_h = \sum_{i=1}^h n_i = n; \text{ se tendría la siguiente expresión:}$$

$$\begin{aligned} DM_{Me} &= \frac{|q_1 - Me| \cdot n_1 + |q_2 - Me| \cdot n_2 + \dots + |q_h - Me| \cdot n_h}{n} = \\ &= \frac{\sum_{i=1}^h |q_i - Me| \cdot n_i}{n} = \sum_{i=1}^h |q_i - Me| \cdot f_i \end{aligned}$$

Recordemos que la mediana es un valor tal que supuestos ordenados los valores de la variable hidráulica en estudio, la mitad tienen valores inferiores y la otra mitad superiores. Si el número de valores de la variable es par, la mediana puede ser distinta a cualquiera de los valores; entonces, se puede tomar como mediana **Me** la semisuma de los valores centrales. Aunque la mediana no sea real, en el caso de una distribución conjunta o agrupada de frecuencias por intervalos de clase, se busca su valor aplicando la correspondiente fórmula de interpolación que puede hallarse fácilmente en los manuales de Estadística elemental. Como ventajas del empleo de la mediana para este tipo de distribuciones hidráulicas cabe destacar las siguientes:

- Es la medida más representativa en el caso de variables que sólo admiten la escala ordinal.
- Es una medida de posición central sencilla de calcular.
- Tiene una fácil interpretación al ser un valor de la variable en el caso de las distribuciones de frecuencias unitarias o las no unitarias no agrupadas por intervalos de clase. En el caso de las agrupadas se halla dentro del campo de variación del intervalo mediano.
- En la mediana sólo influyen los valores centrales de la distribución y resulta insensible a los valores extremos. La **Me** puede calcularse en distribuciones en las que los valores extremos son desconocidos, siempre y cuando tengamos información sobre sus frecuencias (casos de intervalos iniciales y finales de naturaleza abierta).

El único inconveniente que se le puede señalar a la **Me** es que en su determinación no intervienen todos los valores de la variable hidráulica en estudio. Este inconveniente, sin embargo, se transforma en ventaja cuando son desconocidos los valores extremos o existe una enorme dispersión entre los mismos que invalidan las medias (aritmética, geométrica, armónica, cuadrática) como medidas de posición central al no ser representativas del conjunto de la

distribución por la enorme influencia que ejercen los mencionados valores extremos en su cálculo (CASAS-SANTOS, 1995).

Para la puntuación de la bondad de la medida de aproximación a la media aritmética, se considera como “dato anómalo” o “outlier”¹⁷ todo aquel que cumpla la condición: $|q_i| \geq DM$. De tal suerte, se ha señalado, en la última fila de la tabla anterior, el número de *outliers* (resultados anómalos o “incumplimientos”) de cada una de las fórmulas estudiadas. El resultado así obtenido permite ordenar dichas formulaciones por su mayor credibilidad en atención a su discrepancia del valor “media aritmética” de todos ellos, resultando, en definitiva, la siguiente jerarquización por orden de mejor a peor:

1. FRANQUET (0 *outliers*).
2. HAZEN-WILLIAMS (4 *outliers*).
3. BIEGELEISEN-BUKOWSKY (5 *outliers*).
4. DARCY (6 *outliers*).
5. BIEL (6 *outliers*, con 2 pruebas menos).
6. KÜTTER (10 *outliers*).

Así pues, la formulación dimanante de nuestro estudio ha ofrecido, en los 12 casos analizados, unos resultados siempre por debajo de la desviación media absoluta en relación a la media aritmética, superando, a notable distancia, a la propia de Hazen-Williams, que resulta ser la segunda mejor clasificada en base a estos mismos criterios.

5.1.2.2. Otras medidas de dispersión

Una medida muy sencilla es el denominado “recorrido o rango”, que es la diferencia entre los valores extremos de la variable hidráulica o bien de las “marcas de clase” de los intervalos extremos, en el caso de tratarse de una distribución agrupada por intervalos de clase. Esta medida resulta poco significativa, no obstante, por la escasa frecuencia correspondiente a los intervalos extremos.

Desde luego, al estudiar las características de una distribución de frecuencias es necesario que cada promedio venga acompañado de una cierta “medida de dispersión” que determine el “grado de variabilidad” o de concentración de los valores de la variable aleatoria hidráulica o hidrológica en torno a dicho valor central para conocer así la representatividad del promedio como un resumen de toda la distribución de frecuencias.

¹⁷ Una mayor explicitación sobre el concepto de *outlier* en los Métodos Robustos del Análisis estadístico puede consultarse en el capítulo V, epígrafe 4 de nuestro anterior libro titulado: “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”, pp. 367-370, citado en la bibliografía.

Valores de		Cuartiles y recorrido o rango (l./seg.)						
J (%)	D (m.)	Q ₀	Q ₁	Q ₂ = Me	Q ₃	Q ₄	R	R _i
0'1	0'04	0'028	0'035	0'035	0'039	0'044	0'016	0'004
	0'10	0'37	0'39	0'39	0'45	0'49	0'12	0'06
	1'00	142	166	187	231	231	89	65
2'154	0'04	0'130	0'176	0'180	0'184	0'202	0'072	0'008
	0'10	1'79	1'88	2'06	2'26	2'28	0'49	0'38
	1'00	716	799	906	1.070	1.110	394	271
46'42	0'04	0'60	0'85	0'90	0'94	0'96	0'36	0'09
	0'10	8'3	9'5	10'1	10'7	11'0	2'7	1'2
	1'00	2.950	3.604	4.469	4.980	5.200	2.250	1.376
1.000	0'04	2'79	3'92	4'33	4'50	5'06	2'27	0'58
	0'10	38'6	44'7	48'5	50'7	56'3	17'7	6'0
	1'00	13.700	18.100	21.665	24.030	24.200	10.500	5.930

Tabla 1.10. Otros parámetros estadísticos de interés.

En la tabla anterior se incluyen los cuartiles Q_i de la correspondiente distribución de frecuencias, el recorrido o rango de la distribución R y el recorrido inter-cuartílico: $R_i = Q_3 - Q_1$. Éste último tiene mayor precisión que el R , al no estar influido por los valores extremos de la variable hidráulica. De hecho, el R constituye el campo de variación o existencia de la variable medido numéricamente, sirviendo también como medida de dispersión bastante imperfecta, aunque en determinadas ocasiones sea de una rápida y eficaz ayuda (trabajos de campo) en el caso de variables distribuidas uniformemente.

En la tabla siguiente 1.11., del mismo modo, se muestran otras medidas de dispersión absoluta y relativa de la correspondiente distribución de frecuencias, como el coeficiente de variación cuartílica (coeficiente de dispersión relativa o cuartílica) o el recorrido semi-intercuartílico o desviación cuartílica:

$$R_{si} = \frac{Q_3 - Q_1}{Q_3 + Q_1} \quad \text{y} \quad R'_i = \frac{1}{2}(Q_3 - Q_1),$$

así como el recorrido relativo: $RR_i = \frac{R}{q}$, el coeficiente de apertura: $C_{ap} = \frac{Q_4}{Q_0}$,

la desviación típica s y el coeficiente de variación de Pearson: $CV = \frac{s}{q} \times 100$.

También la expresión: $P = \frac{1}{2}(Q_1 + Q_3)$ o “promedio cuartílico” puede considerarse como una medida de centralización de la variable hidráulica “caudal”, que se incluye en la tabla siguiente:

Valores de		Otras medidas de dispersión						
J (‰)	D (m.)	R _{si}	C _{ap}	CV (%)	s	RR _i	R' _i	P
0'1	0'04	0'054	1'57	13'9	0'005	0'44	0'002	0'037
	0'10	0'071	1'32	9'5	0'04	0'29	0'03	0'42
	1'00	0'164	1'63	17'3	33	0'47	33	199
2'154	0'04	0'022	1'55	12'6	0'022	0'41	0'004	0'180
	0'10	0'092	1'27	8'7	0'18	0'24	0'19	2'07
	1'00	0'145	1'55	15'3	140	0'43	136	935
46'42	0'04	0'050	1'60	14'1	0'121	0'42	0'05	0'90
	0'10	0'059	1'33	9'4	0'93	0'27	0'6	10'1
	1'00	0'160	1'76	18'3	781	0'53	688	4.292
1.000	0'04	0'069	1'81	16'8	0'700	0'55	0'29	4'21
	0'10	0'063	1'46	11'3	5'43	0'37	3'0	47'7
	1'00	0'141	1'77	18'3	3.763	0'51	2.965	21.065

Tabla 1.11. Otras medidas de dispersión absoluta y relativa.

Veamos, llegados a este punto, que para estudiar la representatividad de la media de los caudales se ha calculado una medida de dispersión relativa de los mismos: el coeficiente de variación de Pearson. A la vista de los valores obtenidos, se puede confirmar que la tubería de D = 0'10 m. ofrece valores más representativos (con CV menores, en todos los casos), mientras que los menos representativos, por su mayor variabilidad relativa, corresponden a la tubería de D = 1'00 m.

Adviértase, además, que el 50 % de los casos se halla comprendido entre Q₁ y Q₃. Y también el 50 % de los caudales se encontrarán, teóricamente, en el intervalo de existencia:

$$(P \pm R'_i) = \left(\frac{Q_3 + Q_1}{2} \pm \frac{Q_3 - Q_1}{2} \right)$$

Así, por ejemplo, para la tubería con J = 46'42% y D = 1'00 m., el 50% de los caudales centrales se hallan en el intervalo:

$$4.292 \pm 688 \Rightarrow 3.604 \text{ l./seg.} \leq q \leq 4.980 \text{ l./seg.}$$

5.1.2.3. Tipificación de la variable "caudal". Valoración

Vamos a proceder, seguidamente, a la tipificación de la variable "caudal", lo que se consigue haciendo:

$$y_i = \frac{q_i - \bar{q}}{s_q}$$

teniendo en cuenta que, en todos los casos, será $\bar{y} = 0$ con una varianza $s_y^2 = 1$.

Esto se demuestra fácilmente si tenemos la variable caudal q con media aritmética \bar{q} y desviación típica s_q . Llamemos Y a la variable tipificada, definida, tal como se ha expuesto, como: $Y = \frac{q - \bar{q}}{s_q}$.

La media de la variable Y , \bar{y} , será entonces:

$$\begin{aligned}\bar{y} &= \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{q_i - \bar{q}}{s_q} = \frac{1}{s_q} \times \frac{\sum_{i=1}^n (q_i - \bar{q})}{n} = \\ &= \frac{1}{s_q} \left(\frac{\sum_{i=1}^n q_i}{n} - \frac{n\bar{q}}{n} \right) = \frac{1}{s_q} (\bar{q} - \bar{q}) = 0,\end{aligned}$$

(puesto que: $\frac{\sum_{i=1}^n q_i}{n} = \bar{q}$, por definición, y: $\sum_{i=1}^n \bar{q} = n \cdot \bar{q}$), y la variancia será:

$$s_y^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(y_i - \bar{y})^2}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{q_i - \bar{q}}{s_q} \right)^2 = \frac{1}{s_q^2} \sum_{i=1}^n \frac{(q_i - \bar{q})^2}{n} = \frac{1}{s_q^2} \cdot s_q^2 = 1, \text{ c.s.q.d.}$$

Como se sabe, la variable tipificada mide las desviaciones de la variable “caudal” con respecto a la media en unidades de desviación “standard”, constituyendo, por ello, una medida abstracta y adimensional, de gran valor y utilidad en la comparación de diferentes distribuciones.

En efecto, sabemos que distintas distribuciones poseen, por lo general, distintas medidas de posición y de dispersión. Sin embargo, puede ocurrir que las formas de muchas distribuciones sean análogas, diferenciándose únicamente entre sí por estar representadas o medidas en sistemas con distintos orígenes o distintas escalas. Entonces decimos que todas esas distribuciones pertenecen a la misma familia de distribuciones.

Es frecuente, al estudiar las propiedades de las distribuciones, no hacerlo en particular para cada una de las posibilidades existentes, sino para alguna distribución que podríamos considerar como más estándar o más representativa de toda la familia, y luego, mediante la aplicación del correspondiente cambio de origen y de escala, tratar de reducir las propiedades para la distribución particular considerada.

APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES A LAS FORZADAS

Cuando pretendemos comparar magnitudes expresadas en distintas unidades o en distintas situaciones, para poder compararlas tendremos que hacerlas homogéneas, y a este proceso de homogeneización de las diferentes magnitudes le llamaremos **tipificación** o **normalización**.

Realizados, en fin, los cálculos correspondientes, podemos elaborar la siguiente tabla:

Valores de		VARIABLE CAUDAL TIPIFICADA Y							
J (%)	D (m.)	Biel	Biegeleisen-Bukowsky	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	Media	Varianza
0'1	0'04	-	-0'25	1'60	-1'60	-0'25	0'50	0	1
	0'10	-	-1'10	1'85	-0'75	-0'75	0'75	0	1
	1'00	1'21	-1'49	-0'50	1'21	-0'76	0'33	0	1
2'154	0'04	0'05	0'09	1'18	-2'05	0'41	0'32	0	1
	0'10	1'11	-1'00	1'29	-1'40	-0'11	0'11	0	1
	1'00	1'37	-1'44	-0'85	1'10	-0'33	0'15	0	1
46'42	0'04	0'41	0'29	0'66	-2'15	0'83	-0'04	0	1
	0'10	1'02	-0'43	0'75	-1'72	0'70	-0'32	0	1
	1'00	1'18	-0'86	-1'70	0'90	0'38	0'10	0	1
1.000	0'04	0'21	0'49	0'29	-1'94	1'29	-0'34	0	1
	0'10	0'52	-0'02	0'24	-1'71	1'55	-0'58	0	1
	1'00	0'97	-0'65	-1'82	0'67	0'92	-0'09	0	1
Módulos Σ		8'05	8'11	12'73	17'20	8'28	3'63	-	-

Tabla 1.12. Variable caudal tipificada.

Si ahora comparamos los resultados ofrecidos por la suma de los valores absolutos de la variable tipificada para cada formulación, se observa que se mantienen parecidas conclusiones a las obtenidas por la aplicación del concepto de “medida de aproximación a la media aritmética”. La formulación propuesta en nuestros trabajos (Franquet) sigue resultando la mejor, la de Biegeleisen-Bukowsky supera ligeramente a la de Hazen-Williams y debe hacerse constar, también, que la formulación de Biel cuenta con 2 pruebas menos que de realizarse, sin duda, empeorarían sus resultados. Como casi siempre, en fin, los peores resultados los cosechan las formulaciones de Darcy y de Kütter.

5.1.2.4. Estimación y contraste de hipótesis

5.1.2.4.1. Límites de confianza para los caudales medios

Vamos ahora a establecer los límites de confianza para la media μ de la población de caudales en el caso de que la varianza de la población de los caudales (medidos empíricamente y/o estimados a partir de una gran cantidad de fórmulas “ad hoc”) sea desconocida, como es el caso que nos ocupa.

Este método de resolver el problema, no obstante, puede hallarse sujeto a una seria objeción. En una muestra tan pequeña como la que nos ocupa ($n = 6$), la

desviación *standard* muestral s no será una estimación exacta de la desviación típica del universo σ ; por consiguiente, se puede introducir un grave error en el valor de la variable normal tipificada Z al substituir σ por su estimación muestral. De hecho, en la mayoría de los problemas de aplicación hidráulica se desconoce la verdadera estimación *standard*. Para vencer este defecto, es necesario reemplazar la variable aleatoria Z por una nueva variable aleatoria que entrañe la desviación *standard* muestral en lugar de la desviación *standard* poblacional. Tales consideraciones previas nos conducirán a la aplicación de la que se conoce como *distribución t de Student-Gosset*.

Aunque la distribución de la t se va a introducir aquí para resolver un problema particular o concreto, la susodicha distribución posee otras muchas aplicaciones importantes. En su forma más general, una variable t de Student-Gosset es una variable del tipo:

$$T = \frac{U \cdot \sqrt{v}}{V} \quad (1)$$

en donde U es una variable normal tipificada y V^2 es una variable χ^2 con v grados de libertad, distribuida independientemente de U (HOEL, 1980).

La función de densidad de T se puede obtener hallando las funciones de densidad del numerador y denominador de T y aplicando, entonces, la fórmula correspondiente.

La variable $U\sqrt{v}$, del numerador de la anterior fórmula (1), a la que se designa por Y , es una variable normal con media cero y variancia v , porque U es una variable normal tipificada; por lo tanto, la función de densidad de Y , a la que se denota por $k(y)$, viene dada por la expresión:

$$k(y) = \frac{e^{-\frac{y^2}{2v}}}{\sqrt{2\pi v}} \quad (2)$$

La variable V del denominador de la fórmula (1) es la raíz cuadrada de una variable χ^2 ; en consecuencia, se puede hallar su distribución haciendo uso de la fórmula correspondiente:

$$g(y) = f(x) \left| \frac{dx}{dy} \right| \quad (3)$$

en que x debe substituirse por su valor en función de y mediante la relación: $y = h(x)$.

Para ello, admitamos que las variables x e y de dicha fórmula las hacemos, $x = v^2$ e $y = v$. Entonces, el cambio de variable que se requiere viene dado por la relación $y = \sqrt{x}$. La aplicación de la fórmula (3) da en este caso:

$$g(v) = f(v^2)2v$$

Pero V^2 es una variable χ^2 con v grados de libertad, cuya función de frecuencias, que constituye un caso particular de la distribución de probabilidad “gamma”, de numerosas aplicaciones estadísticas, la encontramos expresada del siguiente modo:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{x^{\frac{v}{2}-1} \cdot e^{-\frac{x}{2}}}{2^{\frac{v}{2}} \cdot \Gamma(v/2)}, & \forall x > 0 \\ 0, & \forall x \leq 0 \end{cases}$$

que es una función continua en el origen de coordenadas, puesto que existe y está definida en él, con el mismo valor del límite: $\lim_{x \rightarrow 0} f(x) = 0$.

En su consecuencia:

$$g(v) = a(v^2)^{\frac{v}{2}-1} \cdot e^{-\frac{v^2}{2}} \cdot 2v = 2av^{v-1} \cdot e^{-\frac{v^2}{2}} \quad (4)$$

Aquí a es la distribución χ^2 constante: $\frac{1}{2^{\frac{v}{2}} \cdot \Gamma(v/2)}$.

Para aplicar a (1) la fórmula que nos da la función de densidad de Z , por ejemplo $q(z)$, a saber:

$$q(z) = \int |x| \cdot f(x) \cdot g(zx) \cdot dx \quad (5)$$

en la que la integración se extiende al recorrido de los valores de x para z fija, es necesario asociar la variable v con x y la variable $U\sqrt{v}$ con y . La función $f(x)$ de (5) se nos da, por consiguiente, substituyendo v por x en (4). La función $g(y)$ de (3) nos la da $k(y)$ en (2). Por último, es necesario asociar la variable T con la variable Z . Tras haber efectuado estas substituciones en la notación, veamos que la fórmula (5), una vez aplicada a la (1), ofrecerá el siguiente resultado:

$$q(t) = \int_0^\infty x \cdot 2ax^{v-1} \cdot e^{-\frac{x^2}{2}} \cdot \frac{e^{-\frac{(tx)^2}{2v}}}{\sqrt{2\pi v}} \cdot dx = \frac{2a}{\sqrt{2\pi v}} \int_0^\infty x^v \cdot e^{-\frac{1}{2}x^2 \left(1 + \frac{t^2}{v}\right)} \cdot dx$$

Sea ahora:

$$w = \frac{x^2 \left(1 + \frac{t^2}{v}\right)}{2}; \text{ luego: } dx = \frac{dw}{\sqrt{2w} \cdot \sqrt{1 + \frac{t^2}{v}}}, \text{ con lo que:}$$

$$q(t) = \frac{2^{\frac{v}{2}} \cdot a}{\sqrt{\pi v}} \left(1 + \frac{t^2}{v}\right)^{-\frac{1}{2}(v+1)} \cdot \int_0^\infty w^{\frac{v-1}{2}} \cdot e^{-w} \cdot dw$$

Examinando la función “gamma” generalizada de Euler en el punto α que, como se sabe, viene definida por la integral euleriana de segunda especie¹⁸:

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^\infty x^{\alpha-1} \cdot e^{-x} \cdot dx$$

se observará que la anterior integral es igual a $\Gamma[(v+1)/2]$; por consiguiente:

$$q(t) = c \left(1 + \frac{t^2}{v}\right)^{-\frac{v+1}{2}}, \text{ en donde } c \text{ es una constante de valor:}$$

$$c = \frac{2^{\frac{v}{2}} \cdot a}{\sqrt{\pi v}} \Gamma\left(\frac{v+1}{2}\right) = \frac{\Gamma\left(\frac{v+1}{2}\right)}{\sqrt{\pi v} \cdot \Gamma\left(\frac{v}{2}\right)} \quad (6)$$

La anterior derivación prueba el siguiente teorema: *Si U tiene una distribución normal, con media cero y variancia la unidad y V^2 tiene una distribución χ^2 con v grados de libertad, y U y V se distribuyen independientemente, entonces la variable:*

$$T = \frac{U \sqrt{v}}{V}$$

tiene una distribución t de Student, con v grados de libertad, dada por la expresión:

$$f(t) = c \left(1 + \frac{t^2}{v}\right)^{-\frac{1}{2}(v+1)}$$

en donde c es la constante expresada en (6).

Encontraremos que los métodos de muestras grandes dan probabilidades que, de una manera persistente, son demasiado pequeñas; en consecuencia, los métodos de muestras grandes denunciarán resultados significativos más a menudo de lo que en realidad está justificado. La explicación de este sesgo presente en los métodos de muestras grandes es que la distribución de la t tiene una dispersión ligeramente mayor que la distribución normal tipificada. La

¹⁸ Vide Cinco temas de Hidrología e Hidráulica, p. 242. El autor. Citada en la bibliografía.

situación se expone gráficamente en la siguiente figura, que ofrece los gráficos de la distribución normal tipificada y de la distribución de la t de Student para cuatro grados de libertad. Así:

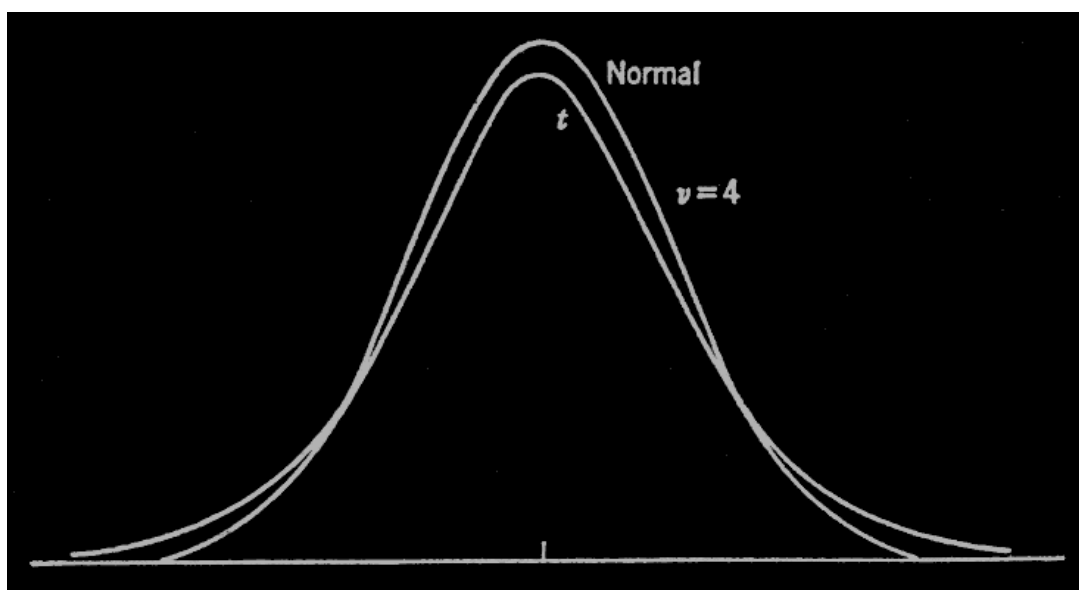


Fig. 1.1. Distribuciones normal tipificada y t de Student.

El rasgo importante de la distribución de la t es que no depende de ningún parámetro poblacional desconocido; de aquí el que no haya necesidad de substituir los valores de los parámetros por estimaciones muestrales dudosas como la hay, en cambio, en el método de la curva normal de las muestras grandes.

Supongamos que q se distribuye normalmente, con media μ y variancia σ^2 . Sean \bar{q} y s^2 sus estimaciones muestrales basadas en una muestra aleatoria de tamaño n . Entonces, al igual que antes:

$$U = \frac{\bar{q} - \mu}{\sigma / \sqrt{n}} \quad \text{y} \quad V^2 = \frac{n \cdot s^2}{\sigma^2}$$

Satisfacen los requisitos de U y V en el teorema anteriormente expuesto; en consecuencia:

$$T = \frac{(\bar{q} - \mu)\sqrt{n-1}}{s}$$

tiene una distribución t , con $(n - 1)$ grados de libertad. Si $t_{0,05}$ representa el valor de T tal que la probabilidad de que $|T| > t_{0,05}$ sea $0,05$, tendremos que será $0,95$ la probabilidad de que:

$$\left| \frac{(\bar{q} - \mu)\sqrt{n-1}}{s} \right| < t_{0.05}, \text{ o bien de que: } \bar{q} - t_{0.05} \cdot \frac{s}{\sqrt{n-1}} < \mu < \bar{q} + t_{0.05} \cdot \frac{s}{\sqrt{n-1}}$$

Esta desigualdad monótonica ascendente determina para μ un intervalo de confianza del 95 por ciento (HOEL, 1980).

Si calculamos ahora tales límites a partir de una muestra, como la que resulta de las $n = 6$ formulaciones que venimos empleando en nuestro caso, la probabilidad del intervalo que cubre μ es $(1 - \alpha)$. Entonces, el intervalo de confianza del caudal, para cada uno de los 12 supuestos analizados, vendrá dado por:

$$\bar{q} - t_{\frac{1}{2}\alpha} \times \frac{s}{\sqrt{n-1}} \leq \mu \leq \bar{q} + t_{1-\frac{1}{2}\alpha} \times \frac{s}{\sqrt{n-1}},$$

tomando $(n-1)$ grados de libertad.

Observemos que, en general, para muestras de variables hidráulicas con $n > 30$, llamadas “grandes muestras”, las distribuciones muestrales de muchos estadísticos son aproximadamente normales y la aproximación es tanto mejor conforme aumenta el tamaño de la muestra n . Sin embargo, para muestras de tamaño $n < 30$, denominadas “pequeñas muestras”, dicha aproximación no resulta adecuada y va siendo tanto peor a medida que n disminuye, por lo que habrá que realizar las modificaciones adecuadas.

Un estudio sobre las distribuciones muestrales de estadísticos para pequeñas muestras se llama “teoría de pequeñas muestras”, aunque un nombre más adecuado sería, probablemente, el de “teoría exacta de muestreo”, puesto que los resultados obtenidos son válidos tanto para las grandes como para las pequeñas muestras.

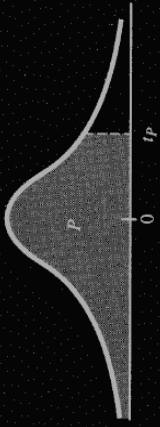
Veamos, para facilitar los cálculos correspondientes, la tabla de percentiles de la referida distribución t de Student¹⁹ (Gosset). En la primera fila de la tabla aparecen las probabilidades acumuladas P y en la primera columna se tienen los diferentes valores n del número de grados de libertad. En el interior de la tabla aparecen los percentiles t_p . Esto es:

¹⁹ Esta distribución de probabilidad, muy relacionada con la normal y con la χ^2 de Pearson, y utilizada profusamente en la inferencia estadística es la distribución t de Student, que fue dada a conocer en el año 1908 por el investigador W.S. Gosset que, por entonces, trabajaba en una empresa cervecera irlandesa, la cual no permitía que se publicaran los resultados obtenidos en sus investigaciones. Gosset, para evitar este molesto impedimento, publicó su trabajo en secreto y con el pseudónimo de “Student” (estudiante).

Esta tabla proporciona los valores t_p , tales que

$$P = P(T \leq t_p) = \frac{\Gamma\left(\frac{n+1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)\sqrt{n\pi}} \int_{-\infty}^{t_p} \left(1 + \frac{t^2}{n}\right)^{-\frac{1}{2}(n+1)} dt$$

para $P > 0,5$, y siendo T una variable aleatoria t de Student con n -grados de libertad, ($n = 1, 2, \dots, 30, \dots, \infty$).
 Cuando $P \leq 0,5$, entonces como la función de densidad es simétrica respecto al origen, $t = 0$, tenemos:

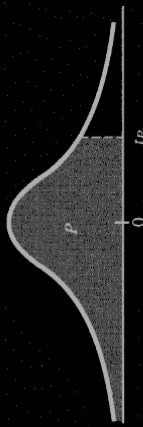
$$P(T \leq t_p) = 1 - P(T \leq -t_p)$$


$P \backslash n$	0,600	0,700	0,750	0,800	0,850	0,900	0,925	0,950	0,975	0,990	0,995	0,999	,9995
1	0,325	0,727	1,000	1,376	1,963	3,078	4,165	6,314	12,71	31,82	63,66	318,3	636,6
2	0,289	0,617	0,816	1,061	1,386	1,886	2,282	2,920	4,303	6,965	9,925	22,33	31,60
3	0,277	0,584	0,765	0,978	1,250	1,638	1,924	2,353	3,182	4,541	5,841	10,21	12,92
4	0,271	0,569	0,741	0,941	1,190	1,533	1,778	2,132	2,776	3,747	4,604	7,173	8,610
5	0,267	0,559	0,727	0,920	1,156	1,476	1,699	2,015	2,571	3,365	4,032	5,893	6,869
6	0,265	0,553	0,718	0,906	1,134	1,440	1,650	1,943	2,447	3,143	3,707	5,208	5,959
7	0,263	0,549	0,711	0,896	1,119	1,415	1,617	1,895	2,365	2,998	3,499	4,785	5,408
8	0,262	0,546	0,706	0,889	1,108	1,397	1,592	1,860	2,306	2,896	3,355	4,501	5,041
9	0,261	0,543	0,703	0,883	1,100	1,383	1,574	1,833	2,262	2,821	3,250	4,297	4,781
10	0,260	0,542	0,700	0,879	1,093	1,372	1,559	1,812	2,228	2,764	3,169	4,144	4,587
11	0,260	0,540	0,697	0,876	1,088	1,363	1,548	1,796	2,201	2,718	3,106	4,025	4,437
12	0,259	0,539	0,695	0,873	1,083	1,356	1,538	1,782	2,179	2,681	3,055	3,930	4,318
13	0,259	0,538	0,694	0,870	1,079	1,350	1,530	1,771	2,160	2,650	3,012	3,852	4,221

Tabla 1.13. Función de distribución de Student (Gosset)-I.

Función de distribución *t*-Student (continuación)

$P(T \leq t_p) = 1 - P(T \leq -t_p)$



$P \backslash n$	0,600	0,700	0,750	0,800	0,850	0,900	0,925	0,950	0,975	0,990	0,995	0,999	,9995
14	0,258	0,537	0,692	0,868	1,076	1,345	1,523	1,761	2,145	2,624	2,977	3,787	4,140
15	0,258	0,536	0,691	0,866	1,074	1,341	1,517	1,753	2,131	2,602	2,947	3,733	4,073
16	0,258	0,535	0,690	0,865	1,071	1,337	1,512	1,746	2,120	2,583	2,921	3,686	4,015
17	0,257	0,534	0,689	0,863	1,069	1,333	1,508	1,740	2,110	2,567	2,898	3,646	3,965
18	0,257	0,534	0,688	0,862	1,067	1,330	1,504	1,734	2,101	2,552	2,878	3,610	3,922
19	0,257	0,533	0,688	0,861	1,066	1,328	1,500	1,729	2,093	2,539	2,861	3,579	3,883
20	0,257	0,533	0,687	0,860	1,064	1,325	1,497	1,725	2,086	2,528	2,845	3,552	3,850
21	0,257	0,532	0,686	0,859	1,063	1,323	1,494	1,721	2,080	2,518	2,831	3,527	3,819
22	0,256	0,532	0,686	0,858	1,061	1,321	1,492	1,717	2,074	2,508	2,819	3,505	3,792
23	0,256	0,532	0,685	0,858	1,060	1,319	1,489	1,714	2,069	2,500	2,807	3,485	3,768
24	0,256	0,531	0,685	0,857	1,059	1,318	1,487	1,711	2,064	2,492	2,797	3,467	3,745
25	0,256	0,531	0,684	0,856	1,058	1,316	1,485	1,708	2,060	2,485	2,787	3,450	3,725
26	0,256	0,531	0,684	0,856	1,058	1,315	1,483	1,706	2,056	2,479	2,779	3,435	3,707
27	0,256	0,531	0,684	0,855	1,057	1,314	1,482	1,703	2,052	2,473	2,771	3,421	3,690
28	0,256	0,530	0,683	0,855	1,056	1,313	1,480	1,701	2,048	2,467	2,763	3,408	3,674
29	0,256	0,530	0,683	0,854	1,055	1,311	1,479	1,699	2,045	2,462	2,756	3,396	3,659
30	0,256	0,530	0,683	0,854	1,055	1,310	1,477	1,697	2,042	2,457	2,750	3,385	3,646
31	0,256	0,530	0,682	0,853	1,054	1,309	1,476	1,696	2,040	2,453	2,744	3,375	3,633
40	0,255	0,529	0,681	0,851	1,050	1,303	1,468	1,684	2,021	2,423	2,704	3,307	3,551
50	0,255	0,528	0,679	0,849	1,047	1,299	1,462	1,676	2,009	2,403	2,678	3,261	3,496
60	0,254	0,527	0,679	0,848	1,045	1,296	1,458	1,671	2,000	2,390	2,660	3,232	3,460
70	0,254	0,527	0,678	0,847	1,044	1,294	1,456	1,667	1,994	2,381	2,648	3,211	3,435
80	0,254	0,526	0,678	0,846	1,043	1,292	1,453	1,664	1,990	2,374	2,639	3,195	3,416
90	0,254	0,526	0,677	0,846	1,042	1,291	1,452	1,662	1,987	2,368	2,632	3,183	3,402
100	0,254	0,526	0,677	0,845	1,042	1,290	1,451	1,660	1,984	2,364	2,626	3,174	3,390
120	0,254	0,526	0,677	0,845	1,041	1,289	1,449	1,658	1,980	2,358	2,617	3,160	3,373
150	0,254	0,526	0,676	0,844	1,040	1,287	1,447	1,655	1,976	2,351	2,609	3,145	3,357
∞	0,253	0,524	0,674	0,842	1,036	1,282	1,440	1,645	1,960	2,326	2,576	3,090	3,291

Tabla 1.14. Función de distribución de Student (Gosset)-II.

Como la desviación típica de la población o universo σ es desconocida, los intervalos formados utilizando $t_{1-\frac{\alpha}{2}}$ variarán de posición de una muestra a otra y también en longitud, puesto que sus longitudes dependen de s , que varía de una muestra a otra. En cualquier caso los intervalos recubrirán el verdadero valor de μ una proporción fija de las veces y, de esta forma, quedará establecido el grado de confianza que tenemos en cualquiera de los intervalos que recubren μ .

Desde luego, el uso de la distribución t de Student (Gosset) se restringirá a los casos en que la distribución de caudales de las tuberías sea aproximadamente normal. Aún para poblaciones no normales, su empleo será bastante correcto si la muestra es también suficientemente grande.

Vamos, pues, a realizar los cálculos para los 12 casos, con un nivel de confianza del 95%. Para buscar el valor estandarizado de la serie, buscaremos en la tabla t -Student un nivel de probabilidad de:

$0.95 + \frac{0.05}{2} = 0.975$, con 4 g.l. para los dos primeros casos y 5 g.l. para los 10 restantes. Así, aprovechando la simetría de la distribución de probabilidad, hallaremos ambos límites. Esto es:

1) $J = 0.1\%$, $D = 0.04$ m.

$$\begin{cases} t_{0.975} = 2.776 \text{ para el límite superior} \\ t_{0.025} = -2.776 \text{ para el límite inferior} \end{cases}$$

Con el siguiente intervalo de confianza:

$$0.036 - 2.776 \times \frac{0.005}{\sqrt{5-1}} \leq \mu \leq 0.036 + 2.776 \times \frac{0.005}{\sqrt{5-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$0.029 \leq \mu \leq 0.043$$

2) $J = 0.1\%$, $D = 0.10$ m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$0.42 - 2.776 \times \frac{0.04}{\sqrt{5-1}} \leq \mu \leq 0.42 + 2.776 \times \frac{0.04}{\sqrt{5-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$0'36 \leq \mu \leq 0'48$$

3) J = 0'1‰, D = 1'00 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$191 - 2'571 \times \frac{33}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 191 + 2'571 \times \frac{33}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$176 \leq \mu \leq 206$$

4) J = 2'154‰, D = 0'04 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$0'175 - 2'571 \times \frac{0'022}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 0'175 + 2'571 \times \frac{0'022}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$0'150 \leq \mu \leq 0'200$$

5) J = 2'154‰, D = 0'10 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$2'06 - 2'571 \times \frac{0'18}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 2'06 + 2'571 \times \frac{0'18}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población en estudio se halla comprendido en el intervalo:

$$1'85 \leq \mu \leq 2'27$$

6) J = 2'154‰, D = 1'00 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$918 - 2'571 \times \frac{140}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 918 + 2'571 \times \frac{140}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$757 \leq \mu \leq 1.079$$

7) J = 46'42‰, D = 0'04 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$0'86 - 2'571 \times \frac{0'121}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 0'86 + 2'571 \times \frac{0'121}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$0'72 \leq \mu \leq 1'00$$

8) J = 46'42‰, D = 0'10 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$9'9 - 2'571 \times \frac{0'93}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 9'9 + 2'571 \times \frac{0'93}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$8'8 \leq \mu \leq 11'0$$

9) J = 46'42‰, D = 1'00 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$4.279 - 2'571 \times \frac{781}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 4.279 + 2'571 \times \frac{781}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$3.381 \leq \mu \leq 5.177$$

10) J = 1.000%, D = 0'04 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$4'16 - 2'571 \times \frac{0'7}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 4'16 + 2'571 \times \frac{0'7}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$3'36 \leq \mu \leq 4'96$$

11) J = 1.000%, D = 0'10 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$47'9 - 2'571 \times \frac{5'43}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 47'9 + 2'571 \times \frac{5'43}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$41'7 \leq \mu \leq 54'1$$

12) J = 1.000%, D = 1'00 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$20.560 - 2'571 \times \frac{3.763}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 20.560 + 2'571 \times \frac{3.763}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$16.233 \leq \mu \leq 24.887$$

Debe tenerse en cuenta que para poder construir los intervalos de confianza anteriores se ha supuesto la normalidad de la distribución original debido a que el tamaño de las muestras es pequeño (5 ó 6) y no se conoce la desviación típica de la población o universo. Es de esta manera que se ha podido utilizar la distribución t de Student para realizar dichas estimaciones. En la práctica, cuando el tamaño de la muestra que estamos investigando es superior a 30 utilizaremos las tablas de la distribución normal tipificada o “standard” N (0, 1) para calcular las probabilidades de la t-Student.

5.1.2.4.2. Clasificación de la bondad de las formulaciones

Para la puntuación de la bondad de las formulaciones estudiadas, se ha elaborado la siguiente tabla, en cuya última fila figura el número de “incumplimientos” o “rechazos”, mientras que en la última columna aparece el número de aceptaciones de cada uno de los 12 casos analizados. Sobre las 70 pruebas o situaciones, se registra un total de 47 aceptaciones y 23 rechazos, o sea:

$$\frac{47}{70} \times 100 \cong 67\% \text{ (aceptaciones) y } 33\% \text{ (rechazos).}$$

Valores de		NIVEL DE CONFIANZA DEL 95%						
J (%)	D (m.)	Biel	Biegeleisen-Bukowsky	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	Nº aceptaciones
0'1	0'04	-	SÍ	NO	NO	SÍ	SÍ	3
	0'10	-	SÍ	NO	SÍ	SÍ	SÍ	4
	1'00	NO	NO	NO	NO	NO	SÍ	1
2'154	0'04	SÍ	SÍ	NO	NO	SÍ	SÍ	4
	0'10	SÍ	SÍ	NO	NO	SÍ	SÍ	4
	1'00	NO	NO	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ	4
46'42	0'04	SÍ	SÍ	SÍ	NO	SÍ	SÍ	5
	0'10	SÍ	SÍ	SÍ	NO	SÍ	SÍ	5
	1'00	NO	SÍ	NO	SÍ	SÍ	SÍ	4
1.000	0'04	SÍ	SÍ	SÍ	NO	NO	SÍ	4
	0'10	SÍ	SÍ	SÍ	NO	NO	SÍ	4
	1'00	SÍ	SÍ	NO	SÍ	SÍ	SÍ	5
nº outliers		3	2	7	8	3	0	47

Tabla 1.15. Clasificación según el nivel de confianza del 95%.

También el resultado de este nuevo análisis estadístico permite ordenar las formulaciones anteriores por su mayor grado de credibilidad atendiendo a su intervalo de confianza del 95%, resultando, en definitiva, la siguiente jerarquización por orden de mejor a peor de las fórmulas en cuestión:

1. FRANQUET (0 outliers)
2. BIEGELEISEN-BUKOWSKY (2 outliers)
3. HAZEN-WILLIAMS (3 outliers)
4. BIEL (3 outliers, con 2 pruebas o experiencias menos)
5. DARCY (7 outliers)
6. KÜTTER (8 outliers)

Obsérvese que los resultados obtenidos de este nuevo análisis arrojan una clasificación bastante parecida a la que resulta del estudio de las “discrepancias” entre los valores de los caudales calculados con cada formulación y la media de todos ellos, para cada uno de los 12 supuestos contemplados; aunque aquí, como también se ha deducido del estudio de la tipificación de la variable “caudal”, la

formulación de Biegeleisen-Bukowsky supera ligeramente a la de Hazen-Williams.

Hay que hacer notar que ambos análisis han partido del supuesto práctico escogido al azar propuesto por P. Forchheimer en su obra, citada en la bibliografía, pág. 138 y apéndice pp. 610-614, por lo que no cabe sospechar al respecto la realización de ningún tipo de manipulación o “adecuación” previa de los datos o bien de los resultados obtenidos.

Se confirma, en definitiva, que la formulación aquí propuesta por nosotros es la que ofrece más confianza desde el punto de vista estadístico comparándola con otras 5 formulaciones de empleo usual en el dimensionamiento hidráulico de tuberías y redes de distribución de agua agrícolas, industriales o urbanas, consiguiendo, con suficiente y expresiva claridad, mejores resultados que cualquiera de ellas.

5.1.2.4.3. Determinación del tamaño de la muestra

Otro tipo de problema con el que podemos encontrarnos estriba en determinar el tamaño muestral, o sea, el número de formulaciones o bien mediciones empíricas a efectuar para averiguar el caudal de una tubería con un intervalo de confianza cuya amplitud y nivel de confianza estén predeterminados. En este caso, se puede recurrir a la tabla de la distribución normal “standard” porque se sabe que la distribución de los caudales es normal y se conoce o se puede deducir la desviación típica de la población o universo.

Suponiendo una población normal, podemos utilizar, en el caso, por ejemplo, de $J = 0'1\%$ y $D = 1'00$ m., la $s = 33$ l./seg. para estimar la σ , observándose que s es una estimación no centrada de σ . Para $n = 6$, la estimación centrada es:

$$\sigma = 1'051 \cdot s = 1'051 \cdot 33 \approx 35.$$

Si ahora deseamos determinar el tamaño necesario de la muestra de formulaciones empíricas del caudal de esa tubería que se necesitará para obtener un intervalo de confianza cuya amplitud sea de 30 l./seg. con un nivel de confianza del 95%, deberemos operar del siguiente modo:

$$\left[\bar{q} - z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \leq \mu_q \leq \bar{q} + z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right]$$

La amplitud del intervalo será igual a la diferencia entre los límites superior e inferior:

$$a = \left[\bar{q} + z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right] - \left[\bar{q} - z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right]$$

Desde aquí podemos operar algebraicamente para llegar a una fórmula que dé el valor del tamaño de muestra requerido para la amplitud y nivel de confianza deseados. Así:

$$\begin{aligned} a &= \left[\bar{q} + z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right] - \left[\bar{q} - z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right] = \bar{q} + z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} - \bar{q} + z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = \\ &= z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} + z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = 2 \cdot z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} ; \\ \sqrt{n} &= 2 \cdot z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \frac{\sigma}{a} = \frac{z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \sigma}{\frac{a}{2}} \Rightarrow \\ n &= \left[\frac{2 \cdot z_{\frac{1+\alpha}{2}} \cdot \sigma}{a} \right]^2 \end{aligned}$$

Para hallar el valor del tamaño de muestra sólo resta buscar en la tabla de la distribución normal el valor estandarizado de la serie y reemplazar éste, junto con los demás datos en la fórmula precedente.

$$z_{\frac{1+0'95}{2}} = z_{0'975}$$

O bien:

$$\begin{aligned} z_{0'95 + \frac{0'05}{2}} &= z_{0'975} \Rightarrow \\ z_{0'975} &= 1'96 \\ n &= \left[\frac{2 \cdot 1'96 \cdot \sigma}{a} \right]^2 \end{aligned}$$

De este modo, pues, el tamaño de la muestra deberá ser, en nuestro caso, de:

$$n = \left(\frac{2 \times 1'96 \times 35}{30} \right)^2 = 20'92 ; \text{ o sea, } n \geq 21,$$

por lo que se requiere un tamaño de muestra igual o mayor a 21 para cumplir con los requerimientos de amplitud del intervalo de confianza y nivel de significación exigidos. También podemos determinar el tamaño de la muestra requerido para estimar σ^2 correctamente, dentro de un cierto porcentaje.

5.1.2.4.4. Estimación de la varianza y desviación típica poblacional

Al igual que se hace para las distribuciones normal y t , se pueden definir para χ^2 límites e intervalos de confianza del 95%, 99% u otros distintos, mediante la tabla de la distribución de χ^2 , que veremos posteriormente. De esta forma se puede estimar, dentro de unos determinados límites de confianza, la desviación típica de la población σ a partir de la desviación típica muestral s .

Si ahora, en el mismo caso anterior, pretendemos estimar la varianza y la desviación típica poblacional de los caudales, se deberá usar la distribución chi-cuadrado de Pearson con $(n-1)$ g.l., con el intervalo de confianza del 95%, del siguiente modo:

$$\frac{n \cdot s^2}{\chi_{0.975}^2} \leq \sigma^2 \leq \frac{n \cdot s^2}{\chi_{0.025}^2}.$$

En efecto, el hecho de que $\frac{n \cdot s^2}{\sigma^2} = \frac{(n-1) \cdot s^2}{\sigma^2}$ tenga una distribución chi-cuadrado con $v = n-1$ grados de libertad nos permite obtener los límites de confianza para σ^2 ó σ . Por ejemplo si $\chi_{0.025}^2$ y $\chi_{0.975}^2$ son los valores de χ^2 (también llamados “valores críticos”) para los cuales el 2.5% del área se encuentra en cada “cola” de la distribución, entonces un intervalo de confianza del 95% es:

$$\chi_{0.025}^2 \leq \frac{n \cdot s^2}{\sigma^2} \leq \chi_{0.975}^2$$

o de manera equivalente:

$$\chi_{0.025}^2 \leq \frac{(n-1) \cdot s^2}{\sigma^2} \leq \chi_{0.975}^2$$

De esto vemos que σ puede estimarse que se encuentra en el intervalo:

$$\frac{s\sqrt{n}}{\chi_{0.975}} \leq \sigma \leq \frac{s\sqrt{n}}{\chi_{0.025}}, \text{ o bien :}$$

$$\frac{s\sqrt{n-1}}{\chi_{0.975}} \leq \sigma \leq \frac{s\sqrt{n-1}}{\chi_{0.025}}$$

con un nivel de confianza del 95%. En forma semejante, otros intervalos de confianza pueden también encontrarse. Los valores $\chi_{0.025}$ y $\chi_{0.975}$ representan, respectivamente, los valores de los percentiles 2.5% y 97.5%. Para grandes valores de v ($v \geq 30$), se puede echar mano del hecho de que $(\sqrt{2\chi^2} - \sqrt{2v-1})$ se distribuye muy próximamente a una normal con media cero y desviación típica uno, de modo que pueden utilizarse las tablas de la distribución normal si v

≥ 30 . Entonces, si χ_p^2 y z_p son los percentiles de orden p de las distribuciones chi-cuadrado y normal, respectivamente, se tiene:

$$\chi_p^2 = \frac{1}{2} (z_p + \sqrt{2\nu - 1})^2$$

Generalmente es deseable que la amplitud del intervalo de confianza sea tan pequeño como sea posible. Para estadísticos con distribuciones muestrales simétricas, como las distribuciones normal y t , esto se consigue utilizando colas de áreas iguales. Sin embargo, para distribuciones no simétricas, como la distribución chi-cuadrado puede ser deseable ajustar las áreas en las colas de tal manera que se obtenga el intervalo más pequeño.

En nuestro caso, se tendrá:

$$\frac{6 \times 33^2}{12'83} \leq \sigma^2 \leq \frac{6 \times 33^2}{0'831}; \text{ o sea:}$$

$$509'28 \leq \sigma^2 \leq 7.862'82; \text{ o también:}$$

$$22'57 \leq \sigma \leq 88'67.$$

Si aumentáramos ahora el nivel de confianza o significación hasta el 99%, se tendría:

$$\frac{n \cdot s^2}{\chi_{0'995}} \leq \sigma^2 \leq \frac{n \cdot s^2}{\chi_{0'005}}. \text{ Esto es :}$$

$$\frac{6 \cdot 33^2}{16'75} \leq \sigma^2 \leq \frac{6 \cdot 33^2}{0'412}; \text{ o también :}$$

$$390'09 \leq \sigma^2 \leq 15.859'22, \text{ o sea:}$$

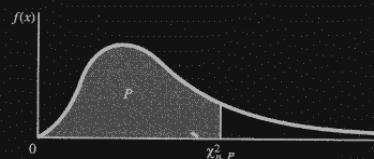
$$19'75 \leq \sigma \leq 125'93.$$

La distribución χ^2 de Pearson aparece, naturalmente, en la teoría asociada a la suma de los cuadrados de las variables aleatorias independientes e igualmente distribuidas según una distribución normal.

Conviene, en definitiva, para la realización de dichos cálculos, el manejo de la tabla de percentiles de la distribución χ^2 , a saber:

Esta tabla proporciona los valores $\chi^2_{n,P}$, tales que

$$P = P(X \leq \chi^2_{n,P}) = \frac{1}{2^{n/2} \Gamma\left(\frac{n}{2}\right)} \int_0^{\chi^2_{n,P}} x^{\frac{n}{2}-1} \cdot e^{-\frac{1}{2}x} dx$$

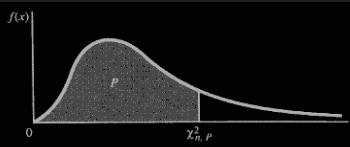


siendo X una variable aleatoria χ^2 de Pearson con n -grados de libertad.

$n \backslash P$	P						
	0,005	0,010	0,025	0,050	0,100	0,250	0,500
1	0,0000	0,0001	0,0009	0,0039	0,0157	0,1015	0,454
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,1026	0,2107	0,5754	1,386
3	0,0717	0,1148	0,2158	0,3518	0,5844	1,213	2,366
4	0,2070	0,2971	0,4844	0,7107	1,064	1,923	3,357
5	0,4117	0,5543	0,8312	1,145	1,610	2,675	4,351
6	0,6757	0,8721	1,2373	1,635	2,204	3,455	5,348
7	0,9893	1,239	1,690	2,167	2,833	4,255	6,346
8	1,344	1,646	2,180	2,733	3,490	5,071	7,344
9	1,735	2,088	2,700	3,325	4,168	5,899	8,343
10	2,156	2,558	3,247	3,940	4,865	6,737	9,342
11	2,603	3,053	3,816	4,575	5,578	7,584	10,34
12	3,074	3,571	4,404	5,226	6,304	8,438	11,34
13	3,565	4,107	5,009	5,892	7,041	9,299	12,34
14	4,075	4,660	5,629	6,571	7,790	10,17	13,34
15	4,601	5,229	6,262	7,261	8,547	11,04	14,34
16	5,142	5,812	6,908	7,962	9,312	11,91	15,34
17	5,697	6,408	7,564	8,672	10,09	12,79	16,34
18	6,265	7,015	8,231	9,390	10,86	13,68	17,34
19	6,844	7,633	8,907	10,117	11,65	14,56	18,34
20	7,434	8,260	9,591	10,850	12,44	15,45	19,34
21	8,034	8,897	10,282	11,591	13,24	16,34	20,34
22	8,643	9,542	10,982	12,338	14,04	17,24	21,34
23	9,260	10,195	11,688	13,090	14,85	18,14	22,34
24	9,886	10,856	12,401	13,848	15,66	19,04	23,34
25	10,519	11,524	13,119	14,611	16,47	19,94	24,34
26	11,160	12,198	13,843	15,379	17,29	20,84	25,34
27	11,807	12,878	14,573	16,151	18,11	21,75	26,34
28	12,461	13,564	15,307	16,927	18,94	22,66	27,34
29	13,121	14,256	16,047	17,708	19,77	23,57	28,34
30	13,786	14,953	16,790	18,492	20,60	24,48	29,34
40	20,706	22,164	24,433	26,509	29,05	33,66	39,34
50	27,990	29,706	32,357	34,764	37,69	42,94	49,33
60	35,534	37,484	40,481	43,187	46,46	52,29	59,33
70	43,275	45,441	48,756	51,739	55,33	61,70	69,33
80	51,172	53,540	57,153	60,391	64,28	71,14	79,33
90	59,196	61,754	65,646	69,126	73,29	80,62	89,33
100	67,327	70,064	74,221	77,929	82,36	90,13	99,33

Tabla 1.16. Percentiles de la distribución χ^2 de Pearson (I).

APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES A LAS FORZADAS

$$P = P(X \leq \chi_{n,p}^2) = \frac{1}{2^{n/2} \Gamma\left(\frac{n}{2}\right)} \int_0^{\chi_{n,p}^2} x^{\frac{n}{2}-1} \cdot e^{-\frac{1}{2}x} dx$$


n \ P	P						
	0,750	0,900	0,950	0,975	0,990	0,995	0,999
1	1,32	2,70	3,84	5,02	6,63	7,88	10,83
2	2,77	4,60	5,99	7,38	9,21	10,60	13,82
3	4,11	6,25	7,81	9,35	11,34	12,84	16,27
4	5,38	7,78	9,49	11,14	13,28	14,86	18,47
5	6,63	9,24	11,07	12,83	15,09	16,75	20,52
6	7,84	10,64	12,59	14,45	16,81	18,55	22,46
7	9,04	12,02	14,07	16,01	18,48	20,28	24,32
8	10,22	13,36	15,51	17,53	20,09	21,96	26,12
9	11,39	14,68	16,92	19,02	21,67	23,59	27,88
10	12,55	15,99	18,31	20,48	23,21	25,19	29,59
11	13,70	17,28	19,68	21,92	24,72	26,76	31,26
12	14,85	18,55	21,03	23,34	26,22	28,30	32,91
13	15,98	19,81	22,36	24,74	27,69	29,82	34,53
14	17,12	21,06	23,68	26,12	29,14	31,32	36,12
15	18,25	22,31	25,00	27,49	30,58	32,80	37,70
16	19,37	23,54	26,30	28,85	32,00	34,27	39,25
17	20,49	24,77	27,59	30,19	33,41	35,72	40,79
18	21,60	25,99	28,87	31,53	34,81	37,16	42,31
19	22,72	27,20	30,14	32,85	36,19	38,58	43,82
20	23,83	28,41	31,41	34,17	37,57	40,00	45,32
21	24,93	29,62	32,67	35,48	38,93	41,40	46,80
22	26,04	30,81	33,92	36,78	40,29	42,80	48,27
23	27,14	32,01	35,17	38,08	41,64	44,18	49,73
24	28,24	33,20	36,42	39,36	42,98	45,56	51,18
25	29,34	34,38	37,65	40,65	44,31	46,93	52,62
26	30,43	35,56	38,89	41,92	45,64	48,29	54,05
27	31,53	36,74	40,11	43,19	46,96	49,64	55,48
28	32,62	37,92	41,34	44,46	48,28	50,99	56,89
29	33,71	39,09	42,56	45,72	49,59	52,34	58,30
30	34,80	40,26	43,77	46,98	50,89	53,67	59,70
40	45,62	51,80	55,76	59,34	63,69	66,77	73,40
50	56,33	63,17	67,50	71,42	76,15	79,49	86,66
60	66,98	74,40	79,08	83,30	88,38	91,95	99,61
70	77,58	85,53	90,53	95,02	100,42	104,21	112,29
80	88,13	96,58	101,87	106,62	112,32	116,32	124,77
90	98,65	107,56	113,14	118,13	124,11	128,29	137,20
100	109,09	118,49	124,34	129,56	135,80	140,16	149,38

NOTA: Para valores grandes de los grados de libertad se puede utilizar la fórmula aproximada:

$$\chi_{\alpha}^2 = n \left(1 - \frac{2}{9n} + Z_{\alpha} \sqrt{\frac{2}{9n}} \right)^3$$

siendo Z_{α} la desviación normal y n el número de grados de libertad. Así, v. gr.:

$$\chi_{99}^2 = 60 \cdot \left(1 - 0,00370 + 2,326 \cdot 0,06086 \right)^3 = 60 \cdot (1,1379)^3 = 88,4$$

para el percentil 99 con 60 grados de libertad.

Tabla 1.17. Percentiles de la distribución χ^2 de Pearson (II).

5.1.3. Aplicación de una tubería de D = 1.000 mm.

Veamos, ahora, la evolución de la velocidad media y del caudal de cualquier tubería usada o en servicio para las 6 diferentes casos de tubos (V_k y Q_k) y un diámetro interior standard de 1.000 mm., en base a las fórmulas que a continuación relacionamos, propuestas en nuestros estudios:

$$\begin{aligned} V_1 &= 36'69 \cdot \sqrt{J} ; & Q_1 &= 28'82 \cdot \sqrt{J} \\ V_2 &= 32'48 \cdot \sqrt{J} ; & Q_2 &= 25'51 \cdot \sqrt{J} \\ V_3 &= 28'53 \cdot \sqrt{J} ; & Q_3 &= 22'41 \cdot \sqrt{J} \\ V_4 &= 25'76 \cdot \sqrt{J} ; & Q_4 &= 20'23 \cdot \sqrt{J} \\ V_5 &= 22'36 \cdot \sqrt{J} ; & Q_5 &= 17'56 \cdot \sqrt{J} \\ V_6 &= 19'36 \cdot \sqrt{J} ; & Q_6 &= 15'21 \cdot \sqrt{J} \end{aligned}$$

con las siguientes tablas:

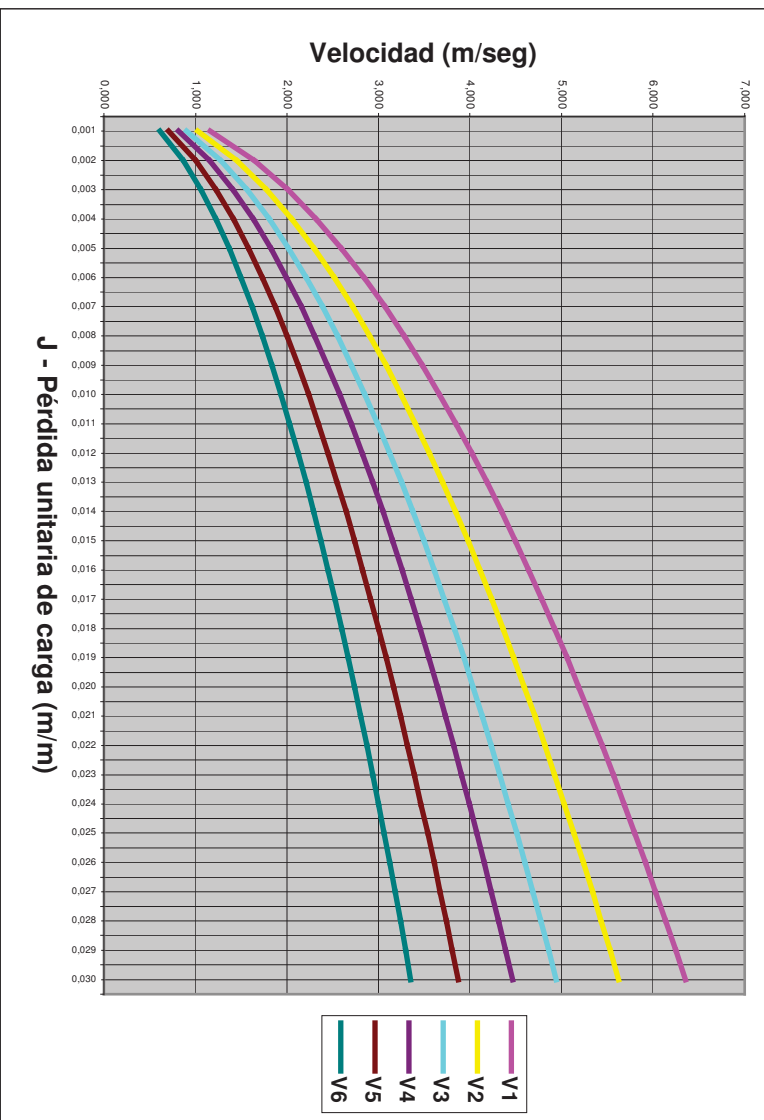
Velocidades (m./seg.) en una tubería de D = 1.000 mm.						
J (m/m)	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆
0,001	1,160	1,027	0,902	0,815	0,707	0,612
0,002	1,641	1,453	1,276	1,152	1,000	0,866
0,003	2,010	1,779	1,563	1,411	1,225	1,060
0,004	2,320	2,054	1,804	1,629	1,414	1,224
0,005	2,594	2,297	2,017	1,822	1,581	1,369
0,006	2,842	2,516	2,210	1,995	1,732	1,500
0,007	3,070	2,717	2,387	2,155	1,871	1,620
0,008	3,282	2,905	2,552	2,304	2,000	1,732
0,009	3,481	3,081	2,707	2,444	2,121	1,837
0,010	3,669	3,248	2,853	2,576	2,236	1,936
0,011	3,848	3,407	2,992	2,702	2,345	2,030
0,012	4,019	3,558	3,125	2,822	2,449	2,121
0,013	4,183	3,703	3,253	2,937	2,549	2,207
0,014	4,341	3,843	3,376	3,048	2,646	2,291
0,015	4,494	3,978	3,494	3,155	2,739	2,371
0,016	4,641	4,108	3,609	3,258	2,828	2,449
0,017	4,784	4,235	3,720	3,359	2,915	2,524
0,018	4,922	4,358	3,828	3,456	3,000	2,597
0,019	5,057	4,477	3,933	3,551	3,082	2,669
0,020	5,189	4,593	4,035	3,643	3,162	2,738
0,021	5,317	4,707	4,134	3,733	3,240	2,806
0,022	5,442	4,818	4,232	3,821	3,317	2,872
0,023	5,564	4,926	4,327	3,907	3,391	2,936
0,024	5,684	5,032	4,420	3,991	3,464	2,999
0,025	5,801	5,136	4,511	4,073	3,535	3,061
0,026	5,916	5,237	4,600	4,154	3,605	3,122
0,027	6,029	5,337	4,688	4,233	3,674	3,181
0,028	6,139	5,435	4,774	4,310	3,742	3,240
0,029	6,248	5,531	4,858	4,387	3,808	3,297
0,030	6,355	5,626	4,942	4,462	3,873	3,353

**APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES
A LAS FORZADAS**

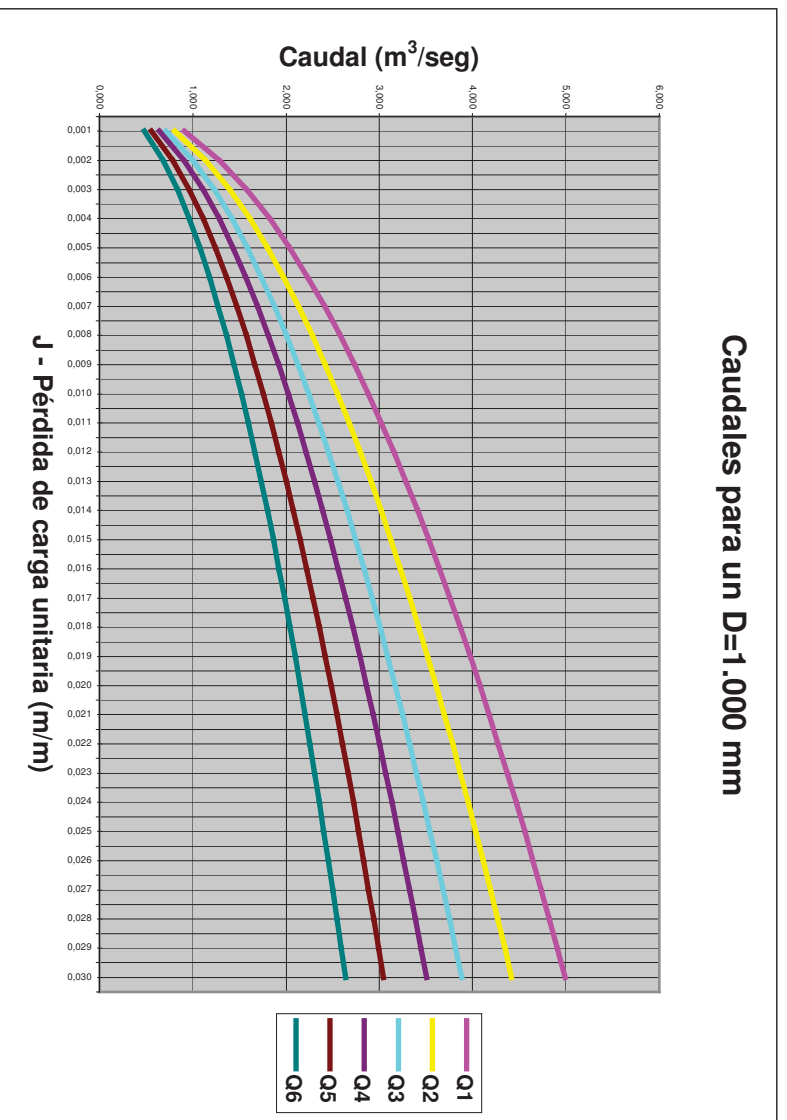
Caudales (m³/seg.) en una tubería con D = 1.000 mm.						
J (m/m)	Q₁	Q₂	Q₃	Q₄	Q₅	Q₆
0,001	0,911	0,807	0,709	0,640	0,555	0,481
0,002	1,289	1,141	1,002	0,905	0,785	0,680
0,003	1,579	1,397	1,227	1,108	0,962	0,833
0,004	1,823	1,613	1,417	1,279	1,111	0,962
0,005	2,038	1,804	1,585	1,430	1,242	1,076
0,006	2,232	1,976	1,736	1,567	1,360	1,178
0,007	2,411	2,134	1,875	1,693	1,469	1,273
0,008	2,578	2,282	2,004	1,809	1,571	1,360
0,009	2,734	2,420	2,126	1,919	1,666	1,443
0,010	2,882	2,551	2,241	2,023	1,756	1,521
0,011	3,023	2,676	2,350	2,122	1,842	1,595
0,012	3,157	2,794	2,455	2,216	1,924	1,666
0,013	3,286	2,909	2,555	2,307	2,002	1,734
0,014	3,410	3,018	2,652	2,394	2,078	1,800
0,015	3,530	3,124	2,745	2,478	2,151	1,863
0,016	3,645	3,227	2,835	2,559	2,221	1,924
0,017	3,758	3,326	2,922	2,638	2,290	1,983
0,018	3,867	3,423	3,007	2,714	2,356	2,041
0,019	3,973	3,516	3,089	2,789	2,420	2,097
0,020	4,076	3,608	3,169	2,861	2,483	2,151
0,021	4,176	3,697	3,248	2,932	2,545	2,204
0,022	4,275	3,784	3,324	3,001	2,605	2,256
0,023	4,371	3,869	3,399	3,068	2,663	2,307
0,024	4,465	3,952	3,472	3,134	2,720	2,356
0,025	4,557	4,033	3,543	3,199	2,776	2,405
0,026	4,647	4,113	3,614	3,262	2,831	2,453
0,027	4,736	4,192	3,682	3,324	2,885	2,499
0,028	4,823	4,269	3,750	3,385	2,938	2,545
0,029	4,908	4,344	3,816	3,445	2,990	2,590
0,030	4,992	4,418	3,882	3,504	3,041	2,634

y sus correspondientes representaciones gráficas, que pueden verse en la página siguiente:

Velocidades para un D=1.000 mm



Caudales para un D=1.000 mm



5.2. FORMULACIONES MULTIVARIANTES

En este mismo orden de ideas, también podemos emplear la expresión multivariante obtenida para las conducciones libres, del tipo $k \in (1,6)$; que ofrecería una velocidad media (m./seg.) de:

$$V = 4,43 \cdot e^{3,0883-0,1093 \cdot k} \cdot R^{0,6503} \cdot J^{0,5}$$

En función del diámetro interior, se tendrán las tres expresiones:

$$\left\{ \begin{array}{l} V = 1,8 \cdot e^{3,0883-0,1093 \cdot k} \cdot D^{0,6503} \cdot J^{0,5} \text{ (tubos usados)} \\ V = \alpha_1 \cdot 1,8 \cdot e^{3,0883-0,1093 \cdot k} \cdot D^{0,6503} \cdot J^{0,5} \text{ (tubos semi-nuevos)} \\ V = \alpha_2 \cdot 1,8 \cdot e^{3,0883-0,1093 \cdot k} \cdot D^{0,6503} \cdot J^{0,5} \text{ (tubos nuevos)} \end{array} \right.$$

Del mismo modo, el caudal o gasto (m³/seg.) vendrá dado por:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 1,41 \cdot e^{3,0883-0,1093 \cdot k} \cdot D^{2,6503} \cdot J^{0,5} \text{ (tubos usados)} \\ Q = \alpha_1 \cdot 1,41 \cdot e^{3,0883-0,1093 \cdot k} \cdot D^{2,6503} \cdot J^{0,5} \text{ (tubos semi-nuevos)} \\ Q = \alpha_2 \cdot 1,41 \cdot e^{3,0883-0,1093 \cdot k} \cdot D^{2,6503} \cdot J^{0,5} \text{ (tubos nuevos)} \end{array} \right.$$

5.3. RELACIONES EXISTENTES ENTRE LOS DIVERSOS PARÁMETROS Y SU INFLUENCIA SOBRE EL CAUDAL

Resulta de gran interés para fijar ideas acerca de la resolución adecuada de cualquier problema práctico que pueda presentarse, conocer y valorar la relación e influencia que se producen entre los diversos factores que intervienen (caudal, diámetro, pérdida unitaria de carga) en las formulaciones que aquí se proponen para el cálculo de las conducciones forzadas o a presión.

En efecto, de la fórmula que ofrece explícitamente las pérdidas unitarias de carga, dedúcese que, aproximadamente (según los diferentes materiales constitutivos de la tubería o categorías de rugosidad de las paredes) se cumple que:

$$J = C \times V^2 \times D^{-1,3} = \frac{8 \times C}{\pi^2 \times D^4} \times Q^2 \times D^{-1,3} = C_1 \times Q^2 \times D^{-5,3}$$

De esta expresión se deriva lo siguiente:

- a) Que la pérdida de carga en una tubería de diámetro interior dado D resulta directamente proporcional al cuadrado de la velocidad y del caudal que por ella circula.
- b) Que dicha pérdida de carga, originada por la circulación de un caudal dado Q , es inversamente proporcional a la potencia de exponente $5/3$ del diámetro interior de la tubería.

Por otra parte, de la expresión aproximada obtenida del caudal o gasto:
 $Q = C^2 \times D^{2.65} \times J^{0.5}$, se deduce lo siguiente:

- c) Que el caudal Q que puede circular por una tubería es directamente proporcional a la potencia de exponente 0.5 de la pérdida de carga y a la potencia de exponente 2.65 del diámetro interior. Se deduce, pues, la influencia preponderante del diámetro sobre la pérdida de carga y sobre el caudal, observándose que una pequeña variación del diámetro (y consecuentemente de la sección mojada) en la conducción repercute notablemente en la pérdida de carga (así, si el diámetro se duplica, manteniendo el gasto constante, la carga necesaria se hace $2^{5/3} \approx 40$ veces menor; del mismo modo, un incremento del diámetro del 50% supone una carga necesaria: $1.5^{5/3} = 8.6$ veces menor). Así pues, resulta más conveniente actuar sobre D que sobre J , independientemente de que éste sea un dato que nos suele venir dado en todos aquellos casos (sifones, tuberías de distribución por gravedad) en que no se trate de una impulsión.
- d) Que las fórmulas aquí propuestas corresponden, como las bien conocidas de Darcy, Gaukler, Kütter o Manning-Strickler, a una corriente turbulenta completa, para todas las categorías de rugosidad, en que la pérdida de carga unitaria depende del cuadrado de la velocidad media (“ley cuadrática”). En cambio, las fórmulas exponenciales monomias que tengan un exponente de V menor que 2 sólo deberían aplicarse correctamente al movimiento turbulento en la zona de transición (Scobey, Hazen-Williams, Scimemi, Meyer-Peter, Blasius-Flamant).

5.4. CRITERIOS PARA LA APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PRÁCTICAS

Con independencia²⁰ de lo expuesto en nuestro anterior libro titulado “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”, pág. 177 y siguientes acerca de la elección más precisa de la fórmula de cálculo, veamos que la existencia de un gran número de fórmulas para calcular la pérdida de carga continua por rozamiento, y en general para efectuar el cálculo hidráulico de una tubería, de las que sólo hemos empleado en nuestro estudio las más representativas, obliga a

²⁰ Vide también TORRES SOTELO, J.E. en *Apuntes de Hidráulica General y Agrícola*, citado en la bibliografía.

adoptar un criterio razonado de aplicación, ya que no pueden utilizarse indistintamente. Unas no son admisibles para un determinado caso; muchas de ellas han sido calculadas después de experiencias concretas sobre determinado tipo de tubería, diámetro, etc.

La elección definitiva corresponde al Ingeniero proyectista, quién tomará como base las circunstancias que concurren en cada caso concreto, tales como: naturaleza del problema, tipo de tubería, caudal de conducción, características del líquido (sea o no agua), probable envejecimiento de la conducción, etc.

Debe tenerse en cuenta que un cálculo por exceso, o el empleo de una fórmula que de resultados por exceso, dentro de un límite aceptable, es aconsejable, por cuanto el mayor coste derivado del mayor diámetro, se compensa con el grado de seguridad que proporciona el cálculo; por el contrario, el empleo de una fórmula que de lugar a resultados por defecto, llevará consigo un aumento de la pérdida de carga, lo que en ocasiones impedirá la conducción del caudal total requerido.

Debe asimismo preverse el hecho de que las incrustaciones aumentan con el tiempo (según hemos visto en el epígrafe anterior 3) incrementando la rugosidad y llegando incluso, en algunos casos, a disminuir la sección útil del tubo. También deben ser previstas las futuras necesidades de servicio (incremento de dotación o de presión).

Cuando se representa una fórmula exponencial en el diagrama general $f - Re$ (conocido como “Ábaco de Moody”), aparece como una familia de rectas de distintas pendientes. Como la verdadera forma de la ecuación del coeficiente de resistencia, excepto en la zona rugosa turbulenta, es una curva logarítmica con la concavidad hacia arriba, la fórmula exponencial sólo puede ser aproximadamente válida en un campo limitado de aplicación.

En sus dos extremos la recta quedará por debajo de la curva, con lo que resultaría una infraestimación de las pérdidas por rozamiento. Por tanto, es importante considerar el campo de validez en el que puede ser aplicada cada fórmula exponencial, ya que cualquier intento de extrapolación de las mismas puede conducir a un error considerable de consecuencias malignas²¹.

5.5. APLICACIÓN A LA FORMULACIÓN SIMPLIFICADA DE DARCY

Una vez establecida nuestra formulación para cada una de las 6 categorías diferentes de rugosidad que ya hemos señalado, puede resultar interesante su aplicación correctora a la bien conocida expresión simplificada de Darcy en el caso de la tuberías usadas o en servicio, aunque aplicando los coeficientes correctores correspondientes para los tubos seminuevos (α_1) o nuevos (α_2).

²¹ Vide TORRES SOTELO, J.E. en *Apuntes de Hidráulica General y Agrícola*, citado en la bibliografía.

También puede hacerse ello extensible a las tuberías sometidas a “gran desgaste” o a “desgaste normal”.

Para ello, se ha tenido en cuenta la conceptualización de los parámetros **b** y **m** de aquella fórmula clásica, con lo que, v. gr., para la categoría de rugosidad $k = 1$ se tendrá:

$$\frac{D \times J}{4} = b \times V^2 = b \times 1.346 \times D^{1'243} \times J ;$$

$D = b \times 5.384 \times D^{1'243}$, de dónde:

$$b = \frac{D}{5.384 \times D^{1'243}} = \frac{1}{5.384 \times D^{0'243}} ; \text{ y también, en todos los casos:}$$

$$m = \frac{64 \times b}{\pi^2 \times D^5} = b \times \frac{6'4846}{D^5} .$$

Así pues, efectuados los cálculos correspondientes para las tuberías usadas o en servicio, se obtienen los siguientes resultados:

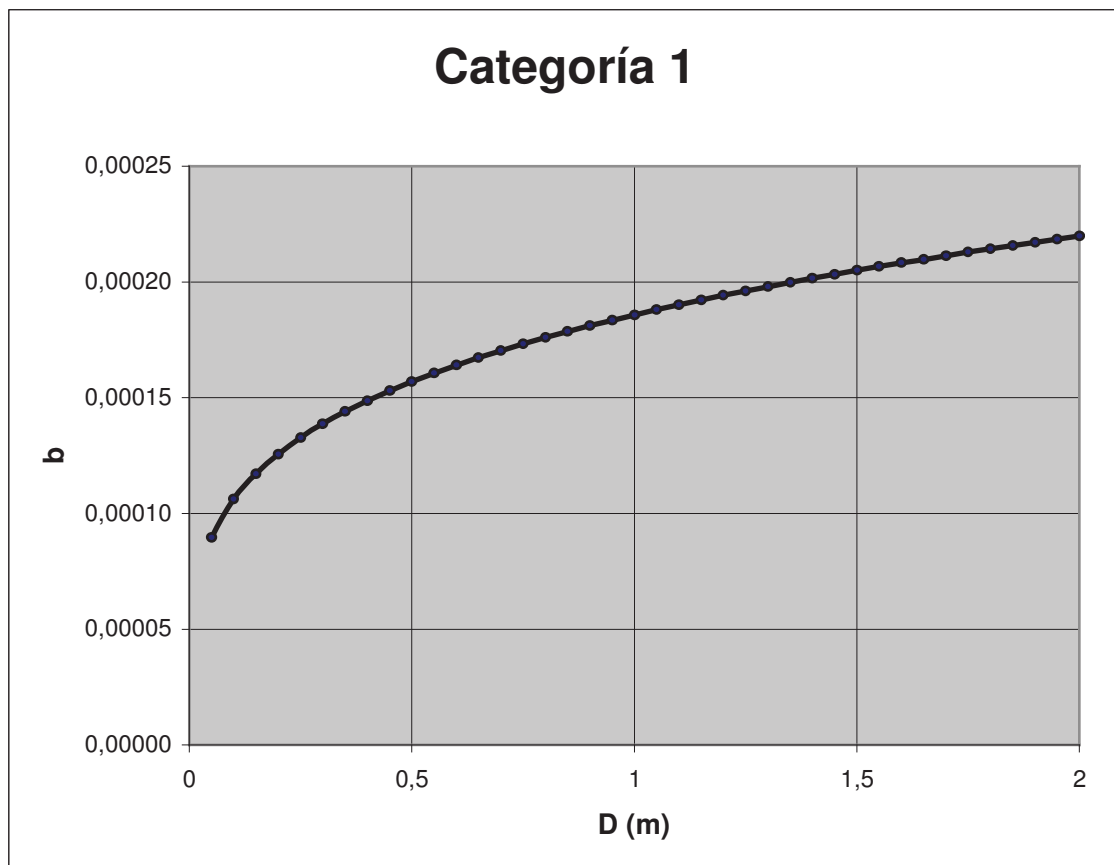
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Categoría 1:} \rightarrow b = \frac{1}{5.384 \times D^{0'243}} ; m = b \times \frac{6'4846}{D^5} ; \\ \text{Categoría 2:} \rightarrow b = \frac{1}{4.220 \times D^{0'2691}} ; m = b \times \frac{6'4846}{D^5} ; \\ \text{Categoría 3:} \rightarrow b = \frac{1}{3.256 \times D^{0'2952}} ; m = b \times \frac{6'4846}{D^5} ; \\ \text{Categoría 4:} \rightarrow b = \frac{1}{2.654 \times D^{0'3112}} ; m = b \times \frac{6'4846}{D^5} ; \\ \text{Categoría 5:} \rightarrow b = \frac{1}{2.000 \times D^{0'3308}} ; m = b \times \frac{6'4846}{D^5} ; \\ \text{Categoría 6:} \rightarrow b = \frac{1}{1.499 \times D^{0'3545}} ; m = b \times \frac{6'4846}{D^5} ; \end{array} \right.$$

Con ello, y para este tipo de tuberías usadas, se pueden elaborar las siguientes tablas para cada categoría de rugosidad de las anteriormente definidas, que nos ofrecen los valores de los parámetros **b** y **m** de la formulación simplificada de Darcy:

CATEGORÍA 1

D (m)	b	m
0,05	0,00008969	1,861,13480157
0,1	0,00010614	68,83005883
0,15	0,00011713	10,00257972
0,2	0,00012562	2,54553136
0,25	0,00013262	0,88059764
0,3	0,00013862	0,36992385
0,35	0,00014391	0,17768324
0,4	0,00014866	0,09414099
0,45	0,00015298	0,05375838
0,5	0,00015694	0,03256701
0,55	0,00016062	0,02069535
0,6	0,00016405	0,01368084
0,65	0,00016728	0,00934866
0,7	0,00017032	0,00657123
0,75	0,00017319	0,00473273
0,8	0,00017593	0,00348160
0,85	0,00017854	0,00260935
0,9	0,00018104	0,00198814
0,95	0,00018343	0,00153726
1	0,00018574	0,00120442

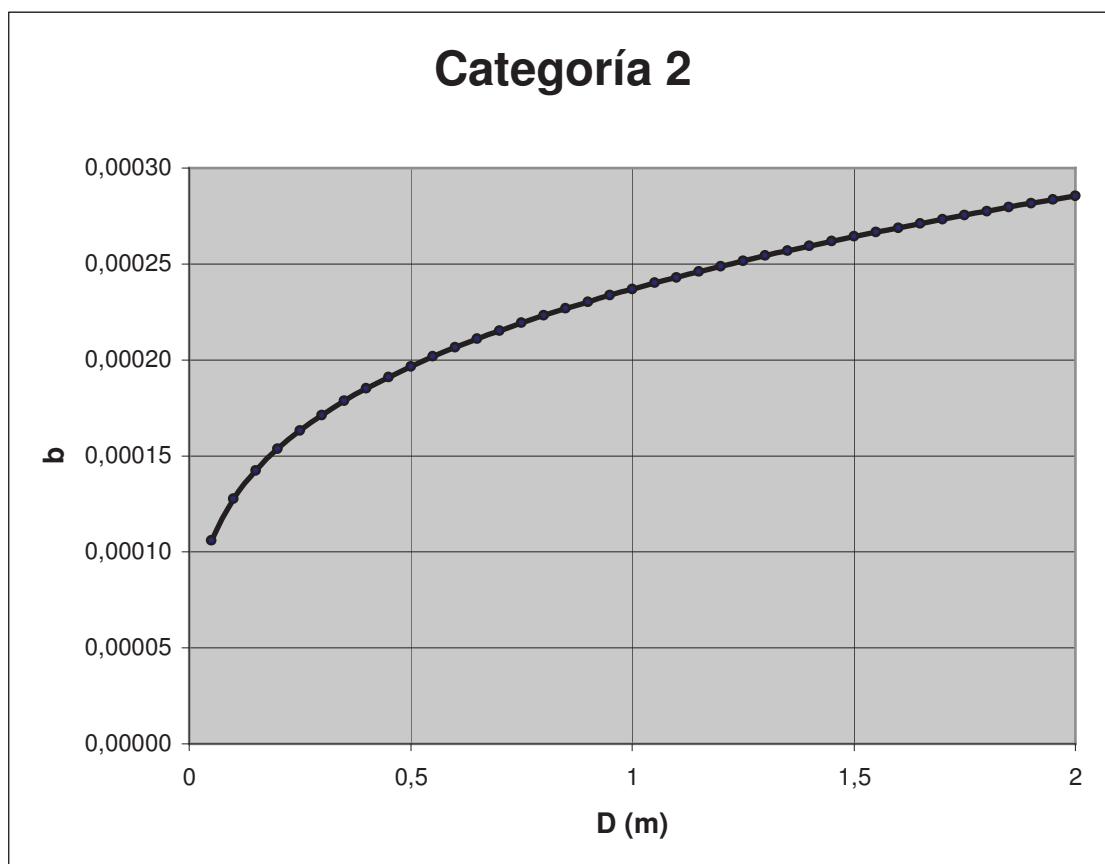
D (m)	b	m
1,05	0,00018795	0,00095495
1,1	0,00019009	0,00076537
1,15	0,00019215	0,00061950
1,2	0,00019415	0,00050596
1,25	0,00019608	0,00041666
1,3	0,00019796	0,00034574
1,35	0,00019979	0,00028892
1,4	0,00020156	0,00024302
1,45	0,00020329	0,00020566
1,5	0,00020497	0,00017503
1,55	0,00020661	0,00014975
1,6	0,00020821	0,00012876
1,65	0,00020977	0,00011123
1,7	0,00021130	0,00009650
1,75	0,00021279	0,00008407
1,8	0,00021425	0,00007353
1,85	0,00021568	0,00006454
1,9	0,00021709	0,00005685
1,95	0,00021846	0,00005024
2	0,00021981	0,00004454



CATEGORIA 2

D (m)	b	m
0,05	0,00010582	2.195,90499950
0,1	0,00012752	82,69337951
0,15	0,00014222	12,14508626
0,2	0,00015367	3,11406687
0,25	0,00016318	1,08356846
0,3	0,00017139	0,45735960
0,35	0,00017865	0,22056634
0,4	0,00018518	0,11726951
0,45	0,00019115	0,06717190
0,5	0,00019664	0,04080502
0,55	0,00020175	0,02599494
0,6	0,00020653	0,01722325
0,65	0,00021103	0,01179394
0,7	0,00021528	0,00830609
0,75	0,00021931	0,00599299
0,8	0,00022316	0,00441613
0,85	0,00022683	0,00331499
0,9	0,00023034	0,00252956
0,95	0,00023372	0,00195866
1	0,00023697	0,00153664

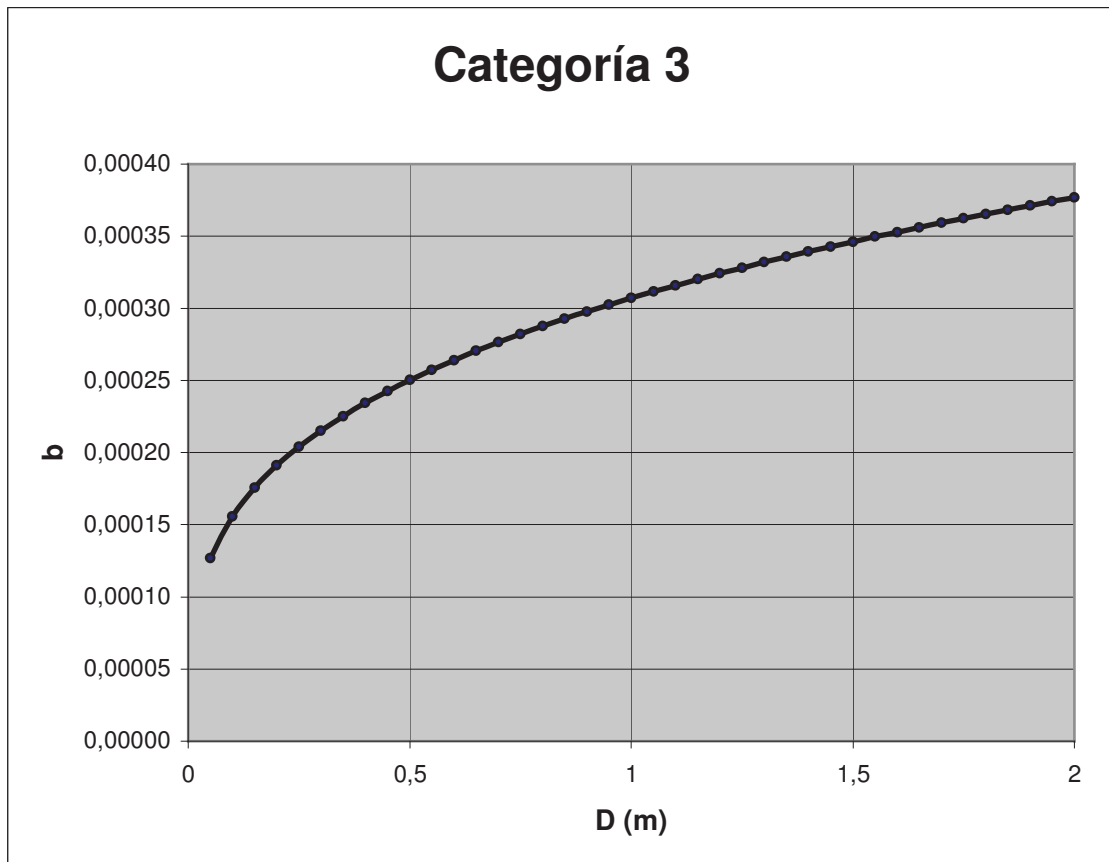
D (m)	b	m
1,05	0,00024010	0,00121991
1,1	0,00024312	0,00097892
1,15	0,00024605	0,00079326
1,2	0,00024888	0,00064859
1,25	0,00025163	0,00053469
1,3	0,00025430	0,00044414
1,35	0,00025690	0,00037151
1,4	0,00025942	0,00031279
1,45	0,00026189	0,00026494
1,5	0,00026429	0,00022568
1,55	0,00026663	0,00019325
1,6	0,00026892	0,00016630
1,65	0,00027115	0,00014377
1,7	0,00027334	0,00012484
1,75	0,00027548	0,00010884
1,8	0,00027758	0,00009526
1,85	0,00027963	0,00008368
1,9	0,00028164	0,00007376
1,95	0,00028362	0,00006523
2	0,00028556	0,00005787



CATEGORIA 3

D (m)	b	m
0,05	0,00012684	2.631,99293602
0,1	0,00015564	100,92500875
0,15	0,00017543	14,98044244
0,2	0,00019098	3,87001699
0,25	0,00020398	1,35447391
0,3	0,00021526	0,57443212
0,35	0,00022528	0,27814257
0,4	0,00023434	0,14839762
0,45	0,00024263	0,08526378
0,5	0,00025029	0,05193794
0,55	0,00025744	0,03316961
0,6	0,00026413	0,02202687
0,65	0,00027045	0,01511486
0,7	0,00027643	0,01066551
0,75	0,00028212	0,00770922
0,8	0,00028755	0,00569038
0,85	0,00029274	0,00427827
0,9	0,00029772	0,00326948
0,95	0,00030251	0,00253516
1	0,00030713	0,00199158

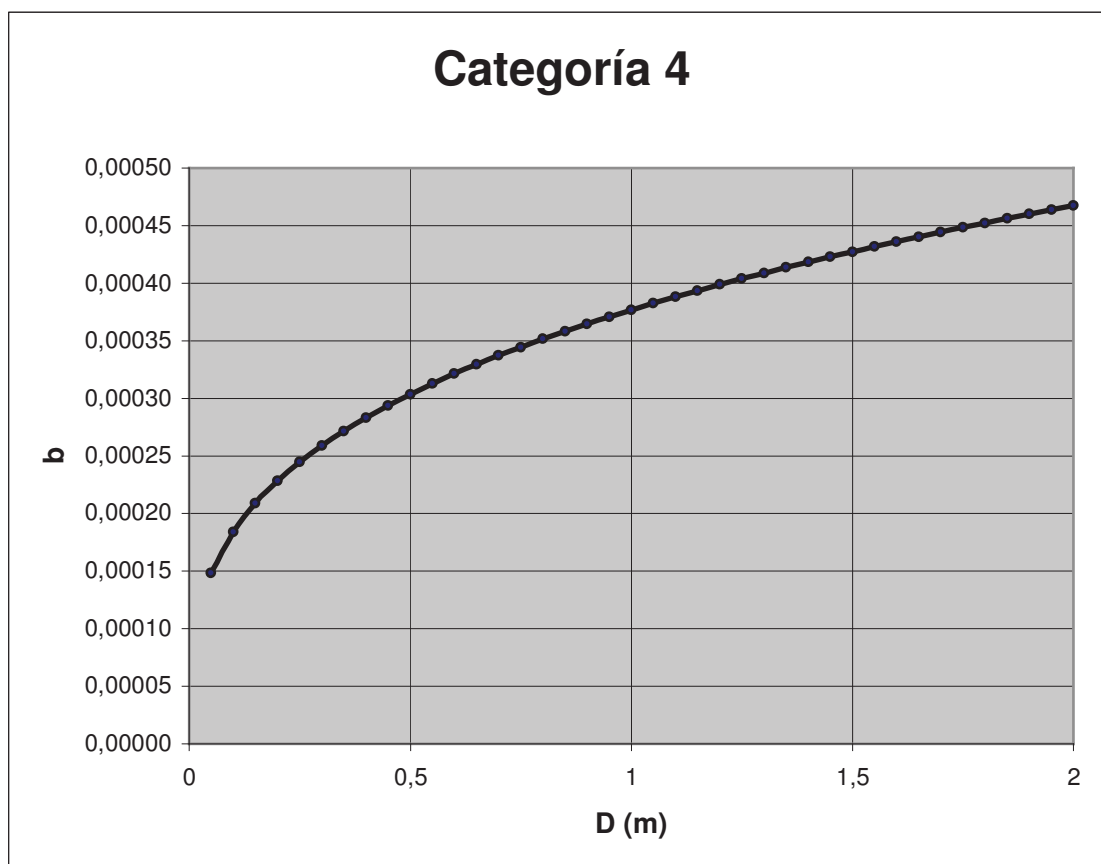
D (m)	b	m
1,05	0,00031158	0,00158310
1,1	0,00031589	0,00127190
1,15	0,00032006	0,00103188
1,2	0,00032411	0,00084463
1,25	0,00032804	0,00069704
1,3	0,00033186	0,00057959
1,35	0,00033558	0,00048529
1,4	0,00033920	0,00040897
1,45	0,00034273	0,00034673
1,5	0,00034618	0,00029561
1,55	0,00034954	0,00025335
1,6	0,00035284	0,00021820
1,65	0,00035605	0,00018879
1,7	0,00035921	0,00016405
1,75	0,00036229	0,00014314
1,8	0,00036532	0,00012537
1,85	0,00036829	0,00011021
1,9	0,00037120	0,00009721
1,95	0,00037405	0,00008603
2	0,00037686	0,00007637



CATEGORIA 4

D (m)	b	m
0,05	0,00014833	3,077,88023739
0,1	0,00018403	119,33896677
0,15	0,00020878	17,82894224
0,2	0,00022834	4,62714202
0,25	0,00024476	1,62525369
0,3	0,00025905	0,69128341
0,35	0,00027178	0,33554906
0,4	0,00028331	0,17940865
0,45	0,00029389	0,10327601
0,5	0,00030368	0,06301613
0,55	0,00031282	0,04030600
0,6	0,00032141	0,02680320
0,65	0,00032952	0,01841595
0,7	0,00033720	0,01301028
0,75	0,00034452	0,00941445
0,8	0,00035151	0,00695623
0,85	0,00035821	0,00523507
0,9	0,00036464	0,00400433
0,95	0,00037082	0,00310765
1	0,00037679	0,00244333

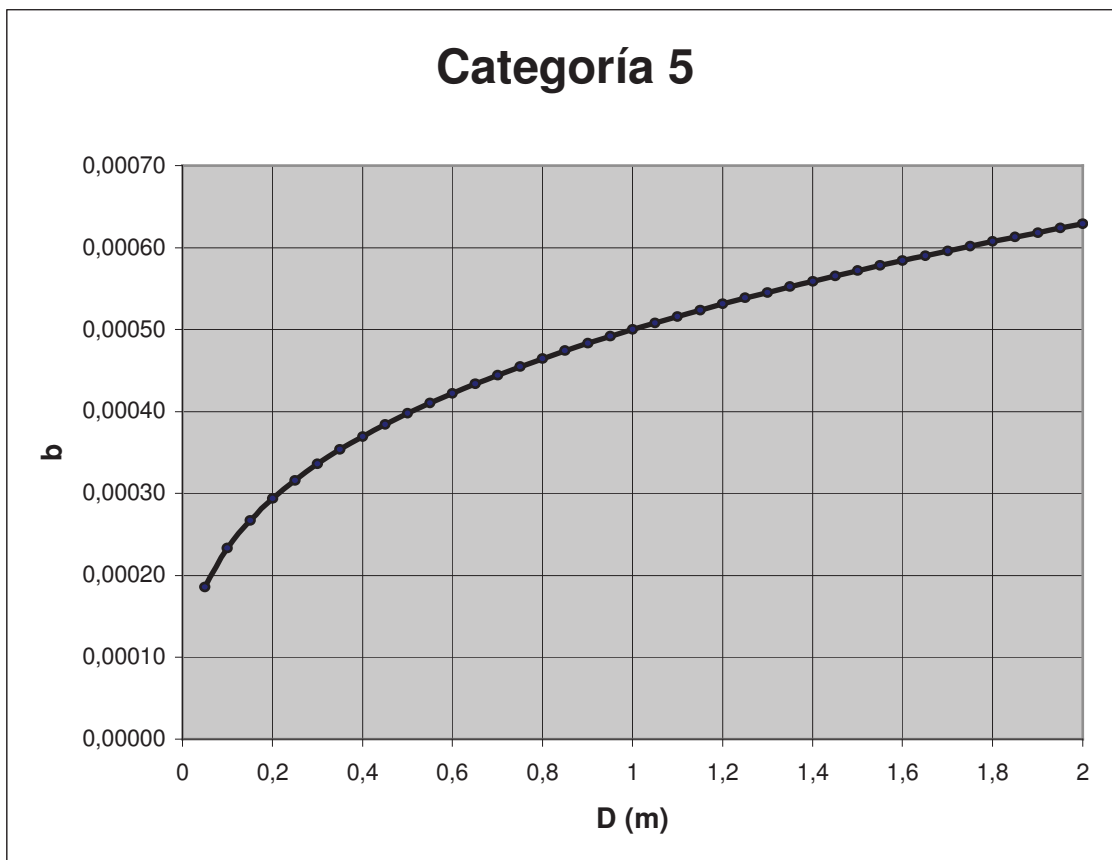
D (m)	b	m
1,05	0,00038255	0,00194370
1,1	0,00038813	0,00156279
1,15	0,00039354	0,00126877
1,2	0,00039879	0,00103924
1,25	0,00040388	0,00085820
1,3	0,00040884	0,00071404
1,35	0,00041367	0,00059824
1,4	0,00041838	0,00050445
1,45	0,00042298	0,00042792
1,5	0,00042746	0,00036503
1,55	0,00043185	0,00031301
1,6	0,00043614	0,00026971
1,65	0,00044033	0,00023348
1,7	0,00044444	0,00020298
1,75	0,00044847	0,00017718
1,8	0,00045242	0,00015526
1,85	0,00045629	0,00013654
1,9	0,00046009	0,00012049
1,95	0,00046383	0,00010668
2	0,00046750	0,00009474



CATEGORIA 5

D (m)	b	m
0,05	0,00018560	3,851,43392965
0,1	0,00023344	151,37466544
0,15	0,00026694	22,79543528
0,2	0,00029360	5,94954756
0,25	0,00031609	2,09889981
0,3	0,00033574	0,89593940
0,35	0,00035330	0,43620504
0,4	0,00036926	0,23383778
0,45	0,00038393	0,13491907
0,5	0,00039755	0,08249402
0,55	0,00041028	0,05286299
0,6	0,00042226	0,03521351
0,65	0,00043359	0,02423250
0,7	0,00044435	0,01714437
0,75	0,00045461	0,01242273
0,8	0,00046442	0,00919063
0,85	0,00047383	0,00692485
0,9	0,00048287	0,00530279
0,95	0,00049159	0,00411971
1	0,00050000	0,00324230

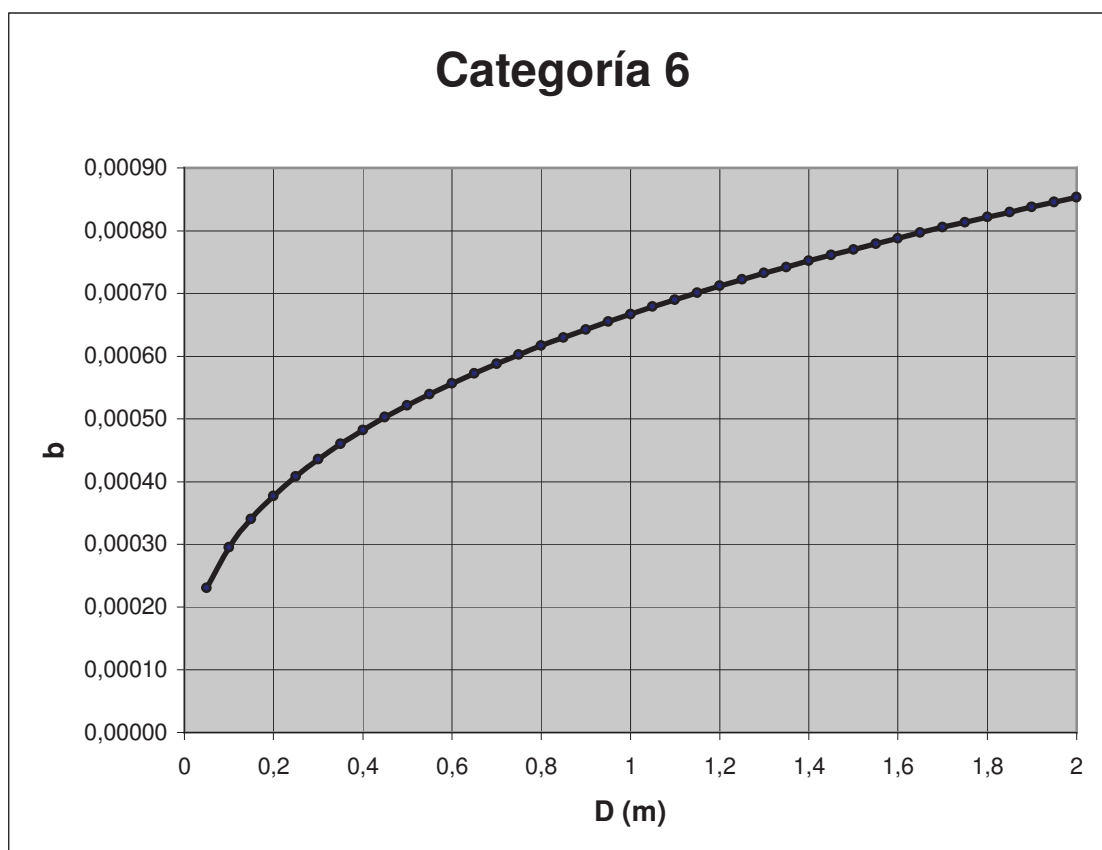
D (m)	b	m
1,05	0,00050814	0,00258176
1,1	0,00051602	0,00207770
1,15	0,00052366	0,00168827
1,2	0,00053108	0,00138401
1,25	0,00053830	0,00114383
1,3	0,00054533	0,00095242
1,35	0,00055218	0,00079854
1,4	0,00055887	0,00067383
1,45	0,00056539	0,00057200
1,5	0,00057177	0,00048826
1,55	0,00057801	0,00041894
1,6	0,00058411	0,00036122
1,65	0,00059008	0,00031288
1,7	0,00059594	0,00027217
1,75	0,00060168	0,00023772
1,8	0,00060732	0,00020842
1,85	0,00061284	0,00018339
1,9	0,00061828	0,00016192
1,95	0,00062361	0,00014342
2	0,00062886	0,00012743



CATEGORIA 6

D (m)	b	m
0,05	0,00023067	4.786,48171259
0,1	0,00029492	191,24124358
0,15	0,00034050	29,07700125
0,2	0,00037706	7,64093868
0,25	0,00040810	2,70988742
0,3	0,00043535	1,16175559
0,35	0,00045980	0,56769290
0,4	0,00048209	0,30528950
0,45	0,00050265	0,17663747
0,5	0,00052177	0,10827206
0,55	0,00053971	0,06953872
0,6	0,00055661	0,04641731
0,65	0,00057263	0,03200314
0,7	0,00058788	0,02268186
0,75	0,00060243	0,01646207
0,8	0,00061637	0,01219767
0,85	0,00062976	0,00920377
0,9	0,00064265	0,00705745
0,95	0,00065509	0,00548993
1	0,00066711	0,00432595

D (m)	b	m
1,05	0,00067875	0,00344863
1,1	0,00069004	0,00277838
1,15	0,00070100	0,00226001
1,2	0,00071165	0,00185458
1,25	0,00072203	0,00153421
1,3	0,00073214	0,00127867
1,35	0,00074200	0,00107304
1,4	0,00075162	0,00090624
1,45	0,00076103	0,00076992
1,5	0,00077023	0,00065773
1,55	0,00077924	0,00056480
1,6	0,00078806	0,00048735
1,65	0,00079670	0,00042244
1,7	0,00080518	0,00036773
1,75	0,00081350	0,00032140
1,8	0,00082166	0,00028198
1,85	0,00082968	0,00024828
1,9	0,00083756	0,00021935
1,95	0,00084531	0,00019441
2	0,00085293	0,00017284



Las determinaciones anteriores resultan también extensibles a las tuberías seminuevas o nuevas sometidas a otros tipos de desgaste (elevado o normal). En efecto, como ya se ha visto en el anterior apartado 4.1. y siguientes de nuestro libro, para las 6 categorías de rugosidad estudiadas y según los valores de los coeficientes de rugosidad relativos: α_2 (tubos nuevos), α_1 (tubos seminuevos) ó α_0 (tubos usados), se tendrán las correspondientes expresiones de la velocidad y el caudal así como los valores:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_0 = 1'00 \text{ (tubos usados)} \\ \alpha_1 = \frac{0'50 + \sqrt{D}}{0'40 + \sqrt{D}} \text{ (tubos seminuevos)} \\ \alpha_2 = \frac{0'50 + \sqrt{D}}{0'30 + \sqrt{D}} \text{ (tubos nuevos)} \end{array} \right.$$

y todo ello para tuberías expuestas a un desgaste considerado como normal.

Veamos, ahora, los diferentes casos que pueden presentarse en la práctica, mediante un ejemplo concreto aplicable a una tubería comercial de plástico (PVC, PEAD o PRFV).

- 1) De este modo, por ejemplo, para $D = 0'05$ m., se tendría que, para el caso de los tubos usados o en servicio de plástico:

$$V = 36'39 \times D^{0'6215} \times \sqrt{J} = 36'69 \times 0'05^{0'6215} \times \sqrt{J} = 5'7 \times \sqrt{J};$$

$V^2 = 32'5 \times J$; de donde se tendrá que:

$$J = \frac{V^2}{32'5} = \frac{Q^2}{S^2 \times 32'5} = \frac{16 \times Q^2}{\pi^2 \times 32'5 \times D^4} = \frac{16}{320'76 \times D^4} \times Q^2 = m \times Q^2,$$

según la configuración analítica correspondiente a la expresión simplificada de Darcy, de gran utilidad para este tipo de cálculos hidráulicos. Entonces, en este caso, resultará:

$$m = \frac{16}{320'76 \times 0'05^4} = 7.981, \text{ con un coeficiente de rozamiento de:}$$

$$b = \frac{m \times \pi^2 \times D^5}{64} = \frac{7.981 \times \pi^2 \times 0'05^5}{64} = 0'000385, \text{ o lo que es lo mismo:}$$

$$b = \frac{D \times J}{4 \times V^2} = \frac{0'05 \times J}{4 \times 32'5 \times J} = 0'000385, \text{ c.s.q.d.}$$

2) Para tubos de desgaste normal y semi-nuevos, se tendría que:

$$V = 36'69 \times \frac{0'50 + \sqrt{D}}{0'40 + \sqrt{D}} \times D^{0'6215} \times \sqrt{J} = 36'69 \times \frac{0'50 + \sqrt{0'05}}{0'40 + \sqrt{0'05}} \times 0'05^{0'6215} \times \sqrt{J} = 6'61 \times \sqrt{J};$$

El valor de $\alpha_1 = 1'160357$ puede deducirse directamente de la tabla correspondiente.

$V^2 = 43'72 \times J$, de donde se tendrá que:

$$J = \frac{V^2}{43'72} = \frac{Q^2}{S^2 \times 43'72} = \frac{16 \times Q^2}{\pi^2 \times 43'72 \times D^4} = \frac{16}{431'5 \times D^4} \times Q^2 = m \times Q^2,$$

según la configuración analítica correspondiente a la expresión simplificada de Darcy, de gran utilidad para este tipo de cálculos hidráulicos. Entonces, en este caso, resultará:

$$m = \frac{16}{431'5 \times 0'05^4} = 5.933, \text{ con un coeficiente de rozamiento de:}$$

$$b = \frac{m \times \pi^2 \times D^5}{64} = \frac{5.933 \times \pi^2 \times 0'05^5}{64} = 0'000286, \text{ o lo que es lo mismo:}$$

$$b = \frac{D \times J}{4 \times V^2} = \frac{0'05 \times J}{4 \times 43'72 \times J} = 0'000286, \text{ c.s.q.d.}$$

3) Para tubos de desgaste normal y nuevos, con $\alpha_2 = 1'381966$ (ver tabla 1.19.), se tendrá:

$$V = 36'69 \times 1'381966 \times 0'05^{0'6215} \times \sqrt{J} = 7'88 \times \sqrt{J};$$

$V^2 = 62'07 \times J$, de donde se tendrá que,

$$J = \frac{V^2}{62'07} = \frac{Q^2}{S^2 \times 62'07} = \frac{16 \times Q^2}{\pi^2 \times 62'07 \times D^4} = \frac{16}{612'6 \times D^4} \times Q^2 = m \times Q^2;$$

según la configuración analítica correspondiente a la expresión simplificada de Darcy, de gran utilidad para este tipo de cálculos hidráulicos. Entonces, en este caso, resultará:

$$m = \frac{16}{612'6 \times 0'05^4} = 4.179, \text{ con un coeficiente de rozamiento de:}$$

$$b = \frac{4.179 \times \pi^2 \times 0'05^5}{64} = 0'000201, \text{ o lo que es lo mismo:}$$

$$b = \frac{0'05 \times J}{4 \times 62'07 \times J} = 0'000201, \text{ c.s.q.d.}$$

4) Para tubos de gran desgaste y seminuevos, con $\alpha_1 = 1'276393$ (ver tabla correspondiente 1.18.) se tendrá:

$$V = 36'69 \times 1'276393 \times 0'05^{0'6215} \times \sqrt{J} = 7'28 \times \sqrt{J};$$

$$V^2 = 52'95 \times J, \text{ de donde se tendrá que:}$$

$$J = \frac{V^2}{52'95} = \frac{16 \times Q^2}{\pi^2 \times 52'95 \times D^4} = \frac{16}{522'6 \times D^4} \times Q^2 = m \times Q^2;$$

según la configuración analítica correspondiente a la expresión simplificada de Darcy, de gran utilidad para este tipo de cálculos hidráulicos. Entonces, en este caso, resultará:

$$m = \frac{16}{522'6 \times 0'05^4} = 4.899, \text{ con un coeficiente de rozamiento de:}$$

$$b = \frac{4.899 \times \pi^2 \times 0'05^5}{64} = 0'000236, \text{ o lo que es lo mismo:}$$

$$b = \frac{0'05 \times J}{4 \times 52'95 \times J} = 0'000236, \text{ c.s.q.d.}$$

5) Por último, para tubos de gran desgaste y nuevos, con $\alpha_2 = 1'763932$ (ver tabla 1.18.), se tendrá:

$$V = 36'69 \times 1'763932 \times 0'05^{0'6215} \times \sqrt{J} = 10'06 \times \sqrt{J};$$

$$V^2 = 101'13 \times J, \text{ de donde se tendrá que,}$$

$$J = \frac{V^2}{101'13} = \frac{16 \times Q^2}{\pi^2 \times 101'13 \times D^4} = \frac{16}{998'1 \times D^4} \times Q^2 = m \times Q^2,$$

según la configuración analítica correspondiente a la expresión simplificada de Darcy, de gran utilidad para este tipo de cálculos hidráulicos. Entonces, en este caso, resultará:

$$m = \frac{16}{998'1 \times 0'05^4} = 2.565, \text{ con un coeficiente de rozamiento de:}$$

$$b = \frac{2.565 \times \pi^2 \times 0'05^5}{64} = 0'000124, \text{ o lo que es lo mismo:}$$

$$b = \frac{0'05 \times J}{4 \times 101'13 \times J} = 0'000124, \text{ c.s.q.d.}$$

6) En todo caso, para tuberías nuevas de fibrocemento, se suele hacer uso de la siguiente tabla (teniendo en cuenta que $m = \frac{64 \cdot b}{\pi^2 \cdot D^5}$):

D (metros)	m	D (metros)	m
0'050	8.311	0'150	25'63
0'060	3.125	0'200	5'825
0'070	1.385	0'250	1'854
0'080	691'30	0'300	0'7398
0'090	367'40	0'400	0'1699
0'100	210'74	0'500	0'0549
0'125	65'89	-	-

Como complemento a las fórmulas citadas para el cálculo de las conducciones forzadas, son dignas también de resaltar las formulaciones de Barnes y de Manning-Strickler-Gaukler. La primera de ellas fue publicada en su obra *Hydraulic flow reviewed* y ofrece los valores necesarios para emplear la fórmula exponencial:

$$V = K_1 \cdot R^{a/b} \cdot J^{1/b}$$

Los valores de los coeficientes de la fórmula anterior pueden verse en la tabla siguiente:

Clase de tubería	K_1	b	a
De hierro colado, nueva, asfaltada	132'3	1'89	1'45
De hierro colado, nueva, sin asfaltar	84'9	1'95	1'17
De acero o hierro, nueva, asfaltada (tubos roblonados)	123'3	1'89	1'37
De hierro galvanizado	118'0	1'90	1'29
De amianto-cemento	171'06	1'79	1'22

*Tomando R en metros y V en m./seg.

Por lo que se refiere a la segunda de ellas, veamos que el ingeniero irlandés Robert Manning, en su publicación *Flow of water in open channels and pipes*, propuso ya en el año 1890 la expresión de la velocidad media:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

, donde V es la velocidad media de la sección.

Esta misma fórmula, escrita en la forma:

$$V = N \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

suele llamarse “fórmula de Strickler”, siendo **n** un coeficiente de rugosidad y **N**, su inverso, o sea, un coeficiente de suavidad.

6. EJEMPLO DE TUBERÍA DE FIBROCEMENTO

Si consideramos, ahora, como ejemplo de aplicación de las formulaciones propuestas, la categoría de rugosidad ($k = 2$) propia de las tuberías de amianto-cemento en servicio, se tendrá una velocidad media de circulación del agua en la sección transversal y un caudal de:

$$\begin{cases} V = 32'48 \cdot D^{0'63455} \cdot J^{0'5} \\ Q = 25'51 \cdot D^{2'63455} \cdot J^{0'5} \end{cases}$$

Si estudiamos posteriormente dichas funciones para 10 valores diferentes y comunes de los diámetros interiores, se obtienen las siguientes ecuaciones:

D = 100 mm.	→	V = 7'53 · √J	→	Q = 0'059 · √J
D = 200 mm.	→	V = 11'7 · √J	→	Q = 0'367 · √J
D = 300 mm.	→	V = 15'13 · √J	→	Q = 1'069 · √J
D = 400 mm.	→	V = 18'16 · √J	→	Q = 2'282 · √J
D = 500 mm.	→	V = 20'92 · √J	→	Q = 4'108 · √J
D = 600 mm.	→	V = 23'49 · √J	→	Q = 6'642 · √J
D = 700 mm.	→	V = 25'90 · √J	→	Q = 9'968 · √J
D = 800 mm.	→	V = 28'19 · √J	→	Q = 14'17 · √J
D = 900 mm.	→	V = 30'38 · √J	→	Q = 19'327 · √J
D = 1.000 mm.	→	V = 32'48 · √J	→	Q = 25'51 · √J

Los diferentes valores de la velocidad (m./seg.) y del caudal (m³/seg.) en función de la pérdida unitaria de carga y del diámetro interior D de la tubería (expresado en mm.), pueden sintetizarse, en fin, en los siguientes cuadros:

Velocidades (m/seg)										
	D=100	D=200	D=300	D=400	D=500	D=600	D=700	D=800	D=900	D=1.000
J (m/m)	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈	V ₉	V ₁₀
0,001	0,238	0,370	0,478	0,574	0,662	0,743	0,819	0,891	0,961	1,027
0,002	0,337	0,523	0,677	0,812	0,936	1,051	1,158	1,261	1,359	1,453
0,003	0,412	0,641	0,829	0,995	1,146	1,287	1,419	1,544	1,664	1,779
0,004	0,476	0,740	0,957	1,149	1,323	1,486	1,638	1,783	1,921	2,054
0,005	0,532	0,827	1,070	1,284	1,479	1,661	1,831	1,993	2,148	2,297
0,006	0,583	0,906	1,172	1,407	1,620	1,820	2,006	2,184	2,353	2,516
0,007	0,630	0,979	1,266	1,519	1,750	1,965	2,167	2,359	2,542	2,717
0,008	0,674	1,046	1,353	1,624	1,871	2,101	2,317	2,521	2,717	2,905
0,009	0,714	1,110	1,435	1,723	1,985	2,228	2,457	2,674	2,882	3,081
0,010	0,753	1,170	1,513	1,816	2,092	2,349	2,590	2,819	3,038	3,248
0,011	0,790	1,227	1,587	1,905	2,194	2,464	2,716	2,957	3,186	3,407
0,012	0,825	1,282	1,657	1,989	2,292	2,573	2,837	3,088	3,328	3,558
0,013	0,859	1,334	1,725	2,071	2,385	2,678	2,953	3,214	3,464	3,703
0,014	0,891	1,384	1,790	2,149	2,475	2,779	3,065	3,335	3,595	3,843
0,015	0,922	1,433	1,853	2,224	2,562	2,877	3,172	3,453	3,721	3,978
0,016	0,952	1,480	1,914	2,297	2,646	2,971	3,276	3,566	3,843	4,108
0,017	0,982	1,525	1,973	2,368	2,728	3,063	3,377	3,676	3,961	4,235
0,018	1,010	1,570	2,030	2,436	2,807	3,152	3,475	3,782	4,076	4,358
0,019	1,038	1,613	2,086	2,503	2,884	3,238	3,570	3,886	4,188	4,477
0,020	1,065	1,655	2,140	2,568	2,959	3,322	3,663	3,987	4,296	4,593
0,021	1,091	1,695	2,193	2,632	3,032	3,404	3,753	4,085	4,402	4,707
0,022	1,117	1,735	2,244	2,694	3,103	3,484	3,842	4,181	4,506	4,818
0,023	1,142	1,774	2,295	2,754	3,173	3,562	3,928	4,275	4,607	4,926
0,024	1,167	1,813	2,344	2,813	3,241	3,639	4,012	4,367	4,706	5,032
0,025	1,191	1,850	2,392	2,871	3,308	3,714	4,095	4,457	4,803	5,136
0,026	1,214	1,887	2,440	2,928	3,373	3,788	4,176	4,546	4,899	5,237
0,027	1,237	1,923	2,486	2,984	3,438	3,860	4,256	4,632	4,992	5,337
0,028	1,260	1,958	2,532	3,039	3,501	3,931	4,334	4,717	5,084	5,435
0,029	1,282	1,992	2,577	3,093	3,563	4,000	4,411	4,801	5,174	5,531
0,030	1,304	2,026	2,621	3,145	3,623	4,069	4,486	4,883	5,262	5,626
0,031	1,326	2,060	2,664	3,197	3,683	4,136	4,560	4,963	5,349	5,719
0,032	1,347	2,093	2,707	3,249	3,742	4,202	4,633	5,043	5,435	5,810
0,033	1,368	2,125	2,749	3,299	3,800	4,267	4,705	5,121	5,519	5,900
0,034	1,388	2,157	2,790	3,349	3,857	4,331	4,776	5,198	5,602	5,989
0,035	1,409	2,189	2,831	3,397	3,914	4,395	4,845	5,274	5,684	6,076
0,036	1,429	2,220	2,871	3,446	3,969	4,457	4,914	5,349	5,764	6,163
0,037	1,448	2,251	2,910	3,493	4,024	4,518	4,982	5,422	5,844	6,248
0,038	1,468	2,281	2,949	3,540	4,078	4,579	5,049	5,495	5,922	6,332
0,039	1,487	2,311	2,988	3,586	4,131	4,639	5,115	5,567	6,000	6,414
0,040	1,506	2,340	3,026	3,632	4,184	4,698	5,180	5,638	6,076	6,496

Del mismo modo, la tabla de caudales resultante es la siguiente:

APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES
A LAS FORZADAS

Caudales (m ³ /seg)										
	D=100	D=200	D=300	D=400	D=500	D=600	D=700	D=800	D=900	D=1.000
J (m/m)	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆	Q ₇	Q ₈	Q ₉	Q ₁₀
0,001	0,002	0,012	0,034	0,072	0,130	0,210	0,315	0,448	0,611	0,807
0,002	0,003	0,016	0,048	0,102	0,184	0,297	0,446	0,634	0,864	1,141
0,003	0,003	0,020	0,059	0,125	0,225	0,364	0,546	0,776	1,059	1,397
0,004	0,004	0,023	0,068	0,144	0,260	0,420	0,630	0,896	1,222	1,613
0,005	0,004	0,026	0,076	0,161	0,290	0,470	0,705	1,002	1,367	1,804
0,006	0,005	0,028	0,083	0,177	0,318	0,514	0,772	1,098	1,497	1,976
0,007	0,005	0,031	0,089	0,191	0,344	0,556	0,834	1,186	1,617	2,134
0,008	0,005	0,033	0,096	0,204	0,367	0,594	0,892	1,267	1,729	2,282
0,009	0,006	0,035	0,101	0,216	0,390	0,630	0,946	1,344	1,834	2,420
0,010	0,006	0,037	0,107	0,228	0,411	0,664	0,997	1,417	1,933	2,551
0,011	0,006	0,038	0,112	0,239	0,431	0,697	1,045	1,486	2,027	2,676
0,012	0,006	0,040	0,117	0,250	0,450	0,728	1,092	1,552	2,117	2,794
0,013	0,007	0,042	0,122	0,260	0,468	0,757	1,137	1,616	2,204	2,909
0,014	0,007	0,043	0,126	0,270	0,486	0,786	1,179	1,677	2,287	3,018
0,015	0,007	0,045	0,131	0,279	0,503	0,813	1,221	1,735	2,367	3,124
0,016	0,007	0,046	0,135	0,289	0,520	0,840	1,261	1,792	2,445	3,227
0,017	0,008	0,048	0,139	0,298	0,536	0,866	1,300	1,848	2,520	3,326
0,018	0,008	0,049	0,143	0,306	0,551	0,891	1,337	1,901	2,593	3,423
0,019	0,008	0,051	0,147	0,315	0,566	0,916	1,374	1,953	2,664	3,516
0,020	0,008	0,052	0,151	0,323	0,581	0,939	1,410	2,004	2,733	3,608
0,021	0,009	0,053	0,155	0,331	0,595	0,963	1,445	2,053	2,801	3,697
0,022	0,009	0,054	0,159	0,338	0,609	0,985	1,478	2,102	2,867	3,784
0,023	0,009	0,056	0,162	0,346	0,623	1,007	1,512	2,149	2,931	3,869
0,024	0,009	0,057	0,166	0,354	0,636	1,029	1,544	2,195	2,994	3,952
0,025	0,009	0,058	0,169	0,361	0,650	1,050	1,576	2,240	3,056	4,033
0,026	0,010	0,059	0,172	0,368	0,662	1,071	1,607	2,285	3,116	4,113
0,027	0,010	0,060	0,176	0,375	0,675	1,091	1,638	2,328	3,176	4,192
0,028	0,010	0,061	0,179	0,382	0,687	1,111	1,668	2,371	3,234	4,269
0,029	0,010	0,062	0,182	0,389	0,700	1,131	1,697	2,413	3,291	4,344
0,030	0,010	0,064	0,185	0,395	0,712	1,150	1,727	2,454	3,348	4,418
0,031	0,010	0,065	0,188	0,402	0,723	1,169	1,755	2,495	3,403	4,491
0,032	0,011	0,066	0,191	0,408	0,735	1,188	1,783	2,535	3,457	4,563
0,033	0,011	0,067	0,194	0,415	0,746	1,207	1,811	2,574	3,511	4,634
0,034	0,011	0,068	0,197	0,421	0,757	1,225	1,838	2,613	3,564	4,704
0,035	0,011	0,069	0,200	0,427	0,769	1,243	1,865	2,651	3,616	4,772
0,036	0,011	0,070	0,203	0,433	0,779	1,260	1,891	2,689	3,667	4,840
0,037	0,011	0,071	0,206	0,439	0,790	1,278	1,917	2,726	3,718	4,907
0,038	0,012	0,072	0,208	0,445	0,801	1,295	1,943	2,762	3,768	4,973
0,039	0,012	0,072	0,211	0,451	0,811	1,312	1,969	2,798	3,817	5,038
0,040	0,012	0,073	0,214	0,456	0,822	1,328	1,994	2,834	3,865	5,102

A estas tablas les corresponden, respectivamente, las siguientes representaciones gráficas:

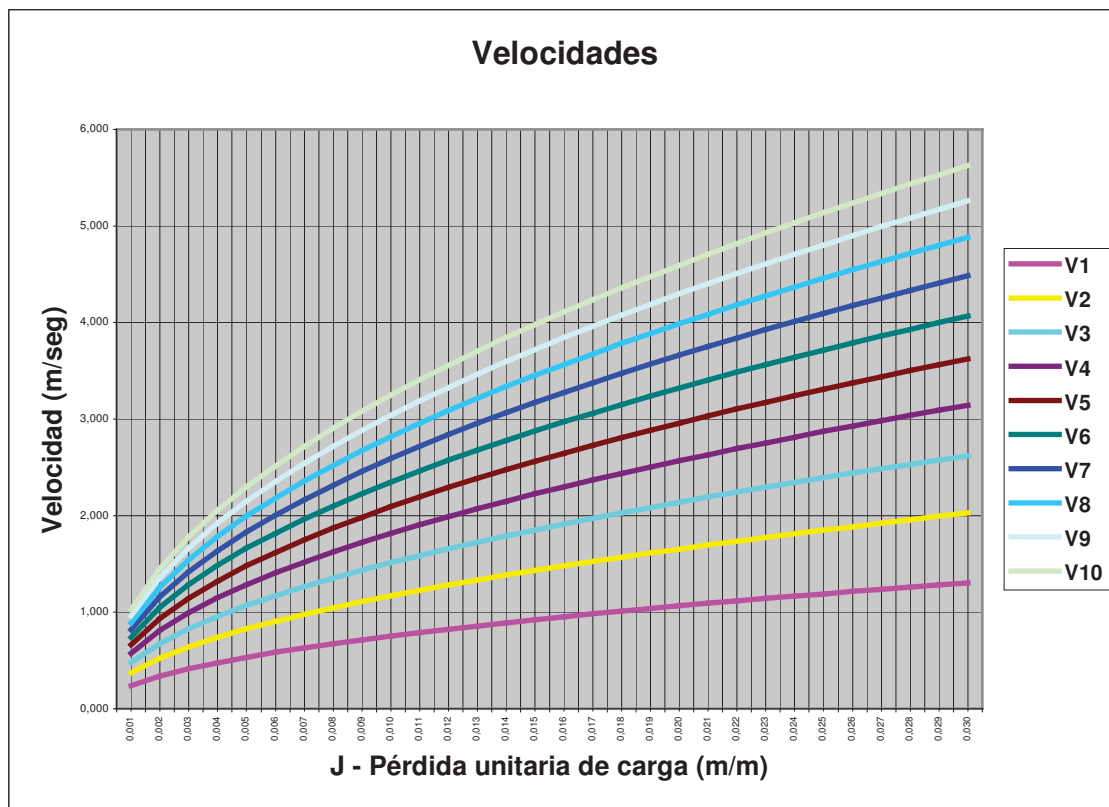


Fig. 1.2. Velocidades en función de la pérdida de carga y del diámetro interior.

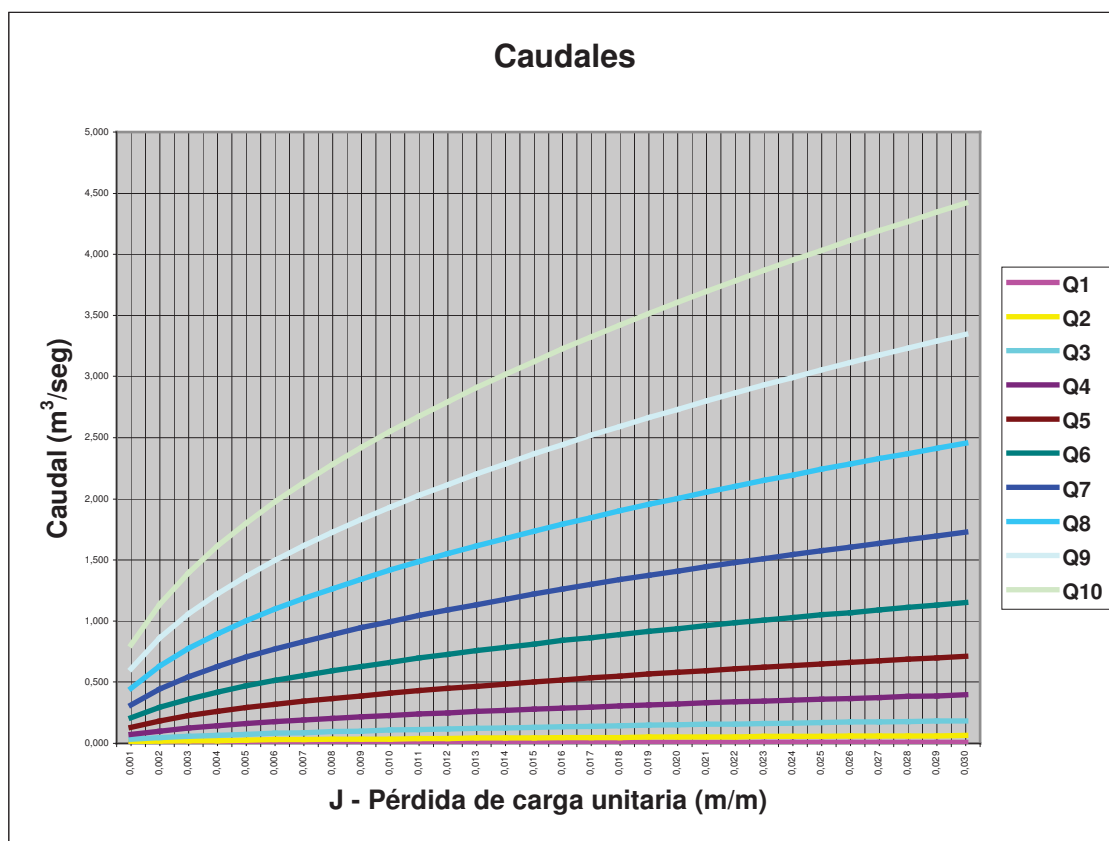


Fig. 1.3. Caudales en función de la pérdida de carga y del diámetro interior.

7. CONSIDERACIONES BASADAS EN LA FÓRMULA DE BLASIUS-FLAMANT

Existen, no obstante, formulaciones de otros autores que rebajan sensiblemente las diferencias entre los parámetros hidráulicos correspondientes a los tubos nuevos y los usados. Así, por ejemplo, de la conocida fórmula general de Blasius-Flamant, se tiene:

$$J = 4\alpha' \cdot \frac{V^{7/4}}{D^{5/4}},$$

en la que, para el caso concreto de los tubos de fundición, pueden considerarse unos valores ($4 \cdot \alpha' = \alpha$):

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0'00074 \text{ (tubos nuevos)} \\ \alpha = 0'00083 \text{ (tubos semi-nuevos)} \\ \alpha = 0'00092 \text{ (tubos usados)} \end{array} \right.$$

Despejando la velocidad, se tiene que:

$$V = \alpha^{-\frac{4}{7}} \cdot J^{\frac{4}{7}} \cdot D^{\frac{5}{7}} \cong \alpha^{-0'57} \cdot J^{0'57} \cdot D^{0'71}$$

En este caso, pues, se tendrá, para cada estado de conservación de los tubos, unas velocidades medias de circulación del agua de:

Nuevos	$\rightarrow V'' = 60'89 \cdot D^{0'71} \cdot J^{0'57} \quad (\cong V \cdot 1'13)$
Semi-nuevos	$\rightarrow V' = 57'03 \cdot D^{0'71} \cdot J^{0'57} \quad (\cong V \cdot 1'06)$
Usados	$\rightarrow V = 53'78 \cdot D^{0'71} \cdot J^{0'57}$

y unos caudales correspondientes de:

Nuevos	$\rightarrow Q'' = 47'82 \cdot D^{2'71} \cdot J^{0'57}$
Semi-nuevos	$\rightarrow Q' = 44'79 \cdot D^{2'71} \cdot J^{0'57}$
Usados	$\rightarrow Q = 42'24 \cdot D^{2'71} \cdot J^{0'57}$

o sea, que los incrementos en la velocidad y el caudal por el hecho de una mejor conservación o novedad de los tubos aquí se reducen al 6% o al 13% para los tubos semi-nuevos y nuevos, respectivamente, frente a los que nosotros proponemos, que son variables en función del diámetro interior del tubo, ya que: $\alpha = f(D)$. También estas diferencias son notorias si las comparamos con las que se deducen de las formulaciones de Tillmann o de Biegeleisen-Bukowsky que son como ya hemos visto, respectivamente, del orden del 43% y del 50%.

De cualquier modo, vale la pena poner de manifiesto que para valores de la $J > 1\%$ y grandes diámetros, la fórmula de Blasius-Flamant ofrece valores excesivos de los caudales. En efecto, siguiendo el ejemplo de la tubería de fundición que estamos desarrollando en el presente capítulo de nuestro libro, veamos que para $D = 1'00$ m. y $J = 1$ m./m., se obtendría para tubos usados o en servicio un caudal esperable de 42.240 l./seg., que resulta ser el doble del correcto, mientras que con $J = 0'04642$ m./m. y $D = 1'00$ m. se tendría un caudal de 7.341 l./seg., también superior en un 72% al obtenido mediante la aplicación de las formulaciones más usuales.

8. LOS COEFICIENTES CORRECTORES PROPUESTOS

8.1. TUBERÍAS SOMETIDAS A GRAN DESGASTE

Las disparidades observadas, en diversas formulaciones y trabajos, en la determinación de la velocidad y el caudal en función del diámetro interior y del grado de conservación del tubo obligan a profundizar en el análisis de estos factores y mejorar la aplicación de otros coeficientes correctores. De ahí el interés del estudio que sigue, basándonos en las experiencias anteriores de Kütter, y mediante las cuales llegaremos a soluciones intermedias, como se verá posteriormente, que tienen en cuenta la evolución del diámetro interior.

Es evidente que a mayor diámetro interior, como ya se ha dicho, se disminuyen los efectos del grado de envejecimiento de la tubería (incrustaciones) sobre sus prestaciones básicas (velocidad y caudal). Ello habrá que tenerlo presente en la elaboración de formulaciones que tengan en cuenta dicho comportamiento hidráulico. Para ello, se parte de la conocida formulación de Kütter, cuyo coeficiente absoluto de rozamiento adopta la configuración general:

$$K = \frac{100 \cdot R}{m + \sqrt{R}},$$

que se deduce de la fórmula antigua de Chèzy (1775):

$$V = K' \cdot \sqrt{R \cdot J} = K \cdot \sqrt{J}; K = K' \cdot \sqrt{R};$$

donde, para el caso concreto de las tuberías de fundición, Kütter propugnaba la adopción de los siguientes valores:

$$\begin{cases} \text{Tubos usados} & \rightarrow m = 0'35 \\ \text{Tubos semi-nuevos} & \rightarrow m = 0'25 \\ \text{Tubos nuevos} & \rightarrow m = 0'15 \end{cases},$$

Como veremos posteriormente, estos valores del coeficiente m de la fórmula clásica de Kütter son aplicables en el caso de tuberías expuestas a

condiciones de gran desgaste (superior al normal), en medios hostiles (corrosión interna y externa por causas químicas u orgánicas, depósitos de sedimentos, incrustaciones), dudosa conservación o mantenimiento y elevada rapidez de envejecimiento.

En función del diámetro interior del tubo, pues, dichos coeficientes absolutos de rozamiento valen, respectivamente:

- **Tubos usados:**

$$K_0 = \frac{100 \cdot R}{0'35 + \sqrt{R}} = \frac{25 \cdot D}{0'35 + \frac{\sqrt{D}}{2}} = \frac{50 \cdot D}{0'70 + \sqrt{D}}$$

- **Tubos semi-nuevos:**

$$K_1 = \frac{100 \cdot R}{0'25 + \sqrt{R}} = \frac{25 \cdot D}{0'25 + \frac{\sqrt{D}}{2}} = \frac{50 \cdot D}{0'50 + \sqrt{D}}$$

- **Tubos nuevos:**

$$K_2 = \frac{100 \cdot R}{0'15 + \sqrt{R}} = \frac{25 \cdot D}{0'15 + \frac{\sqrt{D}}{2}} = \frac{50 \cdot D}{0'30 + \sqrt{D}}$$

Del mismo modo, y en relación a la velocidad y el caudal del agua en los tubos usados, se tendrán los siguientes coeficientes relativos de rozamiento en función del diámetro interior de los tubos:

$$* \text{ Para tubos semi-nuevos } \rightarrow \alpha_1 = \frac{K_1}{K_0} = \frac{0'70 + \sqrt{D}}{0'50 + \sqrt{D}}$$

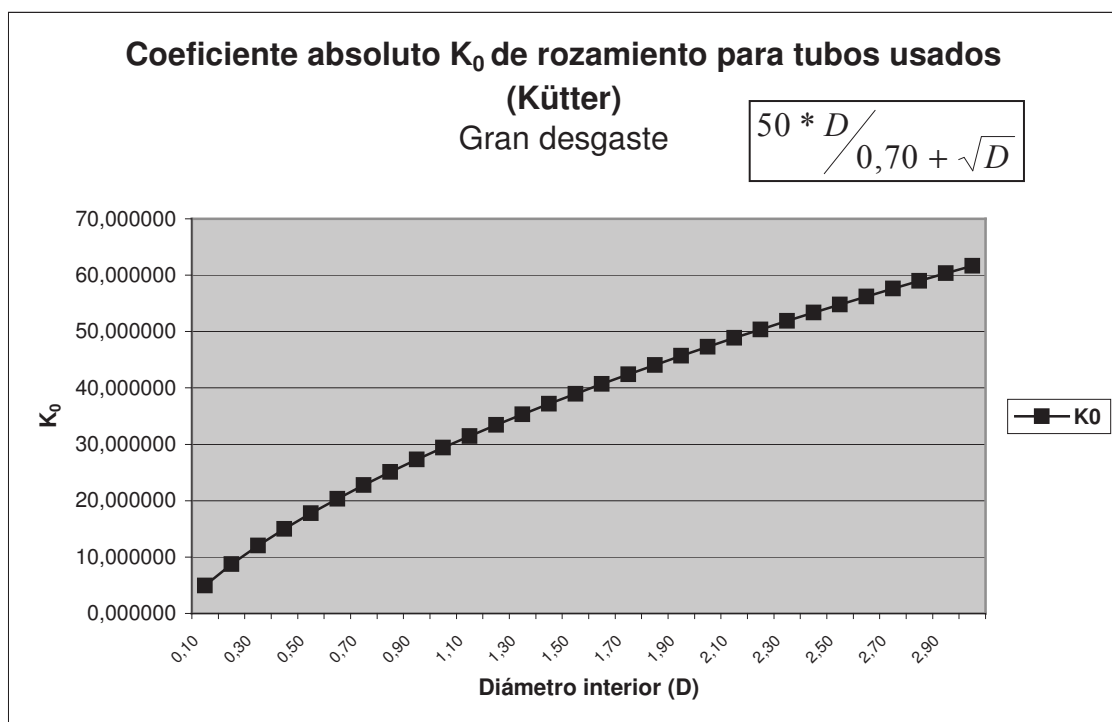
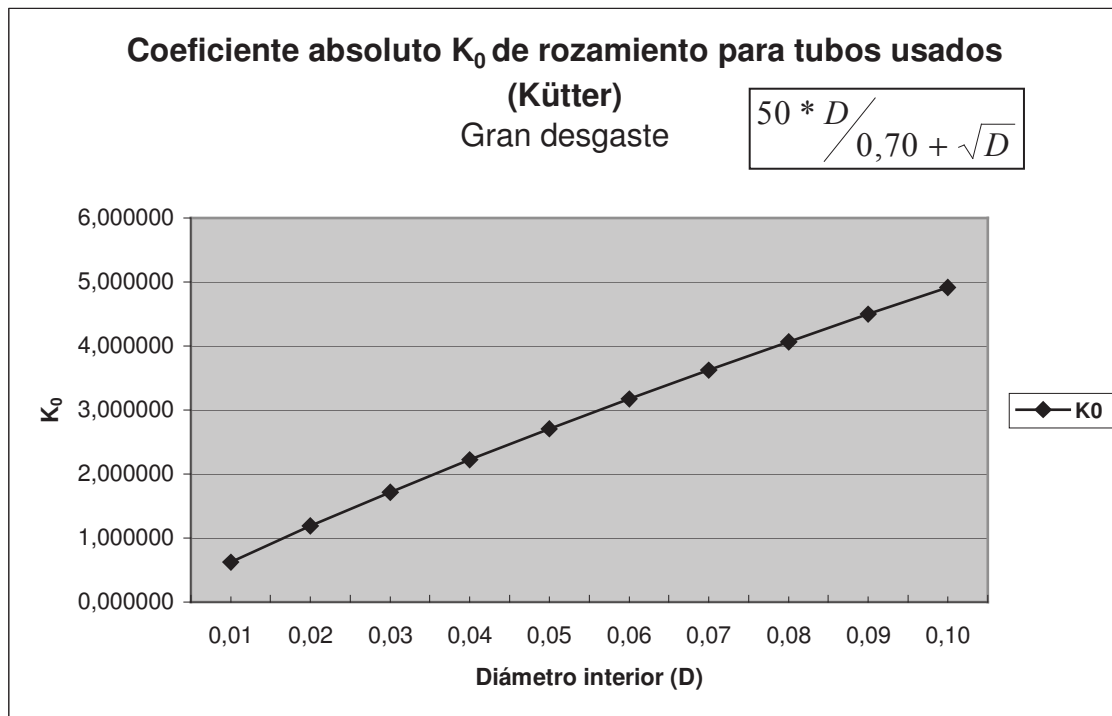
$$* \text{ Para tubos nuevos } \rightarrow \alpha_2 = \frac{K_2}{K_0} = \frac{0'70 + \sqrt{D}}{0'30 + \sqrt{D}}$$

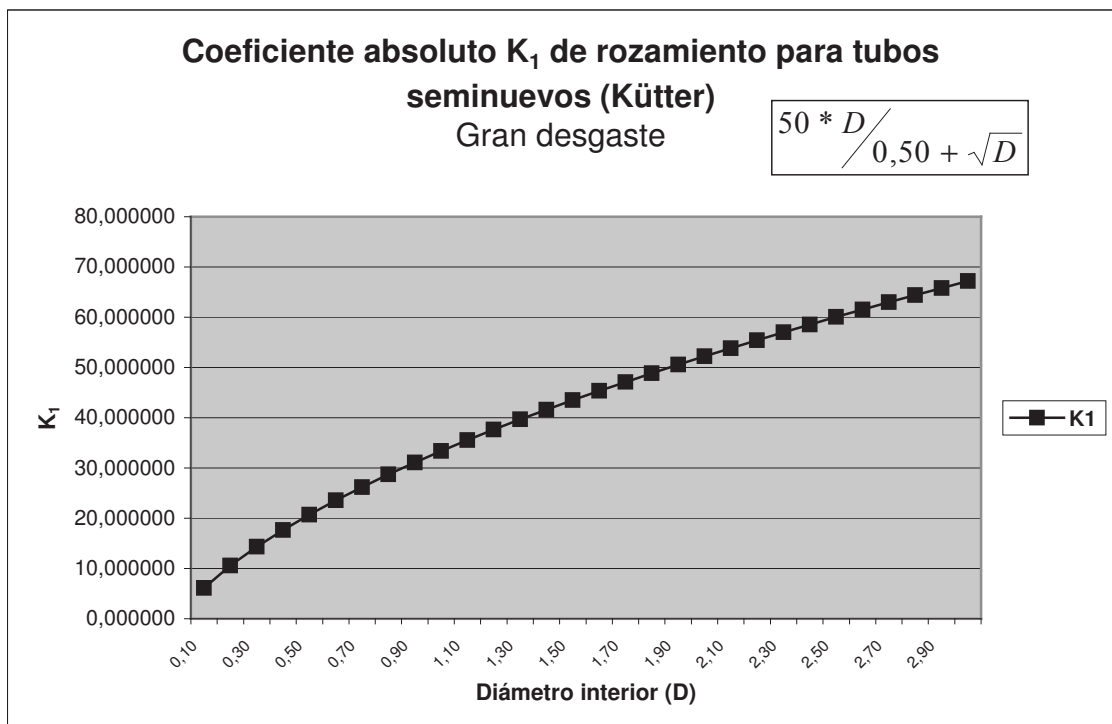
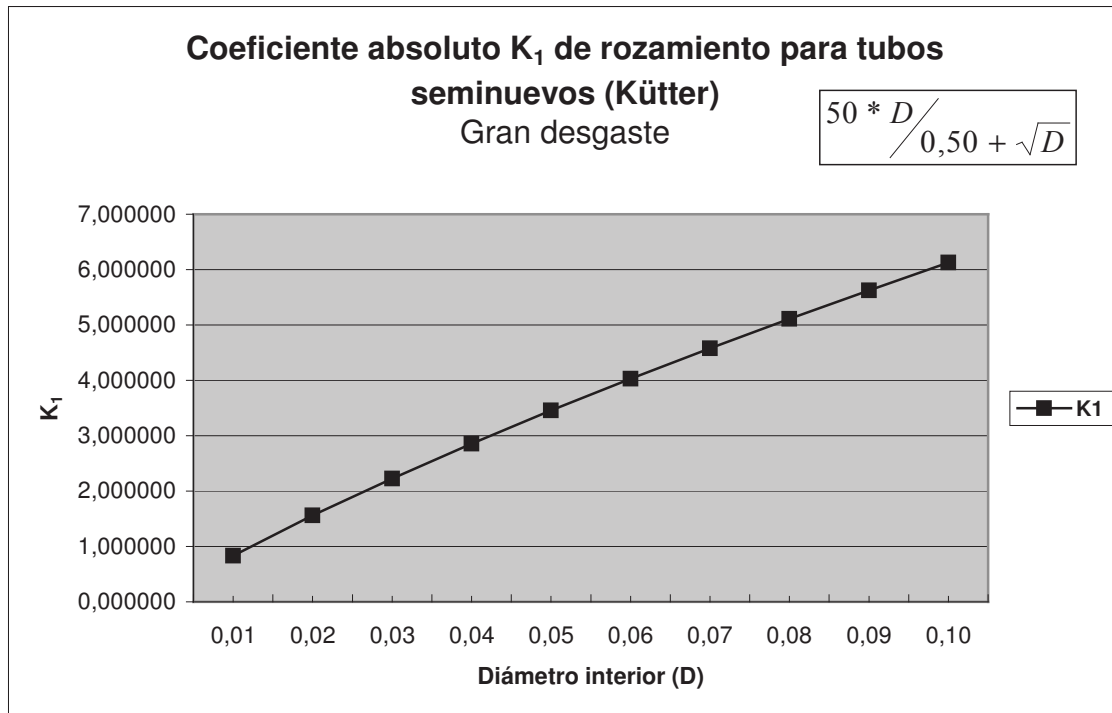
Con todo ello, y para la serie de diámetros interiores (expresados en m.) $D \in (0'01, 3'00)$ se tienen los siguientes valores de los coeficientes de rozamiento absolutos y relativos:

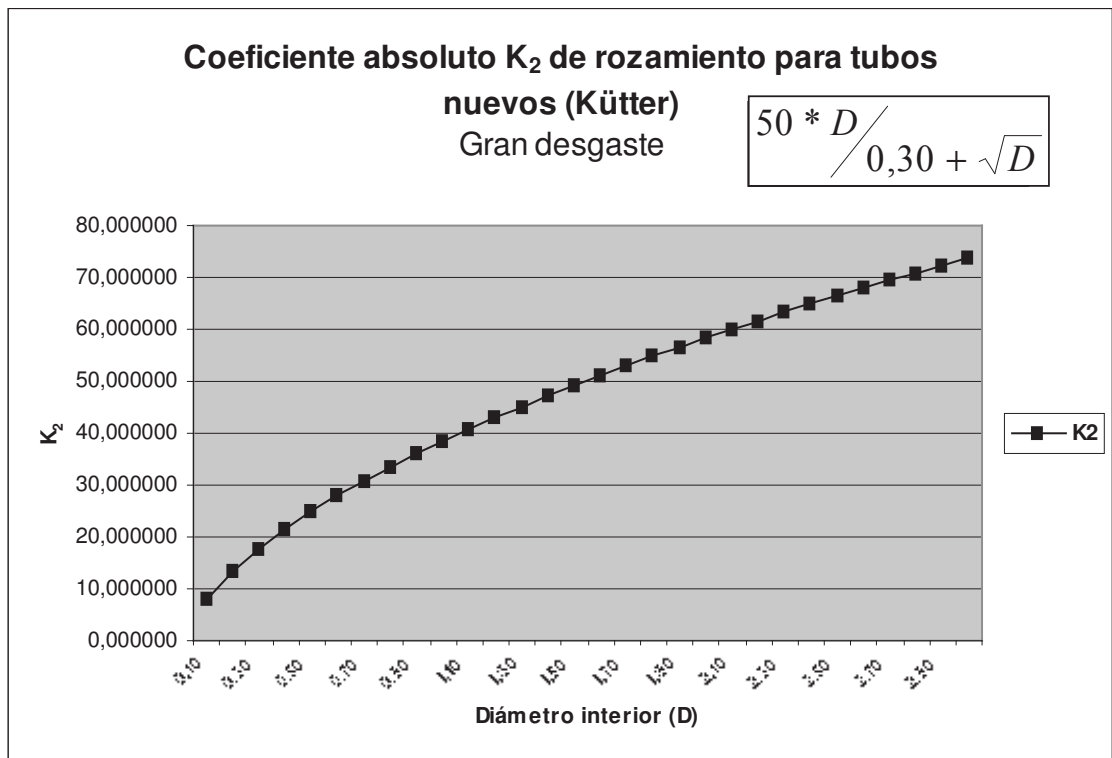
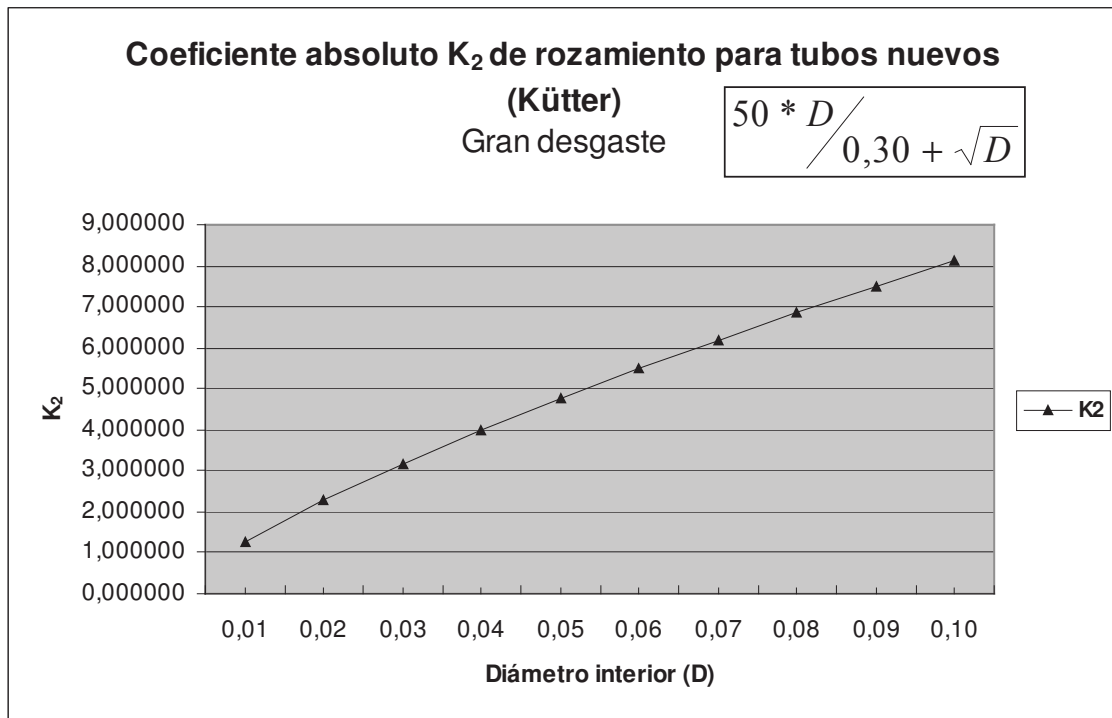
Coeficientes de rozamiento - Gran desgaste					
D (m.)	K ₀	K ₁	K ₂	α ₁	α ₂
0,01	0,625000	0,833333	1,250000	1,333333	2,000000
0,02	1,188465	1,559038	2,265409	1,311808	1,906164
0,03	1,717810	2,228147	3,169873	1,297086	1,845299
0,04	2,222222	2,857143	4,000000	1,285714	1,800000
0,05	2,706780	3,454915	4,774575	1,276393	1,763932
0,06	3,174775	4,027121	5,505103	1,268475	1,734014
0,07	3,628541	4,577706	6,199352	1,261583	1,708497
0,08	4,069827	5,109583	6,862915	1,255479	1,686292
0,09	4,500000	5,625000	7,500000	1,250000	1,666667
0,10	4,920157	6,125741	8,113883	1,245030	1,649111
0,10	4,920157	6,125741	8,113883	1,245030	1,649111
0,20	8,716773	10,557281	13,383054	1,211146	1,535322
0,30	12,021903	14,316767	17,694468	1,190890	1,471852
0,40	15,009882	17,660738	21,448744	1,176607	1,428975
0,50	17,766953	20,710678	24,823584	1,165685	1,397177
0,60	20,344546	23,536857	27,917451	1,156912	1,372233
0,70	22,776671	26,184669	30,791969	1,149627	1,351908
0,80	25,087379	28,685614	33,488856	1,143428	1,334889
0,90	27,294508	31,062690	36,037961	1,138056	1,320337
1,00	29,411765	33,333333	38,461538	1,133333	1,307692
1,10	31,449978	35,511161	40,776719	1,129131	1,296558
1,20	33,417897	37,607060	42,997033	1,125357	1,286647
1,30	35,322719	39,629907	45,133391	1,121938	1,277744
1,40	37,170458	41,587058	47,194746	1,118820	1,269684
1,50	38,966203	43,484692	49,188557	1,115959	1,262339
1,60	40,714311	45,328063	51,121116	1,113320	1,255606
1,70	42,418546	47,121683	52,997789	1,110875	1,249401
1,80	44,082191	48,869465	54,823199	1,108599	1,243659
1,90	45,708130	50,574826	56,601361	1,106473	1,238322
2,00	47,298911	52,240775	58,335789	1,104482	1,233343
2,10	48,856805	53,869976	60,029580	1,102609	1,228684
2,20	50,383840	55,464803	61,685482	1,100845	1,224311
2,30	51,881843	57,027383	63,305944	1,099178	1,220195
2,40	53,352461	58,559628	64,893160	1,097599	1,216311
2,50	54,797191	60,063268	66,449109	1,096101	1,212637
2,60	56,217394	61,539873	67,975578	1,094677	1,209156
2,70	57,614315	62,990872	69,474190	1,093320	1,205849
2,80	58,989094	64,417572	70,946423	1,092025	1,202704
2,90	60,342781	65,821171	72,393631	1,090788	1,199707
3,00	61,676343	67,202771	73,817052	1,089604	1,196845

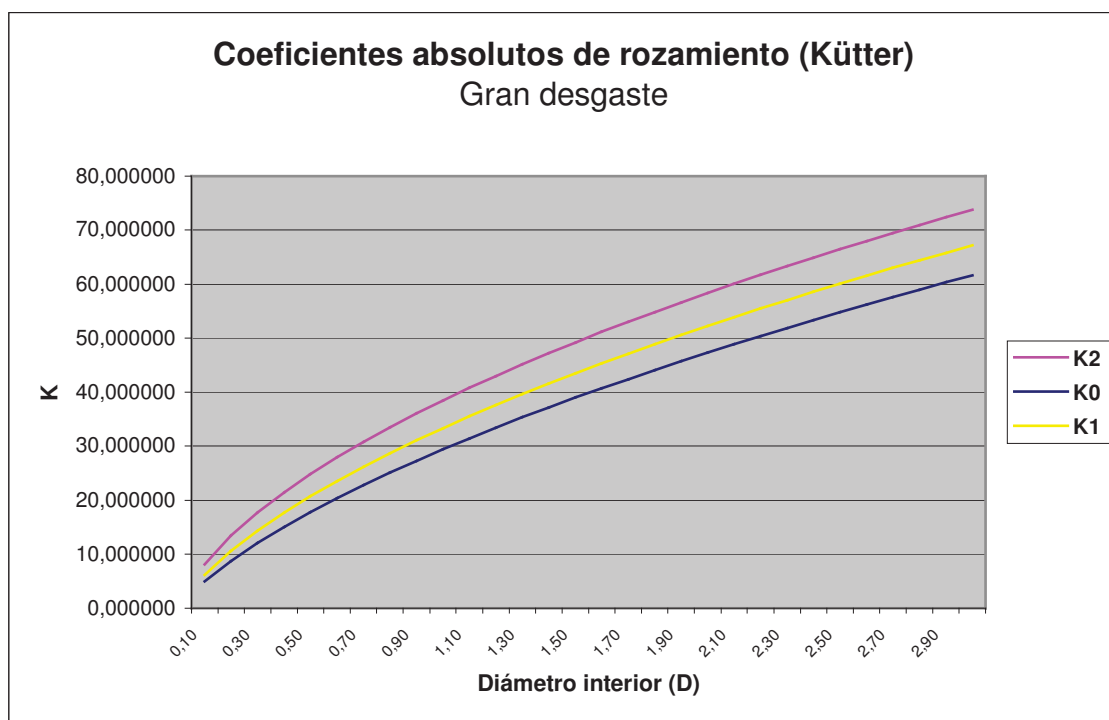
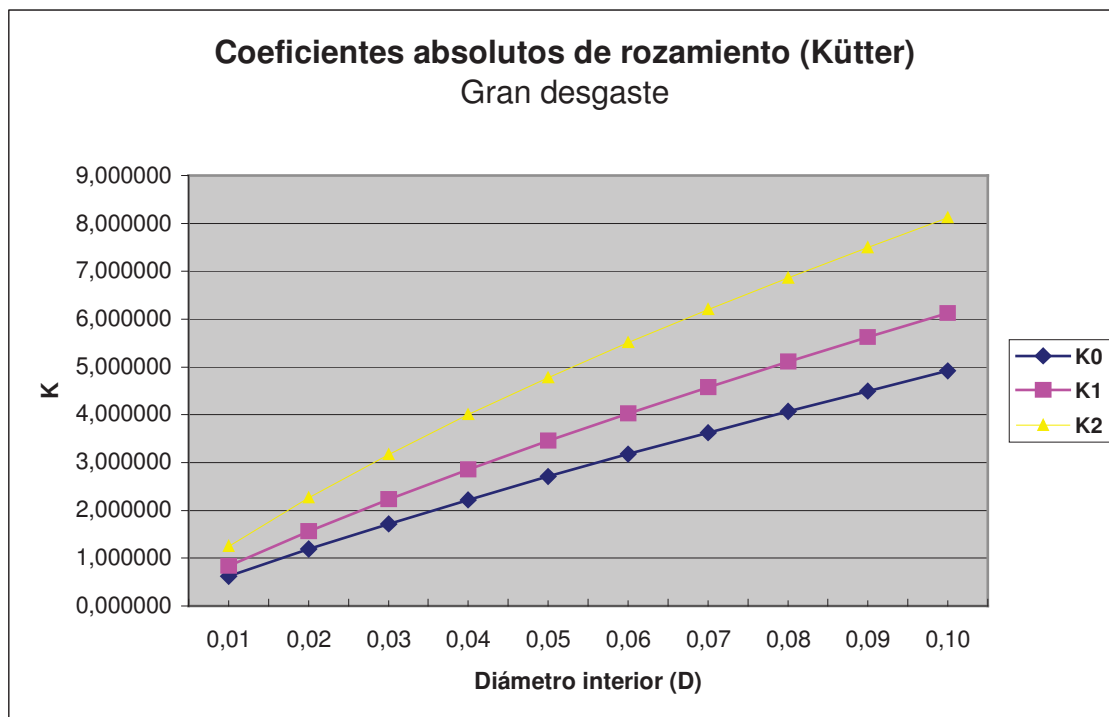
Tabla 1.18. Coeficientes de rozamiento para tuberías con gran desgaste.

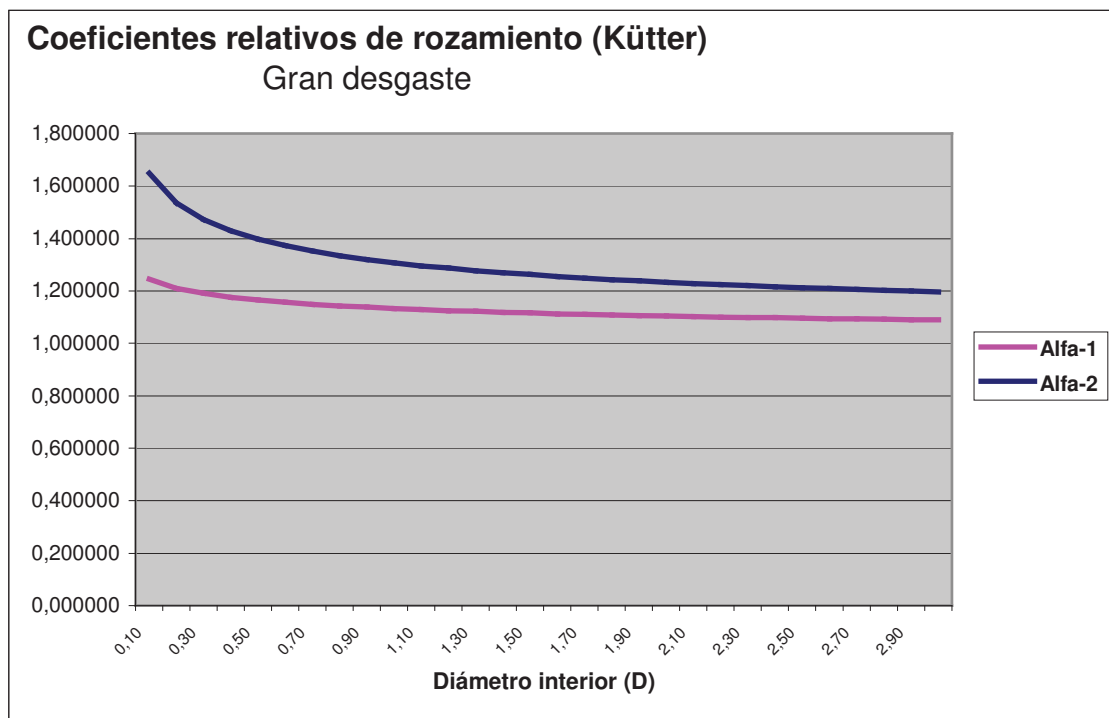
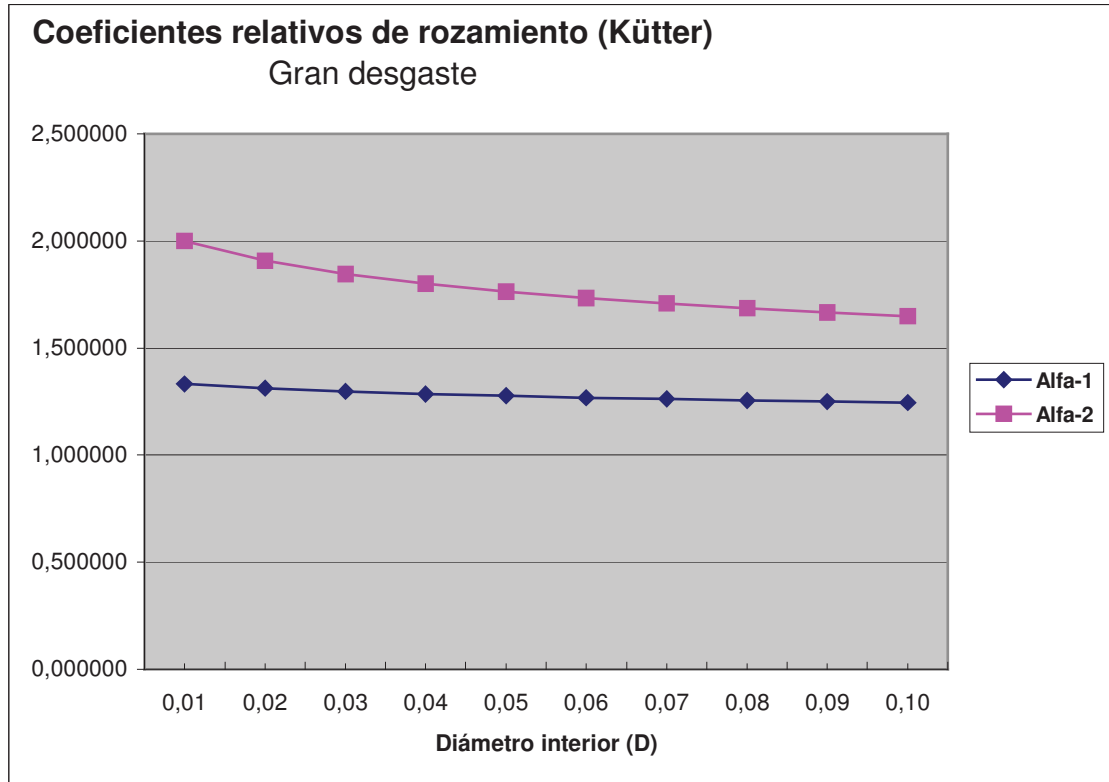
Con las siguientes representaciones gráficas:











8.2. TUBERÍAS SOMETIDAS A DESGASTE NORMAL

Contemplando, ahora, la tabla de caudales 1.4. del epígrafe 3 de este mismo capítulo, se deduce que los valores obtenidos por la aplicación de estos coeficientes correctores a las nuevas fórmulas propuestas son algo superiores a los calculados a partir de las restantes formulaciones estudiadas (Darcy, Kütter y Hazen-Williams) para los pequeños diámetros (0'04 y 0'10 m.) y bien ajustado para los grandes diámetros (1'00 m.). Ello hace aconsejable su aplicación en el caso de tuberías expuestas a un elevado desgaste e incrustaciones, como ya se anunció en su momento. Por el contrario, en condiciones normales de funcionamiento, conservación y envejecimiento, se propone la toma en consideración de los siguientes valores del coeficiente m de Kütter:

$$\begin{cases} \text{Tubos usados} & \rightarrow m = 0'25 \\ \text{Tubos semi-nuevos} & \rightarrow m = 0'20 \\ \text{Tubos nuevos} & \rightarrow m = 0'15 \end{cases}$$

Con ello, y en función de D (m.), los coeficientes absolutos de rozamiento anteriormente definidos valdrán, ahora:

- **Tubos usados:**

$$K_0 = \frac{100 \cdot R}{0'25 + \sqrt{R}} = \frac{25 \cdot D}{0'25 + \frac{\sqrt{D}}{2}} = \frac{50 \cdot D}{0'50 + \sqrt{D}}$$

- **Tubos semi-nuevos:**

$$K_1 = \frac{100 \cdot R}{0'20 + \sqrt{R}} = \frac{25 \cdot D}{0'20 + \frac{\sqrt{D}}{2}} = \frac{50 \cdot D}{0'40 + \sqrt{D}}$$

- **Tubos nuevos:**

$$K_2 = \frac{100 \cdot R}{0'15 + \sqrt{R}} = \frac{25 \cdot D}{0'15 + \frac{\sqrt{D}}{2}} = \frac{50 \cdot D}{0'30 + \sqrt{D}}$$

Del mismo modo, y en relación a la velocidad y el caudal del agua en los tubos usados, se tendrán los siguientes coeficientes relativos de rozamiento en función del diámetro interior de los tubos:

- Para tubos semi-nuevos $\rightarrow \alpha_1 = \frac{K_1}{K_0} = \frac{0'50 + \sqrt{D}}{0'40 + \sqrt{D}}$
- Para tubos nuevos $\rightarrow \alpha_2 = \frac{K_2}{K_0} = \frac{0'50 + \sqrt{D}}{0'30 + \sqrt{D}}$

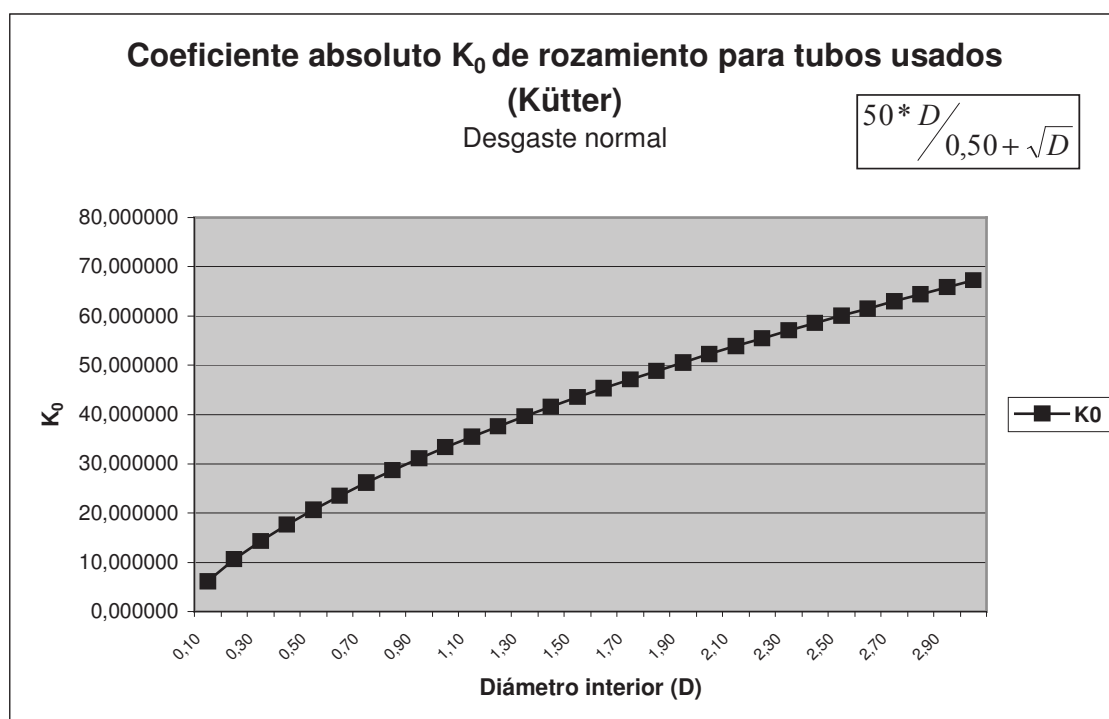
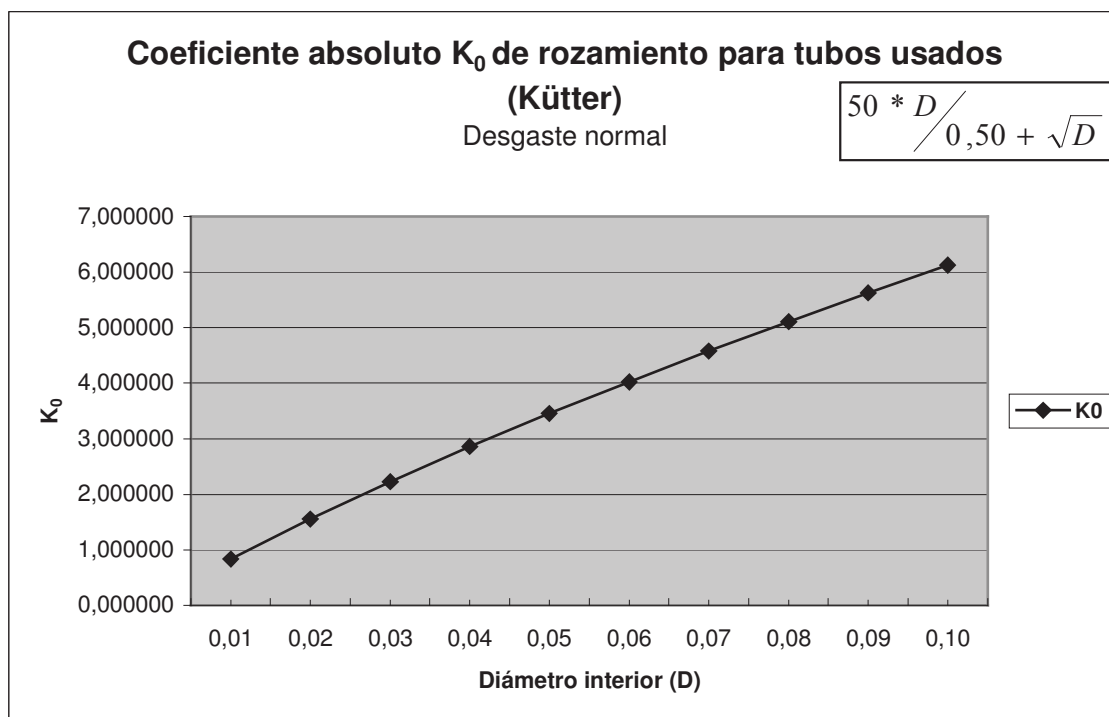
**APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES
A LAS FORZADAS**

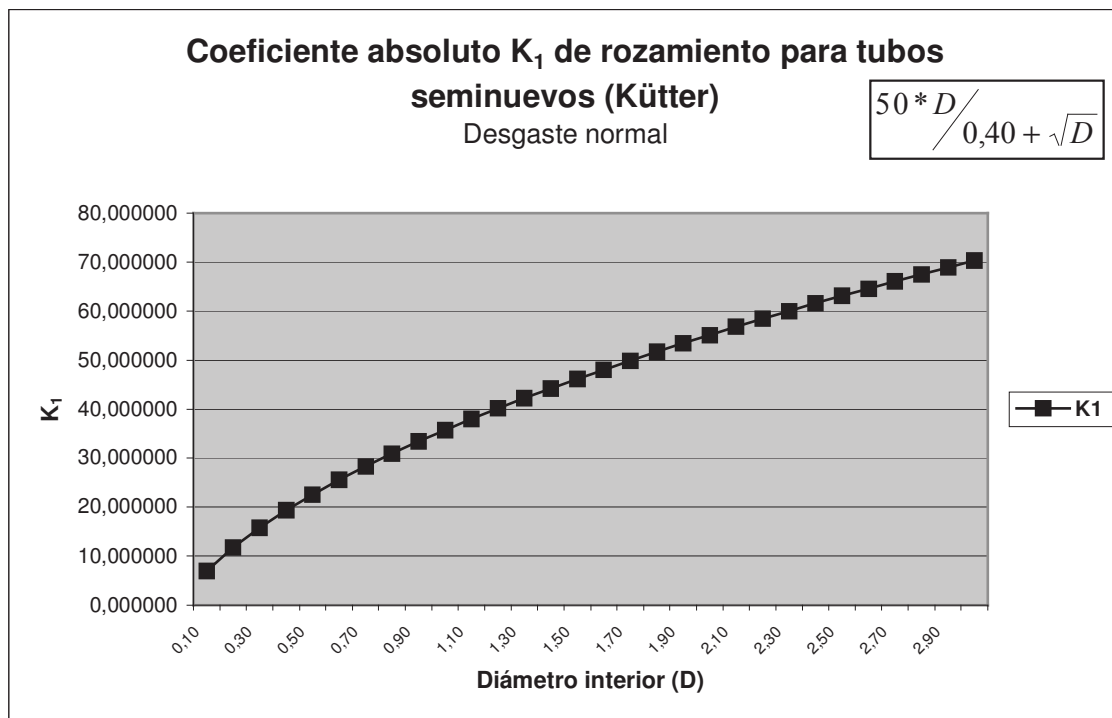
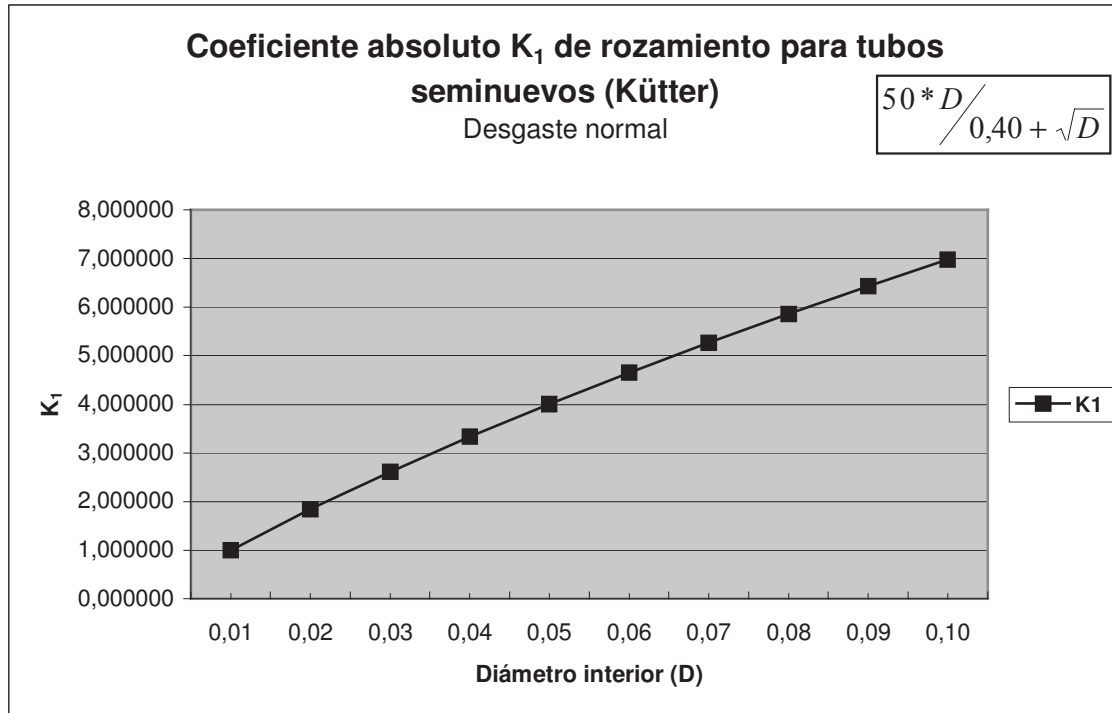
que, al igual que hemos hecho anteriormente, se tabulan a continuación para la serie de diámetros interiores $D \in (0'01, 3'00)$. Así:

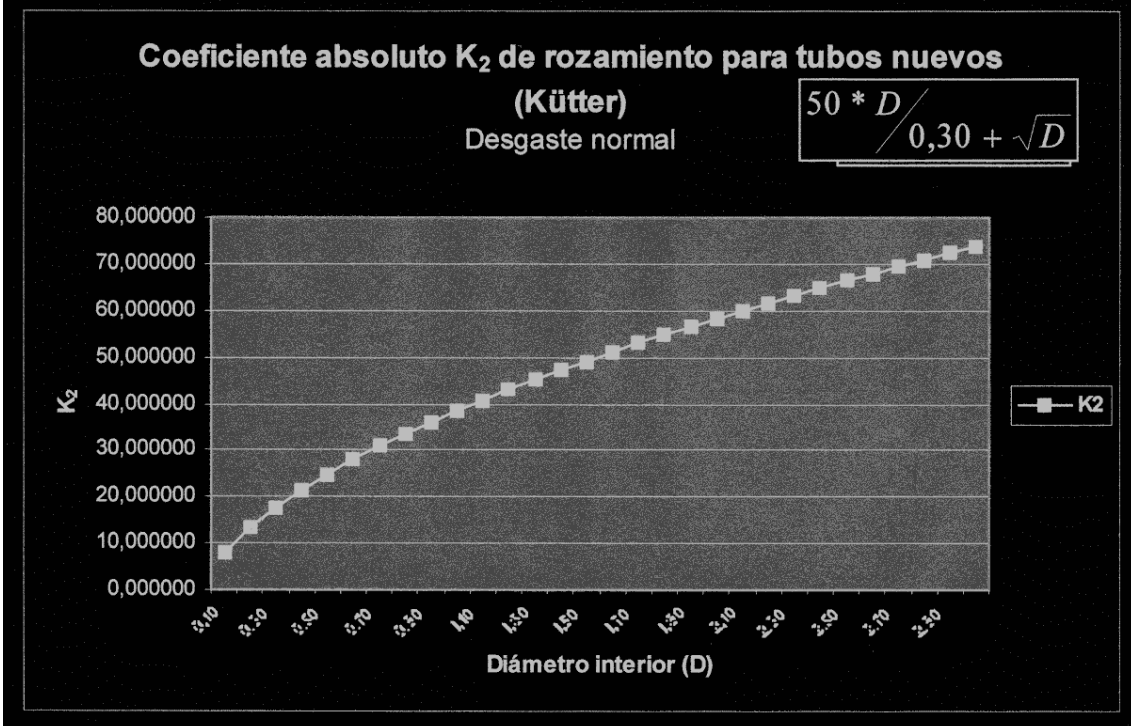
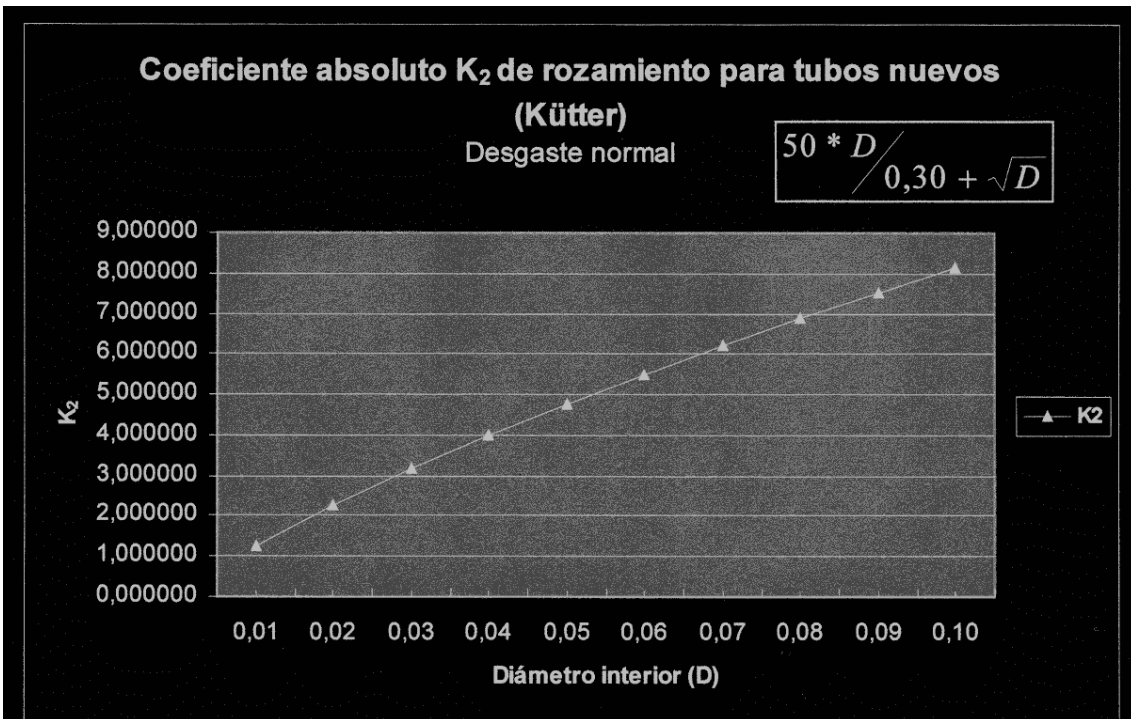
Coeficientes de rozamiento - Desgaste normal					
Valores (D)	K_0	K_1	K_2	α_1	α_2
0,01	0,833333	1,000000	1,250000	1,200000	1,500000
0,02	1,559038	1,846990	2,265409	1,184699	1,453082
0,03	2,228147	2,616864	3,169873	1,174458	1,422650
0,04	2,857143	3,333333	4,000000	1,166667	1,400000
0,05	3,454915	4,008936	4,774575	1,160357	1,381966
0,06	4,027121	4,651531	5,505103	1,155051	1,367007
0,07	4,577706	5,266523	6,199352	1,150472	1,354249
0,08	5,109583	5,857864	6,862915	1,146447	1,343146
0,09	5,625000	6,428571	7,500000	1,142857	1,333333
0,10	6,125741	6,981019	8,113883	1,139620	1,324555
0,10	6,125741	6,981019	8,113883	1,139620	1,324555
0,20	10,557281	11,803399	13,383054	1,118034	1,267661
0,30	14,316767	15,827417	17,694468	1,105516	1,235926
0,40	17,660738	19,371294	21,448744	1,096856	1,214487
0,50	20,710678	22,581381	24,823584	1,090326	1,198589
0,60	23,536857	25,540682	27,917451	1,085136	1,186116
0,70	26,184669	28,302039	30,791969	1,080863	1,175954
0,80	28,685614	30,901699	33,488856	1,077254	1,167444
0,90	31,062690	33,365876	36,037961	1,074146	1,160169
1,00	33,333333	35,714286	38,461538	1,071429	1,153846
1,10	35,511161	37,962220	40,776719	1,069022	1,148279
1,20	37,607060	40,121834	42,997033	1,066870	1,143323
1,30	39,629907	42,202985	45,133391	1,064928	1,138872
1,40	41,587058	44,213804	47,194746	1,063163	1,134842
1,50	43,484692	46,161094	49,188557	1,061548	1,131169
1,60	45,328063	48,050615	51,121116	1,060063	1,127803
1,70	47,121683	49,887299	52,997789	1,058691	1,124701
1,80	48,869465	51,675409	54,823199	1,057417	1,121829
1,90	50,574826	53,418657	56,601361	1,056230	1,119161
2,00	52,240775	55,120302	58,335789	1,055120	1,116672
2,10	53,869976	56,783225	60,029580	1,054079	1,114342
2,20	55,464803	58,409984	61,685482	1,053100	1,112155
2,30	57,027383	60,002867	63,305944	1,052176	1,110097
2,40	58,559628	61,563929	64,893160	1,051303	1,108155
2,50	60,063268	63,095023	66,449109	1,050476	1,106319
2,60	61,539873	64,597828	67,975578	1,049691	1,104578
2,70	62,990872	66,073872	69,474190	1,048944	1,102925
2,80	64,417572	67,524548	70,946423	1,048232	1,101352
2,90	65,821171	68,951132	72,393631	1,047553	1,099853
3,00	67,202771	70,354796	73,817052	1,046903	1,098423

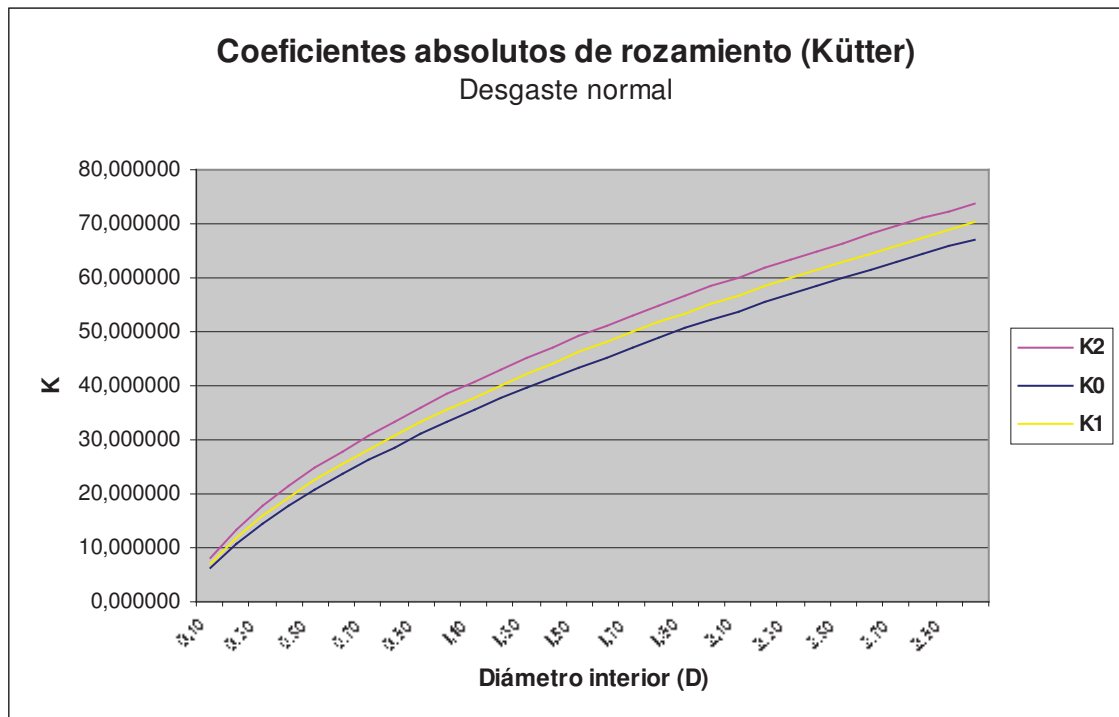
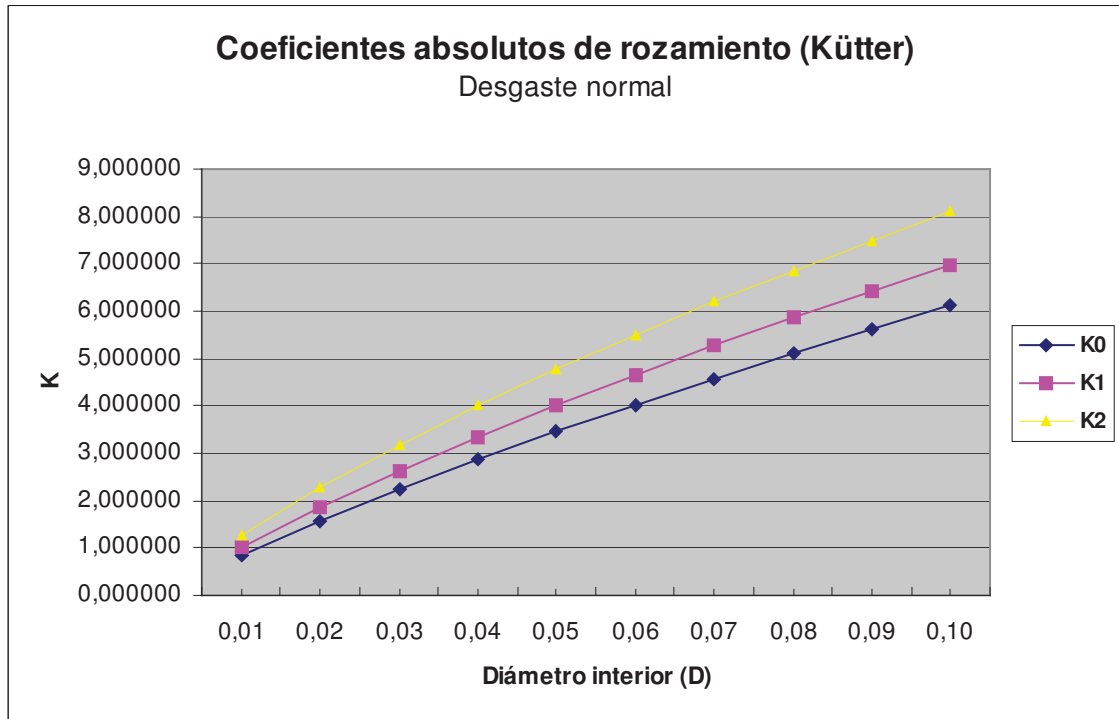
Tabla 1.19. Coeficientes de rozamiento para tuberías con desgaste normal.

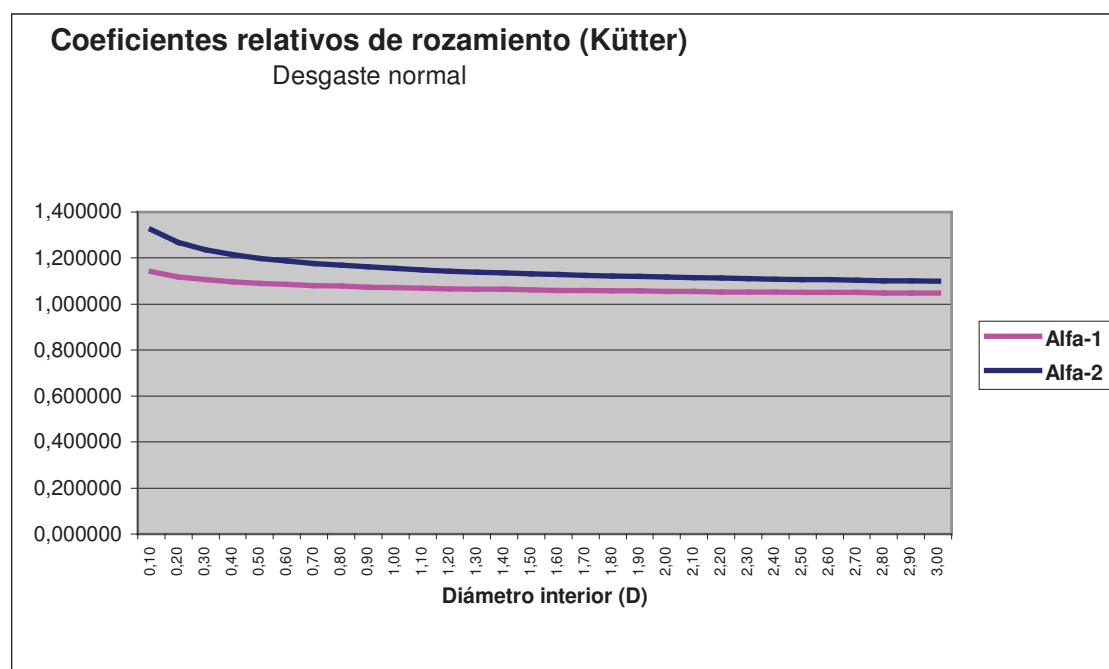
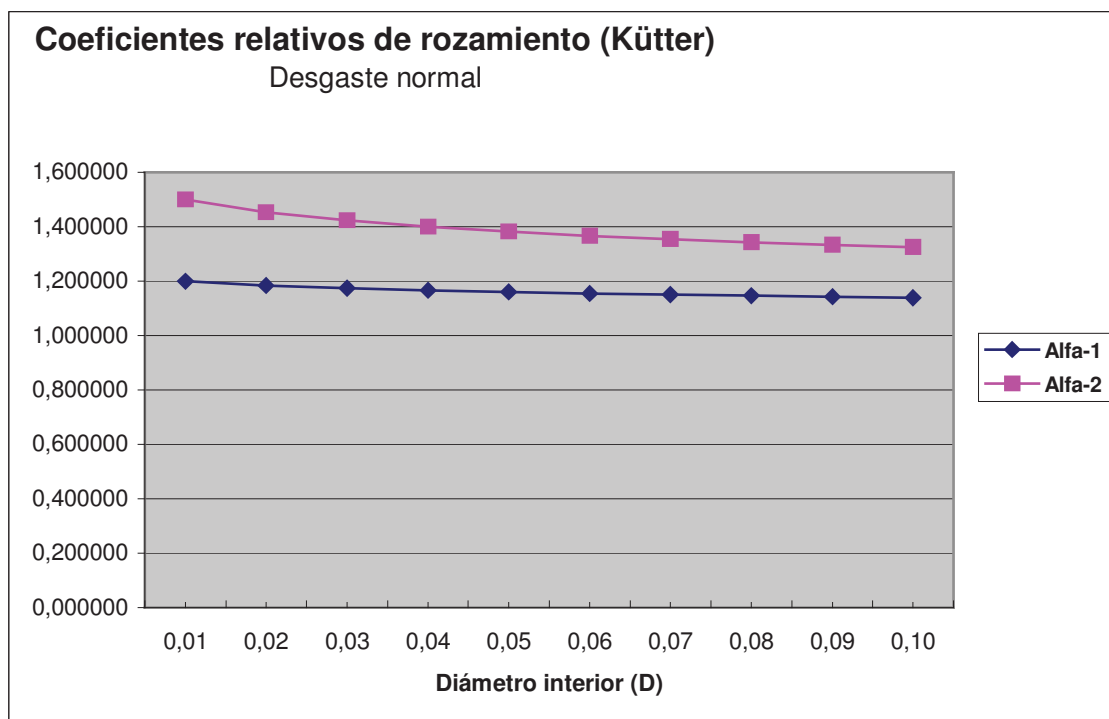
Con las siguientes representaciones gráficas:











Obsérvese que la cuantía media de los coeficientes correctores α_1 y α_2 de tal modo obtenidos se aproxima mucho más a los incrementos que se deducen de la formulación de Blasius-Flamant ($\alpha_2 = 1'13$) o de la de Hazen-Williams ($\alpha_2 = 1'17647$), aunque estas formulaciones tengan el inconveniente de mantener constantes dichos coeficientes, mientras que en nuestra propuesta su cuantía varía en razón inversa del diámetro interior (D), como se pone de manifiesto empíricamente.

9. APLICACIÓN A LAS TUBERÍAS NUEVAS. VALORACIÓN DE RESULTADOS

9.1. DESVIACIÓN MEDIA ABSOLUTA

A continuación formaremos la siguiente tabla, en la que se comparan los caudales de los tubos nuevos de fundición (expresados en l./seg.) según cinco formulaciones usuales (Lévy, Lang, Darcy, Kütter y Hazen-Williams) con los que se deducen de la formulación que aquí proponemos. A saber:

Valores de		Tubos nuevos (l./seg.)								
J (%)	D (m.)	Lévy	Lang	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	Caudal medio	$Q_2 = Me$	R
0'1	0'04	0'048	0'041	0'062	0'050	0'041	0'055	0'050	0'049	0'021
	0'10	0'49	0'52	0'70	0'64	0'46	0'60	0'57	0'56	0'24
	1'00	175	226	244	302	196	233	229	230	127
2'154	0'04	0'223	0'251	0'286	0'233	0'216	0'255	0'244	0'242	0'070
	0'10	2'26	2'93	3'23	2'96	2'41	2'76	2'76	2'85	0'97
	1'00	813	1.100	1.130	1.400	1.026	1.084	1.092	1.092	587
46'42	0'04	1'03	1'39	1'33	1'08	1'13	1'19	1'19	1'16	0'36
	0'10	10'5	15'1	15'0	13'7	12'6	12'7	13'3	13'2	4'6
	1'00	3.772	5.200	5.250	6.510	5.387	5.030	5.192	5.225	2.738
1.000	0'04	4'80	7'16	6'17	5'03	5'95	5'49	5'77	5'72	2'36
	0'10	48'6	74'1	69'6	63'7	66'3	59'2	63'6	65'0	25'5
	1'00	17.507	24.400	24.000	30.200	28.271	23.342	24.620	24.200	12.693

Tabla 1.20. Cuadro comparativo de las seis formulaciones para tubos nuevos de fundición.

De la contemplación de dicha tabla, como también se ha realizado anteriormente con los tubos usados o en servicio, se deduce que la formulación aquí propuesta ofrece valores intermedios. Las 12 representaciones gráficas que siguen, en las que se han señalado los límites del intervalo de confianza del 95% que se calcula posteriormente, muestran dicha circunstancia con claridad.

Como dato curioso, veamos que se confirma aquí que la fórmula de Darcy, para tubos nuevos y pequeños valores de J y D conduce a valores de V y de Q excesivamente grandes mientras que, como ya se ha comprobado anteriormente, sucede todo lo contrario para tubos usados y grandes valores de J y D.

Como ya se ha llevado a cabo en el caso de los tubos usados o en servicio, una visión más ilustrativa y exacta acerca de las diferencias o “discrepancias” existentes entre los valores calculados con cada formulación y la media de todas ellas, para cada caso, así como la comparación con la “desviación media con respecto a la media aritmética”, puede verse en la tabla siguiente, donde en cada casilla se han anotado dichas discrepancias, o sea, los valores: $(q_i - \bar{q})$. Así:

Valores de		Tubos nuevos (l./seg.)							
J (%)	D (m.)	Lévy	Lang	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	DM	s
0'1	0'04	-0'002	-0'009	+0'012	±0	-0'009	+0'005	0'006	0'007
	0'10	-0'08	-0'05	+0'13	+0'07	-0'11	+0'03	0'08	0'09
	1'00	-54	-3	+15	+73	-33	+4	30	40
2'154	0'04	-0'021	+0'006	+0'042	-0'011	-0'028	+0'011	0'020	0'023
	0'10	-0'50	+0'17	+0'47	+0'20	-0'35	±0	0'28	0'33
	1'00	-279	+8	+38	+308	-66	-8	118	173
46'42	0'04	-0'16	+0'20	+0'14	-0'11	-0'06	±0	0'11	0'13
	0'10	-2'8	+1'8	+1'7	+0'4	-0'7	-0'6	1'3	1'6
	1'00	-1.420	+8	+58	+1.318	+195	-162	527	798
1.000	0'04	-0'97	+1'39	+0'40	-0'74	+0'18	-0'28	0'66	0'78
	0'10	-15'0	+10'5	+6'0	+0'1	+2'7	-4'4	6'0	8'1
	1'00	-7.113	-220	-620	+5.580	+3.651	-1.278	3.077	4.023
Nº outliers		11	5	7	6	6	0	-	-

Tabla 1.21. Desviaciones media y típica con respecto a la media aritmética.

, donde, como ya se ha dicho, la desviación media vendrá dada, en la penúltima columna de la tabla anterior, por la expresión:

$$DM = \frac{\sum_{i=1}^6 |q_i - \bar{q}|}{6}, \text{ y representa una medida de dispersión absoluta de la}$$

variable hidráulica “caudal”, para cada caso. Su valor es mínimo cuando se utiliza como promedio la mediana, que también se ha calculado, junto con el recorrido o rango de la presente distribución, en la tabla anterior 1.20. Por último, y al objeto de calcular los intervalos de confianza del 95% y restantes determinaciones de interés para ulteriores estudios, se ha estimado también la desviación típica o “standard” s mediante la fórmula clásica:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^6 (q_i - \bar{q})^2}{6}}$$

reflejándose sus valores en la última columna de la tabla anterior.

Para la puntuación de la bondad de la medida de aproximación a la media aritmética, se considera como “dato anómalo” o “outlier”²² todo aquel que cumpla la condición: $|q_i - \bar{q}| \geq DM$. De tal suerte, se ha señalado, en la última fila de la tabla anterior, el número de *outliers* (resultados anómalos o “incumplimientos”) de cada una de las fórmulas estudiadas. El resultado así obtenido permite ordenar dichas formulaciones por su mayor credibilidad en atención a su discrepancia del valor “media aritmética” de todos ellos, resultando, en definitiva, la siguiente jerarquización por orden de mejor a peor:

1. FRANQUET: (0 outliers).
2. LANG: (5 outliers).
3. HAZEN-WILLIAMS: (6 outliers).
4. KÜTTER: (6 outliers).
5. DARCY: (7 outliers).
6. LÉVY: (11 outliers).

Así pues, la formulación dimanante de nuestro estudio ha ofrecido, en los 12 casos analizados, unos resultados siempre por debajo de la desviación media absoluta en relación a la media aritmética, superando, a notable distancia, a la propia de Lang, que resulta ser la segunda mejor.

9.2. TIPIFICACIÓN DE LA VARIABLE “CAUDAL”

Valgan, al respecto, similares consideraciones a las ya efectuadas en la valoración de las diversas formulaciones aplicadas para el cálculo de los tubos usados o en servicio. Con ello, nos quedará la siguiente tabla:

Valores de		VARIABLE CAUDAL TIPIFICADA Y							
J (%)	D (m.)	Lévy	Lang	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	Media	Varianza
0'1	0'04	-0'29	-1'19	+1'86	±0	-1'19	+0'81	0	1
	0'10	-0'89	-0'56	+1'44	+0'90	-1'22	+0'33	0	1
	1'00	-1'40	-0'08	+0'38	+1'83	-0'83	+0'10	0	1
2'154	0'04	-0'91	+0'26	+1'87	-0'48	-1'22	+0'48	0	1
	0'10	-1'52	+0'53	+1'43	+0'62	-1'06	±0	0	1
	1'00	-1'61	+0'05	+0'22	+1'77	-0'38	-0'05	0	1
46'42	0'04	-1'23	+1'50	+1'04	-0'85	-0'46	±0	0	1
	0'10	-1'75	+1'18	+1'11	+0'28	-0'44	-0'38	0	1
	1'00	-1'78	+0'01	+0'07	+1'65	+0'24	-0'19	0	1
1.000	0'04	-1'24	+1'79	+0'52	-0'95	+0'23	-0'35	0	1
	0'10	-1'85	+1'30	+0'75	+0'01	+0'33	-0'54	0	1
	1'00	-1'77	-0'05	-0'15	+1'39	+0'90	-0'32	0	1
	Σ	16'24	8'50	10'84	10'73	8'50	3'55	-	-

Tabla 1.22. Tipificación de la variable “caudal”.

²² Una mayor explicitación sobre el concepto de *outlier* en los Métodos Robustos del Análisis estadístico puede consultarse en el capítulo V, epígrafe 4 de nuestro anterior libro.

Si ahora comparamos los resultados ofrecidos por la suma de valores absolutos de la variable tipificada para cada formulación, se observa que se mantienen parecidas conclusiones a las obtenidas por la aplicación del concepto de “medida de aproximación a la media aritmética”. La formulación propuesta sigue resultando la mejor, las de Lang y Hazen-Williams igualan sus resultados, siguiendo con la de Kütter, Darcy y Lévy.

Los gráficos resultantes, al respecto, son suficientemente significativos y pueden consultarse en el Anexo nº: 1 del presente libro.

9.3. ESTIMACIÓN Y CONTRASTE DE HIPÓTESIS

9.3.1. Límites de confianza para los caudales medios

El establecimiento de los límites de confianza para el caso de las tuberías nuevas seguirá una sistemática similar a la empleada para las tuberías en servicio, de tal suerte que para las $n = 6$ formulaciones estudiadas, el intervalo de confianza del caudal vendrá dado, para cada uno de los 12 supuestos de valores de J y D analizados, por la expresión:

$$\bar{q} - t_{\frac{1}{2}\alpha} \times \frac{s}{\sqrt{n-1}} \leq \mu \leq \bar{q} + t_{1-\frac{1}{2}\alpha} \times \frac{s}{\sqrt{n-1}}$$

tomando $n - 1 = 6 - 1 = 5$ g.l.

Para los cálculos correspondientes se empleará la distribución **t** de Student cuya tabla de valores ya ha sido reproducida anteriormente. Para un nivel de confianza del 95% se empleará:

$$\begin{cases} t_{0.975} = 2.571 \text{ para el límite superior} \\ t_{0.025} = -2.571 \text{ para el límite inferior} \end{cases}$$

1) **J = 0'1‰, D = 0'04 m.**

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$0.050 - 2.571 \times \frac{0.007}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 0.050 + 2.571 \times \frac{0.007}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$0.042 \leq \mu \leq 0.058$$

2) $J = 0'1\%$, $D = 0'10$ m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$0'57 - 2'571 \times \frac{0'09}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 0'57 + 2'571 \times \frac{0'09}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$0'47 \leq \mu \leq 0'67$$

3) $J = 0'1\%$, $D = 1'00$ m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$229 - 2'571 \times \frac{40}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 229 + 2'571 \times \frac{40}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$183 \leq \mu \leq 275$$

4) $J = 2'154\%$, $D = 0'04$ m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$0'244 - 2'571 \times \frac{0'023}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 0'244 + 2'571 \times \frac{0'023}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$0'218 \leq \mu \leq 0'270$$

5) $J = 2'154\%$, $D = 0'10$ m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$2'76 - 2'571 \times \frac{0'33}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 2'76 + 2'571 \times \frac{0'33}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$2'38 \leq \mu \leq 3'14$$

6) J = 2'154‰, D = 1'00 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$1.092 - 2'571 \times \frac{173}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 1.092 + 2'571 \times \frac{173}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$893 \leq \mu \leq 1.291$$

7) J = 46'42‰, D = 0'04 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$1'19 - 2'571 \times \frac{0'13}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 1'19 + 2'571 \times \frac{0'13}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$1'04 \leq \mu \leq 1'34$$

8) J = 46'42‰, D = 0'10 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$13'3 - 2'571 \times \frac{1'6}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 13'3 + 2'571 \times \frac{1'6}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$11'5 \leq \mu \leq 15'1$$

9) J = 46'42‰, D = 1'00 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$5.192 - 2'571 \times \frac{798}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 5.192 + 2'571 \times \frac{798}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$4.274 \leq \mu \leq 6.110$$

10) J = 1.000‰, D = 0'04 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$5'77 - 2'571 \times \frac{0'78}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 5'77 + 2'571 \times \frac{0'78}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$4'87 \leq \mu \leq 6'67$$

11) J = 1.000‰, D = 0'10 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$63'6 - 2'571 \times \frac{8'1}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 63'6 + 2'571 \times \frac{8'1}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$54'3 \leq \mu \leq 72'9$$

12) J = 1.000‰, D = 1'00 m.

Se tendrá el siguiente intervalo de confianza:

$$24.620 - 2'571 \times \frac{4.023}{\sqrt{6-1}} \leq \mu \leq 24.620 + 2'571 \times \frac{4.023}{\sqrt{6-1}}$$

Así pues, con este nivel de confianza, el verdadero valor del caudal medio de la población se halla comprendido en el intervalo:

$$19.994 \leq \mu \leq 29.246$$

Debe tenerse en cuenta que para poder construir los intervalos de confianza anteriores se ha supuesto la normalidad de la distribución original debido a que el tamaño de las muestras es pequeño (5 ó 6) y no se conoce la desviación típica de la población o universo. Es de esta manera que se ha podido utilizar la distribución t de Student para realizar dichas estimaciones.

9.3.2. Clasificación de la bondad de las formulaciones

Al igual que hemos efectuado con las tuberías usadas o en servicio, para la puntuación de la bondad de las 6 formulaciones estudiadas se ha elaborado la siguiente tabla, en cuya última fila figura el número de “incumplimientos” o “rechazos”, mientras que en la última columna aparece el número de aceptaciones de cada uno de los 12 casos analizados. Sobre las 72 pruebas o situaciones, se registra un total de 47 aceptaciones y 25 rechazos, o sea:

$$\frac{47}{72} \times 100 \cong 65\% \text{ (aceptaciones) y } 35\% \text{ (rechazos)}$$

Valores de		NIVEL DE CONFIANZA DEL 95%						
J (%)	D (m.)	Lévy	Lang	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	Nº aceptaciones
0'1	0'04	SÍ	NO	NO	SÍ	NO	SÍ	3
	0'10	SÍ	SÍ	NO	SÍ	NO	SÍ	4
	1'00	NO	SÍ	SÍ	NO	SÍ	SÍ	4
2'154	0'04	SÍ	SÍ	NO	SÍ	NO	SÍ	4
	0'10	NO	SÍ	NO	SÍ	SÍ	SÍ	4
	1'00	NO	SÍ	SÍ	NO	SÍ	SÍ	4
46'42	0'04	NO	NO	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ	4
	0'10	NO	NO	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ	4
	1'00	NO	SÍ	SÍ	NO	SÍ	SÍ	4
1.000	0'04	NO	NO	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ	4
	0'10	NO	NO	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ	4
	1'00	NO	SÍ	SÍ	NO	SÍ	SÍ	4
nº outliers		9	5	4	4	3	0	47

Tabla 1.23. Bondad de las seis formulaciones al nivel de confianza del 95%.

También el resultado de este nuevo análisis estadístico permite ordenar las formulaciones anteriores por su mayor grado de credibilidad atendiendo a su intervalo de confianza del 95%, resultando, en definitiva, la siguiente jerarquización por orden de mejor a peor:

1. FRANQUET (0 outliers)
2. HAZEN-WILLIAMS (3 outliers)
3. DARCY (4 outliers)
4. KÜTTER (4 outliers)
5. LANG (5 outliers)
6. LÉVY (9 outliers)

Los resultados obtenidos de este nuevo análisis arrojan una clasificación similar a los restantes estudiados. Una vez más, la formulación aquí propuesta por nosotros es la que ofrece más confianza desde el punto de vista estadístico comparándola con otras 5 formulaciones de empleo usual en el dimensionamiento hidráulico de tuberías y redes de distribución de agua agrícolas, industriales o urbanas, consiguiendo, con suficiente y expresiva claridad, mejores resultados que cualquiera de ellas.

10. EJEMPLO 1

Sea una tubería de fundición en servicio de 700 metros de longitud, con diámetro interior de 50 mm., que parte de un lago cuya lámina de agua media se halla a la cota taquimétrica $Z = + 780'00$ m.s.n.m. y abastece un estanque artificial con el extremo inferior del eje hidráulico de la conducción a la cota $Z = + 730'00$ m.s.n.m. Determinar: 1) La velocidad y el caudal de la tubería prescindiendo de las pérdidas de carga accidentales. 2) Estudiar una nueva tubería de amianto-cemento, substitutiva de la anterior, de igual diámetro interior, y que sí tenga en cuenta dichas pérdidas.

1) La pérdida de carga unitaria, será:

$$J = \frac{H}{L} = \frac{780 - 730}{700} = 0'071 \text{ m./m.}$$

Emplearemos diferentes formulaciones, a saber:

a) DARCY: De las tablas conocidas se obtienen:

$$\frac{J}{Q^2} = 15.874 = \frac{0'071}{Q^2}; \text{ de donde: } Q = 2'1 \text{ l./seg. Entonces:}$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0'0021}{\pi \cdot 0'05^2} = 1'07 \text{ m./seg.}$$

b) BLASIUS-FLAMANT:

Con $m = 0'00023$, se tendrá:

$$D \cdot J = 0'00092 \cdot \sqrt[4]{\frac{V^7}{D}}; \text{ o sea: } D^5 \cdot J^4 = 0'00092^4 \cdot V^7, \text{ de dónde:}$$

$$V = \sqrt[7]{\frac{D^5 \cdot J^4}{0'00092^4}} = \sqrt[7]{\frac{0'05^5 \cdot 0'071^4}{0'00092^4}} = 1'41 \text{ m./seg. ,}$$

$$Q = S \cdot V = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot V = \frac{\pi \cdot 0'05^2 \cdot 1'41}{4} = 2'8 \text{ l./seg.}$$

c) LÉVY:

De las tablas correspondientes, que se hallan publicadas en diversos libros y manuales, deducimos que:

$$\beta = \frac{Q}{\sqrt{J}} = \frac{Q}{\sqrt{0'071}} = 0'0077277, \text{ de dónde:}$$

$Q = 0'0077277 \cdot \sqrt{0'071} = 2'1 \text{ l./seg.}$, valor éste al que corresponde una velocidad media aproximada de $V = 1'07 \text{ m./seg.}$

d) HAZEN-WILLIAMS:

Considerando que tiene lugar un movimiento turbulento en la zona de transición, y tomando $C = 80$, se tendrá:

$$V = 0'36 \cdot C \cdot D^{0'63} \cdot J^{0'54} = 0'36 \cdot 80 \cdot 0'05^{0'63} \cdot 0'071^{0'54} = 1'04 \text{ m./seg.}$$

$$Q = \frac{\pi \cdot 0'05^2 \cdot 1'04}{4} = 2'0 \text{ l./seg.}$$

e) CATANI:

$$D = \sqrt[5]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{J}}; \text{ de dónde, con } \alpha = 0'005 \text{ (rugosidades ordinarias), se tiene:}$$

$$Q = \sqrt{\frac{J \cdot D^5}{0'005}} = \sqrt{\frac{0'071 \cdot 0'05^5}{0'005}} = 0'0021 \text{ m}^3 / \text{seg.} \cong 2'1 \text{ l./seg.}, \text{ de dónde:}$$

$$V = \frac{4 \cdot 0'0021}{\pi \cdot 0'05^2} = 1'07 \text{ m./seg.}$$

f) KÜTTER:

Se considera $m = 0'35$, con lo que:

$$K_0 = \frac{50 \cdot D}{0'70 + \sqrt{D}}; \quad V = K_0 \cdot \sqrt{J} = \frac{50 \cdot 0'05}{0'70 + \sqrt{0'05}} \cdot \sqrt{0'071} = 0'72 \text{ m./seg.}$$

$$Q = \frac{\pi \cdot 0'05^2 \cdot 0'72}{4} = 0'0014 \text{ m}^3 / \text{seg.} = 1'4 \text{ l./seg.}$$

g) MANNING-STRICKLER-GAUKLER:

Tomando $n = 0'015$; $R = \frac{D}{4} = \frac{0'05}{4} = 0'0125 \text{ m.}$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = \frac{1}{0'015} \cdot 0'0125^{0'6666} \cdot \sqrt{0'071} = 0'96 \text{ m./seg.}$$

$$Q = \frac{\pi \cdot 0'05^2}{4} \cdot 0'96 = 0'0019 \text{ m}^3 / \text{seg.} = 1'9 \text{ l./seg.}$$

h) RESUMEN:

El resumen de todas las fórmulas estudiadas sería el siguiente:

AUTOR	V(m./seg.)	Q(l./seg.)
DARCY	1'07	2'1
BLASIUS-FLAMANT	1'41	2'8
LÉVY	1'07	2'1
HAZEN-WILLIAMS	1'04	2'0
CATANI	1'07	2'1
KÜTTER	0'72	1'4
MANNING-STRICKLER	0'96	1'9
\bar{X}	1'05	2'1

i) FÓRMULAS PROPUESTAS:

Aplicando, ahora, la formulación propuesta por nosotros para una categoría de rugosidad $k = 4$, se tendrá:

$V = 63'92 \cdot R^{0'6556} \cdot J^{0'5} = 63'92 \cdot 0'0125^{0'6556} \cdot \sqrt{0'071} = 0'96 \text{ m./seg.}$, de magnitud idéntica a la de Manning-Strickler-Gaukler, con $Q = 1'9 \text{ l./seg.}$

Si ahora, alternativamente, empleamos la formulación multivariante propuesta en nuestros estudios, se obtiene (para tubería de fundición usada, con $k = 4$):

$V = 1'8 \cdot e^{3'0883 - 0'1093 \cdot k} \cdot D^{0'6503} \cdot J^{0'5} = 1'8 \cdot e^{2'6511} \cdot 0'05^{0'6503} \cdot \sqrt{0'071} = 0'97 \text{ m./seg.}$, que ofrece, con ligera alza, prácticamente los mismos resultados que la formulación simple aquí propuesta.

j) RESTANTES DETERMINACIONES:

Considerando, ahora, una $V = 0'97 \text{ m./seg.}$ para esta tubería de fundición en servicio, y el agua a 17°C , se tiene un valor de la viscosidad cinemática, en base a la fórmula propuesta por nosotros en el Capítulo II de nuestro anterior libro, ya citado reiteradamente, de:

$$10^6 \cdot \nu = 1'7224 - 0'0461 \cdot 17 + 0'0006 \cdot 17^2 - 0'000003 \cdot 17^3 ; \text{ de dónde:}$$

$\nu = 1'097 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg.}$, por lo que se tendrá un número de Reynolds:

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0'97 \cdot 0'05}{1'097 \cdot 10^{-6}} = 44.211,$$

y, en consecuencia, nos hallamos en un régimen hidráulico turbulento liso, resultándole de aplicación la expresión de Blasius:

$$f = \frac{0'3164}{\text{Re}^{0'25}} = \frac{0'3164}{44.211^{0'25}} = 0'022$$

Se tiene, por otra parte, una rugosidad relativa o proporcional de:

$$\varepsilon_r = \frac{K}{D} = \frac{1'00}{50} = 0'02, \text{ que se halla fuera del campo de aplicación de la}$$

moderna expresión de Swamer y Jain (1976). La fórmula de la *Société Belge des Mécaniciens* ofrece:

$$f = \frac{0'532}{\text{Re}^{1/3}} + 0'0084 \cdot \left(\frac{K}{D} \right)^{1/5} = \frac{0'532}{\sqrt[3]{44.211}} + 0'0084 \cdot 0'02^{0'20} = 0'019, \text{ que se}$$

aproxima bastante al obtenido anteriormente mediante la expresión clásica de Blasius.

La ley cuadrática de Nikuradse nos llevaría al valor:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \times \log \left(\frac{K}{3'71 \times D} \right) = 2 \times \log \frac{D}{K} + 1'14 = 2 \times \log \frac{50}{1'00} + 1'14 = 4'53794 ;$$

de donde $f = 0'049$, mientras que la expresión de Von Mises conduce a:

$$f = 0'0096 + \sqrt{\frac{K}{D}} + 1'7 \times \sqrt{\frac{1}{\text{Re}}} = 0'0096 + \sqrt{\frac{1'00}{50}} + 1'7 \times \sqrt{\frac{1}{44.211}} = 0'159$$

Con ello, veamos que los valores obtenidos del factor de fricción empleando diversos métodos, se hallan en el intervalo:

$$f \in [0'019, 0'159]$$

Posiblemente, la estimación más ajustada o centrada de dicho factor de fricción venga dada por el valor que se deduce de la expresión general de Darcy-Weissbach, o sea:

$$f = \frac{J \times D \times 2 \times g}{V^2} = \frac{0'071 \times 0'05 \times 2 \times 9'81}{0'97^2} = \mathbf{0'074}.$$

Por lo que se refiere a la velocidad máxima de circulación del agua, veamos que según nuestra propuesta inicial se tiene:

$$V_{\text{máx.}} = 1'4466 \cdot D + 0'638 = 1'4466 \cdot 0'05 + 0'638 = 0'71 \text{ m./seg.},$$

por lo que la velocidad resultante de esta instalación (0'97 m./seg.) resulta algo excesiva. En cualquier caso, combinando las formulaciones de este autor, de Mognie y la normativa portuguesa (véase el capítulo II correspondiente de nuestro libro “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”) resulta, como se deduce de la tabla correspondiente, una velocidad máxima de 0'713 m./seg. que, atendiendo exclusivamente a la fórmula de Mognie, podría aumentar hasta 0'822 m./seg.

2) El hecho de haber prescindido de las pérdidas de carga singulares en la determinación anterior, debidas a las piezas especiales de la conducción (codos, curvas, derivaciones, válvulas, etc...), obligaría a disminuir la carga total en un 15% aproximadamente, con lo que se tendrá una pérdida unitaria de carga de:

$$J = 0'071 \cdot 0'85 = 0'06 \text{ m./m. Veamos, ahora, algunos casos:}$$

a) La formulación de Darcy, para tubos de fibrocemento nuevos, ofrece:

$$\frac{J}{Q^2} = 6'464 = \frac{0'06}{Q^2}; \text{ de dónde: } Q = 3'0 \text{ l./seg.}$$

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0'003}{\pi \cdot 0'05^2} = 1'55 \text{ m./seg.}$$

b) Otras formulaciones aplicables al caso, como la de Hazen-Williams, ofrece:

$$V = 0'36 \cdot C \cdot D^{0'63} \cdot J^{0'54} = 0'36 \cdot 140 \cdot 0'05^{0'63} \cdot 0'06^{0'54} = 1'67 \text{ m./seg.}$$

$$(Q = 0'0033 \text{ m}^3/\text{seg.} = 3'3 \text{ l./seg.})$$

La de Manning-Strickler-Gaukler, proporciona, tomando $n = 0'011$,

$$V = \frac{1}{0'011} \cdot 0'0125^{0'666} \cdot \sqrt{0'06} = 1'20 \text{ m./seg.}, \text{ que supone un caudal de:}$$

$Q = 0'0024 \text{ m}^3/\text{seg.} = 2'4 \text{ l./seg.}$, mientras que la más específica de SCIMEMI para este tipo de tubos, fruto de largas experiencias, ofrece:

$$V = 158 \cdot R^{0'68} \cdot J^{0'56} = 158 \cdot 0'0125^{0'68} \cdot 0'06^{0'56} = 1'66 \text{ m./seg.}, \text{ y}$$

$$Q = 0'0033 \text{ m}^3/\text{seg.} = 3'3 \text{ l./seg.}$$

c) Aplicando la formulación que aquí proponemos, se obtiene, para $k = 2$ (fibrocemento) y $\alpha_1 = 1'276393$ (véase tabla adjunta):

$$V = 1'276393 \cdot 32'48 \cdot D^{0'63455} \cdot J^{0'5} = 41'46 \cdot 0'05^{0'63455} \cdot \sqrt{0'06} = 1'52 \text{ m./seg.}$$

que, con la expresión multivariante, ofrece:

$$V = \alpha_1 \cdot 1'8 \cdot e^{3'0883 - 0'1093 \cdot k} \cdot D^{0'6503} \cdot J^{0'5} =$$

$$= 1'276393 \cdot 1'8 \cdot e^{2'8697} \cdot 0'05^{0'6503} \cdot \sqrt{0'06} = 1'41 \text{ m./seg.},$$

que suponen valores ligeramente inferiores a los anteriores (debe considerarse que se han realizado los cálculos sobre la base de tubos de amianto-cemento seminuevos), pero que se convierten, respectivamente, en 2'10 m./seg. y 1'95 m./seg. para tubos nuevos (con $\alpha_2 = 1'763932$), según la tabla que adjuntamos al respecto.

Todo ello en el caso de tratarse de una tubería sometida a gran desgaste; si el desgaste se considera normal, procede aplicar los coeficientes correctores correspondientes, que para tubos nuevos ofrecerán, con $\alpha_2 = 1'381966$, una velocidad $V = 1'64 \text{ m./seg.}$ ($Q = 0'0032 \text{ m}^3/\text{seg.} = 3'2 \text{ l./seg.}$), que se considera mucho más ajustado a la realidad del problema que estamos estudiando.

Para facilitar el cálculo rápido o aproximado (trabajo de campo) de este tipo de tuberías a presión, se adjunta el siguiente nomograma:

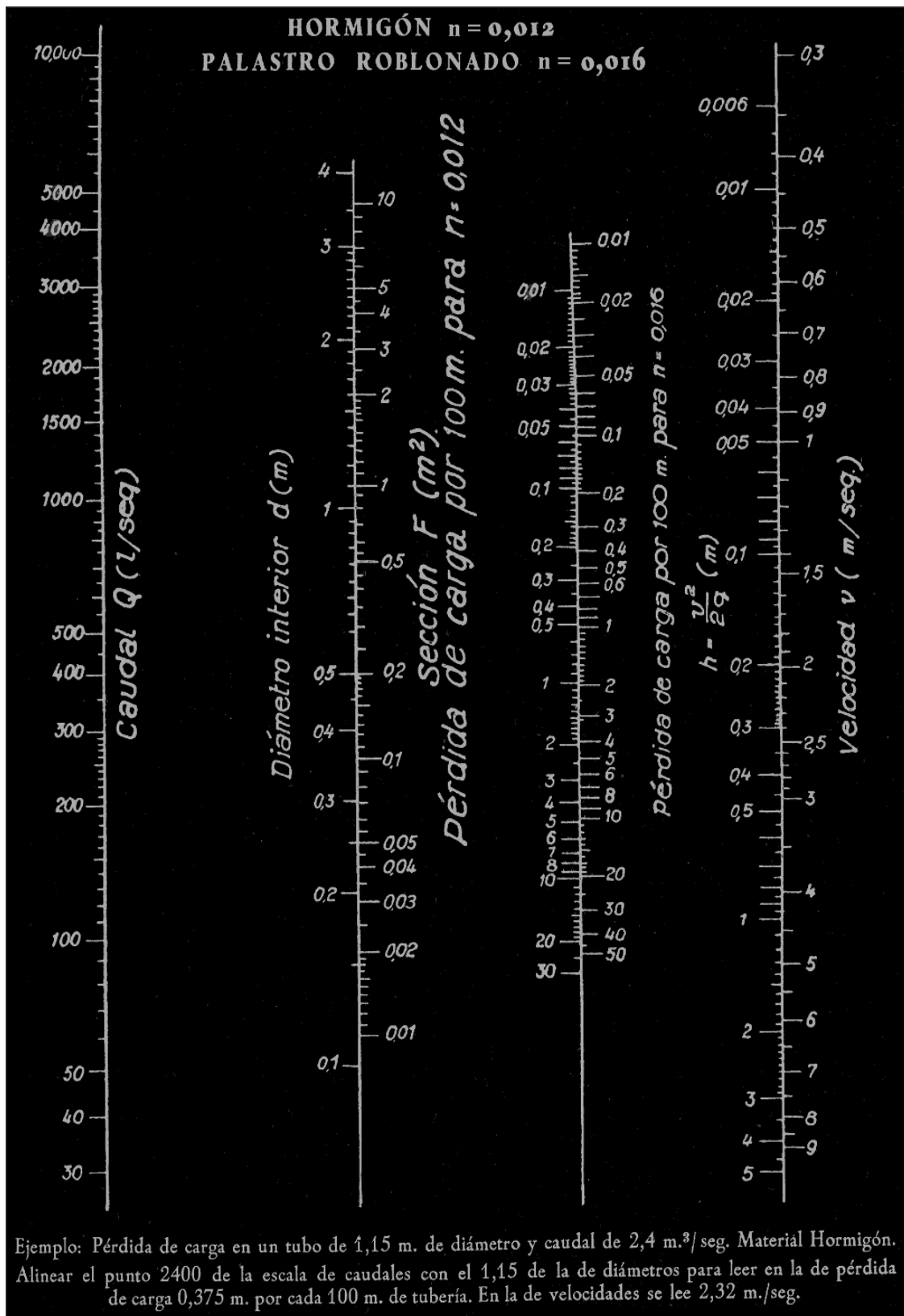


Fig. 1.4. Nomograma para el cálculo de tuberías de hormigón y palastro roblonado según la formulación de Manning-Strickler-Gaukler.

11. EJEMPLO 2

En este caso, se trata de una tubería de fibrocemento de diámetro interior $D = 70$ mm. en servicio, con una diferencia de nivel entre el origen y el final de la conducción de 17 m. y una longitud de 180 m.l. Vamos a aplicar diversas formulaciones universalmente reconocidas. A saber:

a) DARCY:

Suponiendo unas pérdidas accidentales de carga, en este caso, del 10% (empalmes, codos, válvulas, ...), se tendrá una carga efectiva total en la conducción de:

$$H = H' \cdot 0'9 = 17 \cdot 0'9 = 15'3 \text{ m.};$$

Pérdida unitaria de carga:

$$J = \frac{H}{L} = \frac{15'3}{180} = 0'085 \text{ m./m.}$$

Para tubos de fibrocemento en uso (corrección de SCIMEMI), se tiene:

$$\frac{J}{Q^2} = \frac{64 \cdot b_1}{\pi^2 \cdot D^5}; \text{ o sea : } b_1 = \lambda \left(\alpha + \frac{\beta}{D} \right) = 1'25 \left(0'0004 + \frac{0'000012}{0'07} \right) = 0'0007142.$$

En nuestro caso: $\frac{0'085}{Q^2} = \frac{64 \cdot 0'0007142}{\pi^2 \cdot 0'07^5}$; de dónde:

$$Q = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 0'07^5 \cdot 0'085}{64 \cdot 0'0007142}} = 0'0055497 \text{ m}^3 / \text{seg.} = \mathbf{19.979 \text{ l./h.}}$$

Del mismo modo:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0'0055497}{\pi \cdot 0'07^2} = \mathbf{1'44 \text{ m./seg.}}$$

b) VALLOT:

$$\frac{Q}{\sqrt{J}} = \sqrt[3]{\left(\frac{D}{0'324}\right)^8} = \sqrt[3]{\left(\frac{0'07}{0'324}\right)^8} = 0'0168064 ;$$

$$Q = 0'0168064 \cdot \sqrt{J} = 0'0168064 \cdot \sqrt{0'085} = 0'00489987 \text{ m}^3 / \text{seg.} = \mathbf{17.640 \text{ l./h.}}$$

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0'00489987}{\pi \cdot 0'07^2} = \mathbf{1'27 \text{ m./seg.}}$$

c) LÉVY:

$$K = \sqrt{\frac{4g}{K'}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 9'81}{0'09301}} = 20'54 ; r \text{ (radio tubería);}$$

$$\mu = K \times \sqrt{r(1 + 3\sqrt{r})} = 20'54 \times \sqrt{0'035(1 + 3\sqrt{0'035})} = 4'8 ;$$

$$\beta = \mu \times S = 4'8 \times \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{4'8 \times \pi \times 0'07^2}{4} = 0'0184725 ; \text{ o sea:}$$

$$Q = \beta \times \sqrt{J} = 0'0184725 \times \sqrt{0'085} = 0'0053856 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{19.388 \text{ l./h.}}$$

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0'0053856}{\pi \cdot 0'07^2} = \mathbf{1'40 \text{ m./seg.}}$$

d) CATANI:

Con $\alpha = 0'004$ (tubería ordinaria), se tiene:

$$Q = \sqrt{\frac{J \times D^5}{\alpha}} = \sqrt{\frac{0'085 \times 0'07^5}{0'004}} = 0'0059762 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{21.514 \text{ l./h.}}$$

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0'0059762}{\pi \cdot 0'07^2} = \mathbf{1'55 \text{ m./seg.}}$$

e) KÜTTNER:

Con incrustaciones ordinarias, $m = 0'25$, o sea:

$$K = \frac{50\sqrt{D}}{m + 0'5\sqrt{D}} = \frac{50\sqrt{0'07}}{0'25 + 0'5\sqrt{0'07}} = \frac{13'228755}{0'3822875} = 34'6 ;$$

$$R \text{ (radio hidráulico)} = \frac{D}{4} = \frac{0'07}{4} = 0'0175 \text{ m.};$$

$$V = K \times \sqrt{R \times J} = 34'6 \times \sqrt{0'0175 \times 0'085} = \mathbf{1'33 \text{ m./seg.}}$$

$$Q = S \cdot V = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot V}{4} = \frac{\pi \cdot 0'07^2 \cdot 1'33}{4} = 0'0051184 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{18.426 \text{ l./h.}}$$

f) BAZIN:

Tomando $\gamma = 0'10$, se tiene: R (radio hidráulico);

$$V = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot J} = \frac{87}{1 + \frac{0'10}{\sqrt{0'0175}}} \cdot \sqrt{0'0175 \cdot 0'085} = \mathbf{1'91 \text{ m./seg.}}$$

$$Q = S \cdot V = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot V}{4} = \frac{\pi \cdot 0'07^2 \cdot 1'91}{4} = 0'007354 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{26.475 \text{ l./h.}}$$

g) SONIER:

$$Q = \sqrt{\frac{J \cdot D^{5'3}}{0'00214}} = \sqrt{\frac{0'085 \cdot 0'07^{5'3}}{0'00214}} = 0'00548293 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{19.739 \text{ l./h.}}$$

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0'00548293}{\pi \cdot 0'07^2} = \mathbf{1'43 \text{ m./seg.}}$$

h) HAZEN-WILLIAMS:

Con $C = 100$, se tiene:

$$V = 0'85 \cdot C \cdot R^{0'63} \cdot J^{0'54} = 0'85 \cdot 100 \cdot 0'0175^{0'63} \cdot 0'085^{0'54} = \mathbf{1'76 \text{ m./seg.}}$$

$$Q = S \cdot V = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot V}{4} = \frac{\pi \cdot 0'07^2 \cdot 1'76}{4} = 0'00677327 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{24.384 \text{ l./h.}}$$

i) MOUGNIE:

$$Q = \sqrt{\frac{J \cdot D^{5'25}}{0'0027}} = \sqrt{\frac{0'085 \cdot 0'07^{5'25}}{0'0027}} = 0'00521687 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{18.781 \text{ l./h.}}$$

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0'00521687}{\pi \cdot 0'07^2} = \mathbf{1'36 \text{ m./seg.}}$$

j) SONNE:

$$\lambda = 0'0171 + \frac{0'0024\sqrt{D} + 0'0006}{D} = 0'0171 + \frac{0'0024\sqrt{0'07} + 0'0006}{0'07} = 0'0347414 ;$$

y despejando la velocidad en la expresión general de Darcy-Weissbach, se tiene:

$$V = \sqrt{\frac{J \cdot D \cdot 2g}{\lambda}} = \sqrt{\frac{0'085 \cdot 0'07 \cdot 2 \cdot 9'81}{0'0347414}} = \mathbf{1'83 \text{ m./seg.}}$$

$$Q = S \cdot V = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot V}{4} = \frac{\pi \cdot 0'07^2 \cdot 1'83}{4} = 0'0070426 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{25.353 \text{ l./h.}}$$

k) MANNING-STRICKLER-GAUKLER:

Tomando $n = 0'011$, ofrece ($R =$ radio hidráulico o medio):

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{0'66} \cdot J^{0'5} = \frac{1}{0'011} \cdot 0'0175^{0'66} \cdot 0'085^{0'5} = \mathbf{1'79 \text{ m./seg.}}$$

$$Q = S \cdot V = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot V}{4} = \frac{\pi \cdot 0'07^2 \cdot 1'79}{4} = 0'00688872 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{24.799 \text{ l./h.}}$$

l) COLOMBO:

$$Q = \sqrt{\frac{J \cdot D^5}{0'00243}} = \sqrt{\frac{0'085 \cdot 0'07^5}{0'00243}} = 0'0064109 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{23.079 \text{ l./h.}}$$

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0'0064109}{\pi \cdot 0'07^2} = \mathbf{1'67 \text{ m./seg.}}$$

m) PRONY:

Se trata de resolver la ecuación de segundo grado:

$$0'000348 \cdot V^2 + 0'00001733 \cdot V - \frac{D \cdot J}{4} = 0; \text{ o sea:}$$

$$\left(\frac{D \cdot J}{4} = \frac{0'07 \cdot 0'085}{4} = 0'0014875 \right), \text{ con lo que despejando la velocidad:}$$

$$V = \frac{-0'00001733 \pm \sqrt{0'00001733^2 + 4 \cdot 0'000348 \cdot 0'0014875}}{2 \cdot 0'000348} = \mathbf{2'04 \text{ m./seg.}}$$

y el caudal:

$$Q = S \cdot V = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot V}{4} = \frac{\pi \cdot 0'07^2 \cdot 2'04}{4} = 0'00785084 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{28.263 \text{ l./h.}}$$

n) DUPUIT:

$$V = \sqrt{\frac{D \cdot J}{4 \cdot 0'0003855}} = \sqrt{\frac{0'07 \cdot 0'085}{4 \cdot 0'0003855}} = \mathbf{1'96 \text{ m./seg.}}, \text{ con un caudal de:}$$

$$Q = S \cdot V = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot V}{4} = \frac{\pi \cdot 0'07^2 \cdot 1'96}{4} = 0'0075429 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{27.154 \text{ l./h.}}$$

o) OTRAS FORMULACIONES:

Existen fórmulas diversas, de los mismos autores ya mencionados e incluso de otros varios (Lang, Mises, Weissbach, Biel, Couplet, Bossut, Dubuat, Woltmann, Eytelwein, d'Aubuisson de Voisins, Hagen, Gaukler, Lampe, Reynolds, Tutton, ...), cuya aplicación obviamos por comprensibles razones de espacio e interés.

p) RESUMEN DE LOS RESULTADOS:

AUTOR	Q (l./h.)	V (m./seg.)
DARCY	19.979	1'44
VALLOT	17.640	1'27
LÉVY	19.388	1'40
CATANI	21.514	1'55
KÜTTER	18.426	1'33
BAZIN	26.475	1'91
SONIER	19.739	1'43
HAZEN-WILLIAMS	24.384	1'76
MOUGNIE	18.781	1'36
SONNE	25.353	1'83
MANNING-STRICKLER	24.799	1'79
COLOMBO	23.079	1'67
PRONY	28.263	2'04
DUPUIT	27.154	1'96
TOTAL PROMEDIO	22.498	1'62

q) FORMULACIONES MODERNAS:

Otro procedimiento de cálculo estribaría en considerar al tubo como “hidráulicamente rugoso”, por lo que con una rugosidad absoluta de $K = 0'025$ mm., se debería tener en cuenta la expresión de Nikuradse o ley cuadrática:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log \frac{D}{K} + 1.14 = 2 \cdot \log \frac{70}{0.025} + 1.14 = 8.03, \text{ de donde:}$$

$$\frac{1}{f} = 64.55; f = 0.016.$$

Considerando, ahora, el agua a una temperatura media de 20°C, se tiene una viscosidad cinemática, en base a la fórmula propuesta por este mismo autor en el Capítulo II de nuestro anterior libro, de:

$10^6 \cdot \nu = 1.7224 - 0.0461 \cdot 20 + 0.0006 \cdot 20^2 - 0.000003 \cdot 20^3$,
de donde: $\nu = 1.016 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg.}$, por lo que basándose en las condiciones medias que se deducen de la aplicación de las fórmulas anteriores, se tendrá un número de Reynolds:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1.62 \cdot 0.07}{1.016 \cdot 10^{-6}} = 115.214,$$

por lo que nos hallamos en un régimen hidráulico turbulento intermedio. Según hemos señalado en el anterior Capítulo II, le resulta de aplicación la expresión de Von Kármán-Prandtl:

$$f = \frac{0.181}{Re^{0.20}} = \frac{0.181}{115.214^{0.20}} = 0.018,$$

valor éste que se aproxima bastante al anteriormente calculado mediante la expresión de Nikuradse ($f = 0.016$).

Estas determinaciones vienen confirmadas, en definitiva, por la fórmula de Schiller-Hermann, que ofrece resultados intermedios entre los dos anteriores, puesto que:

$$f = 0.0054 + \frac{0.396}{Re^{0.3}} = 0.0054 + \frac{0.396}{115.214^{0.3}} = 0.017, \text{ c.s.q.d.}$$

También, veamos que, la moderna expresión de Swamer y Jain (1976) resulta aplicable a nuestro caso, con una rugosidad relativa:

$$\epsilon_r = \frac{K}{D} = \frac{0.025}{70} = 0.00036.$$

Con ello, se tendrá un factor de fricción:

$$f = \frac{0'25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon_r}{3'7} + \frac{5'74}{\text{Re}^{0'9}} \right) \right]^2} = \frac{0'25}{\left[\log \left(\frac{0'00036}{3'7} + \frac{5'74}{115.214^{0'9}} \right) \right]^2} = 0'019 .$$

Por otra parte, la fórmula de la “Société Belge des Mécaniciens”, ofrece:

$$f = \frac{0'532}{\text{Re}^{1/3}} + 0'0084 \cdot \left(\frac{K}{D} \right)^{1/5} = \frac{0'532}{\sqrt[3]{115.214}} + 0'0084 \cdot 0'00036^{0'2} = 0'013 .$$

Sin embargo, la formulación de Von Mises nos conduciría a un valor del factor de fricción excesivamente elevado, puesto que:

$$f = 0'0096 + \sqrt{\frac{K}{D}} + 1'7 \cdot \sqrt{\frac{1}{\text{Re}}} = 0'0096 + \sqrt{0'00036} + 1'7 \cdot \frac{1}{\sqrt{115.214}} = 0'034 ,$$

razón por la que no le tomaremos en consideración (“outlier”).

Se aprecia, de este modo, que los valores calculados del factor de fricción se hallan comprendidos en el intervalo [0'013, 0'019], según los diferentes criterios aplicados para su cálculo, con un valor promedio de: $f = 0'016$, coincidente con el valor deducido de la expresión cuadrática de Nikuradse.

No obstante, de la expresión general de Darcy-Weissbach se deduce que:

$$f = \frac{J \cdot D \cdot 2 \cdot g}{V^2} = \frac{0'085 \cdot 0'07 \cdot 2 \cdot 9'81}{1'62^2} = 0'044 ,$$

que resulta bastante más elevado que el calculado anteriormente.

r) FÓRMULAS PROPUESTAS DE FRANQUET:

Veamos, por último, el resultado que ofrece la aplicación de las fórmulas propuestas por nosotros al problema en cuestión, tratándose de una tubería de fibrocemento en uso:

- Formulación simple:

$$V = 32'48 \cdot 0'07^{0'63455} \cdot \sqrt{0'085} = 1'75 \text{ m./seg.}$$

$$Q = \frac{\pi \cdot 0'07^2}{4} \cdot 1'75 = 0'00673478 \text{ m}^3 / \text{seg.} = 24.245 \text{ l./h.}$$

- Formulación múltiple:

$$V = 1'8 \cdot e^{2'8697} \cdot 0'07^{0'6503} \cdot \sqrt{0'085} = \mathbf{1'64 \text{ m./seg.}}$$

$$Q = \frac{\pi \cdot 0'07^2}{4} \cdot 1'64 = 0'00631145 \text{ m}^3 / \text{seg.} = \mathbf{22.721 \text{ l./h.}}$$

El resultado obtenido, especialmente mediante la formulación múltiple, avala, pues, la bondad de la aproximación al promedio y, en consecuencia, su credibilidad estadística.

s) LIMITACIÓN POR LA VELOCIDAD MÁXIMA:

Otra cuestión bien diferente es si la instalación descrita cumple con las limitaciones de la velocidad máxima de circulación aconsejable. En base a las limitaciones deducidas por este mismo autor (véase Capítulo II de nuestro libro “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”, UIC, 2003), se tendría:

$$V_{\text{máx.}} = 1'4466 \cdot D + 0'638 = 1'4466 \cdot 0'07 + 0'638 = 0'74 \text{ m./seg.},$$

por lo que la velocidad de funcionamiento de esta instalación resulta excesiva y habrá que proceder a su limitación mediante los mecanismos adecuados.

La normativa portuguesa abunda en las mismas conclusiones, dado que:

$$V_{\text{máx.}} = 0'127 \times D^{0'4} = 0'127 \times 70^{0'4} = 0'70 \text{ m./seg.},$$

que todavía resulta algo más restrictiva que la anterior.

Más laxo resulta el criterio expresado por la formulación de MOUGNIE, que recomienda una velocidad (media, en este caso) de:

$$V = 1'5 \times \sqrt{D + 0'25} = 1'5 \times \sqrt{0'07 + 0'25} = 0'85 \text{ m./seg.},$$

o el dimanante de la aplicación de la fórmula de WEYRAUCH, que arroja valores de $V = 1'18 \text{ m./seg.}$ pero, en cualquier caso, siempre ostensiblemente inferiores al obtenido de $1'62 \text{ m./seg.}$ como promedio aritmético del conjunto de formulaciones aplicadas para la resolución del presente problema.

t) RESTANTES FORMULACIONES:

Resulta posible la aplicación de otras formulaciones usuales en el cálculo de tuberías a presión al problema propuesto, al objeto de seguir contrastando su grado de aproximación a los resultados obtenidos hasta ahora. En este sentido,

aplicaremos la formulación de Scobey con $K_s = 0'44$ (tuberías en servicio), con lo que:

$$J = \frac{K_s}{387} \times \frac{V^{1'9}}{D^{1'1}}; \quad 0'085 = \frac{0'44}{387} \times \frac{V^{1'9}}{0'07^{1'1}};$$

$$V^{1'9} = \frac{0'085 \times 387 \times 0'07^{1'1}}{0'44} = 4'0113 \rightarrow V = \mathbf{2'08 \text{ m./seg.}}$$

con un caudal de:

$$Q = S \times V = \frac{\pi \times D^2 \times V}{4} = \frac{\pi \times 0'07^2 \times 2'08}{4} = 0'008 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{28.817 \text{ l./h.}}$$

Del mismo modo, podríamos aplicar la fórmula de Blasius-Flamant con $\alpha=0'00023$ (tuberías en servicio), o sea:

$$J = 4 \times \alpha \times \sqrt[4]{\frac{V^7}{D^5}}; \quad 0'085 = 4 \times 0'00023 \times \frac{V^{1'75}}{0'07^{1'25}};$$

$$V^{1'75} = \frac{0'085 \times 0'07^{1'25}}{0'00092} = 3'3266 \rightarrow V = \mathbf{1'99 \text{ m./seg.}}$$

con un caudal de:

$$Q = \frac{\pi \times 0'07^2 \times 1'99}{4} = 0'007658 \text{ m}^3/\text{seg.} = \mathbf{27.570 \text{ l./h.}}$$

Obsérvese que los valores de las variables hidráulicas obtenidas mediante la aplicación de estas dos últimas formulaciones se hallan en el extremo superior del intervalo de todos los valores hallados.

12. COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL

12.1. CONCEPTOS FUNDAMENTALES EMPLEADOS

12.1.1. Definición de tubería

Se trata de una sucesión de tubos y piezas especiales convenientemente unidos formando un conducto cerrado. Se denominan tubería a presión o conducciones forzadas, a aquellos conductos, que funcionan a plena sección y en los que el movimiento del líquido no depende exclusivamente de una pendiente continua, como en los canales, sino que por el contrario puede presentar pendientes y contrapendientes, lo cual hace necesario que el líquido llene completamente toda la conducción, y que en el interior de ésta reine una cierta presión.

12.1.2. Pérdidas de carga en tuberías

En el movimiento de los líquidos naturales, encerrados dentro de tuberías, aparecen esfuerzos tangenciales, debido a su viscosidad los cuales convierten una parte de la energía mecánica en energía térmica, no utilizable técnicamente, existiendo por lo tanto una pérdida de energía generalmente conocida como pérdida de carga.

Estas pérdidas son de dos tipos generales:

- Pérdidas por rozamiento, Δh_r , debidas a la viscosidad del fluido y que dependen de la geometría, rugosidad interna de los conductos y al régimen del movimiento.
- Pérdidas dinámicas, Δh_s , causadas por las perturbaciones de velocidad, por cambios direccionales ó por variaciones bruscas de su valor.

$$\Delta H = \Delta h_r + \Delta h_s$$

Estas últimas se producen en las piezas especiales de la conducción (válvulas, ventosas, contadores, filtros, codos, derivaciones, ...) y en las condiciones normales de funcionamiento de las tres tuberías analizadas, se ha considerado que alcanzan un valor medio del 15% de las pérdidas de carga continuas.

No obstante, sigue siendo válido el principio de conservación de la energía y entre dos secciones de flujo cualesquiera la suma de todas las diferentes formas de energía permanece constante. Lo que sucede en el caso de los líquidos reales, es que han de incluirse las pérdidas de energía existentes entre las dos secciones del tubo corriente, esto es, la energía del flujo en la sección 1 es igual a la energía en la sección 2 más las pérdidas de energía. Es decir:

$$\text{Energía 1} = \text{Energía 2} + \text{pérdidas de carga } (\Delta H)$$

Se deduce pues que a mayor longitud entre el punto 1 y el punto 2, mayor pérdida de carga. De este modo nos vemos obligados a definir un parámetro que relacione la pérdida de energía con la longitud de la conducción, definiendo este valor como:

$$J = \Delta H / l$$

Siendo:

- J, la pérdida de carga por unidad de longitud (m/m.l.).
- ΔH , pérdida de carga total (m.).
- l, longitud de la tubería (m.l.).

Para la determinación rápida y simplificada de las pérdidas de carga de las conducciones plásticas a presión de PVC rígido, pueden emplearse los gráficos siguientes:

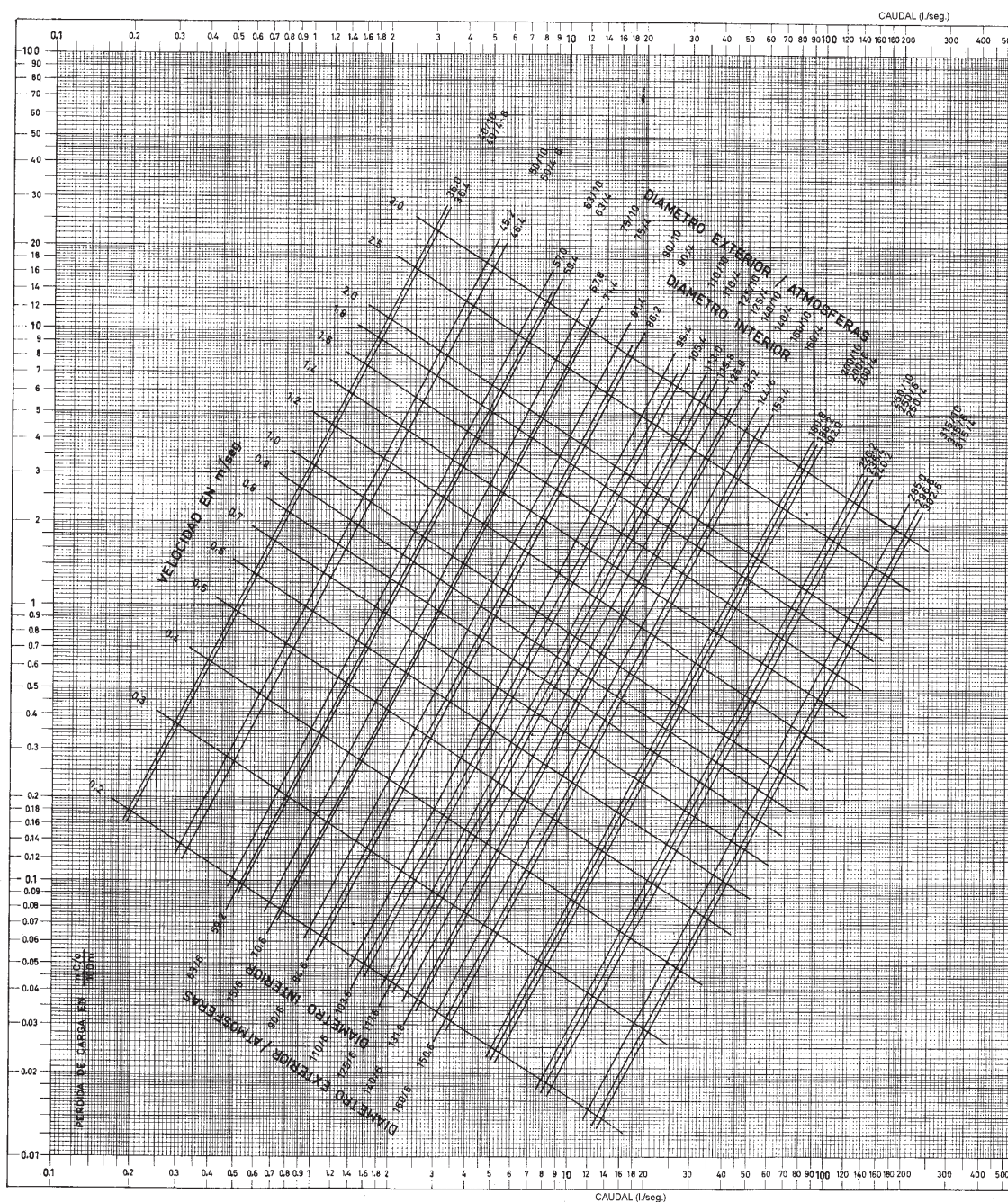


Fig. 1.5. Ábaco para el cálculo de las pérdidas de carga en tuberías de PVC.

APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES A LAS FORZADAS

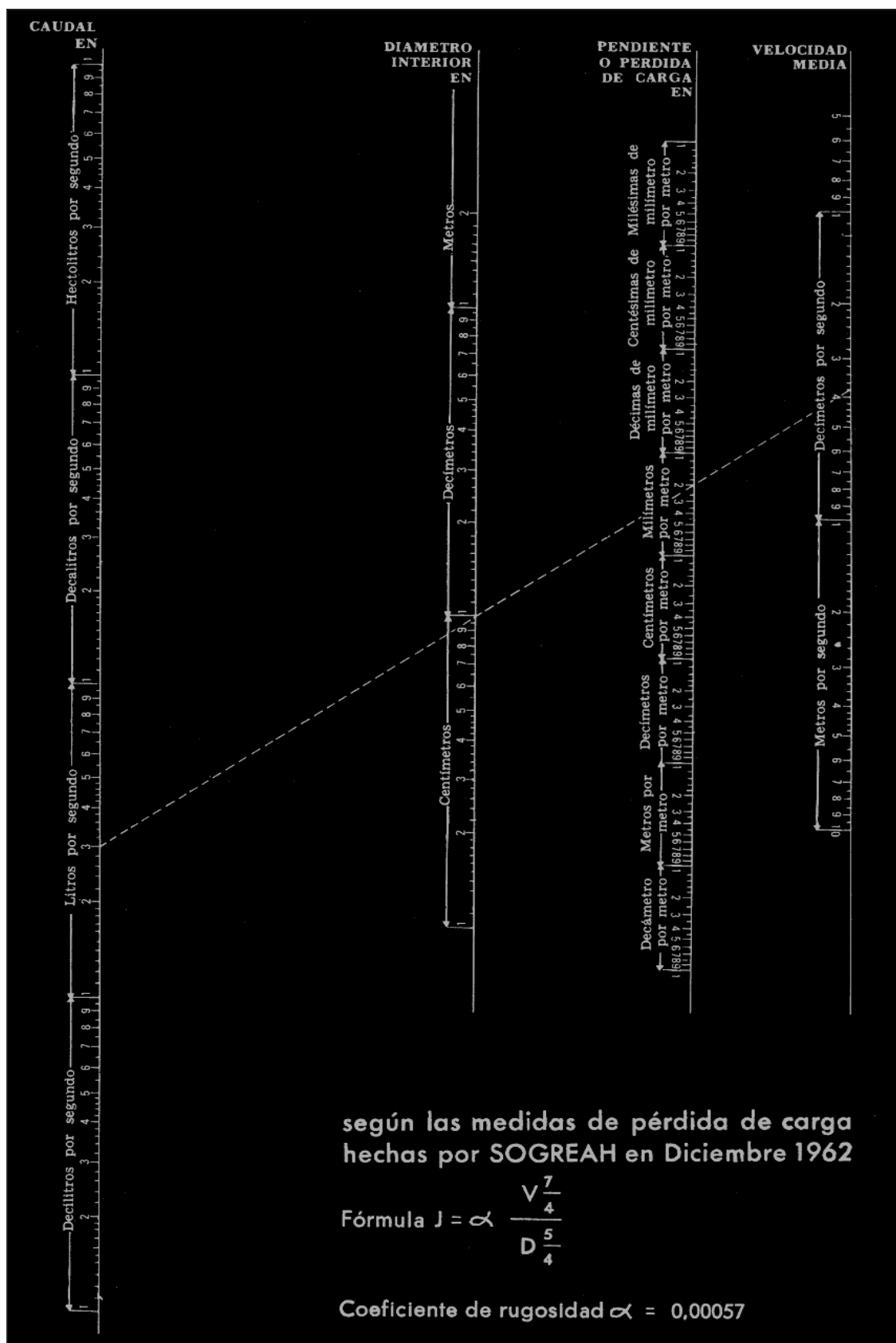


Fig. 1.6. Nomograma para el cálculo de las pérdidas de carga en tuberías de PVC, según la formulación de SOGREAH (1962).

12.1.3. Rugosidad de las tuberías

La rugosidad de las tuberías comerciales es muy heterogénea, estando formada por numerosas irregularidades de distintas formas y tamaños. Las dimensiones que definen estas rugosidades dependes a su vez de la naturaleza y estado de la superficie interna, evolucionando con la edad del tubo; por lo que son difíciles de definir y, más aún de medir.

A continuación podemos observar las características principales de los distintos materiales que constituyen las tuberías sobre las cuales hemos ejecutado el estudio, pues la rugosidad influye en la pérdida de carga, y los materiales presentan diferentes rugosidades. Los materiales utilizados son: policloruro de vinilo (PVC), polietileno (PE) y fibrocemento.

PVC: Los químicos le llaman policloruro de vinilo. Fue descubierto en 1838 por Víctor Regnault. En 1912, Fritz Klatte puso a punto los principios de su fabricación industrial. Y la producción a gran escala comenzó en 1938 cuando se reconocieron sus múltiples posibilidades de aplicación. Hace de esto 60 años.

El policloruro de vinilo, plástico llamado PVC, es una combinación química de carbono, hidrógeno y cloro. Sus materias primas provienen del petróleo (aproximadamente en un 43%) y de la sal común (cloruro sódico).

Se obtiene por **polimerización** del cloruro de vinilo, cuya fabricación se realiza, de una forma sintética, a partir del cloro y también del etileno.

El PVC es un material termoplástico, es decir, que bajo la acción del calor se reblandece, y puede así moldearse con una gran facilidad; al enfriarse, recupera la consistencia inicial y, por otra parte, conserva la nueva forma.

Pero otra de sus muchas propiedades es su larga duración. Está pensado y formulado para durar. Por este motivo, el PVC es utilizado a nivel mundial en un 55% del total de su producción en la industria de la construcción. El 64% de las aplicaciones del PVC tienen una vida útil entre 15 y 100 años, y es esencialmente utilizado para la fabricación de tubos, ventanas, puertas, persianas, muebles, etc.

Otras propiedades del PVC, que hacen que ocupe un lugar privilegiado dentro de los plásticos, son las siguientes: ligero; inerte y completamente inocuo; resistente al fuego (no propaga la llama); impermeable; aislante (térmico, eléctrico y acústico); resistente a la intemperie; de elevada transparencia; protector de alimentos y otros productos envasados, y de aplicaciones médicas (por ejemplo, tubos y bolsas para plasma; para transfusiones, suero y diálisis; guantes quirúrgicos), económico en cuanto a su relación calidad-precio; fácil de transformar (por extrusión, inyección, calandrado, termoconformado, prensado, recubrimiento y moldeo de pastas).

Dentro de los materiales utilizados para la fabricación de tuberías, el PVC presenta escasa rugosidad interna.

PE: Se denomina polietileno a cada uno de los polímeros del etileno. La fabricación de polímeros consume el 60% del etileno que se produce. El polietileno es probablemente el polímero que más se ve en la vida diaria. Es el plástico más popular del mundo. Existen, básicamente, dos tipos de polietileno, el polietileno de baja densidad (*Low Density PolyEthylene* LDPE) y el polietileno de alta densidad (*High Density PolyEthylene* HDPE). También se pueden distinguir el polietileno lineal de baja densidad y el polietileno de peso molecular ultra-alto (*Ultra High Molecular Weight PolyEthylene* UHMWPE).

- El polietileno de alta densidad es un polímero de cadena lineal no ramificada. Así:

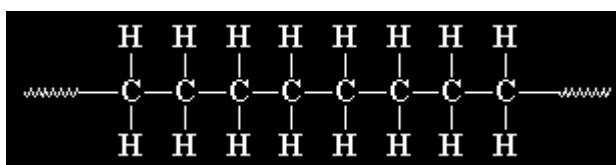


Fig. 1.7. Formulación del hidrocarburo (I).

Se obtiene por polimerización del etileno a presiones relativamente bajas (1-200 atm), con catalizador alquilmetálico (catálisis de Ziegler) o un óxido metálico sobre sílice o alúmina (procesos Phillips y Standard Oil).

Su resistencia química y térmica, así como su opacidad, impermeabilidad y dureza son superiores a las del polietileno de baja densidad. Presenta escasa rugosidad. Se emplea en la construcción y también para fabricar prótesis, envases, bombonas para gases y contenedores de agua y combustible. Los objetos fabricados con HDPE se identifican, en el sistema de identificación americano SPI (*Society of the Plastics Industry*), con el siguiente símbolo en la parte inferior o posterior:



- El polietileno de baja densidad es un polímero de cadena ramificada, según puede verse en la siguiente representación:

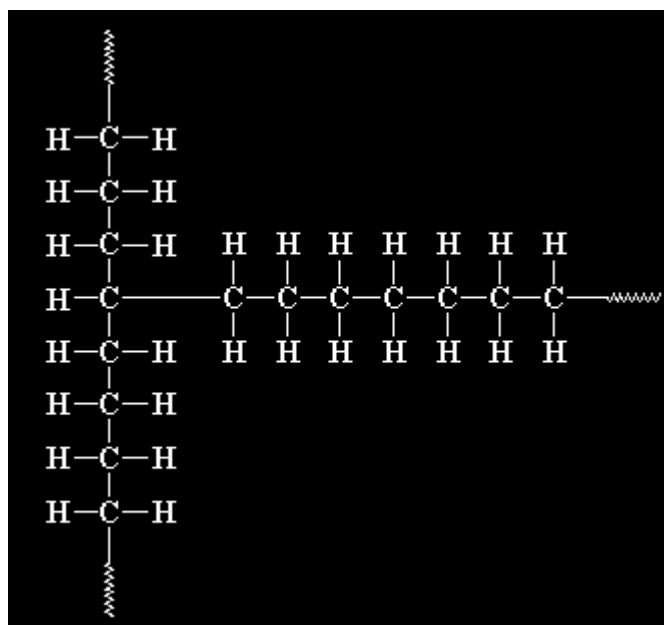


Fig. 1.8. Formulación del hidrocarburo (II).

Se obtiene por polimerización del etileno a altas presiones (aproximadamente 1200 atm y 200° C) con oxígeno o catalizador de peróxido y por mecanismo de radicales libres. Es un sólido más o menos flexible, según el grosor, ligero y buen aislante eléctrico. Se trata de un material plástico que por sus características y bajo coste se utiliza mucho en envasado, revestimiento de cables y en la fabricación de tuberías. Los objetos fabricados con LDPE se identifican, en el sistema de identificación americano SPI (*Society of the Plastics Industry*), con el siguiente símbolo en la parte inferior o posterior:



Tuberías de plástico en general (PVC y PE):

Desde hace unos ochenta años se viene utilizando en las instalaciones de abastecimiento de agua este tipo de tuberías, habida cuenta de su ligereza, de que poseen buena resistencia mecánica, excelente resistencia química y que las técnicas de manipulación y tendido son simples, satisfaciendo todas las condiciones que deben cumplir las tuberías enterradas en cualquier tipo de suelo.

Básicamente se utilizan dos clases: el Polietileno (PE) y el Policloruro de Vinilo (PVC), siendo este segundo material más apto para trabajar en la gama de presiones altas. Las propiedades genéricas que vamos a enumerar se refieren a ambas clases de materiales y, en cualquier caso, han sido recogidas de manera resumida en la siguiente tabla (CABRERA ET ALT., 1996):

APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES A LAS FORZADAS

	HORMIGÓN CAMISA	HORMIGÓN PRETENS.	AMIANTO CEMENTO	PVC	POLIETIL.	ACERO	FUNDIC. DÚCTIL
FRAGILIDAD	SI AL TRANSPOR.	SI A LAS RANURAS	POSIBLE ROTURA POR FLEXIÓN	SI A LOS CHOQUES	NO	NO	NO
RESISTENCIA A LA PRESIÓN (gamas usuales)	<15 bar	< 15 bar	< 15 bar	< 15 bar	< 10 bar	< 100 bar	< 27 bar
PROTECCIÓN CATÓDICA	BUENA, SALVO CORRIENTE VAGABUN.	BUENA, SALVO CORRIENTES VAGABUN.	BUENA.	BUENA.	BUENA.	NECESITA PROTEC. ESPECIAL.	BUENA, SALVO TERR. AGRESIVOS
FACILIDAD DE REPARACIÓN MODIFICAC.	DIFÍCIL	MUY DIFÍCIL	FÁCIL	FÁCIL	FÁCIL	BASTANTE FÁCIL	FÁCIL
NORMALIZ. DE PIEZAS ESPECIALES	BAJO PEDIDO	BAJO PEDIDO	DEPENDE DE LA GAMA DE PRESIONES	SI, EN PVC O EN FUNDICIÓN	SI, LIMITADA A PEQUEÑAS PRESIONES	SI	SI
TIPOS DE JUNTAS	MANGUITO ANILLO O SOLD.	JUNTA DE CAUCHO	SUPERSIMPLIO GIBAULT O RK	MANGUITO DE CAUCHO	RACOR ENROSCAD. O SOLDADO	SOLDADUR A AL ARCO	CAUCHO
PESO (facilidad de transporte)	ELEVADO	ELEVADO	DISCRETO	ESCASO	ESCASO A MEDIO	ELEVADO A MEDIO	MEDIO
LONGITUDES CORRIENTES	3 A 5 METROS	3 A 5 METROS	5 METROS	5 A 6 METROS	CARRETES DE HASTA	6 METROS	6 METROS
RUGOSIDAD	BUENA	BUENA	BUENA	MUY BUENA	MUY BUENA	BASTANTE BUENA	BUENA. (REVEST. DE MORT.)
LOCALIZAC. ELECTROMAG.	SI	SI	NO	NO	NO	SI	SI
COMENTARIOS	Sólo para grandes diámetros	Aducciones y grandes diámetros.	ϕ ext. variable según la clase de presión.	Las piezas especiales de fundición precisan un hilo de referencia.	Para acometidas principalm.	Necesita envoltura exterior e interior.	Reune las ventajas del acero y fundic.

Tabla 1.24. Propiedades de los materiales constitutivos de las tuberías a presión.

Como ventajas citaremos el hecho de presentar la máxima capacidad hidráulica al poderse catalogar como tuberías hidrodinámicamente lisas. Desde el punto de vista de la resistencia a terrenos agresivos son las que mejores prestaciones poseen. Finalmente, y en base a su bajo peso, son muy manejables y fáciles de montar.

Las limitaciones también están bastante bien definidas: su deformabilidad ante cargas externas les hace perder su geometría cilíndrica y ello las hace vulnerables a las depresiones. De otra parte sus coeficientes de resistencia a la tracción que proporcionan las hacen poco útiles cuando nos situamos en la gama de presiones elevadas, sobre todo a partir de un determinado diámetro.

El hecho de que las tuberías de plástico sean relativamente nuevas y que sus características se vean sensiblemente modificadas tanto a causa de la temperatura como por el paso del tiempo, ver p.e. Mayol (1981), aconsejan el uso de un elevado factor de seguridad. En Jeyapalan (1990) se aportan referencias a cerca de la importante evolución experimentada por este material a partir de 1980.

Sin duda que estos materiales tienen un prometedor futuro sobre todo en lo relativo al Polietileno y sus múltiples variedades. Tal cual se ha comentado, su penetración en el mercado USA es cada vez mayor (Jeyapalan et al. (1995)), aunque en otros países como Alemania (Hirner (1996)), su uso parece se mantiene más estable.

En el manual M 23 de AWWA, PVC pipe. Design and Installation (1980), se detallan aspectos prácticos relativos a la fabricación, montaje y diferentes singularidades de este material. Su consulta resulta de gran interés para todos los usuarios reales y potenciales. En el apartado 8º de la presente lección, se aportan las normas UNE relativas a estos materiales, que debido a sus singularidades y rápida expansión han merecido, por parte de los Comités de Normalización, una atención singular²³.

Las averías que suelen presentar tienen forma de fisura o raja longitudinal, y aparecen por lo general cuando la tubería ya tiene unos años. Posiblemente es debido al tipo de estructura molecular que se rigidiza longitudinalmente. Las actuales estructuras reticulares parece que no presentan este tipo de roturas.

Fibrocemento: es un material compuesto de cemento Pórtland artificial y amianto (también se conoce con el nombre de amianto-cemento). En el abastecimiento se utilizan los tubos de fibrocemento a presión que se montan con accesorios de fundición o de amianto-cemento.

Los tubos de fibrocemento reúnen las siguientes cualidades:

- Son ligeros y de fácil manejo, ya que pueden ser trabajados sin dificultad. Estos tubos pueden colocarse por lo tanto en trozos de menor longitud a la inicial de fabricación, rebajarse en sus extremos para facilitar el acoplamiento, etc.
- Tienen un elevado rendimiento hidráulico.
- Se comercializan con distintos tipos de uniones, como la unión “gibault”, de fundición o palastro, con la que las tuberías pueden adaptarse a trazos viales irregulares.
- Son resistentes a la corrosión a causa de terrenos agresivos, salvo cuando estos son yesosos o tienen importantes concentraciones de

²³ Vide AA. VV. *Ingeniería Hidráulica (Aplicada a los sistemas de distribución de agua)*. Ed.: Universidad Politécnica de Valencia. Valencia, 1996.

sulfatos, en cuyo supuesto habría que utilizar en la fabricación de estos tubos cementos especiales.

- Fragilidad y rigidez. Son tubos muy frágiles y rígidos que es preciso manipular con sumo cuidado, evitando someterlos a cargas importantes con apoyos puntuales.
- Corrosibilidad de las piezas especiales de unión de fundición (las uniones son los puntos débiles de las conducciones).
- Diversidad de las piezas de unión (existe la obligación de utilizar un gran número de accesorios, por variación de secciones y de presión de timbre, etc.).
- Las tuberías de fibrocemento presentan mayor rugosidad que las de plástico (PE, PVC ó PRFV), por lo que se les asigna una categoría de rugosidad ($K = 2$) frente a las de plástico ($K = 1$), como ya se le ha visto en epígrafes anteriores de nuestro estudio.

Este tipo de conducción se comercializa en el intervalo 50 mm. a 900 mm., presentando su máxima aplicabilidad entre los 100 mm. y los 500 mm. en incluso 600 mm.

Como ventajas significativas de este material pueden destacarse su fácil manipulación y mecanización en obra, así como sus buenas características ante terrenos agresivos salvo los que sean muy ácidos o contengan sulfatos. También su elevada capacidad hidráulica y bajo coste inicial lo hacen sumamente atractivo.

Como inconveniente debemos señalar su fragilidad a solicitaciones derivadas de grandes cargas de impacto. En particular, y sobre todo para pequeños diámetros, debe procurarse una zanja de asiento uniforme con el fin de evitar, en la medida de lo posible, roturas por flexión ante cargas puntuales. No hay que olvidar que los materiales frágiles son los más sensibles a una deficiente puesta en obra.

En España la tubería de amianto cemento ha gozado de un gran predicamento hasta hace una década. Sin ninguna duda era la más utilizada debido, fundamentalmente, a su excelente relación calidad/precio y a una tupida y activa red de comercialización. Sin embargo la polémica suscitada por su posible carácter cancerígeno, así como algunas deficientes puestas en obra, que han generado no pocos problemas, las han hecho entrar en franca recesión. Conviene decir que algunos países (USA, Alemania, Holanda, etc.), han prohibido su uso en abastecimientos de agua. Sin embargo ha quedado bien claro que su potencial cancerígeno es consecuencia, únicamente, de su posible inhalación, y ello afecta únicamente a su proceso de fabricación, montaje y reparación, siendo además subsanable con las adecuadas precauciones

(mascarilla respiratoria). En ningún caso se cuestiona el uso del material para el transporte de agua.

Su gran tradición, así como el conocimiento y comprensión de sus deficiencias, pueden jugar a favor de un material cuyas prestaciones son notables cuando se compara su precio con el de los otros materiales competidores²⁴.

Suelen astillarse cuando se les somete a una presión superior a la que pueden soportar y también son susceptibles de experimentar un tronchado ante esfuerzos cortantes derivados de asentamientos del terreno o de cargas puntuales externas bien localizadas. Su punto flaco tradicional eran las uniones metálicas, tipo Gibault, ya que el hierro no protegido acaba oxidándose y ello, con el tiempo, se convertía en una fuga. Este problema ha sido satisfactoriamente resuelto, hace ya algunos años, al utilizar, para materializar las juntas, el amianto cemento conjuntamente con aros elásticos. De hecho, en general la mejor junta es la realizada con el material de la propia tubería y el complemento de aros de estanqueidad de caucho, tal cual las actuales RK, propias del amianto-cemento.

12.1.4. Tuberías del estudio experimental

Para realizar un estudio sobre las pérdidas de carga existen una serie de fórmulas teóricas obtenidas por diferente autores, las cuales se ajustan más o menos a la realidad, y de las que ya hemos dado cuenta en nuestro trabajo. Hemos de tener presente que dichas fórmulas se basan en experimentos prácticos realizados en distintas tuberías de distintos materiales, pero en unas condiciones muy precisas, de laboratorio, y teniendo en cuenta, en todo momento, condiciones exactas de temperatura, rugosidad, viscosidad, líquidos puros... La práctica nos da a conocer, sin embargo, que al cabo de un cierto tiempo, relativamente corto, las tuberías presentan las características propias del uso al que son sometidas.

Teniendo en cuenta lo dicho anteriormente, el estudio que mostraremos a continuación intenta reflejar las distintas comparaciones entre datos teóricos, obtenidos por las distintas fórmulas, y datos prácticos obtenidos mediante mediciones efectuadas “in situ” en tres tuberías de PVC (37 m.), PEAD (316 m.) y FIBROCEMENTO (95 m.) de la red de distribución de agua potable de la ciudad de Tortosa (Tarragona) y diferentes diámetros.

Los datos precisos fueron proporcionados por la Empresa Municipal de Servicios Públicos, S. L., de capital público en su totalidad, que gestiona el correspondiente servicio de forma directa y eficiente. Los resultados tabulados de la comprobación experimental llevada a cabo, con sus gráficas correspondientes, pueden verse en el anexo 4 del presente libro.

²⁴ Vide AA. VV. *Ingeniería Hidráulica (Aplicada a los sistemas de distribución de agua)*. Ed.: Universidad Politécnica de Valencia. Valencia, 1996.

12.2. PROCEDIMIENTO SEGUIDO PARA LA TOMA DE DATOS

Primero hay que escoger la tubería objeto de nuestro estudio: material de que está hecha, diámetro interior (en caso de ser exterior requeriremos determinar el interior mediante el espesor) y longitud.

También hay que determinar el fluido que circula por su interior y la temperatura, puesto que la viscosidad es función de la temperatura.

Habrà que proceder, asimismo, a la aplicación del caudalímetro a la tubería para determinar, en cada momento, la cantidad de fluido que circula por el tramo analizado.

Una vez colocado el caudalímetro abrimos las llaves de paso para permitir el paso del fluido hasta que el caudalímetro nos indique el caudal deseado (hemos de tener en cuenta que la obtención de datos concretos, por ejemplo 1l/s, 2l/s... es muy difícil, puesto que esta operación no se realiza mecánicamente, sino manualmente).

Cuando tenemos el paso del fluido deseado, medimos la presión al inicio de la tubería y al final de la misma. Es preciso, antes de hacer las tomas de muestras, calibrar el manómetro. En caso de presentar un cierto margen de error, éste será el mismo tanto en la primera toma como en la segunda, con lo que se puede afectar al dato en concreto pero no a la diferencia entre datos.

La pérdida de carga obtenida hasta el momento es la que se produce entre el inicio y el final de la tubería. Para obtener la pérdida de carga unitaria (m/m lineal), tenemos que calcular la relación existente entre la pérdida total de carga y la longitud del tramo de la tubería analizada, esto es: $J = H/l$.

Los distintos caudales empleados para la medición de datos prácticos son utilizados para la obtención de los datos teóricos mediante la aplicación de las diferentes fórmulas. Para un movimiento permanente, la pérdida de carga unitaria J (m.c.a./m.l. de tubería) en una conducción cualquiera está relacionada con varios parámetros, a saber:

- *Geométricos*: la pérdida de carga aumenta con la rugosidad de la tubería, ϵ , y disminuye con el aumento del diámetro interior de la misma, d . Lógicamente, si hablamos de pérdidas de carga continuas, éstas serán proporcionales a la longitud total de la conducción, l .
- *Cinemáticos*: a mayor velocidad de circulación del fluido V (mayor caudal Q transportado), mayor será también la pérdida de carga del sistema.
- *Propiedades del fluido*: la pérdida de carga también aumentará al hacerlo la viscosidad cinemática del fluido ν .

Existen diferentes expresiones alternativas para representar, o bien la pérdida de carga continua, o bien la pendiente hidráulica. Las once fórmulas utilizadas en el estudio son las siguientes:

- F. de Darcy-Weissbach
- F. de Scimemi
- F. de Blasius-Flamant
- F. de Manning-Strickler-Gaukler
- F. de Kütter
- F. de Hazen-Williams
- F. de Scobey
- F. de Meyer-Peter
- F. de Ludin
- F. de Stucky
- F. de Franquet

Seguidamente pasamos a efectuar la comparación entre datos teóricos y datos prácticos, así podemos averiguar en función de los distintos caudales, diámetros, material de la tubería, las fórmulas teóricas que se ajustan más a la realidad o bien en que intervalos son de mejor manejo unas respecto otras.

La toma de datos, en definitiva, resulta fundamental para lograr una buena obtención y comparación de los resultados.

12.3. LAS DIFERENTES FÓRMULAS APLICADAS

Las expresiones de los valores de las pérdidas unitarias de carga son las siguientes:

a) DARCY-WEISSBACH

Esta expresión, propuesta inicialmente por Darcy en el año 1855 y posteriormente por Weissbach en 1875 (*), se denomina “ecuación universal de Darcy-Weissbach” y posee de configuración analítica:

$$\text{Fórmula: } J = f \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{8f \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot d^5 \cdot g}$$

- Parámetros:

$f \rightarrow$ es un parámetro adimensional denominado “coeficiente de fricción” o “coeficiente de resistencia” de Darcy-Weissbach, que puede calcularse mediante el ábaco de Moody, para todos los fluidos.

Comprobaciones experimentales sobre flujo turbulento demuestran que la J depende de la velocidad media, de la densidad del fluido, de su viscosidad,

forma y dimensiones del tubo, así como las irregularidades de las paredes. La influencia de estas rugosidades se evalúa por medio de su rugosidad absoluta k , que tiene las dimensiones de una longitud.

$$J = \varphi (V, d, \mu, \rho, k)$$

El teorema de Buckingham o teorema de π establece que el número de factores π , (expresiones adimensionales monomias) necesarios es igual al número de variables, menos el de magnitudes fundamentales que constituyen la base del sistema de medida utilizado. Luego, en nuestro caso, la ecuación contendrá tres grupos π , o sea, tres expresiones monomias adimensionales.

$$\varphi (V, D, \mu, \rho, k) = J = f \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Como f es un factor de proporcionalidad adimensional, debe depender de dos parámetros sin dimensiones formados agrupando convenientemente las cinco variables. Por lo tanto:

$$f = f\left(\frac{V \cdot d \cdot \rho}{\mu}, \frac{k}{d}\right) = f\left(\text{Re}, \frac{k}{d}\right)$$

El coeficiente de fricción depende por lo tanto del número de Reynolds y de la rugosidad relativa, aunque la influencia de ambos parámetros sobre el coeficiente es cuantitativamente muy distinta según las características de la corriente.

$$\text{Re} = \frac{V \cdot d}{\nu}$$

Según el valor obtenido en la fórmula anterior utilizaremos la fórmula para obtener la f en la tabla que podemos observar a continuación.

$d \rightarrow$ es el diámetro interior de la tubería y se expresa en metros (m).

En caso de ser desconocido el diámetro interior, lo obtendríamos utilizando la siguiente fórmula:

$$d = D - 2e$$

siendo D el diámetro exterior, y e el grosor de la tubería, datos éstos facilitados por el fabricante.

$V \rightarrow$ es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

$$Q = \frac{\pi \cdot d^4}{4}$$

De modo que en caso de desconocer la velocidad en un inicio, para calcular la pérdida de carga, podemos hallarla a partir del caudal.

$g \rightarrow$ constante de la aceleración de la gravedad, expresada en m/seg^2 . Su valor medio es de $9'806 \text{ m/seg}^2$ al nivel medio del mar.

$\nu \rightarrow$ la viscosidad cinemática la necesitamos para obtener el número de Reynolds, y la obtenemos mediante la fórmula propugnada por Franquet²⁵, que es la siguiente:

$$\nu = (1,7224 - 0,0461x t + 0,0006 x t^2 - 0,000003 x t^3) x 10^{-6}$$

siendo t la temperatura expresada en $^{\circ}\text{C}$.

b) HAZEN-WILLIAMS

Esta fórmula, fechada en 1903, fue publicada en el año 1920, y es muy utilizada por los técnicos americanos para el movimiento turbulento en la zona de transición. Su expresión analítica, en unidades métricas del sistema internacional, es la siguiente:

$$\text{Fórmula: } J = \left(\frac{V}{0,36 \cdot C \cdot d^{0,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}} = 10'61 \cdot \frac{Q^{1'85}}{C^{1'85} \cdot d^{4'87}}$$

En la expresión anterior, el coeficiente C representa la influencia que la rugosidad de las paredes de la conducción tiene en las pérdidas de carga continuas. Su campo de aplicación viene definido por los valores del número de Reynolds normal y de rugosidad siguientes:

$$\text{Re} > 4.000 \text{ y } \text{Re}^* = 0'3 - 60$$

- Parámetros:

$V \rightarrow$ es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s .

$C \rightarrow$ es la constante de Hazen-Williams, que depende del material de la tubería.

$d \rightarrow$ es el diámetro interior de la tubería y se expresa en metros (m).

²⁵ Vide el anterior libro del mismo autor titulado “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”. Universidad Internacional de Cataluña. Tortosa, 2003. Pp. 208-210.

c) **MANNING-STRICKLER-GAUKLER**

Fue publicada en el año 1890 y resulta de gran utilización tanto en Europa como en América, con la siguiente configuración analítica:

$$\text{Fórmula: } J = \left(\frac{V \cdot n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 10'29 \cdot \frac{n^2}{d^{\frac{16}{3}}} \cdot Q^2$$

Su campo de aplicación viene definido por los valores del número de Reynolds normal y de rugosidad siguientes²⁶:

$$Re > 4.000 \text{ y } Re^* > 40$$

- Parámetros:

V → es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

R → radio hidráulico de la tubería. Es la relación entre el área y el perímetro de la tubería o longitud de la circunferencia de su contorno interior. Se expresa en m. Así:

$$R = \frac{1}{4} \cdot d$$

n → constante de Manning-Strickler-Gaukler, que depende del material que conforma la tubería. Su inversa N es la denominada “constante de Strickler”.

d) **SCIMEMI**

Fue obtenida, por el profesor de la Escuela de Ingeniería de Padua, Ettore Scimemi (1951) y ofrece muy buenos resultados para toda clase de tuberías de fibrocemento. Posee la siguiente configuración analítica:

$$\text{Fórmula: } J = \left(\frac{V}{C_s \cdot R^{0,68}} \right)^{\frac{1}{0,56}}$$

El Profesor Scimemi al terminar su cuidadoso estudio sobre las mediciones de la corriente en los tubos de fibrocemento, buscó una nueva fórmula del tipo de las exponenciales, obteniendo, en principio, la relación:

²⁶ Mayores especificaciones en relación al concepto de Re y Re* pueden verse en el Capítulo II, págs. 202-203 de nuestro anterior libro, citado en la bibliografía.

$$V = 165 \cdot R^{0'68} \cdot J^{0'56}$$

Después, al cabo de veinticinco años, y como consecuencia de sus profundos estudios relativos a los principales acueductos construidos con tubos de fibrocemento, en funcionamiento durante períodos mayores de veinte años, el Profesor Scimemi pudo afirmar con mayor exactitud que, para tales tubos, el gradiente de reducción debido a la edad es verdaderamente despreciable, pudiendo establecer que, *tanto para tubos nuevos como para tubos de largo uso, la fórmula es la misma y precisamente:*

$$V = 158 \cdot R^{0'68} \cdot J^{0'56}$$

Esta notable expresión (si se multiplican sus dos miembros por $S = \pi \cdot d^2/4$ y teniendo en cuenta que: $Q = V \cdot S$) puede presentarse también del siguiente modo:

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} 158 \frac{d^{0'68}}{4^{0'68}} J^{0'56} = \frac{\pi 158}{4 \cdot 4^{0'68}} d^{2'68} J^{0'56}$$

y finalmente,

$$Q = 48'3 \cdot d^{2'68} \cdot J^{0'56}$$

Resolviendo esta última respecto a “d” y a “J” se obtiene respectivamente:

$$d^{2'68} = \frac{Q}{48'3 \cdot J^{0'56}}; \quad d = \sqrt[2'68]{\frac{Q}{48'3 \cdot J^{0'56}}}$$

$$J^{0'56} = \frac{Q}{48'3 \cdot d^{2'68}}; \quad J = \sqrt[0'56]{\frac{Q}{48'3 \cdot d^{2'68}}}$$

De esta última se obtiene, además:

$$J = \frac{1}{48'3^{1/0'56}} \cdot \frac{Q^{1/0'56}}{d^{2'68/0'56}} = \frac{1}{48'3^{1'78571}} \cdot \frac{Q^{1'78571}}{d^{4'78571}} = 0'000983914 \cdot \frac{Q^{1'78571}}{d^{4'78571}}$$

de donde, poniendo:

$$w = \frac{0'000983914}{d^{4'78571}}$$

se obtiene:

$$J = w \cdot Q^{1'78571}$$

- Parámetros:

$V \rightarrow$ es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

$R \rightarrow$ radio hidráulico de la tubería. Es la relación entre el área y el perímetro de la tubería. Se expresa en m.

$C_s \rightarrow$ constante de Scimemi. Depende del material de la tubería.

e) MEYER-PETER

Posee la siguiente configuración analítica (Zurich, 1931):

$$\text{Fórmula: } J = \left(\frac{V}{C_m \cdot R^{0,68}} \right)^{\frac{1}{0,526}}$$

- Parámetros:

$V \rightarrow$ es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

$R \rightarrow$ radio hidráulico de la tubería. Es la relación entre el área y el perímetro de la tubería. Se expresa en m.

$C_m \rightarrow$ constante de Meyer-Peter. Depende del material de la tubería.

f) LUDIN

Posee la siguiente configuración analítica (*Institut f. Wasserbau*, Berlín, 1932):

$$\text{Fórmula: } J = \left(\frac{V}{C_l \cdot R^{0,65}} \right)^{\frac{1}{0,54}}$$

- Parámetros:

$V \rightarrow$ es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

$R \rightarrow$ radio hidráulico de la tubería. Es la relación entre el área y el perímetro de la tubería. Se expresa en m.

$Cl \rightarrow$ constante de Ludin. Depende del material de la tubería.

g) STUCKY

Posee la siguiente configuración analítica (Laussane, 1938):

$$\text{Fórmula: } J = \left(\frac{V}{C_S \cdot R^{0,645}} \right)^{\frac{1}{0,555}}$$

- Parámetros:

$V \rightarrow$ es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

$R \rightarrow$ radio hidráulico de la tubería. Es la relación entre el área y el perímetro de la tubería. Se expresa en m.

$C_S \rightarrow$ constante de Stucky. Depende del material de la tubería.

h) SCOBEEY

Posee la siguiente configuración analítica, expresada en unidades métricas:

$$\text{Fórmula: } J = \frac{K_S}{387} \cdot \frac{V^{1,9}}{d^{1,1}}$$

- Parámetros:

$V \rightarrow$ es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

$d \rightarrow$ diámetro interior de la tubería. Se expresa en m.

$K_S \rightarrow$ constante de Scobey. Depende del material de la tubería.

i) **KÜTTER**

Deriva directamente de la expresión general de Chèzy, a saber:

$$\text{Fórmula: } J = \left(\frac{V}{K \cdot \sqrt{R}} \right)^2$$

- Parámetros:

V → es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

R → radio hidráulico de la tubería. Es la relación entre el área y el perímetro de la tubería. Se expresa en m.

K → Constante de Kütter. Depende del material de la tubería. Esta constante viene determinada por la siguiente fórmula:

$$K = \frac{50 \cdot \sqrt{d}}{\alpha + 0,5 \cdot \sqrt{d}} = \frac{100 \cdot \sqrt{d}}{2\alpha + \sqrt{d}}$$

Con ello, según Kütter se tendrá:

$$V = \frac{50 \cdot \sqrt{d}}{\alpha + 0,5 \cdot \sqrt{d}} \times \sqrt{\frac{d \cdot J}{4}} = \frac{50 \cdot d \cdot \sqrt{J}}{2\alpha + \sqrt{d}}$$

Del mismo modo, el caudal circulante vendrá dado por:

$$Q = S \cdot V = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \frac{50 \cdot d \cdot \sqrt{J}}{2\alpha + \sqrt{d}} = \frac{39'27 \cdot d^3 \cdot \sqrt{J}}{2\alpha + \sqrt{d}}$$

Los valores de α oscilan según el material de la tubería ($\alpha = 0'10$ para tubos de fibrocemento y/o plástico, como los que aquí estudiamos). Suele ofrecer resultados aceptables para $d < 0'80$ m. y tuberías en servicio.

j) **BLASIUS-FLAMANT**

Según estos autores, el coeficiente de frotamiento vale: $b = \frac{\alpha}{\sqrt[4]{d \cdot V}}$;

aplicando este coeficiente a la fórmula general, tendremos una pérdida unitaria de carga de:

$$\text{Fórmula: } J = 4 \cdot \alpha \cdot \sqrt[4]{\frac{V^7}{d^5}}$$

- Parámetros:

$V \rightarrow$ es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

$d \rightarrow$ diámetro interior de la tubería. Se expresa en m.

$\alpha \rightarrow$ Constante de Blasius-Flamant. Depende del material de la tubería.

k) SIMPLIFICADA DE DARCY

$$\text{Fórmula: } J = m \cdot Q^2$$

Según Darcy, la expresión:

$$J = f \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

que proviene de:

$$J = 4 \cdot \lambda \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

puede ponerse en la forma:

$$\frac{1}{4} \cdot d \cdot J = V^2 \cdot \frac{\lambda}{2g} = b \cdot V^2$$

siendo b el coeficiente de rozamiento, que será (pues $f = 4 \cdot \lambda$):

$$b = \frac{\lambda}{2g} = \frac{f}{8g}$$

De este modo la expresión general de la pérdida de carga puede escribirse en la forma siguiente, con que a veces se presenta en algunos tratados de Hidráulica.

$$\frac{1}{4} \cdot d \cdot J = b \cdot V^2$$

Darcy le da a “b” el siguiente valor:

$$b = \alpha + \frac{\beta}{d}$$

Si ahora sustituimos V por su valor:

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d^2}$$

obtendremos la siguiente fórmula:

$$\frac{J}{Q^2} = \frac{64 \cdot b}{\pi^2 \cdot d^5}$$

si hacemos:

$$m = \frac{64 \cdot b}{\pi^2 \cdot d^5}$$

llegando a la expresión inicial:

$$J = m \cdot Q^2$$

- Parámetros:

V → es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

m → expresión anteriormente definida.

d → diámetro interior de la tubería. Se expresa en m.

Q → caudal que circula por la tubería en m³/s

La fórmula simplificada de Darcy, para conductos en servicio es válida entre diámetros de 0'04 a 0'50 m. y velocidades medias de 0'25 a 2'50 m/s. Con pequeñas velocidades da resultados por defecto y para V > 1 m/s y grandes diámetros, también. Con V > 1 m/s y pequeños diámetros los resultados son por exceso.

D) FRANQUET

Como ya se ha visto, en este caso el autor no dispone de una única fórmula, sino que propugna una diferente para cada tipo de material, para que los cálculos sean más exactos. Las fórmulas son las siguientes, según 6 categorías diferentes de rugosidad:

- Plásticos, vidrio, latón: $J = 0,000743 \cdot V^2 \cdot d^{-1,243}$
- Fibrocemento: $J = 0,000948 \cdot V^2 \cdot d^{-1,2691}$
- Acero: $J = 0,001229 \cdot V^2 \cdot d^{-1,2952}$
- Fundición: $J = 0,001507 \cdot V^2 \cdot d^{-1,3112}$
- Hormigón: $J = 0,002 \cdot V^2 \cdot d^{-1,3308}$
- Cerámica: $J = 0,002668 \cdot V^2 \cdot d^{-1,3545}$

Esta fórmula está calculada para ser utilizada en tuberías en uso; sin embargo, existen unos coeficientes K y α correctores que se utilizan para el cálculo de tuberías nuevas o semi-nuevas, como ya se ha indicado en el apartado correspondiente de nuestro trabajo.

- Parámetros:

$V \rightarrow$ es la velocidad a la que circula el fluido en el interior de la tubería. Se expresa en m/s.

$d \rightarrow$ diámetro interior de la tubería. Se expresa en m.

12.4. SITUACIÓN DE LAS TUBERÍAS Y RESULTADOS OBTENIDOS

En el anexo nº: 4 se expresan, en forma de tablas y gráficos, los resultados obtenidos de la comprobación experimental de las fórmulas propuestas en el presente libro con otras usuales para el cálculo y dimensionamiento de tuberías.

De las tres tuberías analizadas, todas ellas están situadas en el término municipal de Tortosa, (la de fibrocemento y la de PEAD), sin embargo, la tubería de PVC es experimental, y fue instalada expresamente a la salida de uno de los depósitos de abastecimiento de la población para poder realizar los cálculos y deducciones correspondientes.

Seguidamente, se adjuntan los planos de situación de las otras dos tuberías, que forman parte de la trama urbana de dicha ciudad.

APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES A LAS FORZADAS

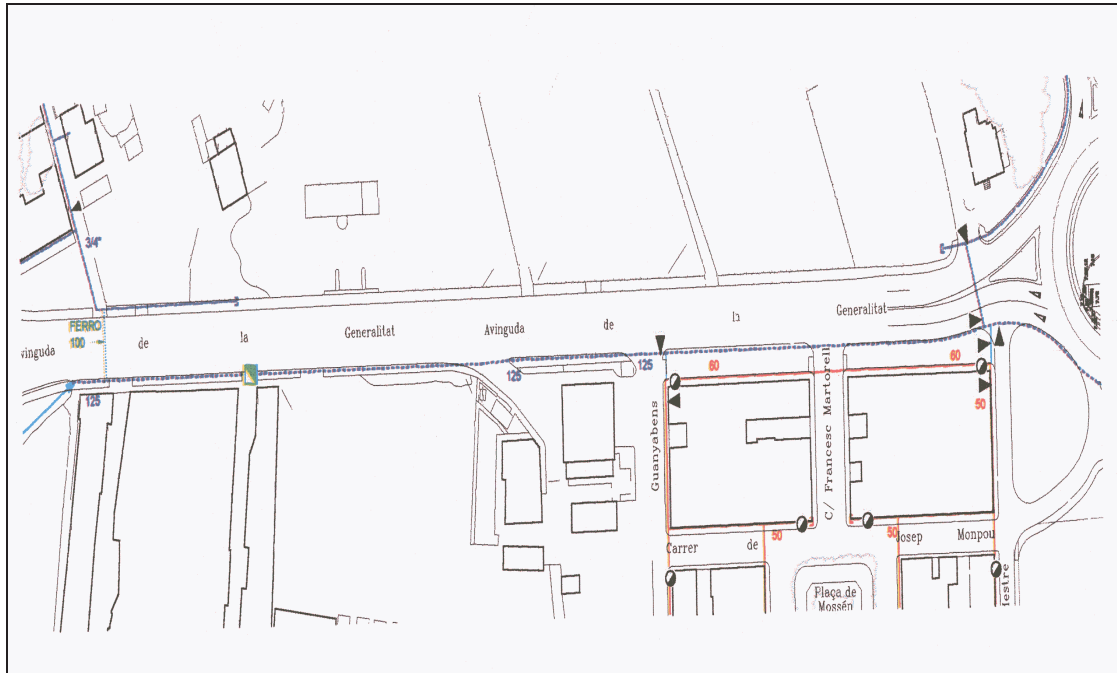


Fig. 1.9. Tubería de PEAD (HDPE).

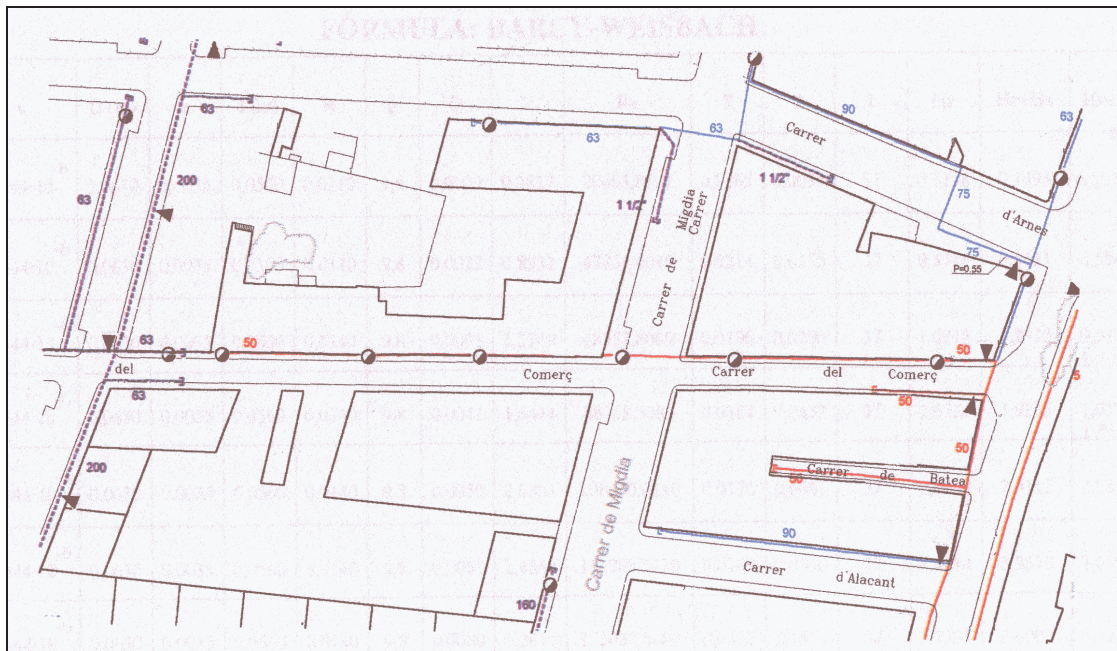


Fig. 1.10. Tubería de fibrocemento.

A continuación se lleva a efecto la comparación de los resultados obtenidos según los materiales dependiendo de la media de la diferencia, para cada una de las tres tuberías en estudio.

a) PEAD:

- F. de Darcy-Weissbach = -3,2883
- F. de Blasius-Flamant = -3,2890
- F. de Manning-Strickler = -3,6326
- F. de Kütter = -1,1048
- F. de Hazen-Williams = -3,0870
- F. de Scobey = -2,2102
- F. de Franquet = 1,121 (1,5276)

Las fórmulas más cercanas a la realidad de nuestras tuberías, como puede comprobarse son la de Kütter y la de Franquet, aunque una es por exceso y la otra por defecto.

b) PVC:

- F. de Darcy-Weissbach = 0,3757
- F. de Blasius-Flamant = 0,4418
- F. de Manning-Strickler = 0,7108
- F. de Kütter = 2,3454
- F. de Hazen-Williams = 0,4358
- F. de Scobey = 0,7130
- F. de Franquet = 0,6860

En este caso, la fórmula que más se acerca al resultado obtenido en la práctica es la de Darcy-Weissbach.

c) FIBROCEMENTO:

- F. de Darcy-Weissbach = -3,4635
- F. de Scimemi = -4,6413
- F. de Blasius-Flamant = 1,2562
- F. de Manning-Strickler = 12,0355
- F. de Kütter = 3,6701
- F. de Hazen-Williams = 2,5505
- F. de Scobey = 3,2267
- F. de Meyer-Peter = 0,3240 (0,5685)
- F. de Ludin = -2,1607
- F. de Stucky = 2,9099
- F. de Franquet = 1,9583

En este último caso, la fórmula más próxima a la toma de muestras es la de Meyer-Peter, que es una fórmula especial para el cálculo de las tuberías de

APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES A LAS FORZADAS

fibrocemento. También ofrecen buenos resultados las de Blasius-Flamant y Franquet. Sin embargo, las de Ludin, Scimeni y Stucky también son especiales para fibrocemento, pero no dan tan buenos resultados, como puede comprobarse.

Comparando, en fin, las discrepancias de los valores resultantes de la aplicación de las 7 fórmulas anteriores para las 3 tuberías analizadas, en relación a los valores realmente obtenidos de las pérdidas de carga, se obtienen los siguientes resultados conjuntos:

FÓRMULA	MAT. TUBERÍA	Discrepancia media absoluta	Σ discrep. (m.c.a.)	nº orden	χ^2 (m.)
Darcy - Weissbach	PEAD	3'2883	7'1275	6	11'0218***
	PVC	0'3757			0'5576
	FIB	3'4635			6'5877**
Blasius – Flamant	PEAD	3'2890	4'9870	2	10'9472**
	PVC	0'4418			0'6845
	FIB	1'2562			0'7423
Manning – Strickler	PEAD	3'6326	16'3789	7	15'4315***
	PVC	0'7108			1'4338
	FIB	12'0355			32'5649***
Kütter	PEAD	1'1048	7'1203	5	2'1137
	PVC	2'3454			8'6678**
	FIB	3'6701			4'6439**
Hazen – Williams	PEAD	3'0870	6'0733	3	9'6981**
	PVC	0'4358			0'6724
	FIB	2'5505			2'4251**
Scobey	PEAD	2'2102	6'1499	4	4'8745**
	PVC	0'7130			1'3545
	FIB	3'2267			3'6613**
Franquet	PEAD	1'5276	4'1719	1	1'7142
	PVC	0'6860			1'3504
	FIB	1'9583			1'6699**

Tabla 1.25. Discrepancias entre los valores observados y los reales.

Así pues, los resultados obtenidos de la experiencia realizada en las tres tuberías citadas ponen de manifiesto, una vez más, la bondad de la formulación de FRANQUET que aquí se propone para el cálculo y dimensionamiento de las conducciones forzadas o a presión.

Veamos, en fin, que para evaluar si se producen diferencias significativas entre la distribución de los valores de las pérdidas totales de carga obtenidas por aplicación de las 7 diferentes fórmulas estudiadas y la distribución realmente medida, resulta conveniente ensayar la hipótesis al nivel de significación del 0'10. Al respecto, recomendamos la consulta del anejo 3 de nuestro anterior libro (“Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”), en lo que se refiere a la prueba estadística del “Chi-Cuadrado” (pág. 562 y ss.).

En nuestro caso, el valor crítico de $\chi^2_{0.90}$ tendrá en cuenta el número de categorías o clases de cada prueba (8 para el tubo de PVC, 7 para el de PEAD y 6 para el de fibrocemento), con una unidad menos para el n° de grados de libertad. O sea:

$\chi^2_{0.90} (7 \text{ g.l.}) = 12.0 \text{ (PVC)}$	$;$	$\chi^2_{0.10} (7 \text{ g.l.}) = 2.83 \text{ (PVC)}$
$\chi^2_{0.90} (6 \text{ g.l.}) = 10.6 \text{ (PEAD)}$	$;$	$\chi^2_{0.10} (6 \text{ g.l.}) = 2.20 \text{ (PEAD)}$
$\chi^2_{0.90} (5 \text{ g.l.}) = 9.24 \text{ (FIB)}$	$;$	$\chi^2_{0.90} (5 \text{ g.l.}) = 1.61 \text{ (FIB)}$

habiéndose señalado en el cuadro anterior con un asterisco (*) aquellas formulaciones empíricas que difieren significativamente de las observadas al nivel de significación del 0.10, lo que sucede únicamente con la formulación de Manning-Strickler-Gaukler para el PEAD y el FIB. Puede suceder, no obstante, que la concordancia entre ambas distribuciones no sea tan buena como para no dudar razonablemente de lo deducido, o bien que los resultados obtenidos empíricamente están sujetos a una razonable influencia de error muestral, por lo que procede también realizar el estudio de la $\chi^2_{0.10}$ en todos los casos, habiéndose señalado con doble asterisco (**) aquellas formulaciones algo dudosas, en este último sentido.

En cualquier caso, también la prueba χ^2 confirma plenamente la bondad de la formulación aquí propuesta para el cálculo de tuberías a presión.

* * * * *

(*) **Viene de la página 127.** La ecuación universal de Darcy-Weissbach es una importante ecuación ampliamente usada en hidráulica. Permite efectuar el cálculo de la pérdida de carga debida a la fricción dentro de una tubería a presión.

La ecuación inicialmente fue una variante de la ecuación de Prony; esta variante fue desarrollada posteriormente por el francés Henry Darcy y más adelante fue refinada por Julius Weissbach de Sajonia hasta la forma en que se conoce actualmente, a saber:

$$J = f \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{8f \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot d^5 \cdot g}$$

donde J es la pérdida unitaria de carga debida a la fricción (m./m.), calculada a partir de la fricción $f = \lambda$ (término éste conocido como “factor de fricción de Darcy” o coeficiente de rozamiento), la relación entre la longitud y el diámetro de la tubería l/d , la velocidad del flujo V (m./seg.), y la aceleración debida a la gravedad g que es constante ($\cong 9.81 \text{ m./seg}^2$).

APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES A LAS FORZADAS

El factor de fricción f varía de acuerdo a los parámetros de la tubería y la velocidad del flujo, y puede ser conocido con una gran exactitud dentro de ciertos regímenes de flujo. Sin embargo, los datos acerca de su variación con la velocidad eran desconocidos al principio, por lo que esta ecuación fue inicialmente superada en muchos casos por la ecuación empírica de Prony. Años más tarde se evitó su uso en diversos casos especiales en favor de otras ecuaciones empíricas, principalmente la ecuación de Hazen-Williams, ecuaciones que en la mayoría de los casos eran significativamente más fáciles de calcular. No obstante, desde la llegada de las calculadoras electrónicas, la facilidad de cálculo no es mayor problema, por lo que la ecuación de Darcy-Weissbach es la preferida en muchos casos.

Por otra parte, tal como señalábamos en la página 201 de nuestro anterior libro “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica” (FRANQUET, 2003), el conocido ábaco de Moody, que reproducimos a continuación, ofrece con comodidad el valor del factor de fricción f . A saber:

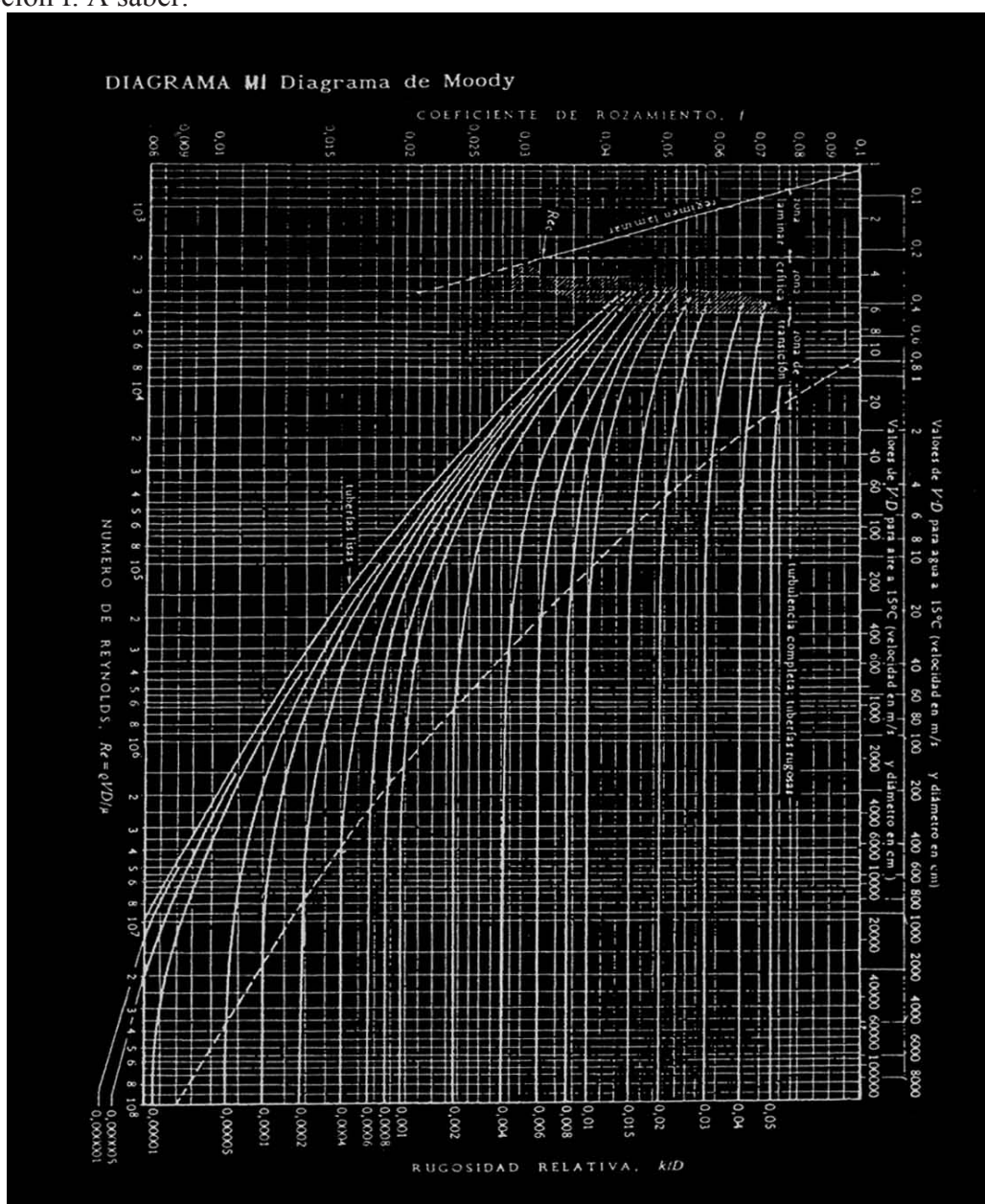


Fig. 1.11. Abaco de Moody.

CAPÍTULO II

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÍNIMO MEDIOAMBIENTAL DEL RÍO EBRO EN SU TRAMO FINAL

RESUMEN

La idea de mantener unos caudales mínimos en los ríos no resulta absolutamente nueva. En el siglo XIX, por ejemplo, se llegó a fijar por tramos la anchura normal de las aguas medias de los ríos del norte de Alemania, continuando por la regulación de las aguas bajas, por lo que se recomendaba referir las profundidades y las anchuras de las aguas bajas que se tenían que respetar al nivel del estiaje medio, es decir, a la media de los niveles más bajos del verano observados durante un dilatado periodo de tiempo. En subsuelo de roca, las secciones transversales normales resultaban de la profundidad y de la anchura del cauce navegable, pero en los tramos de río móviles formados por materiales sueltos, o bien cuando se intentaba variar la sección transversal para mejorar las condiciones del río, tenían que fijarse aquellos parámetros de modo que, además de la profundidad deseada, se obtuviera también la anchura exigible.

Posteriormente, se establece el principio de que parte del agua disponible se tiene que destinar a asegurar el mantenimiento de un cierto “caudal ecológico mínimo” en los ríos, que asegure la permanencia de la biota preexistente, sin deterioro ambiental. Esto significa, por un lado, que las obras o infraestructuras de regulación y derivación de caudales tendrán que garantizar un caudal remanente en el río aguas abajo de las mismas, y por otro lado, que una parte de este remanente no tendrá otra utilización y constituirá por sí mismo una demanda de agua. O sea, que la parte de esta demanda ambiental que no esté incluida en las demandas existentes o consolidadas se deberá cubrir adicionalmente en base a las prioridades de uso que, en nuestro caso, el Plan hidrológico de la cuenca del Ebro señale para este tramo del río.

En el caso del delta del Ebro, espacio natural de extraordinario interés ecológico nacional e internacional, el denominado "caudal de compensación" previsto en el Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro de 100 m³/seg., resulta insuficiente y se fijó en su día de modo aleatorio e injustificado. Tal como ya se señala en el estudio que presentamos, que emplea una metodología novedosa, este caudal no debería ser inferior a los 269 m³/seg. en caudal ficticio continuo aguas abajo del azud de Xerta-Tivenys, distribuyéndose a lo largo del año de acuerdo al hidrograma natural de los caudales.

CAPÍTULO II

DETERMINACIÓ DEL CABAL MÍNIM MEDIOAMBIENTAL DEL RIU EBRE EN EL SEU TRAM FINAL

RESUM

La idea de mantenir uns cabals mínims en els rius no resulta absolutament nova. En el segle XIX, per exemple, es va arribar a fixar per trams la amplària normal de las aigües mitjanes dels rius del nord d'Alemanya, continuant per la regulació de les aigües baixes, i es recomanava referir les profunditats i les amplàries de les aigües baixes que es tenien que respectar al nivell del estiuatge mitjà, és a dir, a la mitjana dels nivells més baixos de l'estiu observats durant un dilatat període de temps. En subsòl de roca, les seccions transversals normals resultaven de la profunditat i de l'amplària de la llera navegable, però en els trams de riu mòbils formats per materials solts, o bé quan s'intentava variar la secció transversal per tal de millorar les condicions del riu, tenien que fixar-se aquells paràmetres de mode que, a més de la profunditat desitjada, s'obtingués també l'amplària exigible.

Posteriorment, s'estableix el principi de què part de l'aigua disponible es te que destinar a assegurar el manteniment d'un cert "cabal ecològic mínim" en els rius, que assegurés la permanència de la biota preexistent, sense deteriorament ambiental. Això significa, per un costat, que les obres o infraestructures de regulació i derivació de cabals hauran de garantir un cabal remanent al riu aigües avall de les mateixes, i per altre costat, que una part d'aquest remanent no tindrà altra utilització i constituirà per sí mateix una demanda d'aigua. O sigui, que la part d'aquesta demanda ambiental que no estigui inclosa en les demandes existents o consolidades s'haurà de cobrir addicionalment en base a les prioritats d'ús que, en el seu cas, al Pla hidrològic corresponent assenyali per a aquest tram del riu.

En el cas del delta de l'Ebre, espai natural d'extraordinari interès ecològic nacional i internacional, el denominat "cabal de compensació" previst en el Pla Hidrològic de la Conca de l'Ebre de 100 m³/seg., resulta insuficient i es va fixar en el seu dia de mode aleatori i injustificat. Tal com ja s'ha assenyalat en l'estudi que presentem, que empra una metodologia novedosa, aquest cabal no hauria d'ésser inferior als 269 m³/seg. en cabal fictici continu aigües avall de l'assut de Xerta-Tivenys, distribuïnt-se al llarg de l'any d'acord a l'hidrograma natural dels cabals.

CHAPTER II

EVALUATION OF THE MINIMUM ENVIRONMENTAL VOLUME OF WATER IN THE FINAL SECTION OF THE EBRO RIVER

ABSTRACT / SUMMARY

The idea of maintaining minimum flow rates in rivers is not absolutely new. In the 19th century, for example, the normal width of water flow for the northern German rivers were fixed by stretches in their middle sections, regulated in downstream sections, and the depth and width of the final section ought to be under the medium summer level, a volume of water obtained as the average of the lower values within a longer period of time. With rocky sub soils the normal transversal sections were worked out from the depth and the width of the navigable bed river, but in sections with either a soil of loose materials or a need to improve the river conditions, values should to be adjusted in order to get, at the same time, the wanted depth and width of water.

Later on, the criterion that part of the available water has to be destined to guarantee a “minimum ecological volume” in rivers to secure the stable presence of the environmental biota was established as a principle. This means, on one hand, that the infrastructures for the regulation and derivation of flow rates will have to guarantee a residual flow of downstream water and, on the other, that a part of this surplus will not have any other use and it will constitute a demand for water by itself. In the case of the Ebro river, this would imply that the part of this environmental demand not included in existing or consolidated demands will have to be additionally met following the priorities of use established by the Ebro Basin Law for this section of the river.

In the case of the Ebro delta, a natural reserve of extraordinary national and international ecological interest, the so called “compensation volume” of 100 m³/seg foreseen in the Ebro Basin Law is insufficient, and was fixed in an at random and unjustified way. As we indicate in our study, using a new methodology, that volume should never be lower than 269 m³/seg in a fictitious continuous flow rate, downstream to the Xerta-Tivenys irrigation dam, and with a distribution round the year according to the natural hydrograph of flow rates.



CAPÍTULO II

1. DEFINICIONES Y CONCEPTOS PREVIOS

1.1. LA CONSERVACIÓN ECOLÓGICA DE LOS RÍOS

Los ríos, en general, suponen una pieza clave en el desarrollo del ciclo hidrológico, al constituir corrientes de agua cuya captación se produce por medio de la precipitación atmosférica, la filtración en el terreno de las aguas superficiales y la descarga de los acuíferos.

En nuestro caso, la cuenca del río Ebro es la más grande de España, abarcando unos 85.000 km². Pero los ríos no sólo son corrientes de agua, sino que además implican la existencia de valiosos ecosistemas cuya importancia no reside sólo en la variedad y la cantidad de especies que viven en ellos sino también en el cometido que representan en la conservación de la calidad de un recurso natural caro y escaso: el agua. Pues bien, estos ecosistemas se ven alterados por los efectos de la regulación de los ríos, ya que al variar el régimen de caudales se pueden producir substituciones importantes en las comunidades biológicas afectadas.

Actualmente, la mayor parte de nuestros ríos están suficientemente regulados al objeto de satisfacer las diferentes demandas de agua (fundamentalmente para usos urbanos, industriales, agrarios y recreativos), razón por la que se ha modificado notoriamente su régimen de caudal natural, produciéndose alteraciones importantes en el medio. En general, y teniendo en cuenta exclusivamente las alteraciones en el régimen de caudal, los usos del agua producen una reducción del volumen del caudal circulante y, a veces, dependiendo del régimen de explotación, modifican de manera más o menos importante las variaciones estacionales características del río (crecidas y estiajes). Estas alteraciones producen inevitablemente cambios substanciales en la vida acuática.

Así, se plantea un conflicto entre la explotación del recurso “agua” para diferentes usos y la conservación, más o menos cuidadosa, del medio natural. Mediante la asignación del denominado “caudal ecológico” se pretende conseguir un consenso entre estas dos necesidades del hombre (explotación y conservación de los cursos de agua) como medida de conservación del medio acuático frente a las agresiones procedentes de los sistemas de explotación de las aguas continentales.

De hecho, gran parte de los ríos de la Península Ibérica tienen, o bien han tenido en el pasado, un régimen de caudales torrencial, con grandes fluctuaciones estacionales como respuesta al régimen de precipitaciones del área mediterránea. Estas circunstancias, que también podemos asimilar históricamente al comportamiento del río Ebro en su tramo inferior, han originado un funcionamiento del ecosistema fluvial adaptado a fuertes variaciones del caudal, especialmente en los pequeños afluentes y subafluentes, desde las crecidas primaverales a los estiajes. En especial, las especies zoológicas que habitan estas aguas manifiestan una estrategia vital muy adaptada a estas fluctuaciones temporales mediante modificaciones en sus ciclos biológicos, realizando migraciones o bien desarrollando formas resistentes, principalmente.

Asimismo, durante las últimas décadas la actividad humana ha venido regulando los caudales circulantes por los ríos mediante la construcción de presas o bien proyectando trasvases (el Plan Hidrológico Nacional del año 2001 era un buen ejemplo de ello) con los que ha eliminado buena parte de su irregularidad en el tiempo y en el espacio, a veces de modo tan traumático que, en muchos casos, se ha modificado completamente la estructura, composición y funcionamiento del ecosistema fluvial. A inicios del año 1986, había construidas 925 grandes presas en España, con una capacidad de almacenamiento de casi 44.080 hm³, utilizados en un 57 % para la producción hidroeléctrica, 29 % para riegos, 12 % para abastecimientos urbanos y industriales y el 2 % restante para otros usos (GARCÍA DE JALÓN, 1987).

La regulación artificial de caudales a la que nos referíamos antes afecta profundamente a la fauna reófila, no sólo por la intensidad de las fluctuaciones que provoca (algunas de ellas mucho más dramáticas que la torrencialidad natural), sino también por el desfase temporal con que se producen. Las especies acuáticas de nuestros ríos, a lo largo de su evolución histórica, se han adaptado a la sequía estival y a las crecidas estacionales, pero no soportan fácilmente las variaciones de caudal que provocan los embalses hidroeléctricos aguas abajo, consistentes en grandes caudales durante el día y pequeños caudales durante la noche y los fines de semana. Estas especies reófilas tampoco están adaptadas a los abundantes caudales de aguas frías para regadío que sueltan los embalses durante toda la estación seca, cuando las aguas de manera natural deberían ser más cálidas.

Pero el impacto más grande que padece la fauna acuática como consecuencia de la regulación de los caudales se produce cuando los ríos se quedan sin agua suficiente en su cauce, durante ciertos días, semanas o meses, por el cierre de las compuertas de los embalses o por trasvase de aguas a otras cuencas hidrográficas. Cabe decir, al respecto, que, desgraciadamente, el Plan Hidrológico Nacional del 2001 pretendía, aún más, la potenciación de estas peligrosas obras. En cualquier caso, dicho Plan fue modificado por la Ley 11/2005, de 22 de junio, BOE nº: 149 del 23/06/05, pág. 21.846 y ss., a resultas de la cual los trasvases inicialmente previstos desde el Bajo Ebro hacia el norte (190 hm³/año a las cuencas internas de Cataluña) y hacia el sur (860 hm³/año a las cuencas hidrográficas del Júcar, Segura y Almería-Sur) fueron anulados.

Teóricamente, estos hechos negativos sobre el medio natural no tendrían que suceder nunca en España, ya que las autoridades hidráulicas aseguran una circulación permanente por los cauces regulados, de una “caudal ecológico” consistente, como mínimo, en el 10 % de las aportaciones naturales anuales medias de aquellos cauces (DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS HIDRÁULICAS, 1980). Pero la realidad es muy diferente, ya que, durante largos periodos de tiempo, aguas abajo de las grandes presas no circula suficiente volumen de agua, al tener tanto las empresas hidroeléctricas como las comunidades de regantes o los consorcios para el abastecimiento de agua a poblaciones y/o industrias unas concesiones de aprovechamiento hidráulico muy antiguas cuyas condiciones permiten, si bien no *de iure* sí *de facto*, una gran libertad de actuación, circunstancia ésta que aprovechan para atender prioritariamente sus propios intereses.

1.2. LA VIDA PISCÍCOLA Y EL EQUILIBRIO ECOLÓGICO

Las bacterias y el fitoplancton de las aguas dulces tienen una gran importancia en el proceso de autodepuración de los ríos y de los lagos. Todas las materias orgánicas procedentes de las aguas residuales vertidas, así como los residuos de las materias muertas procedentes de la fauna y la flora son descompuestas por los microorganismos con la ayuda del oxígeno disuelto en el agua que los transforma en materias minerales, que a su vez son asimilables por las algas que crecen en él, actuando como verdaderas máquinas reoxigenadoras del agua.

Los peces herbívoros tienen un cometido muy importante en el equilibrio del ecosistema, ya que el fitoplancton excedente sirve de alimento a los mismos e impide así la muerte y putrefacción de la flora acuática, con el pertinente consumo del oxígeno disuelto en el agua. Por eso queda suficientemente justificada la asociación entre los caudales ecológicos y la vida piscícola en la que se apoyan algunas formulaciones tendentes a fijar o evaluar los citados caudales, tal como tendremos ocasión de comprobar en otros apartados del presente estudio.

Ahora bien, toda autodepuración tiene un límite, porque los vertidos de las aguas domésticas, agrícolas e industriales aportan grandes cantidades de elementos contaminantes y también de otros que, sin serlo (como el fósforo, el potasio, el nitrógeno, los oligoelementos y las vitaminas), sirven como nutrientes de las algas que se desarrollan exageradamente, y al no poder ser consumidas mueren, provocando como consecuencia la desaparición de los mismos peces.

Los peces son, por lo tanto, los mejores guardianes que tienen las aguas, ya que son también los primeros seres vivos que notan los síntomas de intoxicación. Algunos se alimentan de hierbas, otros se caracterizan por consumir las algas desarrolladas en exceso, y tampoco faltan especies detritívoras, que se aprovechan de los detritus (*Cirrhina molitorella*), sin olvidar las citadas carpas zooplanctonófagas y fitoplanctonófagas (*Aristichthys nobilis*, *Hypophthalmichthys molitrix*).

El equilibrio ecológico se alcanza, precisamente, escogiendo aquellas especies más convenientes para cada ecosistema. Es muy conocido el efecto nocivo que producen los abonos químicos empleados en la agricultura que se filtran en la capa freática, aportando al agua un exceso de fósforo y nitrógeno que se mide por toneladas. Más importante aún es la influencia que tienen los vertidos de aguas residuales en los ríos y en los embalses. Pero cuando estas operaciones se realizan de modo controlado no sólo no son perjudiciales, sino que sirven como nutriente del que se alimentan gratuitamente nuestros peces. Digamos, simplemente como orientación, que los efluentes domésticos y los fertilizantes agrícolas representan la aportación de 50 toneladas de nitrógeno y 100 toneladas de fósforo anuales en un embalse medio.

Ante estas cifras, no se puede pretender imputar el peligro de eutrofización de las aguas a los peces que viven en ellas, si además consideramos que el efecto nocivo de las deyecciones de elevadas concentraciones de peces se diluyen con gran rapidez debido a las corrientes existentes en los embalses, y ello no supone ningún peligro para el equilibrio ecológico, si se toman las medidas necesarias que limiten las densidades de las citadas concentraciones piscícolas por causas artificiales (como, por ejemplo, un cultivo piscícola intensivo).

1.3. LA CONTAMINACIÓN DE LAS AGUAS

Pero al hablar de la vida piscícola tendríamos que aclarar algunos conceptos relacionados con la casuística de la contaminación de las aguas. Ésta es consecuencia de la creación, cada vez más numerosa, de fábricas que vierten en los ríos y del crecimiento de núcleos urbanos cuyas aguas -con frecuencia no depuradas- llegan a los cauces de los ríos, así como las procedentes de la filtración y la lixiviación de los terrenos agrícolas que arrastran las sustancias químicas (inorgánicas y orgánicas).

Todo eso conlleva un cambio en la flora y la fauna acuáticas, así como la aparición, cada vez más frecuente, de ciertas sustancias que no se diluyen ni desaparecen a corto plazo. Es el caso de los metales pesados como el mercurio, que son absorbidos por la fauna acuática y que después puede asimilar el ser humano al alimentarse de peces, o bien de los compuestos químicos organoclorados procedentes de los insecticidas, que tienen el inconveniente de no ser fácilmente biodegradables, y otras materias varias en suspensión que comprenden desde los elementos minerales hasta las materias orgánicas y los residuos urbanos, así como las tierras arrastradas por la erosión hidráulica procedentes de las tierras mal cultivadas. Todos ellos contaminan frecuentemente la mayoría de nuestras aguas.

Para que tenga lugar la descomposición de las sustancias orgánicas por los microorganismos presentes en el agua se necesita un mayor consumo de oxígeno diluido (DBO, demanda bioquímica de oxígeno). Esta oxidación de la materia orgánica supone una mayor demanda de oxígeno, y cuando la concentración de este elemento disminuye el agua alcanza, entonces, menor poder biodegradante. De hecho la biodegradabilidad de una sustancia cualquiera se mide por su aptitud para dejarse descomponer por los microorganismos y los hongos. La inmensa mayoría de las materias posee esta disposición. Otras en cambio, como la lignina, lo hacen muy lentamente en forma de residuos estables (“humus”). Las procedentes de productos químicos o minerales, como el plomo y el mercurio, no son biodegradables y se acumulan en cantidades que pueden llegar a ser altamente peligrosas para la salud humana.

Como consecuencia de toda esta polución surge la contaminación en las capas freáticas, las aguas subterráneas, los pozos, los ríos, y se puede llegar a una eutrofización de la mayoría de las aguas continentales. Un lago o un río eutrófico significa que tiene un exceso de residuos orgánicos en las aguas, abundancia de elementos fertilizantes (fundamentalmente nitrógeno y fósforo) o bien residuos procedentes de zonas urbanas. Este exceso de nutrientes es la causa de que se desarrollen exageradamente los vegetales acuáticos, con el consiguiente consumo de oxígeno del agua debido a la oxidación de aquellos cuando mueren y se pudren en el fondo del cauce del río o del lecho de un lago.

Ciertas algas que crecen en aguas eutrofizadas son tóxicas. De este modo, dentro del grupo de las cianofíceas hay que ver que la *Microcystis aeruginosa* desarrolla polipéptidos cíclicos que son muy tóxicos para el ganado. Con el fin de evitar la eutrofización es necesario depurar las aguas residuales y eliminar los residuos de los fertilizantes, fundamentalmente fósforo y nitrógeno. Para conseguirlo, el procedimiento más útil consiste en añadir sales de hierro y aluminio formándose de este modo los fosfatos que precipitan. También se puede emplear la cal si la hacemos intervenir en el proceso de depuración cuando los compuestos nitrogenados se encuentran en estado amoniacal, liberándose el amoníaco y precipitando los fosfatos. Un método biológico muy interesante

consiste en la eliminación de los fertilizantes con la ayuda de algas que absorben el fósforo y el nitrógeno del efluente, siempre y cuando éste sea tratado en lagunas de poca profundidad.

1.4. LA CALIDAD DE LAS AGUAS Y LA ORDENACIÓN DE VERTIDOS

1.4.1. Introducción

A estos efectos, el Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro, atendiendo a lo establecido en su día en el documento “Criterios y Recomendaciones relativas al Proyecto de Directrices” deberá elaborar un programa de calidad del agua que habrá de contemplar y recoger, con el grado de conocimiento que en cada momento sea posible, los siguientes aspectos:

- Diagnóstico de la situación actual.
- Objetivos de calidad.
- Medidas y acciones correctoras.
- Plan de control.

El programa incluirá, a todos los efectos en general, los canales o conducciones cuyo caudal sea superior al límite que establezca el propio Plan, o bien que por su trascendencia ambiental o significado histórico se decida incluirlos en el programa, las unidades hidrogeológicas y los acuíferos menores y las masas de agua libre.

El organismo de Cuenca realizó en su día un estudio de “Definición de los objetivos de calidad en función de los usos para las aguas superficiales para la cuenca del Ebro” así como el “Estudio para la definición de la red de control de calidad para las aguas subterráneas de la cuenca del Ebro”, ambos de gran interés para atender este capítulo en el marco del Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro.

1.4.2. Los diferentes índices de calidad biológicos

Desde el punto de vista biológico suele interesar clasificar las aguas según el tipo y la cantidad de microorganismos presentes o bien aplicar índices bióticos, como el BMWP’, o índices de diversidad que indican la riqueza ecológica de ese tramo del río. Hay modelos, como el SCAF, que determinan el tipo de "ambiente ecológico" de la estación analizada, lo que permite hacer estudios de comparación o determinar qué impactos negativos sobre el ecosistema pueden estar afectando a la calidad del río.

El Índice biótico BMWP’ (*Biological Monitoring Working Party*) de Hellawell fue modificado por Alba & Sánchez para la Península Ibérica. Con él se determina un índice que suele tener valores entre 0 y un máximo

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÍNIMO MEDIOAMBIENTAL DEL RÍO EBRO EN SU TRAMO FINAL

indeterminado que, en la práctica, no suele superar el valor 200. Según el índice en cuestión, se establecen seis clases de calidad del agua, relacionadas a continuación.

Clase	Valor del índice	Significado	Color
I	> 120	Aguas muy limpias. Buena calidad	Azul
II	101-120	Aguas no contaminadas o no alteradas de modo sensible. Calidad aceptable	Azul
III	61-100	Resultan evidentes algunos efectos de contaminación	Verde
IV	36-60	Aguas contaminadas. Mala calidad	Amarillo
V	16-35	Aguas muy contaminadas	Naranja
VI	< 15	Aguas fuertemente contaminadas	Rojo

Tabla 2.1. Valores del índice biótico BMWP’.

El modelo SCAF se basa en la teoría de la sucesión ecológica. Determina el estado ambiental, combinando los índices de diversidad y el índice biótico BMWP’. Con este modelo se determinan los distintos tipos de estado ambiental del ecosistema. A cada tipo le corresponderán, a su vez, unos usos potenciales, a saber:

Clase ambiental	Características	Usos potenciales
E1 (ambiente muy duro) Color rojo	Inmadurez extrema Aguas muy contaminadas	Aguas inutilizables (A4) No óptimos para salmónidos y ciprínidos
E2 (ambiente duro) Color marrón	Madurez baja Aguas contaminadas	Potabilizable con tratamiento intensivo (A3) No óptimos para salmónidos y ciprínidos
E3 (ambiente fluctuante) Color amarillo	Madurez media Eutrofización	Potabilizables con tratamiento normal y desinfección (A2) Óptima para ciprínidos. Riego

Clase ambiental	Características	Usos potenciales
E4 (ambiente estable) Color azul	Madurez notable Aguas limpias	Tratamiento físico simple y desinfección (A1) Recreativo. Baño Óptima para salmónidos y ciprínidos
E5 (ambiente maduro) Color verde	Madurez plena y ambiente muy heterogéneo Aguas ligomesotróficas	Todos los usos Óptima para salmónidos y ciprínidos

Tabla 2.2. Modelo SCAF para la calidad del agua.

1.4.3. Otros índices de calidad del agua

Podemos citar, como más representativos, los siguientes:

a) Índice de diversidad de Shannon-Weaver (H). Se basa en la teoría de la información y se mide en bits/individuo cuando la escala logarítmica usada es la base 2. El valor máximo que adquiere en los ríos, para las comunidades de invertebrados bénticos, es de 4,5. Valores inferiores a 2,4 - 2,5 indican que el sistema está sometido a tensión (vertidos, dragados, canalizaciones, regulación por embalses, etc.). Es un índice que disminuye mucho en aguas muy contaminadas.

b) Índice de diversidad de Simpson-Gini (Y). Expresa la probabilidad compuesta o producto de que dos individuos extraídos al azar de una comunidad pertenecen a la misma especie. Si dicha probabilidad es alta, la comunidad es poco diversa.

c) Índice de diversidad de McIntosh. Trabaja los tamaños de las poblaciones de los distintos taxones, indicando la dominancia de alguno o algunos de ellos.

d) Índice de Berger-Parker (B). Mide la dominancia del taxón más abundante.

Hay que tener en cuenta, en definitiva, que la mayor parte de los índices de calidad propuestos para la estimación de la diversidad tienen una base meramente empíricas. En su momento Hill, en la década de los 70 del siglo XX, y más recientemente Bordá de Água y colaboradores de la Universidad de Georgia en Athens, en el año 2002, han descubierto nuevas vías para relacionar distintos índices por procedimientos matemáticos.

1.4.4. Redes de vigilancia de calidad de las aguas superficiales

Las redes de control de la calidad de los ríos y lagos constituyen sistemas de vigilar la calidad de las aguas y el estado ambiental de los ríos. Con ellas se pueden detectar las agresiones que sufren los ecosistemas fluviales y se recoge información de tipo ambiental, científico y económico sobre los recursos hídricos.

La evaluación de la calidad de las aguas es una materia difícil, en la que se discute cuáles son los mejores indicadores para evaluar el estado del agua. El problema reside fundamentalmente en la definición que se haga del concepto "calidad del agua". Se puede entender la calidad como "la capacidad intrínseca que tiene el agua para responder a los usos que se podrían obtener de ella". O bien, tal como la define la Directiva Marco de las Aguas, como "aquellas condiciones que deben mantenerse en el agua para que ésta posea un ecosistema equilibrado y que cumpla unos determinados Objetivos de Calidad que están fijados en los Planes Hidrológicos de Cuenca".

En España esta red de control se denomina Red ICA (Red Integrada de Calidad de las Aguas) que desde el año 1992 recoge los datos obtenidos en las distintas redes existentes en ese momento, como son la Red COCA (Control de Calidad General de las Aguas), la Red COAS (Control Oficial de Abastecimientos) y la Red ICTIOFAUNA que controla la aptitud del agua para la vida piscícola.

Para saber en qué condiciones se encuentra un río se analizan una serie de parámetros de tipo físico, otros de tipo químico y otros biológicos y después se comparan estos datos con unos baremos aceptados internacionalmente que nos indicarán la calidad de ese agua para los distintos usos: para consumo, para la vida de los peces, para baño y actividades recreativas, etc.

Los parámetros físicos, químicos y microbiológicos se suelen muestrear mensualmente, mientras que el estudio biológico de las riberas y el lecho del río se suele hacer más esporádicamente, como por ejemplo dos veces al año, una en primavera y otra en verano.

1.4.5. Parámetros que se estudian en una red típica

Son los siguientes:

Parámetros controlados por la red COCA			
GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C	GRUPO D
Caudal (Q)	Sólidos disueltos	Sílice (Si ⁴⁺)	Arsénico (As ³⁺ , As ⁵⁺)
Temperatura (°C)	Cloruros (Cl ⁻)	Grasas	Cobre (Cu ⁺ , Cu ⁺⁺)
Oxígeno disuelto (O ₂)	Sulfatos (SO ₄ ⁻)	Cianuros (CN ⁻)	Hierro (Fe ⁺⁺ , Fe ³⁺)
Sólidos en suspensión	Calcio (Ca ⁺⁺)	Fenoles (C ₆ H ₆ O)	Manganeso (Mn ⁺⁺⁺)
PH	Magnesio (Mg ⁺⁺)	Fluoruros (F ⁻)	Plomo (Pb ⁺⁺ , Pb ⁴⁺)
Conductividad eléctrica (CE)	Sodio (Na ⁺)	Cadmio (Cd ⁺⁺)	Cinc (Zn ⁺⁺)
DQO al permanganato	Potasio (K ⁺)	Cloro hexavalente	Antimonio (Sb ³⁺ , Sb ⁵⁺)
DBO ₅	Fosfatos (P ₂ O ₆ ⁻)	Mercurio (Hg ⁺ , Hg ⁺⁺)	Níquel (Ni ⁺⁺ , Ni ³⁺)
Coliformes Totales	Nitratos (NO ₃ ⁻)		Selenio (Se ⁺⁺ , Se ⁴⁺ , Se ⁶⁺)
	Nitritos (NO ₂ ⁻)		
	Amoníaco (NH ₃)		
	Carbonatos (CO ₃ ⁻)		
	Bicarbonatos (CO ₃ H ⁻)		
	Detergentes		

NOTA: Los distintos grupos expuestos hacen referencia a la periodicidad con que se muestrean. Los del grupo A siempre lo hacen mensualmente, mientras que los de los restantes grupos pueden ser mensuales, trimestrales o anuales.

Tabla 2.3. Parámetros controlados por la red COCA.

Parámetros microbiológicos		
Coliformes totales	Estreptococos fecales	Coliformes fecales
Parámetros Bióticos		
Invertebrados bénticos (meses de mayo y agosto)	Peces, anfibios, cangrejos, etc. (meses de mayo y agosto)	

Tabla 2.4. Parámetros microbiológicos y bióticos.

1.4.6. Toma de muestras en el río

Para tomar las muestras y hacer las determinaciones analíticas conviene seguir, en todo momento, las indicaciones del *Standard Methods for Examination of Water and Wastewater*. En estas recomendaciones se dice que hay que hacer la recogida de muestras después de haber lavado el envase varias veces. Hay que dar un pretratamiento a las muestras añadiendo ácido nítrico, sulfúrico o hidróxido sódico, según los casos, y trasladarlas rápidamente (8 horas en la situación más desfavorable) al laboratorio en el que se vayan a analizar. Las muestras para los análisis microbiológicos se deben recoger en envases adecuados y estériles.

La toma de invertebrados se suele hacer con redes de mano de tipo Kick, tomando muestras en medio del río, en zonas de corriente y no en las orillas. Las muestras se lavan y recogen en un frasco con formol al 4%. En el laboratorio se fijan con alcohol al 70%. Se clasifican las muestras al menos hasta el nivel de taxón (especie, género, familia, etc.) exigido por los índices bióticos. Los peces se capturan con un aparato de pesca eléctrico. Se identifican, se cuentan y se devuelven las especies al río. Lo mismo se hace con los anfibios (vertebrados), cangrejos (crustáceos), etc.

1.4.7. Clasificación de la calidad de las aguas

Hay muchos sistemas de clasificar la calidad de las aguas. En primer lugar se suele distinguir según el uso que se le vaya a dar (abastecimiento humano, recreativo, vida acuática).

Hay directivas comunitarias que definen los límites que deben cumplir un amplio número de variables físicas, químicas y microbiológicas para que pueda ser utilizada para consumo y abastecimiento humano (75/440/CEE), baño y usos recreativos (76/160/CEE) y vida de los peces (78/659/CEE) y están transpuestas en la legislación española en el R. D. 927/1988 de 29 de julio.

a) Clasificación para consumo humano

Las aguas se clasifican en cuatro grupos (ver cuadro siguiente) según su calidad o aptitud para el consumo humano. Para hacer esta clasificación se usan unos 20 parámetros de los que los más importantes son: DQO, DBO₅, NH₄⁺, NTK (Nitrógeno Total Kjeldahl), conductividad eléctrica (medida de la salinidad), Cl⁻, CN⁻, recuentos microbiológicos y algunos metales pesados (Fe⁺⁺, Fe³⁺, Cu⁺, Cu⁺⁺, Cr⁺⁺, Cr³⁺, Cr⁶⁺). La clasificación resultante es la siguiente:

Tipo	Clasificación de las aguas para consumo humano
A1	Aguas potabilizables con un tratamiento físico simple, como filtración rápida y desinfección.
A2	Aguas potabilizables con un tratamiento fisico-químico normal, como precloración, floculación, decantación, filtración y desinfección.
A3	Aguas potabilizables con un tratamiento adicional a la A2, tales como ozonización o carbón activo.
A4	Aguas no utilizables para el suministro de agua potable, salvo en casos excepcionales, y con un tratamiento intensivo.

Tabla 2.5. Clasificación de las aguas para el consumo humano.

b) Clasificación para baño y usos deportivos

De forma similar se determina la aptitud de las aguas para el baño y uso deportivo. En este caso hay que fijarse, sobre todo, en los recuentos microbiológicos, el porcentaje de saturación de oxígeno y, en menor medida, en la presencia de aceites y grasas y otros caracteres organolépticos (olor, sabor, etc.).

1.4.8. Características de calidad por tramos de ríos

La calidad de las aguas superficiales se inferirá a partir del denominado “Índice de Calidad General” (ICG) que es reflejo de la calidad de las aguas y de su aptitud para el uso. Los parámetros esenciales que facilitan el cálculo del expresado índice son los siguientes: coliformes totales, materias en suspensión, conductividad, oxígeno disuelto, DBO₅ y fosfatos. Resulta muy utilizado en todo el territorio del Estado español.

El diagnóstico de la situación actual y los objetivos de calidad en diversos tramos de ríos y canales importantes, se llevará a cabo atendiendo a las recomendaciones de la UE, en términos de categorías de calidad, distribuidas en cinco clases progresivamente menos exigentes, a saber:

- C1: Apta para salmónidos y producción de agua potable (podría escogerse esta clase al calcular el caudal ecológico del río Ebro en su tramo final, base III, con un nivel de exigencia elevado, puesto que se abastece al Consorcio de Aguas de Tarragona, que tiene su toma entre los perfiles transversales 19 y 23, ver anexo nº: 5).
- C2: Apta para ciprínidos, producción de agua potable, baños y categoría ecológica (base II), que ha sido el que, una vez determinado el caudal medioambiental por los procedimientos propugnados en nuestro estudio, mayormente se asemeja por su cuantía, como puede comprobarse en el apartado correspondiente.
- C3: Apta para riego (base I).
- C4: Usos mínimos. Riego general y controlado.
- C5: No apta para su uso.

La correspondencia entre el correspondiente ICG y las Categorías de Calidad exigidas en función de los usos es la siguiente:

CATEGORÍA	INDICE DE CALIDAD GENERAL (ICG)
C1	100-85 (EXCELENTE)
C2	85-75 (BUENA)
C3	75-65 (REGULAR)
C4	65-50 (DEFICIENTE)
C5	50-0 (MALA)

Tabla 2.6. Correspondencia entre el ICG y las diferentes categorías de calidad.

El ICG se obtiene matemáticamente a partir de una fórmula de agregación que integra 23 parámetros de calidad de las aguas. Nueve de estos parámetros, que se denominan “básicos”, son necesarios en todos los casos. Otros catorce, que responden al nombre general de “complementarios”, sólo se usan para aquellas estaciones o períodos en los que se analizan. A partir de formulaciones matemáticas que valoran, a través de ecuaciones lineales, la influencia de cada uno de estos parámetros en el total del índice, se deduce un valor final que se sitúa necesariamente entre 0 y 100, tal como hemos visto en la tabla precedente.

Teniendo en cuenta que, en principio, un índice de calidad general comprendido entre 50 y 0 implica, prácticamente, la imposibilidad de utilizar el agua para ningún uso y que índices por debajo de 65 comprometen gravemente la mayor parte de los usos posibles, la situación no es del todo satisfactoria en

muchas de las cuencas españolas, sobre todo en aquéllas en las que las aportaciones naturales en forma de lluvia son más bajas o bien es más alta la influencia de los vertidos industriales o de la contaminación difusa.

Para determinar la aptitud de las aguas para la vida piscícola influye mucho la concentración de nitritos y también el amoníaco no ionizado, que es muy tóxico para los organismos acuáticos, aún a bajas concentraciones; y también, aunque menos, la DBO_5 , ión amonio, hidrocarburos disueltos y metales pesados (Pb^{++} , Pb^{4+} , Cu^+ , Cu^{++} , Zn^{++}) presentes.

Otra posibilidad, en fin, muy utilizada en la medición de la aptitud de las aguas para el riego agrícola, es analizar el nivel de mineralización o salinidad de las aguas por análisis de su **conductividad eléctrica**, expresada normalmente en microsiemens ($\mu\text{mhos/cm.}$), que es la magnitud inversa de la resistividad.

En el citado estudio de “Objetivos de calidad en función de los usos para las aguas superficiales de la cuenca del Ebro”, se realizó una estimación de la calidad actual, de la calidad exigida en función de los usos y del objetivo de calidad, para numerosos tramos de los ríos y canales más significativos de la cuenca, siempre en términos de Categorías de calidad.

Como quiera que esta tramificación recoge tan sólo los cauces más importantes, el Plan debería establecer un programa detallado de actuación, con plazos y costes, para el conocimiento exhaustivo de la aportación de contaminantes a las aguas que incluirá, como mínimo, los siguientes aspectos:

- Inventario de vertidos localizados y difusos, en los sectores industriales, urbanos, agrícolas, ganaderos, mineros, etc.
- Inventario específico de vertidos con sustancias incluidas en las relaciones I y II anejas al Título III del R.D.P.H. (Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, y publicado en el BOE nº: 103 de 30/04/86).
- Evaluación de la carga contaminante actual, discriminada según las diversas áreas geográficas y sectores de actividad.
- Evaluación de la carga contaminante para los horizontes del Plan, a partir de las proyecciones demográficas y de la actividad económica.

El programa anterior debería especificar las disposiciones informáticas y operativas oportunas para el mantenimiento y actualización permanentes del inventario de vertidos y evaluaciones de carga contaminante, de modo que ello pueda realizarse fácil y rápidamente, sin desperdicio del esfuerzo inicial.

El Plan Hidrológico incluirá, así mismo, una clasificación de las aguas superficiales de la cuenca de acuerdo con criterios biológicos; a tal efecto se adoptará el índice biológico BMWp' (Alba y Sánchez, 1988). Por otra parte, el Plan Hidrológico recogerá los objetivos de calidad en función de los usos actuales y potenciales previstos por el propio Plan; éste establecerá las condiciones de calidad que de acuerdo con el RAPAPH, debe cumplir cada tramo. En este aspecto, se asumirán los objetivos propuestos en el “Estudio de objetivos de calidad en función de los usos para las aguas superficiales de la cuenca del Ebro”, donde se plantean como objetivos a alcanzar en el Ebro, desde el Oca hasta Pignatelli y desde Mequinzenza a la desembocadura, que resulta ser el tramo final del río objeto de nuestro estudio, una Categoría de calidad C2, tal como ya hemos expuesto.

2. EL CONCEPTO DE “CAUDAL ECOLÓGICO” Y “CAUDAL MEDIOAMBIENTAL”

2.1. INTRODUCCIÓN

La idea de mantener unos caudales mínimos en los ríos no resulta absolutamente nueva. En el siglo XIX, por ejemplo, se llegó a fijar por tramos la anchura normal de las aguas medias de los ríos del norte de Alemania, continuando por la regulación de las aguas bajas, por lo que se recomendaba referir las profundidades y las anchuras de las aguas bajas que se tenían que respetar al nivel del estiaje medio, es decir, a la media de los niveles más bajos del verano observados durante un dilatado periodo de tiempo. En subsuelo de roca, las secciones transversales normales resultaban de la profundidad y de la anchura del cauce navegable, pero en los tramos de río móviles formados por materiales sueltos, o bien cuando se intentaba variar la sección transversal para mejorar las condiciones del río, tenían que fijarse aquellos parámetros de modo que, además de la profundidad deseada, se obtuviera también la anchura exigible. Además, y antes de emprender los trabajos de regulación, había que fijar, para cada río, el “grado de navegabilidad” a que tenía que llegar. Como buen modelo de regulación puede servir al efecto el del río Weser (L. Sympher, tema I del Congreso Internacional de Navegación. Filadelfia, 1912).

Posteriormente, se establece el principio de que parte del agua disponible se tiene que destinar a asegurar el mantenimiento de un cierto “caudal ecológico mínimo” en los ríos, que asegure la permanencia de la biota preexistente, sin deterioro ambiental. Esto significa, por un lado, que las obras o infraestructuras de regulación y derivación de caudales tendrán que garantizar un caudal remanente en el río aguas abajo de las mismas, y por otro lado, que una parte de este remanente no tendrá otra utilización y constituirá por sí mismo una demanda de agua. O sea, que la parte de esta demanda ambiental que no esté incluida en las demandas existentes o consolidadas se deberá cubrir adicionalmente en base a las

prioridades de uso que, en nuestro caso, el Plan hidrológico de la cuenca del Ebro señale para este tramo del río.

La finalidad de esta demanda ambiental, de carácter más amplio que la ecológica propiamente dicha, es tener en cuenta las exigencias para la protección y conservación del recurso y de su entorno, y a los efectos de su cuantificación, se tendrán que considerar los siguientes aspectos:

- **Hidrológico:** caracterizado por el régimen de aportaciones naturales del terreno.
- **Sanitario:** en concordancia con los objetivos de calidad fijados para este tramo del río.
- **Ecológico:** que atenderá a la preservación de los ecosistemas fluviales y lacustres, como la demanda piscícola y la de los espacios naturales protegidos (con especial incidencia, en nuestro caso, en el delta del Ebro).
- **Otros:** cualquier otra circunstancia (paisajística, de navegabilidad, recreativa-lúdica, etc.) que, debidamente razonada y justificada, exija la necesidad de establecer un caudal mínimo.

Los criterios que han de servir de base para fijar esta demanda se han de vincular a las características hidrológicas del cauce y han de considerar, también, las condiciones de calidad de las aguas en función de los usos propuestos, de acuerdo con los aspectos anteriormente citados. Hay que tener en cuenta que esta demanda no sería directamente sumable al resto de las demandas, ya que, en general, los caudales adicionales aportados podrán ser recuperados parcial o totalmente a lo largo del río, y de un modo especial en la explotación de agua subterránea de los valles bajos y los deltas.

La fijación de caudales se tendrá que hacer por los diversos tramos de cauce, especificando los valores a los que habrá que llegar en todos los puntos en los que existen modificaciones sensibles de los caudales naturales, ya sea por retenciones, captaciones, aportaciones, efluentes, vertidos o derivaciones. Cuando no sea necesario realizar una mayor subdivisión se definirán, como mínimo, en los tramos alto, medio y bajo. Según los aspectos anteriores, los criterios básicos generales a tener en cuenta serán los que se desarrollan en los epígrafes siguientes.

2.2. ASPECTO HIDROLÓGICO

El aspecto hidrológico se tendrá que considerar justo cuando se disponga de una clasificación del río y de sus afluentes o de sus tramos, y datos específicos de su régimen natural.

2.3. ASPECTO SANITARIO

Se estudiarán los caudales necesarios para conseguir en cada tramo considerado los objetivos de calidad definidos por el correspondiente Plan Hidrológico (el del Ebro, en nuestro caso). Transitoriamente, se podrán asignar caudales superiores que garanticen una dilución de los vertidos, que se tendrán que disminuir progresivamente a medida que se desarrolle el proceso de depuración y mejora de la calidad del agua, de acuerdo con los plazos de los programas que establezca el propio Plan de cuenca.

Si se asimila el concepto de “garantía de un objetivo de calidad” a la garantía correspondiente al caudal mínimo circulante por el río para el cual se cumple este objetivo se puede afirmar, como conclusión fundamental, que las actuaciones propuestas de saneamiento -con todo y que llegan al fondo prácticamente de las posibilidades de depuración convencional de los efluentes contaminantes- pueden no resultar suficientes en algunos tramos del río, para conseguir los objetivos de calidad con una garantía asimilable a la requerida para la demanda de estas aguas (80% y 95%). En estos casos, podría llegar a ser necesario, para conseguir el objetivo de calidad con una garantía adecuada, una aportación de caudal adicional para la dilución. El caudal total así obtenido constituye un caudal mínimo para este objetivo de calidad en forma de demanda estacional, o visto de otro modo, una disminución del recurso disponible cuando no sea posible su utilización aguas abajo.

Los caudales adicionales se pueden calcular de forma realista para la situación actual, no así para horizontes futuros que tendrán que ser objeto de un proceso de verificación, a medida que evolucione la calidad de las aguas como resultado de la implantación y puesta en marcha de las obras de depuración programadas.

Por la misma definición de caudal adicional, esta demanda va unida a cuatro factores básicos, a saber:

- El estado actual de la calidad de las aguas del río.
- Los objetivos de calidad según los usos.
- Las actuaciones de depuración que se consideren.
- Los caudales propios del río para la garantía que se determina.

Como ejemplo de lo que venimos diciendo, hay que valorar que en el Plan Hidrológico de las Cuencas Internas de Cataluña (antiguo territorio de la Confederación Hidrográfica del Pirineo Oriental), con las hipótesis y los procesos de cálculo considerados, se obtienen las demandas sanitarias incluidas en el cuadro que sigue. Pero hace falta, al respecto, realizar las siguientes puntualizaciones:

- Para la situación actual las demandas ecológicas representan únicamente un indicador del deficiente estado de calidad en que se encuentran los ríos de la Cuencas internas cuando se hicieron los estudios correspondientes, justificando plenamente el ambicioso Plan de Saneamiento puesto en marcha de forma urgente por la *Generalitat de Catalunya* en el año 1981. Por otra parte, los déficits de calidad pasarían a incrementar los posibles déficits futuros de recursos disponibles.

- Respecto a las demandas ecológicas futuras digamos que son únicamente indicativas de la problemática de algunos tramos y deberán ser objeto de verificaciones a medida que evolucione la calidad de las aguas.

SUBZONA	ACTUAL Con obras en explotación en 1985	FUTURA Con obras previstas
MUGA	2,1	4,2
ALT FLUVIÀ	5,6	
ALT TER (Ripoll-Sau)	52,4	
BAIX TER I (Sau-Girona)	18,0	
BAIX TER II	107,7	
TORDERA	8,6	1,3
BESÓS	339	59,4
ANOIA	75,1	25,4
ALT LLOBREGAT	13,3	
BAIX LLOBREGAT-I	63,6	
BAIX LLOBREGAT-II	171,2	
FOIX	5,9	0,62
FRANCOLÍ	3,2	

Tabla 2.7. Demanda sanitaria en las cuencas internas de Cataluña (hm³/año).

2.4. ASPECTO ECOLÓGICO

Se estudiará el efecto restrictivo que sobre la productividad de biomasa puede producir un determinado caudal circulante, teniendo en cuenta su incidencia sobre las biocenosis propias del ecosistema fluvial junto con las condiciones adicionales suficientes para eso. En este caso, el caudal correspondiente se definirá como “caudal ecológico característico” de este tramo fluvial, siendo por lo tanto el que permite mantener o mejorar la productividad de los ecosistemas existentes en los tramos afectados.

Teniendo en cuenta que no sólo hay que considerar el volumen de agua circulante sino también su variación o estacionalidad en el tiempo, y que los mínimos sean compatibles con la situación biológica de las especies afectadas, habrá que considerar las siguientes condiciones adicionales:

- Caudal mínimo instantáneo circulante en las diferentes épocas del año.
- Caudal máximo instantáneo, controlable en condiciones normales de perfeccionamiento en las diversas épocas del año.
- Tiempo de duración de las variaciones del caudal y “pulsos” o “pulsaciones” con los que se presentan estas variaciones, y por consiguiente, previsión y planificación de la necesidad de prever contraembalses, especialmente aguas abajo de los aprovechamientos hidroeléctricos.
- Caudal preciso para obtener las características mínimas necesarias de calidad en las aguas (oxígeno disuelto, intervalo de temperatura, pH, etc.).

Además, se estudiarán las siguientes situaciones para el mantenimiento de las condiciones mínimas requeridas por los hidrosistemas, a saber:

- Presencia de las diferentes especies y sus ciclos. Hay que tener en cuenta la clasificación de cauces y en concreto su aptitud para la vida de las especies piscícolas (corrientes de agua salmonícolas y ciprinícolas).
- Calidad del agua necesaria para el mantenimiento de las especies.
- Morfometría del cauce.
- Tipología de la vegetación de ribera.
- Presencia de zonas de crianza.

2.5. OTROS ASPECTOS Y CAUDAL TOTAL A CONSIDERAR

Habrá que incluir, así mismo, las circunstancias de todo tipo que induzcan razonablemente a la perentoriedad de establecer un cierto caudal mínimo motivado por otras exigencias, particularmente las de tipo paisajístico, lúdico, recreativo, etc. Estos aspectos, análogamente a los anteriores, se verán sometidos a las prioridades que establece el correspondiente Plan Hidrológico de Cuenca.

Obviamente, el caudal total preciso para atender las demandas medioambientales no será normalmente el que se deduzca de la adición de los caudales obtenidos para cada uno de los aspectos anteriormente citados, sino el que se considere más significativo para el tramo de cauce en estudio, en concordancia con el aspecto que tenga prioridad para el mismo. También se tiende a considerar que la fijación de “caudales medioambientales” sólo supondrá la necesidad de caudales adicionales cuando no queden recogidos implícitamente por los caudales circulantes de las otras demandas que se consideren prioritarias. Veamos en este sentido que -excepto otras jerarquizaciones que puedan establecer los respectivos Planes de Cuenca- la vigente Ley de Aguas y sus ulteriores modificaciones establecen una priorización de usos que debe ser respetada en todo momento.

Sin embargo, estas consideraciones metodológicas no tienen por qué ser aplicables *strictu sensu* al conjunto de los caudales circulantes por el tramo

inferior del río Ebro, dado que, por un lado, en este tramo final sí se presenta la problemática de la adicionalidad de demandas para los diferentes aspectos ambientales, y por otro lado la importancia fundamental que atañe al delta del Ebro, como espacio natural singular y necesitado de especial protección, desde la perspectiva ecológica.

Pero hay que establecer un régimen transitorio para la fijación de los citados caudales medioambientales. En la “Propuesta del Proyecto de Directrices del Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro” (8 de mayo de 1992) se dice que, dada la complejidad que supone la evaluación de los caudales mínimos para los ríos de la cuenca, con carácter transitorio se tendrán en cuenta las siguientes cuestiones:

- Se adoptarán los caudales obtenidos de los estudios específicos en aquellos tramos de río en que se hayan llevado a cabo.
- Se adoptarán los caudales fijados por las Comunidades Autónomas en sus disposiciones normativas específicas sobre caudales mínimos.
- Se adoptará con carácter general como caudal mínimo el 10 % de la aportación media interanual en el régimen natural, excepto justificación en sentido contrario. Cuando el caudal medio interanual, en régimen natural, sea superior a los 80 m³/seg podrá adoptarse sólo el 5 % de aquel valor (por cierto, éste es el caso del tramo inferior del río Ebro).
- El Plan Hidrológico tendrá que sintetizar en una norma única el caudal de reserva para usos medioambientales en base a una coordinación de los criterios mantenidos por otras administraciones en el ejercicio de competencias concurrentes con el recurso hidráulico. También se considera oportuno que dichas actuaciones de coordinación se lleven a cabo en el ámbito del correspondiente Consejo del Agua.

Como ya hemos dicho, dentro de este apartado tenemos que considerar una amplia diversidad de usos estrechamente ligados a una demanda social creciente (pesca deportiva, esquí acuático, usos escénicos, navegabilidad, etc.). De entrada, pues, se tendrían que estudiar cuidadosamente los condicionantes que estos usos pueden imponer a otros aprovechamientos e infraestructuras. Podríamos aquí considerar tres grandes apartados:

a) Acuicultura

Las planificaciones que se establecen en función de los oportunos estudios prospectivos que presuponen posibles desarrollos de la acuicultura continental y la litoral (de singular relevancia en el delta del Ebro) tendrán en cuenta las demandas necesarias de agua por este concepto.

Cualquier proyecto técnico de instalaciones de acuicultura continental exigirá un estudio hidrológico minucioso de conjunto y de detalle, tanto por los

elevados caudales hídricos demandados como por los aspectos negativos de los retornos sobre la calidad de las aguas, procurando dotarlas de elementos que permitan una autonomía de funcionamiento sin interferir con el régimen ordinario de explotación del río.

b) Prácticas deportivas y de ocio

La cultura del ocio, en todos sus aspectos, se caracteriza cada vez más por un desplazamiento de las masas humanas desde las zonas secas hacia las húmedas. Este hecho conlleva necesariamente una mejor organización del fenómeno, ajustando positivamente la demanda creciente y el dominio público, tanto por lo que se refiere a la protección del citado dominio (espacios húmedos sensibles) como por lo que afecta a la salud pública, contaminación microbiológica, aguas residuales urbanas e industriales, retornos de explotaciones agrarias, etc.

Las planificaciones han de programar, con la colaboración de las diferentes administraciones públicas interesadas y afectadas, la realización de unos ciertos Planes Directores de Uso y Gestión, individualizando para cada embalse, laguna y tramo de río establecidos, regulando las actividades que se puedan admitir en cada caso, las zonas en que se puedan realizar y las medidas necesarias para facilitar su desarrollo (reforestación, accesos, obras, instalaciones, concursos para la concesión administrativa de autorizaciones, etc.), así como sistemas de control y gestión del espacio natural regulado. Además, hay que incorporar programas de recuperación y rehabilitación de márgenes y riberas, incluyendo su utilización para usos recreativos, poniendo especial cuidado en la conservación de los espacios recuperados. Estas actuaciones son de especial interés en los tramos urbanos y periurbanos de los ríos, mediante la colaboración con las Comunidades Autónomas y las Corporaciones Locales interesadas. La explotación y conservación de estos espacios en las áreas externas al dominio público hidráulico estatal no tiene por qué recaer en el Organismo de Cuenca (la Confederación Hidrográfica del Ebro, en nuestro caso).

En los tramos del río aptos para la práctica del piragüismo, los programas de recuperación de cauces, márgenes y riberas deberán tener en cuenta su adecuación a aquella actividad, pudiéndose también considerar a los efectos de la determinación del caudal mínimo en estos tramos del río.

Para la elaboración de planes y programas sobre usos recreativos, en general, es aconsejable dar audiencia a las asociaciones y federaciones deportivas interesadas (pesca, vela, piragüismo, etc.). Frecuentemente, estas actividades tienen una finalidad turística que puede revestir un interés económico en zonas relativamente deprimidas, como en el caso de las del entorno del tramo inferior del río Ebro.

c) Navegabilidad

En los últimos tiempos, en las comarcas del sur de Cataluña, la navegabilidad del río Ebro se ha planteado como una actuación trascendente por las diferentes administraciones que actúan en el territorio. La navegación fluvial constituye una actividad turística de futuro, ya bastante experimentada y consolidada en otros países europeos desde hace muchos años. En los años 80 se inició, entre Amposta y la desembocadura al mar, una navegación de aspecto turístico con medios marítimos y embarcaciones de pasajeros que realizaban pequeños cruceros. Como continuación de esta iniciativa y con el objetivo de promover una navegación turística estrictamente fluvial, a instancias de los consejos comarcales del Baix Ebre, Montsià, Ribera d'Ebre y Terra Alta, así como de la Diputación provincial de Tarragona, la Generalitat de Catalunya proyectó, a principios de los años 90, unas cuantas infraestructuras portuarias fluviales, como embarcaderos, señalizaciones, etc. Sin embargo, la obra emblemática del conjunto, sin duda alguna, consiste en el dragado del cauce del propio río con la finalidad de hacer navegable la siguiente vía: Riba-roja, Flix, Ascó, Móra, Benissanet, Miravet, Benifallet, Xerta-Tivenys, Aldover, Tortosa, Amposta, Deltebre, Sant Jaume d'Enveja y la Gola Norte (desembocadura). El objetivo básico residía en convertir la navegación fluvial en una oferta recreativa para pequeñas embarcaciones familiares o comunitarias de paseo y potenciar así una alternativa de futuro lúdica, cultural y deportiva para aquellas comarcas. Se trataba de un proyecto unitario con una longitud total de 119 km que, desde un punto de vista operativo, fue dividido en tres grandes tramos: Riba-roja-Tortosa (81 kilómetros), Tortosa-Amposta (14 kilómetros) y Amposta-Gola Norte (24 kilómetros), que estudiaremos separadamente.

- a) En el tramo Riba-roja-Tortosa existen tres barreras para la navegación fluvial: la presa de Flix y los azudes de Ascó y de Xerta-Tivenys, que enfrentan dos tipos diferentes de intereses: los hidroeléctricos y los turísticos. El proyecto planteaba la rehabilitación de las correspondientes esclusas, ya existentes antiguamente en Flix y Xerta pero fuera de servicio, lo que exigía su reconstrucción.
- b) Para el tramo Tortosa-Amposta se había previsto el dragado de un canal de navegación de 50 metros de anchura. Para poder hacer la navegación más segura, el canal se ha señalado mediante un sistema de balizamiento diurno, constituido por 146 boyas laterales y 31 señales fijadas a los embarcadores o encima de unos palos a lo largo de los márgenes. El calado del canal es de dos metros y el radio mínimo de las curvas, para garantizar que el cruzamiento de dos barcos se pueda realizar de manera segura, es de 400 metros.
- c) Finalmente, para el tramo final Amposta-Gola Norte, que ya era navegable con anterioridad a la ejecución de estas actuaciones, se han

previsto obras que permitirán la salida al mar de las embarcaciones. Esta posibilidad va ligada a la estabilidad geomorfológica del hemidelta norte (delta izquierdo del Ebro), donde se proyecta un espigón, sin olvidar tampoco la rehabilitación del canal de navegación Carlos III o “Canal Marítimo” que uniría directamente la ciudad de Amposta con el puerto marítimo de San Carlos de la Rápita.

En definitiva, mediante el turismo fluvial en el tramo inferior del Ebro se esperaba revalorizar el capital turístico de la zona, promover los cruceros de recreo y la navegación recreativa, crear centros de interés complementario a la navegación estricta y al turismo (gastronomía, artesanía, mercado del barco usado, alquiler de embarcaciones, etc.) y dar lugar a un importante trabajo educativo y cultural. Pero lo cierto es que también se han levantado voces críticas no exentas de razón: que esto haya de representar un notable impulso al turismo de las cuatro comarcas catalanas del tramo inferior (Baix Ebre, Montsià, Ribera d’Ebre y Terra Alta), es algo que está por ver y demostrar. De momento, la rentabilidad conseguida por algunas ofertas de navegación ya establecidas parece ser escasa. Algo que sí parece claro es que la construcción y el mantenimiento físico de los dragados fluviales, en todo el mundo, suelen resultar muy problemáticos y costosos. Y en el caso de nuestro río se juzga, por lo menos, cuestionable que estos gastos sean sostenibles a medio plazo por el desarrollo y los beneficios que puede generar la navegabilidad aguas arriba del Delta.

También se apuntan otros defectos de concepción o constructivos. El canal de dragado que se construyó, en vez de seguir los puntos que naturalmente excava el río (cercanos a la orilla externa en los virajes) discurría precisamente por los lugares de poco calado, donde el río tiene tendencia natural a rellenar y sedimentar los acarrees y aluviones. Con ello, además de aumentarse el volumen del dragado y haberse duplicado ya el presupuesto inicial del proyecto, tampoco queda nada clara su supervivencia a medio plazo. De hecho, los primeros dragados efectuados en el tramo Tortosa-Amposta quedaron parcialmente rellenos por la moderada crecida provocada por el río Siurana poco después de inaugurada la obra, incluso arrastrando parte de las boyas de señalización del canal. Este incremento del volumen de la obra ha hecho fracasar las primeras estimaciones presupuestarias, ya que sólo hasta Móra se invirtieron 1.265 millones de las antiguas pesetas mientras que la ejecución del proyecto hasta Riba-roja había de costar sólo 1.010 millones. Además, las avenidas, con puntas de caudal -el mes de enero de 1997 se produjo una notoria- del orden de 2.800 m³/seg., también han jugado en contra del dragado y han impedido el funcionamiento normal de la maquinaria de dragado durante varios meses. Las cuestiones derivadas del impacto ambiental de la obra, en fin, no permiten dragar entre los meses de mayo y junio, con lo que se ha aprovechado la interrupción de los trabajos en el agua para limpiar 33 vertederos incontrolados de escombros diversos.

Por otra parte, algunas organizaciones ecologistas consideran que, en épocas estivales, cuando el caudal del río alcance los mínimos anuales, la central termonuclear de Ascó necesita casi toda el agua para la refrigeración de los condensadores del reactor existente aguas abajo del correspondiente azud; entonces, sólo queda en circulación por aquel tramo el canal de descarga. Por tanto, si hubiera una navegación abierta, nunca se podría garantizar el caudal mínimo necesario para poder navegar en base a las condiciones del proyecto (del orden de 60 m³/seg.). También las alegaciones de los ecologistas han forzado a hacer un estudio de localización de náyades (moluscos bivalvos lamelibranquios, como la *Margaritifera Auricullaria*) y a iniciar el traslado de unos 30.000 ejemplares de estas especies (dotadas del máximo nivel de protección de la Unión Europea) que habitan en unas seis hectáreas del cauce del río, a otras zonas del mismo que no resultaran afectados por las máquinas. Todo ello pudo representar no menos de 50 millones de pesetas de coste adicional.

Todas estas experiencias y tropiezos han sido determinantes para que el Departamento de Política Territorial y Obras Públicas de la Generalitat de Cataluña se replantee seriamente las estrategias a seguir antes de continuar hacia delante. De esta manera, las obras para la navegabilidad del río Ebro se habrán de ejecutar de la misma manera que se hacen las carreteras, o sea, a tramos y a base de años y de mucha, mucha paciencia. Esperamos, en definitiva, su final exitoso, para que los habitantes del tramo inferior del Ebro no puedan pensar que esto de la navegabilidad del río es sólo una exótica narración de sus abuelos, o sea, un puro y costoso ejercicio de romanticismo.

Otros aspectos relacionados con la navegabilidad del río Ebro en su tramo inferior, así como el análisis de las actuaciones que la administración autonómica catalana ha realizado al respecto en los últimos años, en fin, nos llevarían a un análisis crítico del proceso seguido y de la situación actual que preferimos obviar por razones de espacio y oportunidad.

3. LEGISLACIÓN SOBRE LOS CAUDALES ECOLÓGICOS

3.1. EL CAUDAL ECOLÓGICO Y LA LEGISLACIÓN INTERNACIONAL

El caudal mínimo se asociaba generalmente al desagüe por parte de la presa de un volumen relativamente constante de agua, determinado de forma más o menos consensuada entre todos los intereses implicados. Con la creciente preocupación por la conservación del medio natural y el deterioro progresivo de los ecosistemas fluviales, no sólo se ha ampliado el concepto de “caudal mínimo” sino que también se ha desarrollado una mayor cobertura legislativa al respecto.

Algunos países han desarrollado legislaciones específicas para el cálculo de los caudales mínimos con el objetivo de conservar los ecosistemas fluviales. Otros han dictado normas generales dentro de sus legislaciones en materia de aguas y en estos casos, por lo general, la asignación de caudales mínimos se evalúa en los procedimientos de autorización previstos para la explotación de este recurso.

En Francia, por ejemplo, la Ley de la Pesca y la Gestión de los Recursos Piscícolas (1984), en su artículo 410, establece que el caudal mínimo no debe ser inferior a la décima parte del caudal medio anual calculado para un periodo mínimo de cinco años. Por otro lado, prevé que se garantice la circulación de los peces mediante la implantación de pasos u otros dispositivos en los casos en que sea necesario. También suele expresarse el caudal ecológico en ciertos **volúmenes por cuenca y por año** o bien en **caudales mínimos** a mantener en cierto río durante el año, por ejemplo que se tiene que garantizar un caudal de mínimo 100 m³ por segundo durante todo el año. Sin embargo, no se necesita mucha imaginación para ver que estos caudales *per se et essentialiter* no garantizan la permanencia de los ecosistemas que dependen de un determinado río.

La legislación suiza establece unas exigencias mínimas según que las aguas se consideren piscícolas o no; los valores exigidos se calculan en base al caudal alcanzado o excedido durante 347 días al año (Q₃₄₇), lo que representa el 95% del periodo total anual (365'25 días).

En Gran Bretaña la asignación de caudales mínimos se realiza teniendo en cuenta las necesidades de las poblaciones piscícolas y la conservación de ecosistemas valiosos. Algunos embalses británicos mantienen una variación estacional en los caudales mínimos y realizan descargas excepcionales en determinados momentos del año para simular las crecidas naturales del río que favorecen las migraciones de salmónidos y mantienen el fondo libre de sedimentos. Soluciones parecidas a ésta, por cierto, han sido propuestas también para el tramo inferior del río Ebro que es objeto de nuestra atención.

En los Estados Unidos, se han desarrollado diversos métodos para estimar los caudales que deben ser desaguados a los ríos para conservar el medio natural. Estas estimaciones utilizan desde métodos porcentuales sencillos hasta sofisticadas técnicas de simulación hidráulica como la IFIM (*Instream Flow Incremental Methodology*, Bovee, 1978), propuesta por el Servicio de Pesca y Vida Silvestre de los EEUU. La aplicación de esta técnica se ha convertido en una exigencia para la obtención y renovación de concesiones en muchos estados norteamericanos¹.

¹ Vide MANTEIGA LÓPEZ, M.D. OLMEDA LATORRE, C. *El caudal ecológico. Un consenso entre explotación y conservación de los cursos de agua*. Segundo Congreso Internacional de Ordenación del Territorio. Valencia, 1991. Citado en la bibliografía.

3.2. EL CAUDAL ECOLÓGICO EN ESPAÑA

En España, la vigente Ley de Aguas (29/1985, de 2 de agosto)², así como sus modificaciones y disposiciones complementarias ulteriores contemplan, aunque de un modo vago y genérico, diversos aspectos relacionados con la conservación de las aguas continentales y ecosistemas asociados. Así queda establecido, en su artículo 40d, la necesidad de mantener un caudal mínimo que garantice la conservación del medio natural. Dichos caudales se fijarán de acuerdo con las previsiones de los correspondientes Planes Hidrológicos.

Sin embargo, la legislación española actual carece de definiciones precisas, ni cualitativas ni cuantitativas, de los caudales mínimos, aunque varias Comunidades Autónomas ya han presentado algunas propuestas (Principado de Asturias, Diputaciones Forales de Navarra y Guipúzcoa, etc.) en general muy similares a las adoptadas en las legislaciones suiza y francesa. A este respecto, hemos efectuado los cálculos correspondientes basándose en las mismas en otros apartados de nuestro estudio.

Algunas Confederaciones Hidrográficas se han inclinado por la utilización del caudal medio anual (Qan) como unidad de definición del caudal mínimo, fundamentalmente por disponibilidad de datos. En estos casos sugieren que los caudales mínimos se fijen en 1/10 del caudal medio anual, siguiendo el modelo francés anteriormente reseñado.

En otras cuencas se prevé la utilización de los caudales mínimos registrados durante una serie de años como unidad de referencia para el cálculo del caudal ecológico.

Algunos expertos en el tema consideran las tendencias antes mencionadas como carentes de base científica, poco generalizables y de escasa eficacia (GARCÍA DE JALÓN, 1990). Señalan que cada río tiene sus peculiaridades en cuanto a características físicas y biológicas. Por otra parte, apuntan que las comunidades acuáticas pueden adaptarse a vivir con caudales muy reducidos durante cortos periodos de tiempo, pero no de forma permanente.

En líneas generales, consideran más acertado utilizar criterios en los que se relacionan exigencias piscícolas y variaciones del hábitat en función de los caudales circulantes; existen para ello numerosas metodologías (Tennant, 1976; White, 1976; Stalnaker, 1979; Bovee, 1982; etc.), que ya han sido aplicadas en algunos ríos españoles.

² Dicha Ley, publicada en el BOE nº: 189, de 8/08/85, substituyó a la de 13 de junio de 1879, considerada, por gran parte de la doctrina, con toda justicia, como uno de los textos modélicos del Derecho Positivo español.

García de Jalón ha desarrollado una metodología propia, basada en los conceptos propuestos por el Servicio de Pesca y Vida Silvestre de los Estados Unidos y adaptada a las condiciones particulares de los ríos de algunas cuencas hidrográficas españolas.

Dicha metodología parte de un modelo de simulación hidráulica fluvial que se ajusta a las condiciones físicas del cauce en estudio, y considera las curvas de preferencia de la fauna para cada uno de los parámetros hidráulicos definidos en el modelo. Se considera el río dividido en celdas caracterizadas por unos determinados valores físicos (profundidad media, velocidad media, etc.) y las preferencias piscícolas para cada uno de estos parámetros que, en definitiva, indican un valor potencial del hábitat fluvial en dicha celda.

Así se obtiene una relación entre el valor ecológico del hábitat y los caudales circulantes por el río, sirviendo de instrumento para fijar los caudales ecológicos con base científica.

Este autor considera preciso distinguir entre caudales ecológicos mínimos absolutos y caudales ecológicos aconsejables. La diferencia entre ambos reside en el nivel de estrés a que se someten las poblaciones piscícolas por defecto de caudal. El caudal ecológico aconsejable es más abundante y se reserva para épocas de reproducción en el caso de ríos ciprinícolas (Mayo-Junio) y para épocas de reproducción y altas temperaturas estivales (Noviembre-Febrero y Julio-Septiembre) en el caso de ríos salmonícolas.

Con lo expuesto anteriormente queda implícita no sólo la necesidad de estimar un caudal ecológico para cada caso concreto, sino la importancia de mantener su variación estacional con el fin de conservar las comunidades acuáticas.

En los ríos de la Comunidad de Madrid se han evaluado los costes económicos del mantenimiento de caudales ecológicos calculados en base a estas metodologías (Cubillo, 1991). Los resultados de esta evaluación destacan las ventajas que se obtendrían, no sólo de índole ecológica sino también en relación con los usos recreativos y la calidad del agua.

Al considerar el caudal ecológico como una demanda más (medioambiental) pueden plantearse conflictos en relación con las otras demandas. Este aspecto cobra singular importancia en cuencas con relativa escasez de recursos (mitad sur peninsular) donde en determinadas épocas el volumen de concesión para algunos usos podría verse disminuido (MANTEIGA-OLMEDA, 1991).

3.3. CONCLUSIONES

Los caudales ecológicos surgen como una medida de conservación del medio acuático ante las agresiones sufridas por los sistemas de explotación del agua.

La legislación en materia de aguas de los diversos países establece la necesidad de mantener un caudal ecológico, y en algunos casos fijan los métodos que se deberán aplicar para su cálculo. En España los Planes Hidrológicos de cuenca contemplan la definición de dichos caudales ecológicos, basándose fundamentalmente en porcentajes fijos. Algunos expertos en el tema apuntan la necesidad de llevar a cabo estudios más específicos que tengan en cuenta las peculiaridades de los ríos, máxime si se considera la gran variación de regímenes y condiciones hidrológicas de las distintas cuencas españolas (MANTEIGA-OLMEDA, 1991).

4. LAS PREVISIONES DEL PLAN HIDROLÓGICO NACIONAL

4.1. LAS DEMANDAS DE CARÁCTER AMBIENTAL

Un componente básico son las demandas de carácter ambiental que, por motivos de protección y recuperación del dominio público hidráulico, se impongan a los caudales mínimos circulantes. Se observa que si bien actualmente son del orden del 50% de las de refrigeración, los criterios utilizados en el Plan Hidrológico Nacional para su evolución las incrementan de forma continua y de manera substancial. Debe tenerse en cuenta, a este respecto, que en un país semiárido como es España, y con recursos hídricos naturales escasos en muchas regiones, es preciso utilizar soluciones autóctonas más adecuadas que la simple extrapolación de criterios empleados en países húmedos de Europa central. No puede olvidarse que se trata de recuperar los cauces, sus márgenes y riberas, y mantener láminas de agua de la calidad adecuada para cada ecosistema, lo que seguramente se puede conseguir con caudales y volúmenes razonables.

Aunque las exigencias de calidad ambiental son, básicamente, una limitación para la asignación de recursos, los caudales que se requieren con ese fin pueden considerarse prioritarios después del abastecimiento a la población. La determinación de los caudales ambientales depende de múltiples parámetros y de la calidad fijada al agua en cada tramo de río y cada acuífero, en función del uso al que se destine y del escenario ambiental previsto, por lo que, como es obvio, estos datos no deberían ser definitivos hasta que no estuvieran realizados los estudios correspondientes a cada caso. En consecuencia, en el Plan Hidrológico Nacional se ha supuesto que, a efectos de balance, la demanda ambiental que debe ser satisfecha desde los sistemas de regulación destinados a usos consuntivos -es decir, con recursos disponibles con garantía de suministro- es, como mínimo, el uno por ciento de los recursos naturales de la cuenca. Este

porcentaje se ha incrementado al dos por ciento en la mayor parte de las cuencas e incluso a cifras superiores en alguna, como la del Duero, donde existen grandes tramos de ríos salmonícolas; por otra parte se han destinado importantes volúmenes específicos para resolver problemas actuales bien localizados: Tablas de Daimiel, Doñana, Albufera de Valencia, delta del Ebro, etc.

Dado que la demanda ambiental no es consuntiva, este caudal de recursos garantizados se añadiría, donde sea necesario y posible -por estar dominados los tramos del río en cuestión desde un sistema de explotación de recursos-, a los caudales circulantes por los cauces en régimen natural, a los retornos de otros usos -con los requisitos que se derivan de los objetivos de calidad exigidos por el Plan de cada cuenca en cada tramo de río-, y a los caudales turbinados en las centrales hidroeléctricas. Así pues y aunque, por supuesto, las cifras ahora utilizadas deberán ser revisadas a lo largo del proceso flexible, abierto y continuado de profundización en el conocimiento del ciclo hidrológico y de evolución y mejora de la propia planificación hidrológica, se puede adelantar que, desde el punto de vista global que interesa al Plan Hidrológico Nacional, se creían suficientemente adecuadas.

4.2. LOS CAUDALES AMBIENTALES

A partir de lo establecido en el artículo 40 de la Ley de Aguas, donde se indica que los Planes Hidrológicos de cuenca deben incluir... *la asignación y reserva de recursos... para la conservación o recuperación del medio natural...* se generó una expectativa sobre el caudal ecológico como una especie de caudal mínimo que debería circular por los cauces para mantener sus condiciones ambientales y ecológicas; en las pocas ocasiones en que se ha tratado de cuantificar dicho caudal, se ha acudido a la trasposición de normativas extranjeras sobre pesca y protección de las aguas que deben ser adaptadas a las circunstancias climáticas del país.

A fin de organizar y coordinar los trabajos que se deben realizar a este respecto en los Planes Hidrológicos de cuenca es necesario tener en cuenta, en primer lugar, que las características ambientales de los ríos han evolucionado a lo largo del tiempo desde su estado estrictamente natural -que probablemente ni siquiera se conoce hoy en día-, hasta el que presentan actualmente que es consecuencia, en cierto modo, de los efectos positivos y negativos de las obras de regulación -presas y embalses- construidas fundamentalmente a lo largo del siglo XX, y, sobre todo, de la degradación de la calidad del agua por la contaminación orgánica e inorgánica que se ha producido en los últimos años.

Así pues, lo primero que hay que acometer es decidir, para cada tramo de río, cual es el necesario objetivo que se quiere obtener. En realidad, lo único que añade a las tareas de planificación es un uso adicional a los convencionales; en consecuencia, sus características, como ocurre con las de aquellas, deberá

definirse *a priori*. Es bien cierto que, en este caso, la determinación de las características necesarias de calidad y cantidad -normalmente no consuntivas-, será mucho más complicada porque involucra el conocimiento de aspectos tales como las especies bióticas que existen, o se quieren introducir, la estructura del cauce, lecho y márgenes e incluso a sus parámetros hidráulicos: calado, pendiente, velocidad, radio hidráulico de la sección transversal, etc.

Se destaca, sin embargo, que, aunque su investigación es ciertamente más complicada, se trata de unas necesidades muy variables, que tienen unos condicionantes respecto a la calidad y cantidad del agua que se necesitan para satisfacerlas, y que, por supuesto, también debe tener definido el orden de preferencia que ocupa respecto al resto y que, generalmente, será el inmediatamente posterior al abastecimiento de la población.

Puesto que, así definida, esta demanda es semejante a las demás, se comprende lo absurdo que resultaría fijar un caudal mínimo, con carácter general en todos los ríos, con el objetivo de satisfacerla. Lo lógico es analizar cada sistema de explotación -mediante los obligados modelos matemáticos de simulación-, y comprobar si con los recursos disponibles y la calidad que tendrán se puede satisfacer la demanda en cuestión que, por supuesto, puede ser muy diferente, incluso en cada tramo del mismo río, en función, entre muchos factores, de la tipología de la flora y de la fauna que se pretende conservar e introducir. Si los recursos previstos no son suficientes, en cantidad y/o calidad, deberán, como en cualquier otro caso, complementarse y mejorarse.

Puede muy bien ocurrir, por ejemplo, que los caudales regulados con fines hidroeléctricos proporcionen un caudal más que suficiente para conseguir los objetivos ambientales; es posible también que la explotación hidroeléctrica produzca unas variaciones bruscas en el caudal y/o la temperatura del agua que resulten incompatibles con la satisfacción de esta demanda, por lo que deberá estudiarse y proponerse la solución más adecuada. En cualquier caso, es evidente que la solución en este caso -relativamente frecuente en muchas regiones de la España húmeda-, no sería nunca la adición de un caudal mínimo regulado con este fin.

También es necesario dilucidar la calidad que deben tener las aguas para satisfacer la demanda correspondiente a cada escenario elegido. Es posible que, en algunos casos, la que se consigue para otras demandas sea suficiente, pero también puede ocurrir, en ocasiones, que haya que forzar el tratamiento de los vertidos para conseguir que determinado parámetro tenga los valores límites necesarios. Es previsible incluso que se llegue a la conclusión que las pretensiones iniciales para el tramo en cuestión eran demasiado exigentes para las condiciones que se pueden lograr, con inversiones razonables, y sea más aconsejable modificar las características de la demanda.

4.3. PROGRAMA DE ACCIÓN

A fin de conseguir que todos los Planes Hidrológicos de cuenca utilicen procedimientos similares, de manera que sean coordinables posteriormente, en el Plan Hidrológico Nacional se indica la metodología general que se deberá utilizar al respecto. Debe tenerse en cuenta que las diferencias que se pueden producir si se emplean procedimientos esencialmente distintos, tanto en los resultados finales como en condicionantes sobre los recursos hidráulicos y económicos necesarios, son de tal naturaleza que su coordinación es completamente obligada. Resulta, en definitiva, que los Planes Hidrológicos de cuenca deberán analizar los siguientes aspectos:

- a) Delimitación de los diferentes tramos de los cauces de los ríos donde los escenarios medio-ambientales deseados sean distintos entre sí.
- b) Determinación de los objetivos pretendidos en cada tramo y definición de los condicionantes de cantidad y calidad de agua que se precisa para satisfacer esta demanda.
- c) Definición de las actividades complementarias necesarias -a partir de la situación actual-, ya sean de incorporación infraestructural o de medias de gestión.
- d) Estudio, mediante la simulación del comportamiento de cada sistema hidráulico, de las necesidades adicionales respecto a cantidad y calidad que precisará el sistema para satisfacer esta demanda, conjuntamente con las restantes identificadas para este tramo.
- e) Valoración económica de las actividades adicionales citadas.

A partir de este punto se puede entrar en un ciclo, que comienza de nuevo en el punto b), si de los resultados se deduce que los escenarios preseleccionados son demasiado onerosos o bien afectan de manera notable a la satisfacción de otras demandas. En cualquier caso, después de los ciclos necesarios se elegirá una solución que implicará conocer no sólo los condicionantes de cantidad y calidad que debe tener el agua en el tramo, sino también las eventuales labores de corrección que es preciso realizar en los cauces, márgenes, vegetación, etc.

Se destaca el hecho de que, en muchos casos, será suficiente con disponer de una lámina de agua estable, con variaciones acotadas del calado, que precise de un caudal de reposición mínimo. Existen soluciones estructurales adecuadas que pueden conseguir este objetivo cuando los calados son relativamente pequeños como es habitual, y que, además, son susceptibles de ser manejadas adecuadamente en el caso de avenidas o incrementos bruscos del caudal aguas arriba del tramo.

4.4. EL CAUDAL PARA MÍNIMOS MEDIOAMBIENTALES

En relación a los caudales mínimos medioambientales, el PHN se atiene siempre a los criterios establecidos en el Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro, en que dicho concepto subsumía el denominado “caudal de compensación” (que atiende solamente a la preservación de los ecosistemas fluviales), además del "hidrológico" (régimen de aportaciones naturales del tramo en cuestión), "sanitario" (en concordancia con los objetivos de calidad), "paisajístico" y otros.

No juzgamos aceptable, a este respecto, las propuestas iniciales en el sentido que, en tanto no estén fijados dichos caudales mínimos, se tendrá en cuenta, con carácter general, un caudal mínimo del 10% de la aportación media interanual y que, cuando el caudal sea superior a los 80 m³/seg. podrá adoptarse, incluso, sólo el 5% del mismo. En cualquier caso, el Plan de cuenca preveía un caudal ecológico mínimo en la desembocadura de 3.153'6 hm³/año (100 m³/seg.), cifra ésta que fue posteriormente recogida en el Plan Hidrológico Nacional del 2001 y que fue objeto de grandes polémicas entre los defensores y los detractores del Plan.

De hecho, el caudal medio de los 60 años hidráulicos de que se disponen datos, medido en la estación foronómica de Tortosa es, como ya se ha dicho, de 496 m³/seg. (FRANQUET, 2003), por cuya razón dicho caudal mínimo medioambiental quedaría evaluado, en el caso de adoptar la primera condición restrictiva anterior, en sólo 50 m³/seg.

Más correcto nos parecería el actuar contra la contaminación mediante un aumento de los caudales disponibles para dilución, merced a la aportación artificial de un cierto caudal adicional de una cuantía tal que el caudal global resultante (“caudal de compensación”) permitiese el grado de dilución suficiente como para obtener, con suficiente garantía, el objetivo de calidad predeterminado.

Por la misma definición de caudal adicional, su magnitud en cada tramo de río debería ser función de cuatro factores básicos, a saber:

-El estado actual de la calidad de las aguas del río.

-Los objetivos de calidad que se pretende alcanzar, definidos en dos fases de mejora progresiva asociadas a los usos actuales y futuros que las aguas del río deben satisfacer.

-Las nuevas obras de depuración que se consideren en funcionamiento.

-La garantía que se exige al objetivo de calidad, es decir, la garantía que se considere para los caudales propios del río que van a ser incrementados mediante la aportación adicional.

En relación con este último punto, es evidente que cuanto mayor sea la garantía que se exija al objetivo de calidad, más disminuirá el caudal diluyente propio del río, y por tanto, el caudal adicional aportado deberá ser mayor. Esta "garantía de calidad" resulta de difícil definición, ya que el grado de exigencia puede variar según el uso que el agua deba satisfacer, tanto a nivel de calidad general como en relación con los diversos parámetros que la definen.

En efecto, la garantía de calidad con que debe obtenerse un agua destinada al riego o a la navegabilidad puede ser inferior a la exigida para el abastecimiento público. Asimismo, la garantía con que la concentración de un elemento tóxico debe mantenerse por debajo del máximo tolerado debe ser superior que si se trata de una sustancia con menor incidencia sanitaria, como por ejemplo el anión cloruro, Cl^- (aunque sí, en este caso, de mayor incidencia agronómica).

Ahora bien, para transformar el caudal de compensación en una demanda anual ($\text{hm}^3/\text{año}$) es necesario tener en cuenta el régimen hidrológico de cada río. Es decir, a medida que aumenta el caudal propio del río con un 95% de garantía (en períodos húmedos), el aporte adicional necesario es menor y llega a anularse cuando el flujo circulante es suficiente, por sí solo, para diluir la contaminación vertida hasta los niveles que marca el objetivo de calidad.

Por tanto, la ley de caudales adicionales a lo largo del año, de cuya integración resulta la demanda ecológica, depende directamente de la curva anual de caudales propios del río, que se obtiene en nuestro estudio, con una garantía del 95%. Esta curva varía con las características hidrológicas de cada río; a su vez es variable en un mismo río según la selección que se considere y depende, además, de la pluviometría anual y de su reparto espacial y temporal.

Sin embargo, esta complicación intrínseca al cálculo de la demanda ecológica anual puede obviarse con la suficiente exactitud si se tiene en cuenta que los principales problemas de calidad se producen en aquellas corrientes de agua con una hidrología marcadamente torrencial, o bien en las cuencas bajas de ríos más regulares, en zonas de pendiente suave y baja o media pluviometría, como es precisamente el caso del tramo inferior del Ebro.

Desde luego, en el caso del delta del Ebro, espacio natural de extraordinario interés ecológico nacional e internacional, las restricciones operativas anteriores se nos antojan ciertamente escasas, tal como ya ha señalado el Organismo rector del Parque Natural. Concretamente, el artículo 103.4 de la ley de aguas de 1985 establece que "...los Organismos de cuenca y la Administración medioambiental competente coordinarán sus actuaciones para

una protección eficaz de las zonas húmedas de interés natural o paisajístico". Así mismo, el artículo 279.4 del Reglamento del Dominio Público Hidráulico reza que "la Administración controlará particularmente los vertidos y el peligro de disminución de aportación de agua en la zona. En ambos casos se adoptarán las medidas necesarias en orden a preservar la cantidad y calidad de las aguas que afluyen a la zona, todo ello sin perjuicio de las prohibiciones y medidas generales establecidas en la Ley de Aguas", mientras que el artículo 280.1 insiste en los mismos términos del ya mencionado art. 103.4 de la Ley. En este sentido, veamos que dicho artículo dice que "los organismos de cuenca y la Administración medioambiental competente coordinarán sus actuaciones para una protección eficaz de las zonas húmedas de interés natural o paisajístico". (Artículo 111.4 del Texto Refundido de la Ley de Aguas, aprobado por el Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio).

Veamos, en fin, que el artículo 280.2 del expresado Reglamento (Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los Títulos Preliminar, I, IV, V, VI y VII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas) advierte expresamente que "los organismos de cuenca podrán promover la declaración de determinadas zonas húmedas como de especial interés para su conservación y protección, de acuerdo con la legislación medioambiental" (Artículo 111.5 del mencionado Texto Refundido de la Ley de Aguas).

No es correcto hablar sobre promedios de caudales y volúmenes pues obviamos importantes características de un régimen hidrológico, como momento y variabilidad, o sea, **irregularidad intra e interanual**. Los caudales fluctúan mediante una distribución con probabilidad estadística. El régimen hidrológico de un río como el Ebro tiene periodos de **flujo base** que son los mínimos y temporadas de **riadas** en las cuales el curso del río ocupa un lecho más ancho. Los caudales máximos o extremos de aguas altas pueden inundar vastas áreas en las planicies de las riberas del río. Si esto ocurre con una cierta regularidad estas tierras se denominan **tierras húmedas** (*wetlands*), como es nuestro caso.

Las inundaciones estacionales son importantes para mantener ciertos ecosistemas, tanto por la cantidad del agua como por el momento de la inundación. Sin las inundaciones temporales de las tierras húmedas muchos animales y plantas estarán en peligro de desaparecer.

El tramo inferior del río Ebro que es objeto de nuestro estudio y determinación en el presente capítulo, comprendido entre el azud de Xerta-Tivenys (comarca del Bajo Ebro en la provincia de Tarragona) y la desembocadura en el mar Mediterráneo, puede verse graficado en la página siguiente:



Fig. 2.1. Tramo inferior del río Ebro en estudio.

En definitiva, consideramos que el caudal de compensación no debe ser en ningún caso inferior a 265 m³/seg. en el tramo inferior del río Ebro, a los que se deben sumar los 45 m³/seg. que circulan por los canales de regadío de ambas márgenes (19 m³/seg. por el izquierdo y 26 m³/seg. por el derecho), con el fin de desarrollar las labores agrícolas y mantener ecológicamente el delta del Ebro, así como los 4 m³/seg. que determina la ley 18/1981 para el abastecimiento de municipios e industrias de Tarragona (conocido como “minitrasvase”; de hecho, la citada ley se titulaba “sobre actuaciones en materia de aguas en Tarragona”), **lo que totaliza 314 m³/seg. aguas arriba del azud de Xerta-Tivenys**. Todo ello exige, en suma, un caudal mínimo de 269 m³/seg. aguas abajo del azud de Xerta-Tivenys y 265 m³/seg. aguas abajo de la toma del Consorcio de Aguas de Tarragona (situada entre los perfiles transversales 19 y 23, ver anexo nº: 5), que justificaremos posteriormente.

4.5. LOS USOS DEL AGUA Y LOS RECURSOS

Por lo que se refiere a la prioridad y compatibilidad de los usos, veamos que el Plan Hidrológico de la cuenca del Ebro establecía, de forma general en el ámbito del Plan, una cierta prioridad de usos en el ejercicio de las facultades que le otorgaba el artículo 58 de la Ley de Aguas y demás disposiciones concordantes. En este sentido, es de resaltar que los regadíos (capítulo fundamental, por su cuantía, en cualquier Plan Hidrológico) quedan en la segunda posición, por detrás de los usos de abastecimiento urbano, con la obligatoriedad de mantener los caudales ecológicos mínimos en todas las concesiones futuras.

Por otra parte, la casuística para la compatibilización de usos es muy variada, pero podrá seguir requiriendo el establecimiento de embalses intermedios que corrijan las distintas modulaciones exigidas por los diferentes usos.

Por lo que se refiere a la asignación y reserva de recursos en el tramo inferior, dice el Plan Hidrológico del Ebro que el déficit estimado para toda la cuenca se aproxima a los 300 hm³/año (concretamente 294 hm³/año en la situación actual, que pasa a ser de 236 y de 356 hm³/año en las situaciones futuras), fundamentalmente inducido por la falta de regulación. Este escaso aumento del déficit, a pesar del gran aumento de la demanda a servir, se debe principalmente a las obras de regulación planteadas y a la modulación de los usos hidroeléctricos a las demandas consuntivas. El excedente medio no regulado es sólo del orden de los 9.281 hm³/año (294,3 m³/seg.), cifra que coincide con los estudios y previsiones más optimistas, que se traduce en vertidos al mar Mediterráneo absolutamente necesarios, por cierto, para mantener los ecosistemas marinos que proporcionan riqueza piscícola y marisquera a la zona litoral³.

³ La manida expresión de que “el agua de los ríos se pierde en el mar”, tan propia de las concepciones transvasistas y épocas pasadas relacionadas con el pensamiento -en su día pionero- de Joaquín Costa, constituye hoy en día una auténtica antigualla desde el punto de vista científico.

Contrariamente, los vertidos al mar se prevé que disminuyan ostensiblemente (un 34%) en el horizonte 2012.

Es de resaltar, en este punto, la asignación aleatoria -a falta de estudios más específicos- de 100 m³/seg. para el tramo final del río, a la que ya nos hemos referido anteriormente. Este caudal resulta claramente insuficiente basándose en los estudios efectuados sobre la prognosis de aportaciones y de demandas en dicho tramo, remitiéndonos, al respecto, a lo ya enunciado en el epígrafe correspondiente de este mismo libro y del anterior ("Cinco temas de Hidrología e Hidráulica". UIC. Tortosa, 2003).

4.6. LAS DOTACIONES DE AGUA PARA EL DELTA DEL EBRO

4.6.1. Los caudales para riego

La "Propuesta Técnica de Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro", en la forma en que está redactada, puede ser lesiva para la economía del Delta y por tanto totalmente negativa para las gentes que en él y de él viven, en la medida en que tiende a la reducción de los caudales que se están utilizando y que son imprescindibles para su supervivencia.

En esta propuesta se hacen detalladas consideraciones, zona por zona y para cada Junta de Explotación, constatando su estado actual y las necesidades de demanda, en base a lo cual se proponen grandes obras de infraestructura, tanto para mejorar lo existente como para establecer miles de hectáreas de nuevos regadíos, en terrenos con altas concentraciones salinas, que en muchos casos, como ya se ha señalado, pueden producir trastornos gravemente perjudiciales para las aguas del río.

Cabe traslucir, incluso, un claro objetivo de reducir, los supuestos "excesivos caudales que se consumen en el Delta"; pero es que además, no se refleja la realidad actual en cuanto a los consumos que viene ejerciendo el Delta desde muy antiguo.

Tampoco puede admitirse que a través del Plan Hidrológico se pretendan imponer ideas teorizantes, totalmente inaceptables para el sensible sistema deltaico, **con el único objetivo de reducir el consumo de agua en una zona que tradicionalmente la viene utilizando**, y en donde la economía y la vida de sus gentes está basada en la utilización correcta de estas aguas.

Todos los nuevos planes, basados lógicamente en una buena regulación de cada uno de los recursos posibles de la Cuenca, con seguridad podrían perjudicar los intereses del Bajo Ebro, tanto por la derivación de importantes caudales, como por la perniciosidad de los retornos que, con gran concentración de sales, deteriorarán la calidad de las aguas del tramo final.

En efecto, el agua, a través de la red de canales de riego, en primer lugar se distribuye capilarmente a los arrozales, que constituyen el único cultivo posible actualmente, dado el bajo nivel de los terrenos respecto al mar, cuya influencia mantiene un nivel freático alto, con un exceso de sales difíciles de contener sin un tirante de agua conveniente.

Por ello actualmente ningún otro cultivo que no sea el arroz puede desarrollarse con garantía de continuidad, habida cuenta de su característica específica de cultivo a plena inundación. Y esta permanente inundación del campo arrozal, precisa de un caudal continuo entrando en la parcela de cultivo, que es imprescindible se filtre en profundidad hasta el nivel freático para contrarrestar eficazmente la subida de la salinidad; y también resulta imprescindible que se vierta en parte horizontalmente hacia el desagüe, al objeto de producir una necesaria renovación del agua que garantice la sanidad agrícola del cultivo, ya que sería totalmente pernicioso para éste, en el Delta, mantener el arrozal con aguas estancadas sin renovación. Como también se ha comprobado altamente perjudicial e inaceptable, que las parcelas del arrozal no tengan una cota superior suficiente sobre la lámina de agua de los desagües para permitir la filtración hacia el subsuelo, cuestión ésta que resulta imprescindible para contrarrestar el alto grado de salinidad del mismo y posibilitar un permanente lavado, lixiviación o saneamiento del suelo de cultivo.

Las experiencias de cultivo arrozal en el Delta vienen ya realizándose desde el año 1850 y a pesar de que, con el paso de los años, se han venido modernizando continuamente las técnicas de cultivo, tanto en las diversas operaciones como en la maquinaria utilizada, en ningún caso ha sido conveniente reducir la dotación de agua, y se tiene muy claro y comprobado que un aumento del volumen de agua circulante en las parcelas mejora significativamente los rendimientos unitarios.

4.6.2. El abastecimiento del parque natural

Como ya se ha dicho, el Delta es una Zona húmeda de categoría Internacional con un Parque Natural que ocupa parte de su territorio, y que constituye un conjunto con funcionamiento equilibrado en cuanto al movimiento y control de sus aguas, tanto para el riego estacional de los arrozales, como para el mantenimiento de los mismos inundados en invierno, como para el manejo de las aguas en todas sus redes de desagüe que se hallan conectadas, en un sinfín de puntos, con las lagunas y cañizares del Parque Natural. Con ello se mantiene un control adecuado, tanto de la circulación de las aguas como de los niveles más convenientes para el cultivo agrícola y para el ecosistema de las lagunas, en las que ya se han abierto, en los últimos años, varios puntos de entrada de agua procedente de los canales con un control dirigido por compuertas, algunas de ellas en los desagües, de funcionamiento automático. Si bien la dirección y

control de las aguas de riego así como las circulantes por la red de desagües está en manos de las Comunidades de Regantes de ambas márgenes, deberá existir cada vez más una buena relación de gestión y colaboración entre todas las partes implicadas para beneficiar el delicado equilibrio del ecosistema deltaico, sin perjudicar a ninguno de los legítimos intereses que han de convivir en él.

4.6.3. El mantenimiento del bosque de ribera (*Populetales albae*)

Del denso bosque de caducifolios que acompañaba primitivamente el curso del río Ebro ocupando una amplia franja de su ribera, únicamente quedan en la actualidad pequeños fragmentos estrechos y aislados.

Este bosque se encuentra bastante desestructurado. Está formado mayoritariamente por álamos (*Populus alba*), acompañados de sauces (*Salix alba*), y algún tamarindo (*Tamarix sp.*), fresno (*Fraxinus angustifolia*) y olmo (*Ulmus minor*). También se encuentran árboles de carácter subespontáneo como los chopos (*Populus nigra*) o los plátanos de sombra (*Platanus hybrida*). En el bajo bosque puede encontrarse el zarzal (*Rubus sp.*) y la madreselva valenciana (*Lonicera biflora*), especie que se encuentra aquí en su límite septentrional de distribución geográfica. El estado degradado de esta comunidad vegetal provoca que entre los árboles y los alrededores de los tramos de bosque se encuentre la caña (*Arundo donax*).

La gran degradación que presenta actualmente el bosque de ribera se debe a que su vegetación ocupaba los suelos francos de las riberas del río. Estos suelos son los más fértiles, por encontrarse en su composición un buen equilibrio granulométrico entre arcillas, limos y arenas. Tienen, además, un nivel freático elevado, lo que les proporciona una humedad constante, y reciben aportaciones orgánicas por parte del río, que suministran el nitrógeno necesario para el crecimiento vegetal. Por ello, son los terrenos más apreciados para la agricultura. La ocupación de las márgenes del río para instalar cultivos de regadío constituye, sin duda, la principal causa de la desaparición del bosque de ribera.

Se ha de destacar la importancia de esta vegetación de cara a las actividades antrópicas, ya que un bosque bien formado sirve para sujetar los márgenes del río, evitando su erosión por el agua. También en caso de fuertes avenidas, el bosque absorbe gran parte del agua que baja por el río, al mismo tiempo que sirve de filtro y retención de los materiales más gruesos que lleva la avenida.

Es un hábitat forestal caducifolio, muy utilizado por los animales como refugio. Destaca por su riqueza ornitológica, donde pueden encontrarse, incluso en el interior del continente, especies procedentes del delta del Ebro. Así encontramos boscarlas de cañizal (*Acrocephalus scirpaceus*), cormoranes (*Phalacrocorax carbo*), martín pescador (*Alcedo attis*),... También viven aves

rapaces nocturnas como el autillo (*Otus scops*) o la lechuza (*Tyto alba*). Entre los mamíferos destacan los de pequeñas dimensiones, como las ratas (*Rattus rattus*, *R. norvegicus*), los ratones (*Apodemus sylvaticus*, *Mus musculus*) y en los árboles más viejos se pueden encontrar algunos murciélagos (*Pipistrellus pipistrellus*). También lo habitan adultos de rana (*Rana perezzi*) y serpientes de agua (*Natrix maura*, *N. natrix*).

Este valioso hábitat se halla incluido, como hábitat de interés comunitario, en la Directiva 92/43/CEE, como “Bosques de galería de *Salix alba* y *Populus Alba*”, con el código 92A0 de la red “Natura 2000”.

4.7. LA EVALUACIÓN AMBIENTAL DE LAS GRANDES INFRAESTRUCTURAS BÁSICAS PREVISTAS

Cabe destacar, en primer lugar, la gran cantidad de embalses cuya construcción se proyecta en toda la Cuenca, del orden de hasta 63 obras de nueva ejecución o ampliación, incluyendo presas de nueva planta, recrecimientos y algunas otras actuaciones menores, sin que, en contraposición, aparezca mención clara y expresa a los estudios obligados de impacto medioambiental y concretamente, a los efectos directos sobre la regresión geomorfológica de las zonas aluviales como el delta del Ebro.

La concepción y evaluación de los proyectos de embalses y, en general, de las grandes obras hidráulicas de superficie se apoyaban, hasta sólo hace unos decenios, en criterios exclusivos de factibilidad técnica y rentabilidad económica, obviándose los efectos que pudieran ser considerados como contraproducentes. La experiencia de las obras importantes que se han venido ejecutando hasta la fecha en todo el mundo indica que algunas de ellas han producido efectos muy perjudiciales, totalmente imprevistos en la elaboración de los proyectos técnicos e igualmente ignorados a la hora de evaluarlos.

Podríamos recordar otros muchos proyectos hidráulicos del pasado inmediato que se concibieron y evaluaron sin tener en cuenta más que el objetivo primario para el que fueron concebidos, con notorio olvido de las consecuencias medioambientales y los efectos negativos originados por las obras.

Hay que reconocer que, si se aceptan premisas económicas muy simples, los resultados de una obra con una sola finalidad, sobre todo si ésta es muy productiva, parecen más convincentes que si se destina a usos diversos. Pero la realidad no suele amoldarse a estos esquemas tan sencillos. El uso del agua es siempre múltiple y su distribución entre las diferentes funciones a que puede destinarse, y entre las regiones a las que puede beneficiar, debe ser objeto de muchas investigaciones y consultas, así como de un planeamiento cuidadoso.

Afortunadamente, los proyectos de obras hidráulicas se están elaborando y evaluando cada vez con más cuidado y más amplia visión, en todo el mundo. Pero todavía quedan planes y proyectos hidráulicos muy importantes concebidos e iniciados en el pasado que, como ocurre en nuestro país, siguen vigentes en la realidad y en el pensamiento hidráulico de políticos y técnicos, que necesitan una revisión a fondo de los mismos.

Se apuntaba, además, para el primer horizonte del Plan Hidrológico, la construcción de depuradoras de aguas residuales con tratamiento secundario para todas las poblaciones de más de 15.000 habitantes. Dícese, asimismo, que la Comunidad Autónoma de Cataluña realizó un Plan de Saneamiento en el año 1982 que definía las obras urgentes a realizar en esta materia, no incluyendo, como parece lógico, ninguna de la Cuenca del Ebro.

4.8. LOS RESTANTES PROBLEMAS MEDIOAMBIENTALES DEL TRAMO INFERIOR DEL EBRO

4.8.1. La regresión geomorfológica del delta del Ebro

Es innegable que, de todas las zonas afectadas por la detracción de aguas del Ebro para cualquier tipo de uso, las únicas sobre las que esta detracción tiene un efecto inmediato son aquellas que quedan aguas abajo del punto de captación.

Sin entrar en mayores especificaciones técnicas, señalemos que el sistema Mequinenza-Ribarroja impide el paso al 96% de los sólidos, según un estudio ya realizado -utilizando la técnica de aforo de sólidos- por el Centro de Estudios Hidrográficos.

En cuanto a la evolución actual del Delta, según Terán y Solé (1968), su punta avanzaba unos diez metros anuales hasta que, desde el año 1946 ha retrocedido ya cerca de 2'0 km. Aquella fecha coincide sensiblemente con el embalse de los ríos pirenaicos para la regulación y producción de energía eléctrica.

La elevación taquimétrica del delta del Ebro sobre el mar Mediterráneo no es sostenible. La tierra está hundiéndose y el agua del mar destruirá los humedales de agua salobre y toda la agricultura. El delta del Ebro fue creado artificialmente hace aproximadamente 500 años por un suministro constante pero insostenible de arena proveniente de la catastrófica erosión en el drenaje superior. La tala de árboles para la construcción naval y la agricultura en la cuenca del Ebro, a lo largo de varios siglos, fue la razón de la erosión. No se está añadiendo ahora ningún sedimento al delta debido a la construcción de presas y a la repoblación forestal. Una manera paradójica de considerar la sostenibilidad sería permitir que el delta desaparezca, ya que no era sostenible originariamente. Sin embargo, debido a otras pérdidas, el delta del Ebro tiene ahora un potencial

fáunico tan irremplazable que la continuación de su existencia debería ser parte principal en cualquier plan ecológico.

La esencia de la preocupación por el delta del Ebro es que dicho delta puede dejar de existir en los próximos 100 años debido a una combinación malévola del hundimiento de la tierra (subsistencia) y el aumento del nivel del mar (constatado en los últimos tiempos). La tierra está hundiéndose lentamente a un promedio de aproximadamente 1 mm./año mientras que el mar se está incrementando en alrededor de 2-3 mm./año. Desafortunadamente, antes de que la tierra esté totalmente inundada, numerosos daños ecológicos y agrícolas sucederán en las áreas más bajas o más vulnerables. La región agrícola es más sensible a las inundaciones marinas, puesto que la sal debe lavarse del suelo después de cada inundación. También en el delta principal de California, los suelos orgánicos se están oxidando y hundiendo. Algunos campos de cultivo, en el delta del río Sacramento de California, han sido abandonados y permanecen inundados permanentemente, aunque con agua dulce⁴.

Del análisis del primer estudio citado, se deduce que: a) el volumen medio anual sedimentado en el complejo Mequinenza-Ribarroja es del orden de 7.000.000 m³, y b) los sólidos en suspensión, que rebasan el embalse de Ribarroja, alcanzan un valor medio anual de sólo 333.000 Tm. Comparando este dato con los volúmenes sedimentados anualmente en el conjunto Mequinenza-Ribarroja, que son del orden de 8.800.000 Tm., ello implica un coeficiente de retención de sedimentos del 96'35%, elevadísimo, como era de temer. En la actualidad, escasamente llegan al delta del Ebro unas 150.000 t/año.

Preocupa especialmente, en este sentido, la gran cantidad de embalses cuya construcción se prevé en toda la cuenca del Ebro, como ya hemos señalado anteriormente. La creación y explotación de las grandes presas-depósitos va a regular los caudales y reducir la frecuencia y los volúmenes máximos de las crecidas; **pero la aportación sólida quedará prácticamente anulada, con todos los efectos negativos que ello supone.**

4.8.2. El aumento de la salinidad de las aguas en el tramo inferior del Ebro

4.8.2.1. Como consecuencia de la disminución de caudal

Sabido es que el problema de la salinidad se presenta por el avance de la corriente de agua marina en sentido contrario a la fluvial, que a su paso va llenando fosas del lecho del río, perfectamente apreciables del estudio de su perfil longitudinal. Como el agua salada es más densa que la dulce, esta corriente avanza en dirección ascendente por el fondo, en forma de cuña. Si las aguas están tranquilas, puede apreciarse cómo existen estas dos capas, la superior de agua

⁴ Vide Informe Berkeley. Citado en la bibliografía.

dulce y la inferior de agua salobre, e incluso una intermedia o de transición. En cambio, en aguas turbulentas, se produce la mezcla de ambas, notándose una salobridad media de toda la sección.

Ahora bien, para que la cuña salina progrese es necesario que el caudal del río sea insuficiente como para impedir el avance de la corriente marina. Así, en período de avenidas, la cuña salina retrocede hasta prácticamente la desembocadura, mientras que en los estiajes avanza hasta adentrarse a distancias considerables de la costa, pudiendo llegar en la actualidad a rebasar la localidad de Campredó, en condiciones desfavorables de bajo caudal en el río, aumento de la cota de nivel del mar, vientos de Levante, etc.

Por el contrario, es reducida la superficie del mar afectada por el agua dulce del río en la desembocadura, no observándose variación alguna de la salinidad del agua marina a más de 6 km de aquélla ni en profundidades superiores a los 10 metros.

El avance de la corriente salina bajo la fluvial, ya comentado y descrito, produce infiltración en las tierras contiguas y, tras la posterior evaporación, la salinización del suelo, de nefastas implicaciones para los cultivos. En condiciones de caudal medio y alto, con valores superiores al módulo medio del siglo, 650 m³/seg., el río entra literalmente en el mar y no se desarrolla la cuña marina. Las condiciones de estuario se presentan en el río Ebro con caudales inferiores a los 400-500 m³/seg. A medida que disminuye el caudal la cuña marina penetra paulatinamente hacia tierra. Con caudales en torno a los 200 m³/seg. el límite superior de la cuña marina se sitúa en la Isla de Gracia, a 17 km. de la desembocadura. Con caudales menores, del orden de 100 m³/seg., la cuña marina alcanza Amposta y, durante los grandes estiajes, 30-50 m³/seg., se ha señalado la presencia de la cuña salina hasta Campredó e incluso más cerca de Tortosa. Todos estos caudales se deben de entender como orientativos, puesto que para determinar la penetración de la cuña marina ha de tenerse en cuenta la actuación de las mareas y la propia morfología o batimetría del río.

La cuña salina en el delta de Ebro se forma donde el agua dulce -menos densa- pasa o transcurre sobre el agua del mar más densa. Al llegar a este punto, la floculación de las partículas orgánicas llevadas hacia abajo por el río viene causada por el alto contenido de cationes (iones cargados positivamente, tales como el sodio o el magnesio) del agua de mar. Las partículas orgánicas floculadas constituyen un alimento valioso para algunos organismos acuáticos y no se barren hacia al mar junto con el resto del agua de río, debido a la remoción alternativa hacia adelante y hacia atrás de los flujos y sentidos cambiantes que caracterizan los estuarios. Otras partículas vivas, tales como fitoplancton, zooplancton y pequeños peces se aprovechan de este refugio rico de comida estable, que es típicamente la región más productiva del estuario. La cuña salina es naturalmente eutrófica, pero puede llegar a ser sobre-eutrófica con la adición

de nutrientes, especialmente nitratos procedentes de las escorrentías agrícolas y pecuarias. Si la anoxia ocurre debido al agotamiento de oxígeno por el decaimiento de floraciones excesivas de las algas, se reduce mucho el valor biológico de la cuña salina.

La situación de la cuña salina también determina su valor biológico al ecosistema. Sin embargo, no es la distancia desde el mar, a nuestro juicio, la que resulta crítica, tal como se sugiere a veces en la documentación existente sobre el Ebro. La producción máxima de la cuña salina ocurre cuando está situada en una zona poca profunda y amplia en donde la producción de algas no está limitada por la luz del sol o el espacio. No está claro donde se produce esta situación en el Ebro, o si la maximización de la producción es el único objetivo para la cuña salina. En California, por ejemplo, la cuña salina del río Sacramento se gestiona para maximizar la producción en la bahía Suisun, aunque no sea ésta una zona de interés histórico natural ni tampoco el paraje más cercano al océano. La descarga natural de Sacramento-San Joaquín es dos veces mayor que la del Ebro y el mantenimiento artificial de la cuña salina beneficia la productividad del estuario de la bahía Suisun, pero también trae consigo una considerable pérdida de la producción agrícola, especialmente en los años secos. La situación de cualquier cuña salina en los canales profundos, sobre todo río arriba, generalmente reduce su valor ecológico. La situación de la cuña salina en el océano, como por ejemplo en el río Amazonas, trae consigo una productividad que es menor que la de un ecosistema de agua baja⁵.

Pues bien, como consecuencia del conjunto de actuaciones proyectadas en toda la Cuenca y la consecuente disminución del caudal medio en el tramo inferior del río, puede deducirse que, en general, la "cuña" salada será menos frecuentemente expulsada hacia el mar, que ascenderá aún más hacia el interior, que el espesor superficial de agua dulce en el cauce del río será más débil y también los niveles de agua más bajos.

También cabría analizar las consecuencias de estas modificaciones del régimen fluvial en la salinidad de los terrenos deltaicos. En efecto, la disminución de la profundidad de la capa freática, con la ascensión capilar y evaporación subsiguientes, puede ser hasta cierto punto compensada por la infiltración de las aguas del río en condiciones para alimentar esta capa, en la estación seca. La intensidad y la extensión de esta infiltración pueden ser muy débiles o notables según las permeabilidades de los terrenos, las pérdidas por evaporación, la compensación por las aguas de irrigación, el drenaje, etc. De todos modos, es necesario para terrenos agrícolas sin límite de utilización en el tiempo, que el balance de eliminación de la sal sea positivo. Ahora bien, si la ascensión de la cuña salada fuera más notoria y frecuente, el efecto producido sobre este balance no sería, precisamente, de sentido positivo.

⁵ Vide Informe Berkeley. Citado en la bibliografía.

Es cierto, salvo condiciones muy especiales, que los factores más importantes en este balance son las aportaciones de agua dulce de los riegos y el drenaje. Es seguro, también, que los arrozales, que permanecen inundados mucho tiempo en el ciclo anual, constituyen un factor de desalinización que sobrepasa con mucho todos los otros y que, en estas condiciones, los efectos de la cuña salada pueden ser despreciables. **Por esta fundamental razón, la dotación unitaria de agua de riego a los arrozales no cabe, en ningún caso, considerarla excesiva**, habida cuenta de la doble función que desarrolla: necesidades de evapotranspiración de la planta y mantenimiento de las aguas salinas a una profundidad conveniente.

De tener lugar, en la Cuenca, las actuaciones previstas o sugeridas de detracción de agua, relacionadas en el Anexo II de la Ley 10/2001 de 5 de julio del PHN, que fueron posteriormente derogadas, la aportación de agua dulce sobre los terrenos hubiera sido, entonces, mucho más débil e intermitente que en la actualidad. Esto podía aumentar la introducción de sal por la cuña salada del río y este factor, que era verosímilmente de escasa o nula importancia antes, puede, en condiciones favorables, adquirir mucha mayor entidad.

4.8.2.2. Como consecuencia del menor grado de dilución

Los datos que manejaremos aquí son los propios de la Red de Control de Calidad del Agua de la Comisaría de Aguas del Ebro, habiéndose escogido la estación de Ascó (nº: 63) y la de Tortosa (nº: 27). En líneas generales, puede decirse que el río Ebro, al discurrir por una cuenca sedimentaria con depósitos salinos, posee un contenido salobre importante si la comparamos con otras cuencas de similar latitud geográfica. El tramo inferior del Ebro tiene tendencia a salinizarse a razón de 10 a 15 mgrs./litro (p.p.m.) y año, lo cual resulta preocupante, ya que en un lapso de sólo 50 años podría llegar a duplicarse el contenido salino actual. Precisamente, entre las causas de este problema ocupan un lugar importante los desagües de las zonas regables recientemente transformadas ("Balance hidrosalino de la cuenca del Ebro", F. Alberto & R. Aragües, 1985). A la vista de las cuantiosas actuaciones previstas en el PHN en relación a la cuenca hidrográfica del Ebro (lo que se ha venido denominando el "Pacto del Agua de Aragón") en relación a las transformaciones en regadío a realizar en los próximos años, es de esperar que continúe este proceso de degradación de la calidad a una tasa anual, incluso, superior a la detectada hasta la fecha.

En base a los proyecciones efectuadas en aquellos estudios, partiendo de valores para el año 1990 de 591'6 mgrs/litro (total de sales disueltas) y una conductividad eléctrica, expresada a 25°C, de 898 µmhos/cm., podían, como mínimo, fácilmente alcanzarse los 641'6 mgrs/litro y 1.064 µmhos/cm. en el año 2000, y 741'6 mgrs/litro y 1.230 µmhos/cm. en el año 2010. Estos valores

comienzan a hacer dudosa la aplicabilidad de estas aguas para fines de regadío y otros usos consuntivos.

Llegados a este punto, resulta curioso constatar las predicciones a las que nos hemos venido refiriendo con los controles de calidad del recurso que lleva periódicamente a cabo el Organismo de Cuenca, pudiéndose comprobar el alarmante grado de verosimilitud de aquellas predicciones con relación a los valores realmente observados. Desde la página *web* de la Confederación Hidrográfica del Ebro es posible acceder a los resultados de los análisis realizados en el Laboratorio de Calidad de Aguas sobre las muestras de la red ICA (tanto de aguas superficiales como subterráneas). Los resultados de aguas superficiales se han separado en históricos (hasta finales del año 2001) y en actuales (desde enero de 2002), estando la conductividad expresada, en este caso, a una temperatura de 20°C.

Con ello se realiza un control sistemático de la calidad físico-química y microbiológica de las aguas superficiales en la cuenca hidrográfica del río Ebro. Estos controles se plasman en la realización de muestreos mensuales sobre una red de puntos fijos -red ICA de aguas superficiales-, para los que se efectúan medidas *in situ* y determinaciones analíticas en el Laboratorio de Calidad de Aguas de la Confederación. Se adjunta en la *web* mencionada el listado correspondiente de los puntos de muestreo de la red.

En 1996 la Confederación clasificó las aguas superficiales de la Cuenca del Ebro en razón de su aptitud para ser destinadas al abastecimiento de población, según los resultados obtenidos en las campañas de muestreo efectuadas en el período 1993-95. Esta clasificación, incluida en el Plan Hidrológico del Ebro, se toma como base para comparar cualquier estado particular observado. Actualmente, la clasificación de las aguas superficiales se encuentra en proceso de revisión técnica, para ser actualizada según los resultados obtenidos en las campañas 1996-1999.

El Plan Hidrológico del Ebro establece los objetivos de calidad para las aguas superficiales, que se pretenden conseguir dentro del plazo de vigencia del nombrado Plan. Desde 1993 se emiten informes mensuales, que recogen los resultados y reflejan las incidencias observadas. Se encuentran disponibles para su visualización o descarga los elaborados desde enero de 1999. Anualmente se condensa la información en otros informes que estudian la evolución de la calidad de los ríos.

4.8.3. La alteración del equilibrio ecológico

Cuanto mayores son los estudios que se realizan para aumentar el conocimiento sobre el delta del Ebro en todas las disciplinas científicas, más se confirma la importancia trascendental de este singular espacio natural.

La riqueza botánica del delta del Ebro, sin duda menos popularizada que la avifaunística, no por ello deja de ser formidable. La amplia diversidad en el grado de salinidad de los suelos, en gradual transición desde las fertilísimas tierras cercanas a las riberas del río hasta las plenamente salobres que conforman la periferia deltaica, próxima al mar, da lugar, entre otros factores, a una vegetación diversa y singular. Ello viene incrementado por el hecho de tratarse de una zona fronteriza en la que muchas plantas típicas de áreas más septentrionales encuentran su límite meridional, al tiempo que otras más propias de tierras del sur se hallan aquí en el extremo más norteño de su área de distribución.

En definitiva, el delta del Ebro constituye una de las zonas más interesantes de toda Europa en lo que se refiere a vegetación salobre, mientras que en ningún otro lugar de Cataluña podemos encontrar una muestra tan extensa y notable de vegetación propia del litoral marino. Por citar solamente un ejemplo concreto, la isla de Buda y la Punta de la Banya constituyen los únicos enclaves, de todo el continente europeo, en los que vive la "sosa de flor" (*Zypophillum album*), una planta propia del desierto del Sahara.

Ya en el terreno faunístico, lo mismo que podemos decir en cuanto a las aves, puede afirmarse también, y con igual rotundidad, en lo referente a los peces. Es decir, que en los humedales del delta del Ebro se halla la comunidad de esta clase animal más diversa del litoral mediterráneo. Concretamente, son más de 40 las especies de peces que viven en las aguas continentales del delta, una cifra muy superior a la que podemos encontrar en cualquier otro lugar del Levante.

Todos los valores biológicos del delta del Ebro, a los que nos hemos referido, hace tiempo que fueron ampliamente reconocidos entre los especialistas europeos, como lo demuestra el hecho de que en 1962 fuera una de las pocas áreas que el Bureau MAR incluyó en la máxima categoría de las zonas húmedas euroafricanas de importancia internacional.

Más recientemente, el Consejo de Europa lo declaró zona de importancia europea por la vegetación de ambientes salobres, mientras que la CEE lo incluía también como una de las primeras zonas de especial protección para las aves de todo el continente. Además, según la directiva europea para la Protección de las Aves y el convenio de Ramsar, el delta del Ebro resulta de importancia internacional para 8 especies de plantas y 69 de vertebrados, sin duda una de las cifras más elevadas que pueden alcanzarse.

La llanura de aluvión es la fuente de mucha de la comida requerida por los peces en los grandes ríos, tales como el Ebro. Existe una relación general entre la diversidad de los peces o la biomasa y la superficie del terreno de aluvión. La mayor parte de los comentarios que aquí se realizan se refieren al terreno de aluvión río arriba del Delta, puesto que la mayoría del terreno de aluvión del propio Delta se utiliza para el cultivo del arroz. La llanura de aluvión existente a

lo largo del río Ebro es necesaria puesto que los ríos son sitios pobres para la producción primaria porque están demasiado fangosos, abrasivos y revueltos como para promover el crecimiento de las algas o de micrófito, aunque los nutrientes están naturalmente acrecentados en los tramos medios y bajos de los ríos en relación con las cabeceras. En cambio, el terreno de aluvión proporciona una buena fuente de nutrientes de alta calidad para los peces, que pueden encontrar insectos trezados así como semillas y otra vegetación. La franja ripícola proporciona una menor cantidad de comida que el terreno de aluvión, pero tiene otras aplicaciones igualmente importantes, como por ejemplo la disposición del hábitat de las anátidas y las raíces.

Las numerosas presas existentes a lo largo del río Ebro reducen el suministro de sedimento inorgánico a las gravas del río y al propio Delta. Las presas, especialmente las tres presas grandes productoras de hidroelectricidad del tramo final (sistema Mequinenza-Ribarroja-Flix) bloquean la migración de peces e invertebrados. Finalmente, es probable que la calidad del agua de las salidas de gran calado de las presas sea pobre y posiblemente tóxica.

El río Ebro está contaminado, como muchos ríos que tienen ciudades e industrias a lo largo de sus orillas y se ejerce la agricultura de manera más o menos intensiva en su llanura de aluvión. La contaminación procede de fuentes puntuales, tales como la descarga de las aguas residuales tratadas y semitratadas, los depósitos de la fábrica electroquímica de Flix, los residuos industriales diversos y una cierta radioactividad aérea. Los efectos de esta contaminación se traducen en la eutrofización y las bajas concentraciones de oxígeno disueltas por la noche o bien en el agua profunda. La contaminación puede también observarse en las sustancias químicas potencialmente tóxicas (metales pesados, compuestos orgánicos tóxicos de derivados humanos) ahora presentes en el agua del Ebro y en sus sedimentos (especialmente los sedimentos de depósito). Las fuentes difusas de contaminación o no puntuales incluyen pesticidas y nutrientes, tanto de origen agrícola como urbano⁶.

Extensivamente, la situación en los humedales del delta de Ebro y la franja análoga de humedales de agua salobre a lo largo de toda la costa mediterránea española tiene muchas semejanzas a la del río Ebro y su estuario. La alta producción en estos humedales-deltas depende de la mezcla de agua dulce y agua marina, de la misma manera que ocurre en la cuña salina principal del Ebro a la que nos hemos referido con anterioridad. La contaminación por nutrientes y pesticidas reduce el oxígeno disuelto en las aguas semi-estancadas, lo que supone una situación potencialmente peligrosa para ciertas especies animales tales como los camarones y los pequeños peces, así como para las aves que se alimentan de ellos. La pequeña variabilidad de las mareas en el Mar Mediterráneo exacerba la anoxia en los aguas de los humedales costeros, puesto que la limpieza que tiene

⁶ Vide Informe Berkeley. Citado en la bibliografía.

lugar con agua de marea es menor comparada con otros humedales existentes en Inglaterra o en los Países Bajos, por ejemplo. Los pequeños animales acuáticos no pueden huir del nivel bajo de oxígeno en los humedales y tomar refugio en las aguas completamente oxigenadas del mar abierto, puesto que una fauna oceánica más grande las depredaría casi con seguridad.

Después de todo lo dicho, cualquiera podría suponer que este extraordinario espacio natural, motivo de orgullo para sus habitantes, para la Cuenca y para todo el país, gozaría de una protección ejemplar. Lógico sería pensar que el renombre internacional y la responsabilidad adquiridas ante el mundo de preservar tal acumulación de valores, harían de este enclave un auténtico escaparate de la política de conservación de la naturaleza de cualquier Administración competente en el territorio. Pues bien, ¿de qué modo podrá influir en estos singulares ecosistemas la variación substancial del régimen hidráulico del río Ebro que podría tener lugar como consecuencia inmediata de todas las actuaciones y aprovechamientos previstos a lo largo y ancho de su cuenca hidrográfica?

5. LAS PREVISIONES DEL PLAN HIDROLÓGICO DE LA CUENCA DEL EBRO

5.1. LA DEMANDA MEDIOAMBIENTAL

Se consideran como tales las que no serían objeto de concesión administrativa sino que corresponderán al mantenimiento en los cauces de determinados caudales por consideraciones de tipo medioambiental u otras causas. En algunos casos estarán asociadas a los usos recreativos, como por ejemplo en el caso de la pesca deportiva. Se asume la demanda social creciente de los caudales medioambientales, que deberán ser fijados en coordinación con las diferentes administraciones competentes de la zona.

Esta demanda social creciente de mantenimiento de los cauces en unas condiciones mínimas cuantitativas y cualitativas del recurso exige la toma en consideración de los denominados “caudales mínimos o caudales de compensación”.

Aguas debajo de los embalses, se mantienen los caudales mínimos siguientes (salvo situaciones excepcionales):

- Ebro: 1 m³/seg.
- Yesa: 4 m³/seg.
- Búbal: 1 m³/seg.
- Ardisa: 2 m³/seg.
- Vadiello: 370 l./seg. (250 l. para el abastecimiento de Huesca)
- Grado II: 10 m³/seg. (reduciéndose en algunos casos a 5 m³/seg)
- Santa Ana: 2 m³/seg.

- Las Torcas: 50 l./seg.
- Santolea: 400 l./seg.
- Calanda: 400 l./seg.
- Caspe: 250 l./seg.

En otros casos, las filtraciones del embalse suplen la carencia de este caudal mínimo.

La cuantificación de los caudales de compensación sólo se ha llevado a cabo en la cabecera del Cinca (Cinca-Barrosa-Cinqueta), cabecera del Esera y del Noguera Ribagorzana, aguas arriba del Pont de Suert⁷. La complejidad del estudio, que ha tenido en cuenta sobre todo aspectos biológicos, puede justificar la adopción de metodologías más simplificadas.

A partir de las series de caudales mensuales disponibles para la Cuenca del Ebro se puede efectuar una cuantificación del valor numérico del caudal mínimo, según los criterios siguientes: norma francesa, norma suiza, suponiendo que el caudal mínimo a respetar es del 25% del caudal mensual mínimo de la serie histórica disponible, o bien cualquier otro criterio que se base en la serie cronológica de aportaciones.

5.2. LOS CAUDALES MÍNIMOS

En numerosos cauces de la cuenca del Ebro se tienen, en determinadas épocas, unos caudales muy exigüos, que pueden llegar a ser prácticamente nulos en ocasiones y lugares concretos. Esta situación puede producirse por diversas causas, o normalmente por varias de ellas conjuntamente. Algunas de estas causas, haciendo mención a problemas concretos, se indican a continuación:

- Derivaciones para aprovechamientos.
- Estiajes acusados, con mayor incidencia en tramos de ríos permeables o en aluviales desarrollados.

Los efectos derivados son de muy diversos tipos, según el cauce de que se trate. Sin embargo, a título meramente enunciativo, no exhaustivo, pueden citarse los siguientes:

- Degradación medioambiental del cauce. Proliferación de vegetación borde en las márgenes y decantación de fangos o sedimentos en el lecho del río. Estos fangos pueden producir olores desagradables y su arrastre con las tormentas puede liberar fuertes cantidades de materia orgánica y amoníaco.

⁷ Dicha evaluación se llevó a cabo en el “Estudio Metodológico Piloto para la evaluación de caudales de compensación en los ríos de la Cuenca del Ebro” (1990).

- Empeoramiento general de la calidad del agua, con efectos nocivos sobre la fauna piscícola y las captaciones existentes. La salinidad (medida como conductividad eléctrica del agua), en concreto, aumenta considerablemente al disminuir el caudal de dilución.

En las concesiones que se otorgan actualmente se imponen, en general, algunas cláusulas que obligan al mantenimiento de un determinado caudal en el río o bien especifican que la Administración podrá, en su momento, fijar unos caudales que deberán ser respetados en el cauce; con ello se facilitará el establecimiento de dichos caudales.

En las concesiones anteriores, raramente se fijaba un caudal a mantener en el cauce, por lo que el establecimiento de dichos caudales deberá probablemente pasar por una expropiación previa. Desde luego, en el caso de las concesiones otorgadas sin que se haya construido el aprovechamiento la problemática será distinta.

En las cuencas incluidas en el Decreto de 11 de septiembre de 1953 sobre masas de agua protegidas parece que puede ser competencia del órgano ambiental de la correspondiente Comunidad Autónoma la fijación de caudal a respetar. Una Comunidad Autónoma con territorio en la cuenca ha fijado los caudales a respetar en determinados puntos de su red fluvial. Se trata de una cuestión compleja en la que la coordinación entre las diferentes Administraciones actuantes se considera básica.

En el río Canaleta y en el Siurana se producen importantes estiajes que dejan seco el cauce en grandes tramos, con periodicidad prácticamente anual. Se carece de trabajos específicos al respecto que valoren adecuadamente el interés de mantener un cierto caudal de compensación en estos cauces, especialmente en el Siurana, cuyo régimen en la parte baja está notablemente alterado por el trasvase que se realiza al embalse de Riudecanyes, situado en el ámbito territorial del Pirineo Oriental (actuales Cuencas Internas de Cataluña).

En relación con el Ebro, la problemática se concreta en la carencia de estudios específicos concretos que valoren la incidencia de las descargas subterráneas y los requerimientos de todo tipo, tanto medioambientales como aprovechamientos de propósito variado, para concretar el caudal que deberá garantizarse en la parte final del río. En este aspecto es necesario incidir en que este tramo final constituye un estuario que facilita la entrada de la cuña de agua marina hasta casi la misma ciudad de Tortosa, que existe una fauna piscícola singular, que entra en juego el equilibrio morfológico del Delta y que el caudal está relacionado con el nivel de nutrientes y productividad primaria, tanto del estuario como de las bahías y lagunas del Delta.

5.3. CAUCES, RIBERAS Y MÁRGENES

En el análisis de problemática por sistemas de explotación se detallan las cuestiones asociadas a los cauces, riberas y márgenes. En general, los problemas que se presentan son los de disminución de la capacidad de desagüe por aterramientos, ocupaciones del cauce, especialmente significados aguas debajo de algunos embalses y vertederos incontrolados.

Las zonas de interés ecológico están en general incluidas en figuras de protección emanadas de las propias Comunidades Autónomas.

5.4. ZONAS HÚMEDAS

En la cuenca del Ebro existen inventariadas, provisionalmente, más de 500 zonas húmedas. La presión a que se ven sometidas es distinta, según su ubicación y tipología. De esta suerte veamos que:

- Los ibones pirenaicos están en algunos casos sometidos a recrecimiento artificial y a las oscilaciones de lámina de agua provocadas por los aprovechamientos.
- Las lagunas de la parte central del valle han sido también recrecidas en algunos casos para ser utilizadas para el riego. Se ven también sometidas a la presión de los cultivos y, en algunos casos, actúan como receptoras de escorrentías agrícolas y urbanas. En otros casos no resulta en absoluto desdeñable la presión turística.
- Los sotos y galachos se ven en algunos casos sometidos a roturaciones agrícolas, vertidos de escombros y basuras, movimientos de gravas, cruces de líneas aéreas eléctricas de media y alta tensión,...

5.5. APROVECHAMIENTOS PARA RECREO Y ESPARCIMIENTOS

No se tiene constancia de una problemática específica en el entorno deltaico, donde existen numerosas zonas dedicadas al recreo y al esparcimiento, en buena parte ligadas al Parque Natural del delta del Ebro. Por otra parte se realiza una navegación “deportiva” dentro del delta sin que exista normativa alguna al respecto, con lo que el oleaje generado por esta navegación incide negativamente sobre las márgenes provocando socavaciones y deterioro de los taludes naturales.

Por lo que se refiere a los usos recreativos, se supone que las demandas para usos recreativos, en sus múltiples facetas, van a proseguir aumentando a lo largo del periodo de la vigencia del Plan de Cuenca. Algunas de estas demandas serán objeto de concesiones, tal es el caso de las instalaciones que supongan una

derivación de agua (innovación artificial, campos de golf). Otras deberán ser objeto de la pertinente autorización administrativa, como puede ser el caso de la navegación deportiva en ríos o embalses, etc.

Se entiende siempre que estas demandas están asociadas a zonas cuyo mantenimiento puede constituir significativamente el sector terciario de la Economía, y en concreto su componente turística. En este sentido, la rehabilitación de núcleos o instalaciones abandonadas con fines recreativos se prevé que prosiga.

5.6. APROVECHAMIENTOS DE ACUICULTURA

Únicamente presenta problemática en el entorno deltaico; allí este tipo de aprovechamientos se realiza con aguas del mar o bien con aguas subterráneas del delta (salobres o saladas). Aunque los recursos son más que suficientes en cantidad, aparece un problema de calidad relacionado con la composición química de las aguas subterráneas del delta, que de modo natural presentan elevados contenidos en metano, sulfhídrico, amoníaco, nitritos y hierro ferroso. Así mismo, el bajo conocimiento de la hidrogeología del delta da lugar a que se realicen obras con resultados negativos, lo que en cierto sentido es un problema de cara a la disponibilidad del recurso.

5.7. CALIDAD DEL RECURSO Y ORDENACIÓN DE LOS VERTIDOS

5.7.1. Problemas de salinidad natural

El entorno deltaico está saturado de aguas salinas o salobres en equilibrio con la entrada subterránea de agua dulce procedente de las planas litorales próximas y con la carga superficial del agua de riego que se introduce por los canales de la derecha y de la izquierda del Ebro. Las acequias Paralela (hemidelta derecho o meridional) y Sanitaria (hemidelta izquierdo o septentrional) rompen principalmente el gradiente de recarga subterránea generando importantes descargas. Los aumentos de flujo en estos drenajes resultan, según lo expuesto, especialmente problemáticos. En este sentido cabe citar la conexión existente entre algunos otros drenajes naturales de aguas subterráneas dulces (área de los Ullals de Baltasar, próxima a la ciudad de Amposta) y los drenajes de los riegos que son bombeados en las estaciones periféricas del delta, provistas de tornillos de Arquímedes; ello da lugar al consiguiente favorecimiento de la extensión del agua salina y a bombear más agua de la necesaria para lograr los drenajes.

En el entorno del río, cuyo cauce tiene su cota taquimétrica bajo el nivel del mar hasta aguas arriba de Tortosa (ver, al respecto, las plantas batimétricas de los perfiles transversales existentes entre Tortosa y Amposta, que se adjuntan en el anexo nº: 5) el agua salada penetra por los estratos inferiores de la sección transversal del mismo y la dulce, menos densa, discurre por encima. El régimen

fluvial condiciona la disposición de ambos niveles y la piezometría del acuífero aluvial, recargado desde las sierras marginales y circulante hacia el río, no recibe la entrada de agua salada salvo en casos de bombeos prolongados y localizados. En la actualidad, se carece de una red de control, tanto piezométrica, como de calidad química de las aguas subterráneas, que valore adecuadamente este problema de salinidad. En cualquier caso, está pensado el establecimiento de una red de indicadores para obtener información exhaustiva y afrontar la problemática expuesta.

En el resto de las zonas no existen problemas significativos de salinidad natural en las aguas.

5.7.2. Contaminación de ríos y embalses

Existen ciertos focos de contaminación relacionados con la actividad de los molinos de aceite de oliva de las comarcas meridionales del Ebro, que afecta a las zonas de la plana de la Galera y Siurana, por los vertidos de morcas y alpechines; ello no da lugar a problemas graves hasta la fecha pero es un foco frecuente de contaminación en la zona. Cabe señalar como problemáticos, entre otros, los vertidos al Ebro de la industrial electroquímica de Flix (que han sido objeto de gran controversia en los últimos tiempos por la posible presencia de metales pesados y/o elementos radioactivos, y cuyo confinamiento o eliminación se halla actualmente en proceso de estudio) y el matadero de Tortosa, sito en el Polígono industrial “Baix Ebre” de Campredó. Sobre el ámbito geofísico del delta hay una contaminación regular provocada por el uso de abonos químicos y productos pesticidas diversos (herbicidas, fungicidas, nematocidas, acaricidas, insecticidas, etc.) que, aunque progresivamente está siendo más moderada debido a las limitaciones legales condicionantes de las ayudas europeas agroambientales, así como a la extensión de la agricultura ecológica y a la producción integrada, resulta problemática para la buena salud del Parque Natural.

5.7.3. Eutrofización

Los embalses existentes en el ámbito geográfico de la Junta de Explotación nº: 11 (Bajo Ebro) presentan un grave nivel de eutrofia. En las distintas campañas limnológicas, realizadas durante los años 1973, 1981 y 1991, los embalses de Flix y Mequinenza se han catalogado como eutróficos y el de Ribarroja (no estudiado en 1991) como meso-eutrófico. Del embalse de Siurana sólo se dispone de los datos del reconocimiento limnológico de 1981 en que se le clasificó como meso-eutrófico.

Fuera de los embalses, el proceso de eutrofización afecta a las lagunas del Parque Natural del delta, al cauce bajo del Ebro y a las bahías deltaicas de Sant Jordi i de Els Alfacs. En el río se produce un estancamiento del agua marina que penetra inferiormente por el cauce, generando un efecto de estuario que favorece

el fenómeno; en las lagunas, el fenómeno está relacionado con la falta de renovación del agua y por el arrastre de materia vegetal que tiene lugar a raíz de la limpieza de las acequias y desagües, que realizan las Comunidades de Regantes de ambos márgenes, y que termina desembocando en las lagunas. En las bahías, el fenómeno es semejante, mientras que una cuestión añadida la introducen las numerosas bateas mejilloneras allí existentes.

El actual nivel de regulación del río da lugar a que se reduzcan muy sensiblemente las avenidas y no se renueve con tanta frecuencia el agua del eje del Ebro en la parte baja, favoreciendo con ello el efecto de estuario ya señalado y el desarrollo de una zona anóxica de ambiente reductor.

5.7.4. Contaminación de acuíferos

Existen zonas de recarga de acuíferos muy vulnerables a la contaminación, en particular los aluviales y el sistema kárstico de la Galera, donde ciertas simas han sido obstruidas con vertidos. Ello incide en la contaminación del acuífero en la zona litoral, de tal manera que abastecimientos de agua como el de Sant Carles de la Ràpita presentaban elevados contenidos en coliformes fecales.

La calidad química de ciertas aguas subterráneas del delta, propias de ambiente reductor, con significativos contenidos en metano, sulfhídrico, nitritos, ..., no son fruto de contaminación sino de su propia calidad natural.

5.7.5. Problemas de control de vertidos. Retornos

Los problemas de control de vertidos son de especial importancia en el eje del Ebro, especialmente en el tramo en estudio Tortosa-Amposta, analizado batimétricamente en el anexo nº: 5. También es preciso establecer cierto control sobre los vertidos de morcas y alpechines u orujos de aceituna procedentes de las almazaras que se realizan en el tramo final, a los que también nos hemos referido con anterioridad.

5.7.6. Vertidos sólidos

Cabe destacar como especialmente problemáticos los vertidos sólidos realizados a las simas kársticas que existen en la parte alta de la plana de la Galera, en especial sobre las simas del Sénia y la denominada “foya” de Uldecona. Estos vertidos inciden apreciablemente sobre la contaminación del acuífero, llegando incluso a aparecer en algunos pozos restos sólidos de los mencionados vertidos.

5.8. AVENIDAS E INUNDACIONES

La incidencia de las avenidas fue un fenómeno histórico recurrente sumamente problemático en la parte baja del Ebro. La agricultura, que sufría importantes daños también se beneficiaba con los lodos fértiles que depositaba el río en estos momentos extremos. Sobre el delta se realizaba el “colmateo”, inundando los campos con el agua cargada de lodos que bajaba “rodando”, acrecentando de modo pulsante y progresivo el sistema deltaico. Desde la óptica de la calidad, estas grandes avenidas regeneraban totalmente el agua del cauce bajo del río, mitigando la problemática ligada al efecto “estuario”. No obstante, desde la entrada en servicio de los embalses de labores de “colmateo” de los campos, sobre la turba del delta, con los lodos que acarrea el Ebro y han sufrido la salinización “in situ”, al acceder a ellos las aguas salinas o salobres que empapan el delta. Ello obliga, al empleo de fuertes dotaciones hídricas para cargar aguas dulces sobre las saladas y frenar los ascensos capilares. Este aspecto ya ha sido abundantemente tratado al hablar de los problemas de salinidad natural en otros apartados de este capítulo de nuestro estudio.

La cubierta forestal natural es escasa; el olivo es el árbol más frecuente en la zona, en particular en las planas y en la tierra baja. Entre los bosques naturales destacan los encinares en ciertos núcleos de la sierra de Cardó y dispersos por los Puertos de Beceite en la zona de Caro, algunos rodales de haya localizados en la sierra de Caro que parecen ser los más meridionales de Europa, el pino laricio y el silvestre, abundantes en la cabecera del río Canaleta, y el pino carrasco, frecuente en la cadena catalana, en los Puertos y en las sierras del Montsià. El PEIN (Pla d’Espais d’Interès Natural) constituye una figura legal específica de la Comunidad Autónoma catalana que establece protección sobre algunas de las masas forestales indicadas.

6. LAS PREVISIONES DEL PLAN HIDROLÓGICO DE LA CUENCA DEL JÚCAR

6.1. INTRODUCCIÓN

Por su concomitancia con el tramo inferior del río Ebro (comprendido desde el azud de Xerta-Tivenys hasta la desembocadura) que es objeto del presente trabajo para la determinación más racional del caudal mínimo medioambiental que debe transcurrir por él, se exponen a continuación las previsiones contenidas en el Plan Hidrológico de la cuenca del Júcar, que se constituía en la mayor receptora de las aguas del Ebro que, con un volumen bruto anual de 315 hm³ debían ser inicialmente transferidas a ella, así como a las cuencas internas de Cataluña, a la cuenca del Segura y a Almería-Sur. Todo ello según las previsiones contenidas en la Ley 10/2001, de 5 de julio, del Plan Hidrológico Nacional, modificada por la Ley 11/2005, de 22 de junio (BOE nº: 149 del 23/06/05, pág. 21.846 y ss.).

De hecho, las transferencias hídricas autorizadas en el artículo 13 de la LPHN-01 y otros (capítulo III del título I), que fueron posteriormente derogadas, permitían derivar un volumen total máximo de 1.050 hm³/año desde el bajo Ebro, con el punto de captación situado en la margen derecha del río Ebro y a la altura de Vinallop (término municipal de Tortosa) y distribuirlo entre los ámbitos receptores tal y como se muestra en la tabla adjunta:

Cuenca de destino	Aporte externo (hm ³ /año)		
	Neto	Bruto	%
Cuencas Internas de Cataluña	180	190	18
Júcar	300	315	30
Segura	430	450	43
Sur (Almería)	90	95	9
Total	1.000	1.050	100

Tabla 2.8. Aportaciones asignadas en el PHN-2001 por ámbitos espaciales de planificación.

6.2. LOS USOS NO CONSUNTIVOS

Son usos de muy difícil cuantificación, pudiendo distinguirse entre los siguientes:

- Caudales ecológicos.
- Hidroeléctricos.
- Mantenimiento de zonas húmedas.
- Áreas de recreo y baño.

En general, se trata de usos que cuantitativamente tienen poca relevancia, residiendo su importancia en los condicionamientos que la distribución temporal de los mismos impone.

6.3. RECREO, ESPARCIMIENTOS Y OTROS

Las condiciones naturales de las vías de la cuenca del Júcar, permiten la cría artificial de salmónidos en cabecera, ciprínidos en los tramos medios y mugílidos en las zonas de desembocadura y salobres. Hasta el momento sólo se han instalado piscifactorías de salmónidos y mugílidos, y no parece que existan problemas graves que impidan su desarrollo.

La amplia oscilación en altura de los embalses de ciclo estacional puede dificultar la práctica de los deportes náuticos. En los grandes embalses de regulación, estas oscilaciones anuales son menores y concretamente en Alarcón existen instalaciones fijas que facilitan el disfrute. En todo caso, dadas las

condiciones de la demanda, que es muy baja, no existen problemas graves de compatibilización de usos.

La práctica estable del baño tiene interés tan sólo en las zonas más interiores, y se encuentra muy limitada por problemas de calidad. Su única incompatibilidad, con carácter general, se encuentra con los tramos aguas debajo de los aprovechamientos hidroeléctricos, por las variaciones bruscas de caudal a que pueden verse expuestos.

6.4. CONTAMINACIÓN DE RÍOS Y EMBALSES

El término “calidad del agua” no es un concepto abstracto, sino que debe ser predicable para usos concretos. Existen, no obstante, algunos indicadores, como el denominado “Índice de Calidad General”, que pondera distintas cualidades de un agua permitiendo su comparación, al que ya nos hemos referido, entre otros, en el apartado 1.4.8. del presente capítulo de nuestro libro.

Puede decirse, sin pérdida alguna de generalidad, que la calidad va empeorando de aguas arriba a aguas abajo y suele presentar una punta en verano, correspondiendo con el estiaje. En todos los cauces, a excepción de algunos tramos de las cabeceras, la dureza es media-alta, debido al hecho de que las aguas proceden, en su mayor parte, de drenajes de acuíferos calizos.

Se observa un deterioro generalizado de los índices de contaminación a lo largo del tiempo, lo que puede comprometer a medio plazo la disponibilidad de algunos recursos.

Dentro de este análisis general, puede considerarse que los embalses constituyen un elemento que coadyuva a mejorar la calidad de los efluentes que recibe, de manera que, aguas abajo del mismo, mejoran los índices de contaminación, excepción hecha de los embalses eutróficos. También influye en este hecho, el que se trata de caudales más regulados.

Las causas de contaminación principal se deben a vertidos, tanto urbanos como industriales y agrícolas, estos últimos de carácter difuso, aunque los vertidos de almazaras presentan una problemática especial en las zonas del interior. También tienen importancia los fenómenos de contaminación inducida producida por arrastre de depósitos tras la lluvia, tanto en zonas urbanas como en los barrancos.

En general, como puede comprobarse, todas las fuentes indicadas, que no suelen presentarse en forma aislada, responden a actuaciones de tipo antrópico y, consiguientemente, son más graves en las proximidades de las concentraciones urbanas e industriales.

6.5. EUTROFIZACIÓN

Uno de los aspectos asociados más frecuentemente con la contaminación de las aguas superficiales es el de la eutrofización de los sistemas acuáticos. Los nutrientes más importantes, en este aspecto, son los que constituyen un factor limitante de la producción primaria, como el nitrógeno y el fósforo.

En general, estos nutrientes se deben a actividades humanas, básicamente por vertidos de aguas residuales urbanas e industriales y drenajes agrícolas. Ahora bien, mientras las entradas de fósforo proceden de fuentes puntuales (o al menos localizadas), las vías de introducción del nitrógeno son mucho más difusas y, por lo tanto, más difíciles de controlar.

No suelen existir estudios concretos y datos sistemáticos sobre este tema en el conjunto de la cuenca, que deberían ser abordados por la gran importancia que estos problemas pueden tener en un futuro inmediato. Consecuentemente, no se dispone de un modelo de gestión en lagos y embalses para el control de los procesos de eutrofización y solamente se suele conocer, a partir de algunas campañas efectuadas, cual es la situación cualitativa de los embalses.

6.6. CONTAMINACIÓN DE ACUÍFEROS E INTRUSIÓN SALINA

Las facies predominantes en las aguas subterráneas de los acuíferos de la Confederación Hidrográfica del Júcar es la bicarbonatada cálcico magnésica, aunque existen zonas en donde aparecen facies sulfatadas, correspondientes con afloramientos del triásico Keuper⁸.

⁸ Este Keuper está constituido por margas irisadas, arcillas potentes versicolores, alternantes con yesos y otras sales, formados en ambientes continentales áridos y cálidos. Los yesos pueden englobar minerales característicos, como Jacintos de Compostela, aragonitos y teruelitas, que los diferencian de los niveles arcillosos del Cretácico inferior (facies *Weald*). Las características salinas y arcillosas determinan que el Keuper aflore muy frecuentemente en posición anormal afectado por procesos halocinéticos que crean deformaciones estructurales que no tienen origen estrictamente tectónico. El Keuper aparece típicamente en zonas deprimidas, como los valles de Mijares, Cofrentes, Canal de Navarrés, etc. Asociadas casi siempre a los afloramientos de materiales del Keuper, aparecen enclaves de rocas efusivas, relacionadas con estructuras profundas, y que se corresponden a un volcanismo alcalino coincidentes con las principales fases de deformación tectónica. En la mayoría de casos, se trata de rocas subvolcánicas conocidas como *ofitas*. Hay que destacar algunos afloramientos, como los de Quesa, Montanejos, Altura (en el ámbito ibérico) y el de la Isla de Tabarca (prebético alicantino). Debido a las características litológicas netamente distintas de cada una de estas divisiones, sus afloramientos son también diferentes. Así, los materiales plásticos del Keuper aparece de forma extrusiva, despegado de su posición original y en la base de los mantos de corrimiento. Las dolomías del Muschelkalk acompañan en ocasiones al Keuper en sus movimientos; es frecuente encontrarlas formando escamas intercaladas en el Keuper, con series repetidas, lo que dificulta enormemente su estudio. La definición de las unidades litoestratigráficas para los dos primeros las ha realizado López-Gómez para el sector ibérico. Este autor ha diferenciado cinco formaciones diferentes para el Buntsandstein y tres para el Muschelkalk. La estructuración clásica del Keuper en cinco formaciones se debe a los trabajos de F. Ortí en 1974.

Probablemente, la característica más significativa de la contaminación de las aguas subterráneas es que se trata de un proceso acumulativo, difícil de detectar a niveles de alerta y de difícil, si no imposible a corto plazo, solución.

Dada la gran diversidad de formaciones que constituyen los acuíferos con los que se está trabajando, son también muy diferentes los procesos y las consecuencias de la contaminación. Sin embargo, las causas originarias de ésta son bastante comunes y generalmente se reducen a los vertidos urbanos e industriales, tanto líquidos como sólidos, las prácticas agrícolas y ganaderas y la explotación inadecuada de las captaciones.

En cuanto a las fuentes, según su origen y distribución espacial, se pueden considerar puntuales y no puntuales. Estos dos tipos de contaminación se relacionan con las distintas actividades antrópicas: la contaminación de origen puntual se genera frecuentemente en vertidos urbanos e industriales, mientras que son las actividades relacionadas con el sector agrícola y pecuario las más representativas de los procesos contaminantes de carácter difuso.

Se analizan, a continuación, los principales problemas de contaminación de los acuíferos, a saber:

I.- Vertidos urbanos e industriales

La contaminación por vertidos urbanos es muy frecuente en todo el ámbito territorial, y en la mayor parte de los casos se encuentra asociada al vertido en pozos negros sin un tratamiento previo que neutralice su poder contaminante. Se trata del principal factor de contaminación de los acuíferos carbonatados del interior, si bien su incidencia es bastante local, y puede presentar inconvenientes en el caso de los abastecimientos públicos.

En el caso de vertidos sólidos, se estima que se generan más de un millón de toneladas al año, de las cuales casi un 60% se elimina mediante depósitos sin ningún tipo de tratamiento y control. Algunos de estos depósitos contienen sustancias tóxicas y peligrosas que pueden alcanzar, como lixiviados, los acuíferos.

II.- Prácticas agrícolas: contaminación por nitratos

La contaminación derivada de las prácticas tiene su mayor exponente, aunque no es exclusivo de los acuíferos detríticos, allí donde se realiza una agricultura muy intensiva que necesita grandes aportes de fertilizantes y productos fitosanitarios. El problema reviste mayor gravedad por cuanto el abastecimiento urbano de esta área densamente poblada se lleva a cabo a partir de la explotación de los acuíferos pliocuaternarios.

La contaminación es ya intensa en el acuífero superior, que es el actualmente más explotado, y es de esperar que la percolación continua entre los diferentes niveles del acuífero produzca a corto plazo un deterioro importante en las aguas más profundas, proceso éste que puede verse agravado por la progresiva sustitución de captaciones más someras por otras situadas en los niveles interiores de los acuíferos.

III.- Explotación inadecuada de acuíferos

Cuando el problema presenta una cierta generalidad nos encontramos ante acuíferos sobre-explotados o en trance de estarlo. La explotación intensa de los recursos ha obligado a la reprofundización sucesiva de las perforaciones, encontrándose a niveles próximos al suelo del acuífero. Cuando éste está constituido por materiales del Trías se produce un efecto de arrastre y disolución de este material con una elevación del contenido en sales, que pueden alcanzar en algunos casos valores superiores a 1.500 mg./l. (p.p.m.)

En otros casos, los problemas pueden tener un carácter más local y se producen cuando existe una gran concentración de extracciones que ocasionan procesos de inferencia.

6.7. PROBLEMAS DE CONTROL DE VERTIDOS. RETORNOS

Como ya ha quedado indicado, los vertidos más importantes se producen en el territorio de la Confederación del Júcar son los procedentes de las concentraciones urbanas y de la industria. Sin embargo, no puede olvidarse la excepcional relevancia de los denominados vertidos difusos que producen las prácticas agrícolas intensivas, de gran implantación en todo nuestro espacio geográfico, y causantes, por sí mismos, de graves problemas de contaminación.

Volviendo al caso de los vertidos puntuales o concentrados, puede decirse que el control de los mismos en los que se refiere a su localización y parámetros más significativos es suficientemente bueno, disponiéndose desde 1985 de un “Censo de vertidos de aguas residuales”, actualmente en proceso de revisión y actualización, y que ha posibilitado la liquidación, durante estos últimos años, del Canon de Vertidos previsto por la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas⁹.

⁹ Esta ley fue modificada posteriormente de acuerdo con las disposiciones siguientes:

- LEY 42/94 de 30 de diciembre de Medidas fiscales, administrativas y de orden social. Modifica el art. 109, 2º párrafo del apartado 1 y apartado 2.
- REAL DECRETO LEY 6/1995 de 14 de julio (convalidado por Resolución de Las Cortes de 27 de julio de 1995), por el que se adoptan medidas extraordinarias, excepcionales y urgentes en materia de abastecimientos hidráulicos como consecuencia de la persistente sequía. Modifica el art. 63 y añade un nuevo párrafo al apartado 2 del artículo 109.

Sin embargo, la existencia de este conocimiento no debe hacer caer en posturas de tipo triunfalista, por varias razones. En primer lugar, existe un alto grado de desconocimiento de los vertidos profundos, estos es, la inyección en el terreno de materias y energía. Éste es un problema de especial relevancia, cuando junto con una actividad industrial de una cierta importancia, en cuanto a su capacidad de generación de residuos se refiere, se la añade la inexistencia de corrientes de agua con caudal suficiente para la dilución y arrastre de los vertidos, bien sean cauces naturales, bien se trate de redes de saneamiento.

Debe destacarse que, en este tipo de vertidos, suelen presentarse circunstancias agravantes del mismo, como suele ser la alta carga contaminante por unidad de volumen vertido, tanto cualitativa como cuantitativamente, y el hecho de que el mismo se produzca en acuíferos calizos, con un cierto grado de karstificación, y que se destina al abastecimiento de poblaciones.

En otro orden de cosas, se conocen lo que podríamos denominar “vertidos medios”, pero generalmente el vertido no suele ser un proceso continuo, ni en cantidad ni en calidad, y aunque es posible acotar unos máximos técnicos, de acuerdo con las características de la industria y del proceso, no siempre los vertidos que se realizan (en especial, las puntas) responden exclusivamente a exigencias técnicas. Aunque se realizan de manera sistemática análisis en la composición de los vertidos, estas determinaciones tienen más valor de exigencia frente a un hecho impositivo que de control. Actualmente está en fase de estudio la instalación de estaciones de aforos en vertidos concretos para la medición continua de las características del efluente.

Al hablar de control de vertidos debe analizarse, necesariamente, la situación de las redes de saneamiento. En este sentido hay una gran diferencia entre las redes industriales y las redes urbanas. Las redes de saneamiento de las aguas residuales industriales ni tan siquiera existen muchas veces y, en el mejor

-
- LEY 9/1996 de 15 de enero, por la que se adoptan medidas extraordinarias, excepcionales y urgentes en materia de abastecimientos hidráulicos como consecuencia de la persistencia de la sequía. Modifica el art. 63 y añade un nuevo párrafo al apartado 2 del art. 109.
 - LEY 13/ 1996 de 31 de diciembre de Medidas fiscales administrativas y de orden social de 31 de diciembre de 1996. En su art. 174 modifica el art. 21 de la Ley de Aguas.
 - LEY 11/99 de 21 de abril, de modificación de la ley 7/1985 de 2 de abril, Reguladora de las Bases de Régimen Local y otras medidas para el desarrollo del Gobierno Local en materia de tráfico, circulación de vehículos a motor y seguridad vial y en materia de aguas. Modifica el art. 17 y añade un nuevo apartado e) al art. 25.
 - LEY 46/1999 de 13 de diciembre, de modificación de la Ley 29/1985 de 2 de agosto de Aguas.

de los casos, el vertido se produce al alcantarillado urbano o a las acequias de riego. En cualquiera de los dos casos se trata de una solución muy relativa, que acaba provocando una contaminación generalizada de las aguas en toda la zona, incluso con elementos de alto poder contaminante.

En el segundo caso, puede afirmarse el buen estado general de las redes con dos excepciones: las pequeñas poblaciones, en donde pueden presentarse problemas puntuales sin gravedad a nivel global, y las grandes concentraciones urbanas, cuya expansión se ha realizado sobre zonas regadas con una red de riego desarrollada y del que la gran metrópoli y la práctica totalidad de su área metropolitana constituyen un caso paradigmático.

En efecto, aquí se produce el hecho de que parte de la red de riego, operativa o no, se utiliza como red de alcantarillado, tanto de vertidos urbanos como industriales, lo que produce un caudal de aguas muy importante, aunque con poca contaminación específica, al actuar las aguas de riego como caudal de dilución, pero que plantea problemas de contaminación si es utilizado como riego o hace inviable, por razones de volumen, un proceso de depuración, y en cualquier caso el control efectivo de los vertidos.

A la hora de hablar de depuración de estas aguas residuales se vuelve a producir la misma dicotomía entre zonas urbanas o residenciales y las de tipo industrial, si bien en este aspecto el nivel de depuración de los efluentes urbanos es muy variable según las zonas.

En este punto conviene llamar la atención sobre la fachada costera, donde se producen muchos vertidos finales al mar, para los que puede no resultar suficiente la depuración secundaria, ya que la elevada concentración de nutrientes en la línea de costa puede producir procesos de eutrofización locales del agua de mar.

La misma necesidad de realizar depuraciones terciarias sería predicable en algunos vertidos en áreas próximas a los embalses y a aquellos que se realicen en las zonas húmedas.

En cualquier caso, es necesario el incremento de capacidad de depuración, por cuanto la generación de vertidos es un proceso creciente en el ámbito geofísico de la Cuenca hidrográfica del Júcar, ya que aumenta la población y su perímetro industrial.

Si ya se ha afirmado que las redes de saneamiento industriales son prácticamente inexistentes, el nivel de depuración específico de las aguas residuales de industrias es prácticamente nulo. Los sistemas de evacuación son el vertido en el terreno, que ya ha sido analizado, o bien su incorporación tanto a la red de acequias como al alcantarillado público. En este último caso, si bien se

produce un cierto proceso de depuración, la posible existencia de elementos contaminantes singulares en algunas industrias puede poner en peligro la eficacia de este mismo proceso de depuración. La situación es potencialmente más crítica en cuanto el porcentaje de agua industrial admitida en la red es más alto o existe una industria predominante.

Un caso especial lo constituyen los polígonos industriales o zonas de concentración de industrias, hoy en día muy generalizadas en todo el territorio. Si bien en muchos casos la utilización del agua que realizan, por el tipo de industrias presentes, es puramente sanitaria, se hace necesaria una separación clara entre su vertido y el de la población al que pertenecen. Incluso si el polígono es de promoción y gestión municipal resulta imprescindible la puesta en práctica de ordenanzas de vertido, con una caracterización de los vertidos y depuración previa de los mismos, cuando proceda, con el fin de transformar sus aguas residuales en aguas tratables en una planta de tratamiento general.

6.8. VERTIDOS SÓLIDOS

Remitiéndose al caso de los vertidos agrícolas y escombreras, el impacto sobre la calidad de las aguas es mayor en aquellas zonas de mayor actividad agropecuaria y de construcción.

En el caso de las escombreras, localizadas en los alrededores de las grandes poblaciones y en la costa, se trata de una ocupación de cauces en muchos casos y en otras en un mero depósito sobre el terreno de materiales sueltos. En efecto, el problema no es tanto de contaminación de tipo químico como de arrastre de materia en suspensión y depósito de la misma, provocando atarramientos en cauce y colmatación de las superficies de alimentación de los acuíferos.

En el caso de la actividad agropecuaria y particularmente la ganadería, ha de incluirse que se está produciendo una transformación del sector, pasando de explotaciones familiares a intensivas y estabuladas con una gran producción unitaria de residuos. Este tipo de explotación ganadera está implantándose en algunas zonas deprimidas. La contaminación orgánica generada por las excretas ganaderas (purines líquidos y deyecciones sólidas o estiércoles) es del orden de 150.000 T/año, y su carga potencial contaminante es alta, ya que se trata de compuestos con un alto contenido en nitrógeno.

En este sector que, además, presenta un alto poder de crecimiento, al menos en la cabaña porcina y avícola, se deberían adoptar medidas de concentración de residuos en vertederos controlados y plantas de tratamiento.

Debe considerarse, como caso especial, los residuos sólidos radioactivos generados por las centrales nucleares (si los hubiere), que son controlados por el Consejo de Seguridad Nuclear.

6.9. CAUDALES MÍNIMOS

Otro aspecto de especial relevancia se encuentra determinado por el obstáculo que representan las presas y azudes al normal paso del agua. Los estudios específicos que se han desarrollado para la determinación de las presas han puesto de manifiesto que los mismos (y en algún caso valores superiores) se alcanzarán en las condiciones habituales de explotación de los embalses. Por otra parte, la propia funcionalidad de los azudes permite de manera automática esta circulación de caudales, a excepción de algunos episodios de sequía extrema.

Dado que la mayor parte de los aprovechamientos consuntivos y en especial los riegos, utilizan el azud como elemento de derivación, se puede afirmar que tampoco aparecen problemas de especial gravedad en las derivaciones más importantes de agua superficial no ligada a la utilización hidroeléctrica. Incluso en estas partes bajas de los ríos, puede decirse que este régimen es el característico de este tramo del río, aunque puede no ser conveniente la persistencia en el futuro de esta situación.

En otro orden de cosas, puede asimilarse a la problemática de los caudales mínimos la necesidad de mantener en una posición estable la interfaz de los acuíferos costeros, para lo que es imprescindible el mantenimiento de unos drenajes hacia el mar. En la actualidad, estas salidas son suficientes en la mayor parte del frente costero salvo en puntos concretos; sin embargo, es de prever un mayor riesgo en el futuro al intensificarse la explotación de los recursos hidráulicos. Aunque existe una evaluación bastante ajustada de cuáles son los volúmenes necesarios para no plantear problemas en la calidad y disponibilidad de los recursos, debería ahondarse en su conocimiento, así como en la determinación de las líneas preferentes de descarga.

Un problema que puede considerarse especialmente relevante es la posible aparición de tramos colgados de ríos, por una inversión de la posición relativa de éstos y el nivel freático del acuífero asociado a una explotación excesiva del mismo. Desde el punto de vista del medio hidráulico esta situación se traduce en la desaparición del caudal circulante, quedando el cauce en seco de manera total o parcial; sus efectos más graves consisten en la pérdida del recurso y tiene especial relevancia cuando se sitúa aguas debajo de los embalses de regulación.

6.10. CALIDAD DE LAS AGUAS Y ORDENACIÓN DE VERTIDOS

Por lo que se refiere a la cuenca hidrográfica del Júcar, deben tenerse en cuenta los siguientes extremos:

1. Los objetivos de calidad sobre los elementos del Dominio Público Hidráulico se plantearán fundamentalmente en base al mantenimiento o mejora de los actuales niveles de calidad y a la ampliación de los usos posibles.

Este planteamiento genérico se encuentra determinado por el nivel de exigencia legal para cada uso posible y su potencial de incompatibilidad actual con los rangos de calidad presentes en los recursos o los que pudieran derivarse a medio y largo plazo.

2. En el Plan Hidrológico se establecerán los programas necesarios para la consecución de los objetivos de calidad previstos. A tal fin se realizarán estudios concretos en cada tramo de río, acuífero o masa de agua libre que permitan:

- Identificar los principales agentes contaminantes, tanto naturales como procedentes de vertidos.
- Cuantificar la contaminación producida, tanto en valor absoluto como relativo, según los caudales circulantes y el efecto de la autodepuración.
- Definir las actuaciones en depuración y descontaminación que permitan obtener los objetivos de calidad propuestos para cada horizonte.

En tanto no se disponga de dichos Estudios, se utilizarán, basándose en los datos disponibles, modelos simplificados de calidad que proporcionen un grado suficiente de aproximación. En cualquier caso, se procederá a la implantación progresiva de modelos de calidad.

Como medidas específicas, deberán incorporarse al Plan: el inventario actualizado de vertidos, un análisis detallado del estado operativo de las infraestructuras de depuración y la evaluación de los daños al Dominio Público Hidráulico.

Se propondrá la ampliación de la actual red de control de calidad extendiéndola a cauces superficiales, acuíferos y masa de agua libre. Esta propuesta incluirá los procesos para el tratamiento de la información.

3. En lo que se refiere a los ríos, se propone como objetivo la existencia en los mismos con carácter general de un nivel de calidad mínimo A3, tal que sea susceptible su tratamiento para potabilización. En los casos en que la calidad sea superior a dicho estándar, el objetivo consistirá en el mantenimiento de dicho valor.

Este objetivo no se mantendrá, necesariamente, en los tramos inferiores de los ríos por debajo de las últimas tomas actuales de abastecimiento, ni en el

entorno inmediato de los vertidos de aguas residuales, salvo a disposición contraria en zonas de protección.

4. Para la totalidad de los cauces de la cuenca, se propone como objetivo general la obtención de una calidad que permita el desarrollo de ciprínidos. En el Plan Hidrológico se explicitarán las excepciones a este objetivo.

La calidad “salmónidos” se mantendrá como objetivo para todos aquellos tramos o zonas tradicionales para estas especies y que deberán ser propuestos como tales por la autoridad medioambiental. En el caso de que actualmente no se alcance dicha calidad, deberán proponerse, simultáneamente, las actuaciones de corrección necesarias.

5. Los parajes de aguas dulces, corrientes o embalsadas, en donde se autorice el baño y se practique de manera habitual por un número suficiente de personas, deberán fijarse en el Plan Hidrológico a propuesta de la autoridad competente.

En dichos puntos, los niveles mínimos a alcanzar serán los del Anexo nº 2 del Reglamento de la Administración Pública del Agua y de la Planificación Hidrológica¹⁰.

Cuando actualmente no se alcancen dichos valores, deberán proponerse simultáneamente las actuaciones de corrección necesarias.

6. No existiendo ninguna exigencia legal para los usos agrícolas, el objetivo a atender consistirá en posibilitar la existencia de una calidad que permita el mantenimiento y desarrollo de los cultivos tradicionales atendidos por el tramo de río, masa de agua libre o acuífero concreto, junto con la limitación de la presencia de elementos traza que pudieran afectar a dicho cultivo.

7. Todo vertido de aguas residuales que se realice en los cauces naturales con régimen intermitente de caudales se considerará que se realiza sobre el terreno. Consecuentemente, los objetivos de calidad serán los que se propongan para el o los acuíferos sobre los que se sitúen los distintos tramos del cauce.

En el Plan Hidrológico se determinarán las posibles excepciones, tanto zonales como de usos, a esta norma general.

8. En los cauces artificiales, entendiendo como tales los canales, tanto de titularidad estatal como privada, acequias, azarbes, etc., los objetivos de calidad

¹⁰ Se trata del REAL DECRETO 927/1988, de 29 de julio, por el que se aprueba el Reglamento de la Administración Pública del Agua y de la Planificación Hidrológica, en desarrollo de los títulos II y III de la Ley de Aguas 29/1985, de 2 de agosto del mismo año.

aplicables a los recursos circulantes por los mismos serán idénticos a los del cauce superficial donde toman.

9. En el caso de acuíferos, el objetivo es el mantenimiento de niveles de calidad en aquellos en los que no se han detectado problemas, en tanto que en los que sí que existen problemas de contaminación que pudiera afectar a la disponibilidad del recurso, se deberán adoptar todas las medidas posibles encaminadas a la eliminación de los focos de contaminación.

Cuando los recursos del acuífero se destinen al abastecimiento urbano, se mantendrá la calidad existente. En el caso de que no se pueda obtener una calidad mínima equivalente a la A3 en aguas superficiales, deberán plantearse en el Plan Hidrológico las posibles alternativas del abastecimiento, incluyendo el mantenimiento de la explotación. Si se adoptase esta última alternativa, se propondrá el perímetro de protección y las actuaciones para la corrección parcial, si procediera.

10. Con la finalidad de evitar los problemas de intrusión marina, se deberá mantener en cada Unidad Hidrogeológica costera un cierto nivel de drenaje hacia el mar. El volumen de dicho drenaje deberá fijarse en el Plan Hidrológico y contabilizarse en los balances de los Sistemas de Explotación correspondientes.

11. El grado mínimo de calidad para embalses destinados a abastecimientos ha de ser el mesotrófico, y como deseable el oligotrófico. En cualquier caso, sus aguas han de cumplir, al menos, con los requisitos paramétricos de la calificación A3.

Por ello, en el Plan Hidrológico se programará el conjunto de actuaciones necesarias para el cumplimiento de dicho objetivo, y comprenderá, al menos:

- Estudio del estado trófico del embalse, vertidos en su zona de influencia y funcionamiento, destacando el régimen de desembalses y las normas de explotación.
- Análisis del comportamiento del embalse a este respecto.
- Delimitación de un perímetro de protección que asegure la imposibilidad de vertidos directos sin tratamiento a estas masas de agua.

El Plan Hidrológico definirá el alcance de estas medidas, así como la priorización de dichos estudios, atendiendo a la situación de cada embalse y a su importancia dentro del sistema de abastecimiento.

12. En relación con la depuración de las aguas residuales, previo a su vertido a los cauces públicos, se adoptarán las siguientes orientaciones:

- Unificación de vertidos, siempre que sea posible técnicamente y que la acumulación de los mismos no produzca efectos perjudiciales.
- Tratamientos específicos, adaptándose al máximo a las características concretas del influente a tratar.
- Aplicación de tratamientos blandos a las aguas residuales de pequeñas poblaciones (< 2.000 hab. eq., con carácter general).

Dadas las características de la cuenca, ha de contemplarse con especial atención el carácter estacional de muchos núcleos costeros, en los que deberán procurarse tratamientos que garanticen el rendimiento de la depuración para los diferentes regímenes de caudales.

13. En el caso de industrias localizadas en zonas o polígonos industriales, se asegurará, en todos los casos, la conexión de sus vertidos a redes generales de alcantarillado, municipales o no. En los casos en que por las características del vertido, el efluente no sea asimilable por el tratamiento urbano previsto, deberán adecuarse las características de dichos efluentes a los objetivos de calidad establecidos mediante las oportunas Ordenanzas de Vertido.

14. El Plan Hidrológico fijará, basándose en las directrices de calidad aprobadas y a los objetivos de depuración previstos, los programas de actuaciones de carácter plurianual. Estos programas servirán de base para la cuantificación del valor de la Unidad de Contaminación.

15. Para aquellos vertidos de escasa importancia cuya incidencia sobre el medio pueda considerarse despreciable, se podrá realizar una autorización del mismo con carácter inmediato, siempre que no se encuentren situados en zonas interiores a perímetros de protección y no se planteen situaciones de concentración.

El Plan Hidrológico definirá de manera concreta las condiciones que tiene que cumplir un vertido para ser considerado como de “escasa importancia”, proponiéndose, al menos, los siguientes tipos:

- Edificaciones aisladas para vivienda de tipo familiar.
- Granjas avícolas, cunícolas o asimilables de menos de 100 unidades.
- Estabulaciones de ganado mayor con menos de 30 cabezas.

16. Todo vertido sólido o semisólido, que real o potencialmente pueda producir la contaminación de las aguas continentales o los acuíferos, se realizará

en vertederos controlados, disponiendo de un sistema de recogida de lixiviados que garantice el total control de los mismos e impida, además, su filtración en el terreno.

Los vertidos que contengan sustancias de las que figuran en las Relaciones I y II del Anexo al Título III del Reglamento del Dominio Público Hidráulico¹¹, deberán realizarse de manera separada con estrictas condiciones de estanqueidad en el sistema de recogida de lixiviados.

La autorización de los vertederos de residuos sólidos o semisólidos corresponde, según su legislación específica, a la autoridad medioambiental competente.

17. Salvo en el caso de viviendas aisladas en el campo, que por su lejanía, excesivo coste o imposibilidad física no sea posible, todo vertido urbano se debe recoger en colectores de alcantarillado, a poder ser de carácter separativo, cuyo final sea una instalación de tratamiento de dicho vertido. Ello será especialmente aplicable a las urbanizaciones, reconocidas o no como tales.

18. Cuando el vertido se realice sobre el terreno y su finalidad sea la eliminación del efluente, entre la documentación necesaria para la obtención de la correspondiente autorización administrativa, se presentará un informe hidrogeológico para determinar la posible contaminación de las aguas subterráneas, así como otro de las características fisicoquímicas del vertido y de las condiciones en que se va a realizar el mismo.

En el caso de un vertido a cauce público, se contemplará, asimismo, el impacto producido en dicho cauce en caso de fallo del tratamiento de depuración, consignándose los mecanismos de emergencia necesarios para minimizarlo.

Se exceptuarán estos informes en el caso que el vertido pueda ser calificado como de escasa importancia.

19. Los peticionarios de concesión de aguas para uso industrial, o de autorización de vertidos líquidos industriales, están obligados a presentar una memoria sobre las características del proceso industrial, indicando claramente aquellas fases del mismo que originen vertidos. Se presentará un esquema de las líneas de recogida de los mismos, con el punto de vertido final o de conexión a la red de colectores generales.

Los vertidos industriales en cuya composición existan valores de aceites y grasas superiores a los indicados en la Tabla I del Anexo al Título V del

¹¹ Se trata del REAL DECRETO 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico que desarrolla los títulos preliminar, I, IV, V, VI y VII de la ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas.

Reglamento del Dominio Público Hidráulico estarán obligados a contar con los dispositivos necesarios de separación de dichos componentes, de manera que no entren en los colectores ni salgan por los aliviaderos de crecidas.

Se deberá estudiar el posible impacto causado por el vertido de estos componentes en caso de fallo del tratamiento de depuración, consignando los mecanismos de emergencia dispuestos para minimizarlo.

20. Las instalaciones industriales procurarán, dentro de sus líneas de proceso, la recogida independiente de los distintos tipos de residuos, de manera que permitan su máxima recuperación y reciclaje.

Se proponen orientativamente los siguientes grupos:

- 1.- Aguas con sustancias de la Lista II del antedicho Reglamento del Dominio Público Hidráulico.
- 2.- Aguas de proceso sin sustancias de la Lista II del Reglamento del Dominio Público Hidráulico.
- 3.- Aguas residuales y de lluvia procedentes de las zonas de trabajo. Lixiviados de zonas de acopio.
- 4.- Aguas pluviales de tejados y zonas verdes. Aguas de refrigeración.

6.11. PROTECCIÓN, CONSERVACIÓN Y RECUPERACIÓN DEL RECURSO Y SU ENTORNO

1. Se establecerá una normativa u ordenación de las explotaciones en lagunas, lagos y embalses, de tal manera que pueda coexistir la vida salvaje con el desarrollo de su zona de confluencia y, en especial, el del sector agropecuario.

Las actuaciones encaminadas a proteger estos espacios hídricos singulares deberán contemplar los siguientes aspectos:

- Fijación de unos niveles de calidad de agua a mantener.
- Establecimiento de un perímetro o área de protección alrededor de la masa de agua, en donde se establezcan limitaciones y normas de actuación que necesariamente contendrán las siguientes:
 - a) Prohibición absoluta de vertidos urbanos e industriales no depurados en estas masas de agua, extendiendo dicha prohibición al perímetro de protección. En cualquier caso, la calidad del efluente ya depurado será

compatible con los objetivos de calidad establecidos para estas masas de agua.

- b) No se permitirán vertederos de residuos sólidos o semisólidos en el área de protección.
- Se establecerán normas de explotación de carácter cualitativo de las masas de agua y su zona de alimentación, a fin de garantizar el desarrollo natural de los ecosistemas ligados a ellas.
- Se establecerán los mecanismos de vigilancia y control necesarios para llevar a buen término las actuaciones encaminadas a la recuperación de estos espacios hídricos.

2. El Plan Hidrológico, a propuesta de la autoridad medioambiental competente, contendrá el Catálogo de las zonas húmedas que se considere necesario proteger, las incluidas en el Convenio de Ramsar y en la Directiva 79/409 (ZEPA)¹². En dicho Catálogo se establecerá la relación de las actuaciones necesarias para preservar estos espacios singulares, de manera individualizada, entre las que se encontrarán las siguientes:

- Estudios Hidrológicos.
- Establecimiento de áreas de protección.
- Establecimiento de normas de explotación y delimitación de usos y actuaciones, a fin de garantizar el mantenimiento de los índices de calidad de las aguas.
- Control de vertidos, con prohibición de los mismos en el área de protección. Limitación de aquellas prácticas agrícolas que pudieran afectar a la calidad de este recurso natural.
- Control y vigilancia de vertidos y prácticas anómalas que pudieran dar lugar a procesos de contaminación.
- Control de acceso a las distintas áreas del paraje, con especial referencia a las de cría de aves nidificantes.
- Necesidad de aportes hidráulicos para garantizar su conservación con determinación de su volumen, calidad y procedencia de los mismos.

¹² Se trata de la Directiva 79/409/CEE del Consejo, de 2 de abril de 1979, relativa a la conservación de las aves silvestres, publicada en el Diario oficial n°: L103 de 25/04/1979 p. 0001 – 0018.

3. En los casos de tramos fluviales de protección especial, cuya relación deberá contener el Plan Hidrológico de cuenca, se mantendrá, como mínimo, la calidad existente.

Las actuaciones de protección deberán contemplar diversos aspectos, a saber:

- Evaluación de los caudales ecológicos característicos de cada tramo declarado de protección especial, así como las medidas necesarias para asegurar los caudales ecológicos mínimos a estos tramos.
- Deslinde del cauce público y definición de la zona de policía. En los casos en los que se determine que es necesaria la ampliación de esta franja de protección, se realizarán los estudios oportunos para el establecimiento de la anchura de dicha franja.
- Con carácter especial y urgente, se delimitarán las franjas de protección de todos los tramos fluviales con declaración de protección especial. Asimismo, se redactarán los reglamentos de uso y explotación para los mismos, definiéndose los mecanismos para el control y vigilancia rigurosa de estas franjas de protección.

4. Se concretarán de manera expresa las Unidades Hidrogeológicas, los acuíferos o puntos específicos que deban ser objeto de protección especial, priorizándose el orden de actuación. Como casos particulares, deberán distinguirse los que pudieran ser afectados por problemas de intrusión marina, aquellos cuya explotación pudiera inducir situaciones de pérdida de calidad y los que sus drenajes constituyan una parte fundamental del ecosistema de zonas declaradas de protección especial ecológica o paisajística.

Las actuaciones a realizar podrán ser de distinto tipo; entre otras el establecimiento de normas que racionalicen el uso y explotación del acuífero, el establecimiento de perímetros de protección, la fijación de normas de explotación, con la posibilidad de cerrar y sustituir aquellas extracciones que pongan o pudieran poner en peligro la calidad del acuífero y otras que se consideren de interés.

5. En aquellos embalses en que se considere la posibilidad de uso recreativo, se condicionará dicho uso a la elaboración de Planes de Ordenación, en los que se contemplará la delimitación de las zonas de protección, así como las limitaciones de actuación en dichas zonas.

Los citados Planes tendrán en consideración los siguientes aspectos:

- Delimitación de áreas a proteger en las que estará prohibido todo tipo de actividades, salvo por autorización específica o situaciones de excepción.
- Definición de los usos compatibles según áreas, con la explotación del embalse junto con la delimitación de espacios de esparcimiento y disfrute y de sus accesos.
- Establecimiento de períodos hábiles para el uso y disfrute de estos espacios, fuera de los cuales estará prohibido el acceso a los mismos, salvo autorización específica.
- El abastecimiento y construcción de pantalanes, fondeaderos, muelles, etc. deberá contar con una autorización especial.

7. METODOLOGÍA PARA LA ESTIMACIÓN DE LOS CAUDALES ECOLÓGICOS MÍNIMOS

7.1. INTRODUCCIÓN

La preocupación ambiental, que tanto ha arraigado en nuestra sociedad durante la última década, ha tardado en llegar a nuestros ríos, especialmente en lo referente a la regulación de caudales. Finalmente, la Ley 29/1985 de Aguas, de 2 de agosto de 1985, ha tomado en consideración esta preocupación, al exigir una evaluación previa de los impactos de las obras hidráulicas y una mejor gestión de los recursos hídricos que minimicen dichos impactos en los ecosistemas fluviales (arts. 38 y 90).

Resulta obvio que el criterio de fijar el 10 %, o cualquier otro porcentaje fijo, de las aportaciones naturales como caudal ecológico para todos los ríos es una primera aproximación, si bien no sostenida por ninguna base científica, como tampoco lo es el fijar en 100 m³/seg. el caudal mínimo medioambiental del río Ebro por parte del Plan hidrológico de la cuenca correspondiente y por el propio PHN-2001. Desconocemos en este momento, también, los criterios seguidos en su día por la *Generalitat de Catalunya* y su Agencia Catalana del Agua que conducen a la propuesta de un caudal mínimo de 135 m³/seg. para el tramo inferior. Cada río tiene un régimen de caudales y unas características geomorfológicas peculiares, y cada uno exige, en su consecuencia, la fijación de unos caudales mínimos medioambientales diferentes.

Conviene, a este respecto, observar las consideraciones efectuadas en el denominado “Informe Berkeley”¹³, que transcribimos textualmente:

¹³ Vide Informe Berkeley. Citado en la bibliografía.

“Un aspecto muy importante de esta parte del estudio hidrológico (se refiere al del PHN-2001) es el establecimiento de un valor de 100 m³/seg. (3.154 hm³/año; 263 hm³/mes) como el caudal mínimo necesario en la desembocadura del río Ebro. Dos aspectos parecen importantes a la hora de observar este tema:

1. El valor de caudal mínimo de 100 m³/seg. necesita validarse con consideraciones ecológicas. Es necesario un mayor desarrollo de este punto tal como se ha tratado en la sección ecológica.
2. Debería realizarse un estudio estadístico detallado de los caudales mínimos previstos en el bajo río Ebro. Un método habitualmente empleado en los EE.UU. para el análisis de caudales bajos es la determinación de la frecuencia a 10 años del caudal bajo en siete días.

Estos dos aspectos anteriores están íntimamente relacionados. Así pues, debería estudiarse en detalle la estructura probabilística de los caudales diarios acumulativos mínimos para poder establecer su relación con cualquier impacto ecológico. Como ejemplo, se podría pensar en un objetivo como caudal mínimo basado en intentar maximizar la superficie mojada del río por debajo de la línea de la orilla inicial con el objetivo de optimizar las poblaciones de invertebrados y, por consiguiente, el alimento para los peces. También podrían establecerse los caudales mínimos ocasionales más altos para limpiar la grava de sedimento con anterioridad al desove de los peces. Cuestiones importantes a resolver comprenden las diferencias que se esperan que haya en la estructura probabilística de los caudales diarios acumulativos en una situación virgen pseudo-histórica, en el estado presente y bajo diferentes situaciones de almacenamiento y transferencias de exportación con las demandas futuras que se supone que tendrá que soportar el sistema.”

También se ha utilizado como criterio para fijar el caudal ecológico la media de los caudales mínimos registrados durante una serie de años. Este criterio no tiene en cuenta suficientemente las necesidades biológicas del río, ya que la fauna fluvial está adaptada a vivir con esos caudales mínimos, pero durante cortos periodos de tiempo, no de forma permanente.

También resulta poco generalizable el criterio de que los caudales ecológicos sean aquellos capaces de diluir los vertidos contaminantes que existen en el tramo de aguas abajo, ya que según este mismo criterio a un río sin vertidos le correspondería un caudal ecológico nulo.

El criterio que nos parece más acertado es el que liga las exigencias del hábitat que tienen las especies fluviales con la variación del hábitat fluvial en función de los caudales circulantes. Diversos autores, a los cuales ya nos hemos referido con anterioridad, han utilizado metodologías basadas en este criterio, entre los que cabe señalar a TENNANT (1976) que analiza cualitativamente el hábitat piscícola en función de la hidrología de la cuenca vertiente; a WHITE (1976), que desarrolla un análisis hidráulico entre los caudales circulantes y el perímetro o contorno mojado del cauce, asumiendo una relación creciente entre éste y la capacidad biogénica del río. Y finalmente, a STALNAKER (1979) y

BOVEE (1982), quienes desarrollan un método basado en las relaciones cuantitativas existentes entre los caudales circulantes y los parámetros físicos e hidráulicos que determinan el hábitat biológico.

A continuación, se expone la metodología basada en este último criterio, que se ha utilizado en los ríos regulados de la Comunidad de Madrid con el fin de proponer los caudales ecológicos capaces de mantener una comunidad faunística similar, al menos en términos cualitativos, a la que de forma natural existe en los correspondientes ríos, en sus condiciones naturales (CASADO *et al.*, 1988).

7.2. TÉCNICAS HIDROBIOLÓGICAS

7.2.1. Conceptualización

Estas metodologías se basan en conceptos de la IFIM (*Instream Flow Incremental Methodology*) creada por el Servicio de Pesca y Vida Silvestre de Estados Unidos (*US Fish & Wildlife Service*), como ya se ha citado, para relacionar los valores ecológicos de los ríos con los usos potenciales de sus aguas en términos comparables, y de esta forma planificar objetivamente la utilización de los recursos hídricos. La exposición en detalle de esta metodología IFIM puede verse en BOVEE (1982) y su revisión crítica ha sido presentada por GORE & NESTLER (1988) y SOUCHON (1983).

El esquema conceptual de dicha metodología parte de tres puntos básicos:

1. *Un modelo de simulación de la hidráulica fluvial*

A través de este modelo se pueden relacionar los diferentes caudales circulantes (Q_i) con una serie de parámetros físicos que varían con ellos, como son la profundidad o nivel de las aguas, su velocidad, anchura del cauce ocupado, temperatura, cobertura y granulometría del sustrato del lecho.

2. *Curvas de preferencia de la fauna*

Para cada uno de los parámetros hidráulicos anteriores, definimos una curva de preferencia que relaciona el grado de adecuación de la fauna acuática a los distintos valores que toman dichos parámetros cuando varían los caudales que circulan por el cauce. Cada especie encuentra su óptimo en un rango de variación determinado de cada parámetro, y fuera del mismo “toleran” las condiciones existentes o dejan de poder existir ante ellas. Se puede así definir, para cada parámetro, una curva de preferencia de algunas especies representativas de la fauna del río (normalmente se elige la trucha u otro pez abundante), que se uniformizan para fluctuaciones entre 0 y 1, de forma que se da el valor cero para

los valores del parámetro que resulten intolerables y la unidad para aquellos valores que resulten óptimos para la especie.

3. Valor potencial del hábitat fluvial

Podemos considerar que el río está dividido en celdas diferenciadas, en las que para un determinado caudal circulante existe una profundidad media (P_i), una velocidad media (V_i) y un tipo de sustrato (S_i) determinados. Las curvas de preferencia nos dan unos valores de preferencia de cada parámetro que son C_1 (P_i), C_2 (V_i) y C_3 (S_i). El producto de ellos es un indicador del valor potencial de esa celda y la integración de dicho valor como hábitat potencial de todas las celdas de un tramo de río, ponderándolas por la superficie que representan cada una de ellas, sirve a su vez de indicador del valor como hábitat del tramo fluvial representado por esa sección.

Finalmente, utilizando el modelo hidráulico es posible simular para cada caudal los valores de las variables físicas que le corresponden en cada celda, y por consiguiente el valor como hábitat de todas las celdas y por integración el de todo el tramo fluvial. Así se obtiene una relación entre el valor ecológico del hábitat y los caudales circulantes por el río, sirviendo de instrumento para fijar los caudales mínimos ecológicos con base científica.

7.2.2. Modelo hidráulico

Se parte de una serie de datos, obtenidos en el campo para las distintas estaciones de muestreo, con los que se pretende caracterizar el sustrato del río, sus márgenes y el régimen de velocidades y de caudales.

En cada estación se deben distinguir al menos dos zonas, una de aguas rápidas y otra de aguas lentas. Para cada una de ellas se mide la pendiente motriz o longitudinal del cauce y se elige un código de cobertura subacuática que caracteriza el hábitat en lo que respecta a la existencia de refugios y zonas disponibles para la pesca.

El sustrato del río se caracteriza mediante los porcentajes estimados de grandes piedras, gravas, arenas, fango y roca madre existentes en el lecho. Se miden también las pendientes transversales de ambas márgenes al tiempo que se realiza un croquis de la sección del río en cada tramo, que incluye márgenes y riberas. Finalmente, y también para cada tramo, se evalúan uno o dos transectos, según su longitud; en ellos se hacen mediciones de profundidad y velocidad a diferentes distancias de la orilla (cada 1 ó 2 m), y cubriendo toda la sección con las que se evaluará el caudal que circula por el tramo y el coeficiente de rugosidad del cauce.

La medida puntual de la velocidad se puede hacer con un molinete Woltmann, a una distancia igual a 0,6 veces la profundidad media desde la superficie, para obtener la velocidad media correspondiente de la sección transversal. Se obtiene así una serie de datos de velocidad para distintos puntos del transecto, que queda dividido en varias celdas. De cada celda se conoce la velocidad en ambos lados, tomando la media aritmética como la velocidad media de la celda y su superficie, por lo que aplicando la fórmula del gasto o ecuación de continuidad: $Q = S \cdot V$, donde Q es el caudal, S la superficie de la sección y V la velocidad, se puede determinar el caudal que circula por la celda. El caudal total que circula por el transecto será la suma de los caudales de cada celda.

Para el caso de un líquido incompresible, como el agua de un río o de un arroyo, su densidad puede considerarse la misma y constante entre dos puntos 1 y 2 de la masa, con lo que: $\rho_1 = \rho_2$ y la ecuación de continuidad, de no existir entradas (*inputs*) o salidas (*outputs*) de agua en el tramo 1-2, adopta la configuración expresada por el conocido teorema de De Vinci:

$$Q = V_1 \cdot S_1 = V_2 \cdot S_2 = \text{cte.}$$

que expresa que el gasto volumétrico permanece constante en todas las secciones transversales (conjunto de tubos de corriente) de la conducción libre. Así mismo, de esta ecuación se deduce que las velocidades medias en una corriente permanente de un fluido incompresible resultan inversamente proporcionales a las áreas mojadas de las secciones respectivas.

Se determina entonces la superficie del transecto (suma de las superficies respectivas de cada celda) y aplicando nuevamente la ecuación del gasto tendremos una velocidad media para el transecto.

Conocida la velocidad media del transecto se aplica la clásica fórmula de Manning-Strickler, para determinar el coeficiente de rugosidad. Así:

$$n^2 = \frac{R^{4/3} \times I}{V^2}, \text{ o bien: } n = \frac{R^{2/3} \times \sqrt{I}}{V}$$

Siendo:

$$\left\{ \begin{array}{l} R: \text{radio hidráulico o medio (m.).} \\ V: \text{velocidad media de la sección (m/s.).} \\ I: \text{pendiente longitudinal del cauce, aproximada por la tangente del ángulo.} \end{array} \right.$$

Normalmente, los valores así obtenidos del coeficiente de rugosidad n no deberán variar excesivamente de los que se deducen de la siguiente tabla para los cauces naturales (extraída de la tabla 1.1, pág. 43 de nuestro libro “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”), y que resultan adecuados también para la aplicación de la fórmula general de Ganguillet-Kutter. A saber:

Tabla de valores n en las fórmulas de Ganguillet-Kütter y Manning-Strickler			
(Basados en los valores propuestos por Robert E. Horton. Ref. <u>Apuntes de Hidráulica general y agrícola</u> . J. E. Torres Sotelo. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos de Valencia, 1970). Adaptación del propio autor.			
Tipo de conducción libre	Mínimo	Normal	Máximo
I.- Cauces naturales (Ríos y arroyos)			
Limpios, de riberas rectas, sin ollas (ríos de meseta)	0'025	0'030	0'033
Sinuosos con algo de piedra y vegetación	0'033	0'040	0'045
Sinuosos con piedras, ollas y maleza	0'045	0'070	0'100
Ríos de montaña (con grava, piedras y bolos)	0'040	0'050	0'070
II.- Cauces naturales en avenidas			
Inundaciones en pastizales	0'025	0'030	0'050
En terrenos de labor sin cultivos	0'020	0'030	0'040
En terrenos de labor con cultivos herbáceos	0'025	0'040	0'050
En monte bajo	0'035	0'060	0'110
En bosques	0'040	0'070	0'150

Tabla 2.9. Valores del coeficiente n de Ganguillet-Kütter y Manning-Strickler.

También se puede utilizar la fórmula multivariante de FRANQUET (“Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”, Universidad Internacional de Cataluña - Asociación de Ingenieros Agrónomos de Cataluña, Tortosa, 2003), que ofrece la velocidad media del cauce, a saber:

$$V = \sqrt{\frac{2g \cdot R \cdot I}{R^{-0'3559} \cdot e^{-6'3388+0'2674 \cdot K}}} = 4'43 \cdot \sqrt{I \cdot R^{1'3559} \cdot e^{6'3388-0'2674 \cdot K}}$$

Despejando la categoría de rugosidad de la expresión general anterior, se tiene:

$$V^2 = 19,6249 \cdot I \cdot R^{1,3559} \cdot e^{6,3388-0,2674 \cdot K}$$

$$2 \ln V = \ln 19,6249 + \ln I + 1,3559 \cdot \ln R + 6,3388 - 0,2674 \cdot K$$

$$0,2674 \cdot K = 9,3156 + \ln I + 1,3559 \cdot \ln R - 2 \ln V$$

$$K = 34,8377 + 3,7397 \cdot I + 5,0707 \cdot \ln R - 7'4794 \cdot \ln V$$

Consúltese, al respecto, la tabla 1.7, pág. 76 del libro mencionado, donde puede verse que los valores del coeficiente o categoría de rugosidad, para los cauces naturales, se hallan comprendidos en el intervalo:

$$K \in [9, 12].$$

Tratándose de cursos de agua naturales, es posible la aplicación de la fórmula de Manning específica para este tipo de cauces libres¹⁴, así como también sería adecuada la aplicación de las fórmulas de cálculo (más propias o específicas para este tipo de cauces naturales) de Hermanek y Siedeck, que se presentan a continuación.

Fórmula de Hermanek. En este sentido, la velocidad media de circulación del agua por el cauce de un río o arroyo cuyo caudal ecológico se trata de determinar, según la formulación de Hermanek, viene dada por la expresión:

$$V = K' \sqrt{h \cdot I}$$

$$\text{en que } K' = \begin{cases} 30 \cdot 7 \sqrt{h} \\ 34 \sqrt[4]{h} \\ (50 \cdot 2 + 0 \cdot 5 h) \sqrt{h \cdot I} \end{cases} \text{ para una profundidad media } \begin{cases} h \leq 1 \cdot 5 \text{ m.} \\ 1 \cdot 5 < h \leq 6 \text{ m.} \\ h > 6 \text{ m.} \end{cases}$$

y siendo I, como siempre, la pendiente longitudinal del cauce.

Fórmula de Siedeck. Su expresión general viene dada por:

$$V = \frac{h \sqrt{I}}{\sqrt[20]{L} \times 0 \cdot 0316}$$

en que L es la anchura de la superficie libre del cauce natural.

Como ejercicio ilustrativo y recapitulatorio, aplicamos seguidamente algunas de las anteriores fórmulas a la cuantificación del caudal ecológico en un río que discurre sobre cauce de cantos rodados consolidado y cuyas características morfométricas, cuando discurre dicho caudal, son las siguientes: anchura del nivel libre del agua, L = 100 m.; profundidad media, h = 0'65 m.; pendiente en la superficie libre (igual a la del fondo), I = 0'9 m./km.

Fórmula de Bazin. En este caso, $\gamma = 1 \cdot 75$ (categoría 6) y un área de la sección transversal, $S = 100 \times 0 \cdot 65 = 65 \text{ m}^2$. Admitimos que $R \approx h$ (pues por ser L muy grande respecto a h, puede tomarse sensiblemente el contorno o perímetro mojado: $c = L$) con lo cual el cálculo del radio hidráulico medio resulta inmediato:

¹⁴ Vide el libro mencionado del mismo autor, pág. 48.

$$R = \frac{S}{c} \approx \frac{S}{L} = \frac{65}{100} = 0'65 \text{ m.}$$

En realidad, como $c = 101'3$ m. se tiene que: $R = 65/101'3 = 0'64$ m. Llevamos ahora a la ecuación de continuidad: $Q = S \cdot V$ el valor de V de la fórmula de Bazin, y substituyendo valores tenemos (siendo $k = 27'4$, deducido de la tabla correspondiente, para $\gamma = 1'75$ y $R = 0'64$ m.):

$$Q = 65 \sqrt{0'64 \times 0'0009} \times k = 1'56 \times 27'4 = 42'7 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Fórmula general de Ganguillet-Kütter. Tomamos ahora $n = 0'03$ y $1/n = 33$; el mismo razonamiento, con $R = 0'65$ m., nos conduce a la obtención de un caudal de:

$$Q = 65 \sqrt{0'65 \times 0'0009} \times \frac{23 + \frac{0'00155}{0'0009} + 33}{1 + (23 + \frac{0'00155}{0'0009}) \frac{0'03}{0'806}} = 1'573 \times 30'6 = 47'3 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Fórmula de Kütter. Resulta ser una simplificación de la anterior. Utilizamos la tabla correspondiente, en que para $m = (100 \cdot n) - 1 = (100 \times 0'03) - 1 = 2$, y $R = 0'65$ m., se tiene $\alpha = 32'5$. O sea:

$$Q = 1'573 \times 32'5 = 51'1 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Fórmula de Manning-Strickler. Con la tabla correspondiente y $R = 0'65$ m., y $n = 0'03$, se obtiene $c_1 = 30'4$ y entonces:

$$Q = c_1 \times (R \cdot I)^{1/2} = 47'8 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Fórmula de Hermanek. Resulta muy recomendada para este tipo de cauces. Como en este caso: $h = 0'65 < 1'5$ m., se tiene, con $R = 0'65$ m.:

$$Q = S \times 30'7 \sqrt{0'65} \sqrt{0'65 \times 0'0009} = 1'573 \times 24'7 = 38'9 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Fórmula de Siedeck. Directamente ofrece:

$$Q = 65 \times \frac{0'65 \sqrt{0'0009}}{0'0316 \sqrt[20]{100}} = 31'9 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Por tratarse de un cauce natural, las dos últimas expresiones ofrecerían *a priori* un caudal más aproximado a la realidad.

Fórmula de Franquet. Considerando, ahora, el modelo multivariante de FRANQUET propuesto en nuestros estudios, con $R = 0'64$ m., se tendría (para una categoría de rugosidad de $K = 9'5$, ver página 76 del libro citado de este mismo autor):

$$V = 4'43 \times \sqrt{I \times R^{1'4112} \times e^{6'8639 - 0'3236 \times K}} = \\ = 4'43 \times \sqrt{0'0009 \times 0'64^{1'4112} \times e^{6'8639 - 0'3236 \times 9'5}} = 0'64 \text{ m/seg.}, \text{ con lo que:}$$

$$Q = S \times V = 65 \times 0'64 = 41'9 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Alternativamente, con $K = 10'0$, se obtiene:

$$V = 0'59 \text{ m./seg. y } Q = 38'9 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

valores estos últimos coincidentes exactamente con los que se deducen de la aplicación de la fórmula de Hermanek, ya suficientemente ponderada, lo que pone de manifiesto, una vez más, la bondad o ajuste de nuestras propuestas.

Por último, la *fórmula de Forchheimer*, para $R = 0'65$ m., ofrece:

$$Q = S \times V = 65 \times \lambda \times R^{0'7} \times I^{0'5} = 65 \times 27 \times 0'65^{0'7} \times \sqrt{0'0009} = 38'9 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

también exactamente coincidente con los valores deducidos de las expresiones anteriores de Hermanek y Franquet.

En el caso de más de una medida para cada sección se toma como coeficiente de rugosidad la media de los obtenidos para los distintos caudales estimados. Los coeficientes de rugosidad así obtenidos se comparan con los recogidos por CHOW (1985) para los distintos tipos de cauce y se toma el que mejor se aproxima al caso correspondiente.

Conocido el coeficiente de rugosidad es necesario saber cómo se modifican las condiciones hidráulicas de la corriente en función del caudal. Para ello se consideran incrementos de calado de 5 cm., lo que supone la modificación de las condiciones de la corriente al variar en cada una de las celdas el radio hidráulico y la profundidad (incrementos conocidos), y el régimen de velocidades en el sistema de celdas se determina utilizando las fórmulas de Manning-Strickler, Franquet, Hermanek, Siedeck o cualquiera de las otras expuestas en el ejemplo anterior, con el coeficiente de rugosidad estimado. Es necesario tener bien en cuenta que el incremento -positivo o negativo- del calado supone la incorporación o desaparición de celdas, dependiendo de las características del cauce.

7.2.3. Determinación de la anchura ponderada útil

Con la información recogida en el campo se dispone de una serie de datos sobre profundidad, velocidad, tipo de sustrato y cobertura, así como su distribución en el río. Para cada uno de estos parámetros se tiene una curva de preferencia desarrollada a partir de las propuestas por BOVEE (1982), modificadas por la propia experiencia tanto en base a las comunidades piscícolas como a las de macroinvertebrados (ver BROTONS, 1988). Por unidad de longitud para cada tramo y caudal circulante, se puede determinar una anchura útil ponderada por un índice de conformidad C, calculado como el producto de los 4 factores siguientes:

$$C = C_{cob} \times C_s \times C_h \times C_v$$

Dos de ellos, los referentes a cobertura subacuática (C_{cob}) y sustrato (C_s) son fijos para cada transecto e indicadores de la capacidad que tiene el hábitat como refugio y como alimento (macroinvertebrados) para la comunidad piscícola, respectivamente. Dichos factores han sido evaluados por las siguientes expresiones:

$$C_{cob} = 0.3 + 0.1 \times cob$$

Siendo “cob”: código de cobertura subacuática (expresado en %).

$$C_s = (1.0 \times pbl + 0.8 \times pgr + 0.7 \times par + 0.6 \times pfan + 0.5 \times prm) / 100$$

Siendo: $\left\{ \begin{array}{l} pbl: \text{ porcentaje de cantos rodados} \\ pgr: \text{ porcentaje de gravas} \\ par: \text{ porcentaje de arena} \\ pfan: \text{ porcentaje de fango} \\ prm: \text{ porcentaje de roca madre} \end{array} \right.$

Los factores referentes al calado (C_h) y a la velocidad (C_v) son característicos de cada celda y vienen determinados por:

$C_h = 0$	si	$cm_i < 20 \text{ cm}$
$C_h = -1.2 + 0.06 \times cm_i$	si	$20 < cm_i < 30 \text{ cm}$
$C_h = 0.4 + 0.007 \times cm_i$	si	$30 < cm_i < 85 \text{ cm}$
$C_h = 1$	si	$cm_i > 85 \text{ cm}$
$C_v = 1$	si	$V_i < 25 \text{ cm/s.}$
$C_v = 1.571 - 0.023 \times V_i$	si	$25 < V_i < 60 \text{ cm/s.}$
$C_v = 0.309 - 0.002 \times V_i$	si	$60 < V_i < 155 \text{ cm/s.}$
$C_v = 0$	si	$V_i > 155 \text{ cm/s.}$

Siendo: c_{mi} : calado medio de la celda i
 V_i : velocidad media de la celda i

Se obtiene así el coeficiente de conformidad (C_i) para cada celda. La anchura ponderada útil (APU_i) de cada celda será el producto de su anchura real por el coeficiente de conformidad, o sea:

$$APU_i = A_{real} \times C_i$$

Y la anchura ponderada útil del transecto APU será la suma de las APU_i de todas las celdas del mismo y corresponderá a un determinado caudal. Si mediante el modelo hidráulico simulamos las condiciones de velocidad y profundidad de las celdas para diferentes caudales, podremos hallar sus APUs correspondientes y, en definitiva, obtener unas curvas que relacionan las APU con los caudales, para cada sección transversal.

7.3. CAUDALES ECOLÓGICOS MÍNIMOS ABSOLUTOS

Los caudales ecológicos se obtienen a partir de las gráficas que relacionan la anchura ponderada útil (APU) con el caudal (Q). Se ha considerado como caudal ecológico que genera una APU igual a 1 m. Se puede reforzar este criterio con la exigencia de que la APU debe ser mayor que el cincuenta por ciento de la anchura real del cauce en las condiciones de muestreo de verano (máximo estiaje), ya que una reducción mayor afectaría forzosamente a la ecología de numerosas especies.

7.4. CAUDALES ECOLÓGICOS ACONSEJABLES

Para un río determinado en una zona homogénea existe una relación entre la anchura ponderada útil para la vida piscícola y la biomasa piscícola que realmente habita esa zona del río. Por otro lado, unos bajos caudales que originen escasez de pesca no tienen interés desde el punto de vista de su actual utilización recreativa. Por ello se considera que, siempre que sea posible, deben circular por los cauces unos caudales aconsejables capaces de mantener una biomasa piscícola igual o superior a 30 g/m².

Para hallar esta correlación entre la anchura ponderada útil en metros y la biomasa en gramos por metro de longitud de río se realizan muestreos piscícolas cuantitativos en numerosos ríos y en los mismos tramos muestreados simultáneamente se determinan las APUs correspondientes. Los muestreos piscícolas se pueden realizar mediante pesca eléctrica y las biomásas estimarse por el método de capturas sucesivas a esfuerzo constante (para un mayor detalle metodológico ver GARCÍA DE JALÓN *et al.*, 1986).

La relación entre las biomásas (en términos de peso por unidad de longitud de río, g/m) y las APU obtenidas se ajustan a expresiones de tipo lineal, exponencial y potencial, seleccionándose las de mejor coeficiente de correlación. Multiplicando los 30 g/m² por la anchura del cauce se obtiene un valor con el que, entrando en la relación anterior B/APU, nos proporciona un valor de APU que, a su vez, llevado al gráfico APU/Q permite deducir el caudal ecológico aconsejable buscado.

Por lo que se refiere al régimen de caudales ecológicos, veamos que para proceder a su establecimiento en cada tramo fluvial debe distinguirse entre aquellos ríos caracterizados por la presencia de salmónidos y aquellos otros que, en ausencia de éstos, se caracterizan por la presencia de ciprínidos. En los primeros se protege la trucha común (*Salmo trutta*)¹⁵ en las épocas de reproducción, que tiene lugar en nuestro país desde mediados de noviembre a febrero, así como de las altas temperaturas estivales (desde mediados de julio a mediados de septiembre), mediante la exigencia de caudales superiores a los “caudales aconsejables”. En las restantes épocas de año, o sea, desde marzo hasta mediados de julio y desde mediados de septiembre a mediados de noviembre, se exige al menos el “caudal mínimo” (García de Jalón, 1990).

En los ríos de ciprínidos, más adaptados a las altas temperaturas estivales, se protege exclusivamente su reproducción, que tiene lugar entre los meses de mayo y junio, con “caudales aconsejables”, mientras que el resto del año sólo se exige el “caudal mínimo”.

La figura siguiente es una adaptación esquemática de los métodos que combinan modelos de simulación hidráulica (A) con información sobre la preferencia de las especies en relación a determinados parámetros físicos (B). Se obtiene así una gráfica que representa la potencialidad del hábitat para las especies piscícolas consideradas en función de caudales supuestos (C). Esto es:

15 De todos los peces de río la trucha es el más comercializado y uno de los más ansiados trofeos para el pescador. Por el nombre de “trucha” conocemos a una serie de especies y subespecies de pescados semigrasos que pertenecen al género *Salmo*. Existen muchos tipos de truchas y es un pescado de gran importancia económica y gastronómica. La trucha se adapta a multitud de ambientes acuáticos, siempre que se trate de aguas frías, limpias y bien oxigenadas. La talla suele relacionarse con la velocidad y temperatura de las aguas. Así, en aguas rápidas y frías de montaña son frecuentes ejemplares de pequeño tamaño, en torno a los veinte centímetros, en cambio en aguas lentas y embalses pueden llegar a rebasarse, con frecuencia, los treinta centímetros. Sus costumbres son muy territoriales e incluso agresivas: los adultos no permiten la presencia de otros individuos en su cercanía. La parte principal de su dieta está formada por invertebrados bentónicos y pequeños insectos. No obstante, las grandes truchas que se crían en zonas de aguas lentas pueden consumir animales de gran tamaño, principalmente anfibios, e incluso adquirir hábitos caníbales, predando sobre alevines, juveniles y adultos de menor talla. La freza tiene lugar a finales de año. Para ello las truchas se desplazan a áreas de aguas rápidas con abundantes gravas. En los grandes ríos de la península pueden producirse desplazamientos migratorios de cierta entidad. Sin embargo, en los ríos asturianos o cántabros, mayoritariamente de aguas rápidas, los desplazamientos son de muy corto recorrido, limitándose a cortas penetraciones en los afluentes de los ríos de mayor caudal.

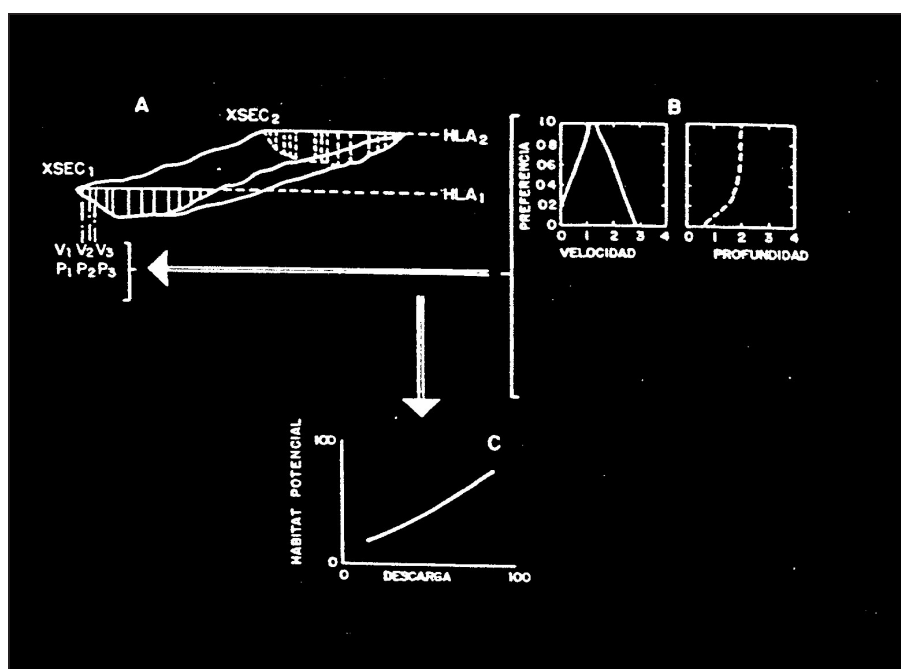


Fig. 2.2. Potencialidad del hábitat en función del caudal.

8. CAUDALES MÍNIMOS MEDIOAMBIENTALES. PERIODOS DE RETORNO

8.1. INTRODUCCIÓN

Consideraremos como criterio aceptable para la contrastación de la cuantía del caudal ecológico mínimo, el que se deduce, para un periodo de retorno determinado, basándose en la función de Gumbel.

Se llama *periodo de retorno* de un determinado caudal mínimo al número medio de años que han de transcurrir para que se produzca una sola vez un caudal mínimo anual igual o inferior al citado. Es decir, si q_p es el caudal mínimo anual correspondiente (se trataría de caudales medios mensuales) a un periodo de retorno de n años, eso significa que, por término medio, se da un caudal inferior o igual a q_p una vez cada n años.

La función de distribución teórica de probabilidad más usada en general - por la bondad de sus resultados- para estudiar los valores extremos de las variables meteorológicas (que son, sin duda, las de mayor influencia en las oscilaciones de los caudales del río), es la función de GUMBEL, que se detalla a continuación.

8.2. CÁLCULO DE LOS PERIODOS DE RETORNO

8.2.1. Metodología

La función teórica de la distribución de probabilidad de Gumbel viene dada por la formulación:

$$p = e^{-e^{-y}} \quad (1)$$

Expresa una relación de cuantía-frecuencia, en la que p es la probabilidad de que el caudal mínimo anual sea superior a un cierto valor q_p . Por tanto, $1-p$ será la probabilidad del suceso contrario o complementario, o sea, que el caudal mínimo anual sea menor o igual a q_p . La variable y es una variable intermedia, y e es la base de los logaritmos neperianos o naturales ($e = 2,71828284\dots$).

De hecho, aunque no sea éste nuestro caso, puede suceder que sólo se disponga de los registros de caudal correspondientes a una corta serie cronológica de años, lo que no permite conocer, por otros procedimientos iterativos, los caudales mínimos correspondientes a períodos de retorno superiores al número de años conocidos de la serie histórica. Por ello, puede resultar de interés recurrir a métodos como el que se desarrolla a continuación.

Si en un número suficientemente grande de años N se ha dado V veces un caudal mínimo absoluto anual inferior o igual a q_p , se cumplirá que:

$$1-p \approx V/N$$

y como el período de retorno correspondiente a q_p es:

$$n = N/V$$

se cumple que: $1-p \approx 1/n$, de dónde:

$$n \approx 1/(1-p)$$

Por tanto, al fijar el período de retorno n , podemos deducir p mediante la expresión aproximada:

$$1 - p = 1/n \quad ; \quad p = 1 - 1/n = (n-1) / n$$

Tomando logaritmos naturales a la ecuación inicial (1), obtendremos:

$$\ln p = -e^{-y} = -\frac{1}{e^y} \quad ; \quad e^y = -\frac{1}{\ln p} \quad ;$$

$$y = \ln\left(\frac{-1}{\ln p}\right) = \ln\left(\frac{1}{-\ln p}\right) = -\ln(-\ln p) = -\ln\left(\ln \frac{1}{p}\right) = \text{coln}(\text{coln } p) \quad (2)$$

El valor q_p se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$q_p = \bar{q} - S_q \cdot K$$

siendo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{q} = \text{valor medio de los caudales mínimos anuales.} \\ S_q = \text{desviación típica o "standard" muestral de los caudales} \\ \text{mínimos anuales.} \\ \\ K = \frac{|\bar{y} - y|}{S_y} \text{ en la que:} \\ \\ y \text{ viene dada por la ecuación (2)} \\ \bar{y} \text{ es la media de los valores: } y_i = -\ln\left(\ln \frac{n+1}{i}\right), \quad \forall i = \{ 1, 2, \dots, n \} \\ \\ S_y \text{ es la desviación típica de los valores anteriores } y_i \text{ (desviación} \\ \text{cuadrática media, típica o "standard" de la muestra).} \end{array} \right.$$

8.2.2. Cálculo de los períodos de retorno para los caudales mínimos anuales

8.2.2.1. Caudales mínimos absolutos anuales ($N = 62$ años)

En base a la serie histórica o cronológica de los caudales del río Ebro medidos en la estación foronómica nº 27 (Tortosa), según datos de la propia Confederación Hidrográfica del Ebro, que abarca desde el año hidráulico 1913-14 hasta el 1990-91 (con la excepción de los años comprendidos entre 1935-1936 y 1950-51), calculamos los caudales mensuales del mes de agosto, de lo que se deducen los siguientes resultados:

$$\bar{q} = \frac{\sum_{j=1}^{62} q_j}{N} = 144'45 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$S_q = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{24} q_j^2 - \frac{\left(\sum_{j=1}^{24} q_j\right)^2}{N}}{N-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{24} (q_j - \bar{q})^2}{N-1}} \quad \forall j \in (1, 2, \dots, 24) = 73,41 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$\sigma = 72'82 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (desviación típica del universo).

$CV = \frac{\sigma}{\bar{q}} \times 100 = 50,41\%$, que es el coeficiente de variación de Pearson (en el que

se ha eliminado la influencia de la unidad de medida de los valores de la variable aleatoria estadística *caudal mínimo anual*).

El método de Gumbel que utilizamos en nuestro estudio resulta cómodo por la relativa sencillez de su aplicación, sobre todo cuando se utiliza un gran volumen de datos. De hecho, este método ha sido utilizado “in extenso” en numerosos países, particularmente en trabajos hidrológicos, y la justificación principal de su empleo radica en haber estado sometido a prueba y contrastación de resultados con la realidad, en numerosas ocasiones, ofreciendo valores satisfactorios en la práctica. Por ello, también hemos creído conveniente aplicarlo aquí.

8.2.2.2. Periodo de retorno de 3 años

$$\begin{cases} p = (n-1)/n = 2/3 = 0'67 \\ y = -\ln (\ln 1/p) = 0'90387 \end{cases}$$

El cuadro correspondiente de cálculo de los diferentes valores de la y_i , en función de los años, es el siguiente:

PERÍODO DE RETORNO DE 3 AÑOS

i	$y_i = -\ln [\ln(n+1)/i]$
1	-0'32208
2	0'36673
3	1'25537

Fuente: Elaboración propia.

$$\begin{cases} \bar{y} = 0'43329 \\ S_y = 0'79075 \\ q_p = 144,45 - 0'5951059 \times 73'41 = 100'76 \text{ m}^3 / \text{seg.} \\ K = \frac{|y - \bar{y}|}{S_y} = \frac{|0'90387 - 0'43329|}{0'79075} = 0'5951059 \end{cases}$$

8.2.2.3. Periodo de retorno de 4 años

Operando de la misma forma, se obtiene:

$$\begin{cases} p = (n-1)/n = 3/4 = 0'75 \\ y = -\ln (\ln 1/p) = 1'25527 \end{cases}$$

El cuadro correspondiente de cálculo de los diferentes valores de la y_i , en función de los años, es el siguiente:

PERÍODO DE RETORNO DE 4 AÑOS

i	$y_i = -\ln [\ln(n+1)/i]$
1	-0'47623
2	0'08774
3	0'66745
4	1'50058

Fuente: Elaboración propia.

$$\begin{cases} \bar{y} = 0'44489 \\ S_y = 0'84459 \\ q_p = 144,45 - 0'95949 \times 73'41 = 74'01 \text{ m}^3/\text{seg.} \\ K = \frac{|y - \bar{y}|}{S_y} = \frac{|1'25527 - 0'44489|}{0'84459} = 0'95949 \end{cases}$$

8.2.2.4. Periodo de retorno de 5 años

Operando de la misma forma, se obtiene:

$$\begin{cases} p = (n-1)/n = 4/5 = 0'80 \\ y = -\ln (\ln 1/p) = 1'49994 \end{cases}$$

El cuadro correspondiente de cálculo de los diferentes valores de la y_i , en función de los años, es el siguiente:

PERÍODO DE RETORNO DE 5 AÑOS

i	$y_i = -\ln [\ln(n+1)/i]$
1	-0'58222
2	0'08618
3	0'36673
4	0'90387
5	1'70375

Fuente: Elaboración propia.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{y} = 0'46119 \\ S_y = 0'88559 \\ q_p = 144'45 - 1'1732291 \times 73'41 = 58'32 \text{ m}^3 / \text{seg.} \\ K = \frac{|y - \bar{y}|}{S_y} = \frac{|1'49994 - 0'461191|}{0'88559} = 1'1732291 \end{array} \right.$$

8.2.2.5. Periodo de retorno de 10 años

Operando de la misma forma, se obtiene:

$$\left\{ \begin{array}{l} p = (n-1)/n = 9/10 = 0'90 \\ y = -\ln (\ln 1/p) = 2'2634 \end{array} \right.$$

El cuadro correspondiente de cálculo de los diferentes valores de la y_i , en función de los años, es el siguiente:

PERÍODO DE RETORNO DE 10 AÑOS

i	$y_i = -\ln [\ln(n+1)/i]$
1	-0'87547
2	-0'55389
3	-0'26236
4	-0'00995
5	0'23826
6	0'50418
7	0'78307
8	1'15836
9	1'61445
10	2'35388

Fuente: Elaboración propia.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{y} = 0'49505 \\ S_y = 1'00578 \\ q_p = 144'45 - 1'7581877 \times 73'41 = 15'38 \text{ m}^3 / \text{seg.} \\ K = \frac{|y - \bar{y}|}{S_y} = \frac{|2'2634 - 0'49505|}{1'00578} = 1'7581877 \end{array} \right.$$

Como se puede apreciar, la considerable cuantía de la dispersión relativa de los caudales ($CV > 50 \%$) invalida la estimación basada en los caudales de los meses de agosto de la serie cronológica.

8.2.2.6. *Periodo de retorno de 15 años*

Operando de la misma forma, se obtiene:

$$\begin{cases} p = (n-1)/n = 14/15 = 0'93 \\ y = -\ln (\ln 1/p) = 2'2688 \end{cases}$$

El cuadro correspondiente de cálculo de los diferentes valores de la y_i , en función de los años, es el siguiente:

PERÍODO DE RETORNO DE 15 AÑOS

i	$y_i = -\ln [\ln(n+1)/i]$
1	-1,01885
2	-0,73237
3	-0'51282
4	-0'32930
5	-0,14842
6	0'01816
7	0'18754
8	1'36673
9	0'55165
10	0,75502
11	0,99155
12	1,25527
13	1,57504
14	1,91054
15	2,84731

Fuente: Elaboración propia.

$$\begin{cases} \bar{y} = 0'514 \\ S_y = 1'063 \\ q_p = 144'45 - 2,0451552 \times 73'41 = -5'68 \text{ m}^3 / \text{seg.} \\ K = \frac{|y - \bar{y}|}{S_y} = \frac{|2'688 - 0'5141|}{1'063} = 2'0451552 \end{cases}$$

Al obtener una estimación negativa del caudal, no procede continuar el cálculo.

8.2.2.7. Caudales según periodos de recurrencia

Con los resultados obtenidos, podemos elaborar la siguiente tabla, de la que después deduciremos, mediante un ajuste estadístico por regresión no lineal mínimo-cuadrática, la ecuación de la “función de retorno” correspondiente:

Período de retorno <i>n</i> (años)	Caudales mes de agosto (m ³ /seg.)	Probabilidades
3	100'76	0'67
4	74'01	0'75
5	58'32	0'80
10	15'38	0'90
15	-5'68	0'93

Tabla 2.10. Caudales en agosto según periodos de recurrencia.

El ajuste efectuado es el siguiente:

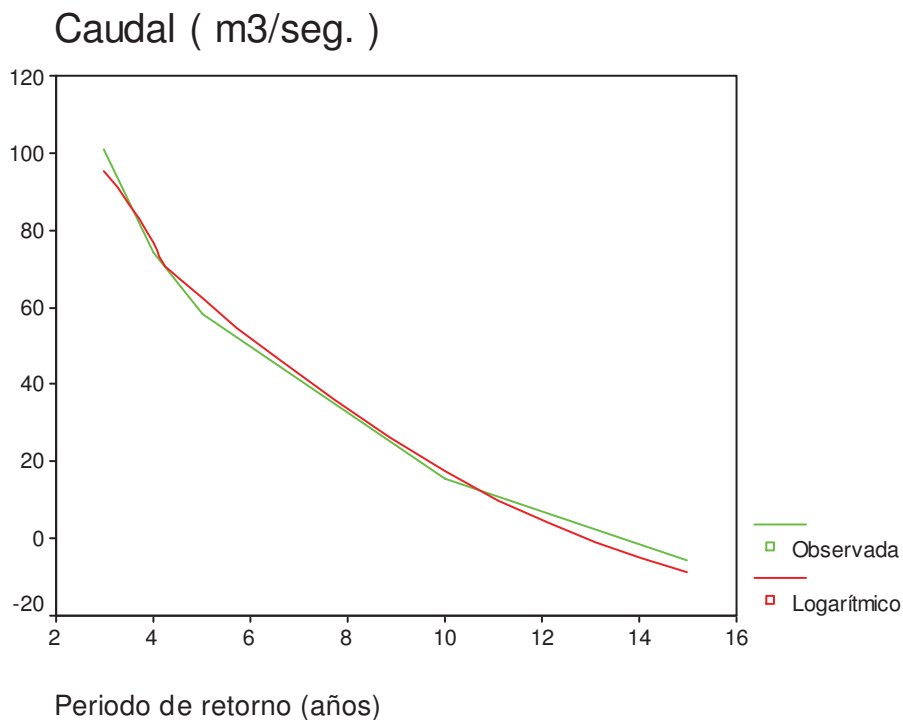
Estimación curvilínea caudal mes de agosto

Se trata de la función semilogarítmica natural o neperiana:

$$q = 166,508 - (64,773 \cdot \ln n)$$

Variable Independiente: Periodo de retorno

Dependent	Mth	Rsq	d.f.	F	Sigf	b0	b1
Caudal	LOG	,991	3	336,19	,000	166,508	-64,773



$$n = e^{-\frac{b_0}{b_1}} = e^{-\frac{166'508}{64'773}} = 13'07 \text{ años.}$$

La inversa de esta función es:

$n = e^{-\frac{b_0}{b_1}} \cdot e^{\frac{q}{b_1}}$ que, de forma abreviada, vendría dada por la expresión simplificada:

$$n = \alpha \times \beta^q, \text{ donde:}$$

$$\alpha = e^{-\frac{b_0}{b_1}} = 13'07, \text{ y: } \beta = e^{\frac{1}{b_1}} = e^{-\frac{1}{64'733}} = 0'985,$$

con lo que se tendrá la expresión potencial: $n = 13'07 \cdot 0'985^q$.

Otras consideraciones conceptuales y metodológicas derivan, precisamente, del estudio de esta función explícita y real de la variable real. Efectivamente, hay una asíntota o rama hiperbólica vertical coincidiendo con el eje de ordenadas, ya que:

$$\lim_{n \rightarrow 0} (A + B \times \ln n) = +\infty$$

Por otro lado, cuando $n \rightarrow \infty$ también la $q_p \rightarrow \infty$, lo cual podría hacer pensar en la existencia de alguna asíntota oblicua, circunstancia ésta que haría falta descubrir. En efecto:

$$\begin{aligned} m &= \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{q_p}{n} = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{A}{n} + \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{B \times \ln n}{n} = 0 + B \times \lim_{n \rightarrow \infty} \ln n^{1/n} = 0 + B \times \lim_{n \rightarrow \infty} \ln \sqrt[n]{n} = \\ &= (\text{criterio de Stolz de la raíz}) = 0 + B \times \lim_{n \rightarrow \infty} \ln \sqrt[n-(n-1)]{\frac{n}{n-1}} = \\ &= 0 + B \times \lim_{n \rightarrow \infty} \ln \frac{n}{n-1} = 0 + B \times \ln 1 = 0 \end{aligned}$$

, razón por la que existe una rama parabólica horizontal (según el eje de abscisas).

8.2.3. Cálculo de los periodos de retorno para los caudales de la estación seca

8.2.3.1. Caudales en el periodo estival

Considerando, ahora, los caudales correspondientes al trimestre estival (meses de julio, agosto y septiembre), vemos que:

$$\bar{q} = \frac{\sum_{j=1}^{24} q_j}{N} = 194'85 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$S_q = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{24} q_j^2 - \frac{\left(\sum_{j=1}^{24} q_j\right)^2}{N}}{N-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{24} (q_j - \bar{q})^2}{N-1}} \quad \forall j \in (1, 2, \dots, 24) = 89,20 \text{ m}^3 / \text{seg. Además:}$$

$\sigma = 88,48 \text{ m}^3 / \text{seg.}$ (desviación típica del universo o población), con lo que:

$CV = \frac{\sigma}{\bar{q}} \times 100 = 45,41\%$, que es el coeficiente de variación de Pearson (en el que

se ha eliminado la influencia de la unidad de medida de los valores de la variable aleatoria estadística que, en nuestro caso, es el *caudal del periodo estival*).

8.2.3.2. Periodo de retorno de 3 años

Aplicando la misma metodología que en el caso anterior, se tiene:

$$q_p = 194'85 - 0'5951059 \times 89'20 = 141'77 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

8.2.3.3. Periodo de retorno de 4 años

$$q_p = 194'85 - 0'95949 \times 89'20 = 109'26 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

8.2.3.4. Periodo de retorno de 5 años

$$q_p = 194'85 - 1'1732291 \times 89'20 = 90'20 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

8.2.3.5. Periodo de retorno de 10 años

$$q_p = 194'85 - 1'7581877 \times 89'20 = 38'02 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

8.2.3.6. Periodo de retorno de 15 años

$$q_p = 194'85 - 2'0451552 \times 89'20 = 12'42 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

No procede continuar con períodos de retorno mayores, al resultar negativa la estimación del caudal.

8.2.3.7. Caudales según periodos de recurrencia

En base a las mismas consideraciones efectuadas para el caso anterior de los caudales mínimos mensuales (mes de agosto), la “función de retorno” correspondiente a la estación seca o periodo estival se deducirá de la siguiente tabla:

Período de retorno <i>n</i> (años)	Caudales estación seca (m ³ /seg.)	Probabilidades
3	141'77	0'67
4	109'26	0'75
5	90'20	0'80
10	38'02	0'90
15	12'42	0'93

Tabla 2.11. Caudales en la estación seca según periodos de recurrencia.

El ajuste efectuado es el siguiente:

Estimación curvilínea caudal periodo estival

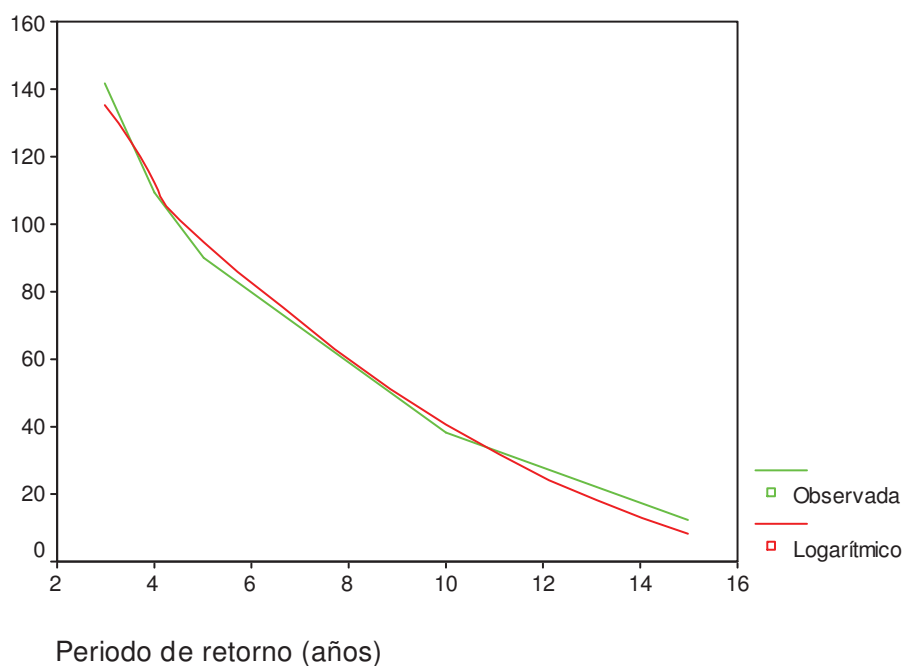
Se trata de la función semilogarítmica natural o neperiana:

$$q = 221,668 - (78,712 \cdot \ln n)$$

Variable independiente: Periodo de retorno

Dependent	Mth	Rsq	d.f.	F	Sigf	b0	b1
Caudal	LOG	,991	3	336,39	,000	221,668	-78,712

Las representaciones gráficas de ambas funciones (la observada y su ajuste semilogarítmico minimocuadrático) pueden verse a continuación:

Caudal (m³ / seg.)**ANALISIS DE LA VARIANZA**

Dependent variable.. caudal Method.. LOGARITH

Listwise Deletion of Missing Data

Multiple R ,99557
 R Square ,99116
 Adjusted R Square ,98821
 Standard Error 5,71660

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	1	10993,181	10993,181
Residuals	3	98,039	32,680

F = 336,39330 Signif F = ,0004

----- Variables in the Equation -----

Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
Periodo de retorno	-78,712115	4,291587	-,995571	-18,341	,0004
(Constant)	221,668443	8,222503		26,959	,0001

También en este caso se produce una correlación negativa prácticamente perfecta (inversa). Aquí:

$$\frac{dq}{dn} = \frac{b_1}{n} = -\frac{78'712}{n}$$

$$\text{Cuando } q = 0 \text{ m}^3/\text{seg.}, \ln n = -\frac{b_0}{b_1} = \frac{221'668}{78'712} = 2'8162,$$

con lo que: $n = \text{anti ln } 2'8162 = 16'71$ años.

Por último, la función que nos ocupa, con la misma configuración analítica que la anterior, posee una rama parabólica horizontal (según el eje de abscisas).

8.2.4. Cálculo de los periodos de retorno para diversos caudales de referencia

En el estudio completo a efectuar, se debe incluir también el mes de junio en el período estival o estación seca, en que según el PHN-2001 no se podía trasvasar, y efectuar los análisis de los periodos de retorno de 2 años. Por último, deben calcularse las funciones de retorno para los tres supuestos estudiados (agosto, trimestre estival, cuatrimestre seco) y hallar los períodos de retorno o recurrencia correspondientes a cada uno de los caudales mínimos propuestos por las diferentes Instituciones y metodologías empleadas (100, 135, 269 m³/seg., ...).

Así mismo, como podrá comprobarse posteriormente, el caudal mínimo medioambiental correspondiente al mes de agosto se evalúa en 79 m³/seg., que corresponde a un período de retorno de:

$$n = 13'07 \cdot 0'985^{79} = 3'96 \text{ años} \cong 4 \text{ años}$$

Del mismo modo, en el período estival (meses de julio, agosto y septiembre), se tendrá que:

$$\alpha = e^{-\frac{b_0}{b_1}} = e^{-\frac{221'668}{78'712}} = 16'71, \text{ y}$$

$$\beta = e^{\frac{1}{b_1}} = e^{-\frac{1}{78'712}} = 0'987,$$

con lo que se tendrá la expresión potencial:

$$n = 16'71 \cdot 0'987^q,$$

que, teniendo en cuenta el caudal mínimo ponderado asignado al trimestre estival, a saber:

$$q = \frac{135 \times 31 + 79 \times 31 + 107 \times 30}{92} = 107 \text{ m}^3/\text{seg.},$$

al que corresponde un período de retorno de:

$$n = 16'71 \cdot 0'987^{107} = 4'12 \cong 4 \text{ años}$$

Se observa, en definitiva, que en ambos casos estudiados hasta ahora (mes de agosto y trimestre estival) los períodos de retorno de los caudales mínimos medioambientales resultantes de nuestro estudio oscilan alrededor de 4 años.

Veamos, por último, que considerando toda la serie histórica de 60 años estudiados (desde el año hidráulico 1913/1914 hasta el 1988/89), para unos períodos de retorno de 4 y 5 años, respectivamente, se tendrían los siguientes caudales medios anuales esperables:

n = 4 años:

$$q_p = 495'55 - 0'95949 \cdot 172'4 = 330'1 \text{ m}^3/\text{seg.} \cong 10.410 \text{ hm}^3/\text{año}$$

n = 5 años:

$$q_p = 495'55 - 1'1732291 \cdot 172'4 = 293'3 \text{ m}^3/\text{seg.} \cong 9.250 \text{ hm}^3/\text{año}$$

n = 10 años:

$$q_p = 495'55 - 1'7581877 \cdot 172'4 = 192'4 \text{ m}^3/\text{seg.} \cong 6.069 \text{ hm}^3/\text{año},$$

con lo que el caudal mínimo propuesto de $269 \text{ m}^3/\text{seg.} \cong 8.483 \text{ hm}^3/\text{año}$, tiene un periodo de retorno superior al quinquenio. Debe tenerse en cuenta, por otra parte, que de haber considerado en este estudio el periodo 1912/13 al 2003/04, el caudal medio anual sería del orden de $452'5 \text{ m}^3/\text{seg.} \cong 14.270 \text{ hm}^3/\text{año}$ (véase anexo n°: 2).

Al igual que hemos realizado con los restantes periodos estudiados, la “función de retorno” correspondiente a los caudales medios anuales se deducirá de la siguiente tabla:

Período de retorno n (años)	Caudales medios anuales ($\text{m}^3/\text{seg.}$)	Probabilidades
3	393'0	0'67
4	330'1	0'75
5	293'3	0'80
10	192'4	0'90
15	143'0	0'93

Tabla 2.12. Caudales medios anuales esperables según periodos de recurrencia.

En este caso, el ajuste efectuado es el siguiente:

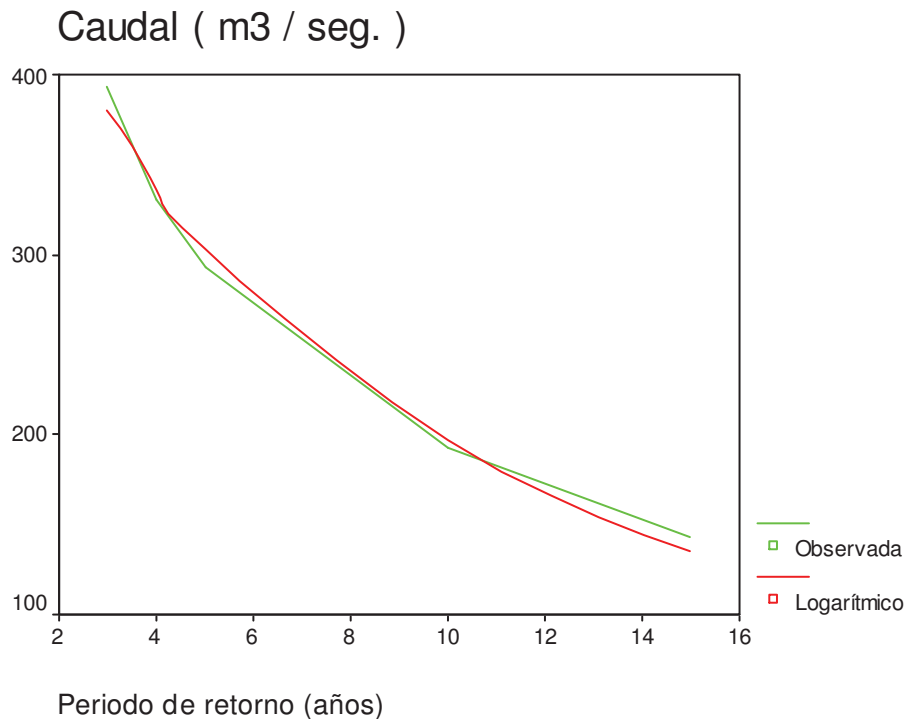
Estimación curvilínea caudal anual

Se trata de la función semilogarítmica natural o neperiana:

$$q = 547,391 - (152,13 \cdot \ln n)$$

Variable Independiente: Periodo de retorno

Dependent	Mth	Rsq	d.f.	F	Sigf	b0	b1
Caudal	LOG	,991	3	334,47	,000	547,391	-152,13



ANALISIS DE LA VARIANZA

Variable Dependiente .. Caudal Method.. LOGARITH

Listwise Deletion of Missing Data

Multiple R	,99555
R Square	,99111
Adjusted R Square	,98815
Standard Error	11,08047

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square		
Regression	1	41065,682	41065,682		
Residuals	3	368,330	122,777		
F =	334,47447	Signif F =	,0004		
----- Variables in the Equation -----					
Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
P. de retorno	-152,131592	8,318364	-,995545	-18,289	,0004
(Constant)	547,391017	15,937641		34,346	,0001

También, en este caso, se produce una correlación negativa prácticamente perfecta (inversa), con:

$$\frac{dq}{dn} = \frac{b_1}{n} = -\frac{152'13}{n}$$

$$\text{Cuando } q = 0 \text{ m}^3/\text{seg.}, \ln n = -\frac{b_0}{b_1} = \frac{547'391}{152'13} = 3'5982,$$

con lo que $n = \text{anti ln } 3'5982 = 36'53$ años.

Veamos, en fin, que también en este caso la función que nos ocupa, con la misma configuración analítica que la anterior, posee una rama parabólica horizontal (según el eje de abscisas).

9. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÍNIMO MEDIOAMBIENTAL MEDIO ANUAL

9.1. DETERMINACIONES DE OTROS AUTORES

Tal como puede verse en nuestro anterior libro titulado “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”, Cap. V, pp. 335 y ss., existen algunos trabajos de otros autores que proponen la fijación de un caudal mínimo medioambiental para el tramo final del río Ebro. Conviene, en este sentido, hacer referencia a los estudios del Dr. Narcís Prat, catedrático de la Universidad de Barcelona (Departamento de Ecología, Facultad de Biología), que sintetizaremos en el presente apartado.

La gestión alternativa del agua en el tramo inferior del Ebro debe basarse en un sistema que sitúe en pie de igualdad los usos del agua con la preservación de los valores ambientales, sociales y económicos de la zona. El régimen hídrico del río debe respetar y conjugar adecuadamente todas estas características¹⁶.

¹⁶ Vide PRAT, N. en “Afecciones al Bajo Ebro derivadas del PHN, alternativas y necesidad de un nuevo modelo de gestión del agua”.

Con estas premisas básicas, antes de abordar cualquier planificación es **imprescindible establecer un sistema integrado de gestión** de toda la parte baja del Delta -desde el conjunto Mequinenza/Ribarroja hasta el mar-, fundamentado en estudios científicos previos que determinen cuales han de ser los principales criterios que deben dirigir la gestión de los caudales de agua y sedimentos. Este sistema debe ser **interdisciplinar, dando cabida a todos los usuarios, aunque debe ser independiente de ellos y con una marcada presencia de científicos, técnicos y conservacionistas, encargados de asegurar que la garantía de agua para todos los usos quede supeditada al buen estado ecológico del río y del Delta.**

Para mantener la funcionalidad ecológica, social y económica del río, el sistema de gestión debe contemplar varios apartados, para los cuales a continuación se definen también los caudales y regímenes hídricos que se evalúan como necesarios (ver también la tabla siguiente):

- Un caudal mínimo para contener el ascenso de la **cuña salina** en la zona de Deltebre en los momentos de caudales bajos. Esto implica mantener una reserva de agua en los embalses para estos fines. Esta necesidad se evalúa en torno a $3.500 \text{ hm}^3/\text{año}$ ($150 \text{ m}^3/\text{s}$).
- Un caudal mínimo en los meses de invierno que mantenga los fondos del río en constante remoción y asegure su oxigenación y que, al mismo tiempo, circunscriba la cuña salina a la zona estuarina final del río. Serán necesarios $3.100 \text{ hm}^3/\text{año}$ (prácticamente unos $400 \text{ m}^3/\text{s}$ durante 3 meses).
- Un régimen de **crecidas que permita a la vez transportar sedimentos al Delta y provocar los mecanismos de afloramiento** de aguas marinas que aumenten la producción pesquera (para este último caso las avenidas deben ser en primavera). El transporte de 5 millones de toneladas de sedimentos necesita de unos $1.000 \text{ m}^3/\text{s}$ unos 57,8 días. Descontando los $400 \text{ m}^3/\text{s}$ ya considerados en el apartado anterior, esto supone un régimen de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ más durante estos 57,8 días, es decir, un total de $3.000 \text{ hm}^3/\text{año}$.
- Un caudal para **gestionar las anoxias en la cuña salina**, soltando durante 20 días (en verano) caudales de $400 \text{ m}^3/\text{s}$. Ello se debe realizar por lo menos 2 veces al año en los años medios; es decir, se deben añadir 865 hm^3 al total (en esta cifra ya se han descontado los $150 \text{ m}^3/\text{s}$ de caudal mínimo del primer apartado).
- Agua para los **regantes** (que se deriva en Xerta y por lo tanto hay que descontarla si se pretende gestionar adecuadamente la cuña salina). Actualmente, se estima en unos $824 \text{ hm}^3/\text{año}$. Si se disminuyeran los arrozales en un cuarto de su superficie (máximo aceptable sin un profundo análisis detallado de posibles impactos) y considerando el agua necesaria para los humedales que sustituirían a los arrozales, las necesidades estarían sobre los $670 \text{ hm}^3/\text{año}$.
- Agua para el denominado **minitransvase a Tarragona**: $126 \text{ hm}^3/\text{año}$.
- Agua para las **medidas agroambientales** (inundación de otoño): $190 \text{ hm}^3/\text{año}$.

De este modo, las necesidades hídricas estimadas para el tramo final del Ebro pueden resumirse en la siguiente tabla:

NECESIDADES HÍDRICAS	CAUDAL (hm ³ /año)
Contener la cuña salina	3.500
Caudal mínimo invernal	3.100
Crecidas para sedimentos y afloramiento marino	3.000
Gestionar las anoxias en la cuña salina	865
Agua para los regantes	824 (670)
Minitrasvase a Tarragona	126
Medidas agroambientales	190
TOTAL	11.605 (11.451)

Tabla 2.13. Necesidades hídricas para el tramo final, según N. Prat.

En total pues, las necesidades básicas o mínimas (volumen anual mínimo) son del orden de los 11.605 hm³/año (equivalentes a 368 m³/s. en caudal ficticio continuo, aguas arriba del azud de Xerta-Tivenys), caudal que sería imposible garantizar si se realizan las actuaciones previstas en el PHN-2001 y que, además, en los 20 años del periodo comprendido entre los años hidráulicos 1979/80 y 1998/99, ha sido solamente superado en cinco ocasiones (el 25% del tiempo total).

Según los datos expuestos, por tanto, resulta imposible garantizar un trasvase de 1.050 hm³/año como el inicialmente previsto en el PHN si lo que se desea es diseñar un sistema de gestión adecuado para el mantenimiento de los usos y necesidades ambientales del tramo final del río Ebro.

Por otra parte, las futuras perspectivas de reducción de las aportaciones por el efecto combinado del aumento progresivo de cobertura forestal de la cuenca y del cambio climático, merecen una atención especial e ineludible de cara a la planificación futura del uso de los recursos hídricos de la cuenca del Ebro. Hay que tener en cuenta, en fin, que las drásticas consecuencias del cambio climático sobre los recursos hídricos para la cuenca del Ebro podrían suponer una pérdida del 16% de dichos recursos hacia el año 2060.¹⁷

Las razones por las cuales se modificó el Plan Hidrológico Nacional del 2001 vienen suficientemente razonadas en la Exposición de Motivos de la ley Ley 11/2005, de 22 de junio, que transcribimos textualmente a continuación:

¹⁷ Vide AYALA-CARCEDO, F.J. E IGLESIAS, A. 2000. Impactos del posible cambio climático sobre los recursos hídricos, el diseño y la planificación hidrológica en la España Peninsular. *El Campo de las Ciencias y las Artes* 137:201-222.

“El Plan Hidrológico Nacional, aprobado por la Ley 10/2001, de 5 de julio, incluye en el capítulo III del título I las previsiones ligadas a las transferencias de agua entre el Bajo Ebro y las cuencas hidrológicas internas de Cataluña, del Júcar, del Segura y del Sur, bajo unos supuestos objetivos de racionalidad, eficiencia socioeconómica y ambiental, que distintos informes técnicos han puesto en entredicho, al considerar que en una decisión de tanto calado como la de llevar a cabo el trasvase no han merecido la debida atención y tratamiento aspectos fundamentales, entre los que cabe destacar los siguientes:

a) En su dimensión económica, en tanto se han exagerado los beneficios del proyecto, sus costes aparecen sistemáticamente infravalorados y, en algunos casos ni siquiera han sido tomados en consideración; la estructura de precios para la industria, la agricultura y los consumidores no ha sido suficientemente bien explicada; no se ha aclarado si se aplicarían tarifas diferentes según los territorios, ni cómo establecerían los acuerdos en materia de precios; los beneficios positivos, en términos de creación de empleo, han sido sobreestimados, y la relación entre el precio y la demanda no está bien contemplada.

b) En cuanto a las repercusiones ambientales, no se han analizado adecuadamente los efectos de una posible reducción de las cantidades de agua a trasvasar, y no se han despejado las incertidumbres sobre el caudal futuro del Ebro; no se han adoptado las medidas necesarias para la protección del río Ebro y en particular del Delta; no se ha asegurado la protección de las especies protegidas existentes, contrariamente a lo exigido por la legislación comunitaria sobre hábitats; existe un riesgo real de propagación de especies invasoras; en la evaluación de impacto ambiental y sus documentos asociados no se recoge ninguna información sobre la toma y la distribución del agua del trasvase, ni sobre los bombeos de agua y las instalaciones eléctricas necesarias, aspecto clave para determinar el consumo de energía que requieren y su impacto en el cumplimiento por España del Protocolo de Kyoto; tampoco se ha informado en el trámite de consulta sobre el aumento de salinidad previsto tanto en la cuenca cedente como en las cuencas receptoras, pospuesta a estudios futuros, que pueden llegar cuando el daño sea ya irreparable.

c) Y en cuanto a los aspectos técnicos, ha de subrayarse la ausencia del rigor necesario en los estudios sobre la disponibilidad efectiva de agua para trasvasar, de forma que no es posible determinar cuánta agua puede ser transferida, ni con qué garantías, existiendo por otra parte un margen de duda excesivo sobre la capacidad de los embalses previstos para almacenar el agua en las cuencas receptoras.

Estas acusadas y graves deficiencias en los criterios que prestan soporte al trasvase han quedado corroboradas en buena medida por la valoración sumamente crítica que en distintas fases y trámites ha merecido el proyecto a las autoridades comunitarias, lo que resulta determinante para estimar que las posibilidades de obtener financiación con cargo tanto a Fondos de

Cohesión como al FEDER (Fondo Europeo de Desarrollo Regional) para un proyecto de las características descritas resultan prácticamente inexistentes.

Por otro lado, de realizarse el señalado trasvase no quedaría garantizado el cumplimiento de las cautelas ambientales y socioeconómicas previstas en la legislación de aguas, destinadas a garantizar que en ningún caso el desarrollo futuro de la cuenca cedente pueda verse comprometido por la transferencia, ni quedaría asegurada la obligada circulación del caudal ambiental aguas abajo de la toma de derivación y el mantenimiento de los ecosistemas asociados, tal y como expresamente exige la Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas (Directiva Marco sobre Política de Aguas), patrón por el que deberán perfilarse las políticas hidráulicas de los Estados miembros en el siglo XXI.

De acuerdo con la citada Directiva europea, las transferencias entre cuencas sólo deben plantearse cuando se hayan optimizado los recursos hídricos de cada cuenca; y, en todo caso, cualquier actuación hidráulica debe ser compatible con el mantenimiento de los caudales que garanticen la calidad ecológica de las aguas. Ello es aplicable, evidentemente, a la única transferencia de agua de importancia significativa existente en España, el trasvase Tajo-Segura, cuya utilización deberá ajustarse, estrictamente, a las condiciones establecidas en la legislación vigente.

Adicionalmente, el exigible principio de recuperación de los verdaderos costes asociados al trasvase, haría inviable económicamente la utilización de los recursos aportados para el regadío y retrasaría en el tiempo la puesta en marcha de soluciones a problemas que son ya muy urgentes, mientras que existen alternativas técnicamente más recomendables, ligadas a la gestión de la demanda, a la utilización de desaladoras y a la reutilización de recursos, que pueden atender una demanda justificada y legítima, paliar la sobreexplotación y contaminación de acuíferos, y asegurar el mantenimiento de los ecosistemas de interés natural, garantizando un uso más racional y sostenible de los recursos hidráulicos.

El panorama descrito lleva a considerar que el trasvase proyectado cuestiona gravemente los principios que la propia Ley 10/2001, de 5 de julio, establece en el artículo 12...”

9.2. NUESTRAS PROPUESTAS

Una vez expuestos estos conceptos fundamentales e introductorios, vamos a pasar a realizar una descripción más exhaustiva del método que aquí se ha seguido para evaluar el caudal mínimo medioambiental necesario para el tramo inferior del Ebro, considerando como tal el comprendido entre el azud de Xerta-Tivenys y la desembocadura deltaica en el mar Mediterráneo.

Establecidos ya los principios o definiciones previas referentes al caudal mínimo medioambiental, conviene fijar su cuantía media anual y distribuirla posteriormente según el hidrograma del año hidráulico que viene observándose, a lo largo de una extensa serie histórica o cronológica, en el tramo inferior del río Ebro, concretamente en la estación de aforos número 27 de la CHE en Tortosa.

Cuando se verifica una precipitación, al aproximarse el agua al suelo, una parte de ella se evapora; del resto, una fracción se infiltra y percola en el terreno y otra discurre por la superficie del mismo. La parte que se infiltra alimenta los acuíferos y mantiene los niveles piezométricos, con lo que, bajo nuestro punto de vista, sólo tiene interés en lo que afecta a la regulación de las aguas subterráneas cuando se trata de aplicar el sistema de infiltración-percolación. La fracción que discurre por la superficie del suelo está ligada a la escorrentía, definiendo GARCÍA NÁJERA el coeficiente de escorrentía ϵ para una cuenca a intervalo determinado, como la relación entre el caudal total desaguado en aquel intervalo y el volumen de precipitaciones caídas en la cuenca durante el mismo.

Si el coeficiente ϵ se toma en valores anuales, KÉLLER indica la fórmula:

$$\epsilon = \frac{1'000}{0'942 - \frac{0'884}{N}} - \frac{350}{405 - \frac{400}{N}}, \text{ donde:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = \text{Coeficiente de escorrentía.} \\ N = \text{Altura anual de lluvia (en mm).} \end{array} \right.$$

Las cifras indicadas son los valores medios y extremos entre los que pueden variar los coeficientes expresados.

Cuando se trata de aguaceros, varía mucho según sea el suelo que los recibe. Si se trata de suelos secos, habrá una gran diferencia con los suelos saturados (por vertidos o precipitaciones anteriores), dependiendo todo ello de la capacidad de infiltración del momento.

Es muy interesante observar los valores de un coeficiente relacionado con los **caudales mínimos de las cuencas** y con sus regímenes de lluvias. Nos referimos al coeficiente λ en la fórmula de ISZKOWSKI:

$$Q_{\min} = 0,0063 \cdot \lambda \cdot \epsilon \cdot N \cdot F \text{ (asimilable al caudal ecológico), donde:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = \text{Coeficiente de escorrentía anual.} \\ N = \text{Precipitación media de la cuenca tributaria (en m)} \\ F = \text{Superficie de la cuenca (en km}^2\text{)} \\ Q_{\min} = \text{Gasto mínimo de estiaje (en m}^3\text{/seg)} \\ \lambda = \text{Coeficiente que depende de la naturaleza de la cuenca aportadora.} \end{array} \right.$$

Este coeficiente, como decimos, varía con la naturaleza de la superficie de la cuenca (es decir, del suelo receptor de la precipitación estudiada), como se observa en el cuadro adjunto.

TIPO DE SUELO	Valores de λ
Terreno normal por su naturaleza y vegetación	1,0
Ríos regulados por lagos	1,5
Terreno permeable con poca vegetación	0,4
Terreno poco permeable con vegetación	0,8
Terreno impermeable en las partes llanas	entre 1,0 y 1,5
Terreno impermeable en cerros	entre 0,8 y 0,5
Terreno impermeable en las montañas, decreciendo con la vegetación	entre 0,6 y 0,3
Arroyos y barrancos	entre 0,3 y 0

Tabla 2.14. Valores del coeficiente λ para diferentes tipos de suelo.

En nuestro caso, debe tenerse en cuenta que la precipitación media de la cuenca del Ebro (de la mayor serie histórica de datos que se dispone) es de 656 mm. anuales, con lo que, siempre por el lado de la prudencia, el coeficiente de escorrentía medio de la cuenca alcanzaría un valor de:

$$\epsilon = 1'000 - 350/656 = 0'47$$

que podría elevarse perfectamente a $\epsilon = 0,50$, a falta de otras estimaciones más precisas y particularizadas, teniendo en cuenta las determinaciones de la Instrucción de Carreteras y otras reglamentaciones de aplicación al caso.

Teniendo en cuenta, además, que la cuenca del Ebro es la más regulada de las cuencas hidrográficas españolas, debido a la existencia de numerosos embalses, adoptaremos un $\lambda = 1,50$ en base a la tabla anterior, con lo que se tendría a un caudal mínimo de:

$$Q_{\min} = 0,0063 \times 1,50 \times 0,50 \times 0,656 \times 85.534,2 = 265 \text{ m}^3\text{/seg.},$$

a los que se deberían agregar los 4 m³/seg que autoriza, como máximo, la Ley 18/1981, de 1 de julio (BOE n^o: 165 del 11/07/81, pág. 15.867 y ss.) conocida como del “minitrasvase” para el abastecimiento de municipios e industrias de Tarragona, cuya toma de aguas tiene lugar en la pedanía de Campredó, aguas

debajo de Tortosa. O sea, que aguas abajo del azud de Xerta-Tivenys, dicho caudal mínimo debería ser del orden de $269 \text{ m}^3/\text{seg} = 8.483 \text{ hm}^3/\text{año}$, distribuido de acuerdo con el hidrograma natural del río que ya se ha deducido del estudio de la “función del caudal anual normalizada” que hemos visto en el epígrafe 4 del anejo 1.1. (“Análisis estadístico de los caudales”), mientras que aguas debajo de la toma o derivación del Consorcio de aguas de Taragona (CAT) dicho caudal quedaría establecido en $265 \text{ m}^3/\text{seg} = 8.357 \text{ hm}^3/\text{año}$.

Alternativamente, veamos que según los datos del “Atlas Nacional de España” (MOPTMA, julio de 1993), referidos a la estación de aforos n°: 27 (Tortosa), se tiene que la precipitación media anual sobre la cuenca del Ebro en el período 1943-44 a 1968-69 fue de $P_n = 52.906 \text{ hm}^3$, lo que supone una altura anual media de lluvia de:

$$N = \frac{P_n}{F} = \frac{52.906 '0}{85.534 '2} = 0'619 \text{ m.} = 619 \text{ mm.}$$

Por otra parte, la aportación media anual sobre la cuenca, en el mismo período considerado, fue de $A_n = 15.586 \text{ hm}^3$, de lo que se deduce una escorrentía media de:

$$L_n = \frac{1.000 \times A_n}{F} = \frac{1.000 \times 15.586}{85.534 '2} = 182 '2 \text{ mm.}$$

que implica un coeficiente de escorrentía anual de:

$$\epsilon = \frac{L_n}{N} = \frac{182 '2}{619} = 0'294 \cong 0'30 .$$

De este modo, se tendrá un déficit anual de escorrentía de:

$$D = N - L_n = 619 - 182 '2 = 436 '8 \text{ mm.}$$

En este caso, con los nuevos datos, el coeficiente anual de la cuenca, según KÉLLER, valdría:

$$\epsilon = 1'000 - \frac{350}{619} = 0'44 \text{ que, como se ha considerado anteriormente, y a}$$

falta de otras estimaciones específicas, podría elevarse a $\epsilon = 0'50$.

De cualquier modo, la anterior formulación de ISZKOWSKI, con los nuevos datos relacionados, ofrecería un caudal mínimo de estiaje de:

$$Q_{\text{mín.}} = 0'0063 \times 1'50 \times 0'30 \times 0'619 \times 85.534 '2 = 150 '10 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Es posible, complementariamente, contrastar los cálculos efectuados hasta ahora con los dimanantes de la formulación de Turc, que proporciona el valor del coeficiente de escurrimiento medio anual sobre datos de la precipitación media expresada en mm. (N) y la temperatura media anual en °C (T) de la cuenca aportadora¹⁸.

El déficit hidrológico o déficit anual de escurrimiento, en este caso, vendrá dado por la siguiente fórmula:

$$D = \frac{N}{\sqrt{0'9 + \left(\frac{N}{L}\right)^2}}$$

donde: $L = 300 + 25 \cdot T + 0'05 \cdot T^3$.

El coeficiente de escurrimiento, entonces, vendrá dado por la expresión:

$$\epsilon = \frac{N - D}{N} = \frac{L}{N}. \text{ Entonces se cumplirá que:}$$

$$D^2 = \frac{N^2}{0'9 + \frac{N^2}{L^2}} = \frac{N^2 \cdot L^2}{0'9 \cdot L^2 + N^2}, \text{ de donde:}$$

$$0'9 \cdot L^2 = \frac{N^2 \cdot L^2}{D^2} - N^2 = N^2 \left(\frac{L^2}{D^2} - 1 \right);$$

$$0'9 = \frac{N^2}{D^2} - \frac{N^2}{L^2}; \frac{N^2}{L^2} = \frac{N^2}{D^2} - 0'9; \frac{L^2}{N^2} = \frac{1}{\frac{N^2}{D^2} - 0'9}$$

Con lo que, en nuestro caso, se tendrá:

$$L = \sqrt{\frac{N^2}{\frac{N^2}{D^2} - 0'9}} = \sqrt{\frac{619^2}{\frac{619^2}{436'8^2} - 0'9}} = 588; \text{ o sea:}$$

$588 = 300 + 25 \cdot T + 0'05 \cdot T^3$; se obtiene pues la ecuación de tercer grado:

$0'05 \cdot T^3 + 25 \cdot T - 288 = 0$, que ofrece como solución una T media anual de la cuenca comprendida entre 9 y 10 °C.

¹⁸ Vide J.M. FRANQUET. "Teoría, diseño y construcción de terrazas-voladizo" Ed.: Asociación de Ingenieros Agrónomos de Cataluña. Tortosa, 1995.

Si ahora observamos el listado de temperaturas medias de diversas estaciones meteorológicas de la cuenca del Ebro (siguiente tabla), proporcionado por el Instituto Nacional de Meteorología, que no tiene en cuenta algunos puntos de alta montaña (especialmente del sistema pirenaico e ibérico), se concluye una temperatura media del conjunto oscilante alrededor de los 12 °C, lo que supondría:

Estación	Temperatura media (°C)
Tortosa	17'3
Huesca	13'6
Lleida	14'7
Logroño	13'5
Teruel	11'8
Santander	14'1
Soria	10'6
Zaragoza	15'0
Burgos	10'1
Pamplona	12'5
Vitoria	11'5

Tabla 2.15. Temperaturas medias anuales de diversos observatorios de la cuenca del Ebro.

$L = 300 + 25 \cdot 12 + 0'05 \cdot 12^3 = 686'4$, con lo que se tendrá un déficit hidrológico de:

$$D = \frac{619}{\sqrt{0'9 + \left(\frac{619}{686'4}\right)^2}} = 472'9 \text{ mm.},$$

y un coeficiente de escorrentía medio de:

$$\epsilon = \frac{N - D}{N} = \frac{619 - 472'9}{619} = 0'24.$$

Partiendo, por otra parte, de un valor medio supuesto de $T = 12$ °C, resulta interesante, para el cálculo de la evapotranspiración potencial media de la cuenca, la formulación de Coutagne, en que:

$$\lambda = \frac{1}{0'8 + 0'14 \cdot T} = \frac{1}{0'8 + 0'14 \cdot 12} = 0'4,$$

y siendo $P = 0'9 \cdot N = 0'9 \cdot 619 = 557'1 \text{ mm.} \approx 0'56 \text{ m.}$, que es la “precipitación neta” (precipitación total menos la infiltración en el terreno que puede evaluarse, con carácter general, en un 10% de N). Debe cumplirse que:

$$\frac{1}{8 \cdot \lambda} \leq P \leq \frac{1}{2 \cdot \lambda}, \text{ o sea : } \frac{1}{8 \cdot 0'4} \leq 0'56 \leq \frac{1}{2 \cdot 0'4},$$

o sea: $0'3125 \leq 0'56 \leq 1'25$, luego es aceptable.

Entonces, la evapotranspiración potencial media de la cuenca, en metros, viene dada por la expresión:

$$E = P - \lambda \cdot P^2 = 0'56 - 0'4 \cdot 0'56^2 = 0'435 \text{ m.}$$

La fórmula anteriormente aplicada tiene el interés de resultar independiente de las series cronológicas de caudales disponibles (que son, a veces, discrepantes en su temporalidad y/o cuantía). No obstante, se ha preferido contrastarla con las aplicables según la Resolución del Principado de Asturias, basadas en la legislación suiza. Partiendo de un $Q_{347} = 100,5 \text{ m}^3/\text{seg}$, que es el caudal superado durante 347 días del año hidráulico (correspondiente al percentil 5 de la correspondiente distribución de frecuencias), según se explica en el anexo nº: 6, se definen tres zonas diferentes, a saber:

A) *Zonas trucheras* (nivel de protección mínimo, base I). Será el mayor caudal de los resultantes de la aplicación de las siguientes fórmulas:

$$\text{a) } Q_{\text{mín.}} = 0'35 \times Q_{347} = 0'35 \times 100'5 = 35'20 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$\text{b) } Q_{\text{mín.}} = \frac{15 \times Q_{347}}{(\ln Q_{347})^2} = \frac{15 \times 100'50}{\ln^2 100'50} = 70'90 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$\text{c) } Q_{\text{mín.}} = 0'25 \times Q_{347} + 75 = 100'10 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Así pues, le corresponde un caudal mínimo de **100'10 m³/seg.**

B) *Zonas de interés piscícola* (nivel de protección medio, base II). Será el resultante de sumar al caudal mayor de los anteriormente obtenidos 2 l/seg. y km² de la cuenca aprovechada. Esto es:

$$Q_{\text{mín}} = 100,10 + (0,002 \times 85.534,2) = \mathbf{271,20 \text{ m}^3/\text{seg.}}$$

siempre considerando como aprovechable, a efectos piscícolas, la totalidad de la cuenca. Constituye un criterio acorde con el Informe de la Universidad de Berkeley para la Fundación de la Universidad Politécnica de Cartagena, de 7 de enero de 2003 (citado en la bibliografía).

C) *Zonas salmoneras* (nivel de protección máximo, base III). Será el resultante de sumar al caudal mayor de los obtenidos en el apartado A) 4 l/seg. y km² de cuenca aprovechada. Esto es:

$$Q_{\min} = 100,10 + (0,004 \times 85.534,2) = \mathbf{442,20 \text{ m}^3/\text{seg.}}$$

Obsérvese la gran similitud existente entre el caudal mínimo medioambiental obtenido por aplicación de la fórmula de ISZKOWSKI (265,0 m³/seg.) y el que se deduce del apartado anterior B (271,20 m³/seg.) para las zonas de interés piscícola con un nivel de protección medio, **por lo que definitivamente adoptaremos el ya expresado de: 265,0 + 4,0 = 269,0 m³/seg. a los efectos perseguidos de fijación del caudal mínimo medioambiental (promedio anual del mismo) en el tramo inferior del río Ebro, y que deberá distribuirse de acuerdo al hidrograma natural histórico de los caudales anuales. Aguas debajo de la toma del Consorcio de Aguas de Tarragona, en Campredó (Tortosa), dicho caudal sería estrictamente de 265,0 m³/seg.**

El criterio de adopción ya expuesto del caudal mínimo medioambiental para el tramo inferior del río Ebro, viene reforzado si se analiza el conjunto de los valores obtenidos aplicando las diferentes opciones que, como se recordará, son las siguientes:

CRITERIO	Q _{mín.} (m ³ /seg.)
A) Base I	100'10
ISZKOWSKI (1)	150'10
ISZKOWSKI (2)	265'00
B) Base II	271'20
C) Base III	442'20
Media aritmética	245'72

Tabla 2.16. Caudales mínimos según los diferentes criterios empleados.

La mediana o segundo cuartil de esta distribución unitaria de frecuencias es de 265'00 m³/seg., que resulta ser el valor finalmente adoptado, teniendo en cuenta también su mayor proximidad a la media aritmética.

9.3. INTERVALOS DE ADMISIBILIDAD DE LOS CAUDALES MÍNIMOS MEDIOAMBIENTALES

Por lo que se refiere al caudal mínimo medioambiental, veamos que la existencia de un gran número de procedimientos de cálculo, sin que ninguno de ellos haya sido adoptado unánimemente, indica la magnitud y complejidad del

problema planteado y las diferentes actitudes o posiciones, a menudo contradictorias, que los especialistas en la materia sostienen sobre el tema.

A los efectos que siguen, es conveniente tener presente los siguientes conceptos:

- **Período de retorno (n)** en años: se define como correspondiente a aquel caudal mínimo medioambiental tal que la probabilidad de que en un año cualquiera determinado se produzca un caudal inferior es $\frac{1}{n}$. Así mismo, los caudales medioambientales proponemos que se clasifiquen, según sus períodos de retorno, al objeto de establecer una distinción cualitativa entre ellos, del siguiente modo:

* Caudal mínimo ordinario:

Corresponde a períodos de retorno de 3 - **5** - 7 años.

* Caudal mínimo extraordinario:

Corresponde a períodos de retorno de 7 - **8** - 9 años.

* Caudal mínimo catastrófico:

Corresponde a períodos de retorno de 9 - **10** - 11 años.

Obsérvese que en la clasificación anterior hemos considerado períodos de retorno o recurrencia máximos de 11 años. Es curioso, al respecto, observar los anillos concéntricos de crecimiento anual de los troncos de los árboles centenarios: los más gruesos corresponden a los años más pluviosos y los especialistas en Dendrocronología pueden estudiar la climatología de una determinada región, incluso de épocas prehistóricas, ayudándose en su trabajo por los troncos encontrados en las ruinas de las ciudades ya desaparecidas. En los anillos parece encontrarse, efectivamente, una periodicidad en sus gruesos de crecida, que podrían coincidir también con los periodos de once años de la frecuencia de las manchas solares.

Fundamentado en esta teoría, un criterio muy utilizado es el de considerar periodos de 11 años para el estudio de los datos meteorológicos, aunque es preferible estudiar periodos múltiplos de 11, como 22, 33, 44 años, etc.¹⁹

¹⁹ Vide “Les limitacions del conreu per a les temperatures extremes, aplicació a les comarques meridionals de l’Ebre”, Josep Maria Franquet Bernis. Ed.: UNED. Tortosa, 2002.

Veamos, por último, lo que sucede para los diferentes períodos de retorno, de los que se derivan notorias distinciones cualitativas entre los caudales medioambientales. A saber:

INTERVALOS DE ADMISIBILIDAD DE LOS CAUDALES			
Período y caudal propuesto	Caudal mínimo ordinario (m ³ /seg.) (hm ³ /año)	Caudal mínimo extraordinario (m ³ /seg.) (hm ³ /año)	Caudal mínimo catastrófico (m ³ /seg.) (hm ³ /año)
Mes de agosto Q = 79 m ³ /seg.	[41, 95]	[24, 41]	[11, 24]
Estación seca Q = 107 m ³ /seg.	[69, 135]	[49, 69]	[33, 49]
Anual Q = 269 m ³ /seg. = 8.483 hm ³ /año	[251, 380] [7.916, 11.984]	[213, 251] [6.717, 7.916]	[183, 213] [5.771, 6.717]

Tabla 2.17. Intervalos de admisibilidad de los caudales.

10. ESTUDIO HIDROLÓGICO DE INUNDABILIDAD

10.1. OBJETO

Nuestro objetivo fundamental, en este estudio hidrológico de inundabilidad, es determinar los caudales de avenida representativos en la zona de estudio en el Bajo Ebro de la ciudad de Tortosa. En este sentido, se obtienen los caudales de avenida del río Ebro para periodos de retorno o recurrencia de 2,33, 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1.000 años. Para ello se ha establecido una doble metodología que permite establecer parámetros globales para la zona de estudio, con la caracterización morfológica, hidrológica y pluviométrica correspondiente. Todo ello ofrece una información complementaria que juzgamos altamente valiosa para el estudio y fijación del caudal mínimo medioambiental de este tramo inferior del río Ebro, de extraordinaria importancia ecológica y paisajística.

10.2. CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA

Con vistas al establecimiento de los parámetros esenciales del modelo de simulación hidrológica, se han analizado, como fase previa al desarrollo de otros trabajos comprendidos en este estudio, las características morfológicas e hidrológicas de la subcuenca considerada.

10.2.1. Caracterización morfológica

Las características morfológicas de la subcuenca que se ha obtenido son las que necesitarán posteriormente en el modelo hidrológico, esto es:

- La superficie se obtiene mediante herramientas GIS del mapa de cuencas creado a partir de los ortofotomapas a escala 1/5.000 del Instituto Cartográfico de Cataluña.
- La longitud de los tramos de transporte se ha capturado del mapa de la red hidrológica proporcionado por la Confederación Hidrográfica del Ebro que, para este estudio particular, hemos extraído.
- Otros datos del proyecto INUNCAT elaborado por la *Agència Catalana de l'Aigua* (Generalitat de Catalunya) y la Confederación Hidrográfica del Ebro (Ministerio del Medio Ambiente).
- El desnivel de los tramos se ha obtenido del mencionado estudio INUNCAT.

Partiendo de estas características, se obtienen datos de la cuenca y el tiempo de concentración de la misma. Para determinar el tiempo de concentración (T_c) de cada subcuenca se han considerado dos fórmulas diferentes, la de California, recomendada, en su día, por la Instrucción de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales) y la propuesta por Témez en las Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas del CEDEX (Centro de Experimentación de Obras Públicas), cuyas expresiones matemáticas son las siguientes:

$$T_c = (0,871 * L^3 / H)^{0,385} \quad \text{Fórmula de California.}$$

$$T_c = 0,30 * (L / J^{0,25})^{0,76} \quad \text{Fórmula de Témez.}$$

Donde las variables son:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_c = \text{Tiempo de concentración, en horas.} \\ L = \text{Longitud de la cuenca (km).} \\ H = \text{Desnivel existente entre la cabecera y el punto de desagüe de la} \\ \text{cuenca (m).} \\ J = \text{Pendiente media del cauce principal (m/m).} \end{array} \right.$$

La expresada fórmula de California limitará su campo de aplicación a cuencas tributarias de extensión inferior a 5.000 Has. Dicha expresión puede, también, adoptar la siguiente configuración analítica:

$$T_c = 0'0195 \times \left(\frac{L}{\sqrt{\frac{H}{L}}} \right)^{0'77}, \text{ donde, en este caso, las variables se expresan en}$$

las siguientes unidades:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_c = \text{Tiempo de concentración, en minutos.} \\ L = \text{Longitud de la cuenca (en m.).} \\ H = \text{Desnivel existente entre la cabecera y el punto de desagüe de la} \\ \text{cuenca (en m.).} \end{array} \right.$$

La fórmula de Témez encuentra su mejor aplicabilidad en el caso normal de cuencas aportadoras en las que predomine el tiempo de recorrido del flujo analizado por una red de cauces definidos.

10.2.2. Caracterización hidrológica

Resulta esencial, para la caracterización de las cuencas, el conocimiento de su comportamiento hidrológico, que nos permite calcular la escorrentía superficial o precipitación eficaz en relación con la lluvia total. De los distintos métodos habituales para representar el comportamiento hidrológico del terreno, se ha elegido el del número de curva, propuesto por el *Soil Conservation Service* del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA).

Los elementos esenciales del método del número de curva del S.C.S., que permite cuantificar la intercepción, la retención, la infiltración y la escorrentía, son: la permeabilidad del suelo, que depende de la litología y edafología del mismo, y las características de la cubierta vegetal, esencialmente la vegetación y uso al que se destina el terreno.

10.2.2.1. Condiciones antecedentes de humedad

También juzgamos esencial para la aplicación del método descrito, en una tormenta dada, el conocimiento del estado de la saturación del suelo al inicio de dicha tormenta, a cuyos efectos se consideraran tres condiciones características, denominadas respectivamente tipos I, II y III. De ellas, la condición I, equivalente a suelo muy seco, y para estar de lado de la seguridad, no se utiliza en estudios de avenidas, ya que reduce extraordinariamente el coeficiente de escorrentía. Por eso, el análisis se centra en las condiciones II y III, que se refieren a medio y húmedo, respectivamente. A saber:

Condición	Estación de latencia (mm.)	Estación de crecimiento (mm.)
I seco	PT<13	PT<36
II medio	13<PT<28	36<PT<53
III húmedo	PT>28	PT>53

Tabla 2.18. Condiciones antecedentes de humedad del S.C.S.

10.2.2.2. Características del suelo

El método del número de curva del S.C.S. considera cuatro tipos de sustrato distintos, según su grado de permeabilidad:

Suelos Tipo A: Agrupa los sustratos permeables, es decir con un potencial de escorrentía mínimo.

Suelos Tipo B: Sustratos algo menos permeables que los del tipo anterior y, por lo tanto, con un mayor potencial de escorrentía.

Suelos Tipo C: Sustratos que varían entre límites menos permeables a algo impermeables, con un potencial de escorrentía entre valores medio y alto.

Suelos Tipo D: Agrupa los sustratos con mayor impermeabilidad y, por tanto, con mayor potencial de escorrentía.

La delimitación de los distintos tipos de sustrato se ha basado en la información geológica disponible en la página *web* de la Confederación Hidrográfica del Ebro.

10.2.2.3. Cubierta vegetal y usos del suelo

Otro aspecto a tener en cuenta, a la hora de obtener el número de curva del S.C.S., es el tipo de cubierta del suelo y el uso al que se destina, habiéndose partido para ello de la información contenida en el Mapa de Clasificación de usos del suelo, disponible en la página *web* de la Confederación Hidrográfica del Ebro anteriormente citada.

10.2.2.4. Análisis de la pendiente del terreno

El último factor que tiene incidencia en el número de curva de infiltración de un determinado territorio es la pendiente del terreno, considerándose al respecto dos clases diferentes: pendiente inferior o superior al 3%.

10.2.2.5. Cálculo del número de curva

De las Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas del CEDEX, se obtienen los valores de Número de Curva del *Soil Conservation Service* con condiciones de humedad II y III en la zona de estudio. Esto es:

Valor CN del S.C.S. en Tortosa. Condición II = 60. Valor CN del S.C.S. en Tortosa. Condición III = 79.

10.2.3. Estudio pluviométrico

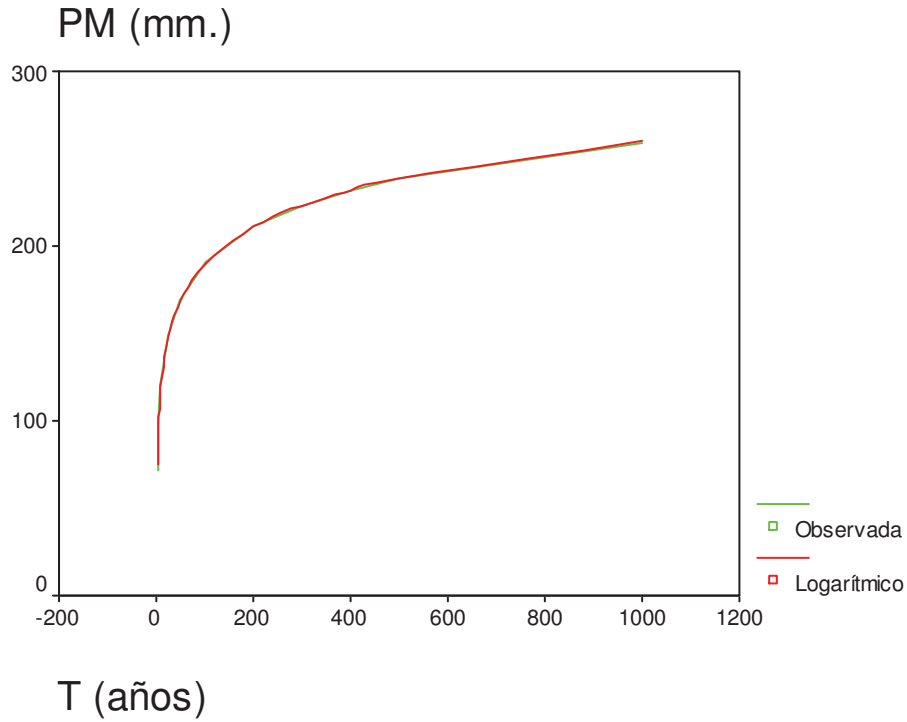
En la cuenca del Bajo Ebro, el estudio de las lluvias máximas diarias se ha llevado a cabo partiendo de los datos contenidos en el libro “Máximas lluvias diarias en la España peninsular”, de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, que ofrece los siguientes resultados:

Precipitaciones Máximas en 24h, según Período de Retorno (años)	
T = 2,33 años	PM = 91,6 mm. (71'5 mm.)
T = 5 años	PM = 116,8 mm. (98'7 mm.)
T = 10 años	PM = 142,2 mm. (120'9 mm.)
T = 25 años	PM = 178,0 mm. (149'0 mm.)
T = 50 años	PM = 206,4 mm. (169'8 mm.)
T = 100 años	PM = 237,5 mm. (190'5 mm.)
T = 500 años	PM = 314,9 mm. (238'3 mm.)
T = 1.000 años	PM = 350,8 mm. (258'8 mm.)

Las PM señaladas se refieren a la media ponderada tomada a partir de un modelo digital en malla con paso de 2'5 km., circunscrita a la zona de estudio. A partir de la malla correspondiente a un periodo determinado se ha calculado la precipitación esperable de la subcuenca promediando los valores obtenidos en los diferentes puntos de malla incluidos en su interior. Hemos adoptado en nuestro estudio estos valores, que se han contrastado con los que resultan del cálculo efectuado con datos procedentes del Observatorio del Ebro (Roquetes) situado a sólo 2'00 km. del cauce del río, que figuran entre paréntesis y ofrecen valores algo inferiores a los aquí relacionados²⁰. Para mayores especificaciones y detalles, puede consultarse la publicación del autor del libro titulada “El vent i la pluja a les comarques meridionals de l'Ebre (Estudi de recurrència)”. Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED). Tortosa, 2001. Página 48 y ss. A continuación, se realizan los ajustes minimocuadráticos a una función semilogarítmica natural o neperiana correspondientes a las funciones de retorno en el caso de los estudios efectuados por este autor y los que se derivan del INUNCAT. A saber:

²⁰ El ajuste minimocuadrático de la función de retorno más correcto es el que se encuentra en el presente capítulo de nuestro libro.

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÍNIMO MEDIOAMBIENTAL DEL RÍO EBRO EN SU TRAMO FINAL



Estimación curvilínea – (INUNCAT)

La tabla correspondiente de datos es la siguiente:

T (años)	PM (mm.)
2,33	91,6
5,00	116,8
10,00	142,2
25,00	178
50,00	206,4
100,00	237,5
200,00	-
300,00	-
400,00	-
500,00	314,9
1.000,00	350,8

Dependent variable.. **PM**

Method.. **SEMI-LOGARITH**

Listwise Deletion of Missing Data

Multiple R ,99747
 R Square ,99494
 Adjusted R Square ,99410
 Standard Error 7,09534

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	1	59403,032	59403,032
Residuals	6	302,063	50,344

F = 1179,94622 Signif F = ,0000

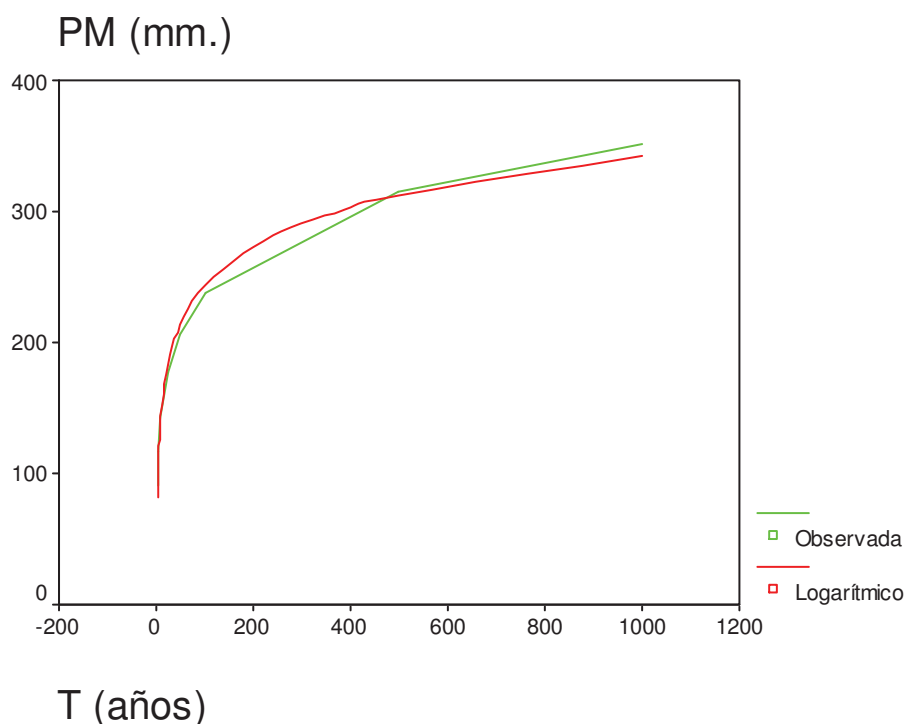
----- Variables in the Equation -----

Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
T	42,966007	1,250817	,997467	34,350	,0000
(Constant)	45,713103	5,266424		8,680	,0001

Así pues, se obtiene la función de ajuste semilogarítmica:

$$PM = 45'713 + 42'966 \cdot \ln T$$

Con la siguiente representación gráfica:



10.2.4. Modelización hidrológica

Sacamos los datos del proyecto INUNCAT, donde la modelización hidrológica se ha llevado a cabo mediante la aplicación de un modelo de simulación del proceso de precipitación-escorrentía, basado en el programa HEC-1, desarrollado por el centro de ingeniería hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos.

El programa está diseñado para simular la respuesta de una cuenca a la precipitación, determinando dicha respuesta a través de una combinación de mecanismos hidráulicos e hidrológicos interconectados. Cada uno de estos mecanismos constituye uno de los componentes del programa y se refiere a un aspecto del proceso precipitación – escorrentía. Cada componente requiere la definición de un conjunto de parámetros que especifican sus características particulares, así como las relaciones matemáticas que describen los procesos físicos que tienen lugar. El resultado final consiste en la obtención del hidrograma en los puntos en que interesa su conocimiento.

La cuenca total se simula a través de un conjunto de zonas interconectadas, de tal forma que cada una de ellas puede representarse a través de parámetros que reflejan sus condiciones medias.

En síntesis, los procesos que tiene en cuenta el expresado programa son los siguientes:

- Generación de escorrentía. Para lo que resulta necesario definir el histograma de la tormenta de cálculo, que es el dato de entrada para la determinación de la escorrentía en una subcuenca parcial. La escorrentía superficial se obtiene sustrayendo del volumen total precipitado, en cada intervalo de tiempo, los volúmenes derivados de los efectos de infiltración, retención e intercepción. Esta escorrentía unitaria se convierte en el hidrograma generado por cada subcuenca a partir de la aplicación de las técnicas correspondientes al hidrograma unitario. No se han tenido en cuenta los caudales provenientes de infiltración de vuelta al cauce en la obtención del hidrograma, ni las pérdidas por evapotranspiración en la obtención de la lluvia neta.
- Propagación de hidrogramas generados a través de los cauces. Los hidrogramas parciales de las diferentes subcuencas pueden sumarse, para simular las confluencias, o modificarse, para tener en cuenta los efectos de la propagación a lo largo de los cauces, para lo que pueden utilizarse diferentes técnicas, tales como el método de la onda cinemática, el Muskingum, etc.

10.2.5. Caudales de avenida

El punto de estudio, en nuestro caso, corresponde al código 1043 del programa INUNCAT (“Ebro en Tortosa”), con una superficie de la cuenca de 4.374’3 km². Los resultados obtenidos en la fase de simulación se resumen en las siguientes tablas, donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x = \text{Caudal máximo (m}^3/\text{s) para un periodo de retorno de } x \text{ años.} \\ V_x = \text{Volumen total de avenida (hm}^3\text{) para un periodo de retorno de } x \text{ años.} \\ QE_x = \text{Caudal específico (m}^3/\text{s. km}^2\text{) para un periodo de retorno de } x \text{ años.} \end{array} \right.$$

$Q_{2,33} =$	$1.598 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{2,33} =$	622 hm^3	
$Q_5 =$	$2.253 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_5 =$	808 hm^3	
$Q_{10} =$	$2.863 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{10} =$	996 hm^3	
$Q_{25} =$	$3.787 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{25} =$	1.284 hm^3	
$Q_{50} =$	$4.618 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{50} =$	1.527 hm^3	$QE_{50} = 1,1 \text{ m}^3/\text{s. km}^2$
$Q_{100} =$	$5.546 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{100} =$	1.795 hm^3	$QE_{100} = 1,3 \text{ m}^3/\text{s. km}^2$
$Q_{500} =$	$9.167 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{500} =$	2.851 hm^3	$QE_{500} = 2,1 \text{ m}^3/\text{s. km}^2$
$Q_{1.000} =$	$11.857 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{1.000} =$	3.613 hm^3	

Tabla 2.19. Caudal de avenida del río Ebro en Tortosa (con influencia de los embalses).

Estimación curvilínea – (con influencia de los embalses)

La tabla correspondiente de datos es la siguiente:

T (años)	Q (m ³ /s)
2,33	1.598,00
5,00	2.253,00
10,00	2.863,00
25,00	3.787,00
50,00	4.618,00
100,00	5.546,00
500,00	9.167,00
1.000,00	11.857,00

Dependent variable.. Q Method.. POWER

Listwise Deletion of Missing Data

Multiple R ,99825
 R Square ,99649
 Adjusted R Square ,99591
 Standard Error ,04358

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	1	3,2388121	3,2388121
Residuals	6	,0113972	,0018995

F = 1705,05210 Signif F = ,0000

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÍNIMO MEDIOAMBIENTAL DEL RÍO EBRO EN SU TRAMO FINAL

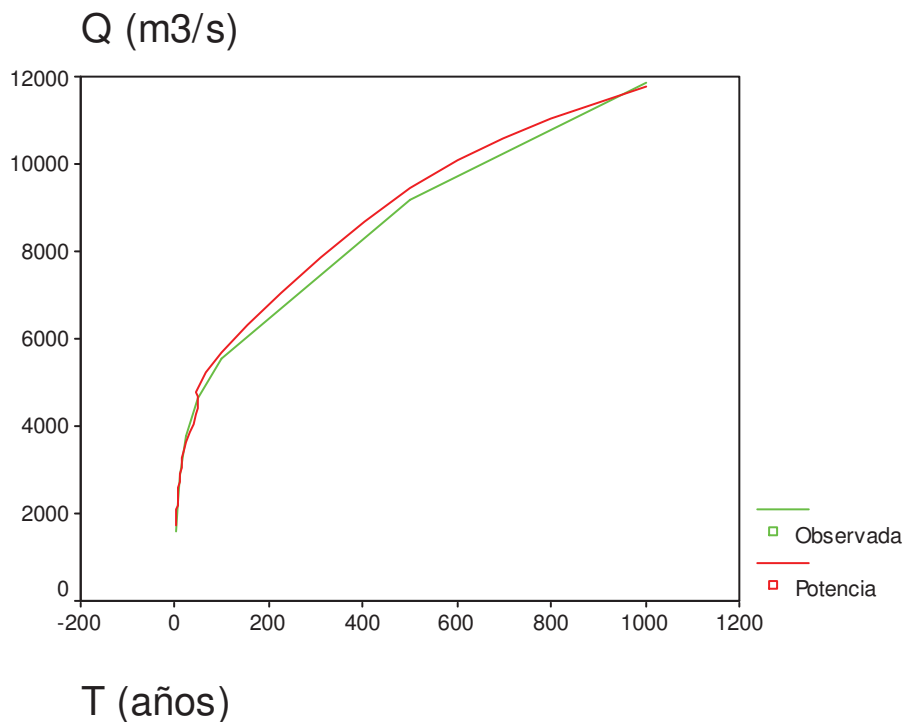
----- Variables in the Equation -----

Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
T	,317259	,007683	,998245	41,292	,0000
(Constant)	1316,529017	42,588964		30,912	,0000

Así pues, se obtiene la función de ajuste potencial:

$$Q = 1.316'529 \cdot T^{0'31726}$$

Con la siguiente representación gráfica:



Por otra parte, considerando las aportaciones en régimen natural, se tiene lo siguiente:

$Q_{2'33} =$	$2.101 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{2,33} =$	634 hm^3	
$Q_5 =$	$3.028 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_5 =$	833 hm^3	
$Q_{10} =$	$3.923 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{10} =$	1.033 hm^3	
$Q_{25} =$	$5.204 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{25} =$	1.326 hm^3	
$Q_{50} =$	$6.264 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{50} =$	1.527 hm^3	$QE_{50} = 1,4 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$
$Q_{100} =$	$7.419 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{100} =$	1.842 hm^3	$QE_{100} = 1,7 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$
$Q_{500} =$	$11.735 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{500} =$	2.904 hm^3	$QE_{500} = 2,7 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$
$Q_{1.000} =$	$14.784 \text{ m}^3/\text{s}$	$V_{1.000} =$	3.669 hm^3	

Tabla 2.20. Caudal de avenida del río Ebro en Tortosa (régimen natural).

Estimación curvilínea – (régimen natural)

La tabla correspondiente de datos es la siguiente:

T (años)	Q (m ³ /s)
2,33	2.101,00
5,00	3.028,00
10,00	3.923,00
25,00	5.204,00
50,00	6.264,00
100,00	7.419,00
500,00	11.735,00
1.000,00	14.784,00

Dependent variable.. Q (m3/s) Method.. POWER

Listwise Deletion of Missing Data

Multiple R ,99586
 R Square ,99174
 Adjusted R Square ,99037
 Standard Error ,06480

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	1	3,0266186	3,0266186
Residuals	6	,0251955	,0041993

F = 720,75139 Signif F = ,0000

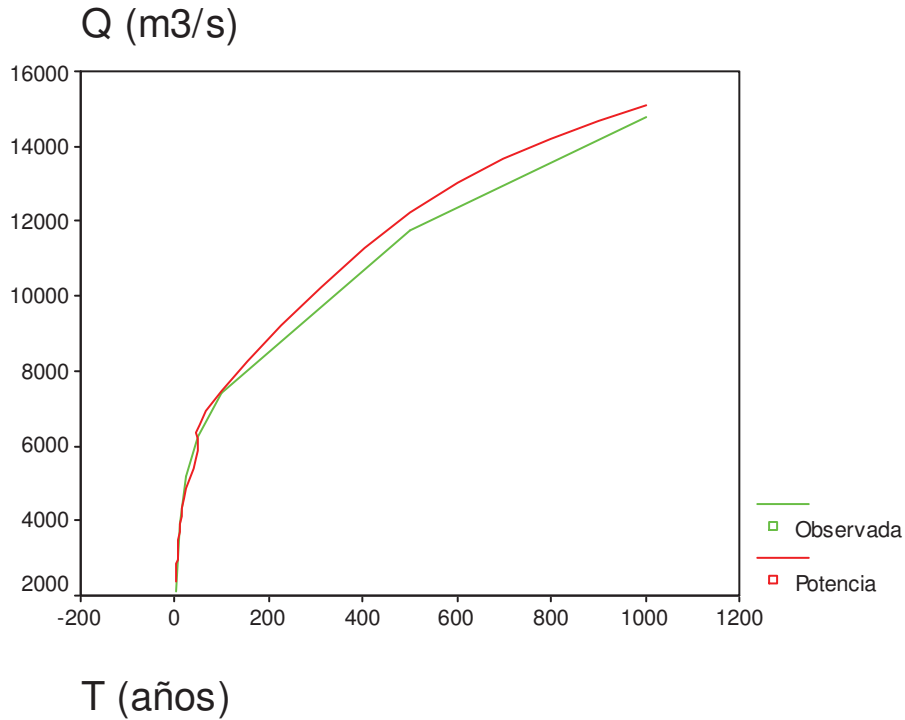
----- Variables in the Equation -----

Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
T	,306690	,011424	,995863	26,847	,0000
(Constant)	1817,241122	87,406002		20,791	,0000

Así pues, se obtiene la función de ajuste potencial:

$$Q = 1.817'241 \cdot T^{0'30669}$$

Con la siguiente representación gráfica:



De los datos de caudales de aportación del Segre y el Cinca se llega a conclusiones similares en los periodos de retorno bajos y fiables estadísticamente.

Datos	19.966
años equiv.	54,7
Periodos de retorno	
Q>3.000	T = 55 años
Q>2.000	T = 11 años
Q>1.000	T = 9,7 meses
Q>500	T = 1,2 meses
T = 2 años	Q = 1.212
T = 1 año	Q = 1.045
T = 6 meses	Q = 859
T = 3 meses	Q = 687,1
T = 2 meses	Q = 594,7

Fuente: Confederación Hidrográfica del Ebro. Q (expresados en m³/s).

Tabla 2.21. Resumen de datos C.H.E.

10.3. ESTUDIO GEOMORFOLÓGICO

Actualmente los límites de la zona inundable se corresponden en general con la superficie ocupada por la terraza baja fluvial que va variando de extensión y altura sobre el lecho, según la situación geográfica en la cuenca, tal como puede

observarse en los planos correspondientes. El límite superior está definido por el primer escalón de la terraza media.

Los conos de deyección, las zonas palustres y deltaicas tienen su morfología propia y característica.

Los barrios medievales de las ciudades y pueblos, como es el caso de Tortosa, se han mantenido por encima del nivel de la terraza baja, poniendo en práctica la experiencia adquirida a lo largo de centenares de años.

El urbanismo de la época moderna y contemporánea, en algunas ocasiones, ha posibilitado la ocupación de amplios sectores de las zonas inundables. Incluso las redes viarias, en algunos casos, también ocupan, invaden y obstaculizan los cauces de las avenidas del río, provocando serias consecuencias.

La ocupación de zonas inundables puede afectar, en definitiva, al equilibrio natural del acuífero, de los recursos hídricos, de la capacidad depuradora natural del agua, de los entornos biológicos y provocar incluso la transformación del paisaje.

10.4. INFRAESTRUCTURAS: PUENTES

No hay ningún puente por las proximidades de la zona de estudio que afecte a efectos de inundabilidad. No obstante, el más próximo situado aguas abajo es el del gaseoducto de ENAGAS en la localidad de Amposta (margen derecha) y Tortosa-Campredó (margen izquierda), situado en las coordenadas UTM: X = 294.583 m. e Y = 4.513.856 m. Y el más próximo, aguas arriba, es el “Pont Nou” o “Pont del Bimil-lenari” de circunvalación a Tortosa, de D.P.T.O.P., situado en las coordenadas UTM: X = 290.057 m. e Y = 4.520.218 m.

10.5. CÁLCULO HIDRÁULICO

Se realiza mediante la modelización realizada en el programa INUNCAT con el software HEC-RAS versión 3.0.1 de enero de 2001, con las hipótesis de partida asumidas siguientes:

- Flujo Estacionario.
- Flujo gradualmente variado.
- Flujo unidimensional en la dirección del río.
- Pendientes pequeñas, menores a 1/10. Así pues, el coseno de φ es prácticamente uno y el calado es representativo de la altura de presión.
- Contornos rígidos. No se admite ni erosión ni sedimentación en el lecho.
- Pérdidas de fricción estimadas por la fórmula de Manning-Strickler.
- No se contempla el transporte sólido o de sedimentos.

Al estudiar el movimiento de los líquidos reales en los cauces abiertos, el flujo total se considera como un gran tubo de corriente con velocidad media V en cada sección transversal. La energía cinética por unidad de peso viene dada por $V^2/2 \cdot g$. Ahora bien, al distribuirse irregularmente las velocidades en cada punto de la sección considerada, el valor $V^2/2 \cdot g$ no coincide con la media de los valores de la energía cinética de cada punto. Con estas hipótesis de trabajo, veamos que la ecuación básica de la conservación de la energía, entre dos secciones de flujo unidimensional, es la siguiente:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha_1 * (V_1^2 / (2 * g)) = Z_2 + Y_2 + \alpha_2 * (V_2^2 / (2 * g)) + h_e \text{ (Bernouilli)}$$

Siendo para cada sección:

$$\left\{ \begin{array}{l} Z \text{ (m): Elevación del fondo de la sección transversal respecto a la cota de referencia.} \\ Y \text{ (m): Calado del agua de la sección transversal.} \\ \alpha: \text{ Coeficiente de energía (Coriolis) que tiene en cuenta la no uniformidad de la distribución de velocidades en la sección.} \\ V \text{ (m/s): Velocidad media del flujo en la sección.} \\ g \text{ (m/s}^2\text{): Aceleración de la gravedad = 9'81.} \\ h_e \text{ (m): Pérdida de energía entre las secciones.} \end{array} \right.$$

Esta pérdida de energía se calcula mediante la expresión:

$$h_e = L * S + C [\alpha_1 * (V_1^2 / (2 * g)) - \alpha_2 * (V_2^2 / (2 * g))]$$

Siendo las variables:

$$\left\{ \begin{array}{l} L \text{ (m): Longitud del tramo.} \\ S \text{ (m/m): Pendiente de fricción.} \\ C: \text{ Coeficiente de pérdidas por expansión o contracción.} \end{array} \right.$$

Se supone que la pérdida de altura por fricción a velocidad y radio hidráulicos dados es la misma que tendría un flujo uniforme que tuviera esta velocidad y este radio hidráulico. Por tanto la pendiente motriz se calcula mediante la formulación clásica de Manning-Strickler contrastada con la de FRANQUET propuesta en nuestro anterior libro “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica” (citado en la bibliografía).

Con esta modelización y formulación se han obtenido los siguientes resultados en la zona de estudio, teniendo en cuenta la influencia de los embalses:

$T = 500$ años; $Q_{500} = 9.167 \text{ m}^3/\text{s}$
 Elevación mínima del lecho = 1,0 m.s.n.m.
 Cota de lámina de agua = 11,21 m.s.n.m.
 Cota de lámina de agua en régimen crítico = 8,61 m.s.n.m.
 Altura de la línea de energía = 11,60 m.s.n.m.
 Pendiente de la línea de energía = 0,000471.
 Velocidad media = 1,68 m/s
 Velocidad zona canal central = 3,37 m/s
 Sección mojada = 5.454,33 m².
 Ancho de la lámina de agua = 1.185,65 m.
 Número de Froude²¹ al canal, $F = 0,34$ (flujo lento o subcrítico)

Tabla 2.22. Resultados para una recurrencia de 500 años.

$T = 100$ años; $Q_{100} = 5.546 \text{ m}^3/\text{s}$
 Elevación mínima del lecho = 1,0 m.s.n.m.
 Cota de lámina de agua = 9,01 m.s.n.m.
 Cota de lámina de agua en régimen crítico = 5,76 m.s.n.m.
 Altura de la línea de energía = 9,57 m.s.n.m.
 Pendiente de la línea de energía = 0,000715.
 Velocidad media = 2,25 m/s
 Velocidad zona canal central = 3,52 m/s
 Sección mojada = 2.462,40 m².
 Ancho de la lámina de agua = 903,10 m.
 Número de Froude al canal, $F = 0,40$ (flujo lento o subcrítico)

Tabla 2.23. Resultados para una recurrencia de 100 años.

²¹ El número de Froude es, sin duda alguna, el principio más fundamental de la hidráulica de los canales abiertos y ofrece una idea acerca de la mayor o menor rapidez de una corriente comparada con su calado. Se trata de una magnitud numérica adimensional que expresa la relación existente entre las fuerzas de inercia y las de gravedad: se define como la razón entre la velocidad media del flujo uniforme (Manning o Chèzy) y la celeridad relativa de perturbaciones superficiales pequeñas (la celeridad de Lagrange), con lo que se obtiene un parámetro que, cuanto mayor es, indica una más acusada preponderancia de la energía cinética sobre la energía potencial de la corriente. En cauces abiertos como el que nos ocupa, el flujo es subcrítico, crítico o supercrítico si su número de Froude es respectivamente menor, igual o mayor que la unidad. En el régimen lento, como resulta para los tres periodos de retorno estudiados, la velocidad de la corriente en el canal es inferior a la celeridad o velocidad de propagación de una pequeña onda superficial y de gravedad (de pequeña altura) que se produjese estando el líquido en reposo, por lo que las ondas producidas por cualquier perturbación (transición o fenómeno local) pueden desplazarse aguas arriba y también aguas abajo del punto de localización. Tratando de contar la historia lo más veraz posible, veamos que Froude no había desarrollado directamente el famoso número que lleva su nombre. Además de esto, el trabajo más importante de Froude, publicado en el año 1871, trató no precisamente de la hidráulica de los canales abiertos, sino de la estabilidad hidrodinámica de los barcos. Sin embargo, las contribuciones científicas de Froude eran de tal importancia que él era muy respetado por sus contemporáneos. Con el fin de honrar su memoria, aparentemente sus seguidores le atribuyeron el concepto que ahora lleva su nombre. Por tanto, la moraleja de la historia *ad hoc* podría ser que “la gloria de un gran hombre depende no tanto de sus propios actos, sino de los actos de sus seguidores”.

T = 50 años; $Q_{50} = 4.618 \text{ m}^3/\text{s}$
Elevación mínima del lecho = 1,0 m.s.n.m.
Cota de lámina de agua = 8,19 m.s.n.m.
Cota de lámina de agua en régimen crítico = 5,23 m.s.n.m.
Altura de la línea de energía = 8,78 m.s.n.m.
Pendiente de la línea de energía = 0,000821.
Velocidad media = 2,59 m/s
Velocidad zona canal central = 3,50 m/s
Sección mojada = 1.784,59 m ² .
Ancho de la lámina de agua = 740,43 m.
Número de Froude al canal, $F = 0,42$ (flujo lento o subcrítico)

Tabla 2.24. Resultados para una recurrencia de 50 años.

El número de Froude se ha calculado para la zona del canal central, mediante la expresión clásica: $F = V / \sqrt{gh}$, siendo: V = velocidad zona canal central (m./seg.), g = aceleración de la gravedad (9'81 m./seg²) y h = diferencia de cotas entre la lámina de agua y la elevación mínima del lecho.

10.6. CONCLUSIONES

En el presente estudio se han marcado las hipótesis de cálculo hidrológico de la zona de estudio y se han obtenido los caudales de avenida representativos para los diferentes periodos de retorno o recurrencia (2'33, 5, 10, 25, 50, 100, 500 y 1.000 años), siempre aplicando el principio de prudencia. En este sentido, cabe resaltar que se han tomado en consideración, por ejemplo, unos valores de las precipitaciones máximas esperables diarias superiores a las que se deducen de nuestros propios trabajos (ver anterior epígrafe 10.2.3.). Por otra parte, si se comparan con los datos de las aportaciones del Segre-Cinca, añadiendo las aportaciones del embalse de Mequinenza, se verifican los resultados. En este estudio inundabilidad local, no se han tenido en cuenta los fenómenos de cambio climático, disminución de la pluviometría por el denominado “efecto invernadero”, aumento de usos consuntivos en la cuenca y la posible construcción o recrecimiento de más embalses que los ya existentes, quedándonos claramente, en todo momento, del lado de la seguridad. Y obteniendo, en su consecuencia, unas avenidas de mayor valor absoluto que el real para cada periodo de retorno o recurrencia. Al respecto, hay que tener en cuenta que en 1974 dos científicos, el estadounidense Frank Rowland y el mexicano Mario Molina -ambos ganadores del premio Nobel de Química en 1995- descubrieron la disminución que se viene produciendo en la capa de ozono, principal responsable en evitar la penetración de la radiación solar en la superficie terrestre. Actualmente, la producción de los gases que provocan el llamado Efecto Invernadero (gases de invernadero, principalmente el dióxido de carbono) ha aumentado.

11. DETERMINACIÓN DE VELOCIDADES Y CAUDALES MEDIOAMBIENTALES EN DIFERENTES SECCIONES

11.1. INTRODUCCIÓN

En el trabajo titulado “Determinación de los perfiles de velocidades del Bajo Ebro entre Tortosa y Amposta”, citado en la bibliografía, llevado a cabo por el Departamento de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, mayo de 1985) se llevó a efecto un interesante estudio acerca del comportamiento de nueve secciones transversales o perfiles del tramo final del río Ebro comprendidos entre las capitales de las comarcas del *Baix Ebre* y del *Montsià*, en relación a la estabilidad del dragado del cauce como consecuencia de la ejecución material del proyecto de navegabilidad de aquel sector fluvial.

En el Anejo nº: 5 de nuestro libro se reproducen, para cada uno de los perfiles analizados, dos secciones transversales del cauce, siendo el superior el obtenido en un estudio del año 1983 y el inferior el año 1985. Sobre el primero de ellos se representan los caudales mínimos medioambientales que se deducen de nuestro estudio ($Q = 269-265 \text{ m}^3/\text{seg.}$) contrastándose con los previstos en el Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro ($Q = 100 \text{ m}^3/\text{seg.}$) y su efecto sobre dichas secciones. Sobre el segundo se representan las velocidades en cada vertical de medida, mediante segmentos de recta proporcionales a las velocidades, con un factor de proporcionalidad: $1 \text{ cm.} = 0'30 \text{ m/seg.}$ en la escala original. Estos segmentos se dibujan abatidos sobre el plano del papel. Uniendo los extremos de los segmentos se traza para cada vertical el correspondiente perfil de las velocidades del agua a diferentes profundidades. La vista de esos perfiles es siempre desde aguas abajo, de tal modo que la margen derecha del río queda siempre a la izquierda del papel y recíprocamente.

Integrando gráficamente los perfiles de velocidades hallados se puede obtener, con cierta exactitud, el valor del caudal circulante. Con este procedimiento se ajusta satisfactoriamente el caudal cuando el número de puntos de medida de la velocidad es elevado y cuando el perfil del fondo del cauce no es muy irregular. Estos resultados muestran que el régimen del río Ebro en el tramo estudiado Tortosa-Amposta, al menos durante los días que se efectuó la correspondiente campaña hidrométrica, se puede considerar similar al valor medio del módulo anual en la estación EA-27.

En cuanto a la variación horaria que se observa en la tabla anterior, se debe sin duda a la explotación hidroeléctrica del embalse de Ribarroja, situado a unos 80 km. aguas arriba de Tortosa. Esta variación horaria repercutía en una oscilación de niveles notable en el tramo de estudio (concretamente, en el embarcadero de Amposta, entre las 9 y las 18 h., se alcanzaron casi 50 cm.,

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÍNIMO MEDIOAMBIENTAL DEL RÍO EBRO EN SU TRAMO FINAL

mientras que en Flix se registraron caudales máximos y mínimos de 872 y 175 m³/seg.). También fueron de notar las altas velocidades del agua observadas en algunas secciones, especialmente las 7, 8 y 16, próximas a Tortosa, donde se llega incluso a alcanzar en superficie un valor de 1'67 m./seg.

La especificación geográfica o situación de los perfiles mencionados puede verse en la siguiente figura:



Fig. 2.3. Emplazamiento de los 9 perfiles transversales analizados.

Las medidas de velocidades se realizaron con un molinete marca A.OTT modelo C 31 suspendido de torno, desde la borda de una barca tipo ZODIAC. EL molinete se estabilizaba con una aleta doble horizontal y vertical colocada en la prolongación del cuerpo del molinete y con un lastre de 15 Kg. suspendido de su eje. Con ambos dispositivos, se comprobó que la orientación, tanto vertical como horizontal de la hélice, se mantenía correctamente. La distancia entre el eje del molinete y el punto inferior del lastre era de unos 20 cm., lo que determinó la mínima distancia del fondo del río a la que se pudo medir la velocidad.

El molinete así dispuesto se contrastó con otro portátil dispuesto sobre una barra, marca A.OTT, modelo C 20, perfectamente calibrado, dando un ajuste satisfactorio. Por lo que se refiere a la profundidad de estacionamiento del molinete fue previamente graduado para dar directamente la lectura en centímetros de la distancia entre la superficie del agua y el eje del molinete.

Una vez identificada la sección de estudio y tomado el perfil transversal del fondo mediante ecosonda, se escogían un número de verticales, entre tres y cinco, donde se anclaba la barca. La elección se hacía atendiendo a las particularidades del perfil del fondo y a una mínima regularidad en el espaciamiento. En cada posición se determinaba, mediante un distanciómetro (estadímetro), la distancia de la vertical elegida con respecto a los márgenes del río y el calado mediante la ecosonda. En cada vertical se tomaba la velocidad en un número variable de puntos según el calado, de 3 a 7 puntos, el primero en su superficie y el resto regularmente repartidos pero de manera que en las proximidades del fondo se tomaran más lecturas.

Se emplearon para efectuar el trabajo: un contador mecánico y un cronómetro, y en las últimas secciones un contador eléctrico de impulsos. Cada medida de la velocidad consistía en obtener el tiempo necesario para registrarse 200 revoluciones de la hélice en el contador, salvo en algunos lugares con escasas velocidades, donde se redujo esta cifra. En cada punto de medida se hacía una lectura, salvo cuando se observaba alguna anomalía en la regularidad esperada de la distribución de velocidades en una vertical. En numerosas secciones, no obstante, se tomaron 2 lecturas por punto de medida²².

A partir de los tiempos registrados se calcularon las velocidades con la ecuación de tarado en la hélice (ver tabla correspondiente del Anejo nº: 5), del siguiente modo:

²² Vide AA. VV. *Determinación de los perfiles de velocidades del Bajo Ebro entre Tortosa y Amposta*. Ed.: Universidad Politécnica de Catalunya. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Hidráulica. Barcelona, mayo de 1985.

$$\begin{cases} V = 0'2590 n + 0'005 & \text{si } n > 1'51 \\ V = 0'2517 n + 0'016 & \text{si } n < 1'51 \end{cases}$$

donde: V = velocidad (m/seg.) y n = nº de revoluciones/seg.

11.2. SECCIÓN COMPLETA

Adoptando por nuestra parte la batimetría del año 1983 y la velocidad media de la sección del año 1985, se obtendrían los siguientes valores de los caudales circulantes por cada perfil:

-Perfil 7: Se tendrá una $S_{83} = 325'50 \text{ m}^2$, con $\bar{V} = 1'03 \text{ m/seg.}$, al que corresponde un caudal : $Q = 325'50 \times 1'03 = 335 \text{ m}^3/\text{seg.}$

-Perfil 8: $Q = S_{83} \times \bar{V} = 257'16 \times 1'16 = 298 \text{ m}^3/\text{seg.}$

-Perfil 14: $Q = S_{83} \times \bar{V} = 583'66 \times 0'81 = 473 \text{ m}^3/\text{seg.}$

-Perfil 16: $Q = S_{83} \times \bar{V} = (234'83 + 284'83) \times 1'07 = 556 \text{ m}^3/\text{seg.}$

-Perfil 19: $Q = S_{83} \times \bar{V} = 558'50 \times 0'59 = 330 \text{ m}^3/\text{seg.}$

-Perfil 23: $Q = S_{83} \times \bar{V} = 415'33 \times 0'78 = 324 \text{ m}^3/\text{seg.}$

-Perfil 1: $Q = S_{83} \times \bar{V} = 378'50 \times 0'92 = 348 \text{ m}^3/\text{seg.}$

-Perfil 5: $Q = S_{83} \times \bar{V} = 563'83 \times 0'69 = 389 \text{ m}^3/\text{seg.}$

-Perfil 24: $Q = S_{83} \times \bar{V} = 510'66 \times 0'77 = 393 \text{ m}^3/\text{seg.}$

lo que ofrece un caudal medio, para todas las secciones, de $\bar{Q} = 383 \text{ m}^3/\text{seg.}$, que para una velocidad media de $\bar{V} = 0'87 \text{ m./seg.}$, ofrece, a su vez, una sección mojada media de: $\bar{S} = 440'10 \text{ m}^2$.

11.3. SECCIÓN CORRESPONDIENTE AL CAUDAL MÍNIMO MEDIOAMBIENTAL

Como ya se ha visto, de nuestro estudio se deduce un caudal mínimo medioambiental para el tramo inferior del río Ebro (el comprendido desde el azud de Xerta-Tivenys hasta el punto de captación de la toma de aguas de

abastecimiento del CAT, Consorcio de Aguas de Tarragona, sito frente a la población de Campredó) de 269'00 m³/seg., y de 265'00 m³/seg. desde dicho punto, que se halla situado entre los perfiles transversales 19 y 23, hasta la desembocadura del río. Para el cálculo aproximado de las velocidades se ha tenido en cuenta la media aritmética de las mismas sin considerar las más superficiales (las del nivel A para las V₂₆₉ y V₂₆₅ y las de los niveles A y B para la V₁₀₀) calculadas en el estudio antedicho, habida cuenta del menor caudal y, en su consecuencia, la menor ocupación de la sección transversal del cauce que ello supone, lo que conlleva paralelamente una disminución de la velocidad media de la sección mojada del mismo.

Todo ello, sobre las secciones determinadas para el año 1983, ofrece en cada perfil los siguientes resultados, teniendo presente también el caudal mínimo o de "compensación" de 100 m³/seg. previsto en el correspondiente Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro:

$$\text{-Perfil 7: } S_{269} = \frac{Q_{269}}{V_{269}} = \frac{269}{0'97} = 277'32 \text{ m}^2$$

$$S_{100} = \frac{Q_{100}}{V_{100}} = \frac{100}{0'92} = 108'70 \text{ m}^2$$

$$\text{-Perfil 8: } S_{269} = \frac{269}{1'07} = 251'40 \text{ m}^2$$

$$S_{100} = \frac{100}{0'99} = 101'01 \text{ m}^2$$

$$\text{-Perfil 14: } S_{269} = \frac{269}{0'78} = 344'87 \text{ m}^2$$

$$S_{100} = \frac{100}{0'75} = 133'33 \text{ m}^2$$

$$\text{-Perfil 16: } S_{269} = \frac{269}{1'03} = 261'17 \text{ m}^2$$

$$S_{100} = \frac{100}{0'96} = 104'17 \text{ m}^2$$

$$\text{-Perfil 19: } S_{269} = \frac{269}{0'59} = 455'93 \text{ m}^2$$

$$S_{100} = \frac{100}{0'59} = 169'49 \text{ m}^2$$

-Perfil 23: $S_{265} = \frac{265}{0'74} = 358'11 \text{ m}^2$

$$S_{100} = \frac{100}{0'69} = 144'93 \text{ m}^2$$

-Perfil 1: $S_{265} = \frac{265}{0'87} = 304'60 \text{ m}^2$

$$S_{100} = \frac{100}{0'80} = 125'00 \text{ m}^2$$

-Perfil 5: $S_{265} = \frac{265}{0'66} = 401'52 \text{ m}^2$

$$S_{100} = \frac{100}{0'62} = 161'29 \text{ m}^2$$

-Perfil 24: $S_{265} = \frac{265}{0'73} = 363'01 \text{ m}^2$

$$S_{100} = \frac{100}{0'69} = 144'93 \text{ m}^2$$

En el anexo nº: 5 del presente libro puede verse el esquema de los nueve perfiles transversales estudiados del tramo inferior del río Ebro comprendido entre las localidades de Tortosa y Amposta, con indicación del nivel que aproximadamente correspondería a los caudales mínimos medioambientales resultantes de nuestro estudio (269-265 m³/seg.) y los que se propugnan en el correspondiente Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro (100 m³/seg.), junto con la planta batimétrica más actualizada de la zona de cada perfil así como la tabla de las velocidades medias aproximadas para cada uno de los caudales circulantes.

12. NORMATIVA DEL PLAN HIDROLÓGICO DE LA CUENCA DEL EBRO

En abril de 1996 se redactó una Normativa de dicho Plan que en el articulado correspondiente a la fijación de los volúmenes y condiciones ecológicas mínimas, que reproducimos textualmente por su interés a los efectos que aquí nos ocupan, decía lo siguiente (Arts. 38 al 44):

“Art. 38 Definición de volúmenes y condiciones ecológicas mínimas

A los efectos del Plan Hidrológico de la cuenca del Ebro se entienden como volúmenes y condiciones ecológicas mínimas aquellos que satisfagan el objetivo ambiental para el tramo de cuenca o masa de agua. El objetivo ambiental se fijará teniendo en cuenta la dinámica de los ecosistemas en conexión con los aspectos económicos y sociales u otros que incidan en el aprovechamiento del recurso en el área considerada.

Art. 39 Determinación de los volúmenes y condiciones ecológicas mínimas

1. Durante el primer horizonte del presente Plan, y en coordinación con las CC.AA., se desarrollarán estudios precisos para determinar los caudales ecológicos mínimos que deban circular por los diferentes cursos y tramos de río y los volúmenes mínimos que deban encontrarse en las masas de agua. Asimismo se evaluarán los relativos a la descarga de los acuíferos en lugares o zonas de interés ambiental.

2. En la red fluvial, la determinación de los caudales ecológicos mínimos se hará por tramos de cauce, especificando su valor en todos aquellos puntos en los que existan modificaciones sensibles de los caudales naturales, bien sea por retenciones, captaciones, aportaciones afluentes, vertidos o derivaciones. Cuando no sea preciso mayor subdivisión se definirán al menos en los tramos alto, medio y bajo, teniendo siempre presentes las zonas piscícolas potenciales o reales.

Art. 40 Objetivos ambientales

1. La determinación de volúmenes, caudales y condiciones ecológicas mínimas se realizará atendiendo a las interferencias entre el uso ambiental y los demás usos, con sus correspondientes implicaciones sociales, económicas y de ordenación territorial. Ello conllevará la fijación de objetivos ambientales para los distintos tramos de río, masas de agua libre y acuíferos del ámbito territorial de la planificación del Ebro.

2. Con carácter general el objetivo ambiental asumido por el Plan es el de mantenimiento de la dinámica de los ecosistemas actuales o, cuando se considere que éstos están degradados, el de su restablecimiento.

3. Para fijar estos objetivos se tendrán en cuenta las consultas y disposiciones de las CC.AA. y los organismos con competencias medioambientales, y también deberán ser oídas las entidades locales afectadas.

Art. 41 Definición de la demanda de volúmenes y condiciones ecológicas mínimas

1. La definición de los volúmenes y caudales ecológicos mínimos se llevará a cabo incluyendo los aspectos siguientes.

- a) Condiciones de calidad exigibles.
- b) Volumen anual y distribución temporal de los caudales o volúmenes necesarios.
- c) Medidas compensatorias o expropiatorias de las concesiones que en su caso sea necesario revisar.

2. En los correspondientes modelos de simulación de sistemas, la demanda ecológica estará asociada a la correspondiente garantía.

Art. 42 Implantación de los regímenes de volúmenes y condiciones ecológicas mínimas

1. La parte de la demanda ecológica que no se encuentre subsumida en las demandas existentes o consolidadas será satisfecha adicionalmente.

2. Los criterios de revisión, compra, construcción de infraestructuras u otros acuerdos con el objetivo de la implantación sucesiva de los caudales y volúmenes ecológicos mínimos, en aquellos casos en que existen aprovechamientos cuyas cláusulas concesionales impiden su establecimiento, se establecerán a medida que se concluyan los estudios en los que se fijen los caudales ecológicos mínimos de acuerdo con el programa de trabajo incluido en el Anexo 9 de la Normativa.
3. Cualquier nueva obra o infraestructura de regulación o derivación de caudales que se construya deberá tener en cuenta la demanda de volúmenes y condiciones ecológicas mínimas que se fije aguas abajo de ella.
4. En futuras revisiones del Plan Hidrológico de la cuenca del Ebro, se sintetizarán en una norma única los caudales ecológicos mínimos en base a una coordinación de los criterios mantenidos por otras Administraciones en ejercicio de competencias concurrentes con el recurso hidráulico. Como corresponde a las revisiones del Plan Hidrológico de cuenca, tales actuaciones de coordinación se llevarán a cabo en el ámbito del Consejo del Agua de la cuenca del Ebro.

Art. 43 Caudal y condiciones ecológicas mínimas del tramo final del Ebro

1. Durante el primer horizonte del presente Plan Hidrológico se abordará un programa específico para el estudio de la problemática particular del tramo final del Ebro, en coordinación con el resto de Administraciones implicadas, que desemboque en la definición cualitativa y cuantitativa de los caudales y condiciones ecológicas mínimas requeridas para este tramo.

Art. 44 Fijación provisional de los caudales ecológicos mínimos para concesiones futuras

En tanto los volúmenes y caudales ecológicos mínimos no estén fijados, se tendrán en cuenta, con carácter transitorio, las siguientes especificaciones:

1. Se adoptarán las obtenidas de estudios específicos en aquellos tramos de río en los que se haya llevado a cabo su evaluación y hayan sido aceptados por el Consejo del Agua de la cuenca del Ebro.
2. A falta de la definición que implica el apartado anterior, se adoptará, de forma orientativa, como caudal ecológico mínimo el 10% de la aportación media interanual al régimen natural. Cuando el caudal medio interanual en régimen natural sea superior a 80 m³/s podrá adoptarse el 5%.
3. Para la zona de la desembocadura se adopta orientativamente un caudal ecológico mínimo de 100 m³/s.
4. Si fuera necesario adecuar a las exigencias de caudales ecológicos mínimos definitivos una concesión otorgada tras la entrada en vigor del Plan Hidrológico en la que se imponen unas cláusulas de mantenimiento de unos caudales ecológicos mínimos provisionales, tal adecuación sólo dará lugar a los derechos establecidos en el artículo 63 de la Ley de Aguas si la nueva exigencia de caudales ecológicos mínimos se incrementa en más del 20% sobre la exigencia fijada provisionalmente²³.

²³ El texto aprobado por el Consejo del Agua fue el siguiente: "Si la determinación de esos caudales provisionales en concesiones otorgadas tras la entrada en vigor del Plan Hidrológico de cuenca fuera necesario adecuar la exigencia de caudales ecológicos definitivos, sólo dará lugar a los derechos establecidos en el artículo 63 de la Ley de Aguas cuando esa modificación supere en el 20% según ponderación a llevar a cabo en las cláusulas de cada concesión." La OPH propuso al grupo de redacción el texto alternativo que figura actualmente en el Art. 44.4, para la mejor comprensión de su contenido.

13. RESUMEN Y CONCLUSIONES FINALES

1ª) Al margen del peso específico que -al menos, a nuestro juicio- ofrecen las poderosas razones que se aportan desde diversos sectores para demostrar la inviabilidad de ciertos aspectos de la propuesta técnica del Plan Hidrológico Nacional y los graves daños y perjuicios que podrían derivarse para el tramo final de la cuenca hidrográfica, surgen otras de innegable matiz socio-económico y geopolítico que requieren un delicado tratamiento y que deben contemplarse con el necesario realismo para que las soluciones que en definitiva se adopten sirvan a la causa de los diversos territorios afectados, sin exigir cruentos sacrificios a aquellos menos favorecidos por el progreso y el desarrollo.

2ª) El Plan Hidrológico Nacional, por su extraordinaria importancia, comporta problemas que, trascendiendo de la mera política hidráulica, entran de lleno en otras esferas, especialmente en la de la ordenación del territorio, en la de las políticas agraria, comercial e industrial, etc. Teniendo en cuenta que los recursos hidrográficos de la cuenca del Ebro constituyen un atractivo especial para fomentar su propio desarrollo, consideramos que la utilización de estos recursos en la propia cuenca puede contribuir a la descongestión de otras áreas, convirtiendo este básico dispositivo infraestructural en estimulante de una adecuada política de Planificación Territorial.

3ª) Además de la preocupante falta de caudal en el río de la que venimos hablando, es necesario tener presente otros efectos negativos, directos e indirectos, que cualquier extracción indiscriminada de agua podría conllevar a las tierras del tramo final del Ebro, que ya han sido suficientemente denunciados en los últimos tiempos, a saber:

A) **La regresión geomorfológica del delta** (fenómeno complejo pero debido, básicamente, a que no bajan suficientes materiales sólidos por el río).

B) **La salinización** (la disminución del caudal potenciará la penetración de la "cuña" salina ascendente por el lecho del río, aumentando los problemas de salinización de las tierras y de las aguas contiguas).

C) **La alteración del equilibrio ecológico** (por efecto del cambio de composición de las aguas freáticas y de las grandes balsas del Delta, así como de la disminución del grado de dilución de los vertidos urbanos e industriales).

4ª) **En el caso del delta del Ebro, espacio natural de extraordinario interés ecológico nacional e internacional, el denominado "caudal de compensación" previsto en el Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro de 100 m³/seg., resulta insuficiente y se fijó de modo aleatorio e injustificado. Tal como ya se señala en el estudio anexo, este caudal no debería ser inferior a**

los 269 m³/seg. en caudal ficticio continuo aguas abajo del azud de Xerta-Tivenys, distribuyéndose anualmente de acuerdo al hidrograma natural de los caudales.

5ª) Para conocer mejor sus problemas hidrogeológicos, consideramos que se deben proponer más concretos y específicos estudios en el Delta, para poder -con el transcurso del tiempo y el análisis de los datos de muchos años- llegar a establecer la alternativa más conveniente para cada zona específica y particular. Y también de acuerdo con los estudios específicos que se deberían llevar a cabo, se podría analizar cuáles deberán ser los **niveles del agua más convenientes** en las zonas de turbas, para que, permitiendo un correcto cultivo del terreno, se mantengan los niveles de carga de las aguas subálveas en su justo punto.

6ª) Se proyecta la ejecución, en toda la Cuenca, del orden de hasta 63 obras de nueva construcción o ampliación de embalses, sin que, en contraposición, aparezcan mención clara y expresa a los estudios obligados de impacto medioambiental y concretamente, a los efectos directos sobre la regresión de las zonas aluviales como el delta del Ebro. La creación y explotación de las grandes presas-depósitos va, sin duda, a regular los caudales y a reducir la frecuencia y los volúmenes máximos de las crecidas; pero la aportación sólida en la desembocadura quedará prácticamente anulada, con todos los efectos negativos que ello supone. Tampoco se contempla claramente que el aumento de la regulación y del uso del agua implican una reducción de los "retornos" al río y, consecuentemente, una disminución de las aportaciones. Sería conveniente, al respecto, la elaboración de un proyecto y/o los correspondientes estudios técnicos que contemplen las posibles soluciones a este grave problema.

7ª) El aumento de la salinidad de las aguas y de los terrenos adyacentes del tramo inferior del río, puede sobrevenir tanto como consecuencia de la disminución del caudal fluvial y el mayor ascenso de la "cuña" salina, como por efecto del menor grado de dilución de las sales, con efectos nefastos previsibles en el propio delta del Ebro. Es por ello que la determinación de los caudales ambientales resulta de gran relevancia, pues caudales superiores a los 200 m³/seg. pueden limitar la intrusión marina y favorecer la dilución de la propia salinidad de la cuenca. Al respecto, sería conveniente incluir en el Plan una propuesta de soluciones a este problema. Así mismo, con el fin de evitar la contaminación y degradación de las aguas del río, el Plan debería fijar la construcción de estaciones depuradoras de aguas residuales urbanas e industriales.

8ª) El delta del Ebro constituye un extraordinario espacio natural, que debe gozar de una protección ejemplar. Pues bien, por lo que se refiere al equilibrio ecológico cabe preguntarse: ¿de qué modo podrá influir en estos singulares ecosistemas la sustancial variación del régimen hidráulico del río Ebro que tendrá lugar como consecuencia inmediata de todas las actuaciones y aprovechamientos previstos a lo largo y ancho de su cuenca hidrográfica?.

9ª) Las actuales concesiones a las comunidades de regantes de los canales de la derecha y de la izquierda del Ebro, en su tramo final, no solamente permiten asegurar la viabilidad económica de los cultivos existentes, sino que el funcionamiento de ambos canales y de todo el complejo sistema hidráulico que de ellos se deriva, con los caudales actuales, permiten mantener el equilibrio ecológico del Delta, el ecosistema del Parque Natural y el mantenimiento correcto de la plataforma deltaica para ser explotada desde el punto de vista de la pesca y de los cultivos marinos (bahías del Fangar y de los Alfaques, especialmente), tal como señala un estudio del Instituto de Ciencias del Mar, organismo vinculado al Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Por todo ello, no resulta aceptable, en ningún caso, la posible reducción de las actuales concesiones administrativas a las Comunidades de Regantes de ambas márgenes, debiéndose tener en cuenta que las previsiones en cuanto a dotaciones de agua para el cultivo del arroz se sitúan en torno a los 33.500 m³/ha/año para las épocas de cultivo de dicho cereal de verano y en 10.000 m³/ha/año de mantenimiento para la época invernal. Ello permite el sostenimiento del sistema agroambiental del Delta, reconocido y apoyado financieramente por la Unión Europea, que beneficia a la casi totalidad de los agricultores y propietarios deltaicos.

10ª) El agua es un recurso natural caro y escaso, debiéndose conseguir una utilización racional y una protección adecuada del mismo. **En este orden de ideas, las dotaciones previstas en el Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro pueden considerarse excesivas**, tanto para usos y demandas urbanas e industriales como agropecuarias, no asumiéndose el principio básico de carestía y ahorro que debe inspirar cualquier correcta gestión de los recursos hidráulicos en nuestro país.

11ª) La previsión de puesta en riego, en toda la cuenca, de 435.872 nuevas hectáreas para el horizonte 2012 (2º horizonte del Plan), contemplada en el Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro ya analizado responde, evidentemente, a los buenos deseos de todas las partes implicadas y a la estimación de necesidades futuras -en el momento de elaborar la documentación básica del Plan- de las diferentes zonas en cuanto a la demanda de agua para regadíos, lo que implicaría un incremento exagerado de la demanda de agua, del orden de 3.569 hm³/año (113 m³/seg. en caudal ficticio continuo). Sin embargo, es bien cierto que las previsiones de la reforma de la PAC (Política Agrícola Común de la UE), los acuerdos de la OMC (Organización Mundial del Comercio) sobre la globalización del comercio y la internacionalización de la economía y las prognosis relativas a la actividad agraria conducen a un reforzamiento de los programas de congelación de tierras, jubilaciones anticipadas, disminución de la protección por la vía arancelaria y de los precios garantizados, etc. Y así, el incremento total de las demandas consuntivas previsto será de: 113 (riego) + 5 (otros usos) = 118 m³/seg. (total). Debería pensarse, pues, antes que en aumentar de forma notable la superficie regable prevista en el denominado “Pacto del

Agua” de Aragón, en proyectar acciones dirigidas a mejorar los regadíos ya existentes y a ampliar los riegos actuales únicamente con vistas a la reconversión de las producciones excedentarias por otras claramente deficitarias.

12ª) La navegabilidad del río Ebro en su tramo final, desde el embalse de Riba-roja hasta el mar, constituye un ambicioso proyecto en proceso de ejecución por la Generalitat de Cataluña ("Direcció General de Ports i Costes, Departament de Política Territorial i Obres Públiques") y otras diversas administraciones de la zona. Es obvio que cualquier variación del régimen hidráulico fluvial (caudales mínimos, régimen de desembalse...) puede tener incidencia directa en esta nueva modalidad de explotación del recurso y, sin embargo, en el Plan Hidrológico de la Cuenca del Ebro, no se contemplan, en lugar alguno, las concomitancias que pudieran aparecer. También es necesario incorporar al Plan una propuesta de actuaciones en prevención de las avenidas y en defensa de las márgenes del río, especialmente las que se puedan derivar de la explotación del mismo como consecuencia del mencionado Proyecto de Navegabilidad, así como efectuar la correspondiente reserva de caudales.

* * * * *

CAPÍTULO III

AMPLIACIÓN DE ALGUNAS CUESTIONES TRATADAS ANTERIORMENTE

RESUMEN

El presente capítulo de nuestro libro constituye una ampliación de algunos de los temas tratados en nuestro anterior libro titulado “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica” (Universidad Internacional de Cataluña. Tortosa, 2003), al que ya nos hemos referido con anterioridad para abordar otras diversas cuestiones, tanto referentes a las conducciones libres como a las forzadas o a presión. Ello se ha creído interesante al objeto de aclarar algunos de los conceptos allí expresados así como añadir algunos nuevos que resultan de interés para una mejor comprensión y aplicabilidad de los mismos.

Por lo que se refiere a los diversas temas tratados en el libro mencionado, veamos que la “Hidrología” es la ciencia que estudia el ciclo del agua y su evolución sobre la superficie de la tierra y bajo el suelo, constituyendo una de sus ramas principales el análisis del volumen hídrico de una región determinada y su distribución en el espacio y en el tiempo. Concretamente, los temas allí tratados en los capítulos 4 y 5 podemos considerarlos propios, en definitiva, de la “Hidrología superficial”, en dicotomía con la “Hidrología subterránea”. Por otra parte, la “Hidráulica” es la parte de la Mecánica de los fluidos que estudia el equilibrio (“Hidrostática”) y el movimiento o flujo (“Hidrodinámica”) de los líquidos. Como “fluido” entendemos aquella modalidad de la materia que, en estado de reposo, se caracteriza por la condición de ser normales a la superficie de un elemento, por pequeño que éste sea, las fuerzas exteriores que sobre él puedan actuar; precisamente, la imposibilidad de que existan fuerzas o tensiones exteriores transversales o de cortadura es lo que diferencia los fluidos de los cuerpos sólidos. Mediante la Hidráulica se estudian principalmente los flujos de agua dirigidos y limitados por paredes resistentes, es decir, corrientes en conducciones libres o abiertas y cerradas o a presión, como es el caso, respectivamente, de los capítulos 1 y 2 de aquel trabajo. El capítulo 3, en fin, comprende una aplicación de algunos Métodos Estadísticos clásicos y otros novedosos propuestos por el autor para la evaluación de la uniformidad y de la forma de la distribución de probabilidad de las variables hidráulicas, de aplicación a las grandes zonas regables y también a las redes de distribución del agua doméstica e industrial.

CAPÍTULO III

AMPLIACIÓ D'ALGUNES QÜESTIONS TRACTADES ANTERIORMENT

RESUM

El present capítol del nostre llibre constitueix una ampliació d'alguns dels temes tractats en el nostre anterior llibre titulat "Cinco temas de Hidrología e Hidráulica" (Universitat Internacional de Catalunya. Tortosa, 2003), al qual ja ens hem referit amb anterioritat per a abordar altres diverses qüestions, tant referents a les conduccions lliures com a les forçades o a pressió. Això s'ha cregut interessant a l'objecte d'aclarir alguns dels conceptes allí expressats, així com incloure alguns de nous que resulten d'interès per a una millor comprensió i aplicabilitat dels mateixos.

Pel que es refereix als diversos temes tractats en el llibre mencionat, vegem que la "Hidrologia" és la ciència que estudia el cicle de l'aigua i la seva evolució sobre la superfície de la terra i per baix del sòl, constituint una de les seves rames principals l'anàlisi del volum hídric d'una regió determinada i la seva distribució en l'espai i en el temps. Concretament, els temes allí tractats en els capítols 4 i 5 podem considerar-los propis, en definitiva, de la "Hidrologia superficial", en clara dicotomia amb la "Hidrologia subterrània". Per altra banda, la "Hidráulica" és la part de la Mecànica dels fluids que estudia l'equilibri ("Hidrostàtica") i el moviment o flux ("Hidrodinàmica") dels líquids. Com a "fluid" entenem aquella modalitat de la matèria que, en estat de repòs, es caracteritza per la condició de ser normals a la superfície d'un element, per petit que aquest sigui, les forces exteriors que sobre ell puguin actuar; precisament, la impossibilitat de què existeixin forces o tensions exteriors transversals o de tall és allò que diferencia els fluids dels cossos sòlids. Mitjançant la Hidráulica s'estudien principalment els fluids d'aigua dirigits i limitats per parets resistents, és a dir, corrents en conduccions lliures o obertes i tancades o a pressió, com és el cas, respectivament, dels capítols 1 i 2 d'aquell treball. El capítol 3, a la fi, comprèn una aplicació d'alguns Mètodes Estadístics clàssics i d'altres novedosos proposats per l'autor per a l'avaluació de la uniformitat i de la forma de la distribució de probabilitat de les variables hidràuliques, d'aplicació a les grans zones regables i també a les xarxes de distribució de l'aigua domèstica i industrial.

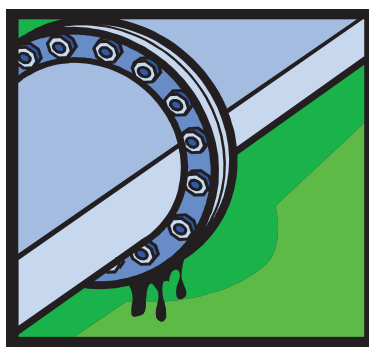
CHAPTER III

EXTENSION OF SOME PREVIOUSLY STUDIED QUESTIONS

ABSTRACT / SUMMARY

This chapter is an extension of our previous book “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica” (Universitat Internacional de Catalunya, Tortosa, 2003) on questions over free and forced conductions. The aim now is to further clarify some concepts there expressed as well as the addition of a few new ones that are of interest for a better understanding and applicability of them.

As for the subjects studied in the previous book, Hydrology studies the water cycle and its evolution over the earth surface and under the soil, focusing mainly on the analysis of the water volume in a determined region and its distribution over space and time. Then, the content there dealt with in the 4th and 5th chapters may be considered as “Superficial Hydrology” in dichotomy with an “Underground Hydrology”. On the other hand, Hydraulics is that part of Fluid Mechanics that studies the equilibrium (Hydrostatics) and movement (Hydrodynamics) of liquids. We understand “fluid” as a modality of matter in which, in a resting way, all external forces acting on any particle of it, even the smallest one, are perpendicular to the particle. The impossibility about existing external transversal or cutting forces marks the essential difference between fluid and solid bodies. Water flows directed and limited by resistant walls, either in open (free) or in closed (under pressure) conductions are studied in the 1st and 2nd chapters of that book with a hydraulic methodology. Finally, chapter 3 is an application of statistical methods, some of them classical and some suggested by the author, to evaluate the uniformity and distribution of probability of several hydraulic variables, something of interest in great irrigation zones and in distribution networks of urban and industrial water.



CAPÍTULO III

1. INTRODUCCIÓN

El presente capítulo de nuestro libro constituye una ampliación de algunos de los temas tratados en nuestro anterior libro titulado “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica” (Universidad Internacional de Catalunya. Tortosa, 2003), al que ya nos hemos referido con anterioridad para abordar otras diversas cuestiones, tanto referentes a las conducciones libres como a las forzadas o a presión. Ello se ha creído interesante al objeto de aclarar algunos de los conceptos allí expresados así como añadir algunos nuevos que resultan de interés para una mejor comprensión y aplicabilidad de los mismos.

2. CAUDAL DE RIEGO. CASO PRÁCTICO, en Capítulo I

Véanse las páginas 115 a 121 del libro mencionado.

Se trata de determinar la velocidad del agua superficial y la próxima a la solera de un canal de riego de 2.650 metros de longitud, paredes de hormigón armado y sección transversal trapecial. En un caso más general, las relaciones existentes entre las velocidades anteriormente definidas vienen dadas por:

$$V = n \cdot V_s$$

siendo V la velocidad media de la sección mojada transversal del cauce de esta conducción libre artificial, V_s la velocidad superficial y V_f la próxima al fondo del canal, tomando n los valores siguientes, en función de la velocidad superficial:

V_s (m./seg)	0'10	0'25	0'50	1'00	1'50	2'00	3'00
n	0'76	0'77	0'79	0'81	0'83	0'85	0'87

cuyos valores intermedios pueden interpolarse fácilmente, y siendo: $V = (1/3) \cdot (2 \cdot V_s + V_f)$, que constituye una expresión alternativa a la anteriormente

expresada de Dubuat, debida a Bazin, que ofrece valores de las velocidades estudiadas ligeramente diferentes, puesto que de acuerdo con los valores obtenidos de V_s y de V_f , el valor de la velocidad media de la sección transversal del canal estudiado sería:

$$V = (1/3) \cdot (2 \cdot 0'85 + 0'51) = 0'74 > 0'68 \text{ m./seg.}$$

Lo mismo podría afirmarse de otra expresión también debida a Bazin, en la que, para $V_s = 0'85 \text{ m./seg.}$, según las hipótesis de Dubuat que se verán a continuación, se obtendría una velocidad media, para paredes y solera de hormigón liso, de:

$$V = \frac{V_s}{1 + 14 \sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}} = \frac{0'85}{1 + 14 \sqrt{0'00019 + \frac{0'0000133}{0'85}}} = 0'71 \text{ m./seg.,}$$

que ofrece parecidos resultados a los deducidos de la formulación de Dubuat.

R. Woltmann opinaba que la ley de distribución de las velocidades puede ser representada por una parábola de eje vertical, cuyo vértice corresponde a la zona de velocidad nula, en el supuesto de que el agua tenga suficiente profundidad como para alcanzarla. No obstante, el segmento de parábola comprendido entre la superficie libre de la lámina de agua y la solera del cauce apenas difería de una línea recta. J. A. Eytelwein, por razones de sencillez, adoptó esta recta y propuso la siguiente fórmula (expresada en el sistema métrico):

$$V = (1 - 0'0127 \cdot h) V_s = (1 - 0'0127 \cdot 1'30) 0'85 = 0'84 \text{ m./seg.,}$$

que ofrece valores sensiblemente superiores a los de Dubuat.

R. Prony atribuía a la fórmula de Dubuat el inconveniente de que, para corrientes de muy escasa velocidad media, conducía a la consecución de resultados evidentemente falsos, o sea a $V_f = 0 \text{ m./seg.}$ para una velocidad superficial de $V_s = 0'027 \text{ m./seg.}$ y a $V_f = 0'027 \text{ m./seg.}$ para $V_s = 0 \text{ m./seg.}$; dedujo así, de las observaciones del mismo Dubuat, que:

$$V = \frac{V_s + 2'372}{V_s + 3'153} \times V_s = \frac{0'85 + 2'372}{0'85 + 3'153} \times 0'85 = 0'68 \text{ m./seg.,}$$

o bien la expresión más simple:

$$V = 0'816 \cdot V_s = 0'816 \cdot 0'85 = 0'69 \text{ m./seg.,}$$

que ofrecen ambos resultados más coincidentes con las determinaciones de Dubuat.

Mientras que, según Bazin, la velocidad varía muy poco en las proximidades de la superficie, según Hagen esta variación debería ser muy rápida, lo cual hállase en desacuerdo con la experiencia. En un ulterior trabajo, Hagen propuso la fórmula:

$$V = V_s (1 - 0'0582 \cdot \sqrt{h}) = 0'85 (1 - 0'0582 \cdot \sqrt{1'30}) = 0'79 \text{ m./seg.},$$

que, aplicada a nuestro caso, se aleja bastante de las determinaciones anteriores.

Harder, basándose en la fórmula obtenida experimentalmente para las curvas de distribución de velocidades en la vertical media, empleaba dos elipses que presentan una tangente común vertical en el punto de máxima velocidad. C. Hessle sustentaba la opinión de que solera y superficie libre influyen de análogo modo sobre las velocidades, y supuso que la velocidad V , en un punto cualquiera, era la suma de una parte constante y otra variable según dos segmentos parabólicos tangentes entre sí. Las parábolas de grado superior tienen la propiedad de aproximarse primeramente mucho al eje de abscisas para separarse luego de él con gran rapidez. Por tanto, si la velocidad en la solera ha de ser nula y, sin embargo, en las capas superiores el agua ha de fluir rápidamente, puede con facilidad representarse matemáticamente tal distribución mediante dichas parábolas o funciones polinómicas. No obstante, parece más lógico aceptar el punto de vista de que se admiten distintas leyes para el movimiento en la proximidad de la solera y en el resto de la masa líquida, es decir, iniciar la curva de esta última parte con una abscisa distante de cero. Por otro lado, la confirmación experimental de la distribución, según parábolas de grado superior, no se cumple en muchos casos.

Es de resaltar, por último, la formulación de Siedeck, que para profundidades medias comprendidas entre 0'80 y 2'00 m., ofrece la relación:

$$V = V_s \times \sqrt[20]{\frac{h^2}{B}}, \text{ siendo } B \text{ (anchura media)} = \frac{5'80 + 3'20}{2} = 4'50 \text{ m.}$$

con lo que: $V = 0'85 \times \sqrt[20]{\frac{1'3^2}{4'5}} = 0'81 \text{ m./seg.}$, que también se aleja bastante, por cierto, de la expresada formulación de Dubuat.

Por otra parte, en el excelente trabajo titulado “Determinación de los perfiles de velocidades del Bajo Ebro entre Tortosa y Amposta”, citado en la bibliografía, llevado a cabo por el Departamento de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona, mayo de 1985), que hemos tratado también en el anterior capítulo de nuestro libro, se estudian las velocidades del agua en

los puntos más próximos al fondo (V_f) expresadas en m./seg. (a una distancia de 20 a 25 cm. del fondo) y que están resumidas en la tabla siguiente (34 medidas):

PERFIL →										
VERTICAL ↓	7	8	14	16	19	23	1	5	24	\overline{V}_f
1	0'57	1'02	0'48	0'70	0'27	0'64	0'55	0'52	0'62	0'60
2	0'87	0'97	0'66	0'76	0'53	0'64	0'90	0'53	0'65	0'72
3	0'83	0'73	0'64	0'78	0'55	0'62	0'70	0'51	0'52	0'65
4	0'95	-	-	0'82	-	-	0'75	0'48	-	0'75
5	0'78	-	-	0'96	-	-	-	0'52	-	0'75
\overline{V}_f	0'80	0'91	0'59	0'80	0'45	0'63	0'73	0'51	0'60	0'68
\overline{V}	1'03	1'16	0'81	1'07	0'59	0'78	0'92	0'69	0'77	0'87
$\frac{\overline{V}_f}{\overline{V}} \times 100$	78%	78%	73%	75%	76%	81%	79%	74%	78%	77%

Tabla 3.1. Velocidades próximas al fondo.

Así pues, la relación experimental obtenida entre la V_f y la V , en este caso, es la siguiente:

$\frac{V_f}{V} = 0'77$; $V_f = 0'77 \times V$, que difiere algo de la que propugna Dubuat ($V_f = 0'75 \times V$), según puede comprobarse en nuestro libro anteriormente citado.

Respecto a la distribución de velocidades en la vertical se observa que en la mayoría de las verticales la velocidad máxima se da en la superficie (correspondiente a la medida A, situada entre 15 y 25 cm. por debajo de la superficie). La velocidad desciende regular y progresivamente con la profundidad, acentuándose la curvatura del perfil de velocidades en las proximidades del fondo. La velocidad de fondo (última medida, entre 20 y 25 cm. del fondo), cualquiera que sea el calado y la velocidad de la conducción libre, es siempre superior al 55% de la velocidad superficial, siendo frecuentes cantidades del 70 y del 75%.

De cualquier modo, las velocidades medias del agua para cada perfil transversal se han obtenido promediando aritméticamente todas las medidas efectuadas con el molinete, según puede verse en el cuadro correspondiente del anexo n°: 5. Dicho cálculo de las velocidades medias podría efectuarse también por el procedimiento analítico del “promedio integral” u “ordenada media”, previa la determinación de la pertinente ecuación de la parábola de las velocidades $V = f(h)$ con las profundidades, por ajuste mínimo-cuadrático no lineal, para cada caso. Recordemos que este concepto deriva en el cálculo infinitesimal del conocido “teorema de la media”:

$$\int_a^b V(h) \cdot dh = \mu(b-a) = f(\xi)(b-a),$$

siendo $h = b$ y $h = a$ las cotas respectivas del fondo de cada sección y de la lámina de agua, con lo que la profundidad de cada vertical vendrá dada por: $H_i = b_i - a_i$. De este modo, el “valor medio” de la velocidad en cada vertical será:

$$V_i = \mu_i = \frac{1}{H_i} \int_a^b V(h) \cdot dh = f(\xi),$$

y para cada uno de los 9 perfiles transversales, se tendrá una velocidad media de: $\bar{V} = \Sigma V_i/n$, suponiendo que haya n verticales en cada perfil. En cualquier caso, el valor medio de la velocidad de circulación del agua por el río puede también obtenerse por aplicación del concepto de integral doble para cada vertical, siendo A el área comprendida entre la parábola de las velocidades, las ordenadas extremas y el eje de abscisas (en este caso vertical), así:

$$V_i = \frac{1}{H_i} \iint_A dh \cdot dV = \frac{1}{H_i} \int_a^b \left(\int_0^{f(h)} dV \right) \cdot dh = \frac{1}{H_i} \int_0^{f(h)} \left(\int_a^b dh \right) \cdot dV,$$

por aplicación del teorema de Fubini¹ (*).

3. VELOCIDADES MÁXIMAS DE CIRCULACIÓN PROPUESTAS POR LAS CONDUCCIONES FORZADAS, en Capítulo II

Véanse, en este caso, las páginas 181 a 185 de nuestro anterior libro, donde se plantea la determinación de las velocidades aconsejables de circulación del agua por las conducciones forzadas. En cualquier caso, la determinación definitiva de las velocidades máximas de circulación del agua por las tuberías a presión puede realizarse a la vista de todas las formulaciones anteriores, promediándolas todas ellas, a saber, la de Mougny, la normativa portuguesa y la propuesta en nuestro estudio. Así, en la siguiente tabla pueden verse los tres valores mencionados y su media aritmética para el intervalo de diámetros interiores (0'00, 2'00), expresados en metros, cada 5 cm. En general, en las distribuciones de agua para abastecimiento se aconseja limitar la velocidad media a 1 m./seg. para evitar efectos de turbulencia en las desviaciones y acometidas. En cuanto al valor mínimo de la velocidad puede cifrarse en 0'30 m./seg. para evitar la formación de depósitos y también por razones de economía. Cuando se proyecta conducir el agua con fuertes pendientes a altas velocidades y tuberías de diámetro interior superior a 100 mm., se deben intercalar arquetas o chimeneas de rotura de carga, con lo cual se elimina el peligro de la aparición de sobrepresiones accidentales por variación brusca de la corriente, pudiéndose reducir el timbraje de la tubería y, consecuentemente, su coste. Consisten,

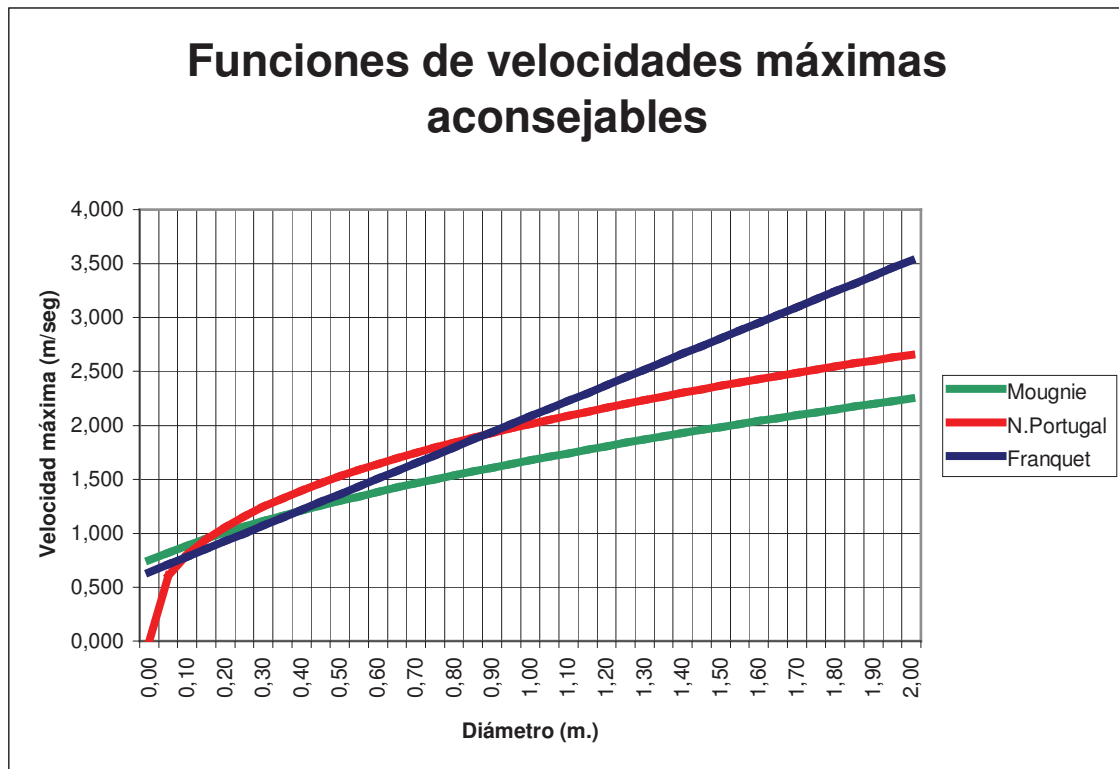
¹ Matemático italiano (1879-1943). Fue profesor en el *Institute for Advanced Study* de Princeton. Le apodaban "el pequeño gigante" porque tenía un cuerpo pequeño y una mente grande. Aunque la conclusión del teorema de Guido Fubini se sabía desde hacía tiempo, y se la había aplicado con éxito en varios casos, no fue probada en general hasta el año 1907.

esencialmente, en un recipiente intercalado entre dos tubos en aquellos puntos del perfil longitudinal de la conducción sometidos a menor presión. El recipiente de lámina libre en que se produce la rotura de carga debe tener una capacidad proporcional al caudal circulante de forma que sirva como colchón amortiguador de las momentáneas irregularidades que puedan producirse. Una capacidad aconsejable de dicho depósito es la de un volumen de 40 a 60 segundos del caudal circulante (Torres, 1970).

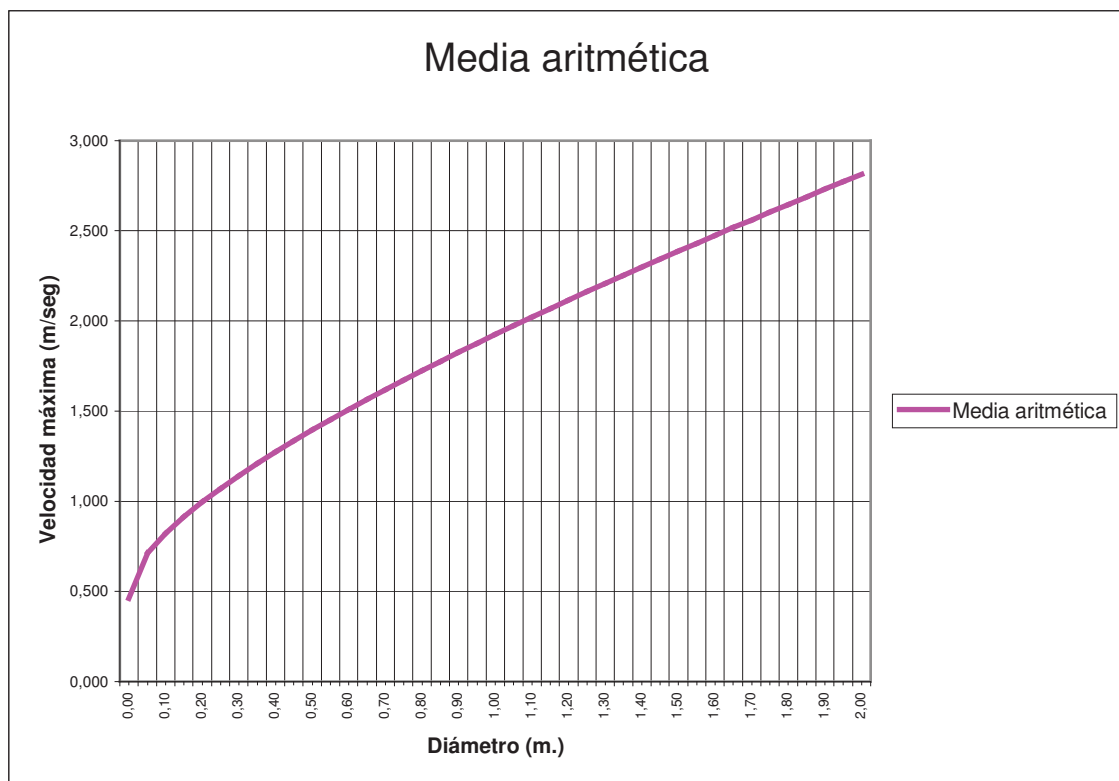
Diámetro (m.)	Mougnie	N.Portugal	Franquet	Media aritmética
0,00	0,750	0,000	0,638	0,463
0,05	0,822	0,607	0,710	0,713
0,10	0,887	0,801	0,783	0,824
0,15	0,949	0,942	0,855	0,915
0,20	1,006	1,057	0,927	0,997
0,25	1,061	1,156	1,000	1,072
0,30	1,112	1,244	1,072	1,143
0,35	1,162	1,323	1,144	1,210
0,40	1,209	1,395	1,217	1,274
0,45	1,255	1,462	1,289	1,335
0,50	1,299	1,525	1,361	1,395
0,55	1,342	1,585	1,434	1,453
0,60	1,383	1,641	1,506	1,510
0,65	1,423	1,694	1,578	1,565
0,70	1,462	1,745	1,651	1,619
0,75	1,500	1,794	1,723	1,672
0,80	1,537	1,841	1,795	1,724
0,85	1,573	1,886	1,868	1,776
0,90	1,609	1,930	1,940	1,826
0,95	1,643	1,972	2,012	1,876
1,00	1,677	2,013	2,085	1,925
1,05	1,710	2,052	2,157	1,973
1,10	1,743	2,091	2,229	2,021
1,15	1,775	2,129	2,302	2,068
1,20	1,806	2,165	2,374	2,115
1,25	1,837	2,201	2,446	2,161
1,30	1,867	2,236	2,519	2,207
1,35	1,897	2,270	2,591	2,253
1,40	1,927	2,303	2,663	2,298
1,45	1,956	2,335	2,736	2,342
1,50	1,984	2,367	2,808	2,386
1,55	2,012	2,398	2,880	2,430
1,60	2,040	2,429	2,953	2,474
1,65	2,068	2,459	3,025	2,517
1,70	2,095	2,489	3,097	2,560
1,75	2,121	2,518	3,170	2,603
1,80	2,148	2,546	3,242	2,645
1,85	2,174	2,574	3,314	2,687
1,90	2,199	2,602	3,387	2,729
1,95	2,225	2,629	3,459	2,771
2,00	2,250	2,656	3,531	2,812

Tabla 3.2. Velocidades máximas de circulación del agua.

La representación gráfica de dichas funciones es la siguiente:



La media aritmética de todas ellas evolucionaría del siguiente modo:

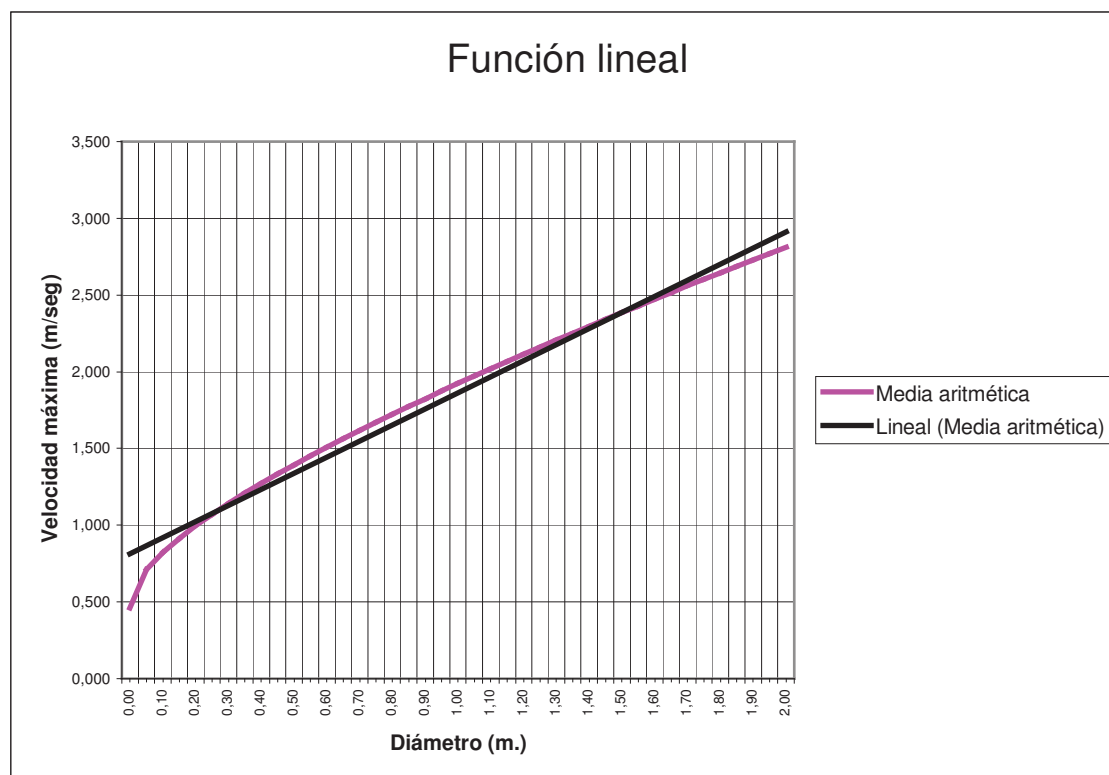


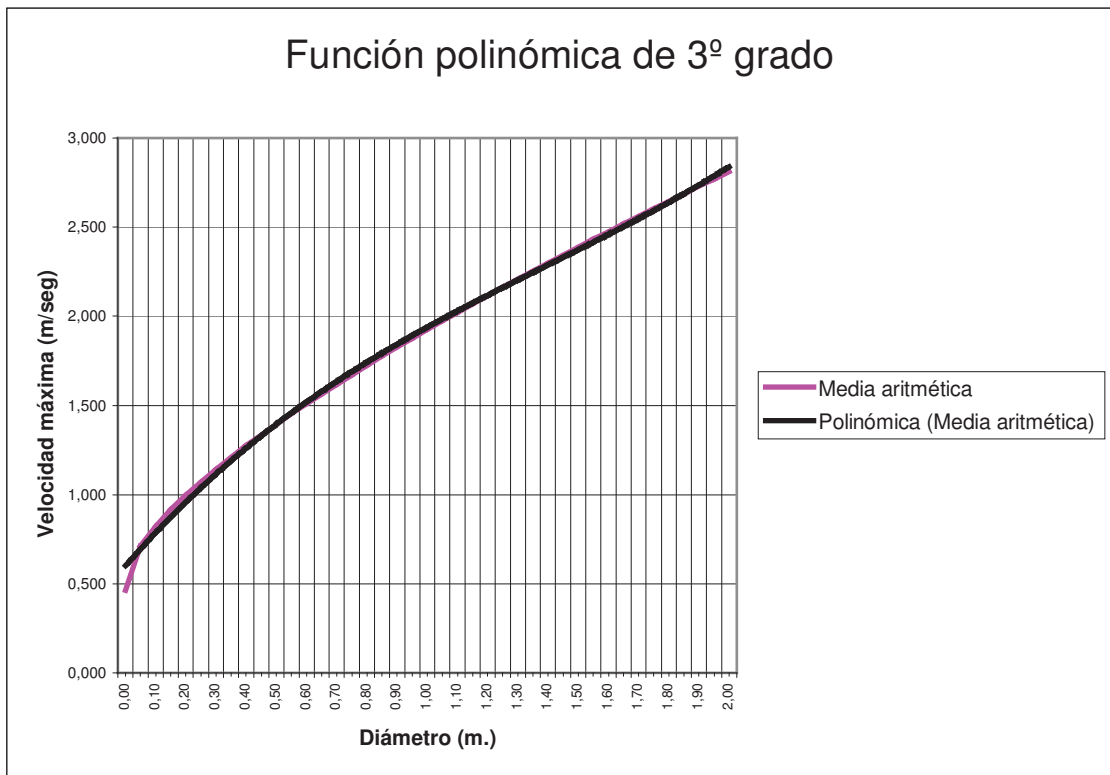
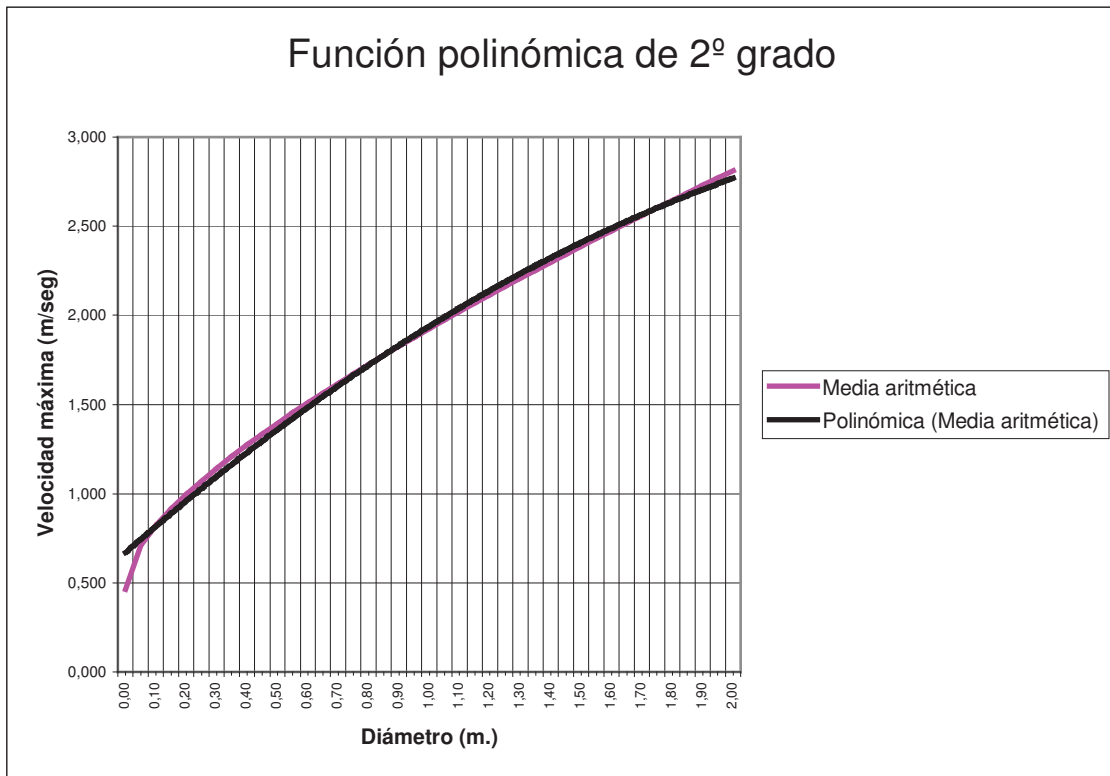
Una vez realizado el correspondiente ajuste estadístico por regresión de mínimos cuadrados ordinarios de la función anterior, se obtienen cinco ecuaciones (una lineal, dos polinómicas, una semilogarítmica natural o neperiana y una potencial) que ofrecen los siguientes resultados con sus correspondientes coeficientes F, de determinación o críticos y de correlación:

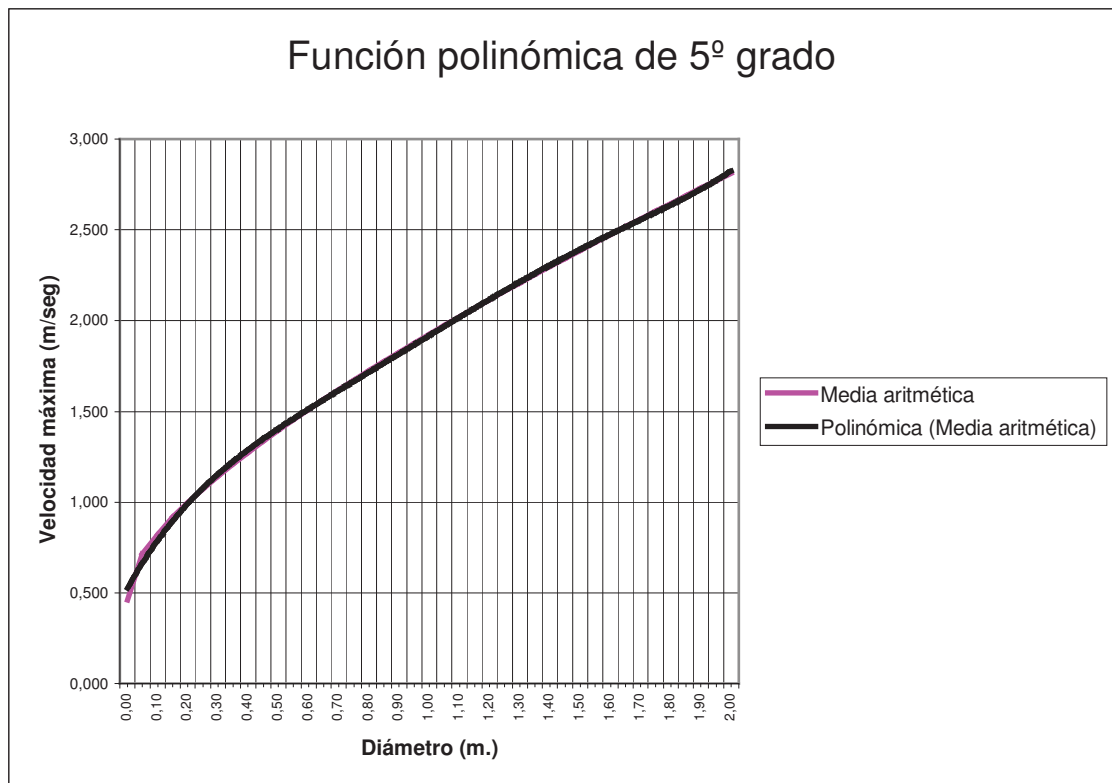
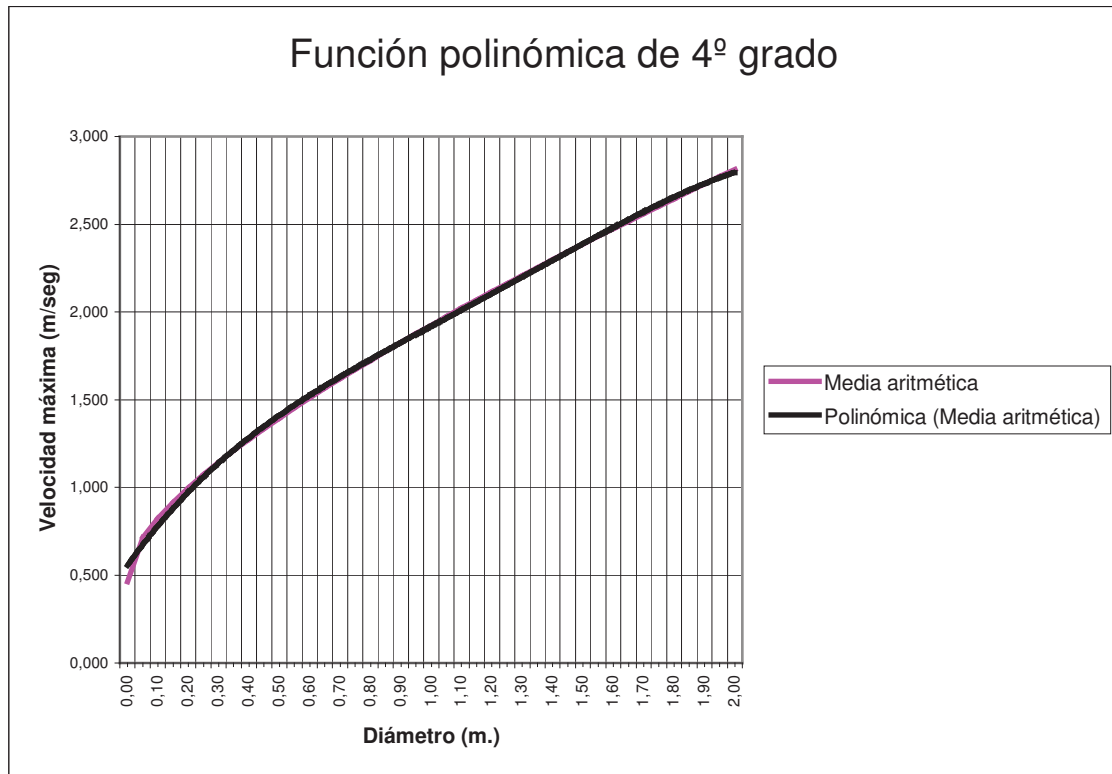
ECUACIÓN DE AJUSTE	R	R ²	F
$V = 0'813 + 1'049 \cdot D$	0'992	0'984	2.337
$V = 0'6703 + 1'4881 \cdot D - 0'2196 \cdot D^2$	0'998	0'996	4.338
$V = 0'6001 + 1'937 \cdot D - 0'7877 \cdot D^2 + 0'1893 \cdot D^3$	0'999	0'998	6.302
$V = 1'9734 \cdot D^{0'4105}$	0'988	0'977	1.601
$V = 2'0517 + 0'651 \cdot \ln D$	0'948	0'898	334

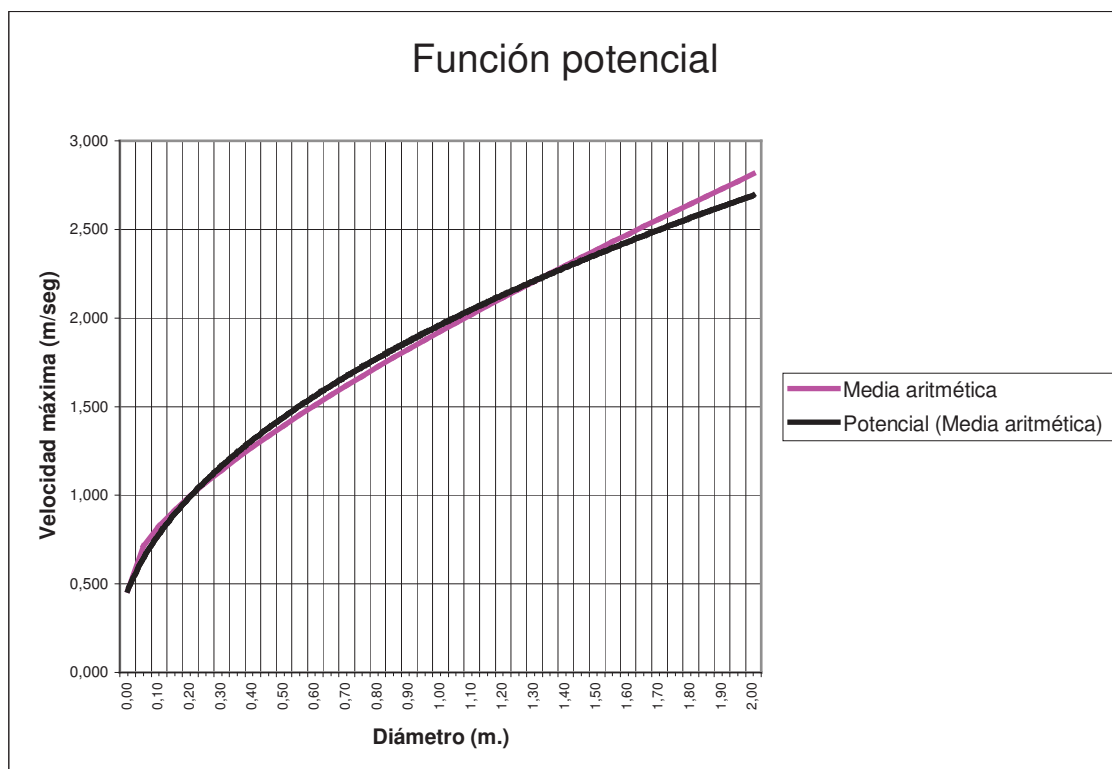
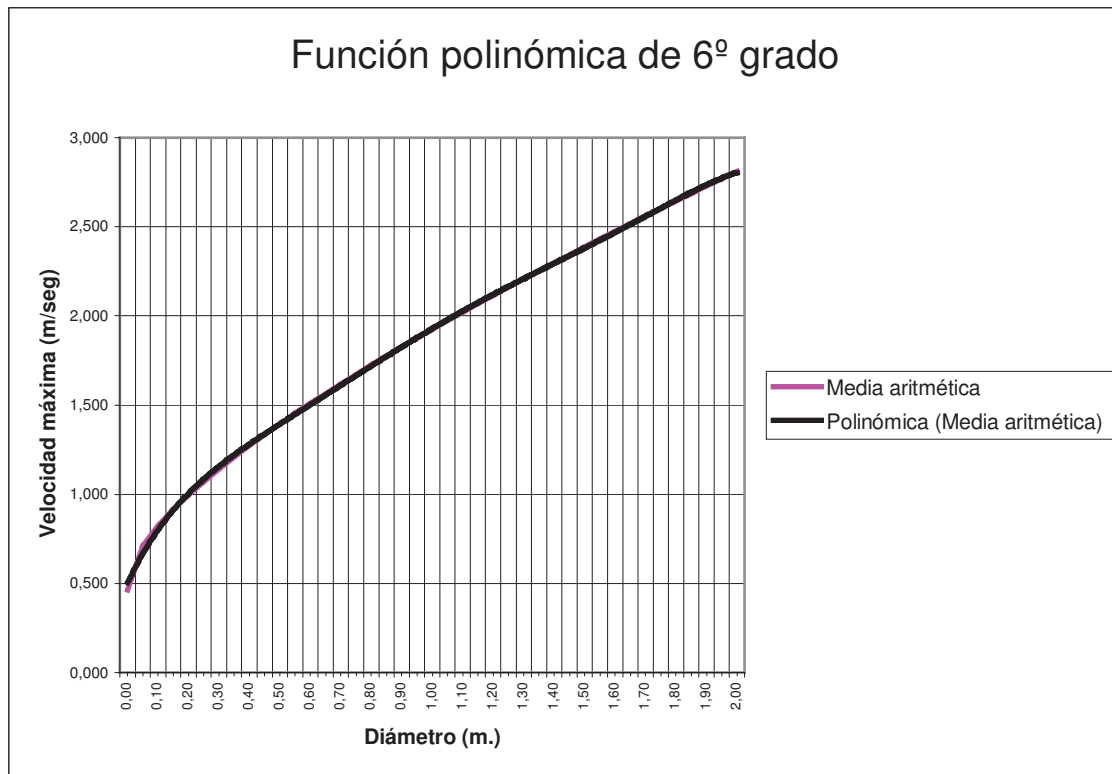
Tabla 3.3. Ecuaciones de ajuste de la media aritmética de las velocidades.

Las representaciones gráficas de algunas de estas funciones de ajuste, así como de algunas otras, puede verse a continuación. En todos los casos, se expresa V en m./seg. y D en m. Así:









Puede observarse, en fin, que todos los ajustes mínimo-cuadráticos aquí realizados resultan aceptables. En concreto, las parábolas de 5º y 6º grado constituyen correlaciones positivas prácticamente perfectas. En cualquier caso,

también puede trabajarse sobre la base de la función resultante de la media aritmética, determinando gráficamente las velocidades máximas aconsejables para las tuberías a presión en función del diámetro interior de las mismas.

4. INFLUENCIA DE LA VISCOSIDAD SOBRE LAS CONDICIONES DE CIRCULACIÓN DEL AGUA, en Capítulo II

El presente epígrafe de nuestro estudio constituye una ampliación de los conceptos expuestos en el apartado 9.5 de nuestro anterior libro (pp. 205-210).

Puede verse, a continuación, un diagrama de cálculo hidráulico específico para tuberías de PVC y caudales de hasta 100 l./seg., donde se tiene en cuenta la importancia del factor “temperatura del agua” y, consecuentemente, de la viscosidad sobre las condiciones de circulación. Así:

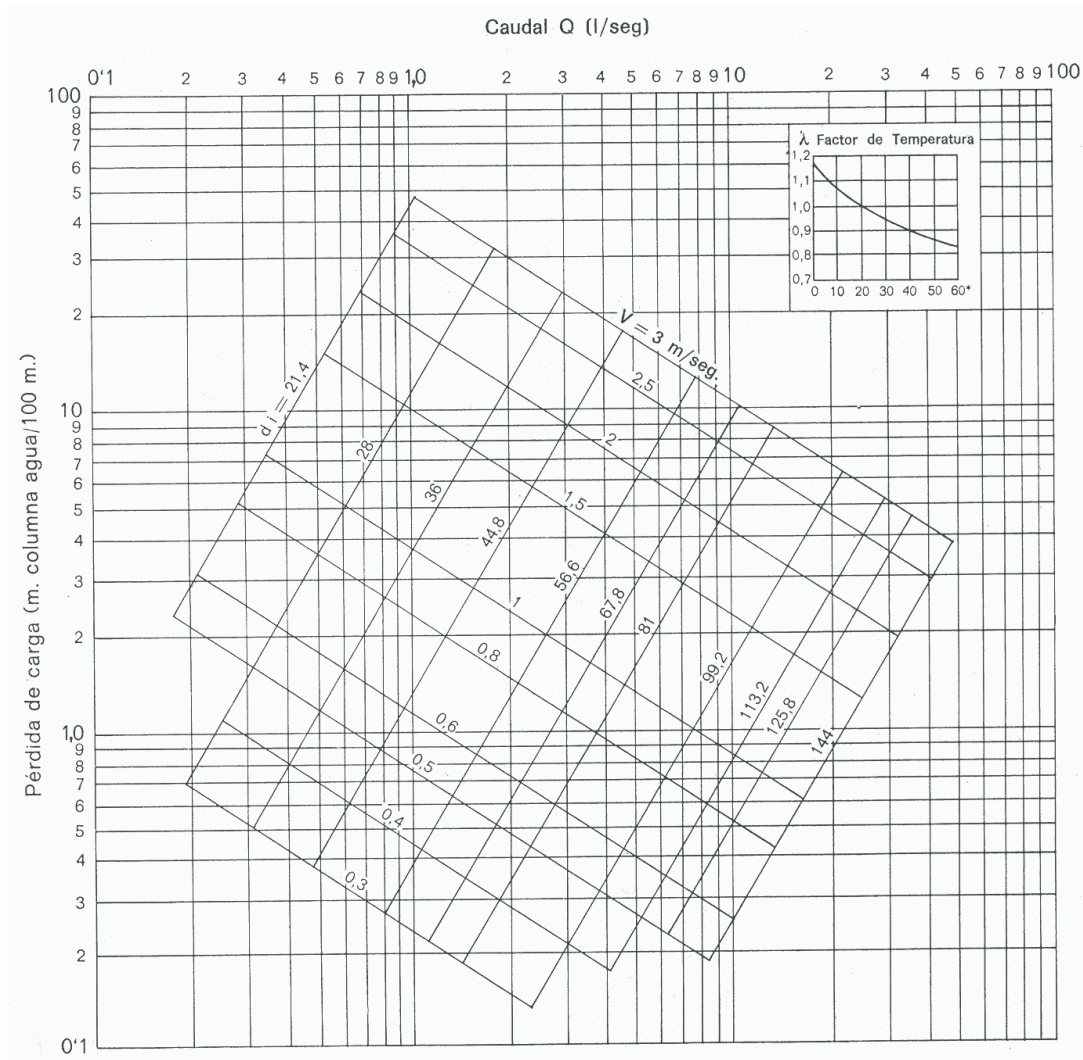


Fig. 3.1. Diagrama de cálculo de tubos de PVC para agua a 20°C. Para otras temperaturas debe multiplicarse la pérdida de carga por el factor λ .

Los valores obtenidos del diagrama anterior son sólo aproximados y pueden interpolarse para la determinación de otras dimensiones de los tubos. Se refieren a instalaciones rectilíneas, sin codos, derivaciones, válvulas, equipos de filtración o contaje, reducciones, etc., por lo que ofrecen la pérdida de carga continua de la conducción sin considerar las piezas especiales de la misma. Al respecto, veamos que dichas pérdidas en los puntos singulares pueden establecerse simplifcativamente como un porcentaje sobre el total del siguiente modo: 10% en caso de pocas piezas especiales en la red, 15% en el caso normal y 20% en caso de muchas piezas especiales. Hay que tener en cuenta también que a la pérdida de carga obtenida debe sumarse la diferencia de altura de la instalación (10'33 m.c.a. = 1 atmósfera = 1 Kp./cm²).

Las dimensiones de la viscosidad se determinan por la **ecuación de viscosidad de Newton**, enunciada en el año 1686 y demostrada más tarde experimentalmente por N. Petrov en 1883, esto es:

$$\text{“viscosidad dinámica”} = \mu = \frac{\tau}{dV/dy} \text{ o sea } \frac{F \cdot L^{-2}}{LT^{-1}/L} = F \cdot L^{-2} \cdot T$$

La unidad de viscosidad en el sistema C.G.S. (cegesimal) es el *poise* (recibe el nombre del investigador francés POISEUILLE).

En este sistema de unidades las dimensiones de la viscosidad son:

$$M \cdot L^{-1} \cdot T^{-1}, \text{ luego } 1 \text{ poise} = 1 \text{ dina} \cdot \text{seg.} \cdot \text{cm}^{-2}.$$

La viscosidad del agua a 20°C es aproximadamente 0'01 poise = 1 centipoise.

Al cociente $\frac{\mu}{\rho} = \nu$ se le denomina “**viscosidad cinemática**”. Sus dimensiones en el sistema M.K.S. o Giorgi o SI (Sistema Internacional) son:

$L^2 \cdot T^{-1}$ y en el sistema C.G.S. la unidad correspondiente es: cm²/seg. = Stoke (en homenaje a G.G. STOKES). De este modo, se tienen las siguientes ecuaciones dimensionales:

1) Dimensiones de la viscosidad cinemática:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} = \frac{F \cdot L^{-2} \cdot T}{F \cdot L^{-4} \cdot T^2} = \frac{L^4 \cdot T}{L^2 \cdot T^2} = \frac{L^2}{T} = L^2 \cdot T^{-1}, \text{ c.s.q.d.}$$

2) Dimensiones de la viscosidad dinámica:

$$\mu = \nu \cdot \rho = L^2 \cdot T^{-1} \cdot M \cdot L^{-3} = M \cdot L^{-1} \cdot T^{-1}, \text{ c.s.q.d.}$$

La viscosidad cinemática interviene en muchas aplicaciones de la Hidráulica, por ejemplo en la definición del número de Reynolds que es igual, como es sabido, a:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

5. ESPECIFICACIONES ACERCA DE LA CURVA DE LORENZ, en Capítulo III

El estudio de la distribución espacial de las variables hidráulicas (presión, caudal, diámetro interior, pérdidas de carga, ...) puede adquirir relevancia en una zona regable o bien en una red de distribución urbana o industrial de agua potable.

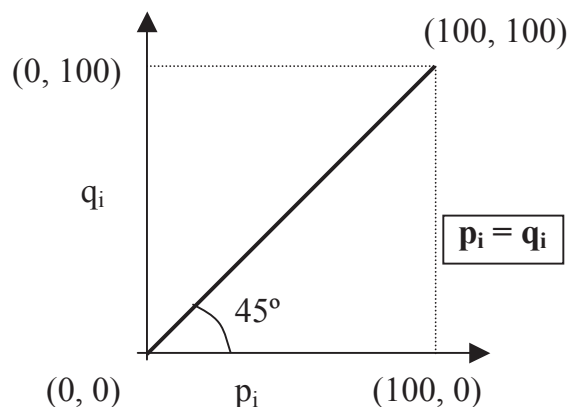
En el ejemplo que se desarrolla al final del capítulo III de nuestro libro “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica” (pág. 229) consideramos una población de $N = 1.000$ acequias de riego y la variable estadística $X = \{x_i, n_i\}$, $\forall i = 1, 2, 3, \dots, r$, donde x_i es el caudal correspondiente a cada una de las acequias, siendo $N = \sum_{i=1}^r n_i$. Supongamos además que:

$x_1 < x_2 < \dots < x_r$. Llamemos $u_i = \sum_{j=1}^i x_j \cdot n_j$ es decir, el caudal total poseído por las acequias cuyo caudal es menor o igual que x_i . Sea $p_i = \frac{N_i^\uparrow}{N} \cdot 100$, es decir, el porcentaje de acequias de riego poseedoras del caudal u_i (N_i^\uparrow es la frecuencia absoluta acumulada ascendente, es decir, el número de acequias poseedoras del caudal u_i); sea $q_i = \frac{u_i}{u_r} \cdot 100$, es decir, el porcentaje del caudal poseído por las N_i^\uparrow acequias anteriores.

Pues bien, la curva de Lorenz es la línea poligonal quebrada que une los puntos $(0, 0)$, (p_1, q_1) , (p_2, q_2) , (p_3, q_3) , ..., (p_r, q_r) . En este caso, $r = 8$.

Otra forma de observar la curva de Lorenz es estimando el área de la superficie que se encuentra comprendida entre la curva y la diagonal del primer cuadrante (la recta $p = q$). Esa superficie se denomina **área de concentración**. El **índice Gini** constituye un índice de concentración de los valores de la variable aleatoria estadística o hidráulica y equivale al doble del área de concentración. Su valor estará siempre comprendido entre cero y uno.

Se considera, en definitiva, que existe equidistribución de los caudales cuando $p_i = q_i$, y en este caso, la expresada curva de Lorenz adopta la configuración gráfica siguiente:



o sea, se trata de una recta que descansa sobre la bisectriz del primer cuadrante del círculo.

Éste resulta ser, prácticamente, el caso del problema que nos ocupa, donde la correspondiente curva poligonal de Lorenz apenas se separa de la diagonal o bisectriz del primer cuadrante, dado el bajísimo valor del índice de Gini obtenido ($G = 0'02$).

También puede resultar de interés, en nuestro caso, la aplicación de la función del economista italiano Vilfredo Pareto (1848-1923) a la distribución de los caudales de las acequias por toda la zona regable en cuestión².

6. AMPLIACIONES AL EJERCICIO DE APLICACIÓN, en Capítulo III

Se trata del caso práctico que se desarrolla en la página 256 y ss. de nuestro anterior libro, en que se supone que la velocidad inicial de entrada del agua procedente de ambos pozos al depósito de distribución es de aproximadamente 1'20 m./seg.

Cabe prever, en este sentido, que las tuberías de impulsión o llenado del depósito procedentes de ambos pozos funcionen en régimen de Weyrauch, o sea, con velocidades próximas a 1'20 m./seg. En este caso, v. gr., se tendría un diámetro interior necesario, para la tubería proveniente del pozo de menor caudal, de:

² Educado como ingeniero y matemático, Pareto se dedicó, en una primera etapa, a la aplicación de las matemáticas a la economía. Sucedió a León Walras en la cátedra de economía de la Universidad de Lausanne, en 1892. Utilizando las curvas de indiferencia introducidas por Edgeworth, logró establecer las condiciones matemáticas para que se produjera el Equilibrio General; creó el concepto de "óptimo", llamado luego óptimo paretiano, para referirse a una situación donde se obtiene una máxima utilidad dado un conjunto previo de bienes o servicios. Sus trabajos sirvieron como punto de partida para la llamada "Economía del Bienestar". Criticó agudamente al socialismo.

$$D = 1'04 \times \sqrt{Q_e} = 1'04 \times \sqrt{0'056} = 0'246 \text{ m.} = 246 \text{ mm.}$$

En este caso, por tratarse del último tramo de la impulsión, podría disponerse tubo de PVC de $250 \cdot 4'9$ mm., con presión de trabajo de 4 Kp./cm^2 . El diámetro interior sería:

$$D_i = 250 - 2 \cdot 4'9 = 240'2 \text{ mm.}, \text{ que ofrece una velocidad media de:}$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_i^2} = \frac{4 \times 0'056}{\pi \times 0'2402^2} = 1'22 \text{ m./seg.}$$

En todo caso, en base a lo expuesto en nuestro libro en relación a las “velocidades aconsejables de circulación del agua”, la fórmula de Mougne establecería una velocidad media de:

$$V = 1'5 \times \sqrt{D + 0'25} = 1'5 \times \sqrt{0'2402 + 0'25} = 1'05 \text{ m./seg.}$$

algo inferior a la prevista para la tubería anterior, lo que podría exigir la provisión de un tubo de mayor diámetro.

De cualquier modo, para este tipo de tubería y de acuerdo con la fórmula propuesta por este autor, resulta una velocidad máxima aconsejable de:

* $V_{\text{máx.}} = 1'4466 \cdot D + 0'638 = 1'4466 \cdot 0'2402 + 0'638 = 0'99 \text{ m./seg.}$, mientras que la normativa portuguesa recomienda una velocidad máxima de:

$$* V_{\text{máx.}} = 0'127 \cdot D^{0'4} = 0'127 \cdot 240'2^{0'4} = 1'14 \text{ m./seg.}$$

Así pues, para mayor seguridad en el diseño hidráulico de la instalación, en este caso, sería conveniente la determinación de las pérdidas de carga de dicha tubería por la aplicación de la conocida fórmula de Hazen-Williams (1920) para el movimiento turbulento en la zona de transición, con $C = 150$ (PVC), o sea:

$$J^{0'54} = \frac{V}{0'36 \times C \times D^{0'63}} = \frac{1'22}{0'36 \times 150 \times 0'2402^{0'63}} = 0'0555;$$

de dónde se obtiene una pérdida de carga unitaria de: $J = 0'00473 \text{ m./m.l.}$, que resulta aceptable para este tipo de instalación. También podría aplicarse la fórmula de Manning-Strickler-Gaukler para el movimiento turbulento rugoso, cuyo ábaco gráfico para el cálculo de las pérdidas de carga se expone en el capítulo II de nuestro libro “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica” (Fig. 2.7., pág. 191). Entonces, suponiendo para el material de la tubería (PVC) un coeficiente de rugosidad de $n = 0'0075$, se tendrá una pérdida de carga unitaria de:

$$R = \frac{D}{4} = \frac{0'2402}{4} = 0'06005 \text{ m.};$$

$$J = \frac{V^2 \times n^2}{R^{4/3}} = \frac{1'22^2 \times 0'0075^2}{0'006005^{4/3}} = 0'00356 \text{ m./m.l.},$$

que confirma, mejorando, los resultados anteriormente obtenidos mediante la aplicación de la fórmula de Hazen-Williams, puesto que estas pérdidas de carga (formulación de Manning-Strickler-Gaukler) representan sólo el 75% de las calculadas.

Por otra parte, tal como ya se expuso en nuestro libro anterior, el cálculo de los valores de la función β pueda realizarse a partir de los valores de la función Γ a partir de las fórmulas deducidas. En este sentido, por ejemplo, para calcular el valor de la integral euleriana $\beta(p, q) = \beta(q, p)$ para los valores $p = 5/2, q = 7/2$, se procedería del siguiente modo:

$$\begin{aligned} \beta(p, q) &= \int_0^1 x^{p-1} \cdot (1-x)^{q-1} \cdot dx = \left\{ \begin{array}{l} x = 1-z \\ dx = -dz \end{array} \right\} = -\int_1^0 (1-z)^{p-1} \cdot z^{q-1} \cdot dz = \\ &= \int_0^1 z^{q-1} \cdot (1-z)^{p-1} \cdot dz = \beta(q, p) = \frac{\Gamma(p) \cdot \Gamma(q)}{\Gamma(p+q)} = \frac{\frac{3}{2} \cdot \frac{1}{2} \Gamma\left(\frac{1}{2}\right) \frac{5 \cdot 3 \cdot 1}{2} \Gamma\left(\frac{1}{2}\right)}{\Gamma(6)} = \\ &= \frac{\frac{45}{32} \pi}{5!} = \frac{3}{256} \pi = 0'0368155 \end{aligned}$$

Hay que hacer constar por último, por lo que se refiere al cálculo del tiempo necesario de vaciado de un 30% del depósito central prismático de distribución de la Comunidad de Regantes en cuestión (pág. 260 del libro “Cinco temas de Hidrología e Hidráulica”), que su valor más ajustado vendrá dado por la expresión:

$$\begin{aligned} t &= \int_{h_1}^{h_2} \frac{S \cdot dh}{C_d \times S_0 \times \sqrt{2 \cdot g \cdot z} - C_d \times S_0 \times \sqrt{2 \cdot g \cdot h}} = \frac{S}{C_d \times S_0 \times \sqrt{2 \cdot g}} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{\sqrt{z} - \sqrt{h}} = \\ &= \frac{2 \cdot S}{C_d \times S_0 \times \sqrt{2 \cdot g}} \times \left(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2} + \sqrt{z} \times \ln \frac{\sqrt{h_1} - \sqrt{z}}{\sqrt{h_2} - \sqrt{z}} \right); \end{aligned}$$

pero teniendo en cuenta que: $\sqrt{z} = \frac{Q_e}{C_d \times S_0 \times \sqrt{2 \cdot g}}$, sustituyendo en la expresión

anterior, se tiene que el tiempo necesario de vaciado parcial buscado se obtendrá a partir de la formulación:

$$\begin{aligned}
t &= \frac{2 \cdot S}{C_d \times S_0 \times \sqrt{2 \cdot g}} \times \left(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2} + \frac{Q_e}{C_d \times S_0 \times \sqrt{2 \cdot g}} \times \ln \frac{C_d \times S_0 \times \sqrt{2g \times h_1} - Q_e}{C_d \times S_0 \times \sqrt{2g \times h_2} - Q_e} \right) = \\
&= \frac{2 \times 50 \times 40 \times 4}{0.82 \times \pi \times 0.2^2 \times \sqrt{2 \cdot g}} \times \\
&\times \left(\sqrt{4.00} - \sqrt{2.80} + \frac{4 \times 0.056}{0.82 \times \pi \times 0.2^2 \times \sqrt{2 \cdot g}} \times \ln \frac{0.82 \times \pi \times 0.2^2 \times \sqrt{2g \times 4.00} - 0.222}{0.82 \times \pi \times 0.2^2 \times \sqrt{2g \times 2.80} - 0.222} \right) = \\
&= 15.641 \text{ seg.} \cong 4.345 \text{ horas} \cong 4 \text{ horas, } 21 \text{ min.},
\end{aligned}$$

que resulta, lógicamente, superior en 1 hora y 10 minutos al tiempo anteriormente calculado.

Este valor debe considerarse más correcto que el que figura en la página antedicha del libro mencionado.

7. RELACIÓN EXISTENTE ENTRE EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN Y EL N° DE REYNOLDS, en Capítulo II

El coeficiente f o λ de la expresión general de Darcy-Weissbach (1857):

$$J = f \times \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

puede hacerse función del número de Reynolds (Re) y de la razón k/D , que es la rugosidad relativa o proporcional, siendo k la altura media de las asperezas o rugosidades de la superficie interna de la conducción. El Re delimita dos clases de corriente: la laminar o viscosa y la turbulenta. En la primera, el Re tiene un valor menor de 2.000 y las velocidades de circulación del agua, igual que los diámetros de las tuberías, son pequeños. En la corriente turbulenta, se tiene que $Re > 2.800$ y las velocidades son grandes, igual que los diámetros.

No existe una definición o medición taxativa de la rugosidad de los tubos comerciales. Varios investigadores han trabajado con tubos en los que produjeron rugosidades artificiales por diversos métodos, separando las tuberías en tres grandes grupos: **lisas**, en las que $f = f(Re)$; **rugosas**, con $f = f(k/D)$ y **semirrugosas**, en las que $f = f(Re, k/D)$.

A continuación se completa la tabla de la pág. 204 de nuestro anterior libro, donde se resumen las fórmulas a aplicar y sus autores, para el cálculo del valor del factor de fricción (f) en función exclusiva del número de Reynolds (Re) para tuberías comerciales. Es la siguiente:

Nº Re	Régimen	Fórmula	Autor
<2.400	Laminar	$f = \frac{64}{Re}$	Hagen-Poiseuille
2.400-4.000	Crítico o inestable	$f = \frac{0'3164}{Re^{0'25}} (\forall Re > 3.000)$	Blasius
$4 \times 10^3 - 10^5$ $(4.000 < Re \leq \frac{23 \cdot D}{K})$	Turbulento liso	$f = \frac{0'3164}{Re^{0'25}}$	Blasius
		$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \cdot \frac{2'51}{Re \cdot \sqrt{f}}$	Von Kàrmàn-Prandtl
$10^5 - 2 \times 10^6$ $(\frac{23 \cdot D}{K} < Re \leq \frac{560 \cdot D}{K})$	Turbulento intermedio o de transición	$f = \frac{0'181}{Re^{0'20}} (\forall Re < 10^6)$	Von Kàrmàn-Prandtl
		$f = \frac{0'08}{Re^{0'14}} (\forall Re > 10^6)$	Von Kàrmàn-Prandtl
		$f = 0'0054 + \frac{0'396}{Re^{0'3}}$	Schiller-Hermann
		$f = 0'0032 + \frac{0'221}{Re^{0'237}}$	Nikuradse
$2 \times 10^6 - 3'24 \times 10^6$ $(Re > \frac{560 \cdot D}{K})$	Turbulento rugoso	$f = 0'0032 + \frac{0'221}{Re^{0'237}}$	Nikuradse

Tabla 3.4. Valores de la expresión $f = f(Re)$ según el régimen hidráulico y tuberías normales.

En ningún caso se admitirá el funcionamiento de la instalación proyectada en régimen crítico o inestable ($2.400 < Re < 4.000$).

No obstante, se viene observando que en las tuberías de pequeñísimo diámetro (microtubos) como los usados en los riegos localizados de alta frecuencia (microaspersión y goteo) el comportamiento hidráulico puede ser diferente.

Por ello, nuestro competente compañero el Dr. Ingeniero Agrónomo J. Inglés Sedó ha determinado experimentalmente las relaciones existentes entre el coeficiente de fricción (f) y el nº de Reynolds (Re) para microtubos de polietileno de diámetro interior inferior o igual a 3 mm., usuales en los riegos localizados de alta frecuencia, pero de hidráulica poco conocida. Los resultados obtenidos, que se resumen en el cuadro siguiente, muestran un comportamiento distinto de las tuberías comerciales en parte del régimen laminar y en la zona inestable entre los regímenes laminar y turbulento. Las experiencias se realizaron con temperaturas del agua comprendidas entre 23 y 25°C. Las presiones se midieron con un manómetro simple de mercurio y las temperaturas con un termómetro digital con apreciación de décimas de grado centígrado. Los resultados obtenidos han sido los siguientes:

Tipo	Régimen	Nº Re	Fórmula	Coefficiente de correlación
Microtubo, 1 × 3 mm.	Transición suave	989 < Re < 2.150	$f = \frac{25'9118}{Re^{0'8689}}$	r = 0'996
	Transición brusca	2.150 < Re < 2.900	$f = \frac{0'04354}{1 + 0'34916 \cdot e^{-0'0047179 (Re - 2.150)}}$	r = 0'969
	Turbulento	2.900 < Re < 7.500	$f = \frac{0'3100}{Re^{0'2483}}$	r = 0'996
Microtubo, 1'5 × 3 mm.	Transición suave	800 < Re < 2.150	$f = \frac{27'7877}{Re^{0'8754}}$	r = 0'998
	Transición brusca	2.150 < Re < 2.750	$f = \frac{0'04321}{1 + 0'25058 \cdot e^{-0'0059569 (Re - 2.150)}}$	r = 0'988
	Turbulento	2.750 < Re < 9.000	$f = \frac{0'2549}{Re^{0'2226}}$	r = 0'994
Microtubo, 2 × 3 mm.	Transición suave	850 < Re < 2.150	$f = \frac{20'4647}{Re^{0'8311}}$	r = 0'981
	Transición brusca	2.150 < Re < 2.820	$f = \frac{0'04299}{1 + 0'38469 \cdot e^{-0'0082778 (Re - 2.150)}}$	--
	Turbulento	2.820 < Re < 12.000	$f = \frac{0'2536}{Re^{0'2224}}$	r = 0'991
Microtubo, 3 × 4'5 mm.	Transición suave	600 < Re < 2.150	$f = \frac{16'0114}{Re^{0'7980}}$	r = 0'995
	Transición brusca	2.150 < Re < 2.880	$f = \frac{0'04217}{1 + 0'28717 \cdot e^{-0'0072836 (Re - 2.150)}}$	r = 0'992
	Turbulento	2.880 < Re < 12.000	$f = \frac{0'2970}{Re^{0'2436}}$	r = 0'996
Ajuste común, D.I. ≤ 3 mm.	Transición suave	900 < Re < 2.150	$f = \frac{21'6802}{Re^{0'8405}}$	r = 0'991
	Transición brusca	2.150 < Re < 2.800	$f = \frac{0'04289}{1 + 0'26201 \cdot e^{-0'00635 (Re - 2.150)}}$	r = 0'934
	Turbulento	2.800 < Re < 12.000	$f = \frac{0'2882}{Re^{0'2385}}$	r = 0'987

Tabla 3.5. Valores de la expresión $f = f(Re)$ según el régimen hidráulico para microtubos.

Se comprueba, en definitiva, que para microtubos de polietileno de diámetro interior comprendido entre 1 y 3 mm., el límite superior de Re para régimen laminar es inferior a 1.000. Por otra parte, para valores altos de Re el comportamiento prácticamente coincide con el de las tuberías convencionales hidráulicamente lisas, pudiéndose aplicar la fórmula clásica de BLASIUS para el cálculo de las pérdidas de carga continuas por fricción.

La zona de transición del régimen laminar al turbulento tiene dos partes claramente diferenciadas. Una primera parte en que los valores del coeficiente de fricción (f) están bastante alineados elevándose por encima de la recta del régimen laminar conforme aumenta el valor de Re , y una segunda parte, en que los puntos se sitúan en forma análoga a los obtenidos en los ensayos de laboratorio efectuados por NIKURADSE al crear artificialmente una rugosidad uniforme en tuberías de diámetro convencional.

8. AMPLIACIÓN EN RELACIÓN AL MÉTODO DE THORNTHWAITE, en Capítulo IV

La formulación empírica de Thornthwaite (1948-1955) se viene aplicando con frecuencia para la determinación de las necesidades de agua de los cultivos (además de otros procedimientos ya señalados en nuestro anterior libro) y, particularmente, del almendro. Conviene ampliar aquí los conceptos expuestos a partir de la página 305 de nuestro anterior libro.

Existen unas tablas que, en función de la latitud geográfica del lugar, dan el coeficiente de corrección aplicable al respecto C_i . Denominando e_i a la evapotranspiración potencial corregida, tendremos que:

$$e_i = C_i \cdot e'_i$$

El método de Thornthwaite (1948) se refiere al cálculo empírico de la *evapotranspiración potencial* ($ET_o(T)$), a intervalos mensuales, utilizando básicamente la *temperatura*, aunque incluye también un factor de corrección de la duración del día a partir de la *latitud*. Según Llorente (1961), el cálculo se lleva a cabo con la siguiente fórmula:

$$ET_o = 1'6 \times Nm \left[(10 \times t) / I \right]^a$$

, donde:

t = temperatura media mensual (°C).

Nm = factor de corrección de la duración del día.

$I = \sum (t/5)^{1'514}$ para $m = 1, \dots, 12$.

$a = 6'75 \times 10^{-7} \times I^3 - 7'71 \times 10^{-5} \times I^2 + 1'792 \times 10^{-2} \times I + 0'49239$

Cuando la temperatura media sobrepasa los 26'5 °C, la ET_o se calcula directamente a partir de la temperatura, considerando que en estos casos la ET_o mensual es independiente de las características anuales del clima. En cualquier caso veamos que el método de Thornthwaite es el procedimiento de estimación mensual que sigue teniendo la mayor aceptación internacional.

Para la prosecución del método, pues, es necesario tener en cuenta los valores que se desprenden de las siguientes tablas:

T °C	.0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9
0			.01	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07
1	.09	.10	.12	.13	.15	.16	.18	.20	.21	.23
2	.25	.27	.29	.31	.33	.35	.37	.39	.42	.44
3	.46	.48	.51	.53	.56	.58	.61	.63	.66	.69
4	.71	.74	.77	.80	.82	.85	.88	.91	.94	.97
5	1.00	1.03	1.06	1.09	1.12	1.16	1.19	1.22	1.25	1.29
6	1.32	1.35	1.39	1.42	1.45	1.49	1.52	1.56	1.59	1.63
7	1.66	1.70	1.74	1.77	1.81	1.85	1.89	1.92	1.96	2.00
8	2.04	2.08	2.12	2.15	2.19	2.23	2.27	2.31	2.35	2.39
9	2.44	2.48	2.52	2.56	2.60	2.64	2.69	2.73	2.77	2.81
10	2.86	2.90	2.94	2.99	3.03	3.08	3.12	3.16	3.21	3.25
11	3.30	3.34	3.39	3.44	3.48	3.53	3.58	3.62	3.67	3.72
12	3.76	3.81	3.86	3.91	3.96	4.00	4.05	4.10	4.15	4.20
13	4.25	4.30	4.35	4.40	4.45	4.50	4.55	4.60	4.65	4.70
14	4.75	4.81	4.86	4.91	4.96	5.01	5.07	5.12	5.17	5.22
15	5.28	5.33	5.38	5.44	5.49	5.55	5.60	5.65	5.71	5.76
16	5.82	5.87	5.93	5.98	6.04	6.10	6.15	6.21	6.26	6.32
17	6.38	6.44	6.49	6.55	6.61	6.66	6.72	6.78	6.84	6.90
18	6.95	7.01	7.07	7.13	7.19	7.25	7.31	7.37	7.43	7.49
19	7.55	7.61	7.67	7.73	7.79	7.85	7.91	7.97	8.03	8.10
20	8.16	8.22	8.28	8.34	8.41	8.47	8.53	8.59	8.66	8.72
21	8.78	8.85	8.91	8.98	9.04	9.10	9.17	9.23	9.29	9.36
22	9.42	9.49	9.55	9.62	9.68	9.75	9.82	9.88	9.95	10.01
23	10.08	10.15	10.21	10.28	10.35	10.41	10.48	10.55	10.62	10.68
24	10.75	10.82	10.89	10.95	11.02	11.09	11.16	11.23	11.30	11.37
25	11.44	11.50	11.57	11.64	11.71	11.78	11.85	11.92	11.99	12.06
26	12.13	12.21	12.28	12.35	12.42	12.49	12.56	12.63	12.70	12.78
27	12.85	12.92	12.99	13.07	13.14	13.21	13.28	13.36	13.43	13.50
28	13.58	13.65	13.72	13.80	13.87	13.94	14.02	14.09	14.17	14.24
29	14.32	14.39	14.47	14.54	14.62	14.69	14.77	14.84	14.92	14.99
30	15.07	15.15	15.22	15.30	15.38	15.45	15.53	15.61	15.67	15.76
31	15.84	15.92	15.99	16.07	16.15	16.23	16.30	16.38	16.46	16.54
32	16.62	16.70	16.78	16.85	16.93	17.01	17.09	17.17	17.25	17.33
33	17.41	17.49	17.57	17.65	17.63	17.81	17.89	17.97	18.05	18.13
34	18.22	18.30	18.38	18.46	18.54	18.62	18.70	18.79	18.87	18.95
35	19.03	19.11	19.20	19.28	19.36	19.45	19.53	19.61	19.69	19.78
36	19.86	19.95	20.05	20.11	20.20	20.28	20.36	20.45	20.53	20.62
37	20.70	20.79	20.87	20.96	21.04	21.13	21.21	21.30	21.38	21.46
38	21.56	21.64	21.73	21.81	21.90	21.99	22.07	22.16	22.25	22.23
39	22.42	22.51	22.59	22.58	22.77	22.86	22.95	23.03	23.12	23.21
40	23.30									

Tabla 3.6. Determinación del índice térmico (i). (índice de calor mensual, i).

AMPLIACIÓN DE ALGUNAS CUESTIONES TRATADAS ANTERIORMENTE

T °C	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
26						4.5	4.5	4.6	4.6	4.6
27	4.6	4.7	4.7	4.7	4.8	4.8	4.8	4.8	4.9	4.9
28	4.9	5.0	5.0	5.0	5.0	5.1	5.1	5.1	5.1	5.2
29	5.2	5.2	5.2	5.2	5.3	5.3	5.3	5.3	5.4	5.4
30	5.4	5.4	5.4	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.6	5.6
31	5.6	5.6	5.6	5.6	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7	5.8
32	5.8	5.8	5.8	5.8	5.8	5.8	5.9	5.9	5.9	5.9
33	5.9	5.9	5.9	5.9	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
34	6.0	6.0	6.0	6.0	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1
35	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1
36	6.1	6.1	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2
37	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2	6.2
38	6.2									

Tabla 3.7. Valores de la evapotranspiración diaria sin ajustar (mm.) para temperaturas superiores a 26,50°C.

Lat. N.	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04
5	1.02	0.93	1.03	1.02	1.06	1.03	1.06	1.05	1.01	1.03	0.99	1.02
10	1.00	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
15	0.97	0.91	1.03	1.04	1.11	1.08	1.12	1.08	1.02	1.01	0.95	0.97
20	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	0.93	0.94
25	0.93	0.89	1.03	1.06	1.15	1.14	1.17	1.12	1.02	0.99	0.91	0.91
26	0.92	0.88	1.03	1.06	1.15	1.15	1.17	1.12	1.02	0.99	0.91	0.91
27	0.92	0.88	1.03	1.07	1.16	1.15	1.18	1.13	1.02	0.99	0.90	0.90
28	0.91	0.88	1.03	1.07	1.16	1.16	1.18	1.13	1.02	0.98	0.90	0.90
29	0.91	0.87	1.03	1.07	1.17	1.16	1.19	1.13	1.03	0.98	0.90	0.89
30	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
31	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.18	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
32	0.89	0.86	1.03	1.08	1.19	1.19	1.21	1.15	1.03	0.98	0.88	0.87
33	0.88	0.86	1.03	1.09	1.19	1.20	1.22	1.15	1.03	0.97	0.88	0.86
34	0.88	0.85	1.03	1.09	1.20	1.20	1.22	1.16	1.03	0.97	0.87	0.86
35	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
36	0.87	0.85	1.03	1.10	1.21	1.22	1.24	1.16	1.03	0.97	0.86	0.84
37	0.86	0.84	1.03	1.10	1.22	1.23	1.25	1.17	1.03	0.97	0.85	0.83
38	0.85	0.84	1.03	1.10	1.23	1.24	1.25	1.17	1.04	0.96	0.84	0.83
39	0.85	0.84	1.03	1.11	1.23	1.24	1.26	1.18	1.04	0.96	0.84	0.82
40	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
41	0.83	0.83	1.03	1.11	1.25	1.26	1.27	1.19	1.04	0.96	0.82	0.80
42	0.82	0.83	1.03	1.12	1.26	1.27	1.28	1.19	1.04	0.95	0.82	0.79
43	0.81	0.82	1.02	1.12	1.26	1.28	1.29	1.20	1.04	0.95	0.81	0.77
44	0.81	0.82	1.02	1.13	1.27	1.29	1.30	1.20	1.04	0.95	0.80	0.76
45	0.80	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
46	0.79	0.81	1.02	1.13	1.29	1.31	1.32	1.22	1.04	0.94	0.79	0.74
47	0.77	0.80	1.02	1.14	1.30	1.32	1.33	1.22	1.04	0.93	0.78	0.73
48	0.76	0.80	1.02	1.14	1.31	1.33	1.34	1.23	1.05	0.93	0.77	0.72
49	0.75	0.79	1.02	1.14	1.32	1.34	1.35	1.24	1.05	0.93	0.76	0.71
50	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.70

Tabla 3.8. Coeficientes para la corrección de la evapotranspiración sin ajustar (e), según la latitud.

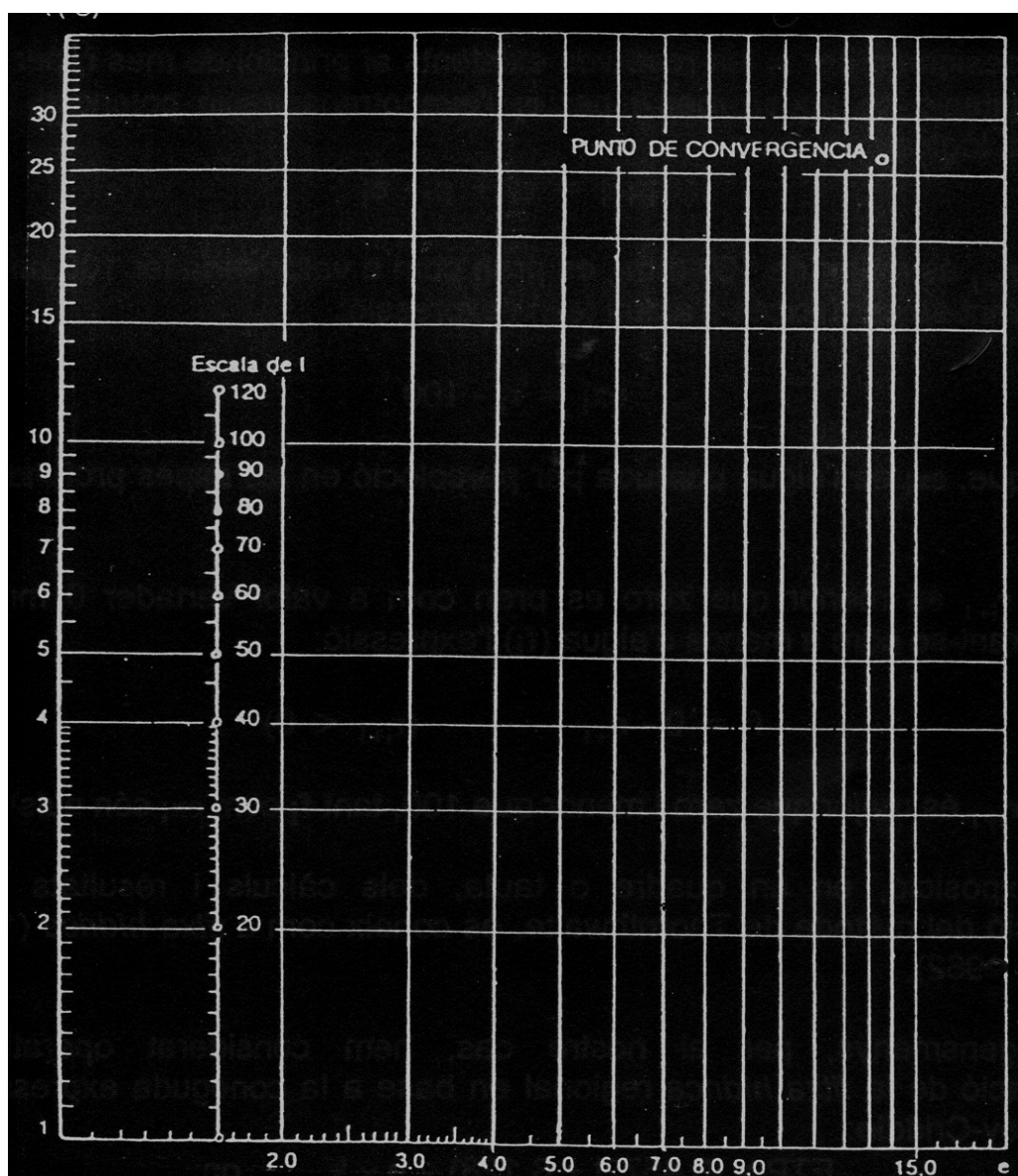


Fig. 3.2. Nomograma para determinar la evapotranspiración sin ajustar (e), mensual en cm. (Thornthwaite).

Hasta aquí sólo hemos hecho intervenir las temperaturas centígradas. Ahora también haremos intervenir las lluvias y el sol. La evapotranspiración tiende a eliminar el agua del suelo; por otra parte, las lluvias tienden a suministrar agua al suelo y, por su parte, la capacidad retentiva del suelo tiende a regular los movimientos hídricos. En efecto, si durante un mes determinado la evapotranspiración potencial es inferior a las precipitaciones, se produce un superávit de agua que se almacena por el suelo en función de su capacidad, que se halla íntimamente ligada a su textura y estructura. Si en los meses posteriores la evapotranspiración supera a las lluvias, entonces se movilizan las reservas hídricas existentes en el suelo. Ahora bien, aunque es cierto que el suelo actúa como regulador, también lo es que su capacidad reguladora es limitada, siendo admisible, en el método de cálculo, que la capacidad de campo (cantidad máxima

de agua que puede retener el suelo) es de 100 mm. (capacidad de campo de un suelo de consistencia mediana y de profundidad del orden de 50 cm.).

Si designamos como r_i las reservas existentes al principio de mes, y como p_i la precipitación en aquel mismo mes y como e_i la evapotranspiración potencial, se cumplirá, lógicamente, que:

$$r_{i+1} = r_i + p_i - e_i$$

Si r_{i+1} es mayor de 100 mm. (l/m^2), se toma como valor verdadero los 100 mm., considerándose como exceso de agua (ex_i) a la expresión:

$$ex_i = r_i - 100$$

o sea que, ex_i es el agua perdida por percolación en las capas profundas del subsuelo.

Si r_{i+1} es menor que cero se toma como valor verdadero 0 mm., considerándose como falta de agua (f_i) a la expresión:

$$f_i = 0 - r_{i+1} \quad (r_{i+1} < 0)$$

Si r_{i+1} es mayor que cero y menor que 100, tanto f_i como ex_i son nulos³.

La exposición, en un cuadro o tabla-resumen, de los cálculos y resultados de la aplicación del método clásico de Thornthwaite, se conoce como *ficha hídrica* (BLACK, 1962).

9. ANALISIS ESTADÍSTICO EN HIDROLOGÍA, en Capítulo V

Consiste en estudiar los siguientes temas:

- *Diseño de redes y observaciones hidrológicas*: una breve introducción a los aspectos esenciales del diseño de redes y la administración de la información hidrológica básica.
- *Verosimilitud de la información hidrológica*: todas las medidas hidrológicas o los valores derivados de ellas contienen errores. Se recomienda efectuar pruebas de control de calidad para el examen de posibles errores existentes en la información hidrológica.

³Vide CAROT-ROMERO, 1971, *Orientaciones para el aprovechamiento de los futuros regadíos de la zona media de Valencia. Análisis de la situación actual en una subzona piloto*. Citado en la bibliografía.

- *Distribuciones teóricas de probabilidades*: este capítulo cubre el concepto de funciones de densidad y de distribución, momentos factoriales y cuantiles, distribuciones empíricas, posiciones de ploteo, series parciales y funciones de distribución, incluyendo la distribución de Gauss o normal, log-normal, Pearson tipo III, log-Pearson III y Gumbel.
- *Análisis de correlación y regresión mínimo-cuadrática*: las consideraciones teóricas son útiles para indicar la existencia de correlación entre las variables hidrológicas en estudio. El problema estriba entonces en determinar el tipo y grado de correlación existente entre ellas.
- *Eventos de crecida y estiaje*: se definen las características de las crecidas y estiajes y se indican los requisitos y procedimientos a seguir para su correcta evaluación.
- *Análisis de las series de tiempo*: el objetivo principal del análisis de series de tiempo en hidrología es el de separar la tendencia y los elementos periódicos y estocásticos del hidrograma medido. Los métodos de series de tiempo o cronológicas también se utilizan para evaluar la precisión de las estimaciones de los parámetros estadísticos y determinar si una serie de tiempo es suficientemente larga o representativa.
- *Análisis diversos*: los capítulos siguientes podrían tratar del estudio de las autocorrelaciones y correlaciones cruzadas, análisis espectral, espectro cruzado y coherencia. El análisis de correlación cruzada lineal ofrece información valiosa acerca del grado de relación lineal y del tipo de concordancia o discordancia de las variaciones en dos series temporales o cronológicas.

(*) **Viene de la página 296.** Con frecuencia, puede suceder que el reticulado paralelo a los ejes coordenados cartesianos rectangulares y las fórmulas de integración a que nos han dado lugar no proporcionan precisamente el camino más cómodo para calcular una integral doble. En tal caso, la integral múltiple en cuestión puede resolverse también por cambio de variable, haciendo la transformación biyectiva o biunívoca:

$$\begin{cases} h = h_1(u, v) \\ V = h_2(u, v) \end{cases}, \text{ con lo que se tiene que:}$$

$$\iint_A dh \cdot dV = \iint_A |J| \cdot du \cdot dv = J(\mathbf{u}, \mathbf{v}) \Delta u \cdot \Delta v,$$

siendo $|J|$ el determinante funcional “jacobiano” con $\begin{cases} \mathbf{n}: \text{variables independientes} \\ \mathbf{n}: \text{variables funcionales} \end{cases}$
que es continuo, tal que:

$$|J| = \begin{vmatrix} \frac{\partial h}{\partial u} & \frac{\partial h}{\partial v} \\ \frac{\partial V}{\partial u} & \frac{\partial V}{\partial v} \end{vmatrix} = \frac{\partial(h, V)}{\partial(u, v)} \neq 0 ; \text{ en efecto, los diferenciales totales son, operando en}$$

dos pasos sucesivos:

$$\begin{cases} dh = \frac{\partial h}{\partial u} du + \frac{\partial h}{\partial v} dv = 0 \text{ (suponiendo } h = \text{cte.)} \\ dV = \frac{\partial V}{\partial u} du + \frac{\partial V}{\partial v} dv \end{cases}$$

de donde eliminando **du** entre las dos ecuaciones anteriores, se obtiene:

$$dV = -\frac{\partial V}{\partial u} \times \frac{\frac{\partial h}{\partial v}}{\frac{\partial h}{\partial u}} \cdot dv + \frac{\partial V}{\partial v} \cdot dv = \frac{1}{\frac{\partial h}{\partial u}} \overbrace{\left(\frac{\partial h}{\partial u} \times \frac{\partial V}{\partial v} - \frac{\partial h}{\partial v} \times \frac{\partial V}{\partial u} \right)}^{|J|} \cdot dv ,$$

expresión en la que se supone: $\frac{\partial h}{\partial u} \neq 0$ y continua; se tendrá (suponiendo $v = \text{cte.} \Rightarrow dv = 0$):

$$dh \cdot dV = \left(\frac{\partial h}{\partial u} \cdot du \right) \times \left(\frac{1}{\frac{\partial h}{\partial u}} \cdot |J| \cdot dv \right) = |J| \cdot du \cdot dv , \text{ c.s.q.d.}$$

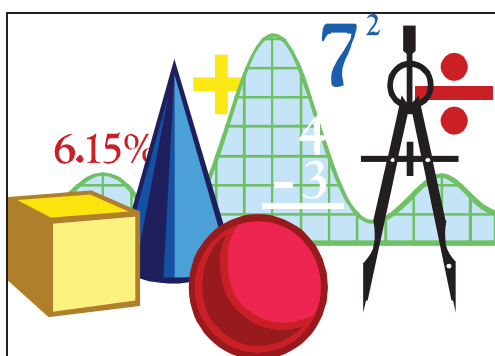
NOTA: El valor del determinante funcional jacobiano $|J|$ se tomará siempre en valor absoluto. Por último, el recinto o dominio de integración experimentará el cambio:

$$A \xrightarrow{\text{transf.}} A'$$

$$\begin{cases} A: \text{ determinado por un contorno } C, \text{ de ecuación: } g(h, V) = 0, \text{ en el plano } hV. \\ A': \text{ determinado por un contorno } C', \text{ de ecuación: } g[h(u, v), V(u, v)] = 0, \text{ en el} \\ \text{plano cartesiano } uv. \end{cases}$$

En el caso discreto, $J(\mathbf{u}, \mathbf{v})$ significa el valor del determinante funcional jacobiano de la transformación en un cierto punto (\mathbf{u}, \mathbf{v}) del rectángulo de lados: $\Delta u \Delta v$. A este mismo resultado puede llegarse transformando la integral doble, que ofrece el área buscada, en integral curvilínea y, después de transformada ésta, expresándola nuevamente como integral doble mediante la fórmula de Riemann⁴.

⁴ Las ideas de Riemann (1826-1866) concernientes a la geometría del espacio tuvieron profundos efectos en el desarrollo de la teoría física moderna. Los escritos de Riemann de 1854 llegaron a ser un clásico en las matemáticas y estos resultados fueron incorporados dentro de la teoría de la relatividad y gravitación de Einstein. Influyó notablemente en el desarrollo de la teoría física moderna y proveía los conceptos y métodos usados después en la Teoría de la Relatividad. Era un original pensador y un anfitrión de numerosos métodos, teoremas y conceptos que llevan su nombre.



ANEXOS

- **ANEXO N° 1: COMPLEMENTOS AL CAPÍTULO I.**
- **ANEXO N° 2: COMPLEMENTOS AL CAPÍTULO II.**
- **ANEXO N° 3: RESTANTES ESPECIFICACIONES METODOLÓGICAS.**
- **ANEXO N° 4: COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS A PRESIÓN.**
- **ANEXO N° 5: PERFILES TRANSVERSALES DEL RÍO EBRO EN EL TRAMO TORTOSA-AMPOSTA (PLANTAS Y SECCIONES). CONCEPTOS DE HIDROMETRÍA.**
- **ANEXO N° 6: PROPUESTA DE GESTIÓN DE CAUDALES EN EL TRAMO INFERIOR DEL RÍO EBRO.**

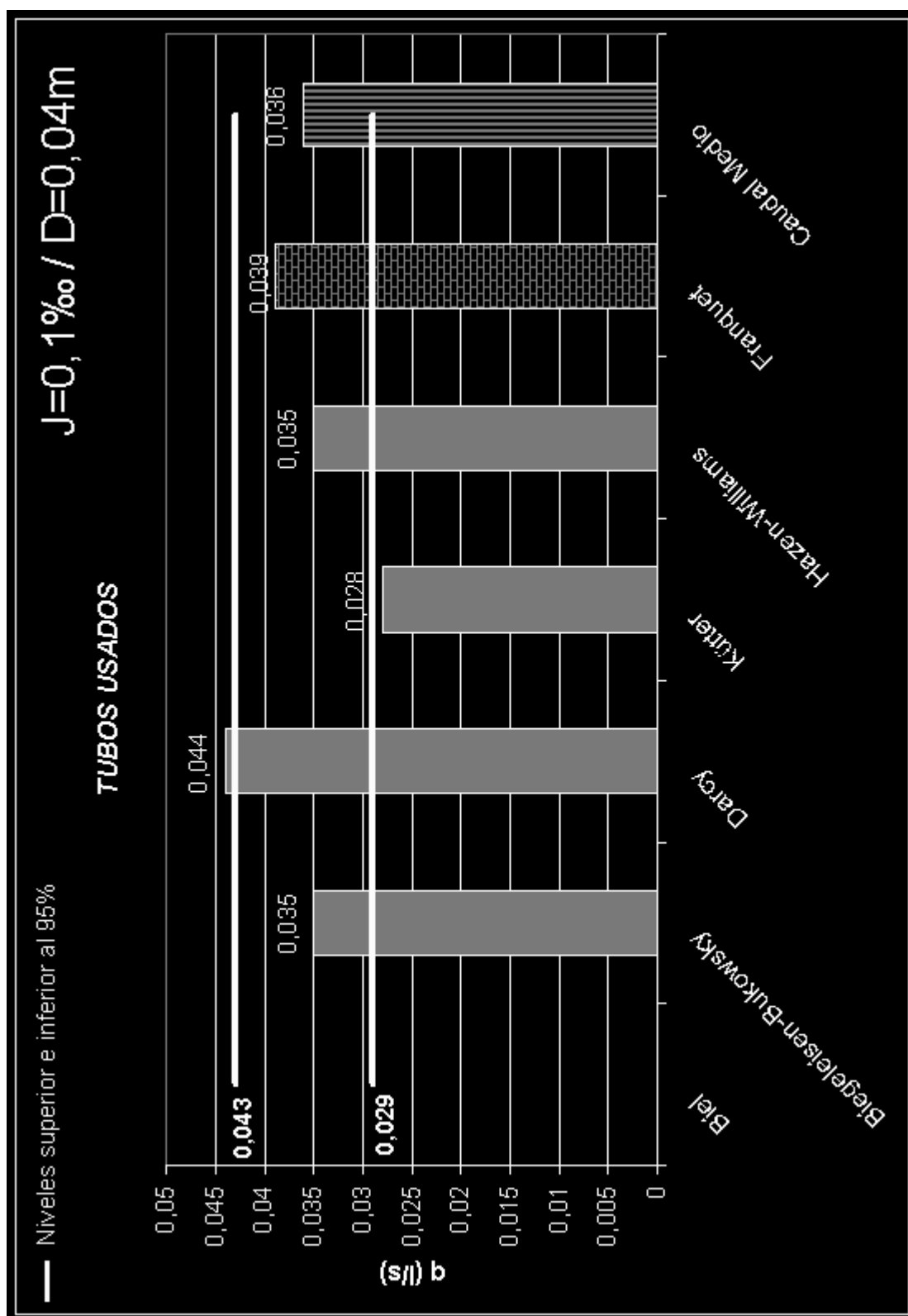
ANEXO NÚM. 1

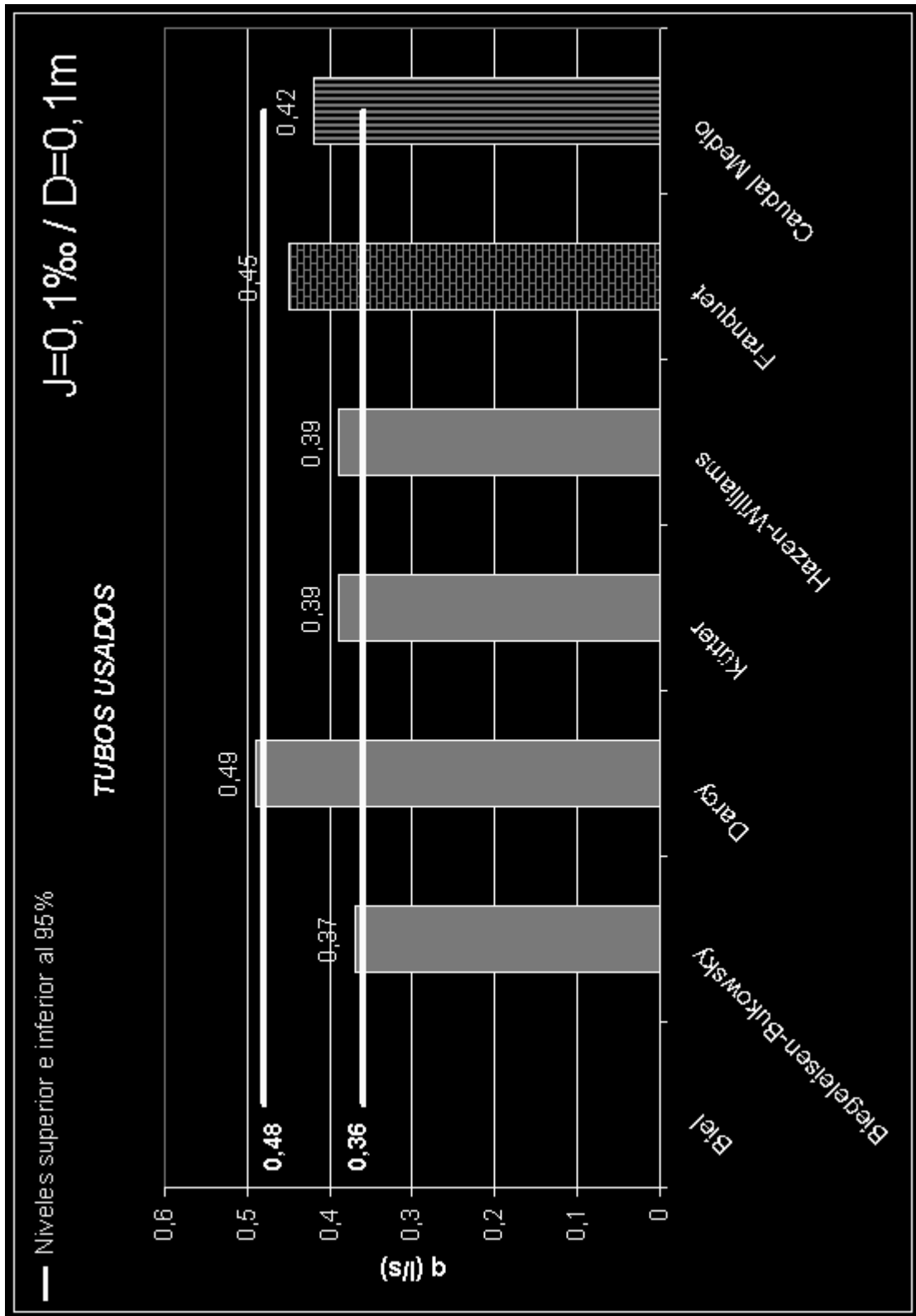
**TABLAS Y GRÁFICOS CORRESPONDIENTES
AL CAPÍTULO I**

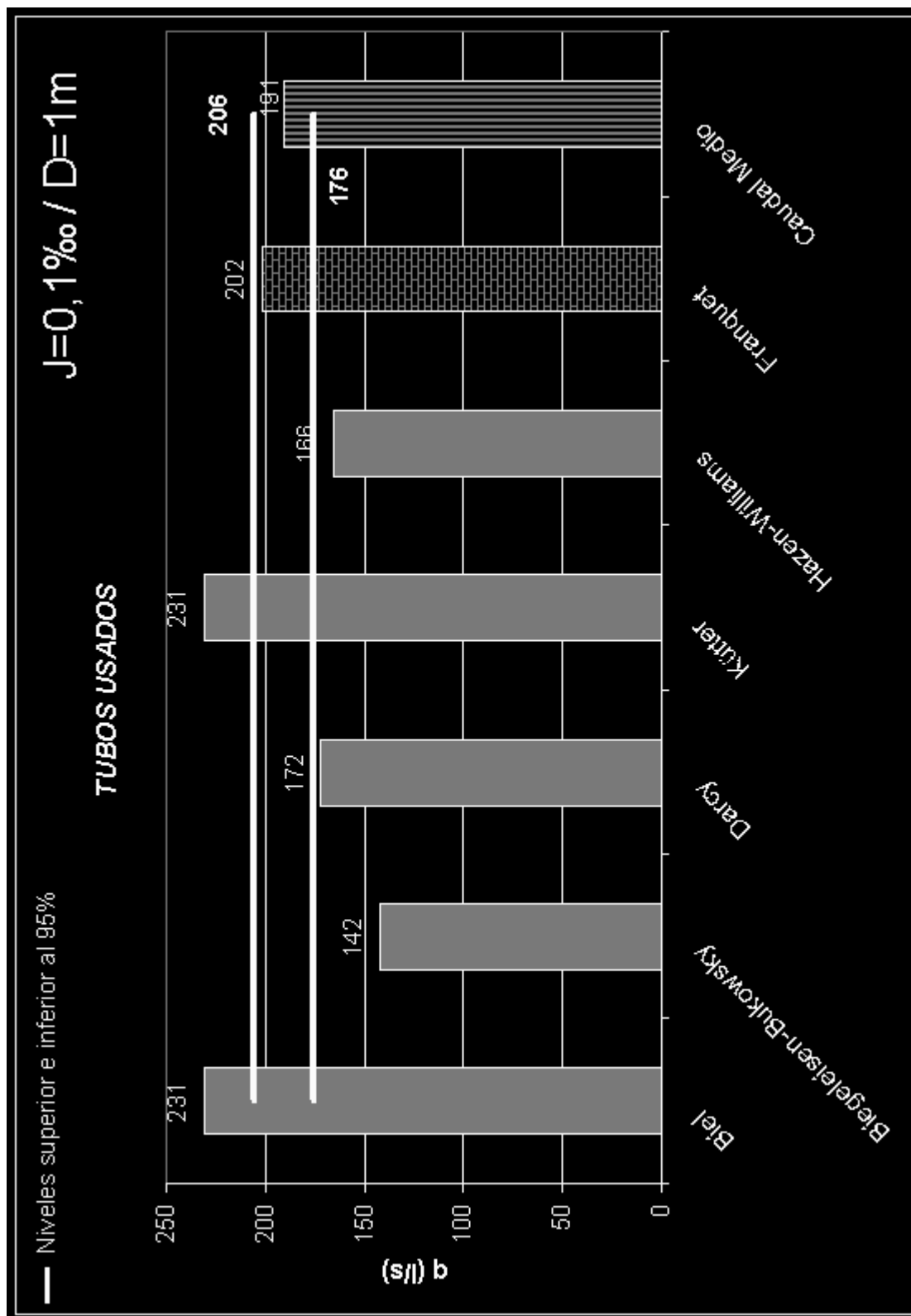
1. TUBOS USADOS
(intervalos de confianza del 95%)

La tabla-resumen resultante de la aplicación de las seis formulaciones estudiadas a las doce tuberías usadas, es la siguiente:

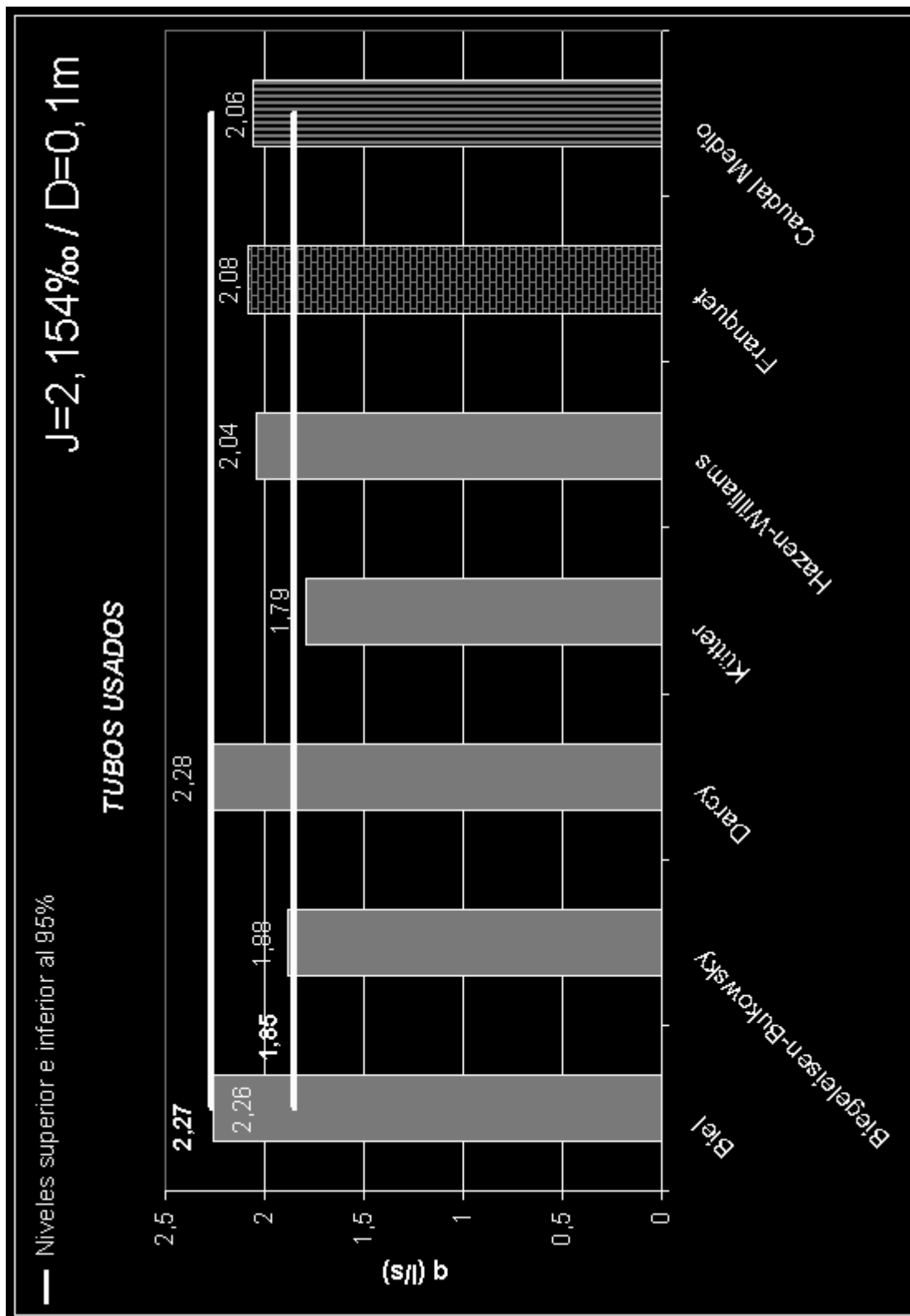
J=1:1000/D(m)	TUBOS USADOS									
	FÓRMULAS DIVERSAS					INTERVALO DE ADMISIBILIDAD (l./seg.)				
	Biel	Biegeleisen-Bukowsky	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	Caudal Medio	Qmin	Qmax	
0,1/0,04	-	0,035	0,044	0,028	0,035	0,039	0,036	0,029	0,043	
0,1/0,1	-	0,37	0,49	0,39	0,39	0,45	0,42	0,36	0,48	
0,1/1	231	142	172	231	166	202	191	176	206	
2,154/0,04	0,176	0,177	0,202	0,13	0,184	0,182	0,175	0,15	0,2	
2,154/0,1	2,26	1,88	2,28	1,79	2,04	2,08	2,06	1,85	2,27	
2,154/1	1.110	716	799	1.070	872	939	918	757	1.079	
46,42/0,04	0,91	0,89	0,94	0,6	0,96	0,85	0,86	0,72	1	
46,42/0,1	11	9,5	10,6	8,3	10,7	9,6	9,9	8,8	11	
46,42/1	5.200	3.604	2.950	4.980	4.579	4.359	4.279	3.381	5.177	
1.000/0,04	4,31	4,5	4,36	2,79	5,06	3,92	4,16	3,36	4,96	
1.000/0,1	50,7	47,8	49,2	38,6	56,3	44,7	47,9	41,7	54,1	
1.000/1	24.200	18.100	13.700	23.100	24.030	20.230	20.560	16.233	24.887	

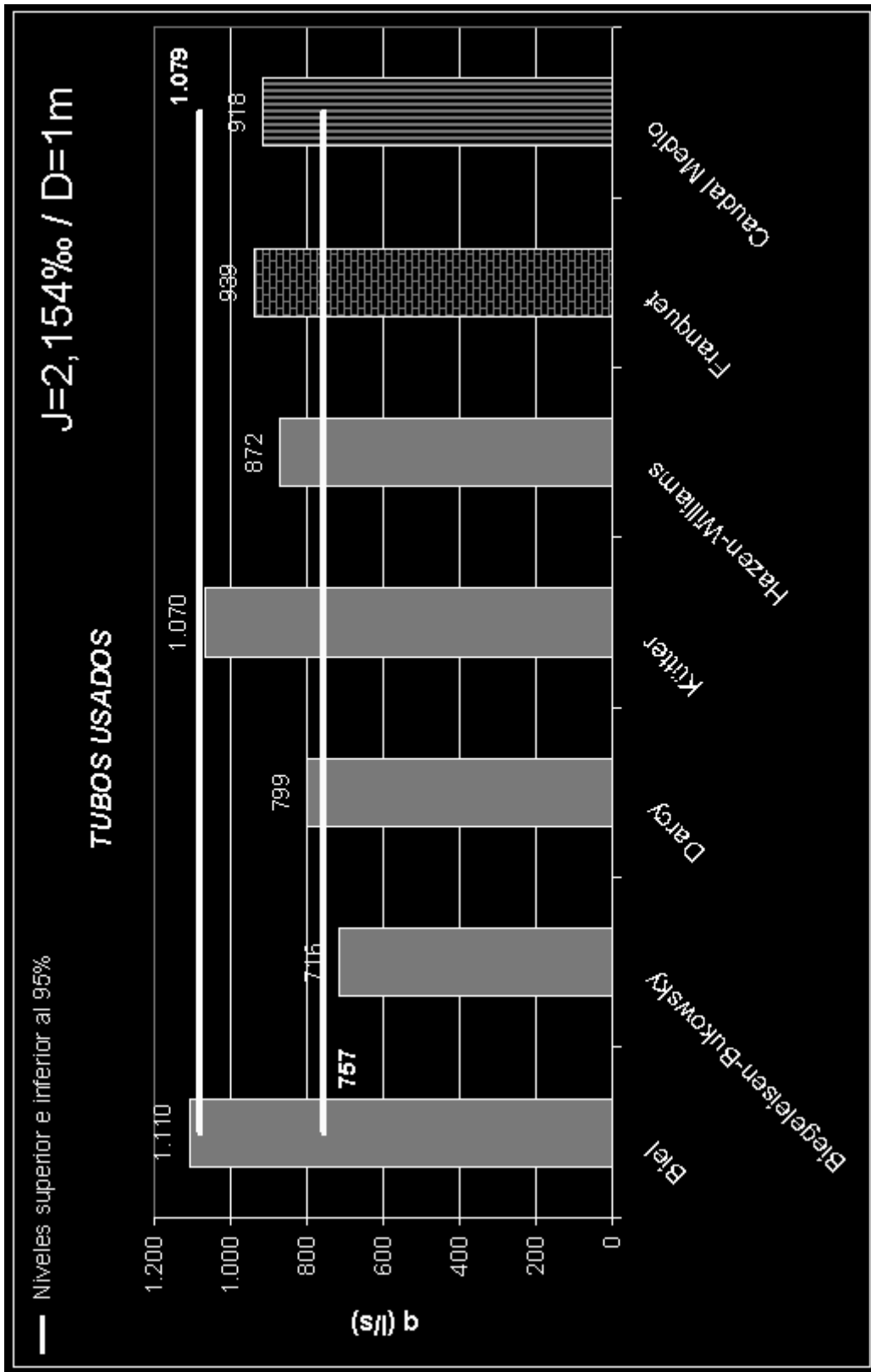


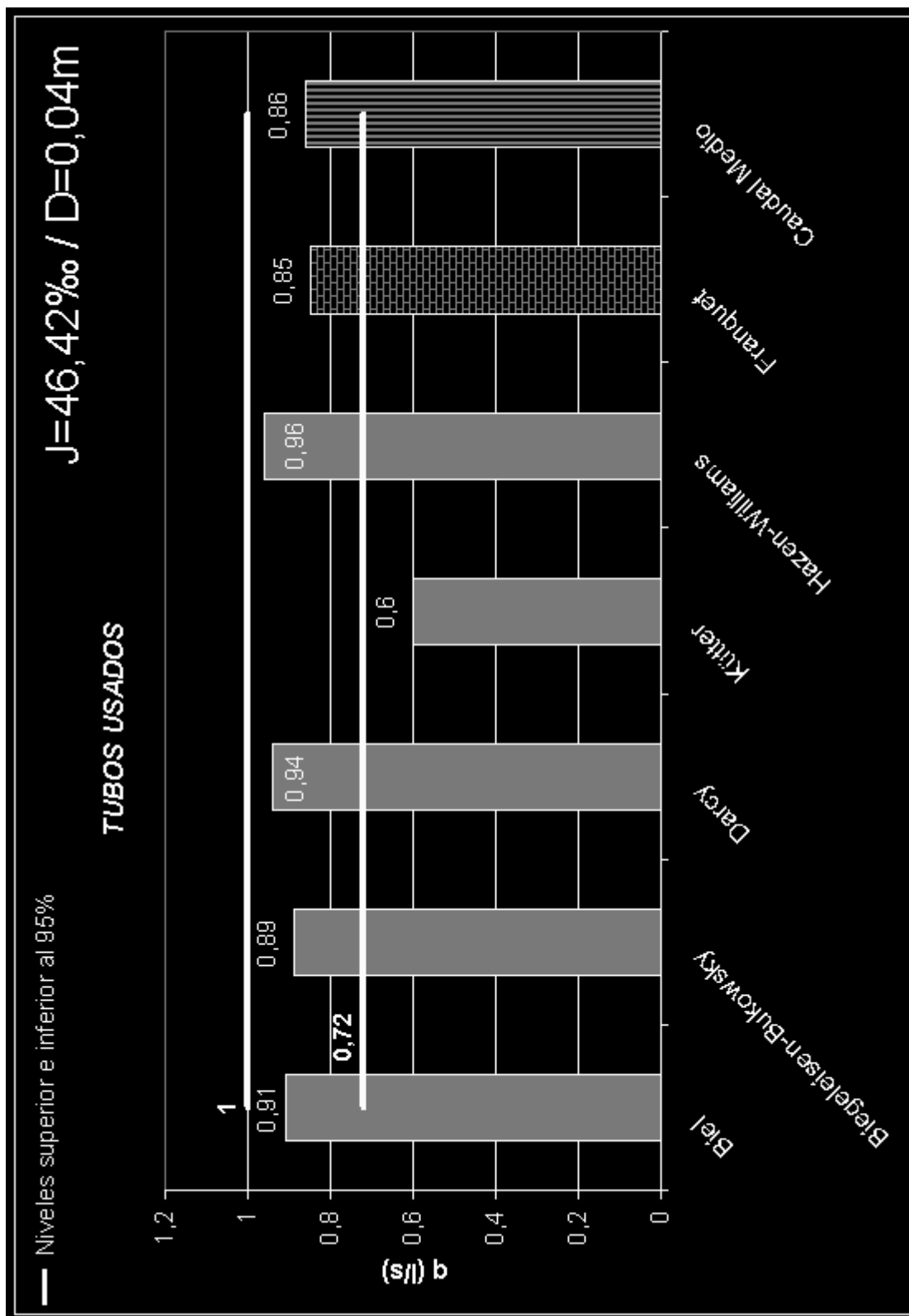


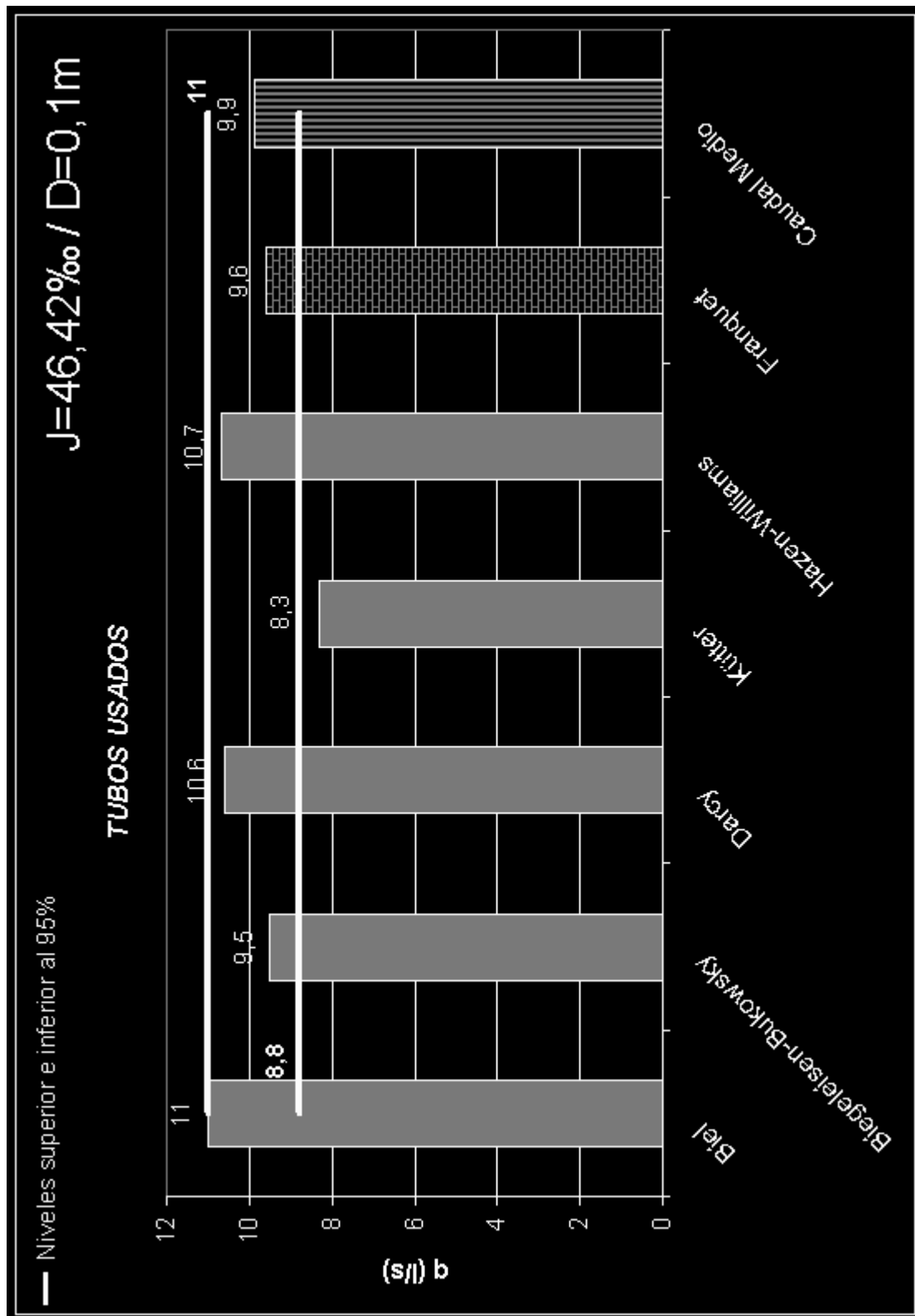


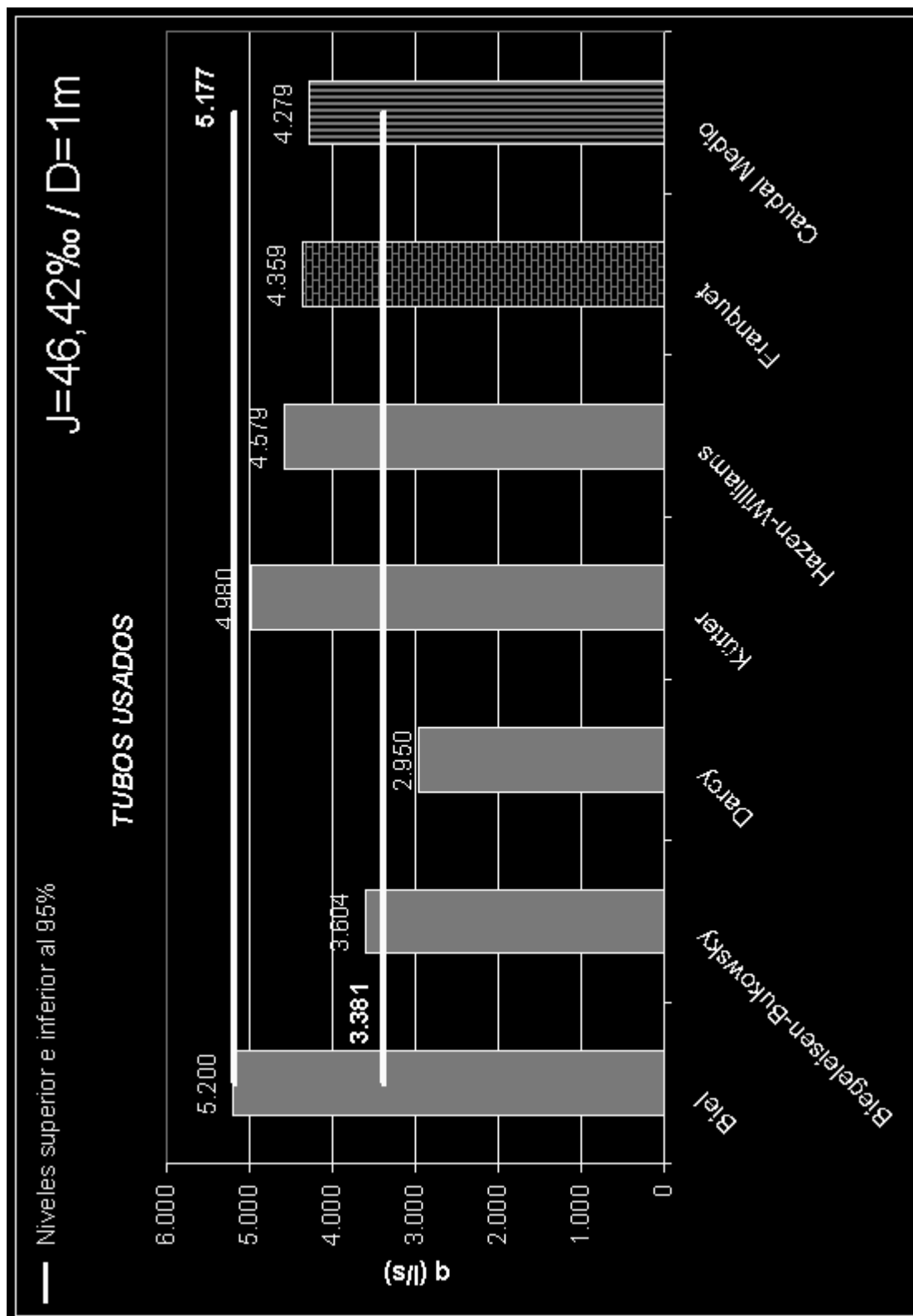


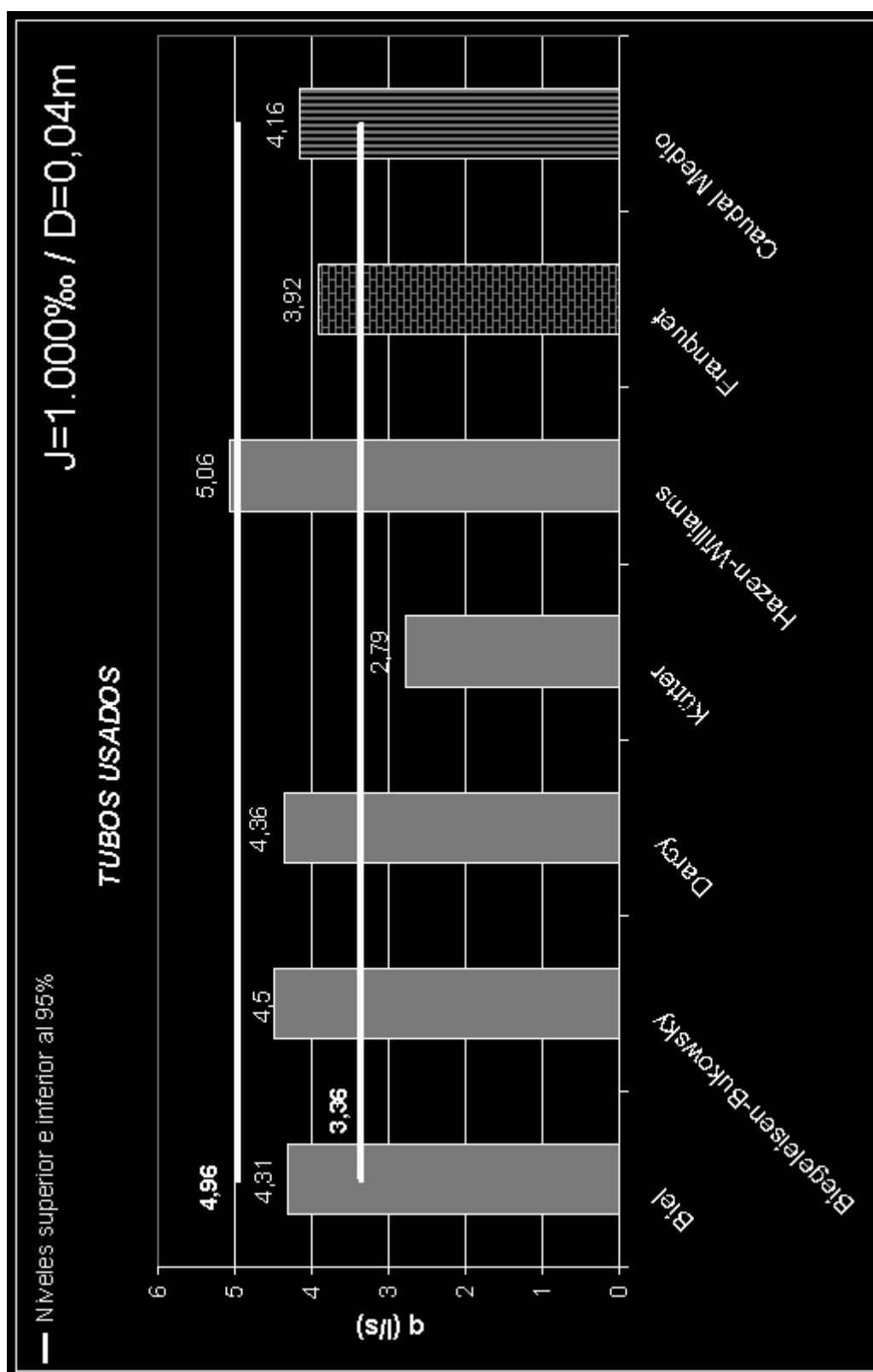


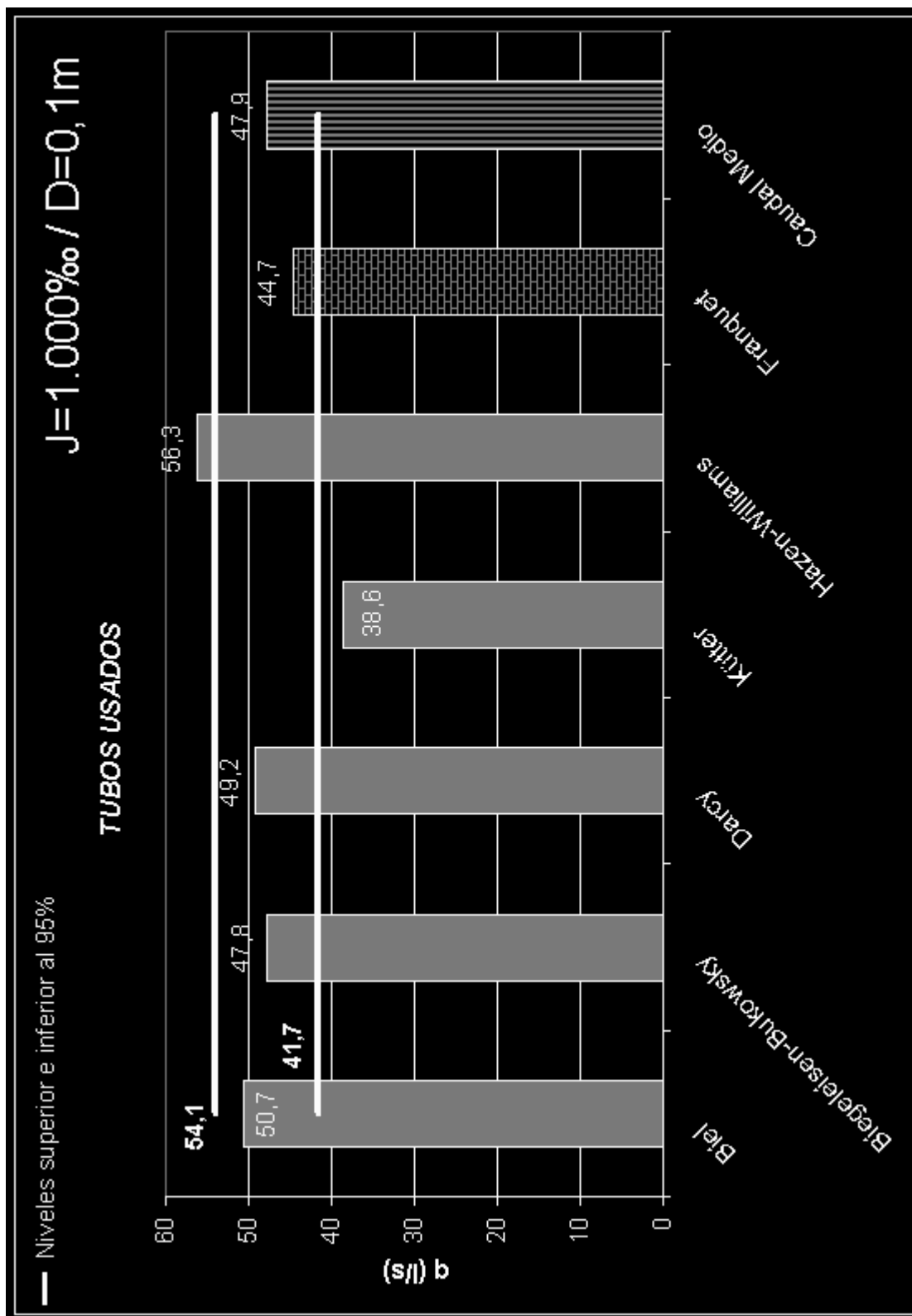


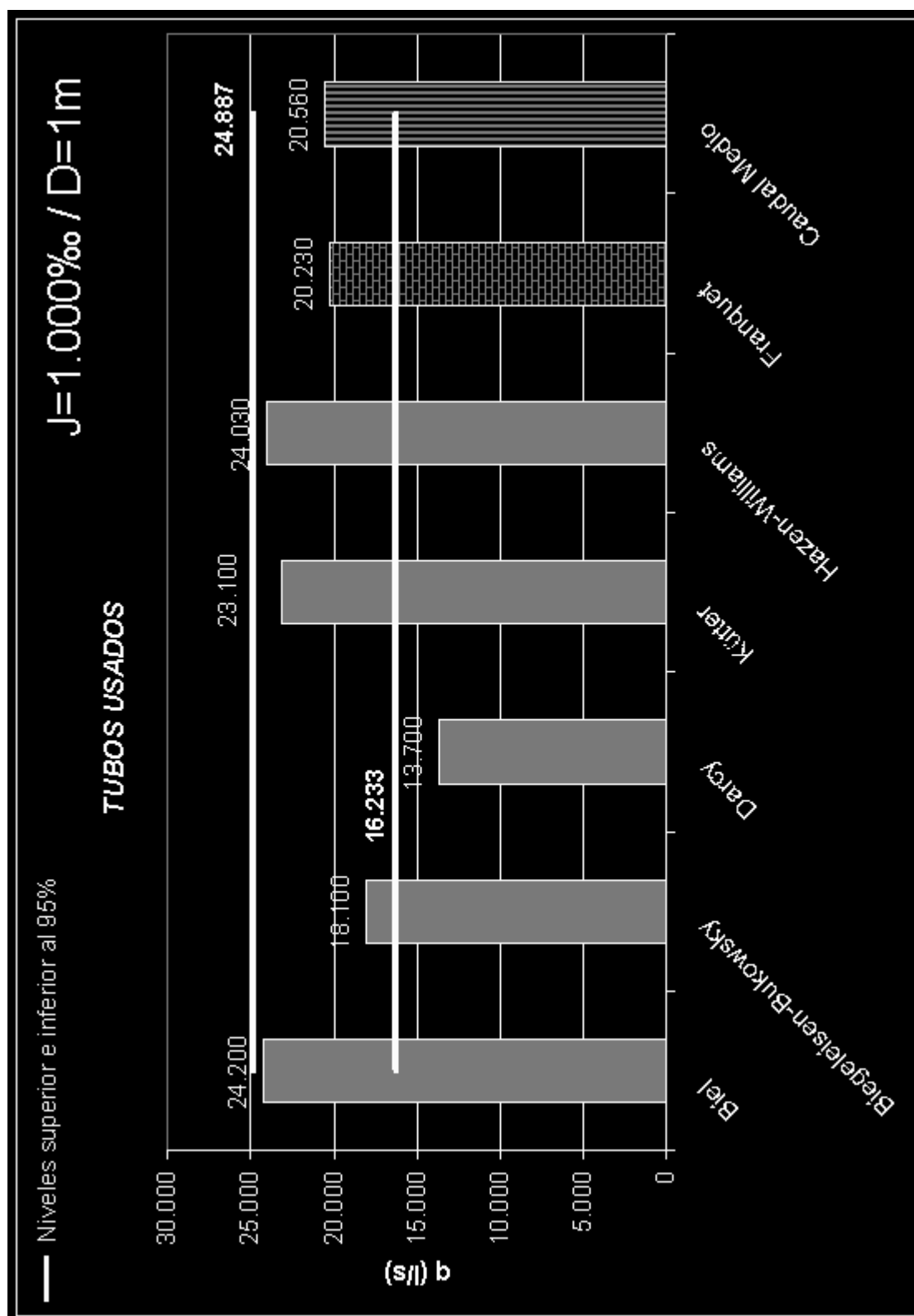








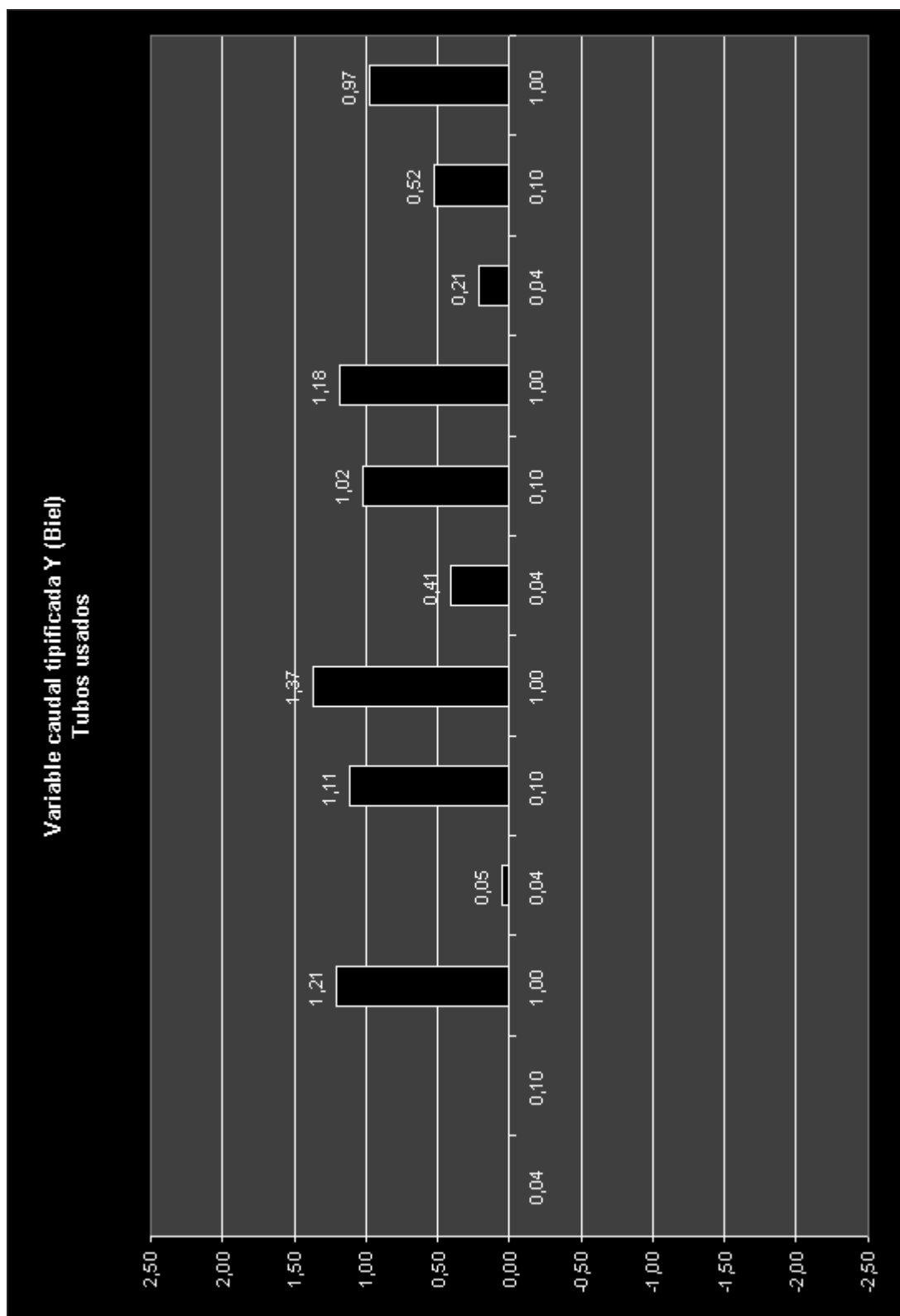


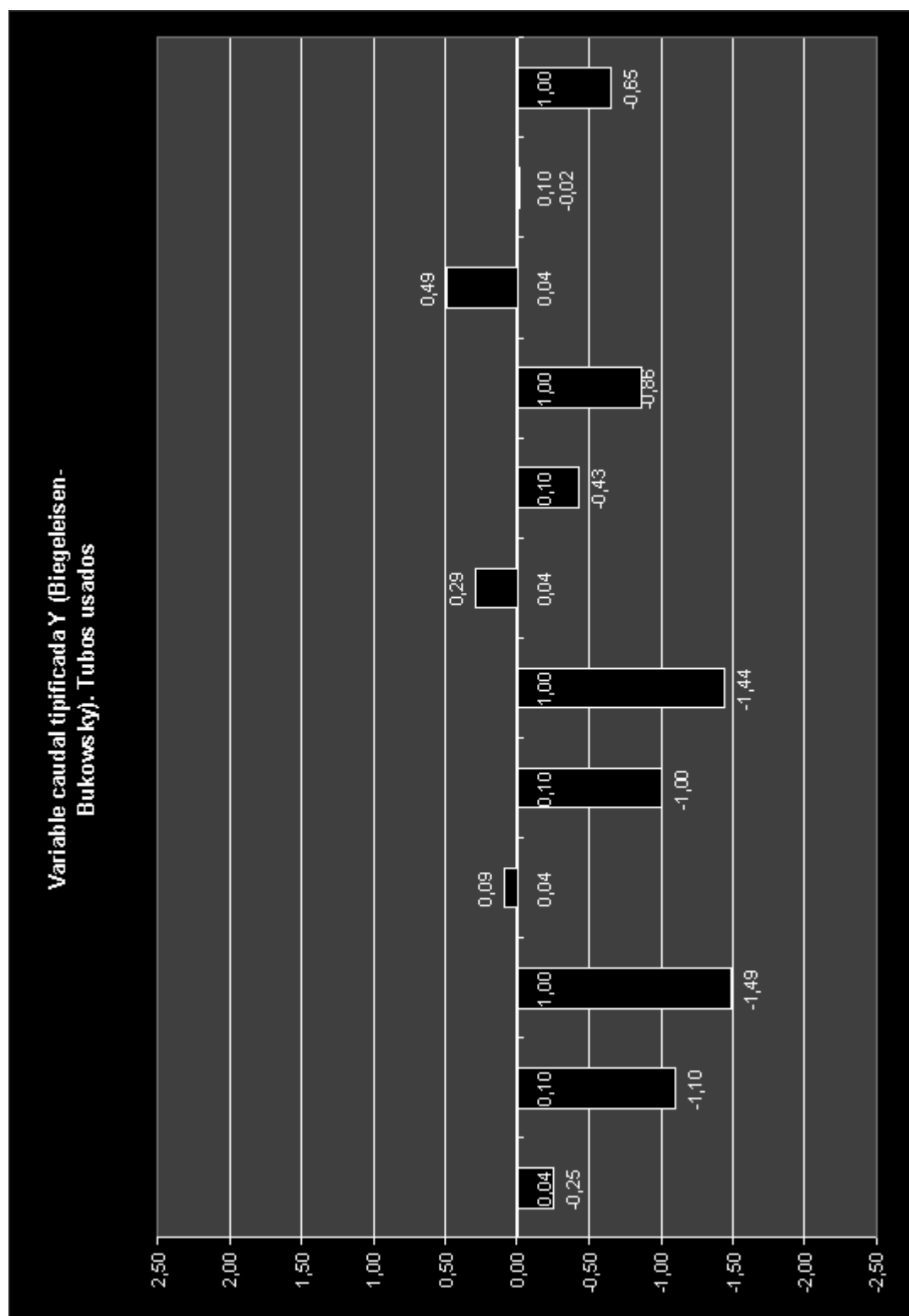


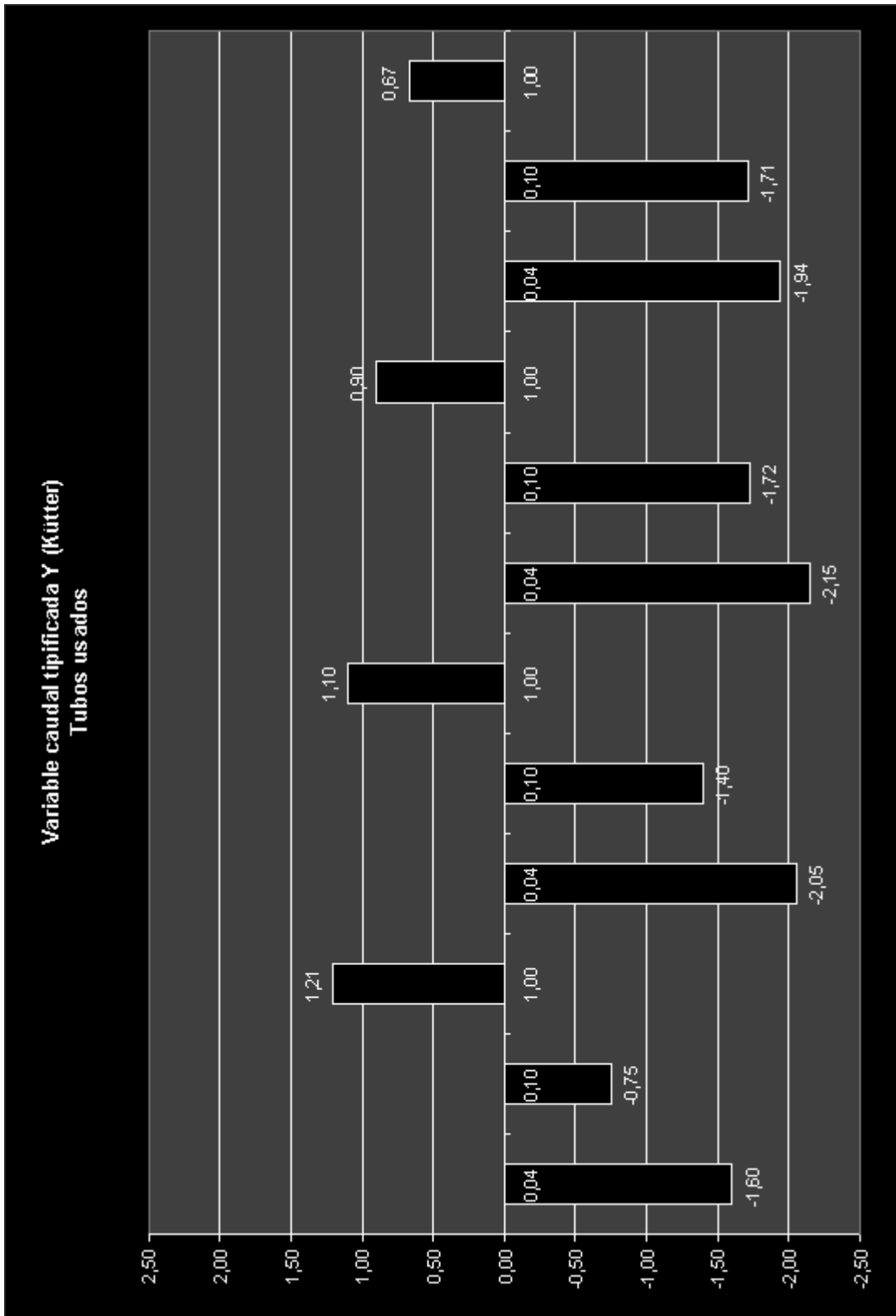
2. TUBOS USADOS
(tipificación de la variable caudal)

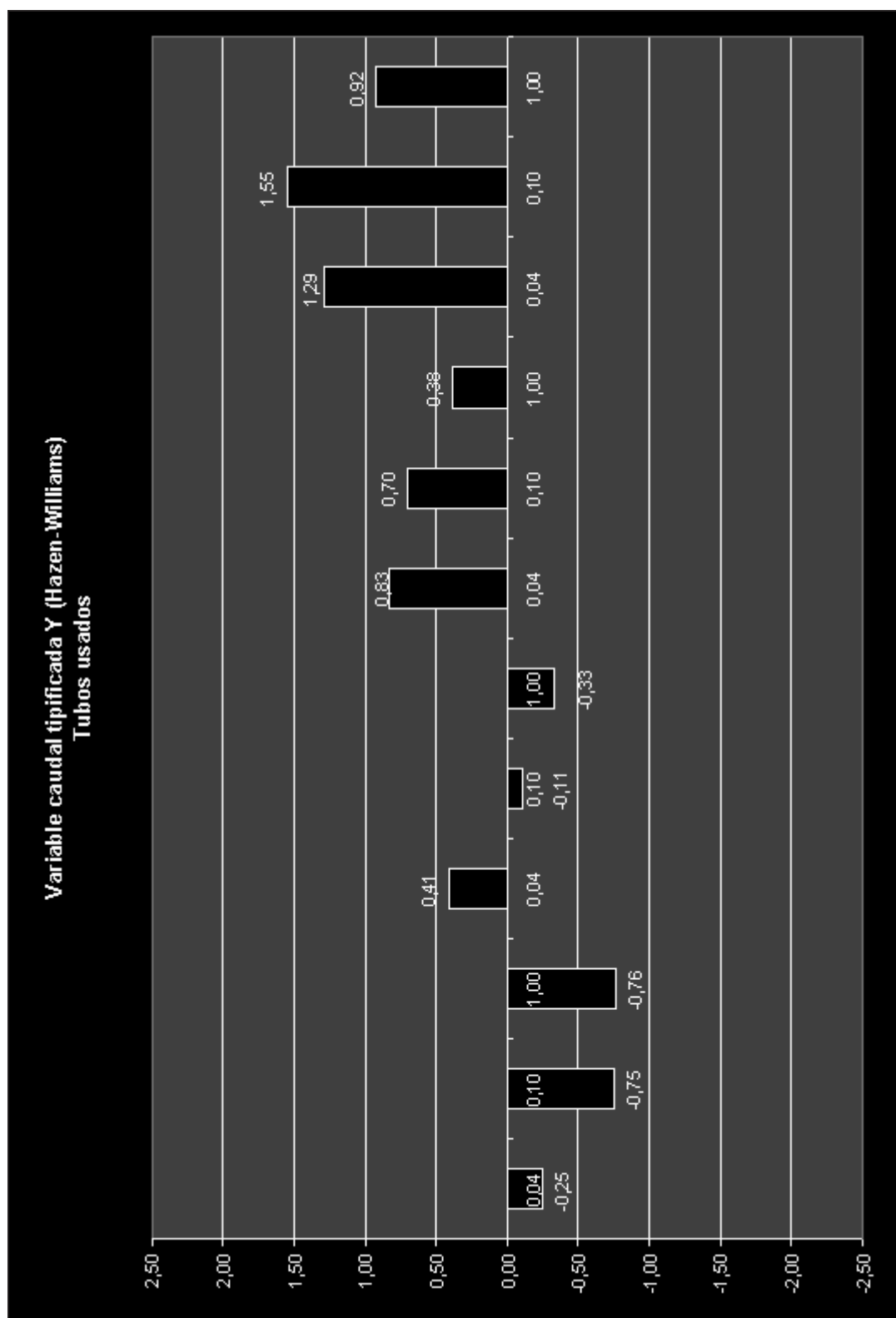
La tabla-resumen resultante de la aplicación de las seis formulaciones estudiadas a las doce tuberías usadas, es la siguiente (ver también tabla 1.12. de la página 36):

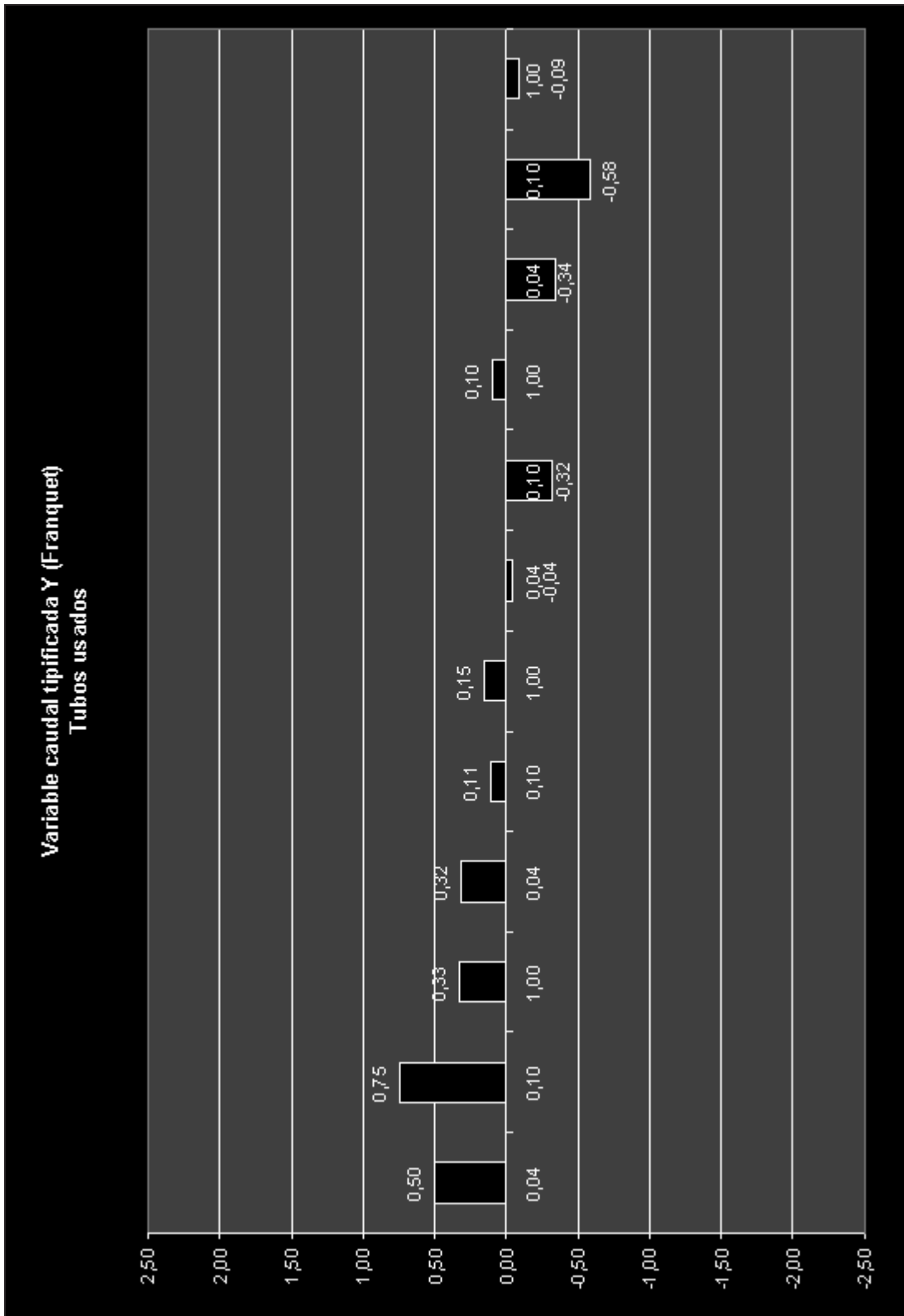
Variables de TUBOS USADOS										
J (‰)	D (m.)	Biel	Biegeleisen-Bukowsky	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet			
0,10	0,04		-0,25	1,60	-1,60	-0,25	0,50			
0,10	0,10		-1,10	1,85	-0,75	-0,75	0,75			
0,10	1,00	1,21	-1,49	-0,50	1,21	-0,76	0,33			
2,15	0,04	0,05	0,09	1,18	-2,05	0,41	0,32			
2,15	0,10	1,11	-1,00	1,29	-1,40	-0,11	0,11			
2,15	1,00	1,37	-1,44	-0,85	1,10	-0,33	0,15			
46,42	0,04	0,41	0,29	0,66	-2,15	0,83	-0,04			
46,42	0,10	1,02	-0,43	0,75	-1,72	0,70	-0,32			
46,42	1,00	1,18	-0,86	-1,70	0,90	0,38	0,10			
1.000,00	0,04	0,21	0,49	0,29	-1,94	1,29	-0,34			
1.000,00	0,10	0,52	-0,02	0,24	-1,71	1,55	-0,58			
1.000,00	1,00	0,97	-0,65	-1,82	0,67	0,92	-0,09			







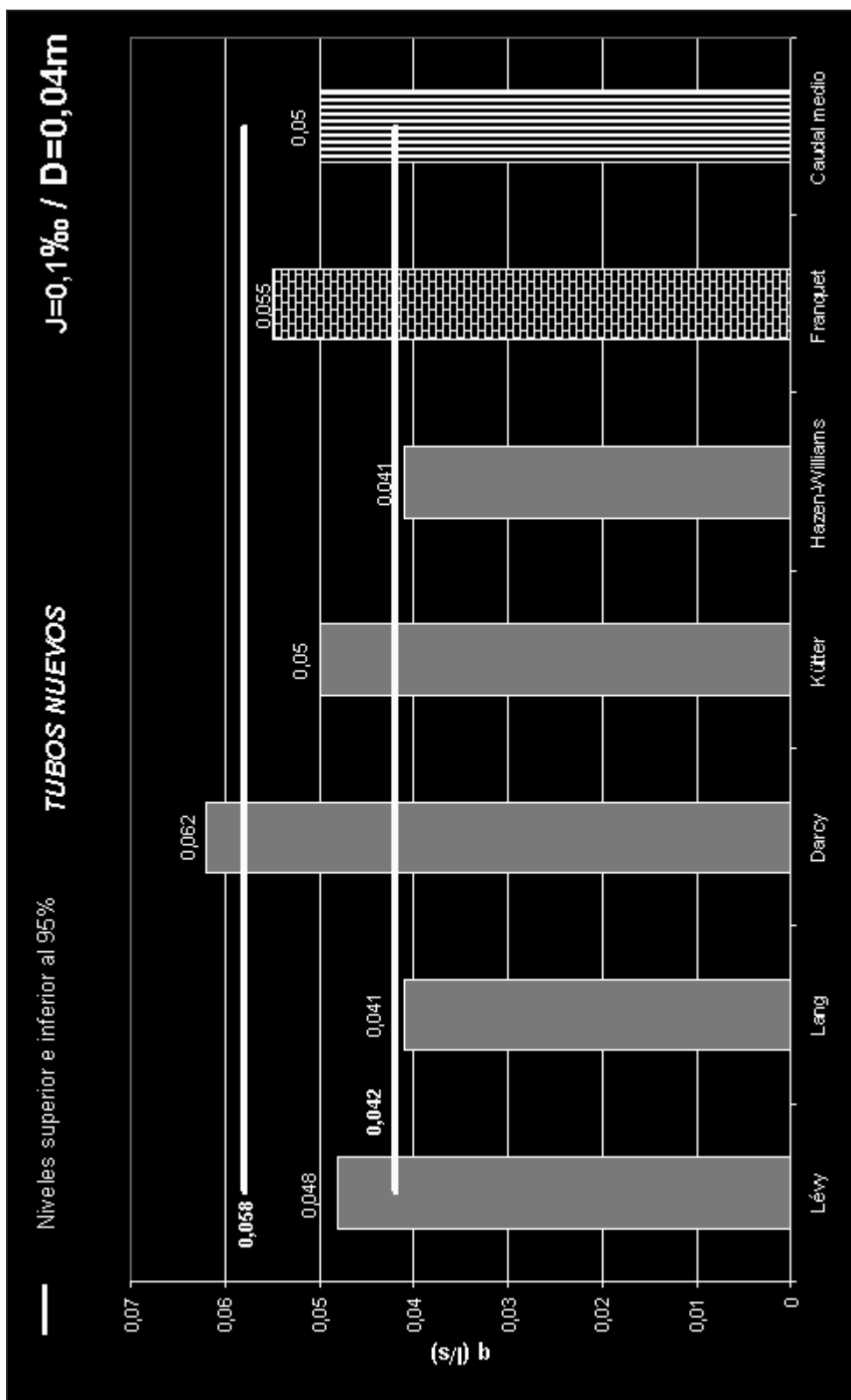


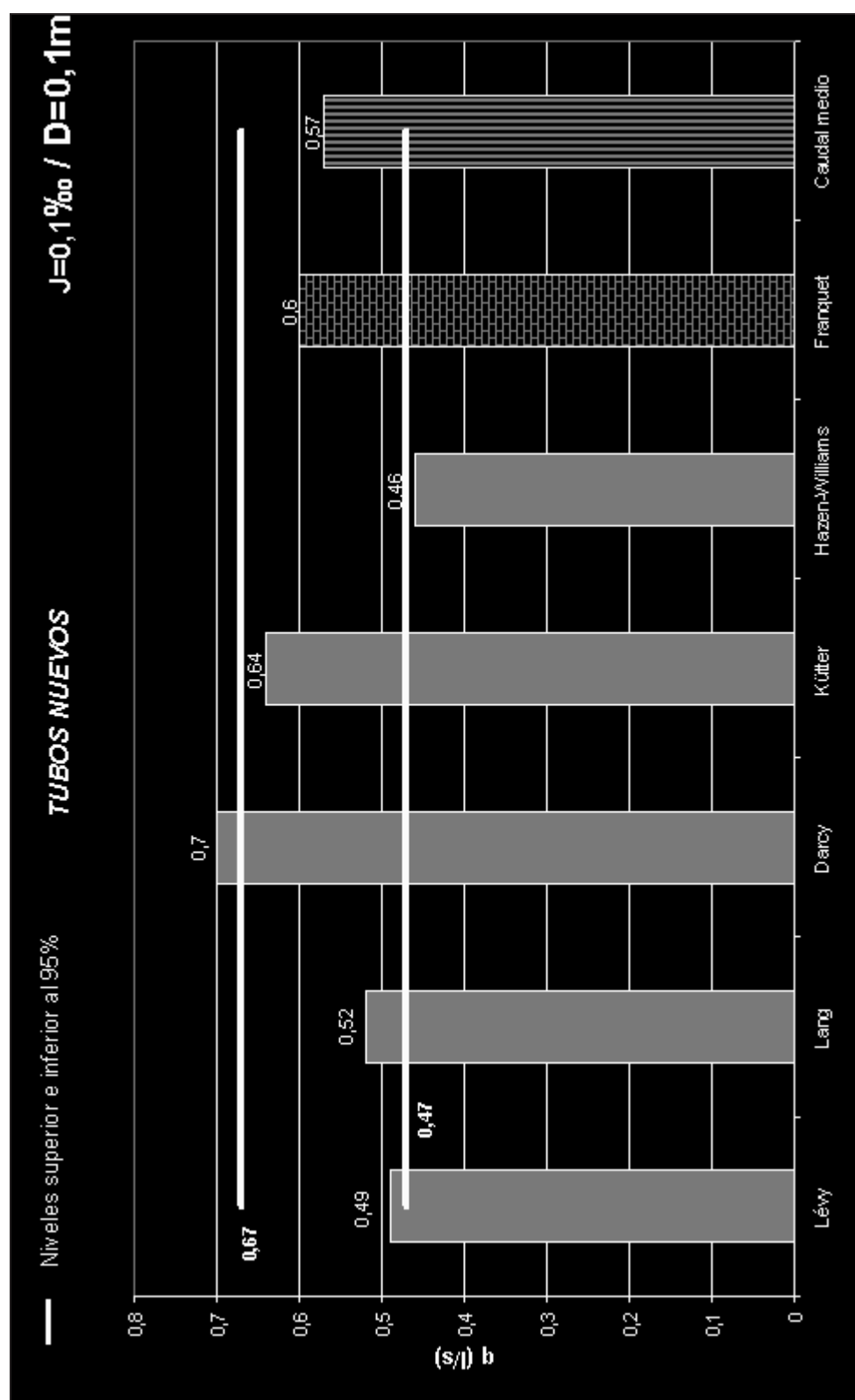


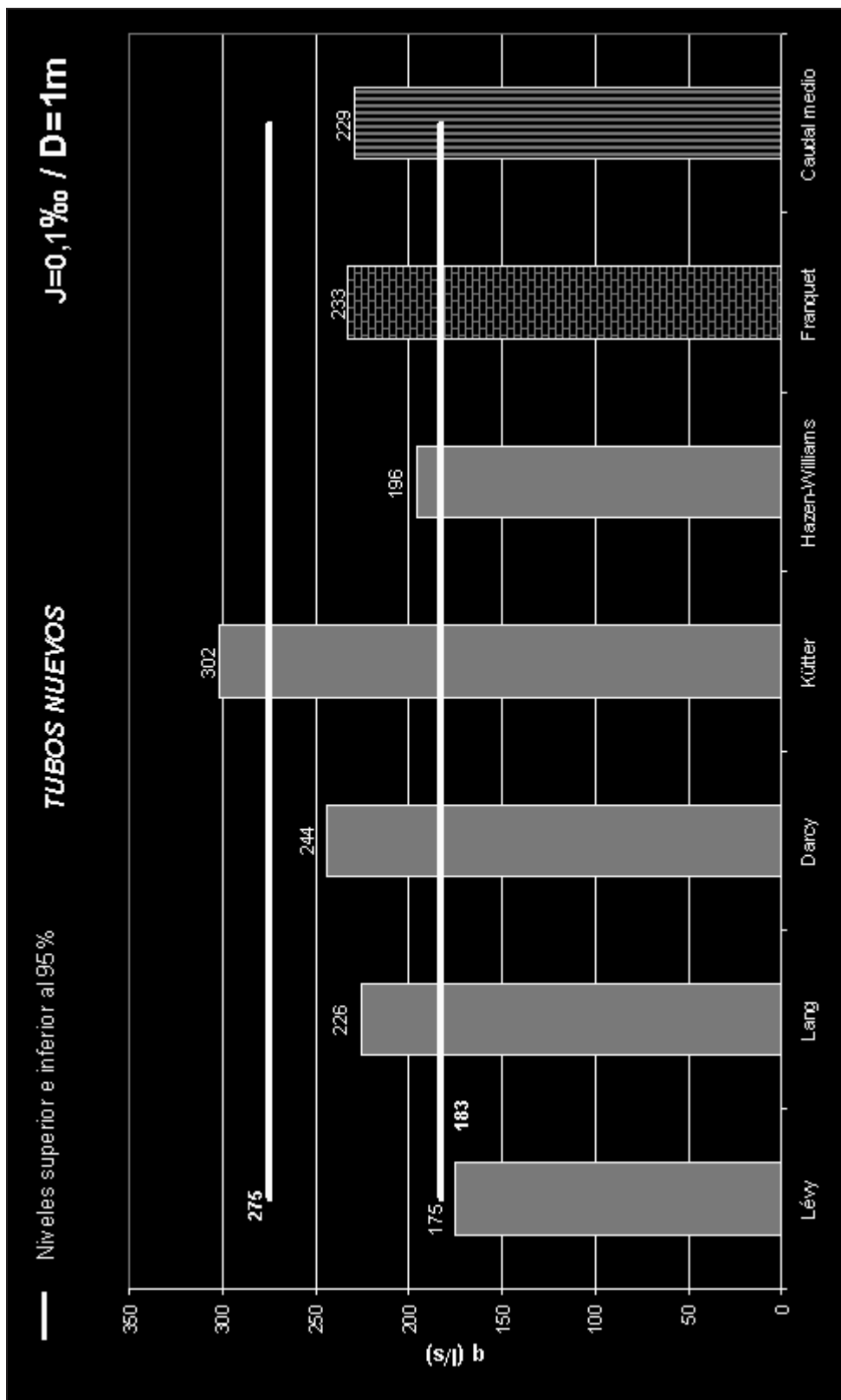
3. TUBOS NUEVOS
(intervalos de confianza del 95%)

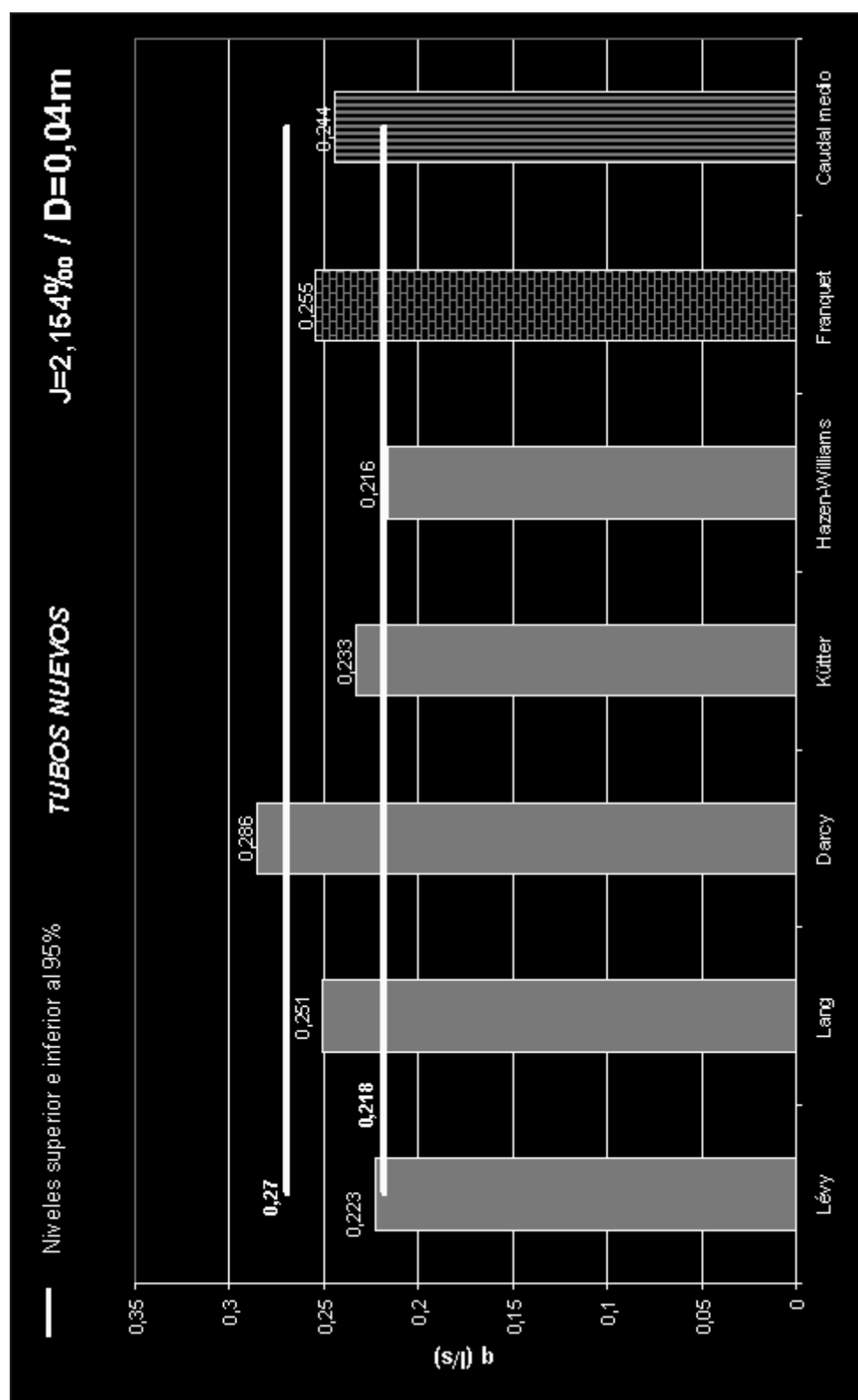
La tabla-resumen resultante de la aplicación de las seis formulaciones estudiadas a las doce tuberías nuevas, es la siguiente:

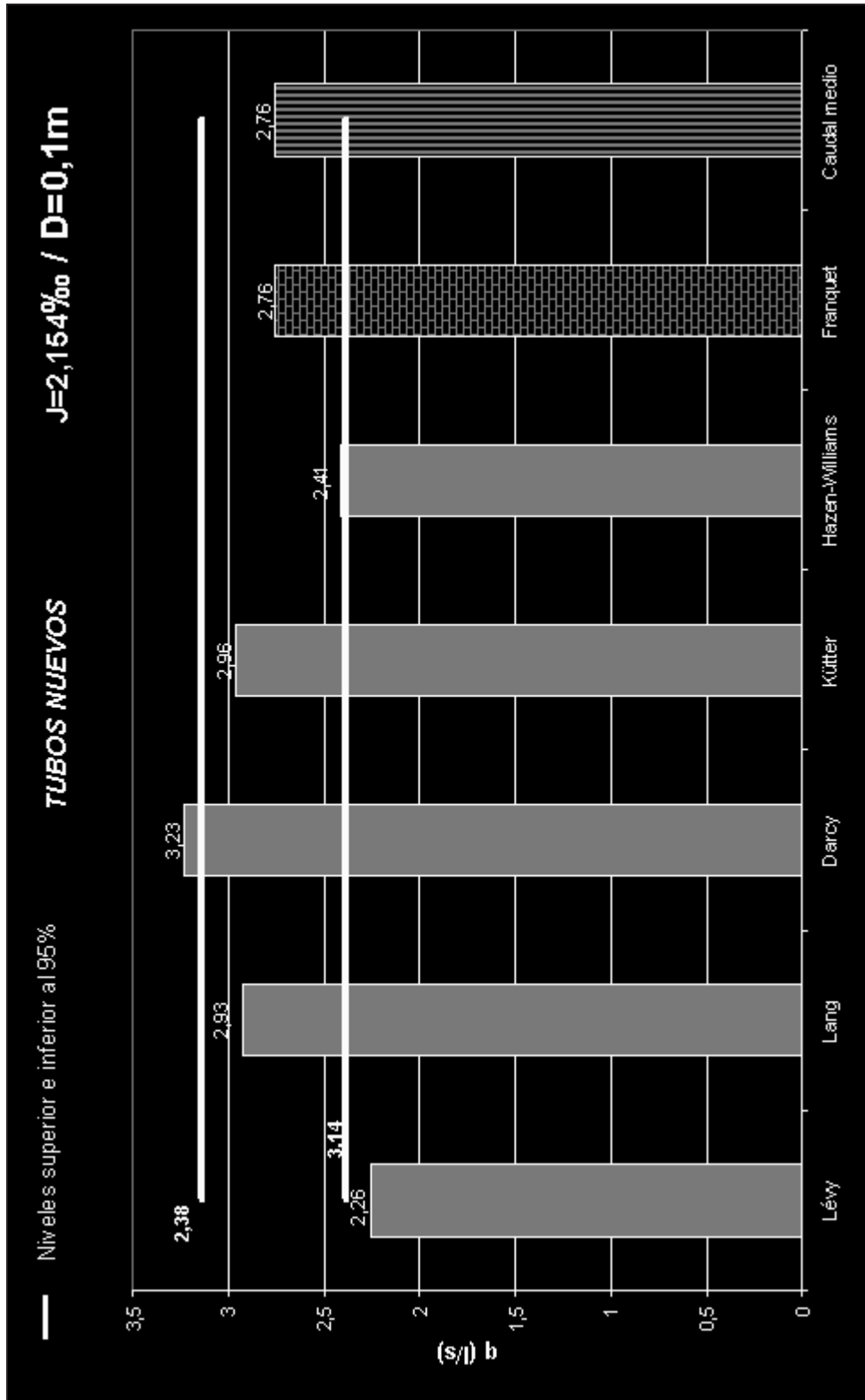
TUBOS NUEVOS											
J=1:1000/D(m)	FÓRMULAS DIVERSAS						INTERVALO DE ADMISIBILIDAD (l./seg.)				
	Lévy	Lang	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet	Caudal medio	Qmin	Qmax		
0,1/0,04	0,048	0,041	0,062	0,05	0,041	0,055	0,05	0,042	0,058		
0,1/0,1	0,49	0,52	0,7	0,64	0,46	0,6	0,57	0,47	0,67		
0,1/1	175	226	244	302	196	233	229	183	275		
2,154/0,04	0,223	0,251	0,286	0,233	0,216	0,255	0,244	0,218	0,27		
2,154/0,1	2,26	2,93	3,23	2,96	2,41	2,76	2,76	2,38	3,14		
2,154/1	813	1.100	1.130	1.400	1.026	1.084	1.092	893	1.291		
46,42/0,04	1,03	1,39	1,33	1,08	1,13	1,19	1,19	1,04	1,34		
46,42/0,1	10,5	15,1	15	13,7	12,6	12,7	13,3	11,5	15,1		
46,42/1	3.772	5.200	5.250	6.510	5.387	5.030	5.192	4.274	6.110		
1.000/0,04	4,8	7,16	6,17	5,03	5,95	5,49	5,77	4,87	6,67		
1.000/0,1	48,6	74,1	69,6	63,7	66,3	59,2	63,6	54,3	72,9		
1.000/1	17.507	24.400	24.000	30.200	28.271	23.342	24.620	19.994	29.246		

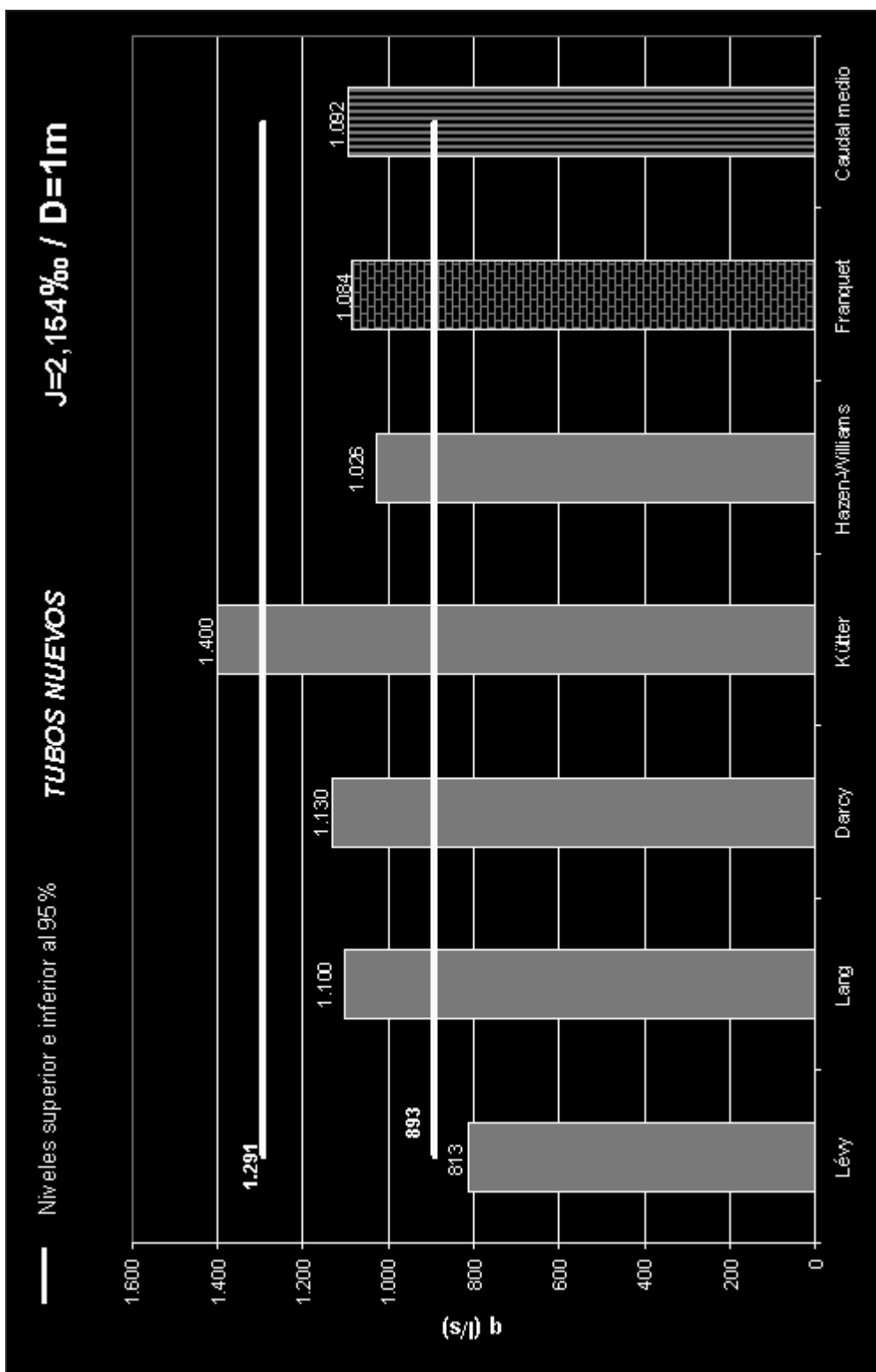


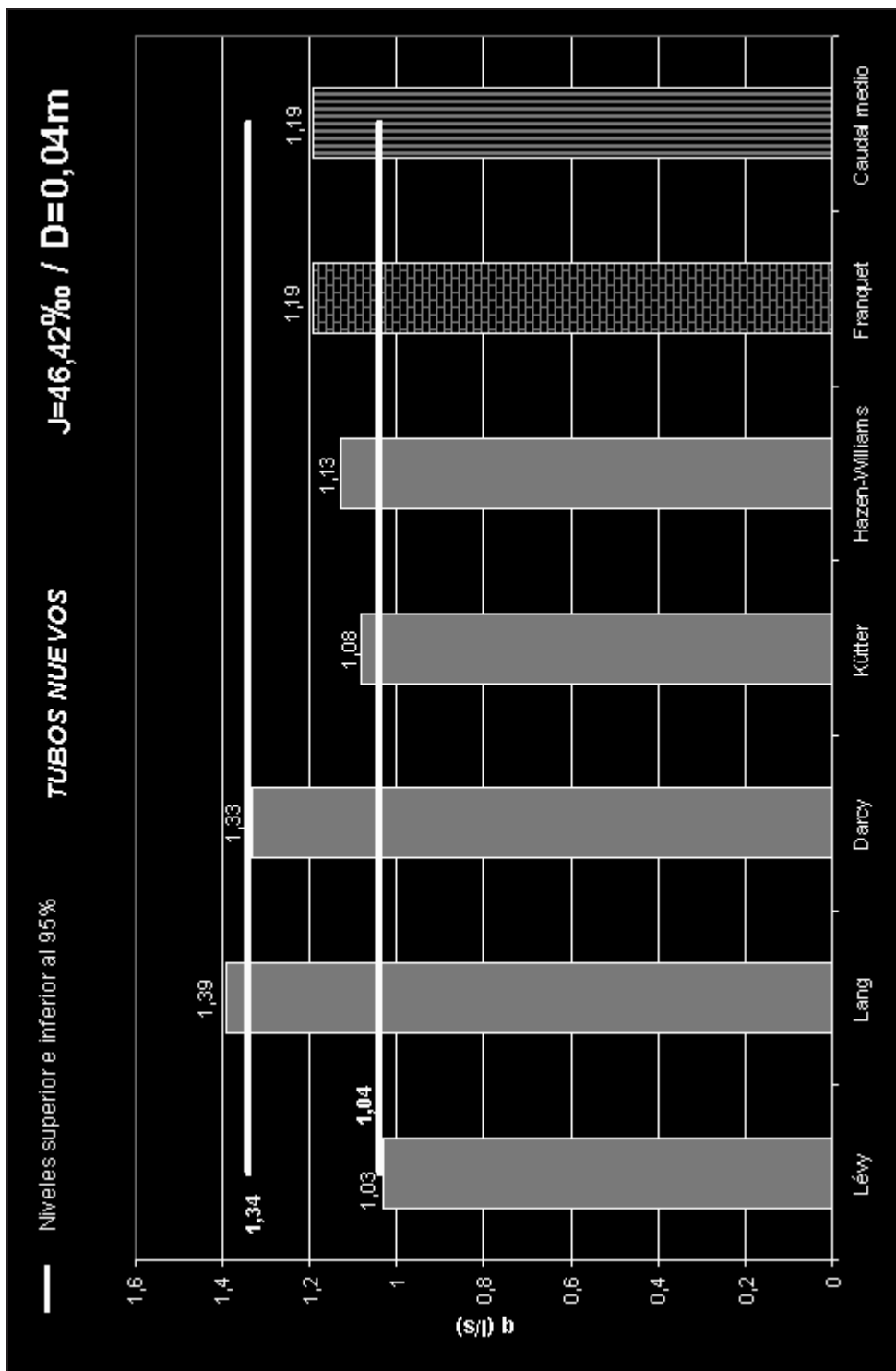


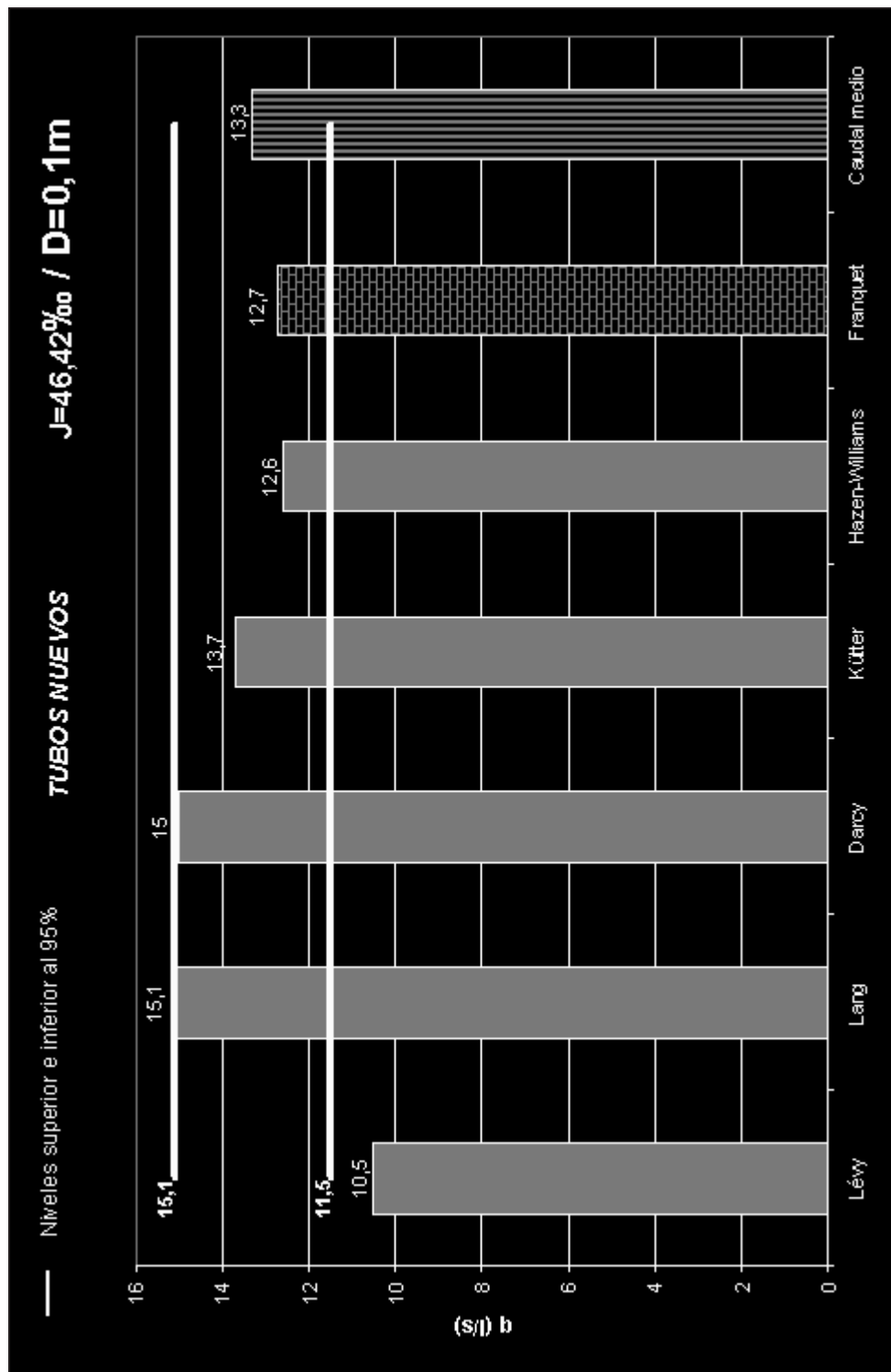


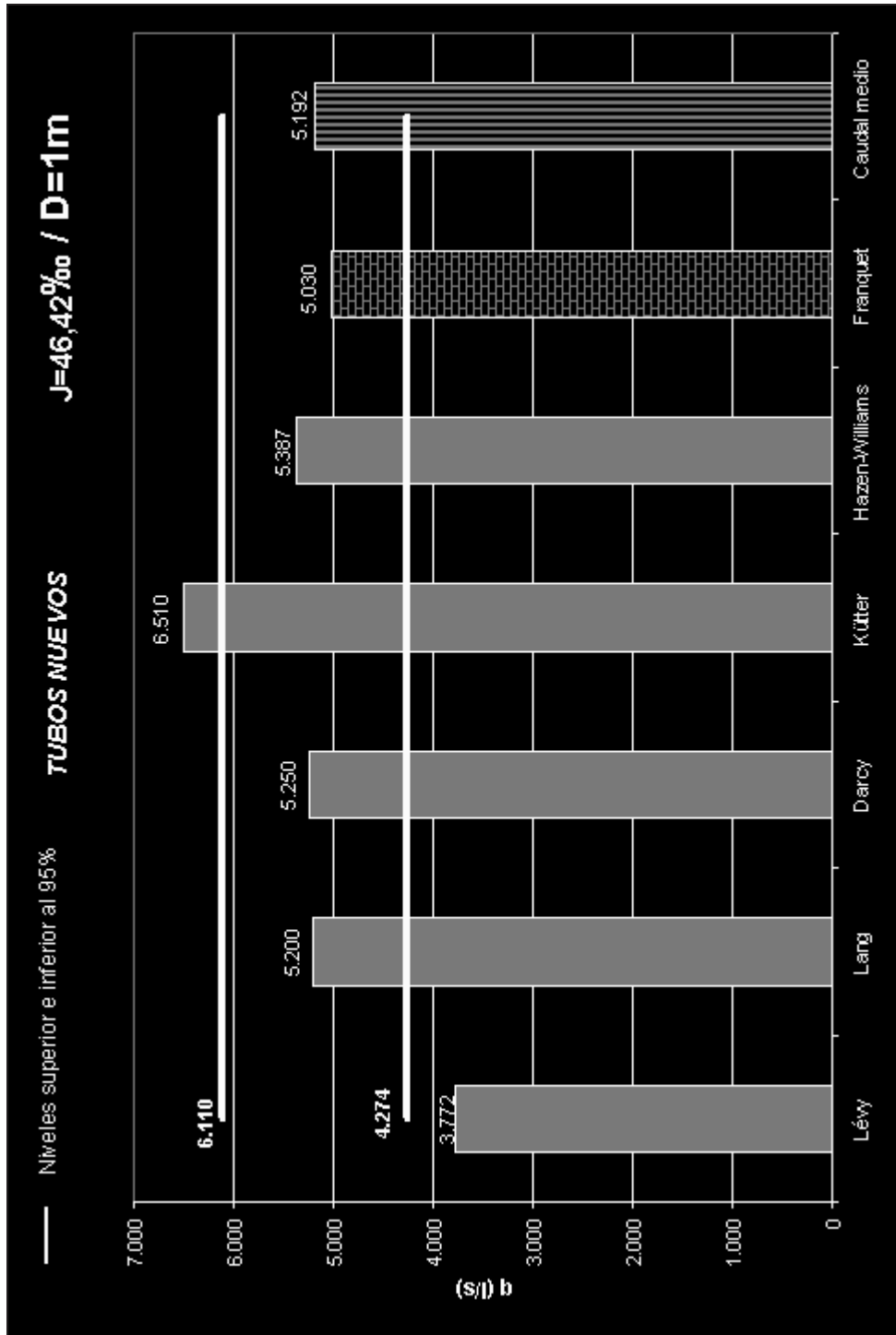


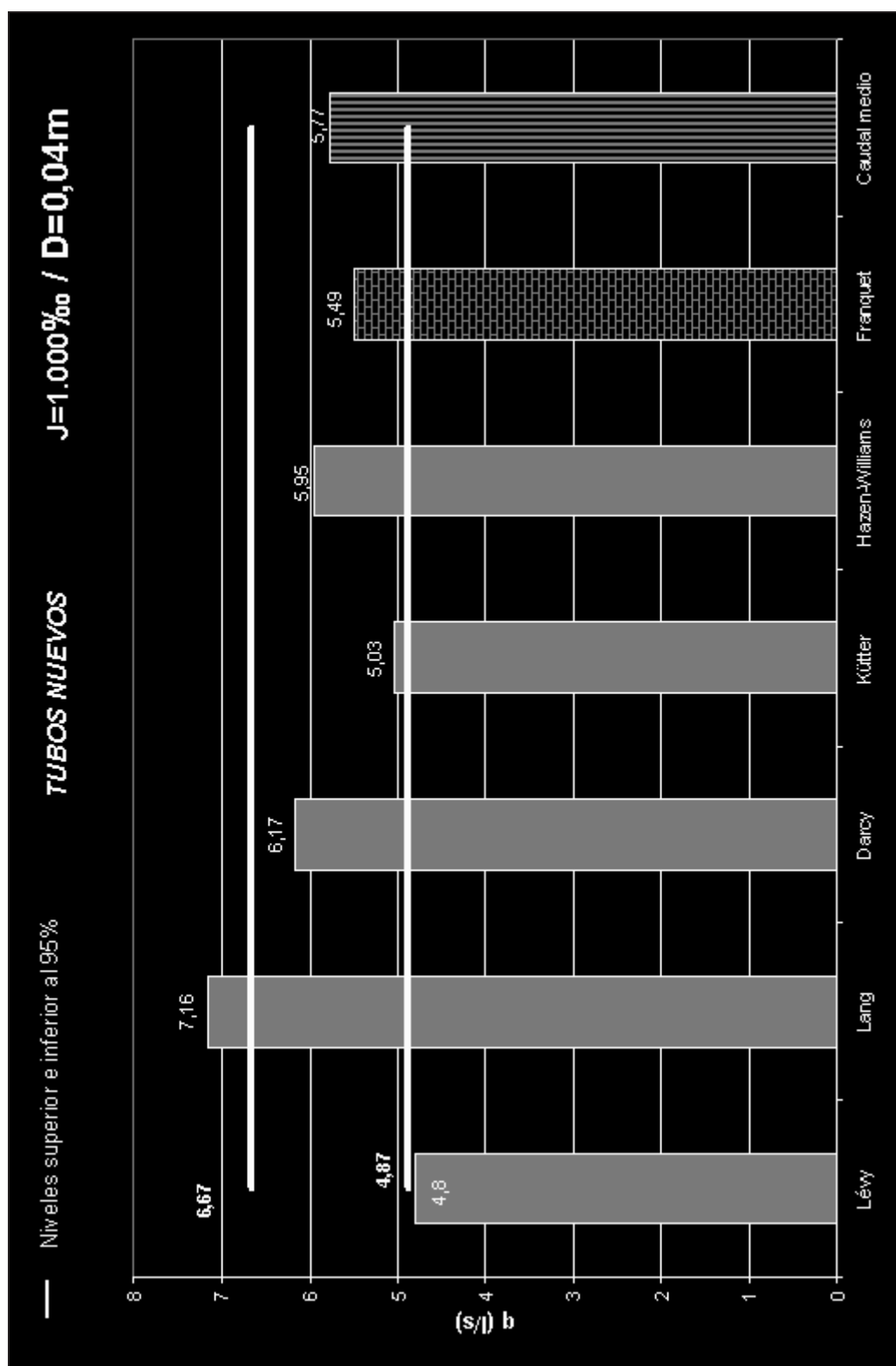


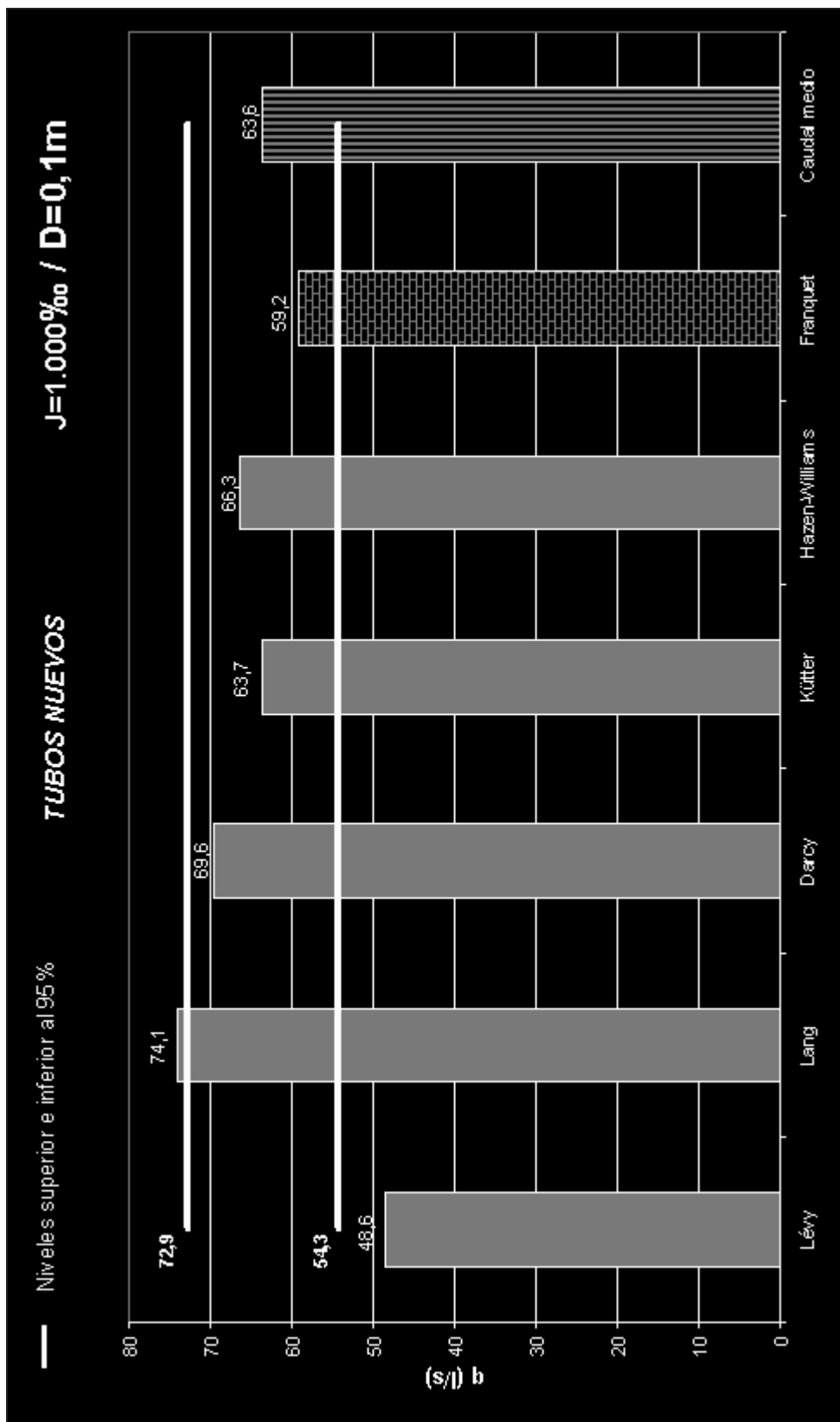


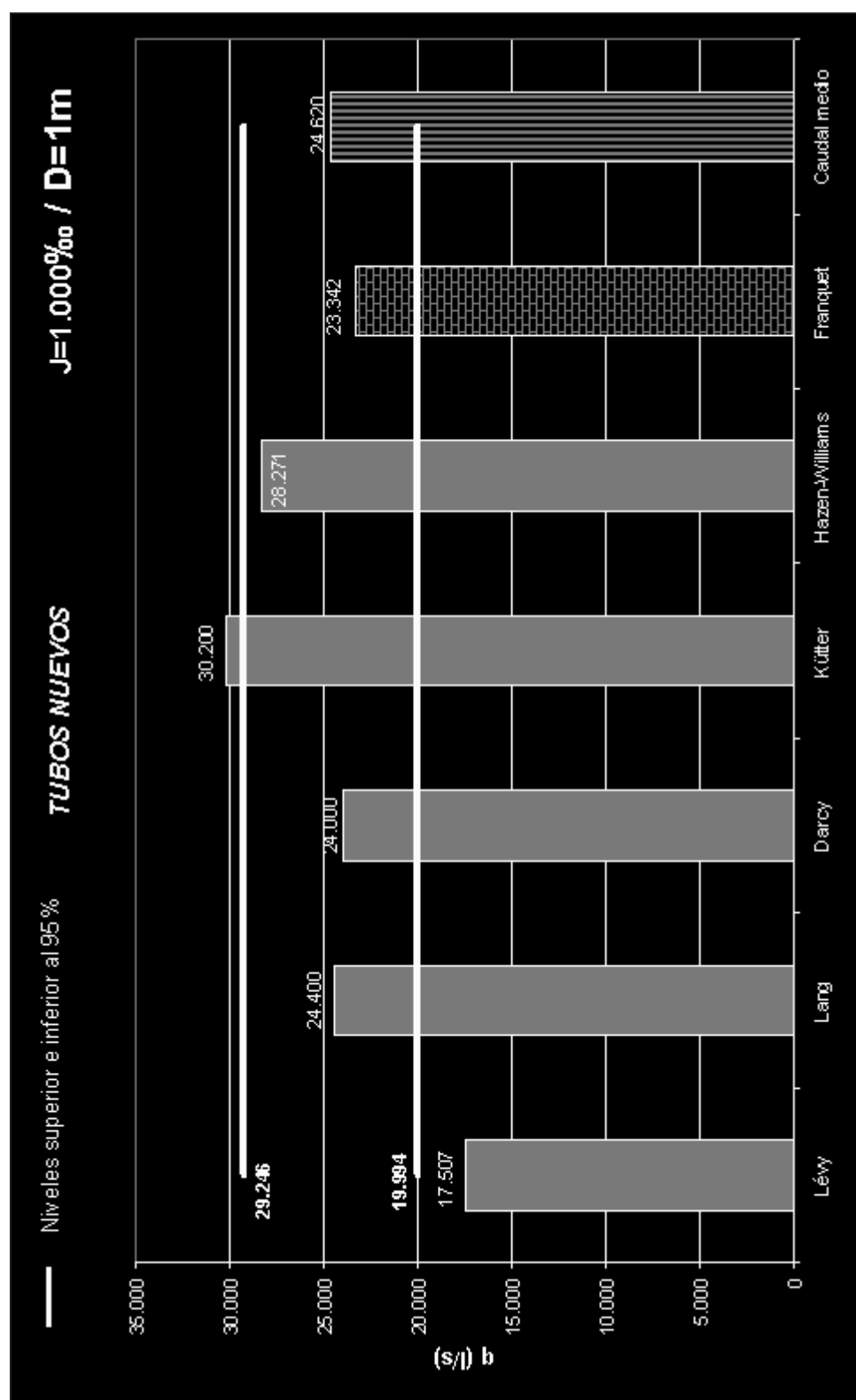








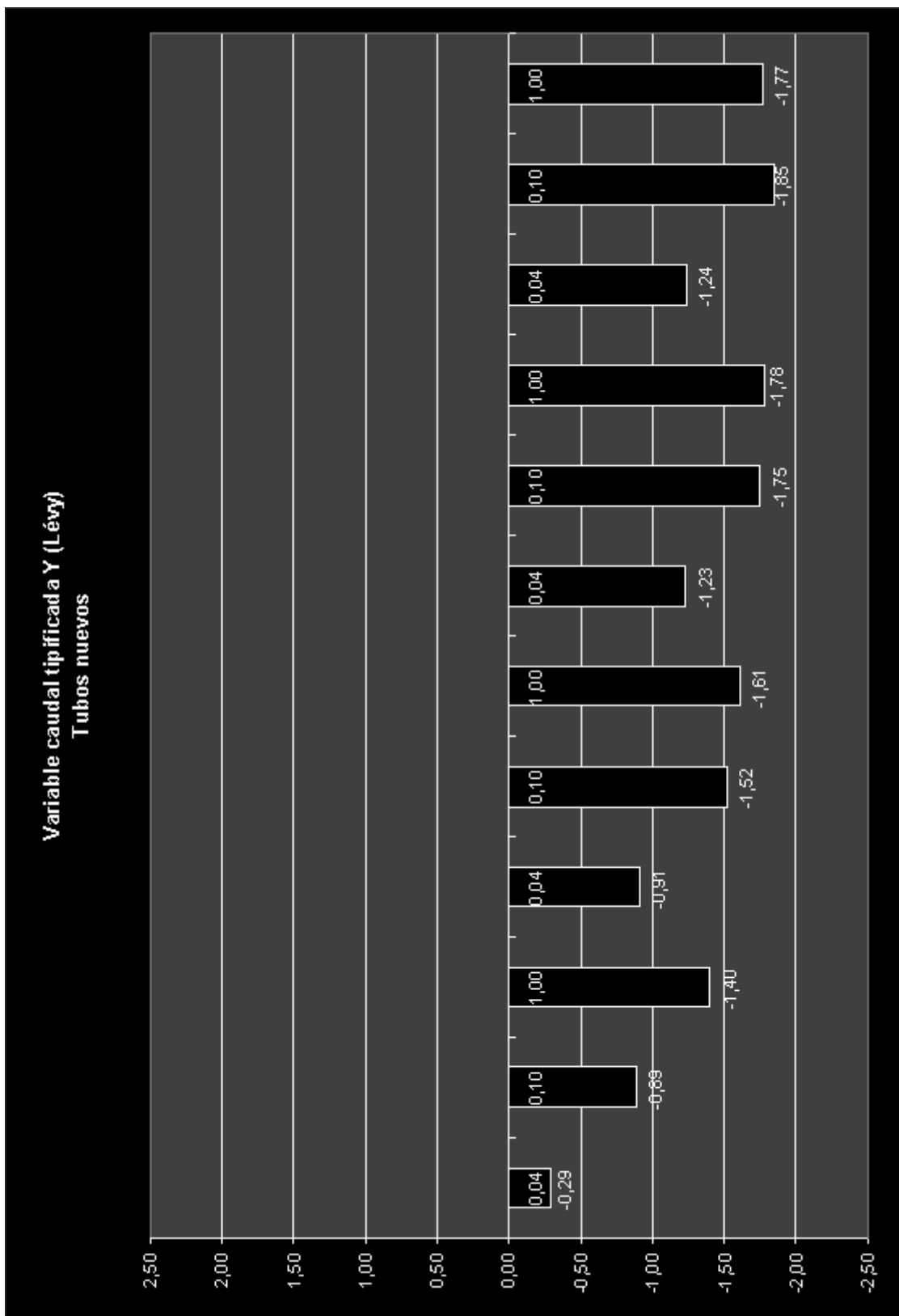


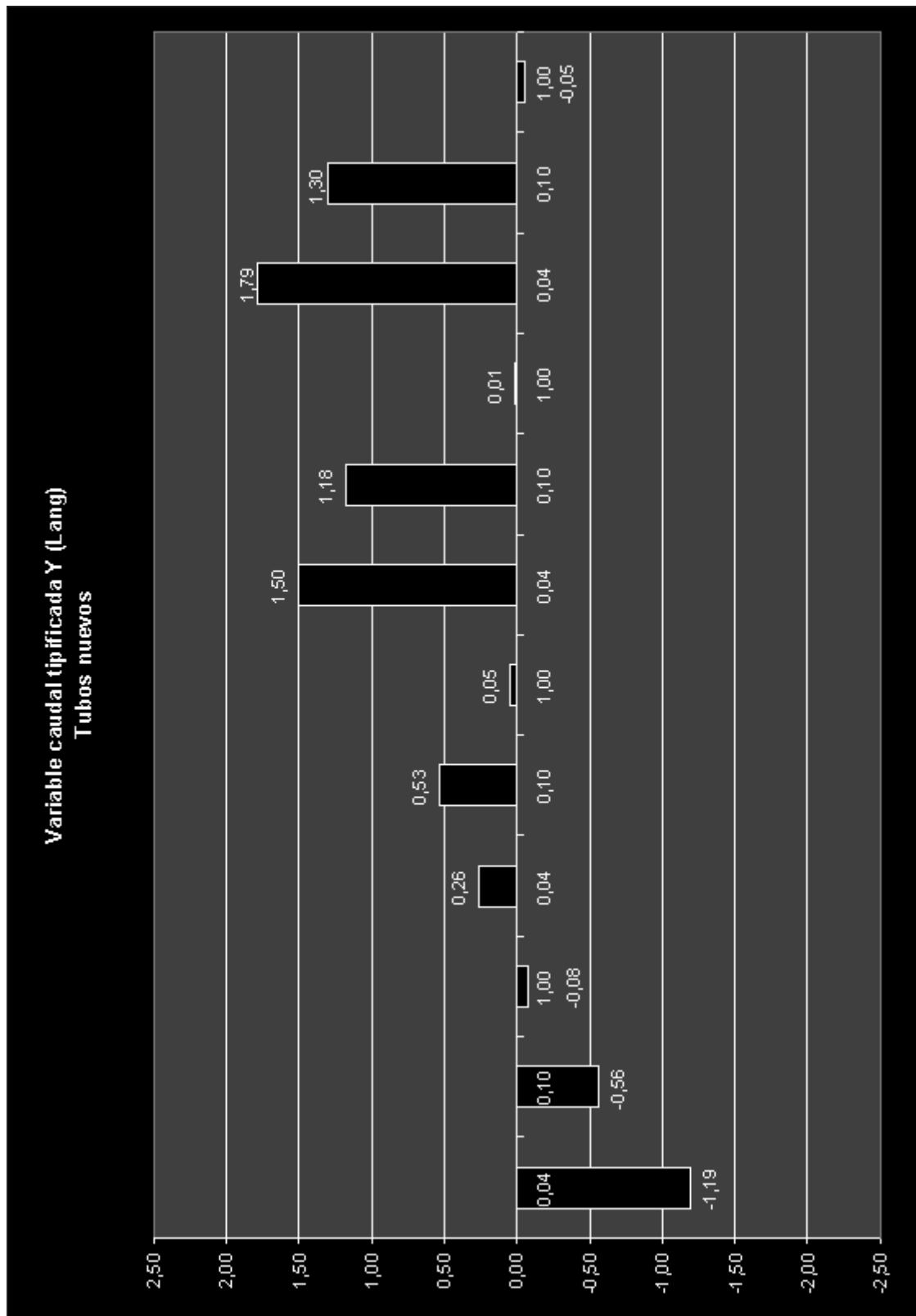


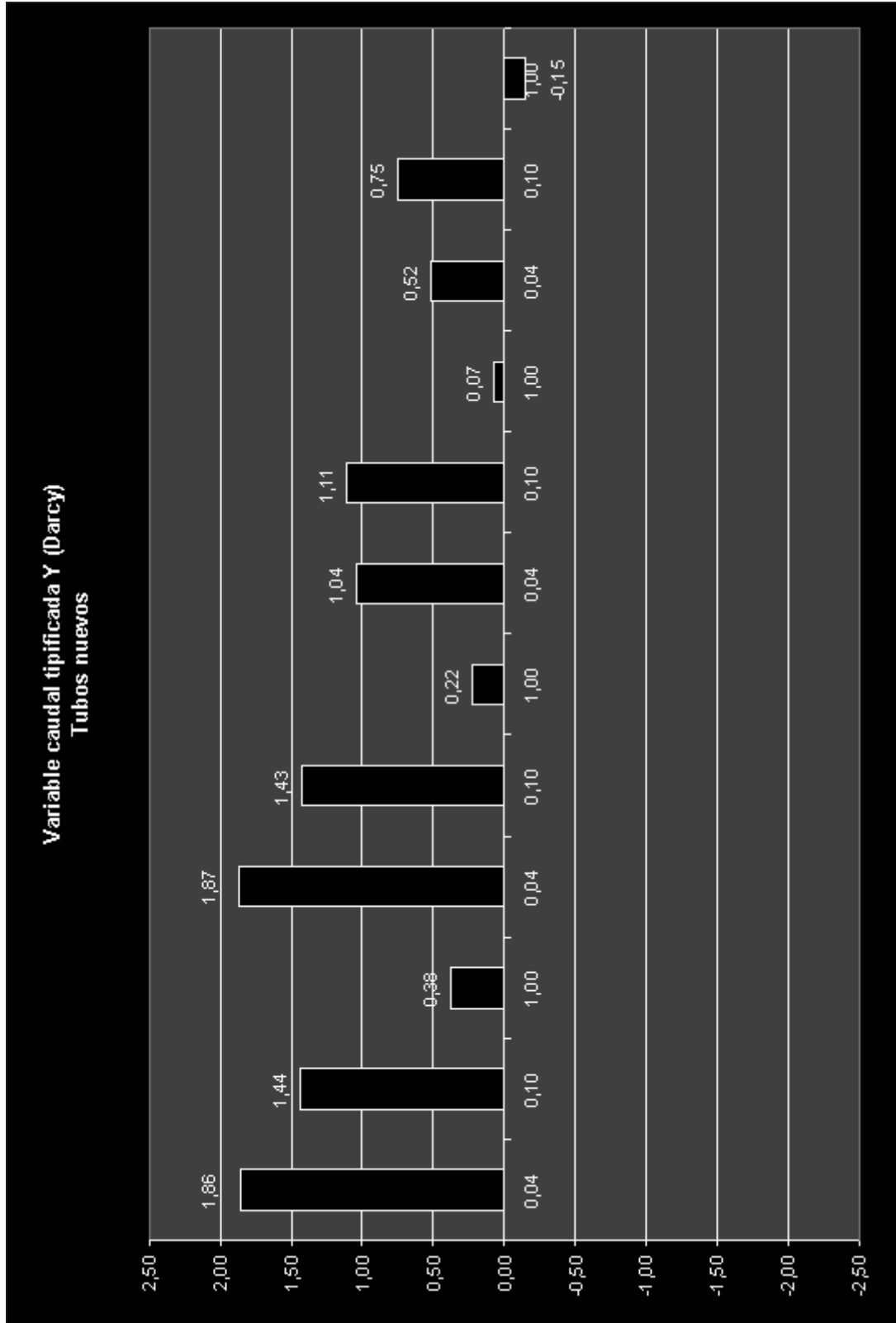
4. TUBOS NUEVOS
(tipificación de la variable caudal)

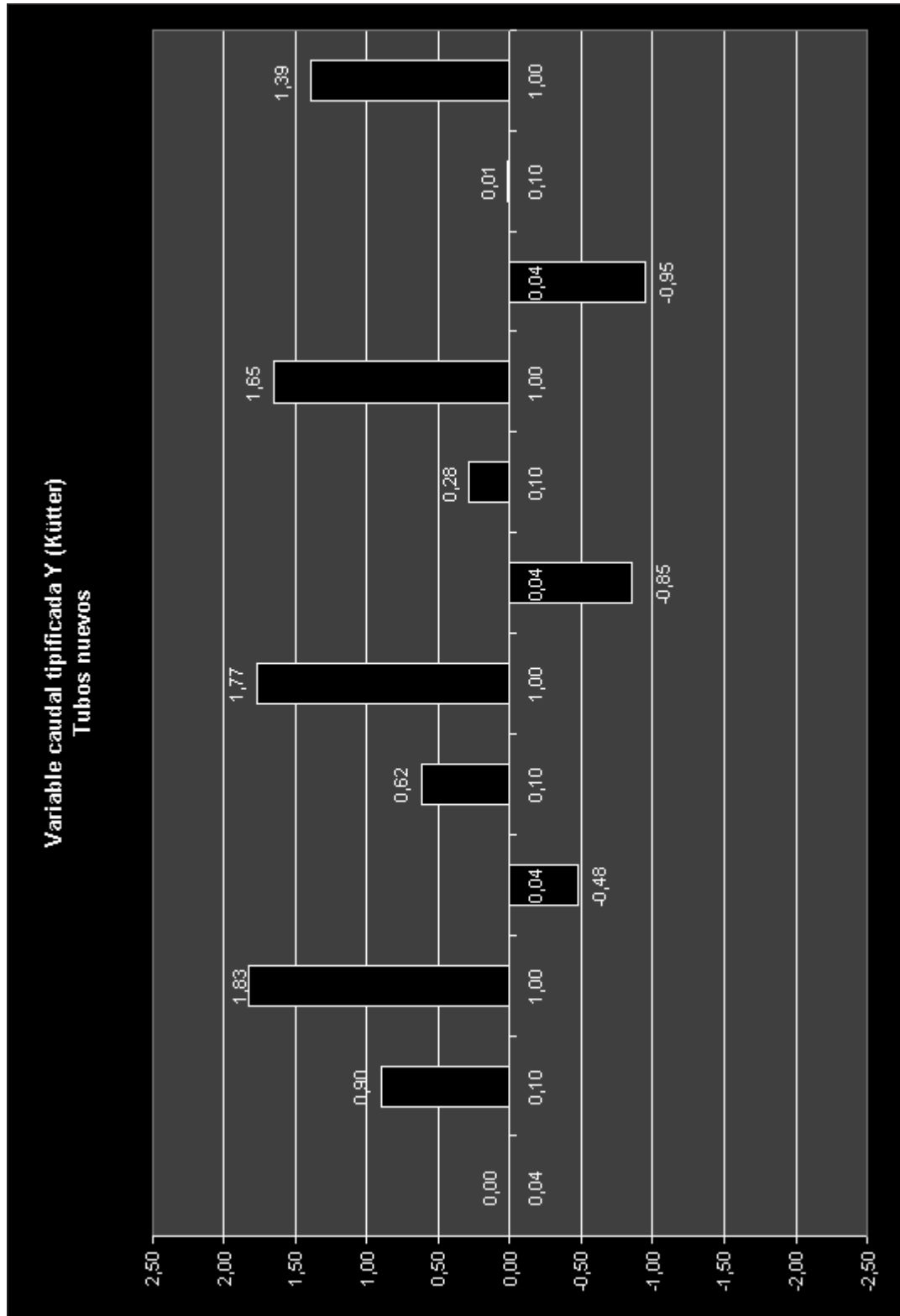
La tabla-resumen resultante de la aplicación de las seis formulaciones estudiadas a las doce tuberías nuevas, es la siguiente (ver también la tabla 1.22. de la página 94):

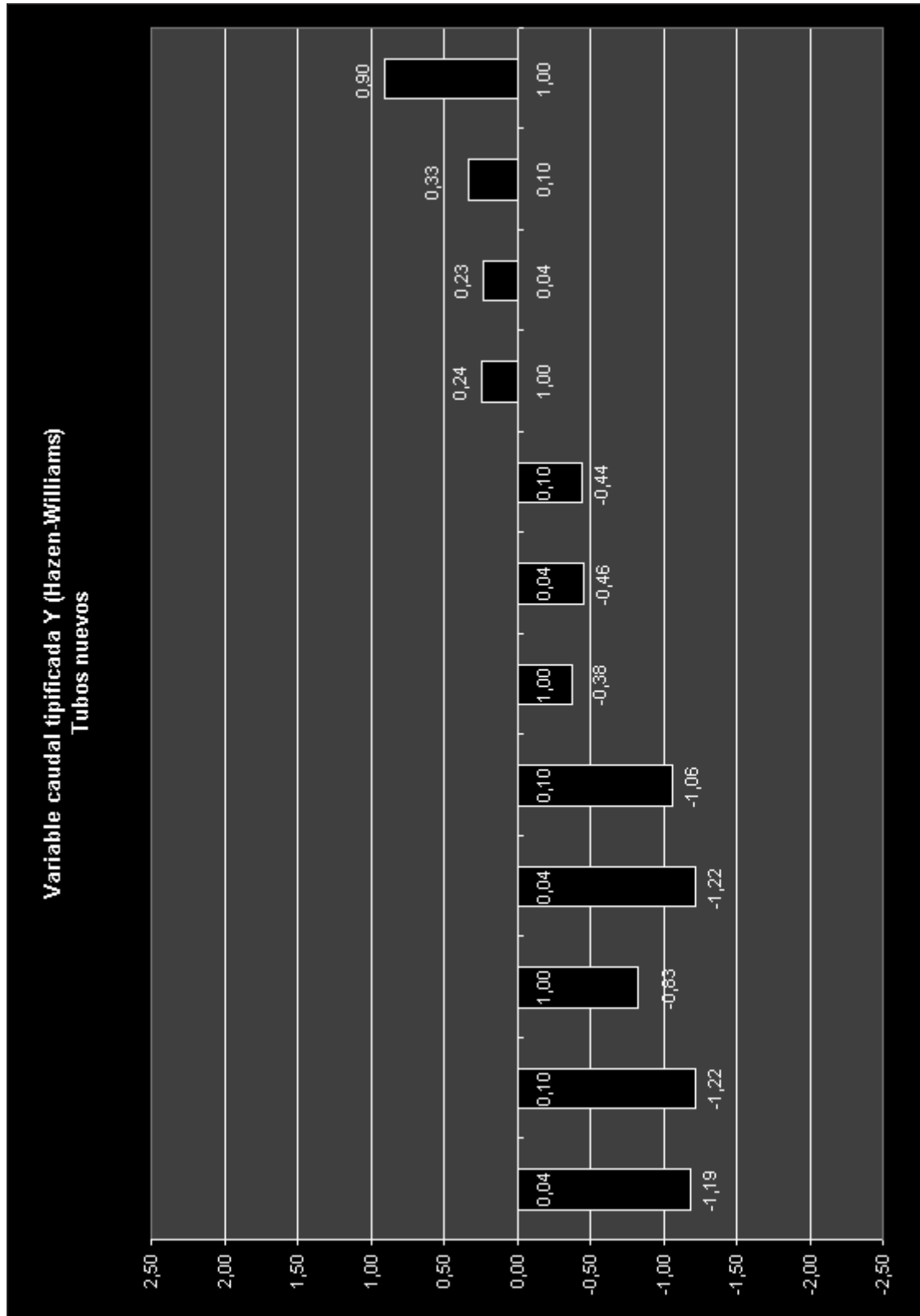
Variables de TUBOS NUEVOS										
J ($^0/_{00}$)	D (m.)	Lévy	Lang	Darcy	Kütter	Hazen-Williams	Franquet			
0,10	0,04	-0,29	-1,19	1,86	0,00	-1,19	0,81			
0,10	0,10	-0,89	-0,56	1,44	0,90	-1,22	0,33			
0,10	1,00	-1,40	-0,08	0,38	1,83	-0,83	0,10			
2,15	0,04	-0,91	0,26	1,87	-0,48	-1,22	0,48			
2,15	0,10	-1,52	0,53	1,43	0,62	-1,06	0,00			
2,15	1,00	-1,61	0,05	0,22	1,77	-0,38	-0,05			
46,42	0,04	-1,23	1,50	1,04	-0,85	-0,46	0,00			
46,42	0,10	-1,75	1,18	1,11	0,28	-0,44	-0,38			
46,42	1,00	-1,78	0,01	0,07	1,65	0,24	-0,19			
1.000,00	0,04	-1,24	1,79	0,52	-0,95	0,23	-0,35			
1.000,00	0,10	-1,85	1,30	0,75	0,01	0,33	-0,54			
1.000,00	1,00	-1,77	-0,05	-0,15	1,39	0,90	-0,32			

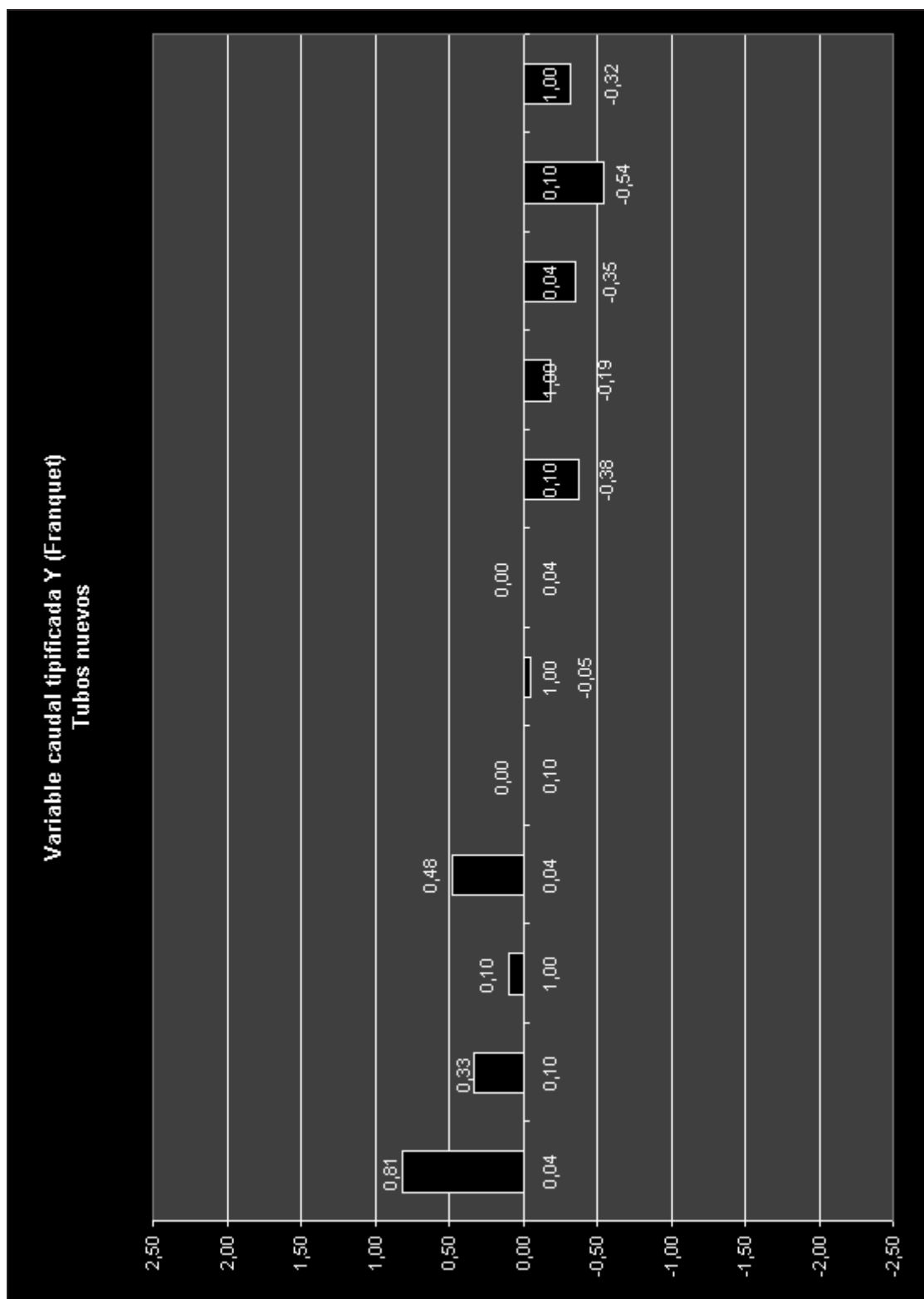












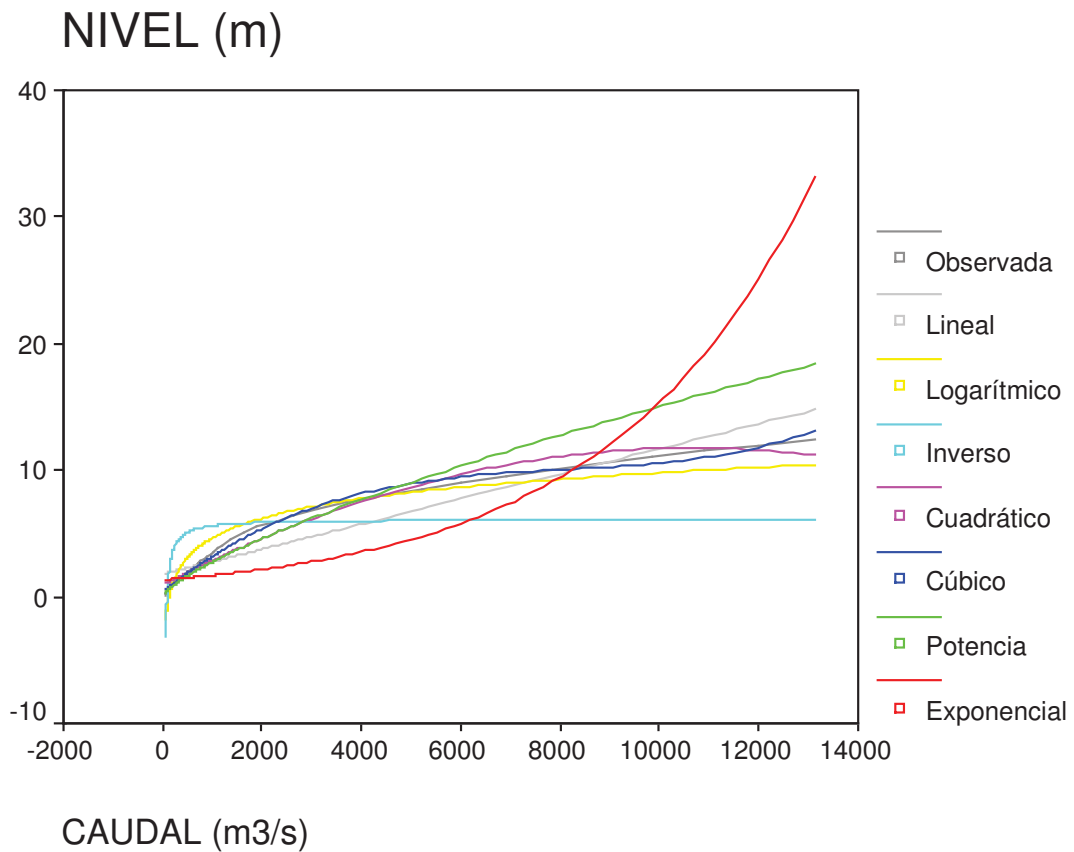
ANEXO NÚM. 2
TABLAS Y GRÁFICOS CORRESPONDIENTES
AL CAPÍTULO II

1. ESCALA NUEVA (limnómetro de la E.A. nº:27, Tortosa)

1.1. DIFERENTES REGRESIONES MÍNIMO-CUADRÁTICAS

Independent: CAUDAL

Dependent	Mth	Rsq	d.f.	F	Sigf	b0	b1	b2	b3
ALTURA	LIN	,887	41	320,23	,000	1,7889	,0010		
ALTURA	LOG	,922	41	484,01	,000	-10,789	2,2358		
ALTURA	INV	,419	41	29,53	,000	6,1239	-508,30		
ALTURA	QUA	,969	40	621,68	,000	,9404	,0020	-9,E-08	
ALTURA	CUB	,994	39	2026,82	,000	,3994	,0032	-4,E-07	1,5E-11
ALTURA	POW	,957	41	903,73	,000	,0171	,7361		
ALTURA	EXP	,519	41	44,19	,000	1,3323	,0002		

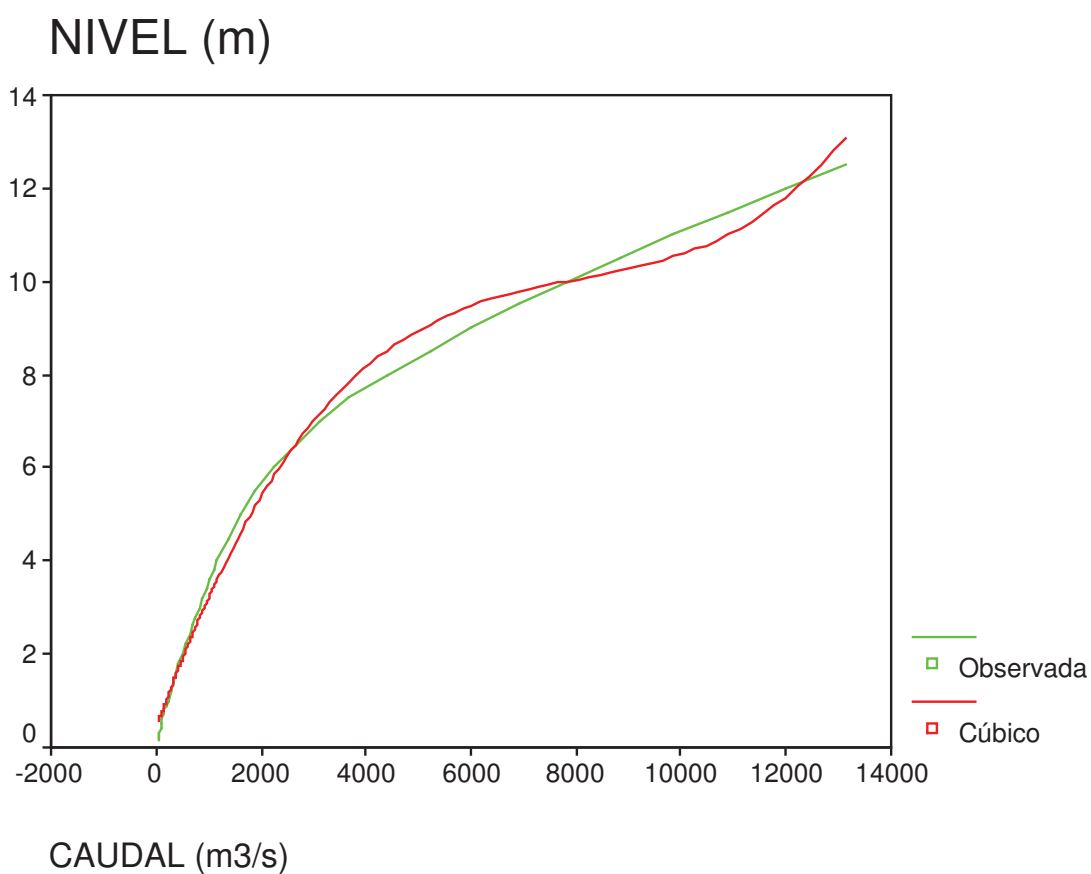


1.2. ESTIMACIÓN CURVILÍNEA SELECCIONADA

Independent : CAUDAL

Dependent	Mth	Rsq	d.f.	F	Sigf	b0	b1	b2	b3
ALTURA	CUB	,994	39	2026,82	,000	,3994	,0032	-4,E-07	1,5E-11

$$\text{NIVEL} = (1,5 \cdot \text{E}-11 \cdot \text{Q}^3) - (4 \cdot \text{E}-7 \cdot \text{Q}^2) + (0,0032 \cdot \text{Q}) + 0,3994$$

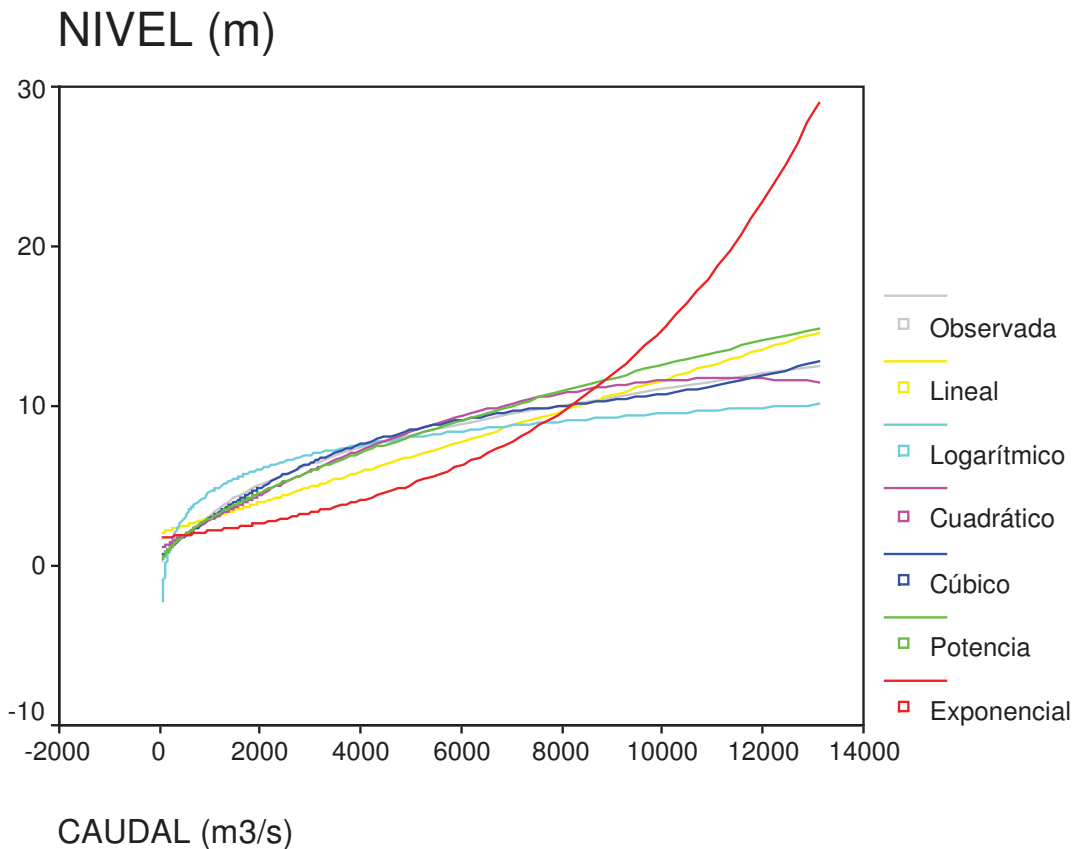


2. ESCALA ANTIGUA (limnómetro de la E.A. nº:27, Tortosa)

2.1. DIFERENTES REGRESIONES MÍNIMO-CUADRÁTICAS

Independent: CAUDAL

Dependent	Mth	Rsq	d.f.	F	Sigf	b0	b1	b2	b3
ALTURA	LIN	,904	36	339,48	,000	2,0394	,0010		
ALTURA	LOG	,888	36	285,44	,000	-10,188	2,1395		
ALTURA	QUA	,982	35	949,20	,000	1,0367	,0019	-8,E-08	
ALTURA	CUB	,997	34	4085,25	,000	,5799	,0027	-3,E-07	1,0E-11
ALTURA	POW	,993	36	5105,26	,000	,0388	,6275		
ALTURA	EXP	,589	36	51,56	,000	1,7352	,0002		

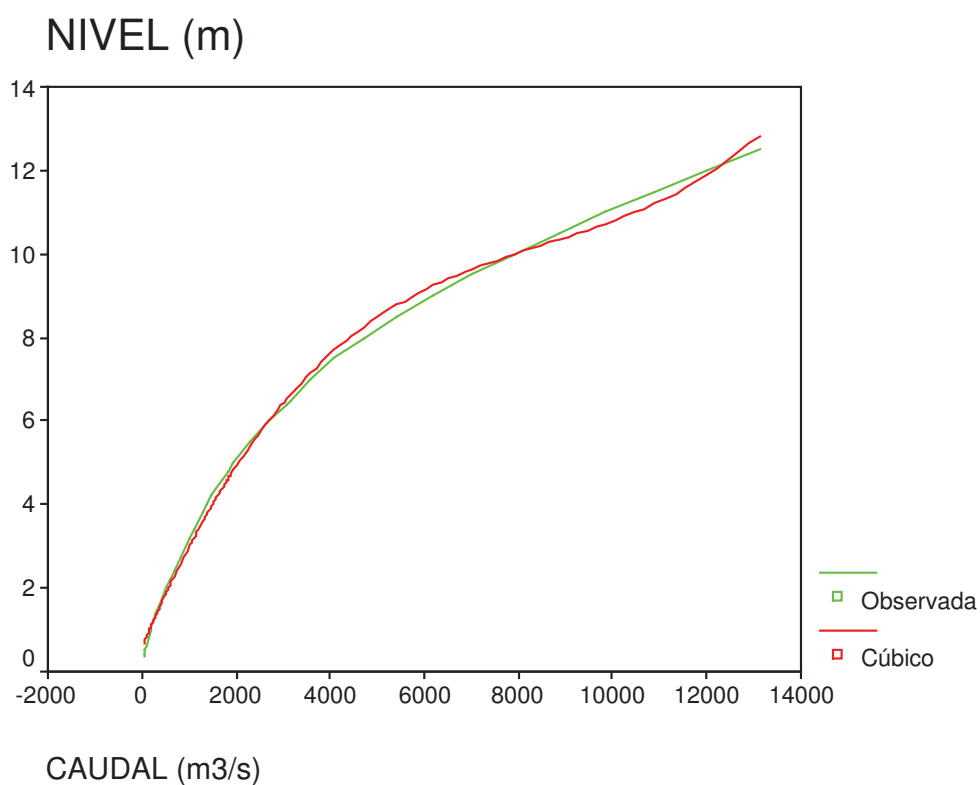


2.2. ESTIMACIÓN CURVILÍNEA SELECCIONADA

Independent : CAUDAL

Dependent	Mth	Rsq	d.f.	F	Sigf	b0	b1	b2	b3
ALTURA	CUB	,997	34	4085,25	,000	,5799	,0027	-3,E-07	1,0E-11

$$\text{NIVEL} = (1 \cdot \text{E}-11 \cdot \text{Q}^3) - (3 \cdot \text{E}-7 \cdot \text{Q}^2) + (0,0027 \cdot \text{Q}) + 0,5799$$



3. TABLAS DE CAUDALES POR MESES (12)

Mes de Septiembre - E.A. Núm. 27 (Tortosa)										
Día	t	Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
		Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-sep	0,85	66,02	177,61	121,82	0,76	1,05	0,90	0,61	0,96	0,78
02-sep	0,87	68,52	184,31	126,42	0,76	1,07	0,92	0,62	0,98	0,80
03-sep	0,89	71,00	190,99	131,00	0,77	1,08	0,93	0,62	1,00	0,81
04-sep	0,91	73,48	197,64	135,56	0,78	1,10	0,94	0,63	1,02	0,83
05-sep	0,94	75,94	204,26	140,10	0,78	1,12	0,95	0,64	1,04	0,84
06-sep	0,96	78,40	210,86	144,63	0,79	1,14	0,96	0,65	1,06	0,85
07-sep	0,98	80,84	217,44	149,14	0,80	1,15	0,98	0,66	1,08	0,87
08-sep	1,00	83,28	223,98	153,63	0,80	1,17	0,99	0,66	1,10	0,88
09-sep	1,02	85,71	230,51	158,11	0,81	1,19	1,00	0,67	1,12	0,90
10-sep	1,04	88,13	237,00	162,56	0,82	1,20	1,01	0,68	1,14	0,91
11-sep	1,06	90,53	243,47	167,00	0,82	1,22	1,02	0,69	1,16	0,92
12-sep	1,08	92,93	249,92	171,43	0,83	1,24	1,03	0,69	1,17	0,94
13-sep	1,11	95,32	256,34	175,83	0,83	1,25	1,05	0,70	1,19	0,95
14-sep	1,13	97,70	262,73	180,22	0,84	1,27	1,06	0,71	1,21	0,96
15-sep	1,15	100,07	269,10	184,59	0,85	1,28	1,07	0,72	1,23	0,98
16-sep	1,17	102,43	275,44	188,94	0,85	1,30	1,08	0,72	1,25	0,99
17-sep	1,19	104,79	281,76	193,27	0,86	1,32	1,09	0,73	1,27	1,00
18-sep	1,21	107,13	288,05	197,59	0,87	1,33	1,10	0,74	1,29	1,02
19-sep	1,23	109,46	294,32	201,89	0,87	1,35	1,11	0,74	1,31	1,03
20-sep	1,25	111,78	300,56	206,17	0,88	1,36	1,12	0,75	1,33	1,04
21-sep	1,28	114,10	306,78	210,44	0,88	1,38	1,13	0,76	1,34	1,06
22-sep	1,30	116,40	312,97	214,68	0,89	1,40	1,15	0,77	1,36	1,07
23-sep	1,32	118,69	319,13	218,91	0,90	1,41	1,16	0,77	1,38	1,08
24-sep	1,34	120,98	325,27	223,12	0,90	1,43	1,17	0,78	1,40	1,09
25-sep	1,36	123,25	331,38	227,32	0,91	1,44	1,18	0,79	1,42	1,11
26-sep	1,38	125,52	337,47	231,49	0,91	1,46	1,19	0,79	1,43	1,12
27-sep	1,40	127,77	343,53	235,65	0,92	1,47	1,20	0,80	1,45	1,13
28-sep	1,43	130,02	349,57	239,79	0,93	1,49	1,21	0,81	1,47	1,14
29-sep	1,45	132,26	355,58	243,92	0,93	1,50	1,22	0,82	1,49	1,16
30-sep	1,47	134,49	361,56	248,02	0,94	1,52	1,23	0,82	1,50	1,17

Mes de Octubre - E.A. Núm. 27 (Tortosa)										
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-oct	1,50	137,81	370,51	254,16	0,95	1,54	1,25	0,83	1,53	1,19
02-oct	1,53	141,21	379,62	260,41	0,96	1,56	1,26	0,84	1,56	1,21
03-oct	1,57	144,57	388,67	266,62	0,96	1,58	1,28	0,85	1,58	1,22
04-oct	1,60	147,92	397,66	272,79	0,97	1,61	1,29	0,86	1,61	1,24
05-oct	1,63	151,24	406,59	278,92	0,98	1,63	1,31	0,87	1,64	1,26
06-oct	1,66	154,55	415,46	285,00	0,99	1,65	1,33	0,88	1,66	1,28
07-oct	1,70	157,82	424,27	291,05	1,00	1,67	1,34	0,89	1,69	1,30
08-oct	1,73	161,08	433,02	297,05	1,01	1,69	1,36	0,90	1,71	1,32
09-oct	1,76	164,31	441,71	303,01	1,02	1,71	1,37	0,91	1,74	1,33
10-oct	1,80	167,52	450,33	308,93	1,02	1,74	1,39	0,92	1,76	1,35
11-oct	1,83	170,71	458,90	314,81	1,03	1,76	1,40	0,93	1,79	1,37
12-oct	1,86	173,88	467,41	320,64	1,04	1,78	1,42	0,94	1,81	1,38
13-oct	1,89	177,02	475,85	326,44	1,05	1,80	1,43	0,95	1,83	1,40
14-oct	1,93	180,14	484,24	332,19	1,06	1,82	1,44	0,96	1,86	1,42
15-oct	1,96	183,24	492,56	337,90	1,06	1,84	1,46	0,97	1,88	1,44
16-oct	1,99	186,31	500,82	343,57	1,07	1,86	1,47	0,98	1,90	1,45
17-oct	2,02	189,37	509,02	349,20	1,08	1,88	1,49	0,99	1,93	1,47
18-oct	2,06	192,40	517,16	354,78	1,09	1,90	1,50	1,00	1,95	1,49
19-oct	2,09	195,40	525,24	360,32	1,10	1,92	1,51	1,01	1,97	1,50
20-oct	2,12	198,39	533,26	365,83	1,10	1,94	1,53	1,02	1,99	1,52
21-oct	2,16	201,35	541,22	371,29	1,11	1,95	1,54	1,03	2,02	1,53
22-oct	2,19	204,29	549,12	376,71	1,12	1,97	1,55	1,04	2,04	1,55
23-oct	2,22	207,21	556,96	382,08	1,13	1,99	1,57	1,05	2,06	1,56
24-oct	2,25	210,10	564,74	387,42	1,13	2,01	1,58	1,05	2,08	1,58
25-oct	2,29	212,97	572,45	392,71	1,14	2,03	1,59	1,06	2,10	1,60
26-oct	2,32	215,82	580,11	397,97	1,15	2,05	1,61	1,07	2,12	1,61
27-oct	2,35	218,65	587,70	403,18	1,16	2,07	1,62	1,08	2,14	1,63
28-oct	2,39	221,45	595,24	408,35	1,16	2,08	1,63	1,09	2,17	1,64
29-oct	2,42	224,24	602,71	413,47	1,17	2,10	1,65	1,10	2,19	1,66
30-oct	2,45	226,99	610,12	418,56	1,18	2,12	1,66	1,11	2,21	1,67
31-oct	2,48	229,73	617,47	423,60	1,18	2,14	1,67	1,11	2,23	1,68

TABLAS Y GRÁFICOS CORRESPONDIENTES AL CAPÍTULO II

		Mes de Noviembre - E.A. Núm. 27 (Tortosa)								
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-nov	2,50	231,03	620,97	426,00	1,19	2,14	1,68	1,12	2,24	1,69
02-nov	2,53	233,73	628,23	430,98	1,19	2,16	1,69	1,13	2,26	1,71
03-nov	2,57	236,42	635,43	435,92	1,20	2,18	1,70	1,13	2,28	1,72
04-nov	2,60	239,07	642,57	440,82	1,21	2,19	1,71	1,14	2,29	1,73
05-nov	2,63	241,71	649,65	445,68	1,22	2,21	1,72	1,15	2,31	1,75
06-nov	2,66	244,32	656,67	450,50	1,22	2,23	1,74	1,16	2,33	1,76
07-nov	2,70	246,91	663,63	455,27	1,23	2,24	1,75	1,17	2,35	1,77
08-nov	2,73	249,48	670,53	460,00	1,23	2,26	1,76	1,17	2,37	1,79
09-nov	2,76	252,02	677,36	464,69	1,24	2,27	1,77	1,18	2,39	1,80
10-nov	2,80	254,54	684,14	469,34	1,25	2,29	1,78	1,19	2,41	1,81
11-nov	2,83	257,04	690,86	473,95	1,25	2,31	1,79	1,20	2,42	1,83
12-nov	2,86	259,52	697,51	478,52	1,26	2,32	1,80	1,20	2,44	1,84
13-nov	2,89	261,97	704,10	483,04	1,27	2,34	1,82	1,21	2,46	1,85
14-nov	2,93	264,41	710,64	487,52	1,27	2,35	1,83	1,22	2,48	1,87
15-nov	2,96	266,81	717,11	491,96	1,28	2,37	1,84	1,23	2,49	1,88
16-nov	2,99	269,20	723,52	496,36	1,29	2,38	1,85	1,23	2,51	1,89
17-nov	3,03	271,57	729,87	500,72	1,29	2,39	1,86	1,24	2,53	1,90
18-nov	3,06	273,91	736,16	505,04	1,30	2,41	1,87	1,25	2,54	1,92
19-nov	3,09	276,23	742,39	509,31	1,30	2,42	1,88	1,25	2,56	1,93
20-nov	3,12	278,52	748,56	513,54	1,31	2,44	1,89	1,26	2,58	1,94
21-nov	3,16	280,79	754,67	517,73	1,31	2,45	1,90	1,27	2,59	1,95
22-nov	3,19	283,05	760,72	521,88	1,32	2,46	1,91	1,27	2,61	1,96
23-nov	3,22	285,27	766,71	525,99	1,33	2,48	1,92	1,28	2,62	1,97
24-nov	3,25	287,48	772,63	530,06	1,33	2,49	1,93	1,29	2,64	1,99
25-nov	3,29	289,66	778,50	534,08	1,34	2,50	1,94	1,29	2,66	2,00
26-nov	3,32	291,82	784,30	538,06	1,34	2,52	1,95	1,30	2,67	2,01
27-nov	3,35	293,96	790,05	542,00	1,35	2,53	1,96	1,31	2,69	2,02
28-nov	3,39	296,08	795,73	545,90	1,35	2,54	1,97	1,31	2,70	2,03
29-nov	3,42	298,17	801,35	549,76	1,36	2,56	1,98	1,32	2,71	2,04
30-nov	3,45	300,24	806,91	553,58	1,36	2,57	1,98	1,32	2,73	2,05

Mes de Diciembre - E.A. Núm. 27 (Tortosa)										
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-dic	3,50	303,24	814,97	559,11	1,37	2,59	2,00	1,33	2,75	2,07
02-dic	3,53	305,25	820,39	562,82	1,38	2,60	2,01	1,34	2,76	2,08
03-dic	3,57	307,24	825,74	566,49	1,38	2,61	2,01	1,35	2,78	2,09
04-dic	3,60	309,21	831,03	570,12	1,39	2,62	2,02	1,35	2,79	2,10
05-dic	3,63	311,16	836,26	573,71	1,39	2,63	2,03	1,36	2,80	2,11
06-dic	3,66	313,08	841,43	577,25	1,40	2,65	2,04	1,36	2,82	2,12
07-dic	3,70	314,99	846,53	580,76	1,40	2,66	2,05	1,37	2,83	2,13
08-dic	3,73	316,86	851,58	584,22	1,41	2,67	2,06	1,37	2,84	2,14
09-dic	3,76	318,72	856,57	587,64	1,41	2,68	2,06	1,38	2,86	2,14
10-dic	3,80	320,55	861,49	591,02	1,41	2,69	2,07	1,38	2,87	2,15
11-dic	3,83	322,36	866,36	594,36	1,42	2,70	2,08	1,39	2,88	2,16
12-dic	3,86	324,15	871,16	597,66	1,42	2,71	2,09	1,40	2,89	2,17
13-dic	3,89	325,92	875,91	600,91	1,43	2,72	2,10	1,40	2,91	2,18
14-dic	3,93	327,66	880,59	604,13	1,43	2,73	2,10	1,41	2,92	2,19
15-dic	3,96	329,38	885,21	607,30	1,44	2,74	2,11	1,41	2,93	2,20
16-dic	3,99	331,08	889,77	610,43	1,44	2,75	2,12	1,42	2,94	2,21
17-dic	4,03	332,76	894,28	613,52	1,45	2,76	2,13	1,42	2,95	2,22
18-dic	4,06	334,41	898,72	616,56	1,45	2,77	2,13	1,43	2,96	2,22
19-dic	4,09	336,04	903,10	619,57	1,45	2,78	2,14	1,43	2,97	2,23
20-dic	4,12	337,65	907,41	622,53	1,46	2,79	2,15	1,43	2,98	2,24
21-dic	4,16	339,23	911,67	625,45	1,46	2,80	2,15	1,44	3,00	2,25
22-dic	4,19	340,79	915,87	628,33	1,47	2,81	2,16	1,44	3,01	2,26
23-dic	4,22	342,33	920,01	631,17	1,47	2,82	2,17	1,45	3,02	2,26
24-dic	4,25	343,85	924,08	633,97	1,47	2,83	2,17	1,45	3,03	2,27
25-dic	4,29	345,34	928,10	636,72	1,48	2,84	2,18	1,46	3,04	2,28
26-dic	4,32	346,82	932,05	639,43	1,48	2,84	2,19	1,46	3,05	2,29
27-dic	4,35	348,27	935,95	642,11	1,48	2,85	2,19	1,47	3,06	2,29
28-dic	4,39	349,69	939,78	644,73	1,49	2,86	2,20	1,47	3,07	2,30
29-dic	4,42	351,10	943,55	647,32	1,49	2,87	2,20	1,47	3,08	2,31
30-dic	4,45	352,48	947,26	649,87	1,49	2,88	2,21	1,48	3,08	2,31
31-dic	4,48	353,84	950,91	652,37	1,50	2,88	2,22	1,48	3,09	2,32

TABLAS Y GRÁFICOS CORRESPONDIENTES AL CAPÍTULO II

Mes de Enero - E.A. Núm. 27 (Tortosa)										
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-ene	4,50	354,47	952,60	653,54	1,50	2,89	2,22	1,48	3,10	2,32
02-ene	4,53	355,79	956,17	655,98	1,50	2,90	2,22	1,49	3,11	2,33
03-ene	4,57	357,09	959,67	658,38	1,51	2,90	2,23	1,49	3,12	2,34
04-ene	4,60	358,38	963,11	660,74	1,51	2,91	2,24	1,50	3,12	2,34
05-ene	4,63	359,63	966,49	663,06	1,51	2,92	2,24	1,50	3,13	2,35
06-ene	4,66	360,87	969,81	665,34	1,52	2,93	2,25	1,50	3,14	2,36
07-ene	4,70	362,08	973,06	667,57	1,52	2,93	2,25	1,51	3,15	2,36
08-ene	4,73	363,27	976,26	669,77	1,52	2,94	2,26	1,51	3,16	2,37
09-ene	4,76	364,44	979,40	671,92	1,52	2,95	2,26	1,51	3,16	2,37
10-ene	4,80	365,58	982,47	674,03	1,53	2,95	2,27	1,52	3,17	2,38
11-ene	4,83	366,71	985,49	676,10	1,53	2,96	2,27	1,52	3,18	2,38
12-ene	4,86	367,81	988,44	678,12	1,53	2,97	2,28	1,52	3,19	2,39
13-ene	4,89	368,88	991,34	680,11	1,54	2,97	2,28	1,53	3,19	2,40
14-ene	4,93	369,94	994,17	682,05	1,54	2,98	2,29	1,53	3,20	2,40
15-ene	4,96	370,97	996,94	683,96	1,54	2,98	2,29	1,53	3,21	2,41
16-ene	4,99	371,98	999,65	685,82	1,54	2,99	2,29	1,54	3,21	2,41
17-ene	5,03	372,97	1.002,30	687,63	1,55	2,99	2,30	1,54	3,22	2,42
18-ene	5,06	373,93	1.004,89	689,41	1,55	3,00	2,30	1,54	3,23	2,42
19-ene	5,09	374,87	1.007,42	691,15	1,55	3,01	2,31	1,54	3,23	2,42
20-ene	5,12	375,79	1.009,89	692,84	1,55	3,01	2,31	1,55	3,24	2,43
21-ene	5,16	376,69	1.012,30	694,49	1,55	3,02	2,31	1,55	3,24	2,43
22-ene	5,19	377,56	1.014,65	696,10	1,56	3,02	2,32	1,55	3,25	2,44
23-ene	5,22	378,41	1.016,93	697,67	1,56	3,03	2,32	1,55	3,26	2,44
24-ene	5,25	379,24	1.019,16	699,20	1,56	3,03	2,32	1,56	3,26	2,45
25-ene	5,29	380,05	1.021,32	700,68	1,56	3,04	2,33	1,56	3,27	2,45
26-ene	5,32	380,83	1.023,43	702,13	1,57	3,04	2,33	1,56	3,27	2,45
27-ene	5,35	381,59	1.025,47	703,53	1,57	3,04	2,33	1,56	3,28	2,46
28-ene	5,39	382,33	1.027,45	704,89	1,57	3,05	2,34	1,57	3,28	2,46
29-ene	5,42	383,04	1.029,38	706,21	1,57	3,05	2,34	1,57	3,29	2,47
30-ene	5,45	383,74	1.031,24	707,49	1,57	3,06	2,34	1,57	3,29	2,47
31-ene	5,48	384,41	1.033,04	708,72	1,57	3,06	2,35	1,57	3,29	2,47

Mes de Febrero - E.A. Núm. 27 (Tortosa)										
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-feb	5,50	384,71	1.033,86	709,29	1,57	3,06	2,35	1,57	3,30	2,47
02-feb	5,53	385,35	1.035,57	710,46	1,58	3,07	2,35	1,57	3,30	2,48
03-feb	5,57	385,96	1.037,22	711,59	1,58	3,07	2,35	1,58	3,30	2,48
04-feb	5,60	386,56	1.038,81	712,69	1,58	3,07	2,36	1,58	3,31	2,48
05-feb	5,63	387,13	1.040,34	713,73	1,58	3,08	2,36	1,58	3,31	2,49
06-feb	5,66	387,67	1.041,81	714,74	1,58	3,08	2,36	1,58	3,32	2,49
07-feb	5,70	388,20	1.043,22	715,71	1,58	3,08	2,36	1,58	3,32	2,49
08-feb	5,73	388,70	1.044,57	716,63	1,58	3,08	2,36	1,58	3,32	2,49
09-feb	5,76	389,18	1.045,85	717,51	1,59	3,09	2,37	1,59	3,33	2,50
10-feb	5,80	389,63	1.047,08	718,36	1,59	3,09	2,37	1,59	3,33	2,50
11-feb	5,83	390,07	1.048,24	719,16	1,59	3,09	2,37	1,59	3,33	2,50
12-feb	5,86	390,48	1.049,35	719,91	1,59	3,09	2,37	1,59	3,33	2,50
13-feb	5,89	390,87	1.050,39	720,63	1,59	3,10	2,37	1,59	3,34	2,50
14-feb	5,93	391,23	1.051,37	721,30	1,59	3,10	2,38	1,59	3,34	2,51
15-feb	5,96	391,58	1.052,30	721,94	1,59	3,10	2,38	1,59	3,34	2,51
16-feb	5,99	391,90	1.053,16	722,53	1,59	3,10	2,38	1,59	3,34	2,51
17-feb	6,03	392,20	1.053,96	723,08	1,59	3,10	2,38	1,59	3,35	2,51
18-feb	6,06	392,47	1.054,70	723,58	1,59	3,11	2,38	1,59	3,35	2,51
19-feb	6,09	392,72	1.055,38	724,05	1,59	3,11	2,38	1,60	3,35	2,51
20-feb	6,12	392,95	1.055,99	724,47	1,60	3,11	2,38	1,60	3,35	2,51
21-feb	6,16	393,16	1.056,55	724,86	1,60	3,11	2,38	1,60	3,35	2,51
22-feb	6,19	393,35	1.057,05	725,20	1,60	3,11	2,38	1,60	3,35	2,52
23-feb	6,22	393,51	1.057,49	725,50	1,60	3,11	2,38	1,60	3,35	2,52
24-feb	6,25	393,65	1.057,86	725,76	1,60	3,11	2,39	1,60	3,35	2,52
25-feb	6,29	393,77	1.058,18	725,97	1,60	3,11	2,39	1,60	3,36	2,52
26-feb	6,32	393,86	1.058,43	726,15	1,60	3,11	2,39	1,60	3,36	2,52
27-feb	6,35	393,93	1.058,62	726,28	1,60	3,11	2,39	1,60	3,36	2,52
28-feb	6,39	393,98	1.058,76	726,37	1,60	3,11	2,39	1,60	3,36	2,52

TABLAS Y GRÁFICOS CORRESPONDIENTES AL CAPÍTULO II

		Mes de Marzo - E.A. Núm. 27 (Tortosa)								
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-mar	6,50	393,98	1.058,74	726,36	1,60	3,11	2,39	1,60	3,36	2,52
02-mar	6,53	393,93	1.058,61	726,27	1,60	3,11	2,39	1,60	3,36	2,52
03-mar	6,57	393,85	1.058,41	726,13	1,60	3,11	2,39	1,60	3,36	2,52
04-mar	6,60	393,76	1.058,15	725,95	1,60	3,11	2,39	1,60	3,36	2,52
05-mar	6,63	393,64	1.057,83	725,73	1,60	3,11	2,39	1,60	3,35	2,52
06-mar	6,66	393,50	1.057,44	725,47	1,60	3,11	2,38	1,60	3,35	2,52
07-mar	6,70	393,33	1.057,00	725,17	1,60	3,11	2,38	1,60	3,35	2,52
08-mar	6,73	393,15	1.056,50	724,82	1,60	3,11	2,38	1,60	3,35	2,51
09-mar	6,76	392,94	1.055,93	724,43	1,60	3,11	2,38	1,60	3,35	2,51
10-mar	6,80	392,70	1.055,31	724,01	1,59	3,11	2,38	1,60	3,35	2,51
11-mar	6,83	392,45	1.054,62	723,54	1,59	3,11	2,38	1,59	3,35	2,51
12-mar	6,86	392,17	1.053,88	723,02	1,59	3,10	2,38	1,59	3,35	2,51
13-mar	6,89	391,87	1.053,07	722,47	1,59	3,10	2,38	1,59	3,34	2,51
14-mar	6,93	391,55	1.052,20	721,88	1,59	3,10	2,38	1,59	3,34	2,51
15-mar	6,96	391,20	1.051,28	721,24	1,59	3,10	2,37	1,59	3,34	2,50
16-mar	6,99	390,84	1.050,29	720,56	1,59	3,10	2,37	1,59	3,34	2,50
17-mar	7,03	390,45	1.049,24	719,84	1,59	3,09	2,37	1,59	3,33	2,50
18-mar	7,06	390,03	1.048,13	719,08	1,59	3,09	2,37	1,59	3,33	2,50
19-mar	7,09	389,60	1.046,96	718,28	1,59	3,09	2,37	1,59	3,33	2,50
20-mar	7,12	389,14	1.045,72	717,43	1,59	3,09	2,37	1,58	3,33	2,49
21-mar	7,16	388,66	1.044,43	716,54	1,58	3,08	2,36	1,58	3,32	2,49
22-mar	7,19	388,15	1.043,08	715,62	1,58	3,08	2,36	1,58	3,32	2,49
23-mar	7,22	387,63	1.041,66	714,65	1,58	3,08	2,36	1,58	3,32	2,49
24-mar	7,25	387,08	1.040,19	713,63	1,58	3,08	2,36	1,58	3,31	2,48
25-mar	7,29	386,51	1.038,65	712,58	1,58	3,07	2,36	1,58	3,31	2,48
26-mar	7,32	385,91	1.037,06	711,49	1,58	3,07	2,35	1,58	3,30	2,48
27-mar	7,35	385,30	1.035,40	710,35	1,58	3,06	2,35	1,57	3,30	2,48
28-mar	7,39	384,66	1.033,68	709,17	1,57	3,06	2,35	1,57	3,30	2,47
29-mar	7,42	384,00	1.031,90	707,95	1,57	3,06	2,34	1,57	3,29	2,47
30-mar	7,45	383,31	1.030,07	706,69	1,57	3,05	2,34	1,57	3,29	2,47
31-mar	7,48	382,61	1.028,17	705,39	1,57	3,05	2,34	1,57	3,28	2,46

Mes de Abril - E.A. Núm. 27 (Tortosa)										
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-abr	7,50	382,27	1027,25	704,76	1,57	3,05	2,34	1,57	3,28	2,46
02-abr	7,53	381,53	1025,26	703,40	1,57	3,04	2,33	1,56	3,28	2,46
03-abr	7,57	380,76	1023,22	701,99	1,57	3,04	2,33	1,56	3,27	2,45
04-abr	7,60	379,98	1021,10	700,54	1,56	3,03	2,33	1,56	3,27	2,45
05-abr	7,63	379,17	1018,93	699,05	1,56	3,03	2,32	1,56	3,26	2,45
06-abr	7,66	378,34	1016,70	697,52	1,56	3,03	2,32	1,55	3,26	2,44
07-abr	7,70	377,49	1014,41	695,95	1,56	3,02	2,32	1,55	3,25	2,44
08-abr	7,73	376,61	1012,06	694,33	1,55	3,02	2,31	1,55	3,24	2,43
09-abr	7,76	375,71	1009,64	692,68	1,55	3,01	2,31	1,55	3,24	2,43
10-abr	7,80	374,79	1007,17	690,98	1,55	3,01	2,31	1,54	3,23	2,42
11-abr	7,83	373,85	1004,63	689,24	1,55	3,00	2,30	1,54	3,23	2,42
12-abr	7,86	372,88	1002,04	687,46	1,55	2,99	2,30	1,54	3,22	2,42
13-abr	7,89	371,90	999,38	685,64	1,54	2,99	2,29	1,53	3,21	2,41
14-abr	7,93	370,88	996,66	683,77	1,54	2,98	2,29	1,53	3,21	2,41
15-abr	7,96	369,85	993,88	681,87	1,54	2,98	2,28	1,53	3,20	2,40
16-abr	7,99	368,79	991,04	679,92	1,54	2,97	2,28	1,53	3,19	2,39
17-abr	8,03	367,72	988,14	677,93	1,53	2,96	2,28	1,52	3,19	2,39
18-abr	8,06	366,61	985,18	675,90	1,53	2,96	2,27	1,52	3,18	2,38
19-abr	8,09	365,49	982,16	673,83	1,53	2,95	2,27	1,52	3,17	2,38
20-abr	8,12	364,34	979,08	671,71	1,52	2,95	2,26	1,51	3,16	2,37
21-abr	8,16	363,17	975,94	669,55	1,52	2,94	2,26	1,51	3,16	2,37
22-abr	8,19	361,98	972,73	667,36	1,52	2,93	2,25	1,51	3,15	2,36
23-abr	8,22	360,77	969,47	665,12	1,52	2,92	2,25	1,50	3,14	2,36
24-abr	8,25	359,53	966,14	662,84	1,51	2,92	2,24	1,50	3,13	2,35
25-abr	8,29	358,27	962,76	660,51	1,51	2,91	2,24	1,50	3,12	2,34
26-abr	8,32	356,99	959,31	658,15	1,51	2,90	2,23	1,49	3,11	2,34
27-abr	8,35	355,68	955,80	655,74	1,50	2,90	2,22	1,49	3,11	2,33
28-abr	8,39	354,35	952,24	653,30	1,50	2,89	2,22	1,48	3,10	2,32
29-abr	8,42	353,00	948,61	650,81	1,50	2,88	2,21	1,48	3,09	2,32
30-abr	8,45	351,63	944,92	648,28	1,49	2,87	2,21	1,48	3,08	2,31

TABLAS Y GRÁFICOS CORRESPONDIENTES AL CAPÍTULO II

Mes de Mayo - E.A. Núm. 27 (Tortosa)										
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-may	8,50	349,57	939,39	644,48	1,49	2,86	2,20	1,47	3,06	2,30
02-may	8,53	348,15	935,55	641,85	1,48	2,85	2,19	1,47	3,06	2,29
03-may	8,57	346,69	931,65	639,17	1,48	2,84	2,19	1,46	3,05	2,29
04-may	8,60	345,22	927,69	636,45	1,48	2,83	2,18	1,46	3,04	2,28
05-may	8,63	343,72	923,67	633,70	1,47	2,83	2,17	1,45	3,03	2,27
06-may	8,66	342,21	919,59	630,90	1,47	2,82	2,17	1,45	3,02	2,26
07-may	8,70	340,66	915,44	628,05	1,47	2,81	2,16	1,44	3,01	2,26
08-may	8,73	339,10	911,24	625,17	1,46	2,80	2,15	1,44	2,99	2,25
09-may	8,76	337,51	906,97	622,24	1,46	2,79	2,15	1,43	2,98	2,24
10-may	8,80	335,90	902,65	619,28	1,45	2,78	2,14	1,43	2,97	2,23
11-may	8,83	334,27	898,26	616,27	1,45	2,77	2,13	1,42	2,96	2,22
12-may	8,86	332,62	893,82	613,22	1,45	2,76	2,13	1,42	2,95	2,21
13-may	8,89	330,94	889,31	610,13	1,44	2,75	2,12	1,42	2,94	2,21
14-may	8,93	329,24	884,74	606,99	1,44	2,74	2,11	1,41	2,93	2,20
15-may	8,96	327,52	880,11	603,82	1,43	2,73	2,10	1,41	2,92	2,19
16-may	8,99	325,77	875,42	600,60	1,43	2,72	2,10	1,40	2,90	2,18
17-may	9,03	324,01	870,67	597,34	1,42	2,71	2,09	1,39	2,89	2,17
18-may	9,06	322,21	865,86	594,04	1,42	2,70	2,08	1,39	2,88	2,16
19-may	9,09	320,40	860,99	590,70	1,41	2,69	2,07	1,38	2,87	2,15
20-may	9,12	318,57	856,06	587,31	1,41	2,68	2,06	1,38	2,86	2,14
21-may	9,16	316,71	851,07	583,89	1,41	2,67	2,06	1,37	2,84	2,13
22-may	9,19	314,83	846,01	580,42	1,40	2,66	2,05	1,37	2,83	2,12
23-may	9,22	312,93	840,90	576,91	1,40	2,64	2,04	1,36	2,82	2,12
24-may	9,25	311,00	835,72	573,36	1,39	2,63	2,03	1,36	2,80	2,11
25-may	9,29	309,05	830,49	569,77	1,39	2,62	2,02	1,35	2,79	2,10
26-may	9,32	307,08	825,19	566,14	1,38	2,61	2,01	1,34	2,78	2,09
27-may	9,35	305,09	819,83	562,46	1,38	2,60	2,01	1,34	2,76	2,08
28-may	9,39	303,07	814,42	558,74	1,37	2,59	2,00	1,33	2,75	2,07
29-may	9,42	301,03	808,94	554,98	1,37	2,57	1,99	1,33	2,73	2,05
30-may	9,45	298,97	803,40	551,18	1,36	2,56	1,98	1,32	2,72	2,04
31-may	9,48	296,89	797,80	547,34	1,36	2,55	1,97	1,31	2,71	2,03

Mes de Junio - E.A. Núm. 27 (Tortosa)										
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-jun	9,50	295,90	795,15	545,53	1,35	2,54	1,97	1,31	2,70	2,03
02-jun	9,53	293,78	789,46	541,62	1,35	2,53	1,96	1,31	2,68	2,02
03-jun	9,57	291,64	783,71	537,68	1,34	2,52	1,95	1,30	2,67	2,01
04-jun	9,60	289,48	777,90	533,69	1,34	2,50	1,94	1,29	2,65	2,00
05-jun	9,63	287,30	772,03	529,66	1,33	2,49	1,93	1,29	2,64	1,98
06-jun	9,66	285,09	766,10	525,59	1,33	2,48	1,92	1,28	2,62	1,97
07-jun	9,70	282,86	760,10	521,48	1,32	2,46	1,91	1,27	2,61	1,96
08-jun	9,73	280,61	754,05	517,33	1,31	2,45	1,90	1,27	2,59	1,95
09-jun	9,76	278,33	747,93	513,13	1,31	2,44	1,89	1,26	2,58	1,94
10-jun	9,80	276,03	741,76	508,90	1,30	2,42	1,88	1,25	2,56	1,93
11-jun	9,83	273,71	735,52	504,62	1,30	2,41	1,87	1,25	2,54	1,91
12-jun	9,86	271,37	729,23	500,30	1,29	2,39	1,86	1,24	2,53	1,90
13-jun	9,89	269,00	722,87	495,94	1,28	2,38	1,85	1,23	2,51	1,89
14-jun	9,93	266,62	716,45	491,53	1,28	2,36	1,84	1,22	2,49	1,88
15-jun	9,96	264,20	709,97	487,09	1,27	2,35	1,83	1,22	2,48	1,86
16-jun	9,99	261,77	703,43	482,60	1,27	2,33	1,81	1,21	2,46	1,85
17-jun	10,03	259,32	696,83	478,07	1,26	2,32	1,80	1,20	2,44	1,84
18-jun	10,06	256,84	690,17	473,50	1,25	2,30	1,79	1,20	2,42	1,83
19-jun	10,09	254,34	683,45	468,89	1,25	2,29	1,78	1,19	2,40	1,81
20-jun	10,12	251,81	676,67	464,24	1,24	2,27	1,77	1,18	2,39	1,80
21-jun	10,16	249,26	669,82	459,54	1,23	2,26	1,76	1,17	2,37	1,79
22-jun	10,19	246,70	662,92	454,81	1,23	2,24	1,75	1,16	2,35	1,77
23-jun	10,22	244,10	655,96	450,03	1,22	2,22	1,74	1,16	2,33	1,76
24-jun	10,25	241,49	648,93	445,21	1,21	2,21	1,72	1,15	2,31	1,75
25-jun	10,29	238,85	641,84	440,35	1,21	2,19	1,71	1,14	2,29	1,73
26-jun	10,32	236,19	634,70	435,45	1,20	2,18	1,70	1,13	2,27	1,72
27-jun	10,35	233,51	627,49	430,50	1,19	2,16	1,69	1,13	2,25	1,70
28-jun	10,39	230,81	620,22	425,51	1,19	2,14	1,68	1,12	2,23	1,69
29-jun	10,42	228,08	612,89	420,49	1,18	2,12	1,66	1,11	2,21	1,68
30-jun	10,45	225,33	605,50	415,42	1,17	2,11	1,65	1,10	2,19	1,66

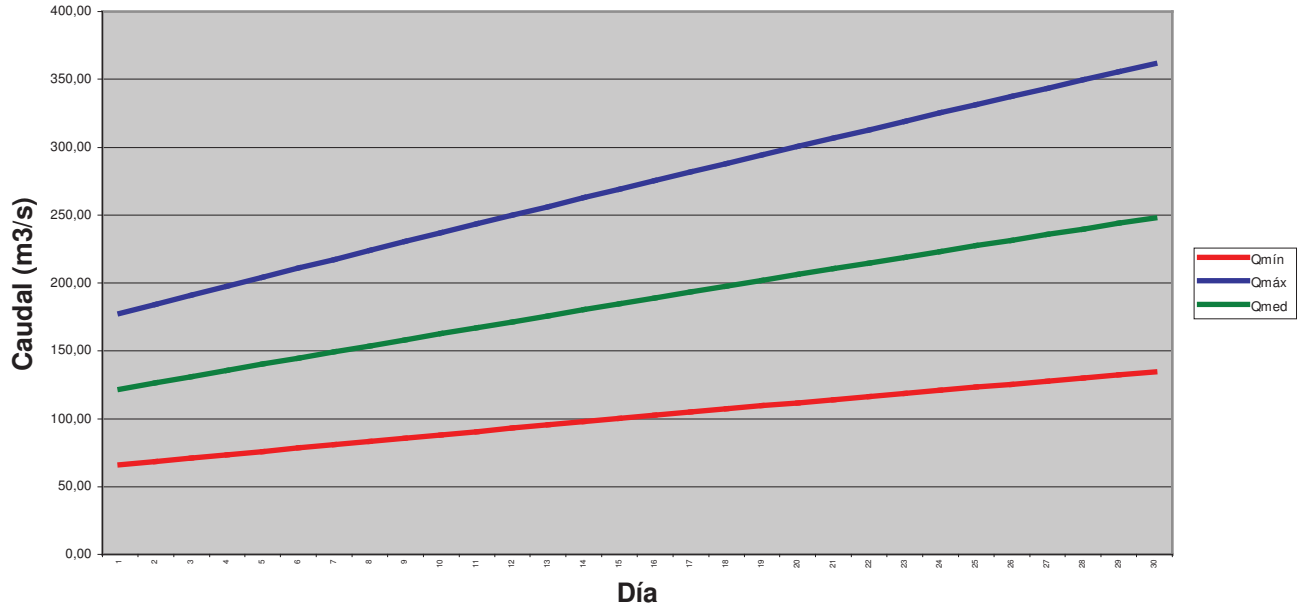
TABLAS Y GRÁFICOS CORRESPONDIENTES AL CAPÍTULO II

Mes de Julio - E.A. Núm. 27 (Tortosa)										
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-jul	10,50	221,25	594,54	407,89	1,16	2,08	1,63	1,09	2,16	1,64
02-jul	10,53	218,44	587,00	402,72	1,16	2,06	1,62	1,08	2,14	1,62
03-jul	10,57	215,61	579,40	397,51	1,15	2,05	1,61	1,07	2,12	1,61
04-jul	10,60	212,76	571,74	392,25	1,14	2,03	1,59	1,06	2,10	1,59
05-jul	10,63	209,89	564,01	386,95	1,13	2,01	1,58	1,05	2,08	1,58
06-jul	10,66	206,99	556,23	381,61	1,13	1,99	1,57	1,04	2,06	1,56
07-jul	10,70	204,07	548,39	376,23	1,12	1,97	1,55	1,04	2,04	1,55
08-jul	10,73	201,13	540,48	370,81	1,11	1,95	1,54	1,03	2,01	1,53
09-jul	10,76	198,17	532,52	365,34	1,10	1,93	1,53	1,02	1,99	1,52
10-jul	10,80	195,18	524,49	359,84	1,10	1,91	1,51	1,01	1,97	1,50
11-jul	10,83	192,17	516,41	354,29	1,09	1,90	1,50	1,00	1,95	1,48
12-jul	10,86	189,14	508,26	348,70	1,08	1,88	1,49	0,99	1,92	1,47
13-jul	10,89	186,09	500,05	343,07	1,07	1,86	1,47	0,98	1,90	1,45
14-jul	10,93	183,01	491,79	337,40	1,06	1,84	1,46	0,97	1,88	1,43
15-jul	10,96	179,91	483,46	331,68	1,06	1,82	1,44	0,96	1,85	1,42
16-jul	10,99	176,79	475,07	325,93	1,05	1,80	1,43	0,95	1,83	1,40
17-jul	11,03	173,65	466,62	320,13	1,04	1,78	1,41	0,94	1,81	1,38
18-jul	11,06	170,48	458,11	314,29	1,03	1,75	1,40	0,93	1,78	1,37
19-jul	11,09	167,29	449,53	308,41	1,02	1,73	1,38	0,92	1,76	1,35
20-jul	11,12	164,08	440,90	302,49	1,01	1,71	1,37	0,91	1,73	1,33
21-jul	11,16	160,84	432,21	296,52	1,01	1,69	1,35	0,90	1,71	1,31
22-jul	11,19	157,58	423,45	290,52	1,00	1,67	1,34	0,89	1,68	1,30
23-jul	11,22	154,30	414,64	284,47	0,99	1,65	1,32	0,88	1,66	1,28
24-jul	11,25	151,00	405,76	278,38	0,98	1,63	1,31	0,87	1,63	1,26
25-jul	11,29	147,67	396,83	272,25	0,97	1,60	1,29	0,86	1,61	1,24
26-jul	11,32	144,33	387,83	266,08	0,96	1,58	1,28	0,85	1,58	1,22
27-jul	11,35	140,96	378,77	259,86	0,95	1,56	1,26	0,84	1,55	1,20
28-jul	11,39	137,56	369,65	253,61	0,95	1,54	1,25	0,83	1,53	1,19
29-jul	11,42	134,15	360,48	247,31	0,94	1,51	1,23	0,82	1,50	1,17
30-jul	11,45	130,71	351,24	240,97	0,93	1,49	1,21	0,81	1,47	1,15
31-jul	11,48	127,25	341,93	234,59	0,92	1,47	1,20	0,80	1,45	1,13

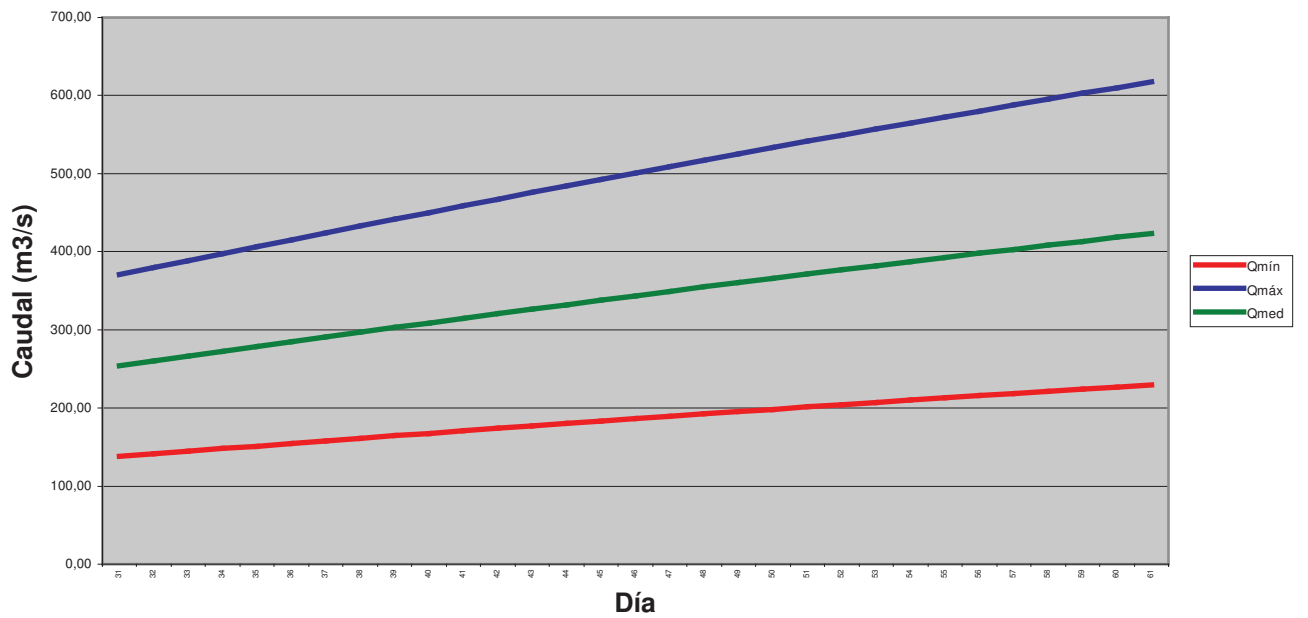
Mes de Agosto - E.A. Núm. 27 (Tortosa)										
		Ajuste parábola cuadrática (m ³ /s)			Escala Limnómetro Antigua (m)			Escala Limnómetro Nueva (m)		
Día	t	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed	Qmín	Qmáx	Qmed
01-ago	11,50	125,62	337,55	231,58	0,91	1,46	1,19	0,80	1,43	1,12
02-ago	11,53	122,12	328,16	225,14	0,91	1,43	1,17	0,78	1,41	1,10
03-ago	11,57	118,60	318,71	218,66	0,90	1,41	1,16	0,77	1,38	1,08
04-ago	11,60	115,06	309,20	212,13	0,89	1,39	1,14	0,76	1,35	1,06
05-ago	11,63	111,50	299,63	205,56	0,88	1,36	1,12	0,75	1,32	1,04
06-ago	11,66	107,92	289,99	198,96	0,87	1,34	1,11	0,74	1,29	1,02
07-ago	11,70	104,31	280,30	192,31	0,86	1,31	1,09	0,73	1,27	1,00
08-ago	11,73	100,68	270,55	185,61	0,85	1,29	1,07	0,72	1,24	0,98
09-ago	11,76	97,03	260,73	178,88	0,84	1,26	1,05	0,71	1,21	0,96
10-ago	11,80	93,35	250,86	172,10	0,83	1,24	1,04	0,69	1,18	0,94
11-ago	11,83	89,66	240,92	165,29	0,82	1,21	1,02	0,68	1,15	0,92
12-ago	11,86	85,94	230,92	158,43	0,81	1,19	1,00	0,67	1,12	0,90
13-ago	11,89	82,19	220,86	151,53	0,80	1,16	0,98	0,66	1,09	0,88
14-ago	11,93	78,43	210,75	144,59	0,79	1,14	0,96	0,65	1,06	0,85
15-ago	11,96	74,64	200,57	137,60	0,78	1,11	0,95	0,64	1,03	0,83
16-ago	11,99	70,83	190,33	130,58	0,77	1,08	0,93	0,62	0,99	0,81
17-ago	12,03	67,00	180,03	123,51	0,76	1,06	0,91	0,61	0,96	0,79
18-ago	12,06	63,14	169,67	116,40	0,75	1,03	0,89	0,60	0,93	0,77
19-ago	12,07	61,63	165,60	113,61	0,75	1,02	0,88	0,60	0,92	0,76
20-ago	12,08	60,11	161,53	110,82	0,74	1,01	0,88	0,59	0,91	0,75
21-ago	12,10	58,59	157,45	108,02	0,74	1,00	0,87	0,59	0,89	0,74
22-ago	12,11	57,07	153,35	105,21	0,73	0,99	0,86	0,58	0,88	0,73
23-ago	12,12	55,54	149,25	102,40	0,73	0,98	0,85	0,58	0,87	0,72
24-ago	12,13	54,01	145,14	99,58	0,72	0,97	0,85	0,57	0,86	0,71
25-ago	12,15	52,48	141,02	96,75	0,72	0,95	0,84	0,57	0,84	0,71
26-ago	12,16	50,94	136,90	93,92	0,72	0,94	0,83	0,56	0,83	0,70
27-ago	12,17	49,40	132,76	91,08	0,71	0,93	0,82	0,56	0,82	0,69
28-ago	12,19	47,86	128,61	88,24	0,71	0,92	0,82	0,55	0,80	0,68
29-ago	12,20	46,31	124,45	85,38	0,70	0,91	0,81	0,55	0,79	0,67
30-ago	12,21	44,76	120,29	82,53	0,70	0,90	0,80	0,54	0,78	0,66
31-ago	12,22	43,21	116,11	79,66	0,70	0,89	0,79	0,54	0,77	0,65

4. GRÁFICOS DE CAUDALES POR MESES (12)

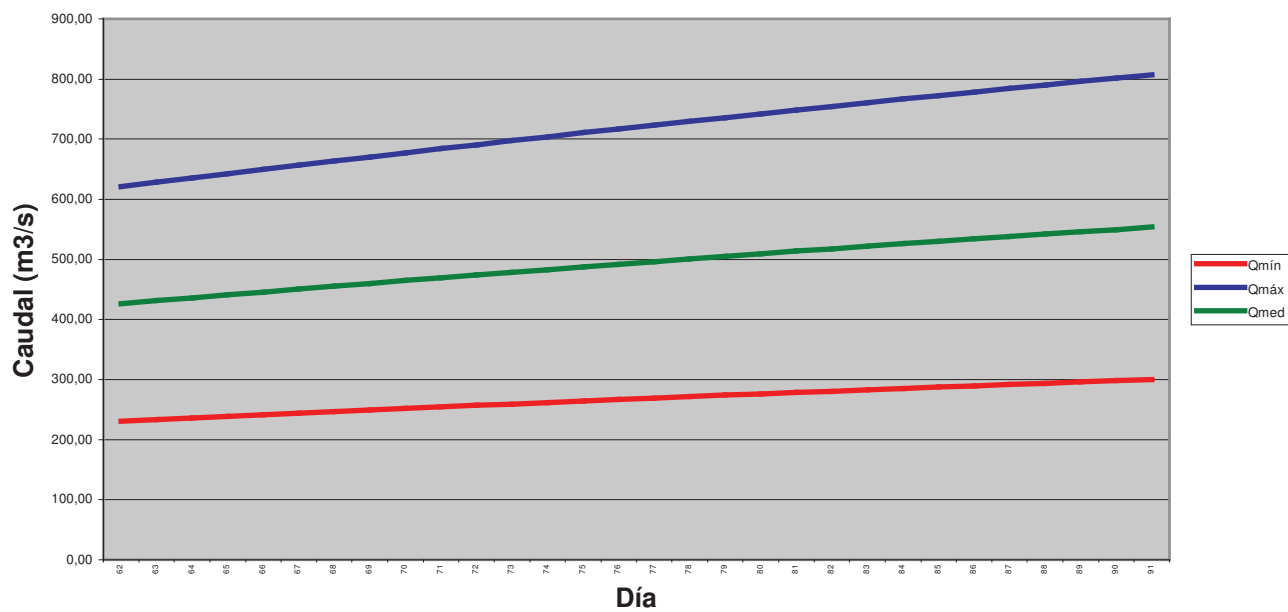
Septiembre



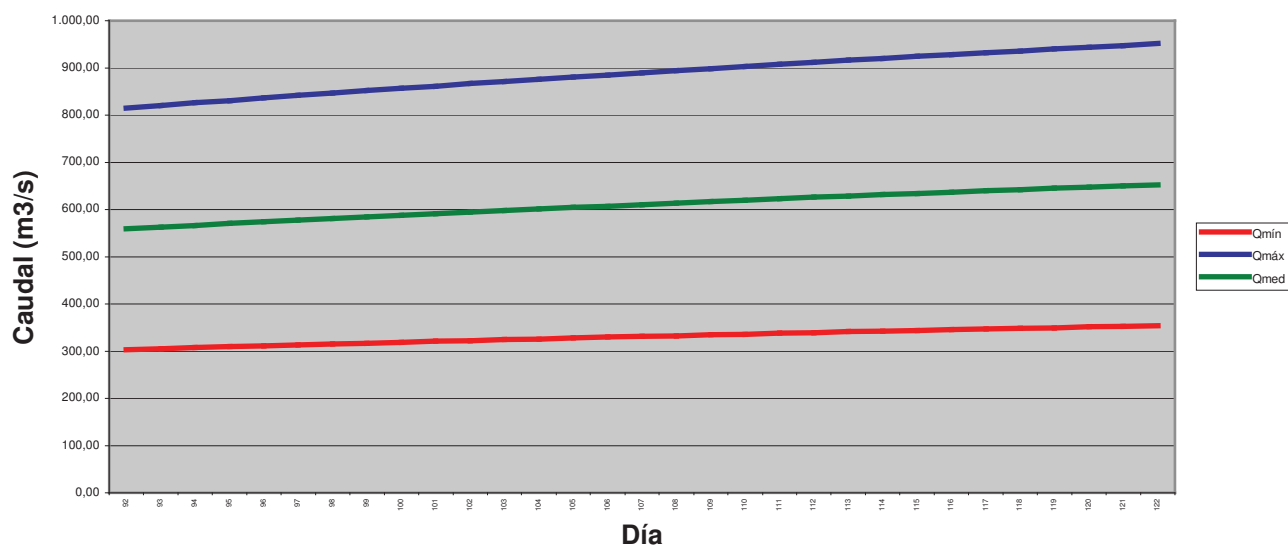
Octubre

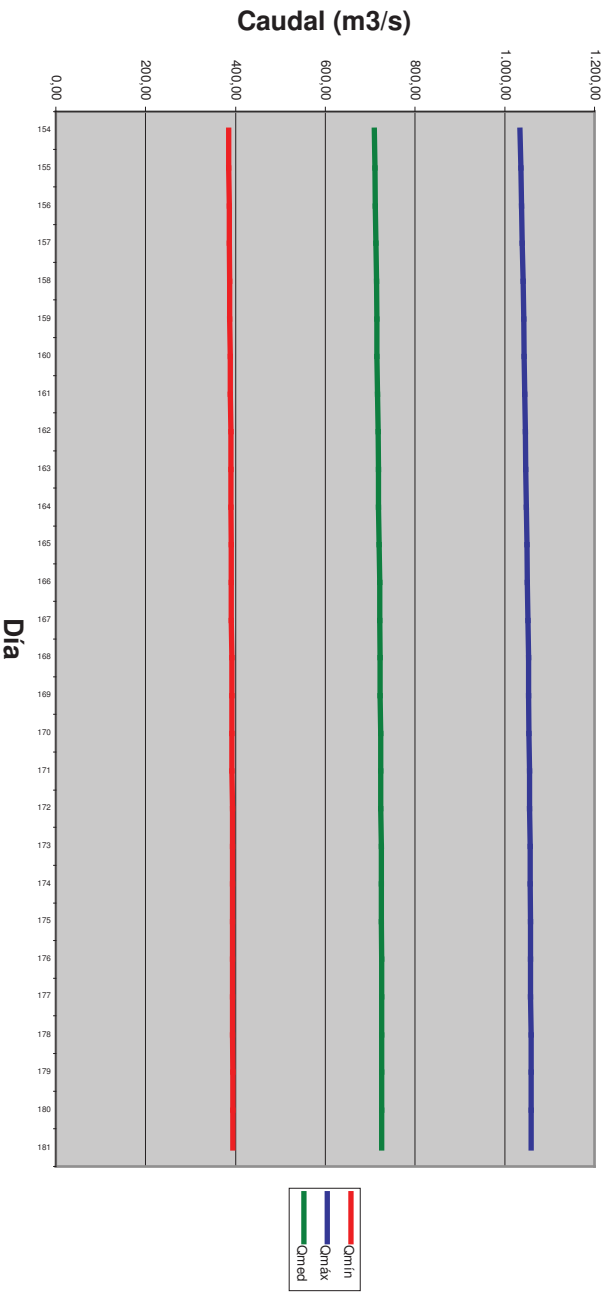
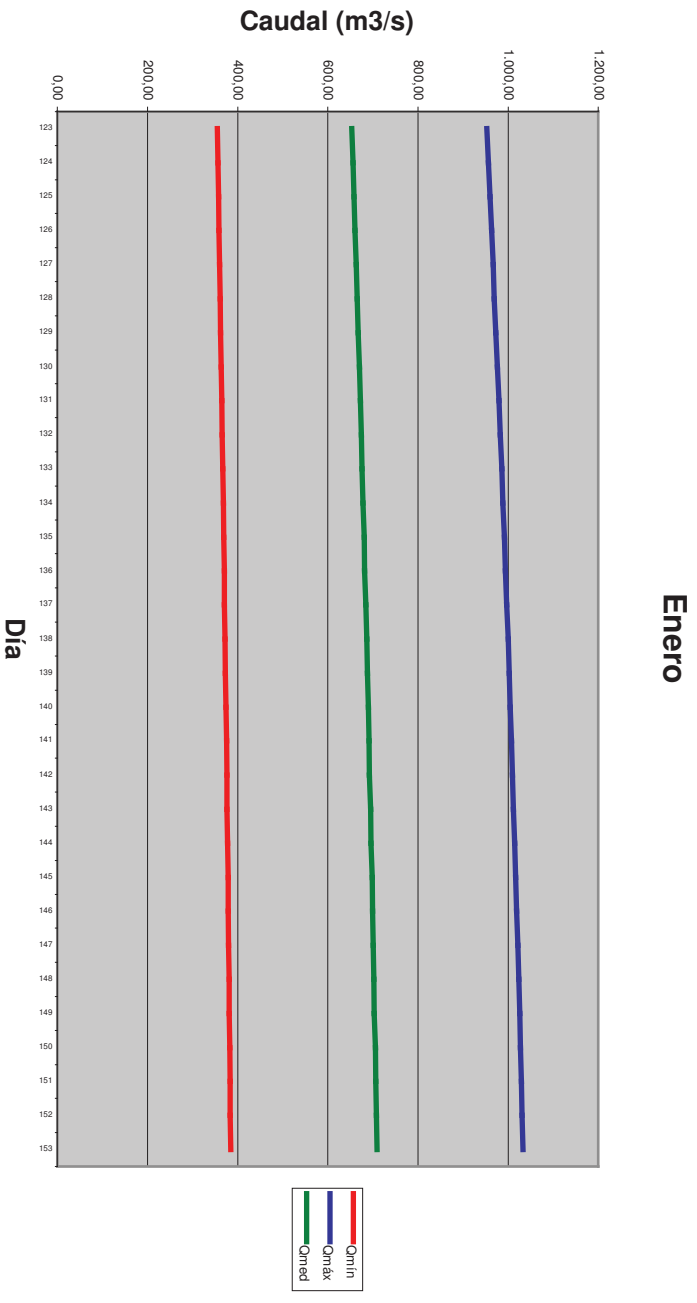


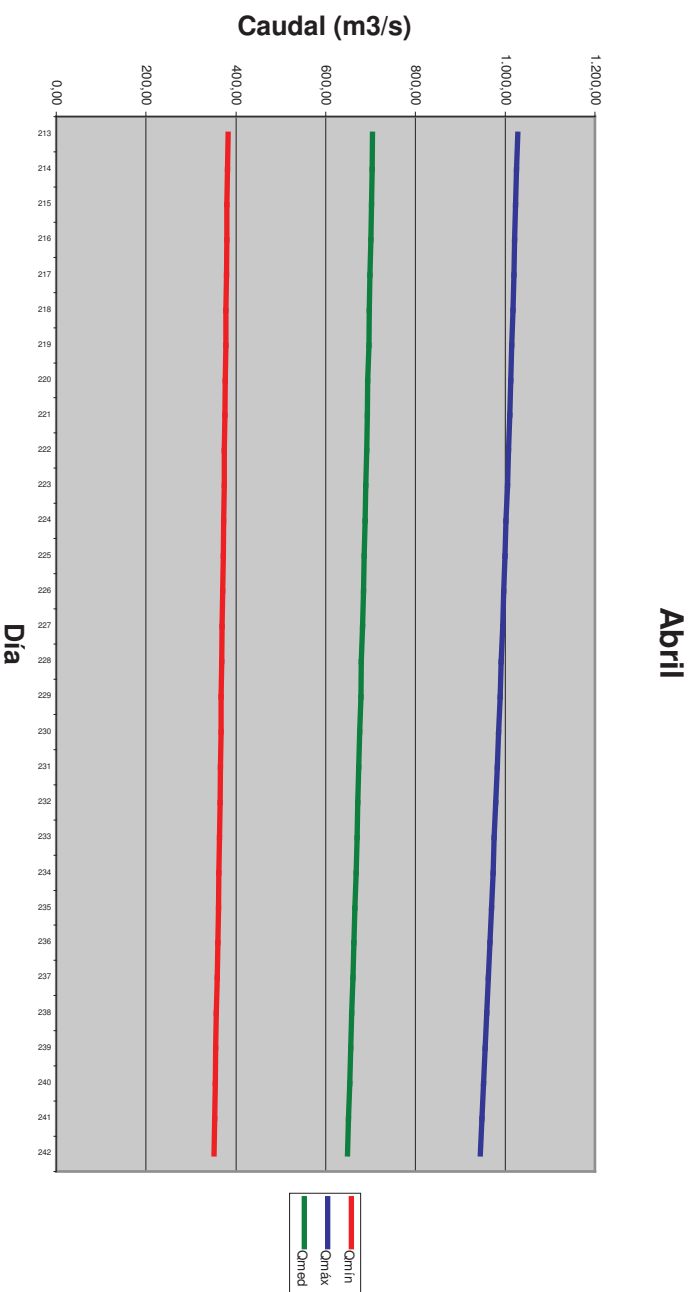
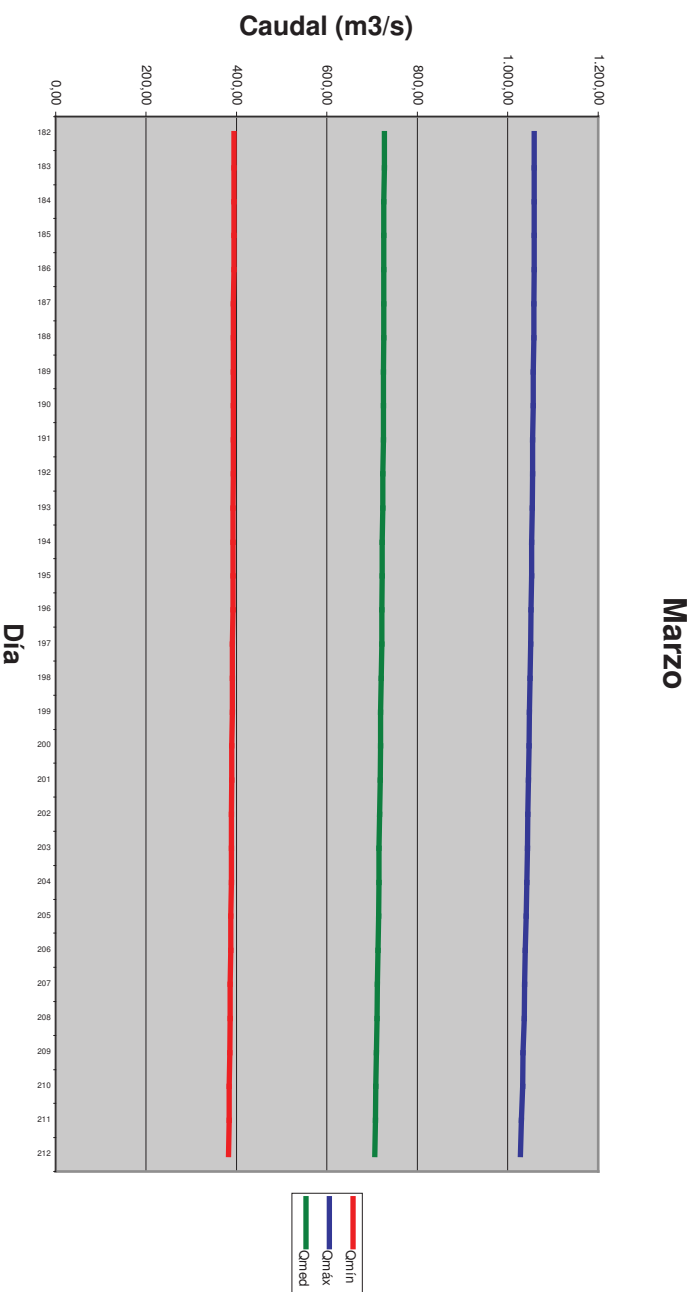
Noviembre



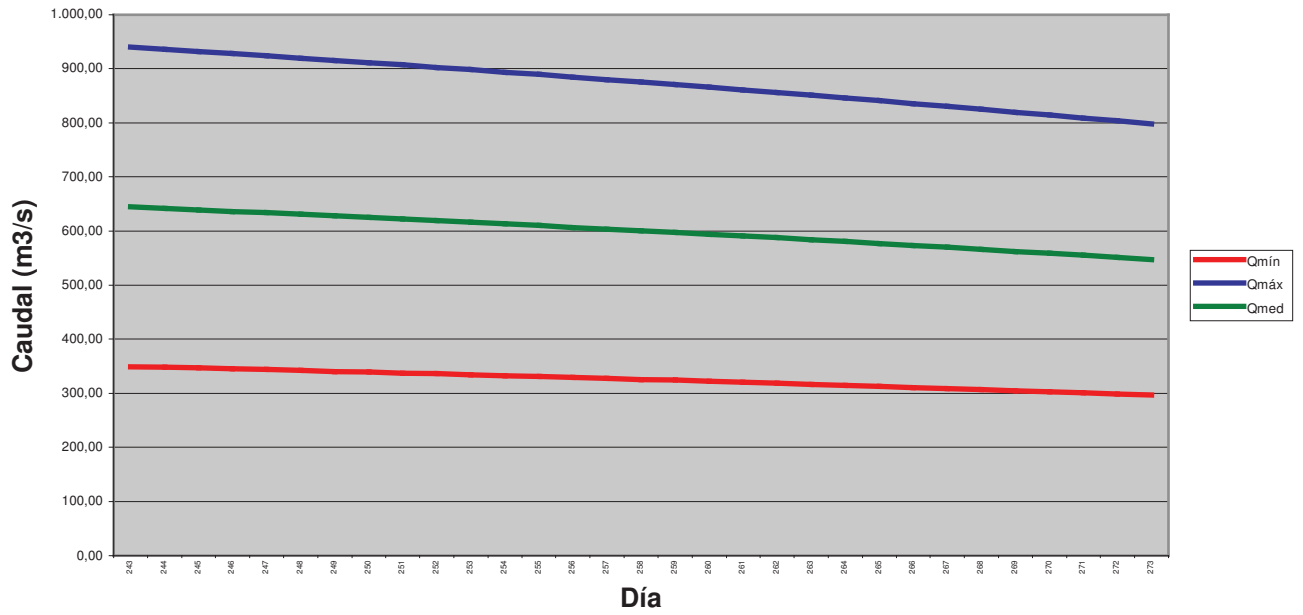
Diciembre



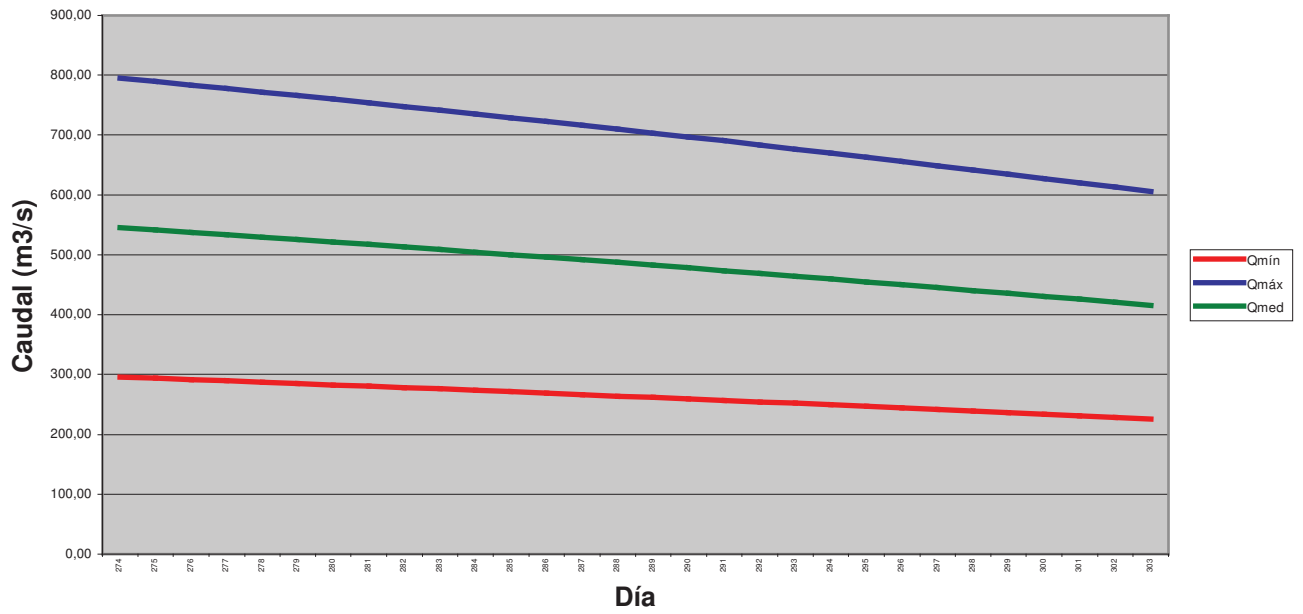


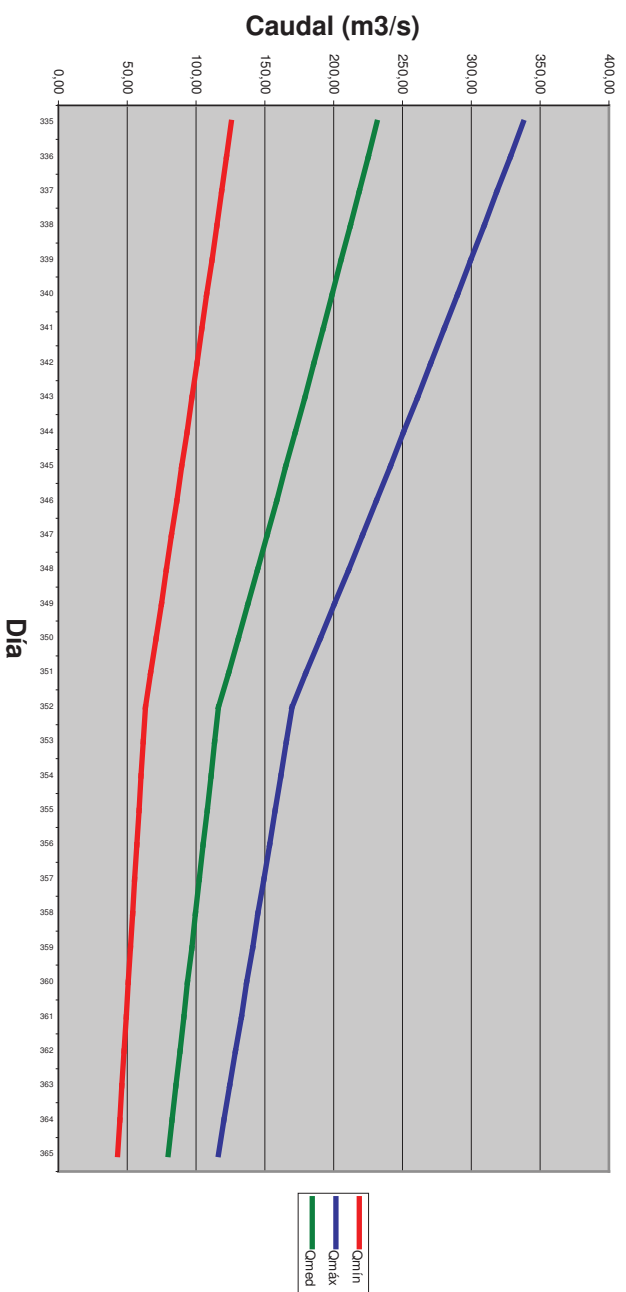
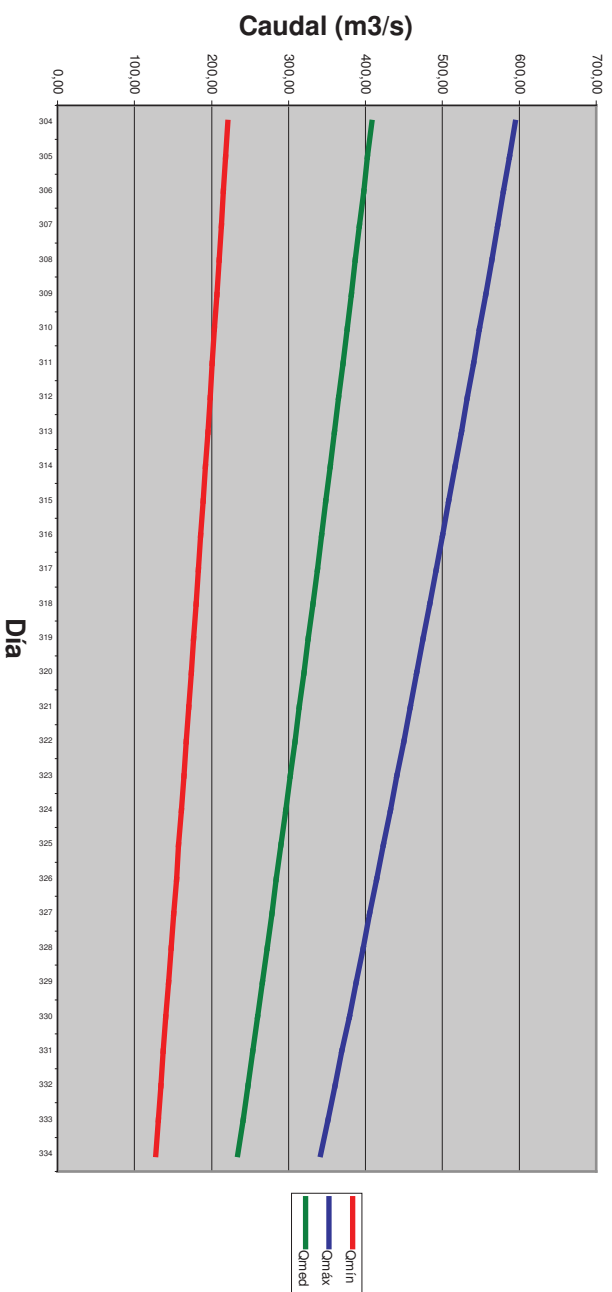


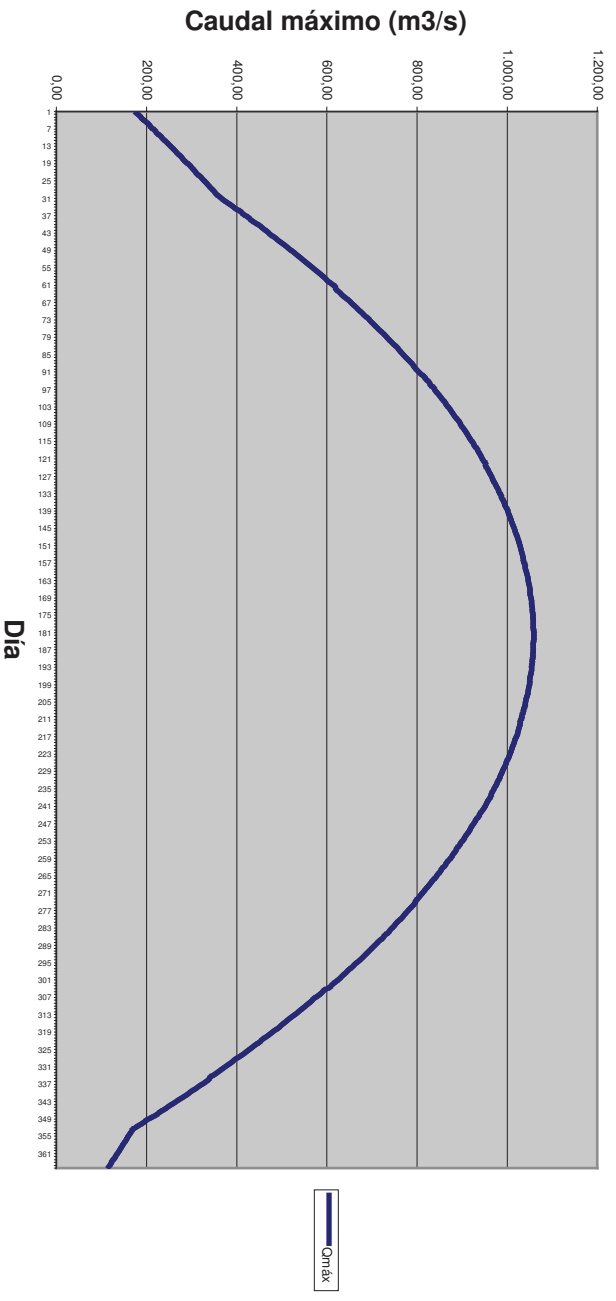
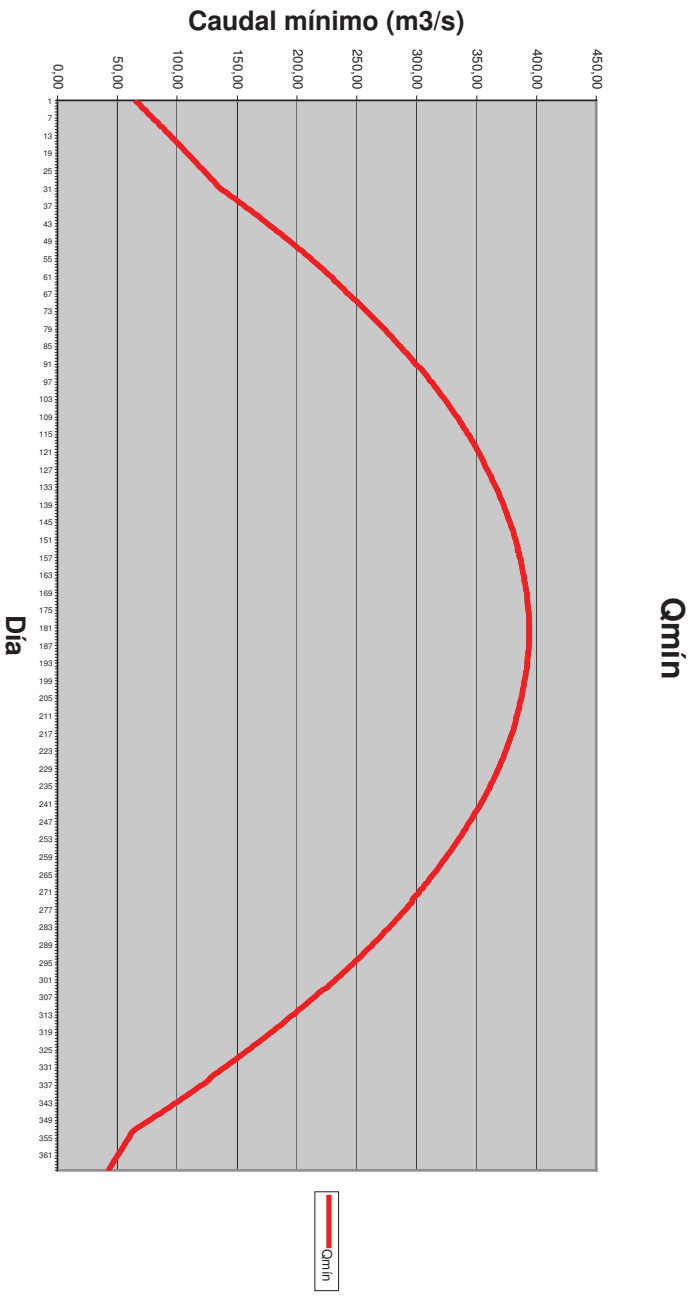
Mayo

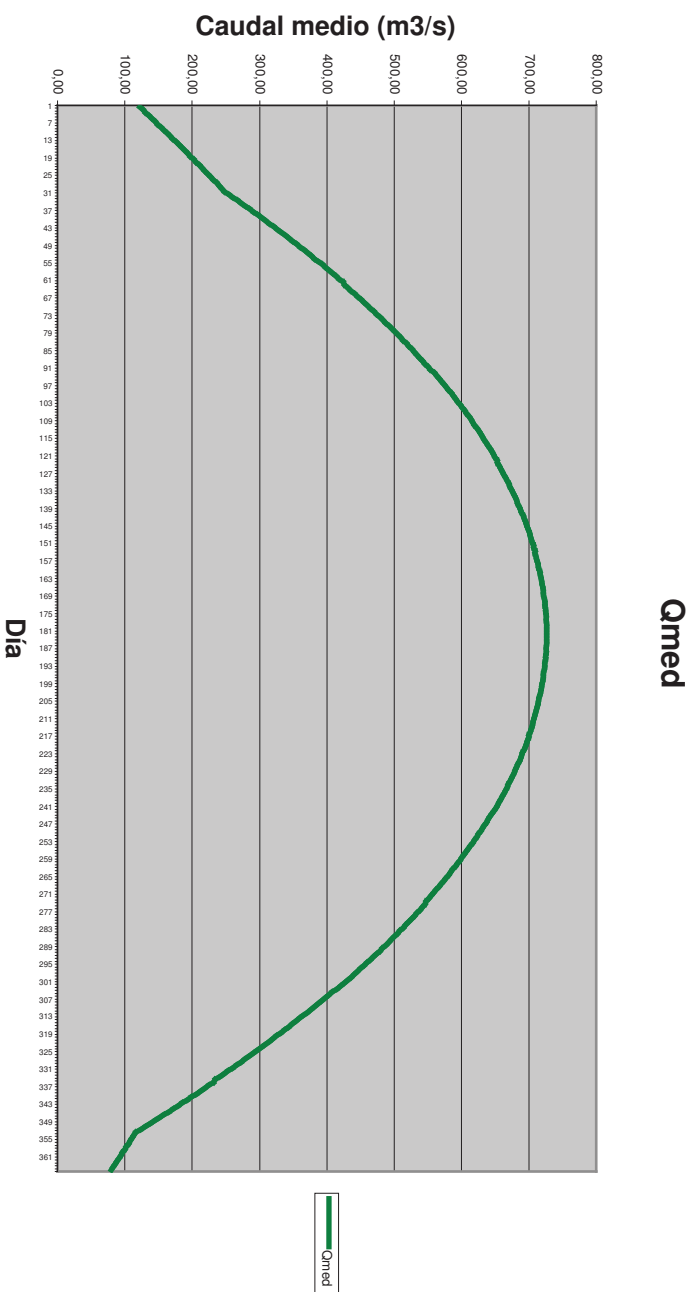


Junio

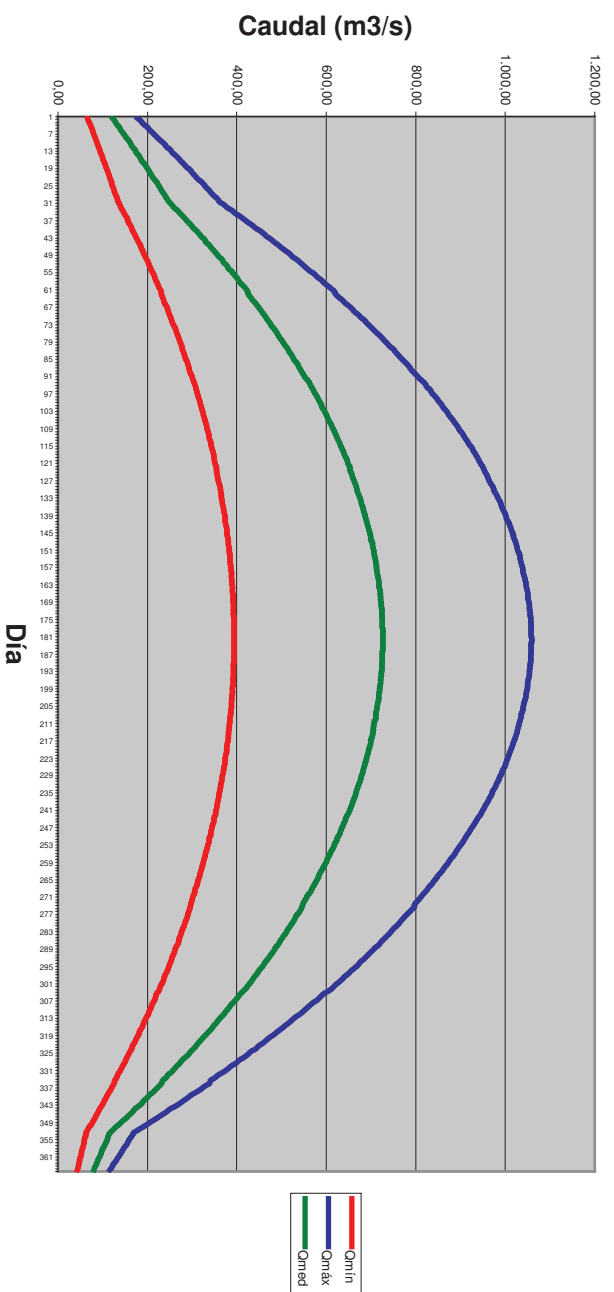








Régimen diario de caudales



5. TABLA DE CAUDALES MENSUALES EN TORTOSA. AÑOS HIDRÁULICOS 1913-14 A 1988-89

ESTACION DE TORTOSA										FORONOMICA Nº 27					
CAUDALES REGISTRADOS EN M3/SEG.															
AÑO	OCT	NOV	DIC	GEN	FEB	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	MEDIA	M-3	M-3-3
1.913-14	938	966	594	595	690	1000	612	687	611	516	284	327	652		
14-15	207	569	586	1344	1227	1277	1610	2213	1731	550	281	312	992	842	
15-16	570	857	1171	623	1304	2471	1253	1081	520	314	214	203	882	887	813
16-17	218	443	1357	780	1139	1039	1179	1607	921	329	213	225	788	710	760
17-18	213	398	389	752	360	577	1000	671	487	281	186	220	461	684	677
18-19	463	581	547	1002	1807	1203	1463	906	840	321	220	270	802	636	663
19-20	741	1224	861	714	552	1045	822	662	419	304	199	211	646	669	630
20-21	396	460	662	577	498	419	371	1518	996	250	240	335	560	583	592
21-22	302	224	423	708	875	704	1149	830	662	245	189	206	543	524	538
22-23	264	432	235	480	548	913	726	526	390	609	185	306	468	507	496
23-24	203	537	1128	822	540	693	856	484	284	194	181	199	510	456	482
24-25	220	277	474	259	298	496	852	651	498	302	180	182	391	482	485
25-26	205	650	576	573	1217	576	692	895	458	266	193	244	545	518	537
26-27	382	1061	818	757	595	1078	657	712	595	265	194	305	618	610	557
27-28	279	567	1238	856	803	1013	1232	761	649	238	169	178	685	543	575
28-29	207	462	451	502	575	387	107	410	660	168	46	186	347	571	556
29-30	255	639	569	609	802	1415	910	1125	1402	474	135	77	701	553	570
30-31	327	340	1328	656	1252	1497	711	607	337	120	63	98	611	587	548
31-32	211	568	455	282	218	470	395	614	727	929	234	275	448	505	513
32-33	349	380	1177	488	569	966	323	357	505	154	49	151	456	448	471
33-34	282	529	545	679	394	724	750	779	384	83	64	78	441	459	459
34-35	77	404	618	630	702	951	331	767	791	246	102	131	479	471	462
51-52	228	472	271	753	990	651	1114	629	339	218	128	134	494	455	464
52-53	203	505	731	729	678	595	283	191	386	276	66	74	393	466	440
53-54	513	272	437	677	1273	929	425	730	524	171	86	107	512	397	432
54-55	124	168	360	722	703	523	201	120	230	73	81	125	286	433	394
55-56	152	332	422	784	550	869	886	866	666	176	131	190	502	351	379
56-57	154	320	258	232	385	201	114	256	902	158	74	119	264	352	346
57-58	181	148	161	313	468	862	696	293	122	105	31	82	289	335	413
58-59	90	194	701	711	438	802	556	739	467	176	75	467	451	553	525
59-60	656	1086	2168	1272	1652	1407	749	612	707	351	205	161	919	687	668
60-61	1209	1173	1086	1913	1089	449	300	300	434	118	89	130	691	764	694
61-62	360	1060	1040	1110	1026	1343	994	540	366	170	75	112	683	632	653
62-63	250	394	586	1027	576	722	985	326	392	272	394	360	522	563	548
63-64	263	709	903	349	563	841	973	476	484	96	53	89	483	449	495
64-65	270	283	526	659	472	886	426	208	111	102	50	107	342	474	461
65-66	658	825	866	804	946	938	504	627	617	174	80	140	598	460	482
66-67	255	1044	890	518	472	654	658	268	213	127	93	97	441	511	489
67-68	138	789	848	1085	556	561	618	369	415	156	135	251	493	497	504
68-69	255	285	435	473	399	1158	1357	1001	565	318	185	251	557	503	497
AÑO	OCT	NOV	DIC	GEN	FEB	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	MEDIA	M-3	M-3-3

**6. TABLA DE CAUDALES MENSUALES EN TORTOSA
CORREGIDA CON EL ÍNDICE DE ESTACIONALIDAD. AÑOS
HIDRÁULICOS 1913-14 A 1988-89**

SERIE DE DATOS CORREGIDA CON EL INDICE DE ESTACIONALIDAD															
AÑO	OCT	NOV	DIC	GEN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	MEDIA	M-3	M-3-3
1.913-14	1538	969	483	459	468	649	456	552	569	1026	973	821	747	-	-
14-15	340	571	476	1037	833	829	1201	1777	1612	1094	962	783	960	843	-
15-16	935	860	952	481	885	1604	934	868	484	624	733	510	822	842	789
16-17	358	444	1103	602	773	674	879	1290	858	654	729	565	744	682	729
17-18	349	399	316	580	244	375	746	539	453	559	637	552	479	664	663
18-19	759	583	445	773	1227	781	1091	728	782	638	753	678	770	641	663
19-20	1215	1228	700	551	375	678	613	532	390	604	682	530	675	684	644
20-21	649	461	538	445	338	272	277	1219	927	497	822	841	607	607	616
21-22	495	225	344	546	594	457	857	667	616	487	647	517	538	558	562
22-23	433	433	191	370	372	593	541	422	363	1211	634	768	528	523	521
23-24	333	539	917	634	367	450	638	389	264	386	620	500	503	484	499
24-25	361	278	385	200	202	322	635	523	464	600	616	457	420	490	503
25-26	336	652	468	442	826	374	516	719	426	529	661	613	547	534	542
26-27	627	1064	665	584	404	700	490	572	554	527	664	766	635	603	558
27-28	458	569	1007	660	545	658	919	611	604	473	579	447	627	537	562
28-29	340	463	367	387	390	251	80	329	615	334	158	467	348	546	532
29-30	418	641	463	470	545	918	679	903	1305	942	462	193	662	512	547
30-31	536	341	1080	506	850	972	530	487	314	239	216	246	526	584	534
31-32	346	570	370	218	148	305	295	493	677	1847	801	690	563	506	518
32-33	572	381	957	376	386	627	241	287	470	306	168	379	429	465	466
33-34	463	531	443	524	268	470	559	626	358	165	219	196	402	426	443
34-35	126	405	503	486	477	617	247	616	737	489	349	329	448	439	432
51-52	374	473	220	581	672	423	831	505	316	433	438	336	467	431	437
52-53	333	506	594	562	460	386	211	153	359	549	226	186	377	441	416
53-54	841	273	355	522	864	603	317	586	488	340	295	269	479	375	408
54-55	203	168	293	557	477	339	150	96	214	145	277	314	270	409	375
55-56	249	333	343	605	373	564	661	695	620	350	449	477	477	342	363
56-57	253	321	210	179	261	130	85	206	840	314	253	299	279	338	337
57-58	297	148	131	241	318	560	519	235	114	209	106	206	257	332	399
58-59	148	195	570	548	297	521	415	593	435	350	257	1172	458	529	511
59-60	1076	1089	1763	981	1122	913	559	491	658	698	702	404	871	673	642
60-61	1983	1176	883	1476	739	291	224	241	404	235	305	326	690	724	676
61-62	590	1063	846	856	697	872	741	434	341	338	257	281	610	630	633
62-63	410	395	476	792	391	469	720	262	365	541	1349	904	590	545	541
63-64	431	711	734	269	382	546	726	382	451	191	182	223	436	447	478
64-65	443	284	428	508	320	575	318	167	103	203	171	269	316	442	442
65-66	1079	827	704	620	642	609	376	503	575	346	274	351	576	437	458
66-67	418	1047	724	400	320	424	491	215	198	253	319	244	421	494	473
67-68	226	791	690	837	377	364	461	296	386	310	462	630	486	488	491
68-69	418	286	354	365	271	752	1012	804	526	632	634	630	557	492	490
69-70	530	344	445	960	633	490	271	233	302	338	322	324	433	491	501
70-71	238	176	212	241	233	216	425	1262	906	740	548	608	484	521	513
71-72	467	377	441	524	966	656	547	537	644	618	753	1225	646	528	517

AÑO	OCT	NOV	DIC	GEN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	MEDIA	M-3	M-3-3
72-73	841	481	344	416	479	334	233	175	529	469	753	404	455	502	492
73-74	331	235	189	201	226	587	688	313	287	537	555	718	406	446	446
74-75	640	505	335	212	380	227	584	382	737	690	462	560	476	389	424
75-76	369	345	354	235	285	228	249	164	176	352	346	329	286	437	426
76-77	239	430	294	564	532	302	183	556	1038	730	983	746	550	453	471
77-78	700	275	290	295	1118	831	574	642	424	443	421	264	523	523	477
78-79	238	200	182	484	1190	447	659	450	841	392	366	522	498	456	455
79-80	671	472	302	369	181	177	207	330	325	358	315	459	347	385	380
80-81	313	226	350	678	246	140	262	271	147	338	322	439	311	300	341
81-82	213	202	149	339	311	394	175	96	144	199	319	372	242	338	334
82-83	302	791	842	492	302	371	424	259	166	416	483	705	463	363	377
83-84	349	264	228	246	350	270	312	475	534	416	483	705	386	430	380
84-85	349	666	433	430	416	316	248	391	292	348	716	705	443	347	359
85-86	138	166	89	123	318	232	316	327	207	217	219	201	213	298	332
86-87	251	262	155	171	361	216	285	125	82	251	349	367	240	351	327
87-88	472	390	464	420	654	375	799	601	680	1024	747	577	600	333	-
88-89	341	255	166	124	69	43	77	153	59	213	250	156	159	-	-
MEDIA	496	496	496	496	496	496	496	496	496	496	496	496	496		
IND. EST.	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			

σ 163
 CV 33

NOTA: Muchas variables hidráulicas y sobre todo gran parte de las referidas a fenómenos hidrológicos como el caudal de los ríos, vienen influidas predominantemente por las estaciones del año, dándose lugar, de esta forma, a movimientos cíclicos dentro de un mismo periodo anual, incluso en ciclos más cortos. Resulta interesante, en muchas ocasiones, llegar al conocimiento exhaustivo de la serie temporal una vez eliminadas las variaciones estacionales, es decir, de la conducta cuantificable del fenómeno en estudio, cuyos valores “se hubieran observado a lo largo del tiempo si no hubiese existido la influencia estacional”. Pues bien, conocidos los índices de variación estacional, que pueden verse para cada mes en la última fila de la tabla anterior sin corregir, resulta factible obtener la serie de caudales desestacionalizada, con lo que bastará con dividir cada valor de la serie observada por el índice estacional mensual correspondiente.

7. GRÁFICOS CORRESPONDIENTES A LAS TABLAS ANTERIORES

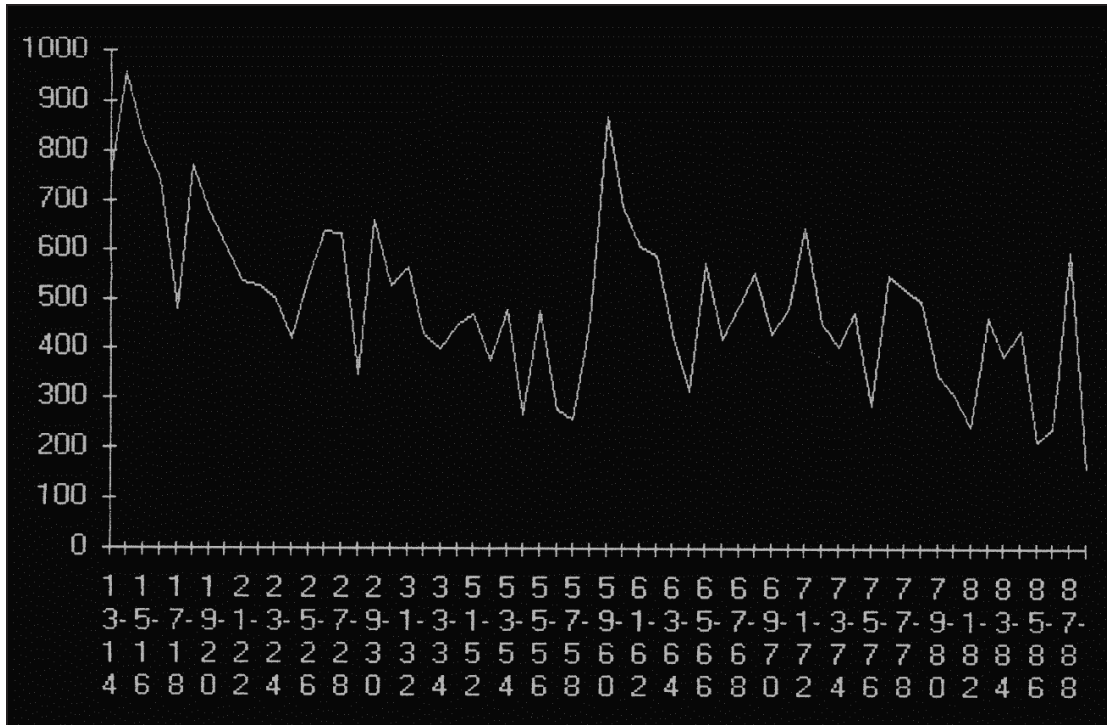


Fig. A2-1. Medias anuales (gráfica).

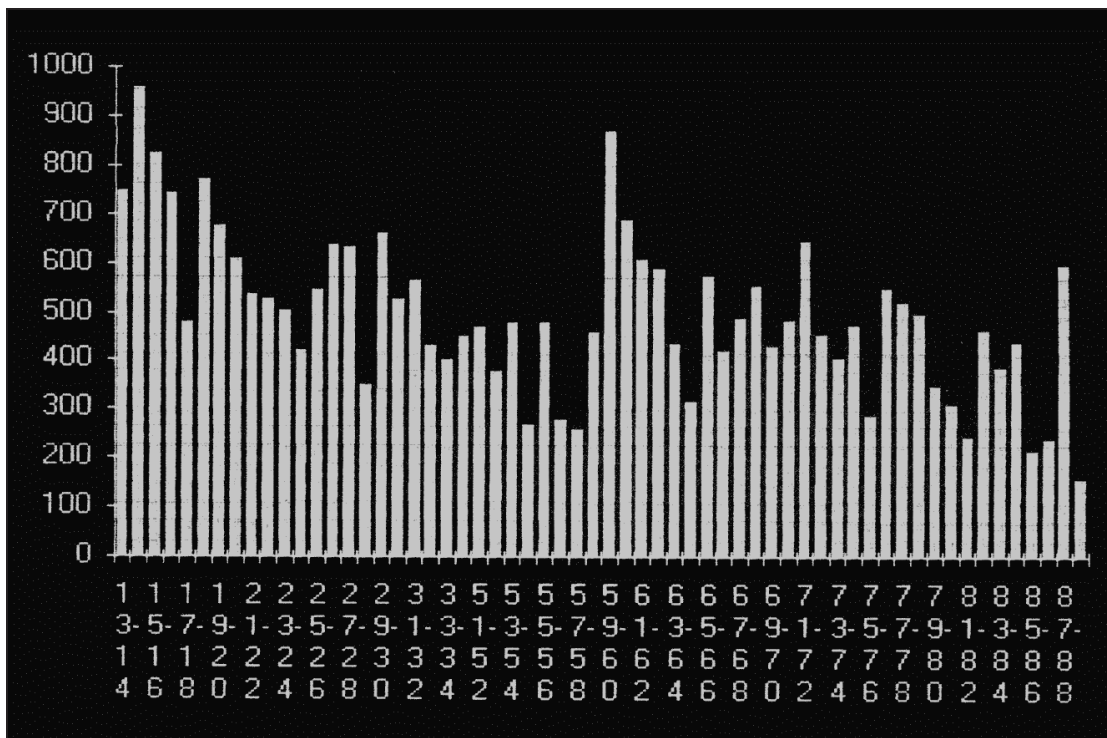


Fig. A2-2. Medias anuales (histograma).

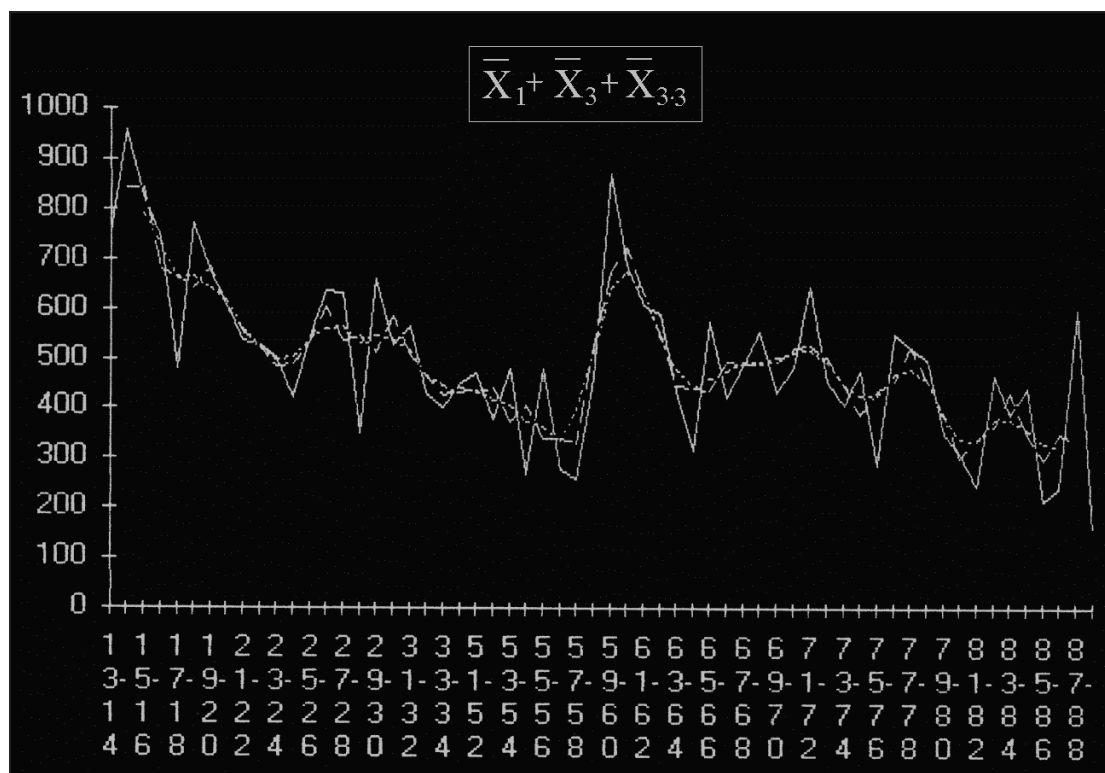


Fig. A2-7. Medias móviles composición (gráfica).

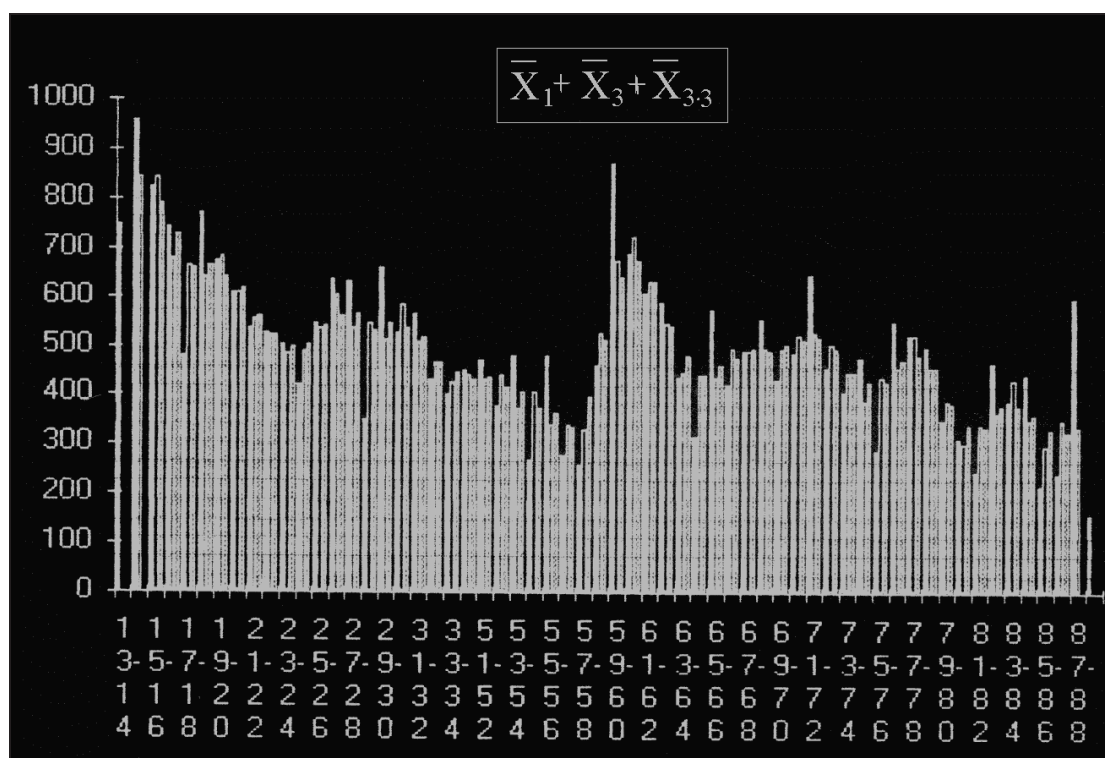


Fig. A2-8. Medias móviles composición (histograma).

8. TABLAS DE CAUDALES DIARIOS Y NIVEL DE LA LÁMINA DE AGUA EN TORTOSA. AÑOS HIDRÁULICOS 1988-89 A 1994-95

ESTACIÓN DE AFORO 27. RIO EBRO A SU PASO POR TORTOSA																																	
CAUDALES DIARIOS (m ³ /s) Y NIVEL DE LA LÁMINA DE AGUA (m)																																	
1988 - 89																																	
AÑO	DIA	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.																				
	1	1,21	237	1,34	272	1,32	267	1,35	275	0,87	149	0,58	84	0,54	77	0,85	144	0,62	92	0,49	68	0,60	88	0,48	67								
	2	1,41	292	1,23	242	1,22	239	1,00	181	0,88	151	0,58	84	0,50	70	0,86	146	0,62	92	0,49	68	0,60	88	0,48	67								
	3	1,15	221	1,24	245	1,21	237	1,01	184	0,89	154	0,58	84	0,50	70	0,91	158	0,62	92	0,49	68	0,61	90	0,48	67								
	4	1,14	218	1,29	258	1,18	229	0,97	173	0,89	154	0,53	75	0,71	111	1,24	245	0,62	92	0,55	79	0,61	90	0,48	67								
	5	1,08	202	1,30	261	1,17	226	0,94	166	0,88	151	0,55	79	0,71	111	1,45	304	0,62	92	0,55	79	0,59	86	0,62	92								
	6	1,14	218	1,27	253	1,27	253	1,02	186	0,90	156	0,55	79	0,67	102	1,64	360	0,62	92	0,79	130	0,72	113	0,62	92								
	7	1,21	237	1,30	261	1,16	223	0,99	178	0,87	149	0,61	90	0,67	102	0,98	176	0,51	72	0,78	127	0,72	113	0,57	83								
	8	1,13	215	1,34	272	1,13	215	0,96	171	0,87	149	0,61	90	0,68	105	0,98	176	0,58	84	0,93	163	0,53	75	0,57	83								
	9	1,27	253	1,33	269	1,14	218	1,02	186	0,89	154	0,68	105	0,51	72	1,28	256	0,58	84	0,90	156	0,53	75	0,53	75								
	10	1,19	231	1,35	275	1,17	226	1,05	194	0,68	105	0,68	105	0,51	72	1,26	250	0,49	68	0,99	178	0,55	79	0,50	70								
	11	1,17	226	1,39	286	1,21	237	1,09	204	0,68	105	0,60	88	0,55	79	1,46	306	0,52	74	0,95	168	0,55	79	0,50	70								
	12	1,18	229	1,36	278	1,17	226	1,05	194	0,68	105	0,52	74	0,55	79	1,50	318	0,52	74	0,94	166	0,43	59	0,48	67								
	13	1,19	231	1,34	272	1,23	242	1,06	197	0,54	77	0,52	74	0,51	72	1,50	318	0,58	84	0,74	118	0,57	83	0,48	67								
	14	1,15	221	1,29	258	1,24	245	1,16	223	0,53	75	0,50	70	0,51	72	1,14	218	0,58	84	0,96	171	0,57	83	0,43	59								
	15	1,21	237	1,30	261	1,18	229	1,01	184	0,53	75	0,50	70	0,47	65	1,26	250	0,54	77	0,87	149	0,59	86	0,43	59								
	16	1,25	248	1,30	261	1,27	253	0,98	176	0,57	83	0,53	75	0,45	62	1,09	204	0,54	77	0,73	116	0,59	86	0,50	70								
	17	1,24	245	1,29	258	1,22	239	1,00	181	0,57	83	0,53	75	0,45	62	1,08	202	0,55	79	0,78	127	0,57	83	0,52	74								
	18	1,29	258	1,47	309	1,21	237	1,00	181	0,68	105	0,55	79	0,48	67	1,18	229	0,50	70	0,77	125	0,57	83	0,52	74								
	19	1,22	239	1,31	264	1,29	258	1,11	210	0,61	90	0,58	84	0,48	67	1,12	212	0,53	75	0,81	134	0,60	88	0,51	72								
	20	1,16	223	1,46	306	1,27	253	1,09	204	0,61	90	0,58	84	0,44	60	1,06	197	0,53	75	0,81	134	0,60	88	0,51	72								
	21	1,17	226	1,33	269	1,05	194	1,03	189	0,65	98	0,54	77	0,44	60	1,04	191	0,53	75	0,80	132	0,60	88	0,63	94								
	22	1,11	210	1,33	269	1,03	189	1,02	186	0,65	98	0,54	77	0,41	56	0,99	178	0,55	79	0,59	86	0,64	96	0,63	94								
	23	1,12	212	1,48	312	1,05	194	0,80	132	0,65	98	0,52	74	0,43	59	1,12	212	0,55	79	0,63	94	0,64	96	0,56	81								
	24	1,10	207	1,57	339	1,10	207	0,70	109	0,65	98	0,52	74	0,43	59	1,10	207	0,50	70	0,63	94	0,61	90	0,50	70								
	25	1,10	207	1,34	272	1,05	194	1,00	181	0,70	109	0,51	72	1,14	218	1,04	191	0,48	67	0,66	100	0,61	90	0,50	70								
	26	1,12	212	1,40	289	1,03	189	1,06	197	0,61	90	0,51	72	1,24	245	0,99	178	0,48	67	0,66	100	0,62	92	0,53	75								
	27	1,13	215	1,46	306	1,11	210	1,06	197	0,61	90	0,51	72	1,20	234	0,80	132	0,59	86	0,61	90	0,65	98	0,53	75								
	28	1,16	223	1,38	283	1,06	197	0,92	161	0,57	83	0,57	83	1,02	186	0,80	132	0,59	86	0,61	90	0,65	98	0,56	81								
	29	1,16	223	1,39	286	1,09	204	0,87	149		0,57	83	1,02	186	0,80	88	0,60	88	0,48	67	0,67	102	0,49	68	0,56	81							
	30	1,21	237	1,37	281	1,17	226	0,88	151		0,55	79	1,22	239	0,60	88	0,48	67	0,63	94	0,49	68	0,59	86									
	31	1,24	245			1,16	223	0,88	151		0,55	79		0,60	88				0,63	94	0,63	94											
	Media	229	276	225	182	112	80	104	205	79	116	87	148																				
	Máx inst.	369	414	382	460	168	142	430	424	197	197	122	460																				
	Ap (Hm3)	613	715	603	488	270	215	269	549	205	311	233	4666																				

ESTACIÓN DE AFORO 27. RIO EBRO A SU PASO POR TORTOSA
CAUDALES DIARIOS (m³/s) Y NIVEL DE LA LAMINA DE AGUA (m)

AÑO

1989 -90

DIA	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.													
1	0,54	77	0,56	81	0,97	173	0,99	178	1,07	199	1,00	181	0,54	77	1,58	342	0,83	139	0,95	168	0,69	107	0,65	98	
2	0,54	77	0,54	77	1,00	181	0,96	171	1,08	202	1,02	186	0,50	70	0,83	139	0,34	142	0,32	137	0,76	112	0,69	107	
3	0,52	74	0,53	75	0,94	166	1,02	186	1,15	221	0,92	161	0,52	74	0,98	176	0,66	100	0,72	113	0,77	125	0,66	100	
4	0,52	74	0,58	84	0,94	166	1,02	186	1,04	191	0,72	113	0,51	72	1,08	202	0,74	118	0,65	98	0,81	134	0,70	109	
5	0,52	74	0,58	84	0,94	166	0,95	168	1,02	186	0,71	111	0,50	70	1,00	181	0,67	102	0,63	94	0,85	144	0,67	102	
6	0,52	74	0,59	86	0,92	161	0,93	163	1,11	210	0,60	88	0,52	74	0,69	107	0,59	86	0,53	75	0,71	111	0,68	105	
7	0,56	81	0,61	90	0,95	168	0,92	161	1,13	215	0,67	102	0,55	79	0,73	116	0,67	102	0,63	94	0,68	105	0,68	105	
8	0,52	74	0,60	88	0,95	168	0,92	161	1,12	212	0,68	105	0,56	81	0,73	116	0,81	134	0,54	77	0,65	98	0,68	105	
9	0,50	70	0,60	88	0,96	171	0,90	156	1,10	207	0,72	113	0,58	84	0,71	111	0,77	125	0,31	134	0,67	102	0,68	105	
10	0,52	74	0,59	86	0,96	171	0,93	163	0,97	173	0,59	86	0,69	107	0,74	118	0,55	79	0,61	90	0,66	100	0,68	105	
11	0,56	81	0,59	86	0,98	176	0,90	156	0,96	171	0,68	105	0,75	120	0,82	137	0,60	88	0,62	92	0,74	118	0,71	111	
12	0,52	74	0,60	55	0,98	176	0,88	151	0,98	176	0,50	70	0,73	116	0,79	130	0,57	83	0,60	88	0,66	100	0,68	105	
13	0,50	70	0,58	84	1,02	186	0,88	151	0,98	176	0,49	68	0,77	125	0,77	125	0,73	116	0,51	72	0,65	98	0,71	111	
14	0,50	70	0,64	96	1,00	181	0,90	156	1,00	181	0,49	68	0,73	116	0,83	139	0,89	154	0,58	84	0,67	102	0,71	111	
15	0,50	70	0,71	111	0,99	178	0,97	173	1,04	191	0,49	68	0,72	113	0,74	118	1,01	184	0,56	81	0,66	100	0,72	113	
16	0,50	70	0,94	166	1,00	181	1,06	197	1,07	199	0,48	67	0,70	109	0,76	122	1,78	405	0,68	105	0,63	94	0,69	107	
17	0,48	67	0,95	168	1,01	184	1,05	194	1,04	191	0,49	68	0,69	107	0,82	137	1,00	289	0,72	113	0,69	107	0,70	109	
18	0,50	70	1,07	199	1,04	191	1,10	207	0,96	171	0,48	67	0,69	107	0,78	127	1,09	204	0,79	130	0,63	94	0,68	105	
19	0,48	67	0,90	156	1,03	189	1,11	210	1,06	197	0,49	68	0,10	109	0,81	114	1,24	245	0,78	127	0,68	105	0,65	98	
20	0,46	64	0,90	156	0,98	176	1,04	191	1,09	204	0,50	70	0,70	109	0,80	132	1,63	357	0,73	116	0,63	94	0,74	118	
21	0,45	62	0,91	158	0,98	176	0,99	178	1,12	212	0,49	68	0,73	116	0,81	134	1,19	231	0,67	102	0,64	96	0,69	107	
22	0,43	59	0,92	161	0,91	158	1,06	197	1,08	202	0,48	67	0,69	107	0,68	105	0,98	176	0,63	94	0,60	88	0,68	105	
23	0,45	62	1,12	212	0,86	146	1,10	207	1,12	212	0,49	68	0,68	105	0,67	102	1,01	184	0,68	105	0,61	90	0,7	109	
24	0,45	62	0,98	176	0,96	171	1,08	202	1,02	186	0,52	74	0,89	154	0,78	127	1,01	184	0,68	105	0,61	90	0,70	109	
25	0,44	60	0,94	166	0,96	171	1,06	197	1,00	181	0,58	84	2,32	586	0,35	144	0,81	134	0,70	109	0,62	92	0,70	109	
26	0,46	64	0,96	171	0,96	171	1,09	204	0,94	166	0,47	65	2,20	544	0,85	144	0,89	154	0,70	109	0,64	96	0,70	109	
27	0,51	72	0,99	178	1,16	223	1,08	202	1,04	191	0,70	109	2,05	493	0,81	134	0,30	132	0,73	116	0,60	88	0,66	100	
28	0,55	79	0,96	171	1,19	231	1,02	186	1,02	186	0,70	109	1,94	456	0,68	105	0,79	130	0,75	120	0,74	118	0,65	98	
29	0,52	74	0,98	176	1,21	237	1,02	186	1,02	186	0,70	109	1,69	376	0,69	107	0,79	130	0,79	130	0,65	98	0,68	105	
30	0,52	74	0,98	176	1,22	239	1,10	207	1,02	186	0,67	102	0,85	144	1,03	189	0,88	151	0,74	118	0,61	90	0,70	109	
31	0,55	79	1,12	212	1,10	207	1,10	207	1,10	207	0,60	88	0,71	111	0,71	111	0,69	107	0,62	107	0,62	92	0,70	109	
Media	71	130	182	182	193	193	193	193	193	193	193	193	193	167	167	139	162	162	162	107	107	103	103	136	
Máx. inst.	111	283	324	324	289	289	289	289	289	289	402	402	733	733	520	558	558	558	558	242	242	191	178	733	2.70
Ap (Hm ³)	190	337	487	487	467	467	467	467	467	467	252	252	432	432	372	421	421	421	421	266	266	277	277	4284	

ESTACIÓN DE AFORO 27. RIO EBRO A SU PASO POR TORTOSA
CAUDALES DIARIOS (m³/s) Y NIVEL DE LA LAMINA DE AGUA (m)

1990 -91

AÑO	DIA	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.												
	1	0,75	120	0,96	171	0,90	156	1,26	250	1,59	345	1,37	281	2,18	537	2,36	601	1,41	292	0,58	84	1,01	184	0,82	137
	2	0,85	144	0,85	144	0,93	163	1,45	304	1,33	269	1,28	256	2,07	500	2,32	586	1,29	258	0,58	84	0,99	178	0,82	137
	3	0,83	139	0,88	151	0,92	161	2,09	507	1,34	272	1,09	204	2,20	544	2,52	663	1,29	258	0,59	86	0,99	178	0,80	132
	4	0,80	132	0,88	151	0,97	173	2,03	486	1,32	267	1,27	253	2,54	671	3,01	867	1,15	221	0,59	86	1,00	181	0,79	130
	5	0,69	107	0,86	146	0,91	158	1,95	460	1,33	269	1,34	272	2,52	663	3,10	907	1,18	229	0,59	86	1,01	184	0,79	130
	6	0,68	105	0,88	151	0,96	171	1,66	367	1,38	283	1,31	264	2,20	544	3,10	907	1,23	242	0,59	86	1,02	186	0,80	132
	7	0,73	116	0,91	158	0,92	161	1,40	289	1,47	309	1,48	312	1,77	401	3,19	948	1,35	275	0,58	84	1,04	191	0,79	130
	8	0,84	142	0,89	154	0,81	134	1,58	342	1,52	324	1,50	318	1,77	401	3,62	1154	1,13	215	0,58	84	1,02	186	0,80	132
	9	0,83	139	0,92	161	0,98	176	1,41	292	1,42	295	2,11	513	1,68	373	3,64	1165	1,04	191	0,58	84	0,98	176	0,82	137
	10	0,84	166	0,86	146	0,88	151	1,48	312	1,23	242	2,04	490	2,00	476	3,78	1238	1,07	199	0,57	83	0,98	176	0,79	130
	11	0,92	161	0,88	151	1,04	191	1,53	327	1,36	278	1,69	376	1,65	364	3,63	1160	1,00	181	0,58	84	1,00	181	0,79	130
	12	0,97	173	0,89	154	1,52	324	1,62	354	1,43	298	1,96	430	1,84	424	3,64	1165	0,82	137	0,60	88	0,97	173	0,82	137
	13	0,85	144	1,03	189	1,45	304	1,61	351	1,41	292	1,92	450	1,64	360	3,56	1125	0,74	118	0,60	88	0,96	171	0,81	134
	14	0,80	132	1,04	191	1,47	309	1,59	345	1,4	289	1,80	411	1,77	401	3,00	862	0,74	118	0,60	88	0,93	163	0,73	127
	15	0,84	142	0,98	176	1,55	333	1,63	357	1,48	312	1,93	453	2,24	558	3,01	867	0,96	171	0,61	90	0,94	166	0,77	125
	16	0,88	151	0,95	168	1,44	301	1,68	373	1,46	306	1,97	466	2,68	725	2,36	601	0,70	109	0,72	113	0,90	156	0,76	122
	17	0,90	156	0,94	166	1,47	309	1,60	348	1,32	267	1,87	433	3,32	1010	2,52	663	0,68	105	0,80	132	0,93	163	0,75	120
	18	0,86	146	0,85	144	1,71	382	1,48	312	1,25	248	1,86	430	3,73	1238	2,56	678	0,66	100	0,98	176	0,90	156	0,77	125
	19	0,92	161	0,83	139	1,87	433	1,63	357	1,28	256	1,72	385	3,26	981	2,21	548	0,69	107	1,05	194	0,92	161	0,76	122
	20	0,87	149	0,84	142	1,81	414	1,62	354	1,25	248	1,72	365	3,59	1139	1,85	427	0,69	107	1,05	194	0,96	171	0,77	125
	21	0,91	158	0,89	154	1,66	367	1,65	364	1,36	278	1,67	370	2,84	790	2,41	620	0,67	102	1,05	194	0,95	168	0,78	127
	22	1,01	184	0,90	156	1,45	304	1,59	345	1,45	304	1,88	437	2,65	714	2,42	624	0,60	88	1,05	194	0,98	176	0,35	144
	23	1,09	204	0,87	149	1,45	304	1,65	364	1,44	301	1,84	424	2,64	710	2,07	500	0,60	88	1,01	184	0,92	161	0,79	130
	24	1,15	221	0,90	156	1,17	226	1,63	357	1,47	253	2,08	503	2,63	706	1,68	373	0,59	86	0,95	168	0,86	146	0,78	127
	25	1,24	245	0,94	166	1,31	164	1,41	292	1,13	215	2,28	572	2,62	702	1,60	348	0,59	86	0,93	163	0,85	144	0,81	142
	26	0,96	171	0,92	161	1,10	207	1,50	318	1,19	231	3,31	1005	2,60	694	1,28	256	0,59	86	0,92	161	0,87	119	0,83	139
	27	0,84	166	0,92	161	1,16	223	1,51	321	1,47	309	3,30	1000	2,63	706	1,44	301	0,58	84	0,92	161	0,85	144	0,80	132
	28	0,96	171	0,89	154	1,45	354	1,48	312	1,45	304	3,11	912	2,61	698	1,20	234	0,58	84	0,93	163	0,82	137	0,73	116
	29	1,01	184	0,88	151	1,78	405	1,69	376	3,20	952	2,60	694	1,16	223	0,58	84	0,58	84	1,01	184	0,34	142	0,71	111
	30	1,01	184	0,84	142	1,47	309	1,63	357	2,80	772	2,58	686	1,18	229	0,58	84	0,58	84	0,99	178	0,83	139	0,65	98
	31	1,25	248			1,34	272	1,51	341	2,25	562	1,36	278							0,99	178	0,86	144		
	Media	160	157	261	349	281	480	647	681	150	130	165	129	299											
	Máx inst.	336	301	601	671	401	1286	1311	1280	417	207	212	168	1311											
	Ap (l/m ³)	428	406	659	934	679	1286	1677	1824	389	348	443	333	9446											

ESTACIÓN DE AFORO 27. RIO EBRO A SU PASO POR TORTOSA
CAUDALES DIARIOS (m3/s) Y NIVEL DE LA LAMINA DE AGUA (m)

1991 -92

AÑO	DIA	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.													
	1	0,61	90	0,60	88	1,89	440	0,82	154	0,79	148	0,48	88	0,73	135	1,02	200	0,92	177	1,37	284	0,72	133	0,50	91	
	2	0,61	90	0,60	88	1,76	398	0,84	181	0,80	150	0,46	84	0,73	135	0,78	146	1,03	202	1,46	307	0,72	133	0,45	83	
	3	0,64	96	0,60	88	1,82	417	1,04	204	0,76	142	0,46	84	0,84	159	0,92	177	1,39	289	1,70	371	0,72	133	0,45	83	
	4	0,61	90	0,60	88	2,07	500	0,88	168	0,73	135	0,46	84	1,50	317	1,32	271	1,59	341	2,16	506	0,72	133	0,45	83	
	5	0,62	92	0,60	88	2,10	510	0,88	168	0,73	135	0,45	83	1,72	376	1,10	218	1,15	230	1,92	433	0,72	133	0,45	83	
	6	0,60	88	0,60	88	1,89	424	0,80	150	0,74	137	0,43	79	1,86	415	1,30	266	0,82	154	1,42	296	0,72	133	0,46	84	
	7	0,63	94	0,60	88	1,50	317	0,89	170	0,76	142	0,42	77	2,58	637	1,36	281	1,13	225	1,34	276	0,72	133	0,52	95	
	8	0,68	105	0,59	86	1,48	312	0,92	177	0,74	137	0,39	72	2,54	624	1,41	294	0,90	172	1,45	304	0,73	135	0,64	117	
	9	0,66	100	0,60	88	1,48	312	0,64	117	0,76	142	0,37	69	2,30	549	1,29	264	0,86	163	1,42	296	0,76	142	0,71	131	
	10	0,70	109	0,71	111	1,68	366	0,63	115	0,75	140	0,37	69	2,90	744	1,10	218	1,36	281	1,30	266	0,68	125	0,67	123	
	11	0,76	122	0,60	88	1,74	382	0,78	146	0,76	142	0,34	64	3,13	848	1,02	200	1,62	349	1,28	261	0,68	125	0,64	117	
	12	0,67	102	0,58	84	1,60	344	0,74	137	0,72	133	0,36	67	2,76	694	1,36	281	1,40	291	0,98	190	0,68	125	0,60	172	
	13	0,74	118	0,60	88	1,41	294	0,72	133	0,70	129	0,30	67	2,21	521	1,22	247	1,61	347	1,08	213	0,66	121	0,69	127	
	14	0,70	109	0,59	86	1,40	291	0,64	117	0,70	129	0,36	67	2,28	543	0,79	148	1,33	274	0,98	190	0,64	117	0,73	135	
	15	0,68	105	0,62	92	1,24	252	0,70	129	0,65	119	0,36	67	2,24	530	0,70	129	1,18	237	1,06	209	0,66	121	0,79	148	
	16	0,72	113	0,59	86	1,12	223	0,67	123	0,58	105	0,36	67	2,40	580	0,68	125	1,32	271	0,85	161	0,66	121	0,75	140	
	17	0,63	105	0,57	83	1,28	261	0,80	150	0,58	105	0,36	67	1,96	445	0,68	125	1,56	333	0,86	163	0,64	117	0,80	150	
	18	0,62	92	0,59	86	1,16	232	0,76	142	0,58	105	0,60	109	1,42	296	0,70	129	1,50	317	0,80	150	0,64	117	0,72	133	
	19	0,59	86	0,64	96	1,33	274	0,68	125	0,64	117	0,64	117	1,64	355	0,90	172	1,60	344	0,86	163	0,64	117	0,72	133	
	20	0,59	86	0,62	92	0,85	161	0,72	133	0,63	115	0,64	117	2,42	586	0,96	186	1,82	404	0,92	177	0,66	121	0,64	117	
	21	0,59	86	0,66	100	0,86	163	0,74	137	0,58	105	0,67	123	2,36	568	0,86	163	1,75	385	0,97	188	0,67	123	0,68	125	
	22	0,61	90	0,98	176	0,85	161	0,76	142	0,58	105	0,65	119	2,40	580	0,74	137	1,35	279	0,82	154	0,66	121	0,82	154	
	23	0,61	90	1,48	312	0,70	129	0,80	150	0,58	105	0,66	121	1,90	427	0,73	135	1,73	379	0,74	137	0,65	119	1,05	207	
	24	0,60	88	1,56	336	0,87	165	0,80	150	0,58	105	0,71	131	1,62	349	0,70	129	1,60	344	0,76	142	0,64	117	0,92	177	
	25	0,60	88	1,61	351	0,70	129	0,78	146	0,72	133	0,74	137	1,51	320	0,66	121	1,88	421	0,76	142	0,62	113	0,91	174	
	26	0,68	105	1,84	424	0,74	137	0,72	133	0,64	117	0,70	129	1,41	294	0,66	121	2,07	478	0,74	137	0,62	113	1,05	207	
	27	0,61	90	1,52	324	0,74	137	0,80	150	0,57	104	0,68	125	1,17	235	0,68	125	2,06	475	0,72	133	0,62	113	0,99	193	
	28	0,60	88	1,50	318	0,86	163	0,78	146	0,57	104	0,68	125	1,18	237	0,72	133	1,84	410	0,72	133	0,66	121	1,16	232	
	29	0,60	88	1,75	395	0,98	190	0,76	142	0,53	96	0,73	135	1,06	209	0,72	133	1,44	301	0,72	133	0,64	117	1,29	264	
	30	0,60	88	1,95	460	0,80	150	0,78	146	0,81	152	0,81	152	1,08	213	0,65	119	1,26	256	0,72	133	0,60	109	1,43	299	
	31	0,60	88	0,89	170	0,72	133	0,82	154	0,82	154	0,82	154	0,67	123	0,67	123	0,72	133	0,72	133	0,62	113	0,62	113	
Media		96	166	271	145	124	98	431	178	304	219	123	146	192												
Máx inst.		142	537	616	291	163	172	858	352	599	593	163	322	858	3,15											
Ap (Hm3)		258	430	726	390	310	264	1116	476	789	586	330	378	6053												

ESTACIÓN DE AFORO 27. RIO EBRO A SU PASO POR TORTOSA
CAUDALES DIARIOS (m³/s) Y NIVEL DE LA LAMINA DE AGUA (m)

1993 -94

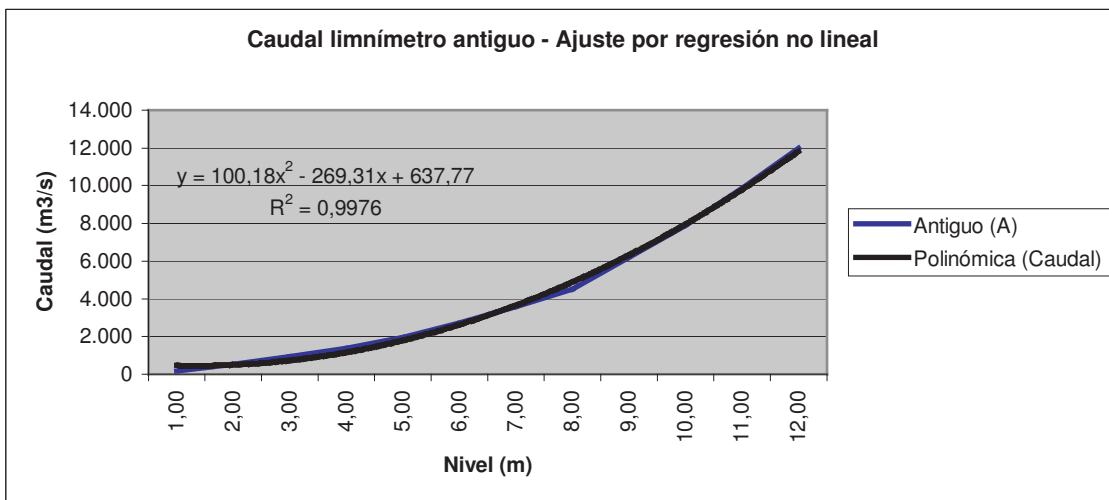
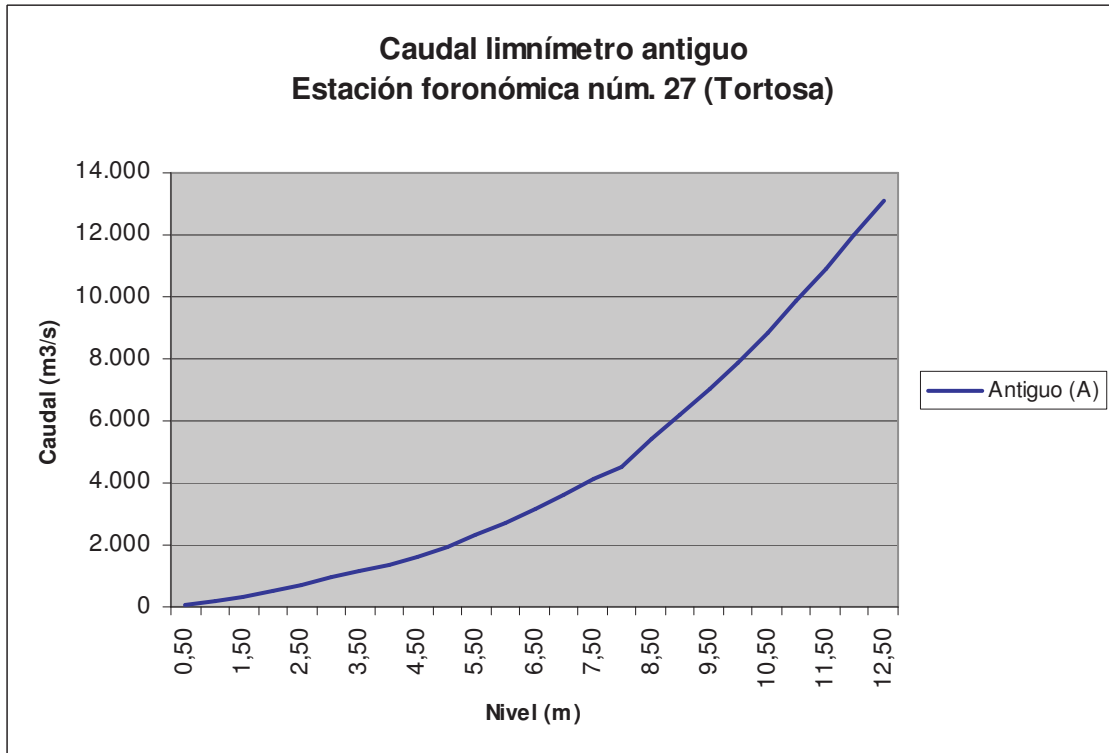
AÑO	DIA	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.													
	1	0,79	1,30	1,65	364	0,96	171	3,93	1316	2,39	577	1,95	442	0,79	148	1,10	186	1,35	254	0,69	89	0,69	89	0,89	89	
	2	0,76	1,22	1,68	373	0,96	171	3,31	941	2,22	524	1,88	421	0,61	111	0,98	155	1,25	227	0,70	91	0,72	95	0,63	78	
	3	0,66	1,00	1,62	354	1,02	186	3,20	884	2,30	549	1,90	427	0,50	91	1,15	200	1,23	221	0,69	89	0,72	95	0,59	71	
	4	0,70	1,09	1,65	364	1,00	181	3,03	796	2,21	521	1,74	382	0,51	93	1,14	197	1,13	194	0,69	89	0,70	91	0,63	78	
	5	0,75	1,20	1,60	348	0,97	173	2,94	758	2,16	506	1,59	341	0,61	111	0,91	138	1,09	183	0,68	87	0,70	91	0,60	73	
	6	0,74	1,18	1,78	405	0,84	142	2,88	736	1,61	347	1,45	304	0,92	177	0,86	125	1,16	202	0,79	109	0,66	84	0,60	73	
	7	0,74	1,18	1,70	379	0,90	156	3,19	879	1,80	398	1,52	322	1,22	247	0,89	133	1,12	191	0,70	91	0,69	89	0,63	78	
	8	0,73	1,16	1,63	357	1,00	181	3,10	832	1,89	424	1,72	376	1,18	237	0,87	128	1,30	240	0,64	80	0,74	99	0,64	80	
	9	0,71	1,11	1,76	398	1,00	181	3,14	853	1,99	454	1,66	360	1,67	363	0,86	125	1,15	200	0,84	121	0,78	107	0,61	75	
	10	0,74	1,18	1,84	424	1,28	256	3,22	894	2,21	521	1,68	366	1,55	331	0,87	128	0,99	158	0,78	107	0,72	95	0,63	78	
	11	0,80	1,32	1,73	389	1,19	231	3,37	972	2,20	518	1,66	360	1,69	368	0,98	155	0,95	148	0,58	70	0,68	87	0,63	78	
	12	0,97	1,73	1,73	389	1,09	204	3,40	988	2,22	524	1,56	333	2,63	653	1,21	216	0,73	97	0,62	77	0,66	84	0,65	82	
	13	0,94	1,66	1,83	421	1,20	234	3,17	868	2,18	512	1,53	325	2,07	465	1,18	208	0,75	101	0,70	91	0,73	97	0,67	86	
	14	1,22	2,39	1,90	443	1,38	283	3,16	863	2,24	530	1,63	352	2,13	487	1,10	186	0,73	97	0,55	65	0,72	95	0,64	80	
	15	1,36	2,78	1,87	433	1,39	286	3,17	868	2,55	627	1,42	296	2,13	487	1,24	224	0,63	78	0,49	56	0,70	91	0,58	70	
	16	1,44	3,01	1,68	373	1,34	272	3,03	796	2,15	503	1,37	284	2,01	444	0,96	150	0,60	73	0,46	51	0,72	95	0,56	67	
	17	1,29	2,58	1,72	385	1,34	272	3,09	827	2,28	543	1,17	235	1,58	316	1,20	213	0,76	103	0,47	53	0,71	93	0,54	63	
	18	1,22	2,39	1,78	405	1,10	207	3,26	915	2,48	605	1,29	264	1,56	310	1,05	173	0,70	91	0,49	56	0,66	84	0,52	60	
	19	1,23	2,42	1,59	345	1,12	212	3,08	822	2,40	580	1,46	307	1,63	329	1,24	224	0,63	78	0,51	59	0,66	84	0,53	62	
	20	1,15	2,21	1,59	345	1,18	229	2,99	776	2,13	497	1,03	202	1,87	399	1,14	197	0,76	103	0,61	75	0,66	84	0,59	71	
	21	1,41	2,92	1,54	330	1,14	218	3,17	868	1,90	427	1,31	269	1,77	369	1,25	227	0,84	121	0,64	80	0,68	87	0,68	87	
	22	1,40	2,89	1,48	312	1,00	181	3,20	884	2,06	475	1,17	235	1,65	335	1,18	208	0,77	105	0,70	91	0,68	87	0,73	97	
	23	1,40	2,89	1,45	304	1,00	181	3,18	874	2,18	512	0,81	152	1,68	343	1,12	191	0,76	103	0,67	86	0,68	87	0,81	113	
	24	1,45	3,04	1,29	258	0,89	154	3,02	790	2,11	491	0,74	137	1,61	324	1,17	205	0,77	105	0,67	86	0,67	86	0,84	121	
	25	1,40	2,89	1,34	272	0,85	144	2,34	561	1,96	445	0,69	127	1,31	243	1,12	191	0,78	107	0,68	87	0,65	82	0,96	150	
	26	1,48	3,12	1,29	258	0,83	139	2,24	530	1,97	448	0,70	129	1,93	418	1,61	324	0,74	99	0,68	87	0,64	80	0,73	97	
	27	1,62	3,54	1,11	210	1,69	376	2,11	491	1,79	395	0,77	144	1,66	338	1,66	338	0,68	87	0,66	86	0,63	78	0,65	82	
	28	1,68	3,73	1,30	261	2,71	737	2,18	512	1,79	395	0,51	93	1,37	259	1,55	308	0,68	87	0,66	84	0,68	87	0,64	80	
	29	1,94	4,56	1,19	231	3,15	930	2,09	484	0,64	117	1,30	240	1,64	332	0,76	103	0,76	103	0,67	86	0,67	86	0,76	103	
	30	1,98	4,69	1,18	229	3,32	1010	1,78	393	0,62	113	0,91	138	1,70	349	0,67	86	0,68	87	0,68	87	0,67	86	0,69	89	
	31	1,76	3,98			3,54	1115	2,15	503	0,88	168					1,64	332			0,68	87	0,70	91			
	Media	233	345	304	790	495	270	306	208	135	82	208	306	270	306	208	135	82	208	135	82	208	135	82	278	
	Máx inst.	651	534	1370	1399	806	484	769	421	332	186	421	769	484	769	421	332	186	421	332	186	421	332	133	1399	4.08
	Ap (H/m3)	625	895	813	2115	1197	724	792	558	349	220	558	792	724	792	558	349	220	558	349	220	558	349	239	217	8744

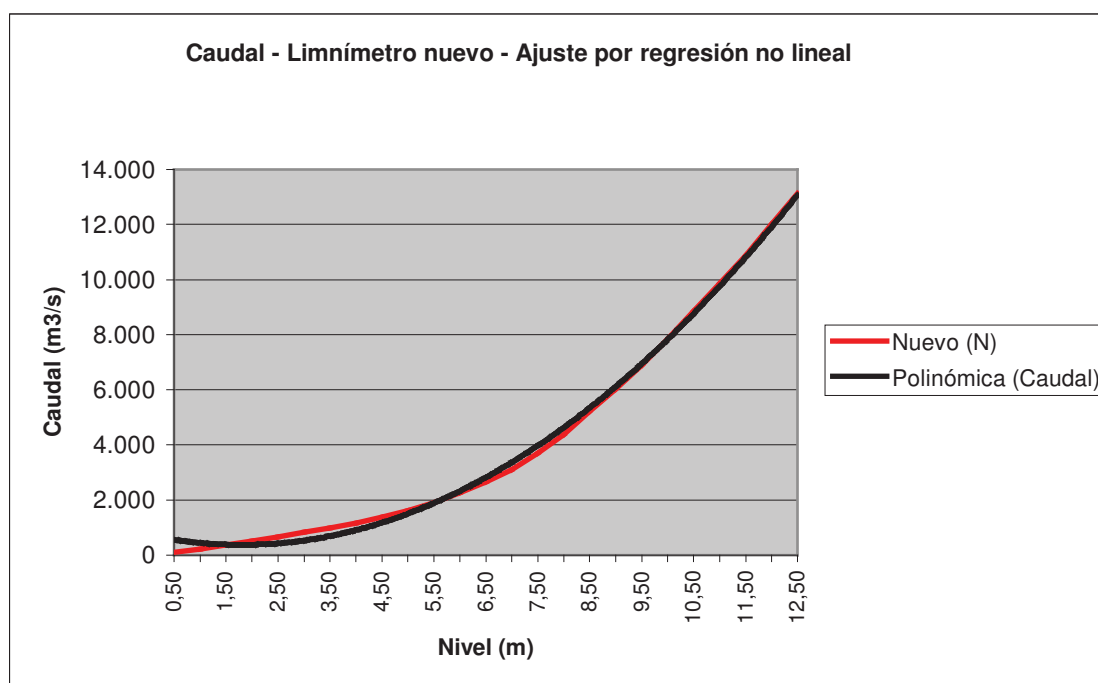
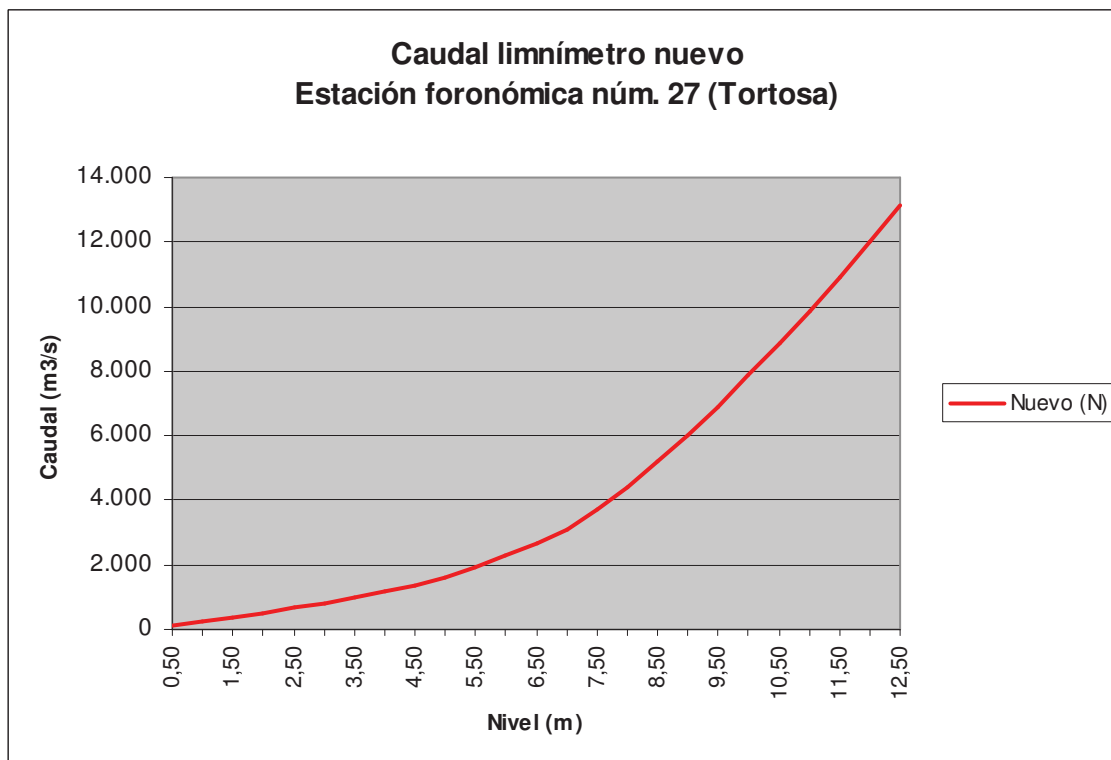
9. CURVAS LIMNIMÉTRICAS DE CAUDALES EN TORTOSA (EA-27)

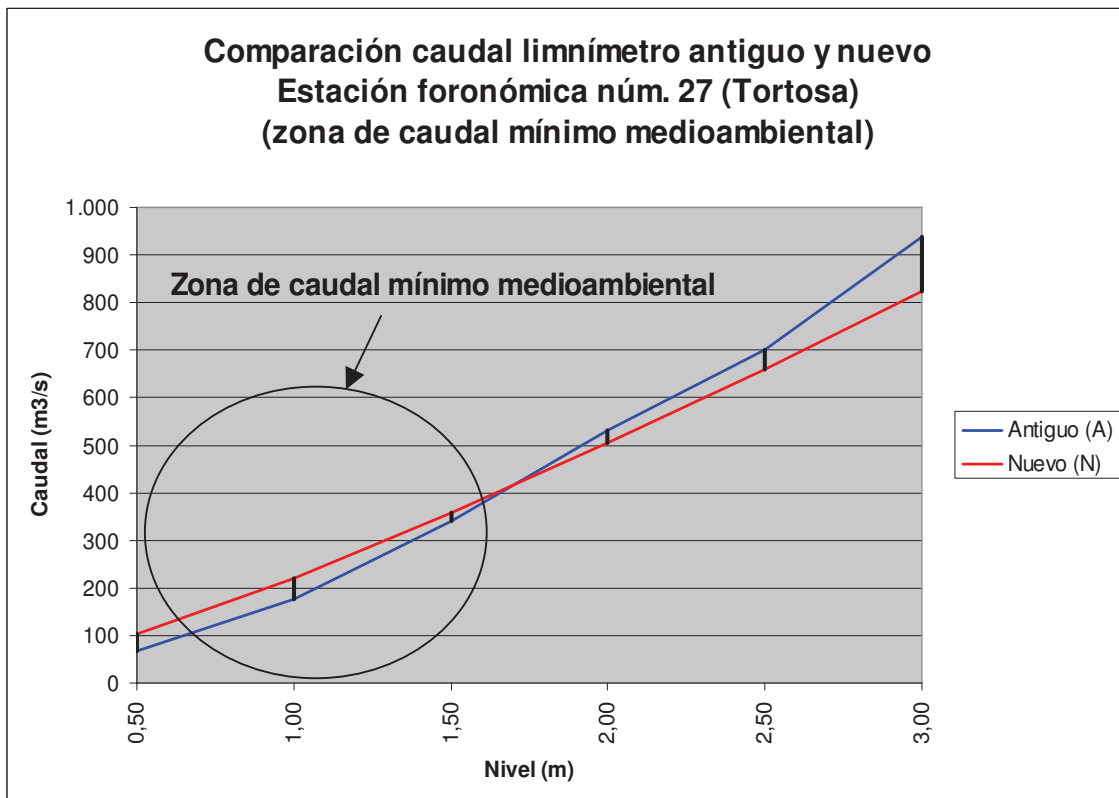
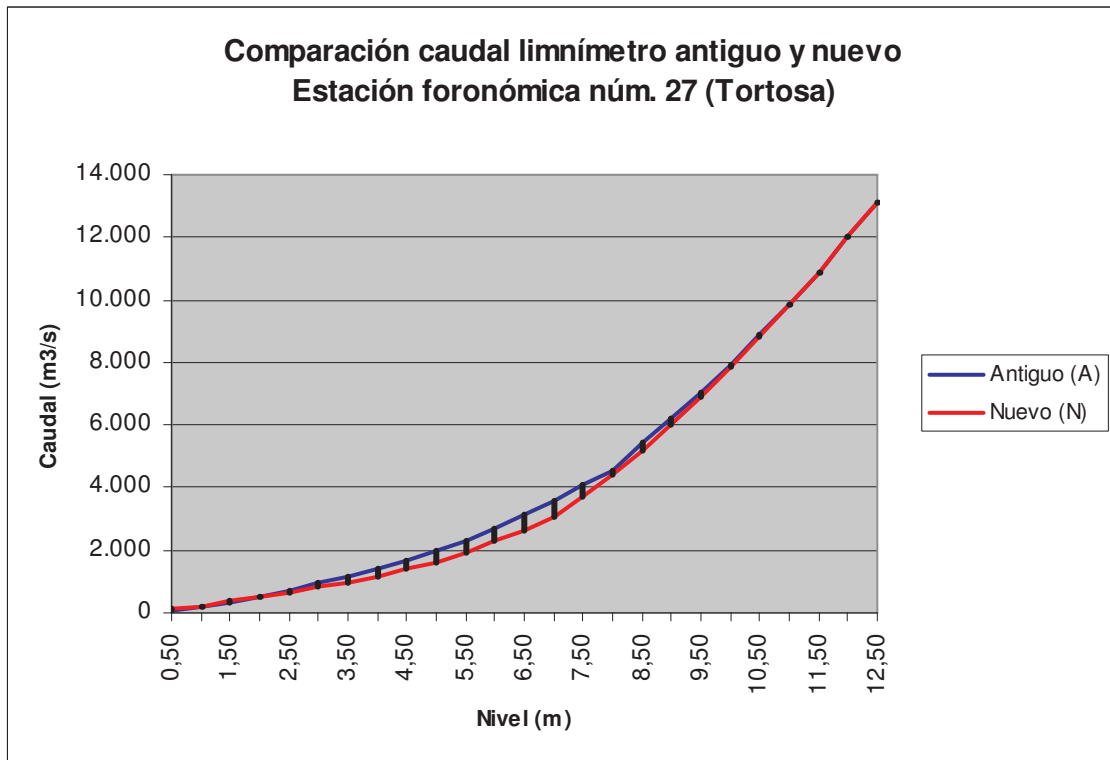
Nivel (m)	Caudal (m ³ /seg)		Diferencia (m ³ /seg)	Diferencia relativa
	Antiguo (A)	Nuevo (N)	N - A	%
0,50	66	104	+38	+57'6
1,00	177	219	+42	+23'7
1,50	340	359	+19	+5'6
2,00	532	505	-27	-5'1
2,50	701	661	-40	-5'7
3,00	938	823	-115	-12'3
3,50	1.150	990	-160	-13'9
4,00	1.379	1.170	-209	-15'2
4,50	1.640	1.375	-265	-16'2
5,00	1.950	1.610	-340	-17'4
5,50	2.310	1.900	-410	-17'7
6,00	2.708	2.270	-438	-16'2
6,50	3.152	2.650	-502	-15'9
7,00	3.600	3.100	-500	-13'9
7,50	4.100	3.690	-410	-10'0
8,00	4.520	4.380	-140	-3'1
8,50	5.420	5.200	-220	-4'1
9,00	6.200	6.020	-180	-2'9
9,50	7.020	6.900	-120	-1'7
10,00	7.900	7.850	-50	-0'6
10,50	8.870	8.850	-20	-0'2
11,00	9.860	9.860	0	± 0'0
11,50	10.890	10.890	0	± 0'0
12,00	12.000	12.000	0	± 0'0
12,50	13.120	13.120	0	± 0'0

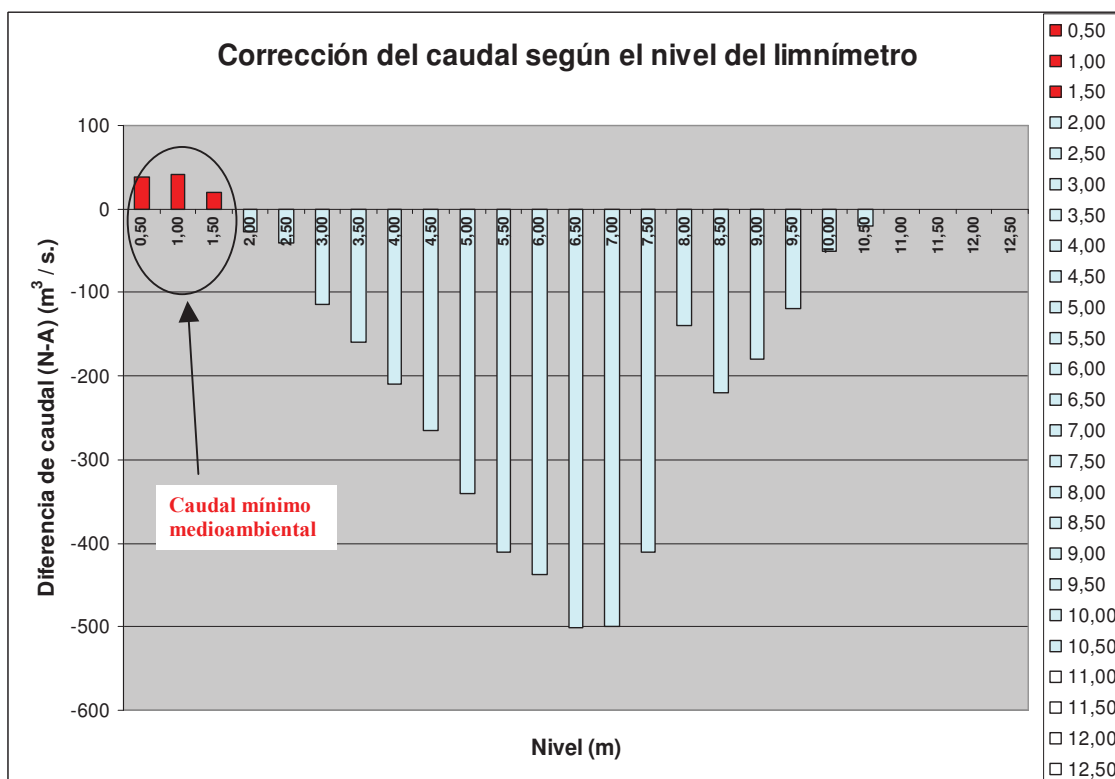
La anterior tabla de caudales para la estación de aforos nº: 27, “Ebro en Tortosa”, según los niveles de la escala de la misma, perteneciente a la Red Oficial de Estaciones de Aforo de la Cuenca del Ebro (ROEA), fue modificada el año 2001 por el servicio de Hidrología. Resulta curioso constatar que este cambio se produjo coincidiendo, en el tiempo, con la aprobación de la ley 10/2001 del PHN, que establecía, como se recordará, un caudal mínimo medioambiental de 100 m³/seg. para este tramo final del río, siguiendo idéntica recomendación a la contenida en el correspondiente Plan Hidrológico de Cuenca.

A continuación pueden verse las representaciones gráficas de las curvas limnimétricas resultantes, así como sus correspondientes ajustes minimocuadráticos por regresión no lineal.









Así pues, a casi todos los niveles de la escala del limnómetro corresponden caudales menores a excepción de los tres primeros valores de la serie, precisamente entre los que se sustentaba la magnitud definitiva del caudal mínimo medioambiental. Dicha circunstancia puede apreciarse también con claridad en los gráficos que anteceden.

Veamos, en fin, que el ajuste no lineal a una función potencial de la curva limnimétrica nueva ofrece la configuración analítica siguiente:

$$y = 179'185 \cdot x^{1'562} \quad , \text{ con } R^2 = 0'9648,$$

que resulta con un grado de eficiencia en el ajuste comparable a las funciones parabólicas y muy superior a otros tipos de funciones, como v.gr. la transformación semilogarítmica natural o neperiana, a saber:

$$y = -1.876'33 + 3.771'47 \cdot \ln x \quad ,$$

con un coeficiente de determinación o crítico de $R^2 = 0'6004$, muy bajo.

10. CAUDALES MEDIOS MENSUALES Y ANUALES EN TORTOSA. PERIODO DEL 1912-13 AL 2003-04

Nº estación: 27	Comarca: Bajo Ebro	Denominación: <i>Ebro en Tortosa</i>
Provincia: Tarragona		

CAUDALES MEDIOS MENSUALES Y MEDIOS ANUALES EN m³/s

AÑO	MENSUALES												ANUALES	
	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	Qmed	Aport.
	m ³ /s												m ³ /s	hm ³ /a
1912/13	-	-	-	243,2	333,8	428,7	-	1169,7	726,5	235,1	196,2	311,1	-	-
1913/14	938,5	966,6	594,2	595,8	690,4	1000,7	612,9	688,0	611,1	516,7	285,0	327,7	652,2	20.568
1914/15	207,8	562,7	585,8	1344,6	1235,0	1277,1	1610,3	2143,9	1647,6	550,2	282,6	312,7	977,3	30.821
1915/16	570,5	857,6	1171,5	623,9	1311,1	2471,8	1253,5	1081,5	521,0	314,2	214,9	204,1	881,3	27.794
1916/17	218,5	443,2	1357,5	768,8	1139,6	1039,7	1179,9	1607,3	925,3	329,7	213,3	225,0	788,0	24.838
1917/18	213,7	398,4	389,3	752,4	360,2	577,4	1000,0	671,4	487,6	282,2	186,7	220,2	461,8	14.562
1918/19	463,5	581,8	547,1	1002,8	1807,0	1203,6	1463,1	906,6	841,0	321,5	220,6	270,9	802,0	25.293
1919/20	742,0	1325,1	861,8	714,8	552,7	1045,2	850,0	662,2	419,8	304,7	199,0	213,0	657,9	20.748
1920/21	400,2	461,0	662,1	577,1	523,4	419,0	371,1	1518,0	996,8	250,2	239,9	335,4	560,0	17.660
1921/22	302,6	224,8	423,4	708,8	875,6	704,3	1149,6	830,6	662,8	251,8	189,8	206,7	541,3	17.071
1922/23	264,1	432,6	236,0	480,9	548,7	954,4	726,1	526,4	391,0	609,2	184,9	305,9	471,1	14.858
1923/24	203,7	537,0	1122,2	822,9	540,1	693,2	856,1	484,3	284,7	194,4	182,0	199,2	510,0	16.126
1924/25	214,1	277,7	474,2	259,1	298,2	496,2	851,9	683,2	497,9	301,7	180,1	181,7	393,1	12.398
1925/26	204,7	650,0	575,9	573,3	1217,4	576,1	591,8	894,9	457,5	265,8	192,9	244,4	532,0	16.778
1926/27	382,2	1061,3	817,9	756,7	594,8	1078,1	656,9	711,7	595,4	265,2	194,3	304,6	618,1	19.491
1927/28	279,4	566,9	1238,0	855,8	802,7	1016,3	1239,4	761,0	649,2	237,6	169,1	178,1	665,0	21.016
1928/29	207,1	462,1	418,3	502,4	575,1	387,2	106,8	410,5	660,5	168,1	46,3	186,5	342,2	10.792
1929/30	255,5	638,6	568,5	609,6	802,2	1350,8	910,0	1125,2	1395,8	474,3	134,8	77,3	693,7	21.876
1930/31	327,5	339,6	1320,6	655,8	1251,8	1497,5	711,5	607,4	337,2	119,6	62,6	97,9	608,1	19.177
1931/32	211,4	567,9	454,9	282,2	218,1	470,0	395,1	613,8	726,8	929,4	234,4	273,9	449,6	14.178
1932/33	349,5	380,4	1175,7	488,8	569,0	966,5	323,4	356,7	505,0	154,0	48,6	151,2	456,1	14.383
1933/34	282,3	528,7	545,1	678,6	394,1	724,3	750,4	779,1	383,9	83,4	64,6	77,8	441,5	13.923
1934/35	77,5	404,0	617,8	629,9	701,1	950,5	328,1	763,8	784,3	244,8	101,3	130,9	476,7	15.034
1935/36	198,8	336,9	1092,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sin datos	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1951/52	355,9	544,9	406,4	738,0	1073,4	708,8	1161,0	726,0	464,5	295,4	206,4	199,8	569,1	17.946
1952/53	203,0	505,0	731,0	729,0	678,0	595,0	283,0	191,0	386,0	276,0	66,0	74,0	393,0	12.350
1953/54	515,2	271,8	437,4	677,4	1273,1	929,3	424,8	730,1	523,8	170,9	85,6	107,1	507,9	16.018
1954/55	46,2	73,0	342,3	855,5	914,3	659,3	116,0	43,3	173,1	19,6	23,2	49,2	272,9	8.607
1955/56	151,8	332,3	422,0	784,1	549,8	869,0	886,1	866,0	665,9	175,8	131,4	191,0	501,5	15.816
1956/57	153,9	320,1	258,0	231,6	384,8	200,6	114,0	256,5	901,8	157,6	73,7	119,3	262,2	8.270
1957/58	180,7	145,8	161,2	313,3	468,2	862,4	695,6	292,8	122,3	104,8	31,1	81,8	287,2	9.056
1958/59	90,0	193,8	703,5	711,3	438,4	802,1	556,4	739,3	467,2	176,0	74,6	466,9	452,1	14.256
1959/60	655,8	1086,4	2171,2	1271,9	1595,4	1407,0	749,2	612,2	707,5	350,6	205,5	161,2	911,5	28.745
1960/61	1254,0	1216,4	1126,4	1983,2	1129,2	465,0	311,7	312,0	450,3	122,5	92,9	135,3	715,3	22.556
1961/62	424,2	1086,3	1068,5	1124,8	1055,9	1342,9	1050,3	585,9	425,3	136,7	30,9	66,9	697,4	21.994
1962/63	250,3	463,0	635,8	1026,6	624,8	767,6	965,3	379,7	455,2	284,6	461,0	413,1	559,9	17.658
1963/64	264,0	709,2	903,5	349,3	562,7	840,7	972,8	475,8	484,0	96,6	52,7	88,7	481,8	15.194
1964/65	269,9	283,4	526,3	659,5	472,3	885,8	426,0	207,8	111,5	102,4	50,4	107,2	342,0	10.786
1965/66	658,5	825,6	866,8	804,3	946,9	938,3	504,5	627,1	617,2	174,8	80,4	140,0	596,7	18.817

CAUDALES MEDIOS MENSUALES Y MEDIOS ANUALES EN m³/s

AÑO	MENSUALES												ANUALES	
	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	Qmed	Aport.
	m ³ /s												m ³ /s	hm ³ /a
1966/67	255,3	1044,8	890,1	518,1	472,1	654,4	658,5	268,9	213,9	127,5	93,3	97,4	440,3	13.884
1967/68	138,1	789,8	848,8	1085,2	556,5	561,1	618,9	369,6	415,7	156,5	135,4	251,7	493,1	15.552
1968/69	254,8	285,4	435,1	473,0	399,3	1157,6	1357,5	1001,3	565,5	317,7	174,6	251,5	556,8	17.558
1969/70	323,1	343,5	547,3	1244,9	933,4	754,7	364,4	289,5	324,0	170,3	93,8	129,1	457,8	14.438
1970/71	144,6	174,7	260,7	312,6	343,0	332,9	570,1	1570,9	973,2	372,3	160,2	242,5	455,3	14.359
1971/72	285,0	375,7	542,4	679,2	1423,0	1011,5	734,0	668,6	691,6	310,5	220,2	487,9	613,0	19.333
1972/73	513,4	479,5	423,3	539,1	704,5	513,8	312,6	218,2	567,9	235,8	220,2	160,7	405,3	12.781
1973/74	202,2	233,8	233,2	260,0	333,0	903,8	922,1	390,0	307,7	269,8	162,0	286,4	375,0	11.826
1974/75	391,7	505,5	411,6	275,1	560,0	349,5	783,0	475,7	790,8	346,8	134,7	222,5	434,7	13.709
1975/76	225,1	344,0	435,4	304,7	419,9	351,2	333,5	204,3	189,3	176,6	101,4	130,5	267,0	8.419
1976/77	146,2	428,8	361,1	731,0	784,5	464,6	246,3	692,7	1114,7	367,3	287,3	296,8	490,7	15.476
1977/78	427,4	273,7	357,5	381,6	1646,7	1280,2	769,5	800,1	454,6	222,7	122,8	105,3	563,2	17.761
1978/79	145,1	199,0	224,2	621,1	1800,8	685,5	873,0	560,2	911,2	197,0	107,4	207,7	534,0	16.840
1979/80	426,6	472,0	374,2	481,6	265,8	299,3	279,2	413,5	352,3	179,9	89,2	182,4	318,4	10.041
1980/81	190,8	224,0	431,3	876,7	364,0	214,7	353,9	340,2	158,6	167,0	94,1	175,1	299,5	9.444
1981/82	130,3	200,8	183,1	438,7	458,3	591,2	235,1	119,4	154,7	100,0	93,2	147,8	236,5	7.458
1982/83	183,8	789,2	1035,7	638,6	445,3	510,3	568,6	321,8	178,3	209,0	141,2	281,0	441,7	13.931
1983/84	212,9	263,5	279,9	318,9	515,0	415,9	419,4	591,6	573,2	209,0	141,0	281,0	352,0	10.735
1984/85	213,0	594,7	426,2	463,9	504,9	337,7	256,3	394,4	243,4	138,1	209,0	281,0	406,0	12.382
1985/86	84,5	165,5	108,6	159,1	480,3	355,5	423,6	407,1	222,1	108,7	64,4	80,4	219,5	6.922
1986/87	152,6	263,1	190,7	221,8	530,9	332,7	382,2	155,5	87,8	126,4	101,8	146,0	221,8	6.995
1987/88	288,2	388,8	570,7	544,5	963,0	565,4	1070,8	758,7	729,8	534,0	239,2	251,1	571,8	18.032
1988/89	228,9	275,7	225,1	182,2	101,0	66,0	103,0	190,0	63,0	107,0	73,0	62,0	133,0	4.756
1989/90	70,8	129,8	182,0	182,3	193,2	93,9	166,6	139,0	162,3	106,9	103,4	106,1	135,8	4.284
1990/91	159,9	156,7	260,9	348,8	280,8	480,3	646,9	681,1	150,2	129,8	165,5	128,6	299,6	9.448
1991/92	96,2	166,0	271,1	145,6	123,6	98,4	430,7	177,9	304,3	218,8	123,1	145,8	191,6	6.042
1992/93	628,8	793,4	774,7	289,1	166,7	223,3	208,2	318,5	178,0	114,7	132,4	125,9	330,8	10.433
1993/94	233,4	345,2	303,6	789,5	494,6	270,4	305,7	208,5	134,7	82,3	89,3	83,8	277,3	8.745
1994/95	200,2	435,4	210,7	716,9	349,9	602,9	120,9	95,7	68,4	69,2	69,5	65,8	250,5	7.900
1995/96	68,7	81,0	142,9	785,0	906,5	557,2	323,7	394,1	268,6	97,8	110,6	196,4	324,2	10.223
1996/97	180,4	252,5	967,7	1348,8	666,1	290,0	191,3	238,5	316,6	171,8	182,6	187,9	416,1	13.122
1997/98	166,8	284,4	795,0	628,1	430,3	304,9	254,5	381,3	243,0	154,8	134,8	110,7	324,3	10.227
1998/99	126,4	128,8	249,5	280,3	347,3	358,6	160,7	246,8	140,9	120,1	126,7	132,8	201,0	6.340
1999/00	167,0	274,8	347,1	300,7	156,8	115,6	272,9	468,9	234,8	108,5	98,6	106,6	221,5	6.987
2000/01	242,7	327,7	485,8	791,9	698,5	939,8	319,4	468,1	167,3	134,5	120,0	129,5	401,5	12.661
2001/02	118,5	124,3	118,3	-	-	150,0	156,3	184,7	125,6	121,2	126,0	142,4	128,7	4.058
2002/03	114,2	107,2	556,5	531,4	1078,0	816,6	362,2	602,9	142,8	115,6	106,2	135,0	385,6	12.161
2003/04	184,4	495,1	669,7	716,6	504,3	655,3	690,6	699,5	224,5	140,7	155,7	193,7	444,2	14.007
Medias	282,4	449,2	569,9	622,5	671,2	697,4	602,9	570,6	475,1	225,9	143,1	186,8	452,5	14.269
1)	2729,0	3520,0	4247,6	4400,0	4032,6	4499,6	3563,3	3600,0	2750,0	3192,0	1290,0	1065,0	4499,6	
2)	8,7	25,0	35,4	71,4	75,4	63,8	40,0	16,5	20,0	9,0	9,4	9,0	8,7	

1) Caudal medio diario máximo del mes (m³/s)2) Caudal medio diario mínimo del mes (m³/s)3) El último año hidráulico conocido (2004-05) arroja una aportación de 7.096 hm³/año, equivalente a 225'0 m³/seg. en caudal ficticio continuo.

FUENTE: Confederación Hidrográfica del Ebro (CHE).

Al respecto de la tabla anterior, veamos que siendo la media histórica de las aportaciones efectivas o aforadas de agua al tramo inferior del río Ebro de 14.269 hm³/año, cabe distinguirlas de las aportaciones medias en régimen natural, que últimamente se vienen considerando con carácter oficial del orden de 17.000 – 17.500 hm³/año. Ello puede conducir a la consideración de la conocida fórmula de Becerril, que proporciona directamente la aportación anual, que se suele aplicar en anteproyectos de grandes cuencas y cuya mayor dificultad estriba en la apreciación del tipo de pluviometría ya que, en ocasiones, no resulta fácil encajar la cuenca hidrográfica en estudio, de una manera clara, en una de las cinco categorías del coeficiente de escorrentía medio β que se relacionan a continuación:

	β
Regiones muy secas (tipo La Mancha)	0'0060 - 0'0089
Regiones secas (tipo Páramos)	0'0090 - 0'0119
Regiones medianamente húmedas (tipo Guadarrama)...	0'0120 - 0'0139
Regiones lluviosas (tipo Cantábrico)	0'0140 - 0'0169
Regiones muy lluviosas (tipo Pirenaico)	0'0170 - 0'0200

En definitiva, la fórmula de Becerril ofrece la configuración analítica:

$$A_n = \beta \cdot N^{1.5} \cdot F, \text{ en la que:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_n = \text{Aportación media anual de la cuenca (en Dm}^3\text{)}. \\ \beta = \text{Coeficiente de escorrentía anteriormente tabulado.} \\ N = \text{Precipitación media de la cuenca (en mm. = litros/m}^2\text{)}. \\ F = \text{Superficie de la cuenca aportadora (en km}^2\text{)}. \end{array} \right.$$

Considerando, ahora, en nuestro caso, un $\beta = 0'012$, se tendría una aportación media en régimen natural de:

$$A_n = 0'012 \times 656^{1.5} \times 85.534'2 \equiv 17.245'54 \text{ hm}^3/\text{año},$$

que coincide casi exactamente (17.265 hm³/año) con el que hemos considerado en nuestro anterior libro “Cinco temas de hidrología e hidráulica” (véase epígrafe 3.2. del capítulo V, pág. 354 y ss.) a los efectos de la cuantificación de nuestra dicotomía posicional con la de los estudios previos del PHN-2001.

* * * * *

ANEXO NÚM. 3
RESTANTES ESPECIFICACIONES
METODOLÓGICAS

I. DISTRIBUCIÓN TEÓRICA Y MÉTODO DE GUMBEL

1. DISTRIBUCIÓN DE VALORES EXTREMOS

1.1. MÉTODO DE GUMBEL

1.1.1. Conceptos previos

La distribución de Gumbel ha sido utilizada con buenos resultados para valores extremos independientes de variables meteorológicas y parece ajustarse bastante bien a los valores máximos de la precipitación en diferentes intervalos de tiempo y después de muchos años de uso parece también confirmarse su utilidad en los problemas prácticos de ingeniería de dimensionamiento de redes de drenaje y diversas obras hidráulicas. En nuestro libro, se ha empleado para el estudio de los períodos de retorno de las precipitaciones máximas registradas en 24 horas, así como para el cálculo de los periodos de retorno de los caudales del río Ebro.

Si n es el número anual de valores diarios independientes de un cierto element o meteorológico o hidrológico y E_x el número medio anual de valores diarios que exceden el valor x , la probabilidad de que un valor diario sea superior a x es: E_x/n , mientras que la probabilidad de que sea menor será, como resulta bien claro, la complementaria: $1-(E_x/n)$.

La probabilidad: $p = F(x)$, expresada en tanto por uno, de que el máximo anual sea menor que x vendrá dada por: $F(x)=(1-E_x/n)^n$, y si n es suficientemente grande, entonces: $F(x) \rightarrow e^{-E_x}$, ya que se trataría de un límite indeterminado del tipo:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \left(1 - \frac{E_x}{n}\right)^n = 1^\infty \text{ (Euler)} = e^{\lim_{n \rightarrow \infty} n \left(-\frac{E_x}{n}\right)} = e^{-E_x},$$

como se quería demostrar.

Si se hace: $y = -\ln E_x$, se tiene que: $F(x) = e^{-e^{-y}}$, ya que también:

$$-y = \ln E_x \quad ; \quad E_x = e^{-y}.$$

y es la variable reducida, $y = -\ln \ln[1/F(x)]$, y e es la base de los logaritmos neperianos o naturales, tal como ya hemos visto en el epígrafe correspondiente de este mismo trabajo.

En la aplicación de la teoría de los valores extremos suele expresarse la probabilidad en términos del **período de retorno o de recurrencia** $T(x)$, que

para un valor particular de x es "el intervalo medio, expresado en años, en que el valor extremo alcanza o supera a x una sola vez". La relación existente entre la probabilidad: $p = F(x)$ y el período de retorno: $n = T(x)$ viene dada por la expresión:

$$T(x) = 1/[1 - F(x)] \text{ , o sea, } n = 1/(1-p)$$

El período de retorno así definido no es el mismo que el intervalo medio entre ocurrencias de valores máximos iguales o superiores a x , $T_1(x)$, ya que en estas series, llamadas de **duración parcial**, no se considera el año que se han registrado estos valores máximos, pudiendo haber algunos con dos o más y otros sin ninguno.

Según SEELYE, T y T_1 , están relacionadas por la ecuación:

$$(1/T_1)\ln T = \ln (T-1)$$

En algunas aplicaciones puede ser conveniente emplear $T_1(x)$, aunque la diferencia entre T_1 y T es muy pequeña y tiende rápidamente hacia 1/2 cuando T aumenta.

La variable reducida viene dada por la expresión:

$$y = \alpha (x - u)$$

siendo α y u parámetros que pueden calcularse a partir de la serie de valores extremos x .

Para estimar estos parámetros pueden utilizarse diferentes métodos, si bien para el presente estudio se ha adoptado el del ajuste regresional por el método de los **mínimos cuadrados ordinarios**. También se describirá y aplicará el de **probabilidad máxima** de FISHER que, aunque se acostumbra a considerar como el mejor para encontrar los parámetros, no se utiliza generalmente ya que requiere unos cálculos bastante complicados y laboriosos.

1.1.2. Ajuste por mínimos cuadrados ordinarios

Para ver, *a priori*, si la serie de valores máximos anuales se ajusta a la distribución teórica de probabilidad de Gumbel, puede utilizarse **un papel de probabilidad extrema**. En el eje de abscisas se lleva la frecuencia acumulada o probabilidad:

$$p = F(x) = 100 \cdot m/(n+1)$$

La escala es doble logarítmica y, como consecuencia, lineal en y . En la horizontal superior figuran los períodos de retorno o de recurrencia:

$$n = T(x) = 1/[1-F(x)] = 1/(1-p)$$

Para representar una distribución de frecuencias de valores extremos se ordenan los n valores máximos anuales de menor a mayor, asignando al primero el valor 1, al segundo el 2, etc. En la expresión: $100 \cdot m/(n+1)$ se dan a m los valores: 1, 2, 3, ..., n , y los obtenidos se llevan sobre la escala horizontal. Sobre la escala vertical se llevan los correspondientes valores máximos. Si los puntos representativos están relativamente alineados, la distribución se ajusta a la del tipo Gumbel, tanto mejor cuanto más alineados estén.

Para el cálculo de la línea de óptimo ajuste se ha desarrollado un método que es una variante del de los mínimos cuadrados ordinarios (CHOW). La diferencia consiste en que la suma de los cuadrados de las distancias o desviaciones a la mediana de los valores de la variable aleatoria estadística, la cual ha de ser mínima, no se mide paralelamente a los ejes coordenados (Ox o Oy) sino paralelamente a una línea recta cuya pendiente es de signo opuesto a la línea de mejor ajuste. Este método simplifica considerablemente los cálculos y conduce a las relaciones siguientes, con tal de estimar el valor de los parámetros α y u :

$$\alpha = \frac{S_n}{S_x} \quad ; \quad u = \bar{x} - \bar{y}_n \frac{S_x}{S_n}$$

$$x = \bar{x} + \frac{y_T - \bar{y}_n}{S_n} S_x$$

en que \bar{y}_n y S_n son, respectivamente, la mediana aritmética y la desviación típica o "standard" de la variable reducida y , obtenidas mediante la siguiente relación:

$$y = -\ln [\ln (n+1)/m]$$

y dependen solamente de n (número de años de la serie).

Asimismo, \bar{x} y S_x son la media aritmética y la desviación típica de los valores máximos anuales, respectivamente. El cociente de la segunda por la primera constituye el conocido "coeficiente de variación de Pearson", que es una medida relativa o adimensional de la dispersión de los valores de la variable aleatoria estadística empleada.

1.2. AJUSTE POR LA PROBABILIDAD MÁXIMA (FISHER)

Se considera como el mejor método para la estimación de los parámetros, sobretodo si la muestra no es grande y/o los datos son bastante irregulares. Es un

método muy laborioso, lo que limita su aplicación a la práctica. Jenkinson (1955) obtuvo una solución general de la ecuación funcional, que es la siguiente:

$$x = x_0 + \gamma \cdot [(1 - e^{Ky})/K]$$

Para $K = 0$, se obtiene la distribución de Gumbel (Fisher-Tippett, Tipo I):

$$x = x_0 + \gamma y$$

Los datos se ordenan de menor a mayor y se dividen en sixtilos. Seguidamente se calculan las medianas de estos sixtilos ($w_1, w_2, w_3, w_4, w_5, w_6$) y después la relación: $(w_2-w_1)/(w_6-w_5)$. Finalmente, se calcula la mediana w y la desviación típica de los sixtilos, S_w .

Si $K = 0$, el valor de \bar{W} es 0'58 y el de S_w es 1'20.

La recta estimada se obtiene ajustando la línea recta:

$$x - \bar{w} = \frac{S_w}{S_w} (w - \bar{W}) \quad ; \text{o sea : } x - \bar{w} = \frac{S_w}{S_w} (w - 0'58)$$

A partir de esta ecuación se obtienen estimaciones de los valores de γ y de x_0 .

Para $K=0$, como es el caso de que se trata, la solución de la probabilidad máxima se calcula haciendo máxima la probabilidad para la muestra dada, que se obtiene multiplicando los valores de la función de frecuencia:

$$f(x) = \left| \frac{dF(x)}{dx} \right|$$

para los valores reales: x_1, x_2, \dots, x_n . El logaritmo de la probabilidad L será igual a:

$$L = \sum \log f(x) = \sum \log \left| \frac{dF(x)}{dx} \right|$$

De: $F(x) = e^{-e^{-y}}$ y también: $x = x_0 + \gamma y$, se deduce que:

$$\frac{1}{F(x)} \frac{dF(x)}{dx} = e^{-y} \frac{dy}{dx} \quad ; \quad \frac{dF(x)}{dx} = \frac{F(x)}{\gamma} e^{-y}$$

$$f(x) = \frac{e^{-e^{-y}}}{|\gamma|} e^{-y}, \text{ con lo cual, } \ln f(x) = -\ln |\gamma| - e^{-y} - y, \text{ de donde:}$$

$$-L = N \ln |\gamma| + \sum y + \sum e^{-y} \text{ (función objetivo a optimizar)}$$

Las sumas son para los valores de: $y = (x-x_0)/\gamma$, sustituyendo x para x_1, x_2, \dots, x_n . Las estimaciones de γ , x_0 son las que maximizan a L , o sea, las que minimizan a $-L$.

Para estos valores de γ y x_0 , se tiene (condición necesaria o de primer grado):

$$-\frac{\partial L}{\partial \gamma} = 0 \quad \text{y} \quad -\frac{\partial L}{\partial x_0} = 0$$

Es fácil comprobar que:

$$-\frac{\partial L}{\partial \gamma} = \frac{R}{\gamma} \quad \text{y} \quad -\frac{\partial L}{\partial x_0} = \frac{P}{\gamma}$$

siendo:

$$P = N - \sum e^{-y} \quad ; \quad R = N - \sum y + \sum y e^{-y}$$

Se empieza por las estimaciones de γ y x_0 ; se tabulan $y = (x-x_0)/\gamma$, e^{-y} e $y \cdot e^{-y}$ y se calculan P y R . Nuevas estimaciones: $\tilde{\gamma} = \gamma + \gamma^1$; $\tilde{x}_0 = x_0 + x_0^1$, se obtienen por el desarrollo en serie de:

$$-\frac{\partial L}{\partial \gamma}(\hat{\gamma} - \gamma^1, \hat{x}_0 - x_0^1) \quad \text{y} \quad -\frac{\partial L}{\partial x_0}(\hat{\gamma} - \gamma^1, \hat{x}_0 - x_0^1)$$

considerando solamente la primera y segunda derivadas parciales de $-L$, y tomando:

$$-\frac{\partial L}{\partial \gamma}(\gamma, x_0) = -\frac{\partial L}{\partial x_0}(\gamma, x_0) = 0, \text{ por hipótesis.}$$

Las relaciones son las siguientes:

$$\frac{N \gamma^1}{\gamma} = 0'65(-R) + 0'26 (P)$$

$$\frac{N_{x_0}^1}{\gamma} = 0'26(-R) + 1'11(P)$$

La matriz cuadrada de segundo orden:

$$\begin{vmatrix} 0'65 & 0'26 \\ 0'26 & 1'11 \end{vmatrix} \rightarrow \begin{vmatrix} \frac{6}{\pi^2} & \frac{6}{\pi^2}(1-\gamma) \\ \frac{6}{\pi^2}(1-\beta) & 1 + \frac{6}{\pi^2}(1+\beta)^2 \end{vmatrix}$$

$$(\beta = \text{constante de Euler} = 0'5772)$$

es la matriz varianza-covarianza para las estimaciones de la probabilidad máxima. Algunos de estos conceptos se desarrollan a continuación.

Efectivamente, la sucesión de término general:

$$a_n = 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{n} - \ln n$$

es decreciente y acotada, ya que:

$$a_{n+1} - a_n = \frac{1}{(n+1)} - \ln \frac{(n+1)}{n}$$

y como:

$$\frac{1}{n} > \ln\left(1 + \frac{1}{n}\right) > \frac{1}{(n+1)}$$

es decreciente, además:

$$a_n = 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{n} - \ln n = 1 - \ln \frac{1}{2} + \frac{1}{2} - \ln \frac{3}{2} + \dots + \frac{1}{n} - \ln \frac{(n+1)}{n} > 0$$

así, pues, está acotada. Es, por tanto, una sucesión convergente; su límite es un número finito y determinado que se designa por β y se denomina "constante o número de Euler". Se tiene:

$$\begin{aligned} \beta &= \lim_{n \rightarrow \infty} a_n = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{n} - \ln n\right) = \\ &= 0'5772156649\dots \end{aligned}$$

Esta constante resulta muy útil para calcular ciertos límites.

En cualquier caso, el carácter convergente de la serie numérica:

$$a_n = 1 + 1/2 + 1/3 + \dots + 1/n - \ln n,$$

es perfectamente demostrable, considerando que:

$$a_n = 1 + b_n$$

O sea:

$$b_n = 1/2 + 1/3 + \dots + 1/n - \ln n =$$

$$= (1/2 + \ln 1 - \ln 2) + (1/3 + \ln 2 - \ln 3) + (1/4 + \ln 3 - \ln 4) + [1/n + \ln(n-1) - \ln n]$$

Notamos que los términos de la serie: $1/i + \ln(i-1) - \ln i$, $\forall i \in (2, 3, \dots, n)$ son negativos y decrecientes en valor absoluto. Los cambiaremos de signo, con lo que obtendremos:

$$c_n = -b_n = (\ln 2 - \ln 1 - 1/2) + (\ln 3 - \ln 2 - 1/3) + (\ln 4 - \ln 3 - 1/4) + \dots + [\ln n - \ln(n-1) - 1/n]$$

La serie numérica: $\sum_{n=2}^{\infty} [\ln n - \ln(n-1) - 1/n]$ es convergente, circunstancia ésta demostrable perfectamente por aplicación del criterio del *test integral*, mientras que:

$$y = \ln x - \ln(x-1) - 1/x = f(x).$$

Si tomamos, ahora : $\varepsilon = 1$, tenemos la integral impropia:

$$\begin{aligned} \lim_{n \rightarrow +\infty} \int_{\varepsilon}^n f(x) dx &= \int_{\varepsilon}^{+\infty} f(x) dx = \int_1^{+\infty} \left[\ln x - \ln(x-1) - \frac{1}{x} \right] dx = \\ &= \lim_{\alpha \rightarrow +\infty} \left[x \cdot \ln x - x - (x-1) \ln(x-1) + (x-1) - \ln x \right]_1^{\alpha} = \\ &= \lim_{\alpha \rightarrow +\infty} [\alpha \ln \alpha - \alpha - (\alpha-1) \ln(\alpha-1) + (\alpha-1) - \ln \alpha + 1] = \\ &= \lim_{\alpha \rightarrow +\infty} [\ln \alpha (\alpha-1) - \ln(\alpha-1) (\alpha-1)] = \\ &= \lim_{\alpha \rightarrow +\infty} [(\alpha-1) \ln \alpha - (\alpha-1) \ln(\alpha-1)] = \\ &= \lim_{\alpha \rightarrow +\infty} (\alpha-1) [\ln \alpha - \ln(\alpha-1)] = \\ &= \lim_{\alpha \rightarrow +\infty} \ln \left(\frac{\alpha}{\alpha-1} \right)^{\alpha-1} = \lim_{\alpha \rightarrow +\infty} \ln \left(1 + \frac{1}{\alpha-1} \right)^{\alpha-1} = \\ &= \ln e = 1 \end{aligned}$$

y la integral existe.

En consecuencia c_n es convergente, y b_n y a_n también lo son, tal y como queremos demostrar.

Las nuevas estimaciones para γ y x_0 son las siguientes:

$$\tilde{\gamma} = \gamma + \gamma^1 \quad ; \quad \tilde{x}_0 = x_0^1 + x_0^1$$

A continuación, se repite el proceso descrito partiendo de estos nuevos valores. Generalmente, dos pasos son suficientes para resolver exitosamente el problema planteado.

2. CONSIDERACIONES SOBRE EL USO DEL MÉTODO DE GUMBEL AL ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS

En cuanto a las limitaciones del método de Gumbel, hasta aquí estudiadas, evidentemente no existe una base teórica para decidir "a priori" que distribución habrá de emplearse para el análisis de las lluvias máximas, ya que no se conoce la forma exacta de la distribución de frecuencias de las precipitaciones de duración t , a partir de la que se seleccionen los máximos.

Se aconseja representar los máximos anuales sobre un papel de probabilidad extrema y si los puntos marcados están más o menos alineados, puede suponerse razonablemente que los datos de la estación meteorológica en cuestión se ajustan bastante bien a la distribución teórica de probabilidad. Cuando los puntos muestran una determinada curvatura, se plantea la cuestión de decidir si la falta de alineación es debida a la muestra escogida, que no es representativa del régimen pluviométrico de la estación en un largo período de tiempo, o bien si existe algún factor microclimático local que influye notoriamente en la distribución de frecuencias de la lluvia. La llanura del delta del Ebro, que participa de las dos comarcas de nuestro estudio casi a partes iguales (Baix Ebre y Montsià), v.gr., constituye un claro ejemplo de microclima altamente representativo del tramo inferior del río Ebro.

El método de Gumbel es atrayente por su relativa sencillez, sobre todo al emplear un gran volumen de datos como sucede en el presente estudio. Ha sido utilizado extensivamente en muchos países, particularmente en trabajos hidrológicos, y la justificación principal de su uso es que al estar sometido a prueba, en numerosas ocasiones, ha dado resultados satisfactorios en la práctica. Por esto también hemos decidido aplicarlo a nuestro caso.

Para la aplicación del método a la serie de valores máximos anuales de la precipitación en diferentes intervalos de tiempo y para diferentes períodos de retorno o recurrencia, se ha empleado la fórmula siguiente:

$$x_T = \bar{x} + \frac{y_T - \bar{y}_n}{S_n} S_x$$

en la que:

\bar{x} , media de las precipitaciones máximas anuales.
 y_T , variable reducida para un período de retorno de T años.
 \bar{y}_n y S_n , media aritmética y desviación típica de la variable reducida y , para una serie de n años, respectivamente.
 S_x , error típico de los máximos anuales [no se toma en consideración la desviación típica o "standard", ya que el error típico de la estimación (SE) se considera más representativo, particularmente para las series más cortas]. Asimismo, en el estudio de las precipitaciones extremas, sí hemos considerado esta desviación típica o cuadrática media.

3. FÓRMULAS DE ALTURA-DURACIÓN-FRECUENCIA

La mayoría de las fórmulas de altura-duración-frecuencia de la precipitación, utilizadas en hidrología aplicada, son casos particulares de la fórmula general siguiente:

$$x_{t,T} = a \cdot t(t + c)^{-b} F(T, t) \quad (1)$$

dónde:

$x_{t,T}$, es la lluvia de duración t (horas) con período de retorno T .
a, **b** y **c** son coeficientes que hay que encontrar para cada localidad geográfica.
 $F(T,t)$ es la llamada "función de frecuencia".

Con los valores obtenidos aplicando la distribución de Gumbel a las estaciones en las que se dispone de datos de precipitaciones máximas en intervalos de 10 minutos a 72 horas, se trata ahora de analizar la posibilidad de emplear la fórmula anterior y de determinar los coeficientes **a**, **b** y **c** para las diferentes localidades de la región del Ebro, objeto de nuestro estudio. En efecto:

$$x_{t,T} = \bar{x}_t + \frac{y_T - \bar{y}_n}{S_n} S_x = \bar{x}_t [1 + K(T,n)V_t]$$

$$K(T, n) = \frac{y_T - \bar{y}_n}{S_n} \quad , \text{ y también:}$$

$V_t = \frac{S_x}{\bar{X}_t}$ = coeficiente de variación de Pearson (expresado en tanto por uno que, como ya se ha dicho, es una medida de dispersión relativa de la correspondiente distribución de frecuencias).

Si bien la fórmula general (1) resulta adecuada para representar los valores de la precipitación máxima en una estación concreta, será también posible determinar unos ciertos coeficientes **a**, **b** y **c** tales que los valores de x_t se ajusten a la ecuación:

$$y = a \cdot t (t + c)^{-b}$$

Si el ajuste es suficientemente bueno, la "función de frecuencia" $F(T,t)$ tomará la configuración matemática:

$$1 + K(T, n) V_t$$

Para $c = 0$, si se hace la correspondiente representación gráfica sobre papel logarítmico, la ecuación:

$$y = a \cdot t^{1-b} \quad (2)$$

se reduce a una línea recta de pendiente $(1-b)$, ya que:

$$\log y = \log a + (1-b) \cdot \log t ,$$

obtenida tomando logaritmos decimales o neperianos en la expresión (2) anterior.

Si **c** es positivo (negativo) la curva se encuentra por debajo (por encima) de la línea recta, aproximándose a ella asintóticamente al aumentar el valor de **t**.

4. GENERALIDADES SOBRE LA DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE GUMBEL

En el cálculo de los caudales de avenida para el dimensionamiento y diseño de los aliviaderos de las grandes presas hidráulicas resulta también habitual el uso de la función de distribución de Gumbel. Se trata de una herramienta de cálculo de probabilidades de contrastada validez en el estudio de los máximos (o mínimos) de una serie cronológica de datos meteorológicos o hidrológicos. También es usada en ingeniería marítima y en general en el diseño de construcciones civiles que puedan estar sometidas a condiciones climatológicas extremas. La distribución de Gumbel, desde el punto de vista del análisis matemático, es una distribución gamma exponencial generalizada.

Por parte de algunos analistas técnicos suele ser habitual el uso de herramientas subjetivas y algunas con muy poco o nulo soporte matemático. Se dice que funcionan cuando en realidad lo que consiguen es básicamente situar al usuario en un marco de autodisciplina operativa, lo que en algunos casos es mucho más de lo que cabría esperar. La función de distribución acumulada de Gumbel viene dada por la expresión exponencial doble, como ya hemos visto en el capítulo II, epígrafe 8.2.1. de este mismo libro:

$$F(X) = e^{-e^{\alpha(X-u)}}$$

donde: $\bar{X} = u + \frac{\beta}{\alpha}$; y siendo $\beta \approx 0'5772\dots$ el número o constante de Euler¹ anteriormente definida (ver epígrafe 1.2 de este mismo anexo).

Además se verifica que: $\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6\alpha^2}$, o lo que es igual: $\frac{1}{\alpha} = \sqrt{\frac{6\sigma^2}{\pi^2}}$ y en

consecuencia, resulta que: $u = \bar{X} - \frac{\beta\sqrt{6}}{\pi} \times \sigma$.

Podemos utilizar: $u \approx \bar{X} - 0'4499 \cdot \sigma$, y: $\frac{1}{\alpha} \approx 0'779696 \cdot \sigma$.

Así, calculando la media \bar{X} de una variable aleatoria X y la desviación típica o “standard” σ de la misma tendremos determinados los valores de los parámetros de la distribución α y u. Recordemos que la probabilidad de que la variable x sea menor o igual que un cierto valor dado Z es el valor que la función de distribución acumulada toma para Z, es decir, que: $P(x \leq Z) = F(Z)$.

De esta forma al trabajar con una serie temporal o histórica de temperaturas, precipitaciones o caudales podemos fijar la probabilidad en términos de la unidad temporal usada. Por ejemplo si estamos midiendo en días, hablar de una probabilidad del 90% es lo mismo que decir:

$$0'90 = 1 - \frac{1}{n} \Rightarrow n = 10 \text{ días,}$$

o lo que es igual, en los próximos 10 días los valores que tome la serie serán menores o iguales a un cierto valor Z en el 90% de los casos, siendo Z tal que: $F(Z) = 0'90$.

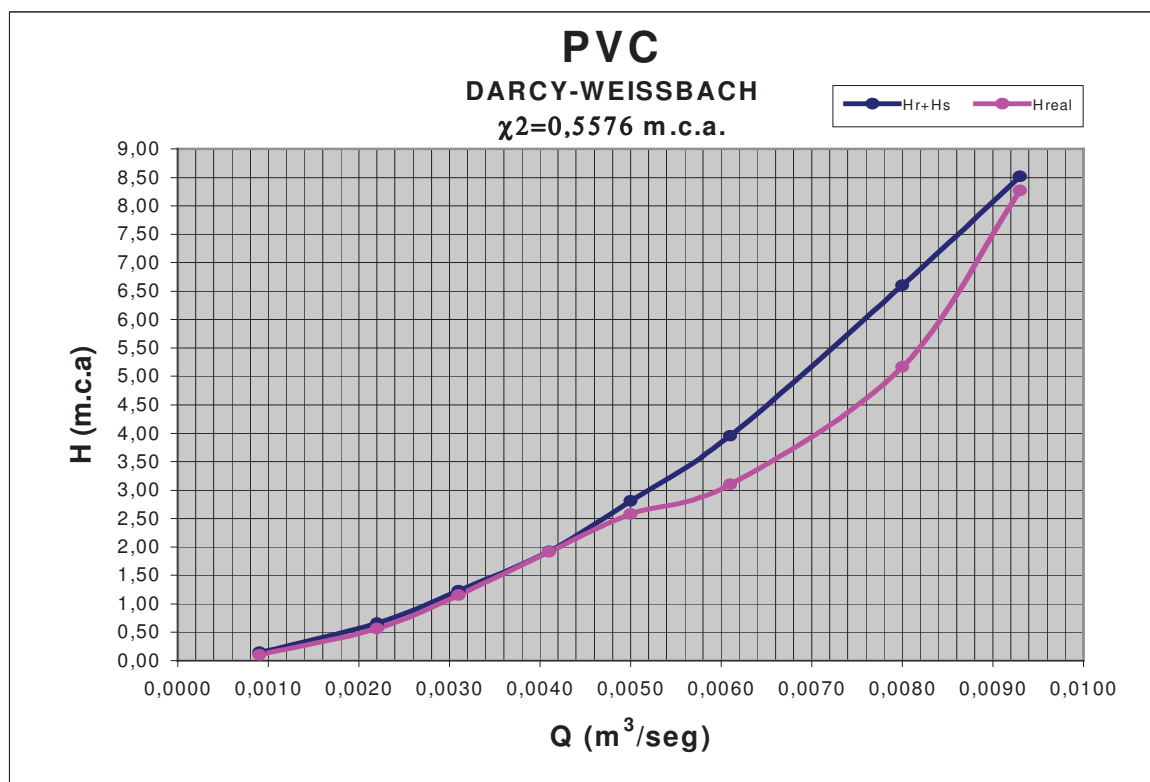
¹ Leonhard Euler (1707-1783), sin duda el científico suizo más eminente, fue un matemático de gran talento del siglo XVIII que enriqueció las matemáticas en cada una de sus ramas y cuya energía fue al menos tan notable como su genio. *"Euler calculaba sin esfuerzo aparente, como los hombres respiran, o como las águilas se sostienen en el viento"*, escribió Francois Arago, el astrónomo y físico francés. Se dice que Euler *"producía memorias en la media hora, entre la primera y segunda llamadas a comer"*. Según el historiador matemático Eric Temple Bell *"componía a menudo sus memorias con un bebé en su regazo mientras los niños mayores jugaban a su alrededor"*; los hijos de Euler fueron 13. A los veintiocho años resolvió en tres días un problema astronómico difícil que, según los astrónomos, llevaría varios meses de esfuerzos. Esta hazaña prodigiosa forzó su vista de tal modo que perdió la visión de un ojo y finalmente quedó totalmente ciego. Pero esta desventaja no disminuyó en modo alguno ni el volumen ni la calidad de su producción matemática. Sus escritos llenarán, según se estima, de 60 a 80 grandes volúmenes en un cuarto cuando la edición de sus obras completas haya sido concluida.

ANEXO NÚM. 4

**COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS
FÓRMULAS PROPUESTAS PARA EL CÁLCULO DE
TUBERÍAS A PRESIÓN**

MATERIAL: PVC																		
FÓRMULA: DARCY-WEISSBACH																		
FLUIDO	t (°C)	v^2 (m /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R(m)	g^2 (m/seg)	Q^3 (m /seg)	V (m/seg)	Re	f	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Real (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0009	0,3817	20,464	0,0265	0,0035	37	0,1298	0,1493	0,1030	0,0463	0,0144
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0022	0,8932	47,854	0,0214	0,0155	37	0,5749	0,6611	0,5665	0,0946	0,0135
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0031	1,2749	68,358	0,0196	0,0290	37	1,0715	1,2322	1,1531	0,0791	0,0051
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0041	1,6444	88,169	0,0184	0,0452	37	1,6726	1,9235	1,9115	0,0120	0,0001
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0050	2,0301	108,850	0,0176	0,0661	37	2,4448	2,8115	2,5825	0,2290	0,0187
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0061	2,4564	131,709	0,0169	0,0930	37	3,4414	3,9576	3,0990	0,8586	0,1863
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0080	3,2644	175,031	0,0160	0,1551	37	5,7393	6,6002	5,1650	1,4352	0,3121
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0093	3,7597	201,590	0,0155	0,2001	37	7,4040	8,5146	8,2640	0,2506	0,0074

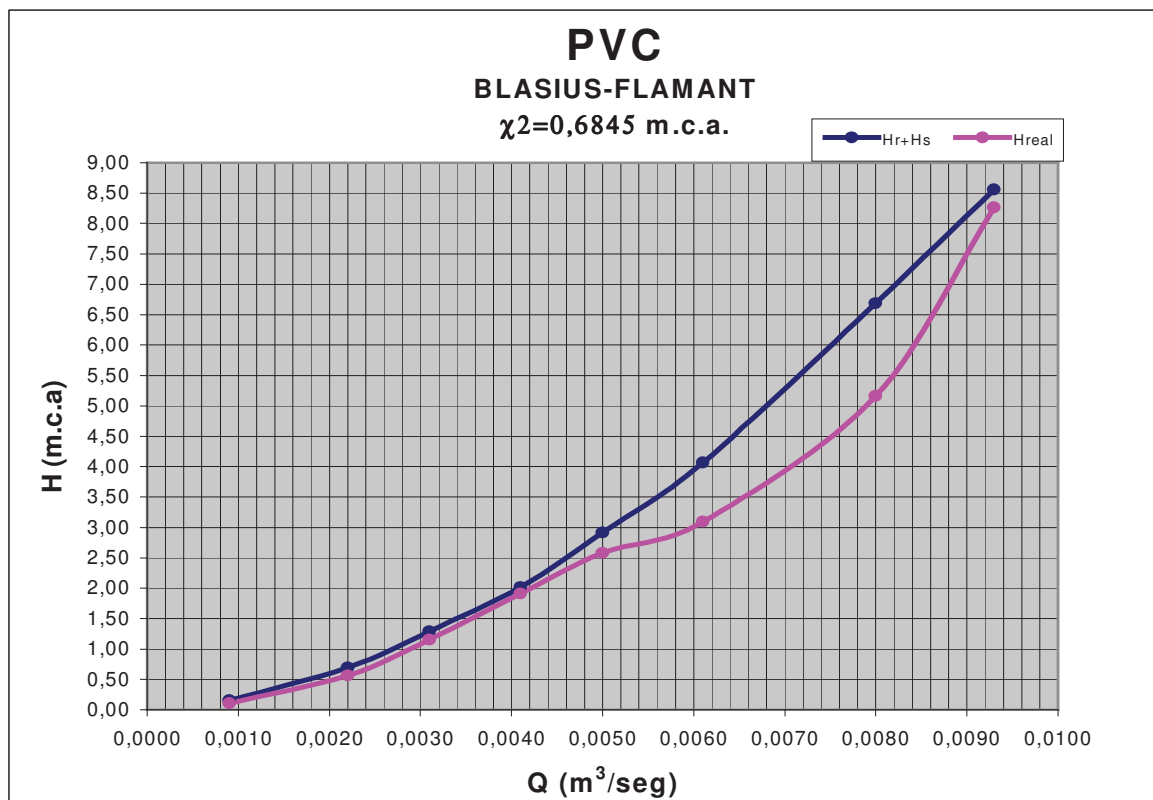
Diferencia media absoluta: 0,3757 m.c.a. $\chi^2 = 0,5576$ m.c.a.



Q	H _{r+H_s}	H _{real}
0,0009	0,1493	0,1030
0,0022	0,6611	0,5665
0,0031	1,2322	1,1531
0,0041	1,9235	1,9115
0,0050	2,8115	2,5825
0,0061	3,9576	3,0990
0,0080	6,6002	5,1650
0,0093	8,5146	8,2640

MATERIAL: PVC																
FÓRMULA: BLASIUS-FLAMANT																
FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	g^2 (m/seg ²)	Q^3 (m ³ /seg)	v (m/seg)	α	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.^2}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0009	0,3817	0,000135	0,0037	37	0,1359	0,1563	0,1030	0,0533	0,0182
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0022	0,8932	0,000135	0,0163	37	0,6019	0,6922	0,5665	0,1257	0,0228
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0031	1,2749	0,000135	0,0303	37	1,1219	1,2902	1,1531	0,1371	0,0146
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0041	1,6444	0,000135	0,0473	37	1,7513	2,0140	1,9115	0,1025	0,0052
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0050	2,0301	0,000135	0,0684	37	2,5323	2,9121	2,5825	0,3296	0,0373
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0061	2,4564	0,000135	0,0955	37	3,5350	4,0653	3,0990	0,9663	0,2297
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0080	3,2644	0,000135	0,1572	37	5,8145	6,6867	5,1650	1,5217	0,3463
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0093	3,7597	0,000135	0,2012	37	7,4454	8,5622	8,2640	0,2982	0,0104

Diferencia media absoluta: 0,4418 m.c.a. $\chi^2 = 0,6845$ m.c.a.



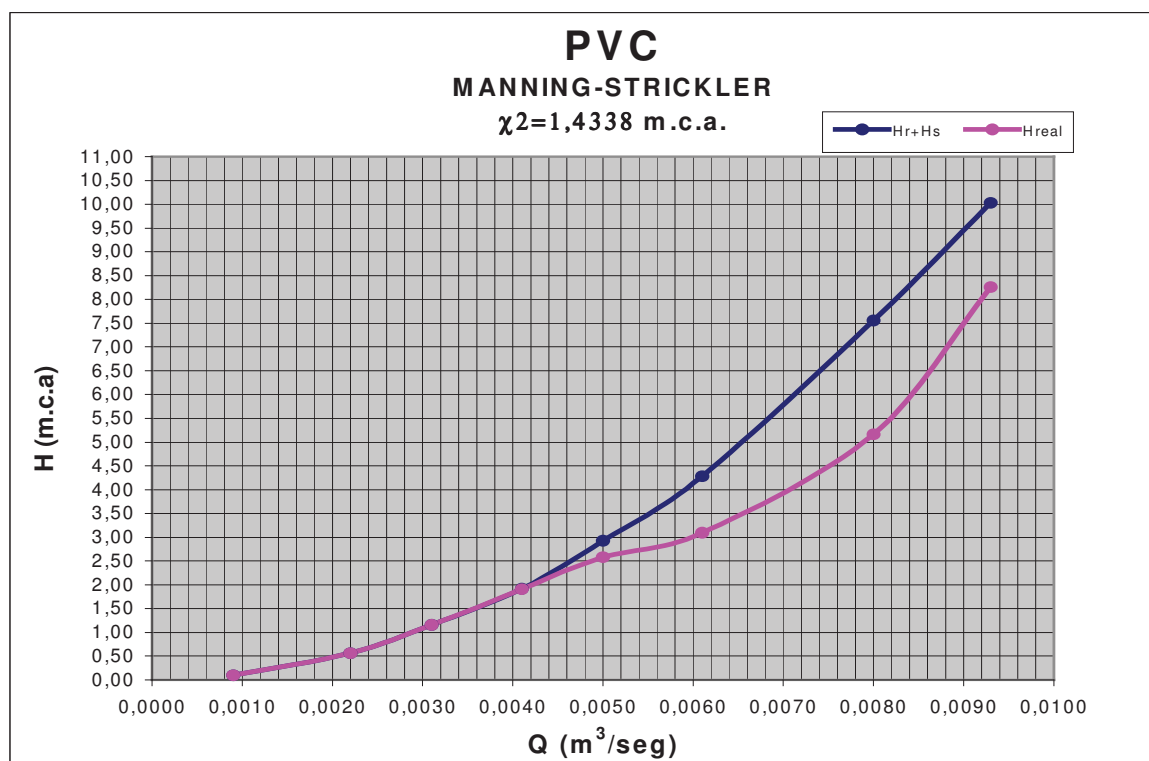
Q	Hr+Hs	Hreal
0,0009	0,1563	0,1030
0,0022	0,6922	0,5665
0,0031	1,2902	1,1531
0,0041	2,0140	1,9115
0,0050	2,9121	2,5825
0,0061	4,0653	3,0990
0,0080	6,6867	5,1650
0,0093	8,5622	8,2640

MATERIAL: PVC

FÓRMULA: MANNING-STRICKLER-GAUKLER

FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	g^2 (m/seg.)	$\frac{Q}{3}$ (m ³ /seg)	V (m/seg)	n	J (m/m)	I (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0009	0,3817	0,0075	0,0024	37	0,0898	0,1033	0,1030	0,0003	0,0000
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0022	0,8932	0,0075	0,0133	37	0,4921	0,5659	0,5665	-0,0006	0,0000
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0031	1,2749	0,0075	0,0271	37	1,0026	1,1530	1,1531	-0,0001	0,0000
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0041	1,6444	0,0075	0,0451	37	1,6679	1,9181	1,9115	0,0066	0,0000
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0050	2,0301	0,0075	0,0687	37	2,5421	2,9234	2,5825	0,3409	0,0398
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0061	2,4564	0,0075	0,1006	37	3,7218	4,2801	3,0990	1,1811	0,3259
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0080	3,2644	0,0075	0,1777	37	6,5729	7,5588	5,1650	2,3938	0,7581
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0093	3,7597	0,0075	0,2357	37	8,7191	10,0270	8,2640	1,7630	0,3100

Diferencia media absoluta: 0'7108 m.c.a. $\chi^2 = 1'4338$ m.c.a.

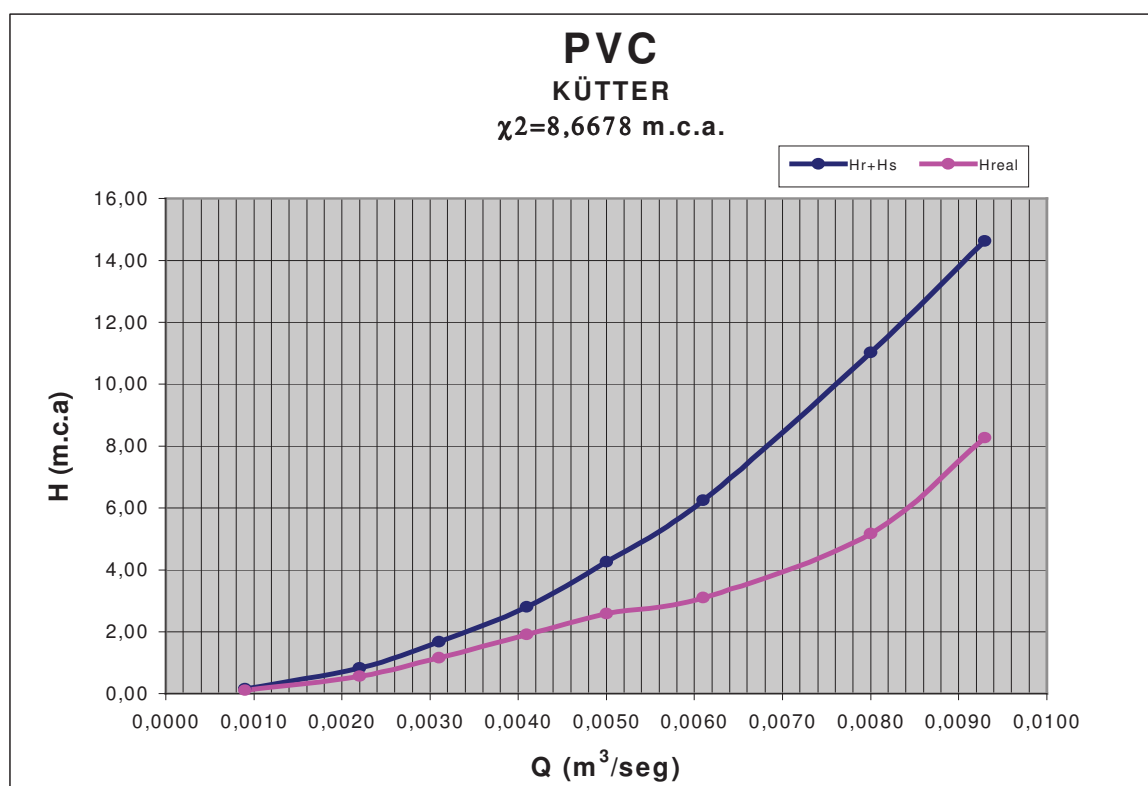


Q	Hr+Hs	Hreal
0,0009	0,1033	0,1030
0,0022	0,5659	0,5665
0,0031	1,1530	1,1531
0,0041	1,9181	1,9115
0,0050	2,9234	2,5825
0,0061	4,2801	3,0990
0,0080	7,5588	5,1650
0,0093	10,0270	8,2640

COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS

MATERIAL: PVC																		
FÓRMULA: KÜTTER																		
FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	g ² (m/seg)	Q ³ (m ³ /seg)	V (m/seg)	α	K	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0009	0,3817	0,1000	54,1960	0,0035	37	0,1311	0,1508	0,1030	0,0478	0,0152
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0022	0,8932	0,1000	54,1960	0,0194	37	0,7179	0,8256	0,5665	0,2591	0,0813
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0031	1,2749	0,1000	54,1960	0,0395	37	1,4625	1,6818	1,1531	0,5287	0,1662
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0041	1,6444	0,1000	54,1960	0,0658	37	2,4330	2,7980	1,9115	0,8865	0,2809
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0050	2,0301	0,1000	54,1960	0,1002	37	3,7083	4,2645	2,5825	1,6820	0,6634
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0061	2,4564	0,1000	54,1960	0,1467	37	5,4293	6,2437	3,0990	3,1447	1,5839
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0080	3,2644	0,1000	54,1960	0,2591	37	9,5884	11,0267	5,1650	5,8617	3,1160
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0093	3,7597	0,1000	54,1960	0,3437	37	12,7101	14,6166	8,2640	6,3526	2,7609

Diferencia media absoluta: $2'3454$ m.c.a. $\chi^2 = 8'6678$ m.c.a.



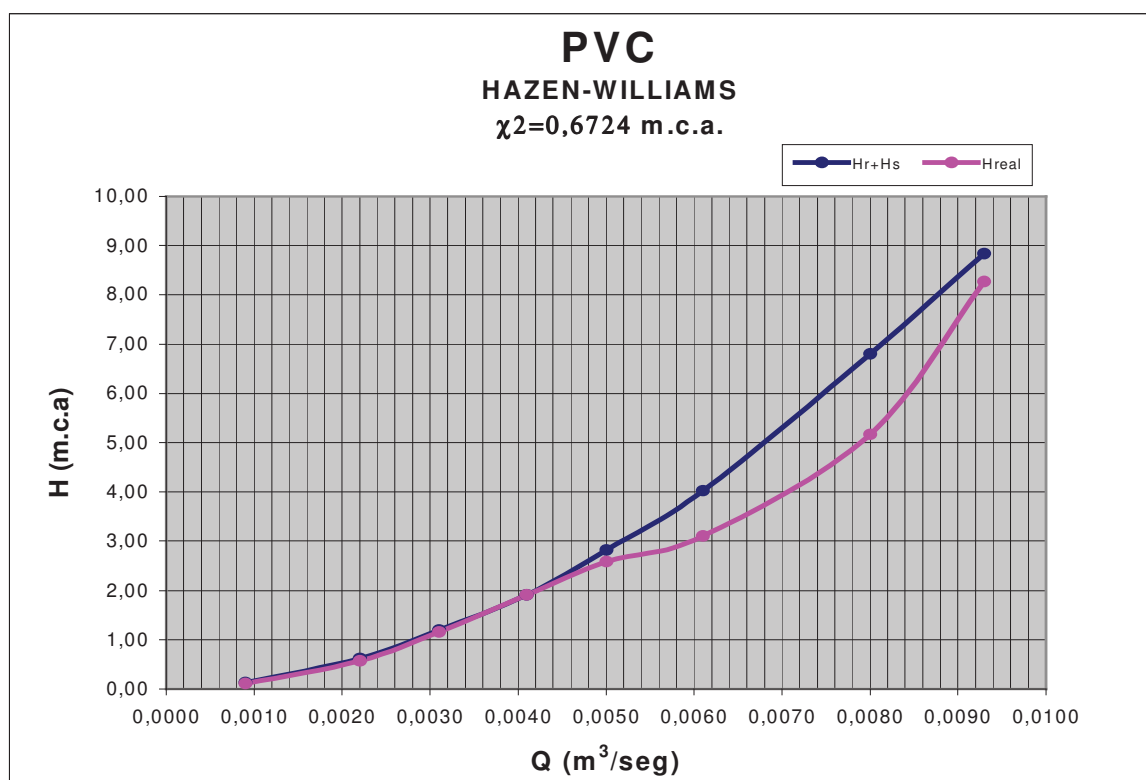
Q	H _{r+Hs}	H _{real}
0,0009	0,1508	0,1030
0,0022	0,8256	0,5665
0,0031	1,6818	1,1531
0,0041	2,7980	1,9115
0,0050	4,2645	2,5825
0,0061	6,2437	3,0990
0,0080	11,0267	5,1650
0,0093	14,6166	8,2640

MATERIAL: PVC

FÓRMULA: HAZEN-WILLIAMS

FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	$\frac{g}{m/seg}$	$\frac{Q^3}{m^3/seg}$	V (m/seg)	C	J (m/m)	I (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.^2}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0009	0,3817	150	0,0030	37	0,1111	0,1278	0,1030	0,0248	0,0048
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0022	0,8932	150	0,0145	37	0,5367	0,6172	0,5665	0,0507	0,0042
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0031	1,2749	150	0,0280	37	1,0371	1,1927	1,1531	0,0396	0,0013
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0041	1,6444	150	0,0449	37	1,6616	1,9108	1,9115	-0,0007	0,0000
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0050	2,0301	150	0,0663	37	2,4546	2,8228	2,5825	0,2403	0,0205
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0061	2,4564	150	0,0944	37	3,4938	4,0179	3,0990	0,9189	0,2101
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0080	3,2644	150	0,1599	37	5,9156	6,8029	5,1650	1,6379	0,3943
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0093	3,7597	150	0,2077	37	7,6845	8,8372	8,2640	0,5732	0,0372

Diferencia media absoluta: 0'4358 m.c.a. $\chi^2 = 0'6724$ m.c.a.

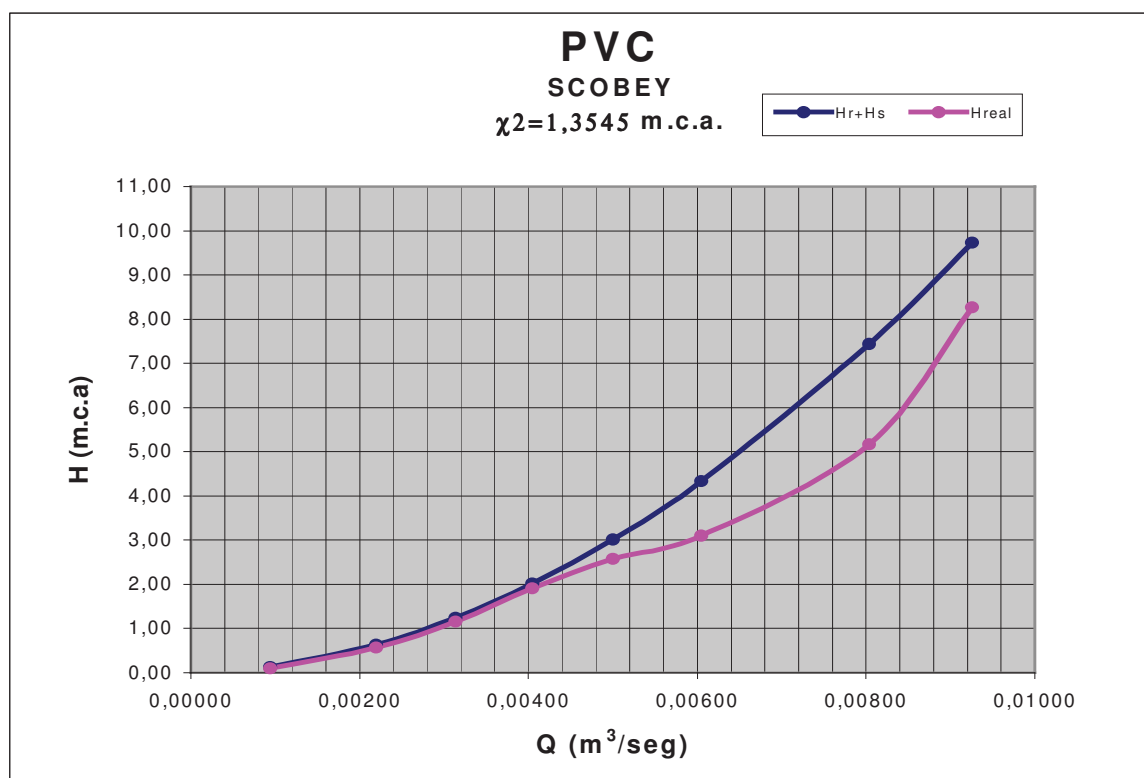


Q	Hr+Hs	Hreal
0,0009	0,1278	0,1030
0,0022	0,6172	0,5665
0,0031	1,1927	1,1531
0,0041	1,9108	1,9115
0,0050	2,8228	2,5825
0,0061	4,0179	3,0990
0,0080	6,8029	5,1650
0,0093	8,8372	8,2640

COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS

MATERIAL: PVC																
FÓRMULA: SCOBEEY																
FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	g^2 (m/seg ²)	$\frac{Q}{3}$ (m ³ /seg)	V (m/seg)	Ks	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.^2}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,00094	0,3817	0,3000	0,0030	37	0,1096	0,1260	0,1030	0,0230	0,0042
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,0022	0,8932	0,3000	0,0149	37	0,5514	0,6341	0,5665	0,0676	0,0072
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,00314	1,2749	0,3000	0,0293	37	1,0840	1,2466	1,1531	0,0935	0,0070
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,00405	1,6444	0,3000	0,0475	37	1,7580	2,0217	1,9115	0,1102	0,0060
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,005	2,0301	0,3000	0,0709	37	2,6235	3,0170	2,5825	0,4345	0,0626
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,00605	2,4564	0,3000	0,1019	37	3,7686	4,3339	3,0990	1,2349	0,3519
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,00804	3,2644	0,3000	0,1748	37	6,4689	7,4392	5,1650	2,2742	0,6952
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	9,81	0,00926	3,7597	0,3000	0,2287	37	8,4607	9,7298	8,2640	1,4658	0,2208

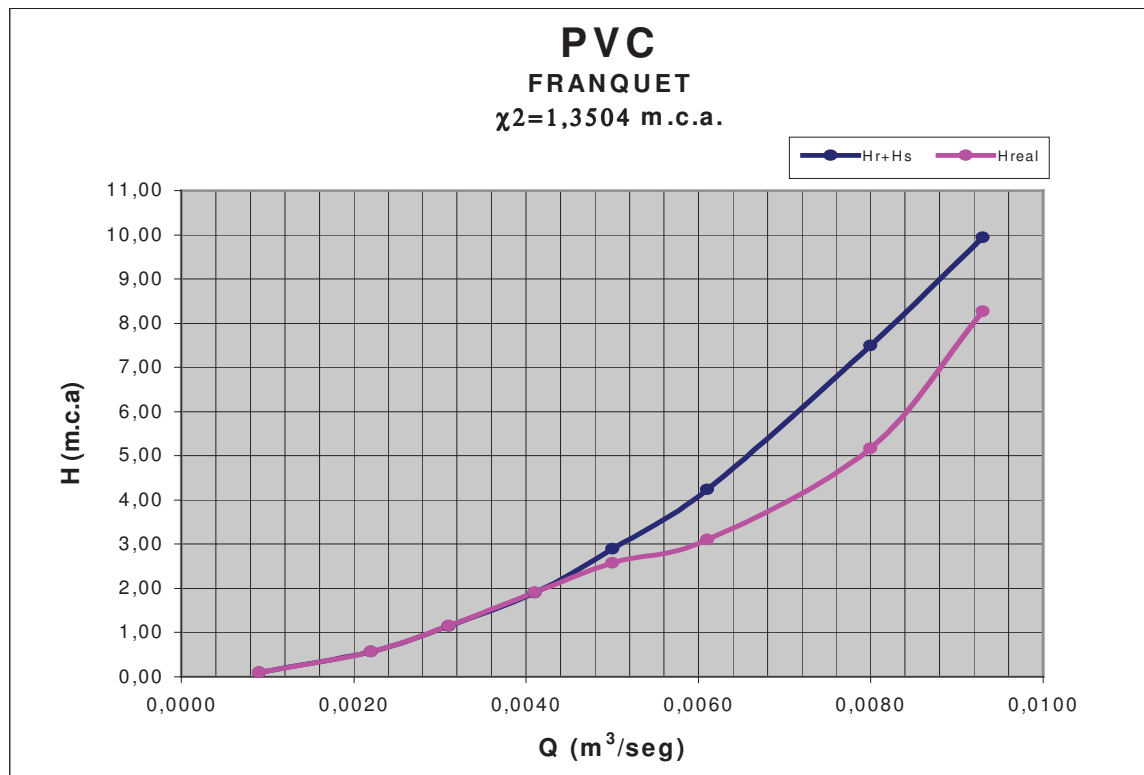
Diferencia media absoluta: 0,713 m.c.a. $\chi^2 = 1,3545$ m.c.a.



Q	Hr+Hs	Hreal
0,00094	0,1260	0,1030
0,00220	0,6341	0,5665
0,00314	1,2466	1,1531
0,00405	2,0217	1,9115
0,00500	3,0170	2,5825
0,00605	4,3339	3,0990
0,00804	7,4392	5,1650
0,00926	9,7298	8,2640

MATERIAL: PVC																		
FÓRMULA: FRANQUET																		
FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	g^2 (m/seg.)	Q^3 (m ³ /seg.)	V (m/seg.)	K	β	J (m./m.)	I (m)	Hr (m)	Hr+Hs (m)	HReal (m.c.a.)	Diferencia (m.c.a.)	$\frac{Dif.^2}{Hr + Hs}$ (m.c.a.)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0009	0,3817	86,8500	0,62150	0,0024	37	0,0898	0,1033	0,1030	0,0003	0,0000
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0022	0,8932	86,8500	0,62150	0,0133	37	0,4921	0,5659	0,5665	-0,0006	0,0000
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0031	1,2749	86,8500	0,62150	0,0269	37	0,9940	1,1431	1,1531	-0,0100	0,0000
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0041	1,6444	86,8500	0,62150	0,0447	37	1,6537	1,9018	1,9115	0,0097	0,0000
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0050	2,0301	86,8500	0,62150	0,0681	37	2,5204	2,8985	2,5825	0,3160	0,0344
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0061	2,4564	86,8500	0,62150	0,0997	37	3,6901	4,2437	3,0990	1,1447	0,3088
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0080	3,2644	86,8500	0,62150	0,1761	37	6,5171	7,4946	5,1650	2,3296	0,7241
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0630	0,0035	0,0560	0,0140	9,81	0,0093	3,7597	86,8500	0,62150	0,2336	37	8,6448	9,9415	8,2640	1,6775	0,2831

Diferencia media absoluta: 0,686 m.c.a. $\chi^2 = 1,3504$ m.c.a.



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0009	0,1033	0,1030
0,0022	0,5659	0,5665
0,0031	1,1431	1,1531
0,0041	1,9018	1,9115
0,0050	2,8985	2,5825
0,0061	4,2437	3,0990
0,0080	7,4946	5,1650
0,0093	9,9415	8,2640

OBSERVACIONES:

Para la determinación de las pérdidas de carga unitarias se ha empleado la siguiente expresión para los tubos semi-nuevos:

$$\alpha_1 = \frac{0'70 + \sqrt{d}}{0'50 + \sqrt{d}} = \frac{0'70 + \sqrt{0'056}}{0'50 + \sqrt{0'056}} = 1'2714, \text{ de dónde:}$$

$$V = \alpha_1 \times K \times R^b \times J^{0'5} = 1'2714 \times 86'85 \times 0'014^{0'6215} \times \sqrt{J} = 7'778 \times \sqrt{J};$$

$V^2 = 60'5 \times J$; con lo que, en todos los casos, se tendrá que:

$$J = \frac{V^2}{60'5} = \frac{Q^2}{S^2 \times 60'5} = \frac{16 \times Q^2}{\pi^2 \times 60'5 \times d^4} = \frac{16}{597 \times d^4} \times Q^2 = m \times Q^2,$$

según la configuración analítica correspondiente a la expresión simplificada de Darcy.

Entonces, resulta, en este caso:

$$m = \frac{16}{597 \times 0'113^4} = 164'37, \text{ con un coeficiente de rozamiento de:}$$

$$b = \frac{m \times \pi^2 \times d^5}{64} = \frac{164'37 \times \pi^2 \times 0'113^5}{64} = 0'000467, \text{ o lo que es lo mismo:}$$

$$b = \frac{d \times J}{4 \times V^2} = \frac{0'113 \times J}{4 \times 60'5 \times J} = 0'000467, \text{ c.s.q.d.}$$

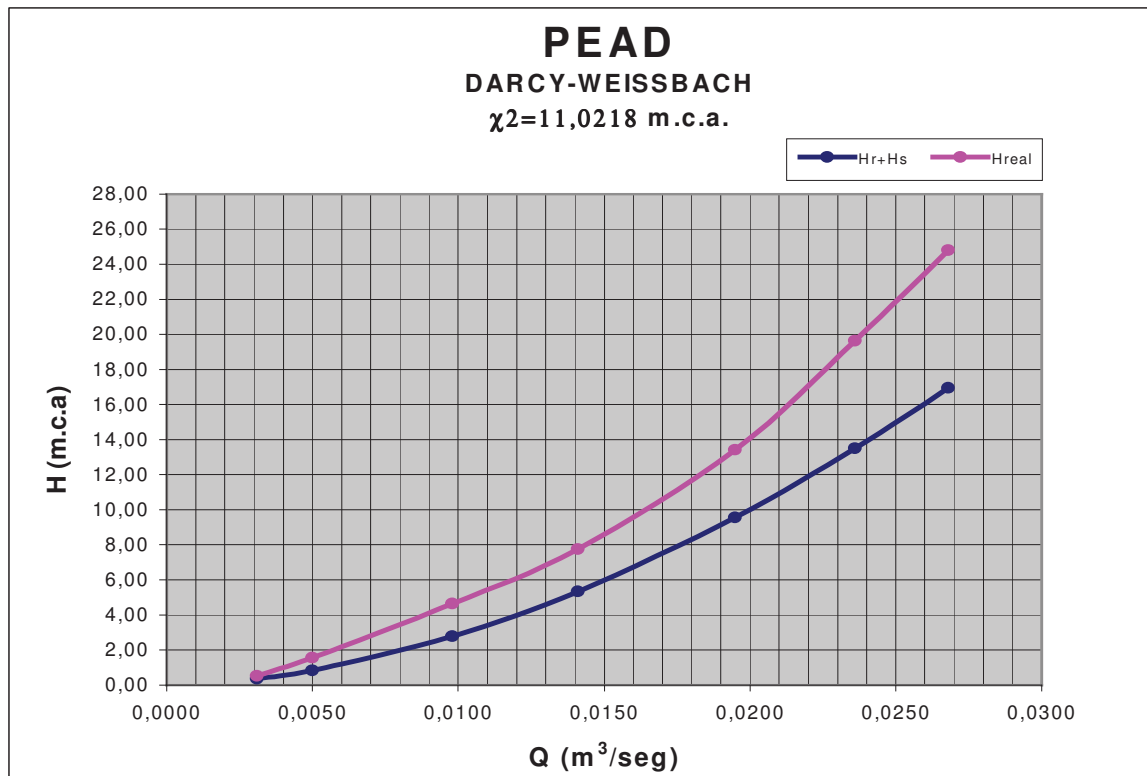
MATERIAL: PEAD

FÓRMULA: DARCY-WEISSBACH

FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	$\frac{g^2}{(m/seg.)}$	$\frac{Q^3}{(m^3/seg.)}$	V (m/seg)	Re	f	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.^2}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0031	0,3041	32,905	0,0235	0,0010	316	0,3098	0,3563	0,5165	-0,1602	0,0720
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0050	0,4986	53,943	0,0208	0,0023	316	0,7359	0,8464	1,5495	-0,7031	0,5841
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0098	0,9772	105,729	0,0177	0,0076	316	2,4122	2,7740	4,6485	-1,8745	1,2667
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0141	1,4060	152,120	0,0164	0,0147	316	4,6345	5,3297	7,7475	-2,4178	1,0968
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0195	1,9445	210,379	0,0154	0,0263	316	8,3124	9,5592	13,4290	-3,8698	1,5666
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0236	2,3533	254,613	0,0149	0,0371	316	11,7351	13,4954	19,6270	-6,1316	2,7859
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0268	2,6724	289,136	0,0145	0,0467	316	14,7227	16,9311	24,7920	-7,8609	3,6497

Diferencia media absoluta: $3,2883$ m.c.a. $\chi^2 = 11,0218$ m.c.a.

COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS



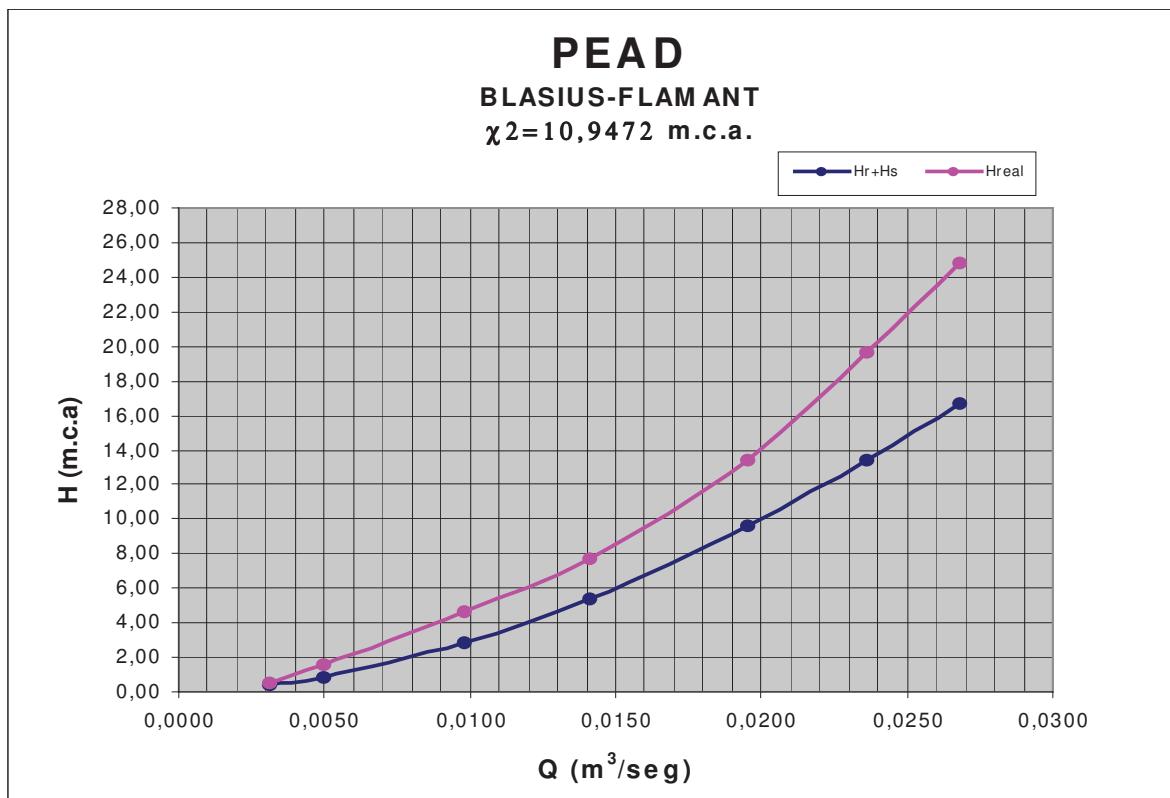
Q	H _r +H _s	H _{real}
0,0031	0,3563	0,5165
0,0050	0,8464	1,5495
0,0098	2,7740	4,6485
0,0141	5,3297	7,7475
0,0195	9,5592	13,4290
0,0236	13,4954	19,6270
0,0268	16,9311	24,7920

MATERIAL: PEAD

FÓRMULA: BLASIUS-FLAMANT

FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	g^2 (m/seg.)	$\frac{Q^3}{m^3}$ (m ³ /seg.)	v (m/seg)	α	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0031	0,3041	0,000135	0,0010	316	0,3244	0,3731	0,5165	-0,1434	0'0551
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0050	0,4986	0,000135	0,0024	316	0,7705	0,8861	1,5495	-0,6634	0'4967
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0098	0,9772	0,000135	0,0079	316	2,5016	2,8768	4,6485	-1,7717	1'0911
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0141	1,4060	0,000135	0,0150	316	4,7283	5,4376	7,7475	-2,3099	0'9812
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0195	1,9445	0,000135	0,0264	316	8,3394	9,5903	13,4290	-3,8387	1'5365
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0236	2,3533	0,000135	0,0369	316	11,6458	13,3927	19,6270	-6,2343	2'9021
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0268	2,6724	0,000135	0,0460	316	14,5482	16,7304	24,7920	-8,0616	3'8845

Diferencia media absoluta: 3'289 m.c.a. $\chi^2 = 10'9472$ m.c.a.



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0031	0,3731	0,5165
0,0050	0,8861	1,5495
0,0098	2,8768	4,6485
0,0141	5,4376	7,7475
0,0195	9,5903	13,4290
0,0236	13,3927	19,6270
0,0268	16,7304	24,7920

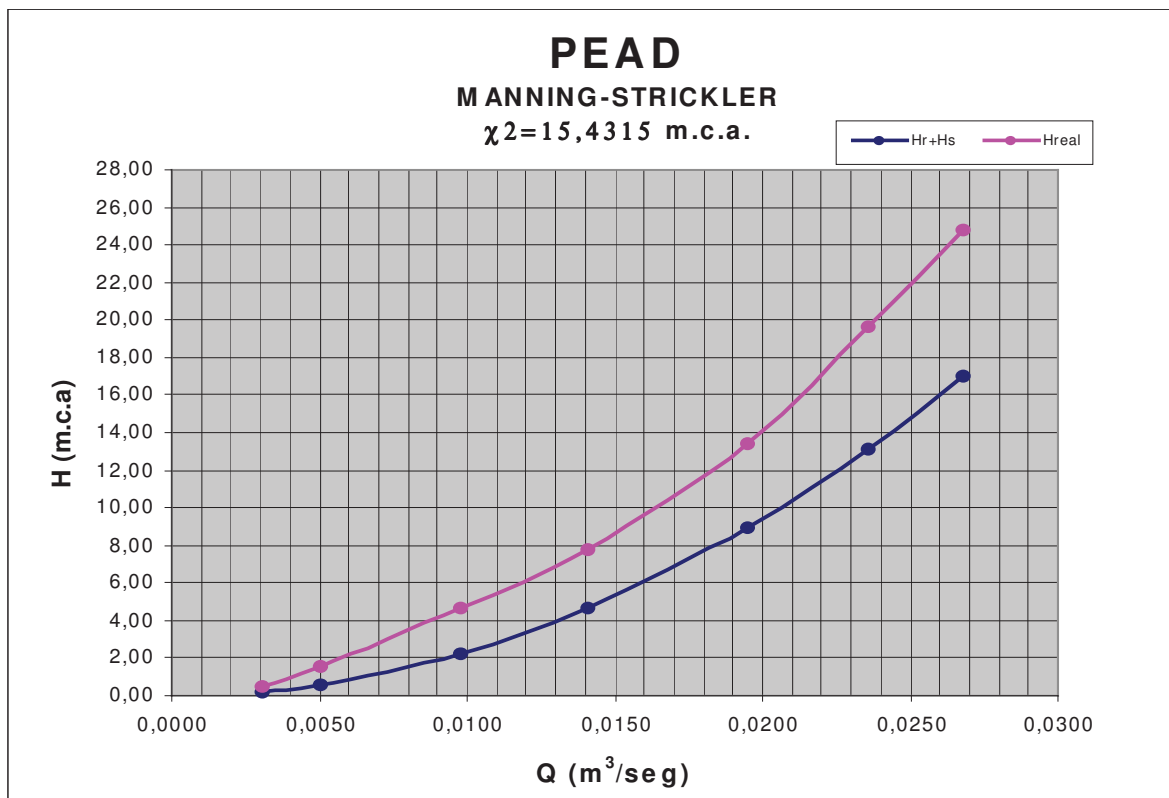
MATERIAL: PEAD

FÓRMULA: MANNING-STRICKLER-GAUKLER

FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	$\frac{g^2}{(m/seg.)}$	$\frac{Q^3}{(m^3/seg.)}$	V (m/seg)	n	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.^2}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0031	0,3041	0,0075	0,0006	316	0,1911	0,2198	0,5165	-0,2967	0,4005
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0050	0,4986	0,0075	0,0016	316	0,5136	0,5906	1,5495	-0,9589	1,5569
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0098	0,9772	0,0075	0,0062	316	1,9729	2,2668	4,6485	-2,3817	2,5024
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0141	1,4060	0,0075	0,0129	316	4,0840	4,6966	7,7475	-3,0509	1,9819
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0195	1,9445	0,0075	0,0247	316	7,8112	8,9829	13,4290	-4,4461	2,2006
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0236	2,3533	0,0075	0,0362	316	11,4413	13,1575	19,6270	-6,4695	3,1810
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0268	2,6724	0,0075	0,0470	316	14,7543	16,9675	24,7920	-7,8245	3,6082

Diferencia media absoluta: 3'6326 m.c.a. $\chi^2 = 15'4315$ m.c.a.

COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS



Q	H _{r+Hs}	H _{real}
0,0031	0,2198	0,5165
0,0050	0,5906	1,5495
0,0098	2,2668	4,6485
0,0141	4,6966	7,7475
0,0195	8,9829	13,4290
0,0236	13,1575	19,6270
0,0268	16,9675	24,7920

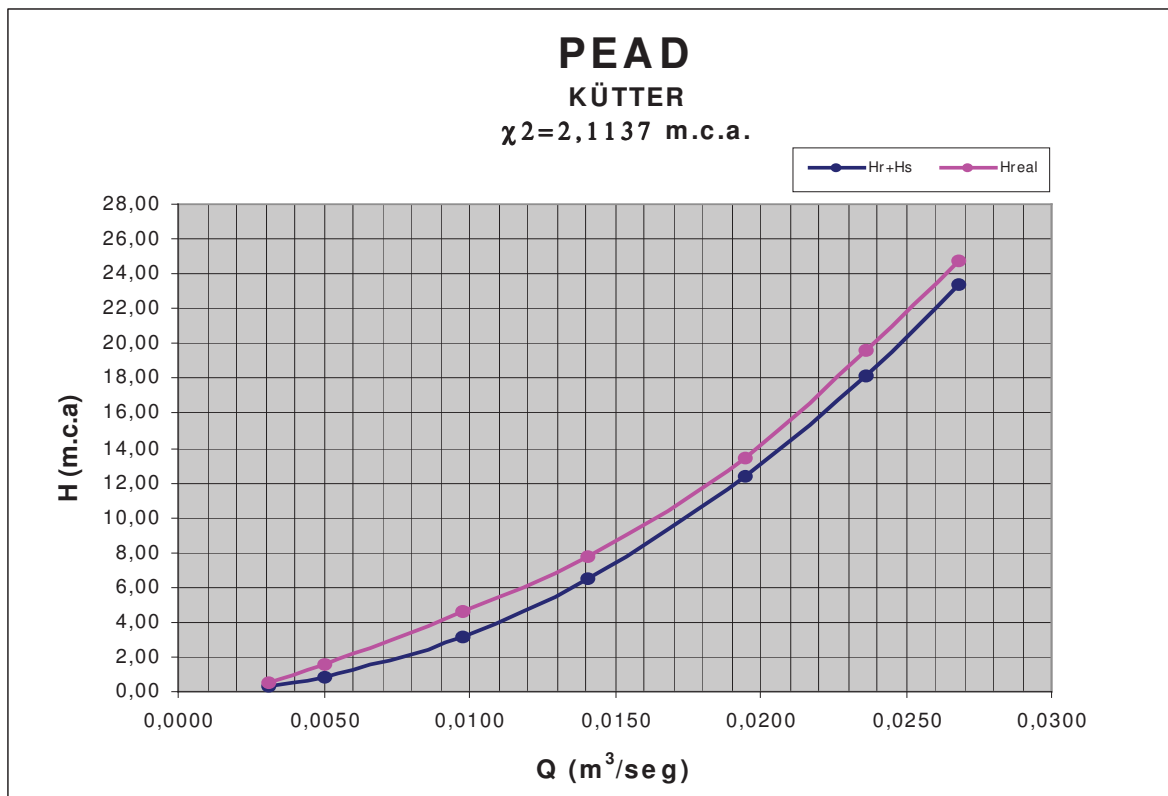
MATERIAL: PEAD

FÓRMULA: KÜTER

FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	g^2 (m/seg.)	$\frac{Q}{3}$ (m ³ /seg)	V (m/seg)	α	K	J (m/m)	I (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0031	0,3041	0,1000	62,6973	0,0008	316	0,2632	0,3027	0,5165	-0,2138	0,1510
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0050	0,4986	0,1000	62,6973	0,0022	316	0,7074	0,8135	1,5495	-0,7360	0,6659
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0098	0,9772	0,1000	62,6973	0,0086	316	2,7174	3,1250	4,6485	-1,5235	0,7427
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0141	1,4060	0,1000	62,6973	0,0178	316	5,6252	6,4690	7,7475	-1,2785	0,2527
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0195	1,9445	0,1000	62,6973	0,0340	316	10,7590	12,3729	13,4290	-1,0561	0,0901
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0236	2,3533	0,1000	62,6973	0,0499	316	15,7589	18,1227	19,6270	-1,5043	0,1249
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0268	2,6724	0,1000	62,6973	0,0643	316	20,3223	23,3707	24,7920	-1,4213	0,0864

Diferencia media absoluta: 1'1048 m.c.a. $\chi^2 = 2'1137$ m.c.a.

COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0031	0,3027	0,5165
0,0050	0,8135	1,5495
0,0098	3,1250	4,6485
0,0141	6,4690	7,7475
0,0195	12,3729	13,4290
0,0236	18,1227	19,6270
0,0268	23,3707	24,7920

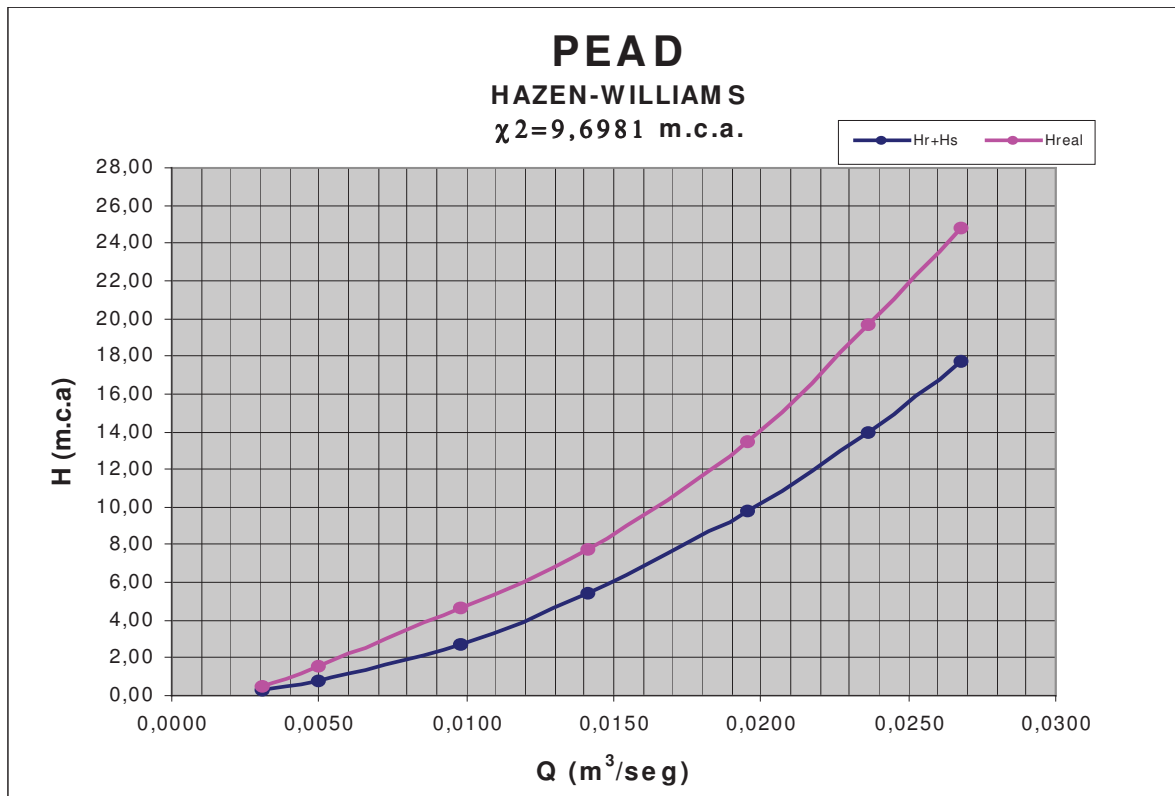
MATERIAL: PEAD

FÓRMULA: HAZEN-WILLIAMS

FLUIDO	t (°C)	v $(m /seg.)^{-6}$	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	g $(m/seg.)^2$	Q $(m^3 /seg.)$	V (m/seg)	C	J (m/m)	I (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0031	0,3041	150	0,0009	316	0,2747	0,3159	0,5165	-0,2006	0,1274
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0050	0,4986	150	0,0022	316	0,6863	0,7892	1,5495	-0,7603	0,7325
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0098	0,9772	150	0,0076	316	2,3865	2,7445	4,6485	-1,9040	1,3209
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0141	1,4060	150	0,0148	316	4,6810	5,3832	7,7475	-2,3643	1,0384
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0195	1,9445	150	0,0270	316	8,5331	9,8131	13,4290	-3,6159	1,3324
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0236	2,3533	150	0,0385	316	12,1502	13,9727	19,6270	-5,6543	2,2881
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0268	2,6724	150	0,0487	316	15,3762	17,6826	24,7920	-7,1094	2,8584

Diferencia media absoluta: 3'087 m.c.a. $\chi^2 = 9'6981$ m.c.a.

COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0031	0,3159	0,5165
0,0050	0,7892	1,5495
0,0098	2,7445	4,6485
0,0141	5,3832	7,7475
0,0195	9,8131	13,4290
0,0236	13,9727	19,6270
0,0268	17,6826	24,7920

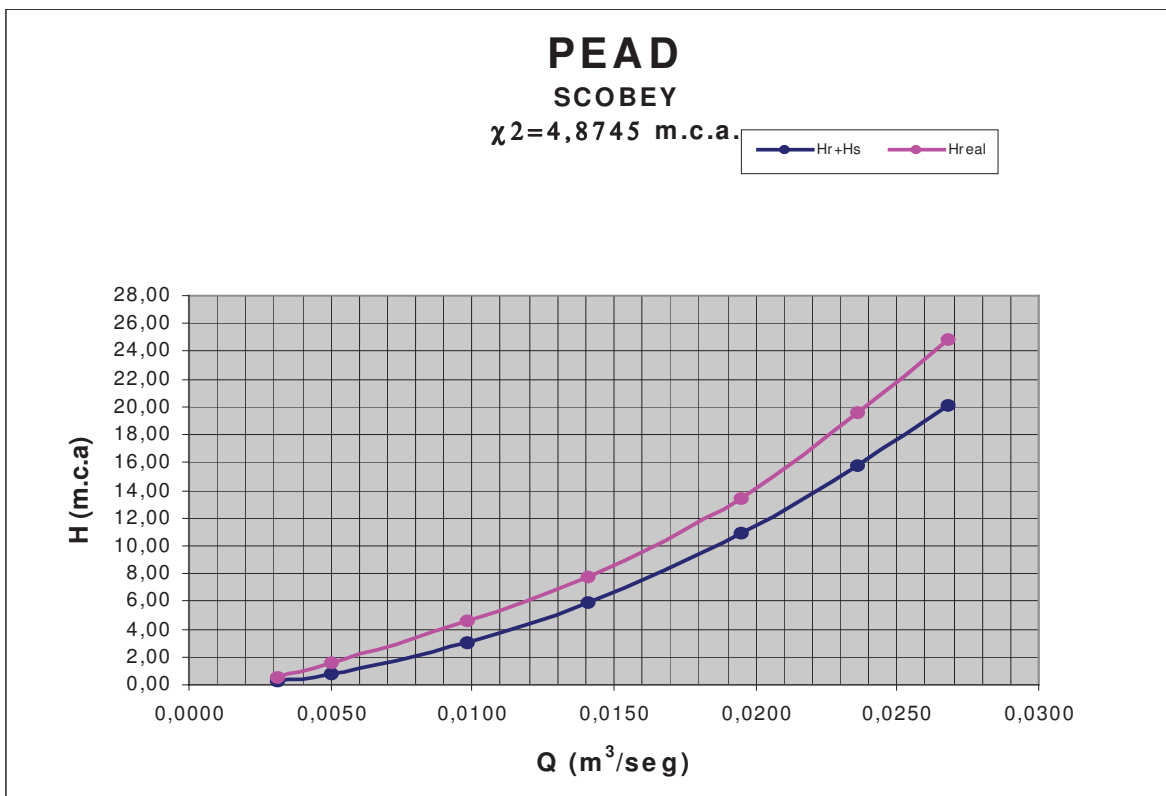
MATERIAL: PEAD

FÓRMULA: SCOBEY

FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	g^2 (m/seg ²)	Q^3 (m ³ /seg)	V (m/seg)	Ks	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.^2}{Hr+Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0031	0,3041	0,3000	0,0009	316	0,2809	0,3230	0,5165	-0,1935	0,1159
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0050	0,4986	0,3000	0,0023	316	0,7185	0,8263	1,5495	-0,7232	0,6330
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0098	0,9772	0,3000	0,0082	316	2,5805	2,9676	4,6485	-1,6809	0,9521
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0141	1,4060	0,3000	0,0163	316	5,1509	5,9235	7,7475	-1,8240	0,5617
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0195	1,9445	0,3000	0,0302	316	9,5375	10,9681	13,4290	-2,4609	0,5521
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0236	2,3533	0,3000	0,0434	316	13,7056	15,7614	19,6270	-3,8656	0,9481
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	9,81	0,0268	2,6724	0,3000	0,0552	316	17,4511	20,0688	24,7920	-4,7232	1,1116

Diferencia media absoluta: 2'2102 m.c.a. $\chi^2 = 4'8745$ m.c.a.

COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0031	0,3230	0,5165
0,0050	0,8263	1,5495
0,0098	2,9676	4,6485
0,0141	5,9235	7,7475
0,0195	10,9681	13,4290
0,0236	15,7614	19,6270
0,0268	20,0688	24,7920

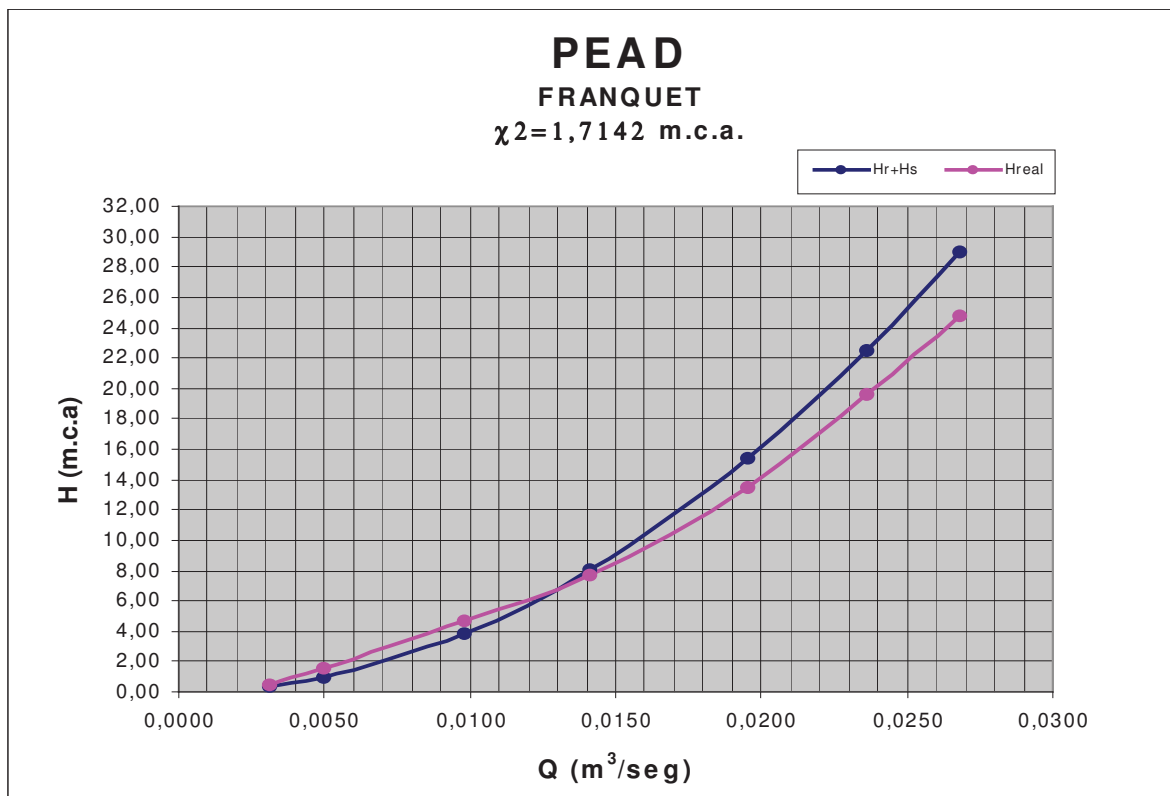
MATERIAL: PEAD

FÓRMULA: FRANQUET

FLUIDO	t (°C)	v 2 (m /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	g 2 (m/seg)	Q 3 (m /seg)	V (m/seg)	K	β	J (m/m)	I (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0031	0,3041	86,8500	0,62150	0,0010	316	0,3265	0,3755	0,5165	-0,1410	0,0529
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0050	0,4986	86,8500	0,62150	0,0028	316	0,8773	1,0089	1,5495	-0,5406	0,2897
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0098	0,9772	86,8500	0,62150	0,0107	316	3,3704	3,8760	4,6485	-0,7725	0,1540
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0141	1,4060	86,8500	0,62150	0,0221	316	6,9770	8,0236	7,7475	0,2761	0,0095
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0195	1,9445	86,8500	0,62150	0,0422	316	13,3445	15,3462	13,4290	1,9172	0,2395
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0236	2,3533	86,8500	0,62150	0,0619	316	19,5459	22,4778	19,6270	2,8508	0,3616
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,1250	0,0060	0,1130	0,0283	9,81	0,0268	2,6724	86,8500	0,62150	0,0798	316	25,2058	28,9867	24,7920	4,1947	0,6070

Diferencia media absoluta: $1'5276$ m.c.a. $\chi^2 = 1'7142$ m.c.a.

OBSERVACIONES: Debe considerarse que, en este caso, la tubería en cuestión estaba bastante deteriorada por el uso, estado de conservación y elevada presencia de piezas especiales. Por esta razón, hemos aplicado directamente la fórmula de las tuberías en servicio que se deduce de nuestro estudio.



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0031	0,3755	0,5165
0,0050	1,0089	1,5495
0,0098	3,8760	4,6485
0,0141	8,0236	7,7475
0,0195	15,3462	13,4290
0,0236	22,4778	19,6270
0,0268	28,9867	24,7920

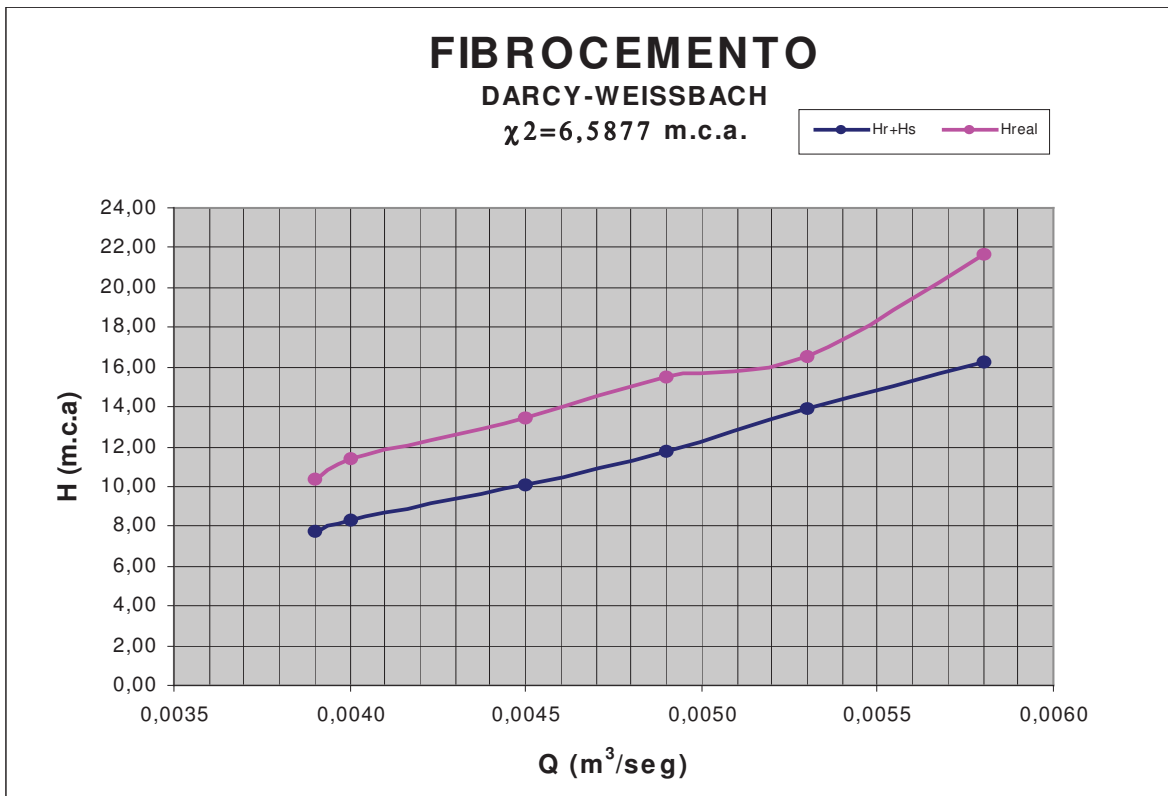
MATERIAL: fibrocemento

FÓRMULA: DARCY-WEISSBACH

FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	$\frac{g^2}{(m/seg.)}$	$\frac{Q^3}{(m^3/seg.)}$	V (m/seg)	Re	f	J (m/m)	I (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.^2}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0039	1,9608	93,872	0,0181	0,0709	95	6,7332	7,7432	10,3300	-2,5868	0'8642
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0040	2,0474	98,017	0,0179	0,0764	95	7,2621	8,3514	11,3630	-3,0116	1'0860
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0045	2,2664	108,502	0,0176	0,0923	95	8,7684	10,0837	13,4290	-3,3453	1'1098
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0049	2,4702	118,255	0,0173	0,1077	95	10,2314	11,7661	15,4950	-3,7289	1'1818
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0053	2,7095	129,714	0,0170	0,1271	95	12,0787	13,8905	16,5280	-2,6375	0'5008
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0058	2,9540	141,418	0,0167	0,1485	95	14,1061	16,2220	21,6930	-5,4710	1'8451

Diferencia media absoluta: 3'4635 m.c.a. $\chi^2 = 6'5877$ m.c.a.

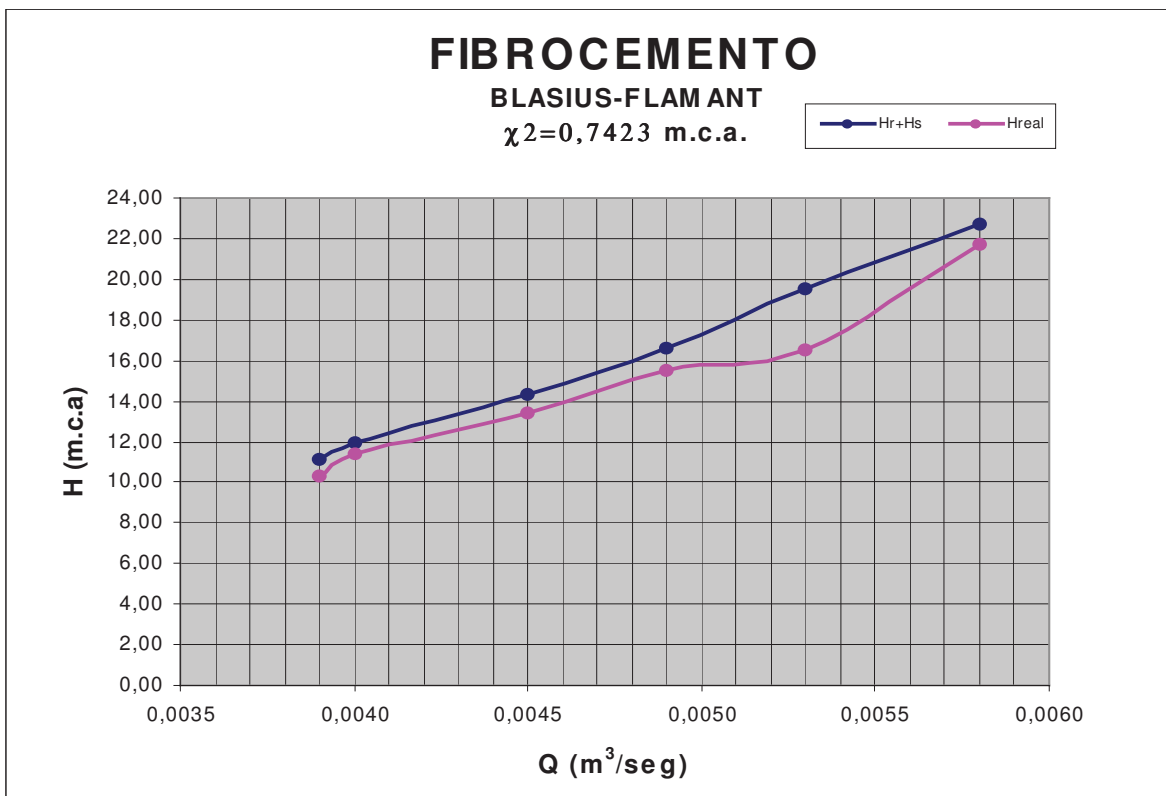
NOTA: En este caso, la tubería era de diámetro nominal Φ 50 mm.



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0039	7,7432	10,3300
0,0040	8,3514	11,3630
0,0045	10,0837	13,4290
0,0049	11,7661	15,4950
0,0053	13,8905	16,5280
0,0058	16,2220	21,6930

MATERIAL: fibrocemento																
FÓRMULA: BLASIUS-FLAMANT																
FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	g^2 (m/seg ²)	Q^3 (m ³ /seg)	V (m/seg)	α	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.^2}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0039	1,9608	0,000185	0,1017	95	9,6609	11,1100	10,3300	0,7800	0,0548
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0040	2,0474	0,000185	0,1097	95	10,4198	11,9828	11,3630	0,6198	0,0321
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0045	2,2664	0,000185	0,1310	95	12,4478	14,3150	13,4290	0,8860	0,0548
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0049	2,4702	0,000185	0,1523	95	14,4714	16,6421	15,4950	1,1471	0,0791
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0053	2,7095	0,000185	0,1791	95	17,0141	19,5662	16,5280	3,0382	0,4718
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0058	2,9540	0,000185	0,2083	95	19,7907	22,7593	21,6930	1,0633	0,0497

Diferencia media absoluta: 1'2562 m.c.a. $\chi^2 = 0'7423$ m.c.a.



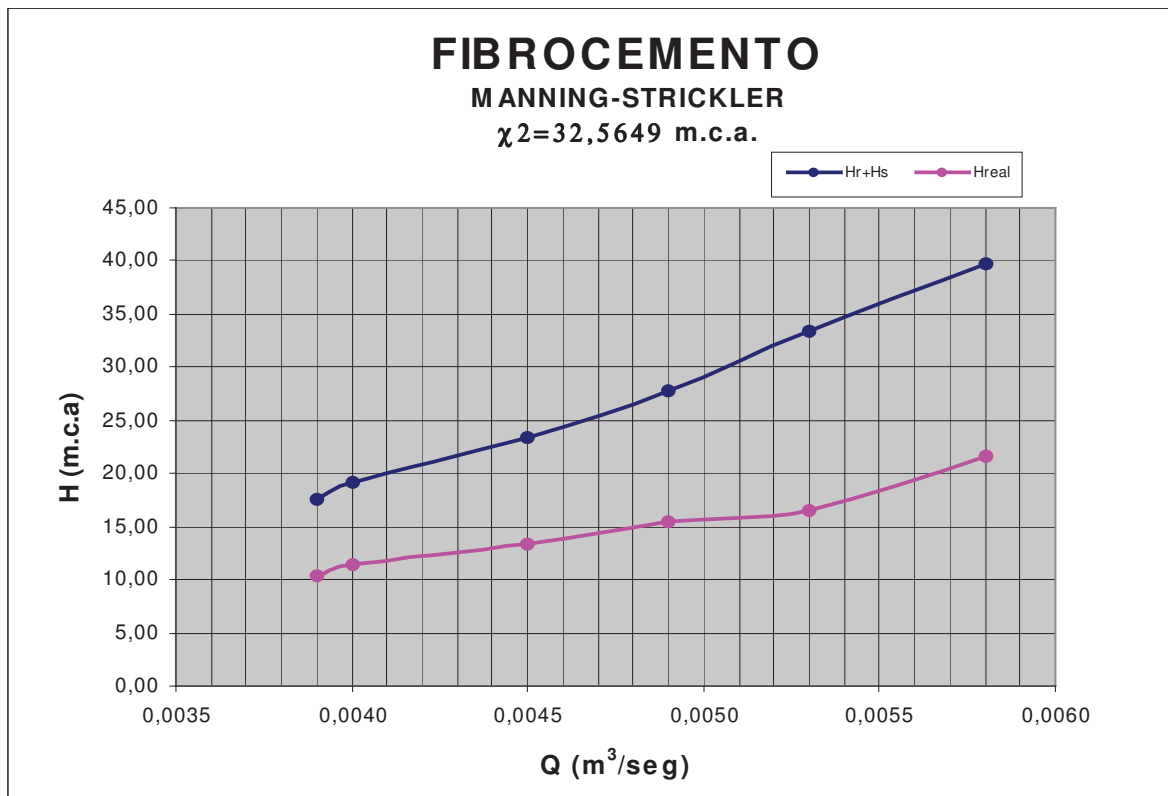
Q	Hr+Hs	Hreal
0,0039	11,1100	10,3300
0,0040	11,9828	11,3630
0,0045	14,3150	13,4290
0,0049	16,6421	15,4950
0,0053	19,5662	16,5280
0,0058	22,7593	21,6930

MATERIAL: fibrocemento

FÓRMULA: MANNING-STRICKLER-GAUKLER

FLUIDO	t (°C)	$\frac{v}{2}$ (m /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	$\frac{g}{2}$ (m/seg)	$\frac{Q}{3}$ (m /seg)	V (m/seg)	n	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0039	1,9608	0,0110	0,1634	95	15,2353	17,5206	10,3300	7,1906	2,9511
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0040	2,0474	0,0110	0,1748	95	16,6104	19,1020	11,3630	7,7390	3,1354
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0045	2,2664	0,0110	0,2143	95	20,3539	23,4070	13,4290	9,9780	4,2534
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0049	2,4702	0,0110	0,2545	95	24,1775	27,8041	15,4950	12,3091	5,4493
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0053	2,7095	0,0110	0,3062	95	29,0905	33,4541	16,5280	16,9261	8,5638
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0058	2,9540	0,0110	0,3640	95	34,5767	39,7632	21,6930	18,0702	8,2119

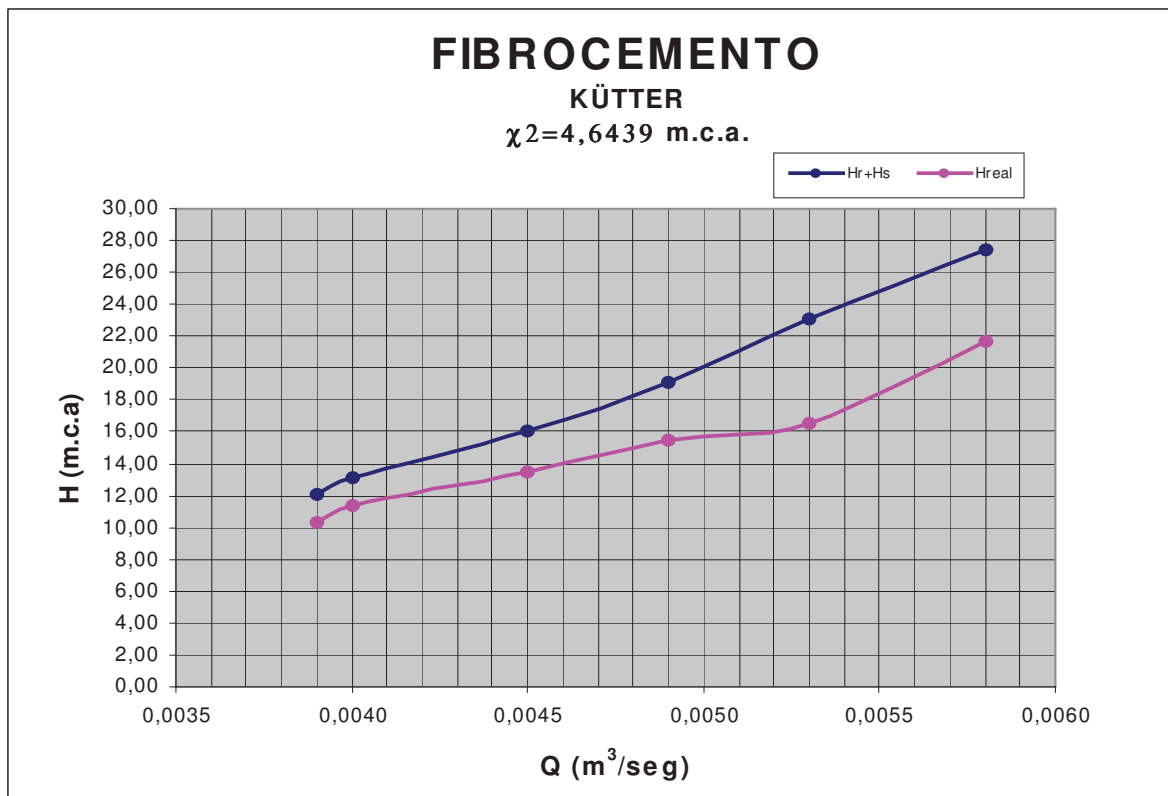
Diferencia media absoluta: 12'0355 m.c.a. $\chi^2 = 32'5649$ m.c.a.



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0039	17,5206	10,3300
0,0040	19,1020	11,3630
0,0045	23,4070	13,4290
0,0049	27,8041	15,4950
0,0053	33,4541	16,5280
0,0058	39,7632	21,6930

MATERIAL: fibrocemento																		
FÓRMULA: KÜTTER																		
FLUIDO	t (°C)	v 2 (m /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	g 2 (m/seg)	Q 3 (m /seg)	V (m/seg)	α	K	J (m/m)	I (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0039	1,9608	0,1000	52,7864	0,1104	95	10,4871	12,0602	10,3300	1,7302	0,2482
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0040	2,0474	0,1000	52,7864	0,1204	95	11,4337	13,1488	11,3630	1,7858	0,2425
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0045	2,2664	0,1000	52,7864	0,1475	95	14,0106	16,1122	13,4290	2,6832	0,4468
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0049	2,4702	0,1000	52,7864	0,1752	95	16,6425	19,1389	15,4950	3,6439	0,6938
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0053	2,7095	0,1000	52,7864	0,2108	95	20,0244	23,0281	16,5280	6,5001	1,8348
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0058	2,9540	0,1000	52,7864	0,2505	95	23,8008	27,3709	21,6930	5,6779	1,1778

Diferencia media absoluta: 3'6701 m.c.a. $\chi^2 = 4'6439$ m.c.a.



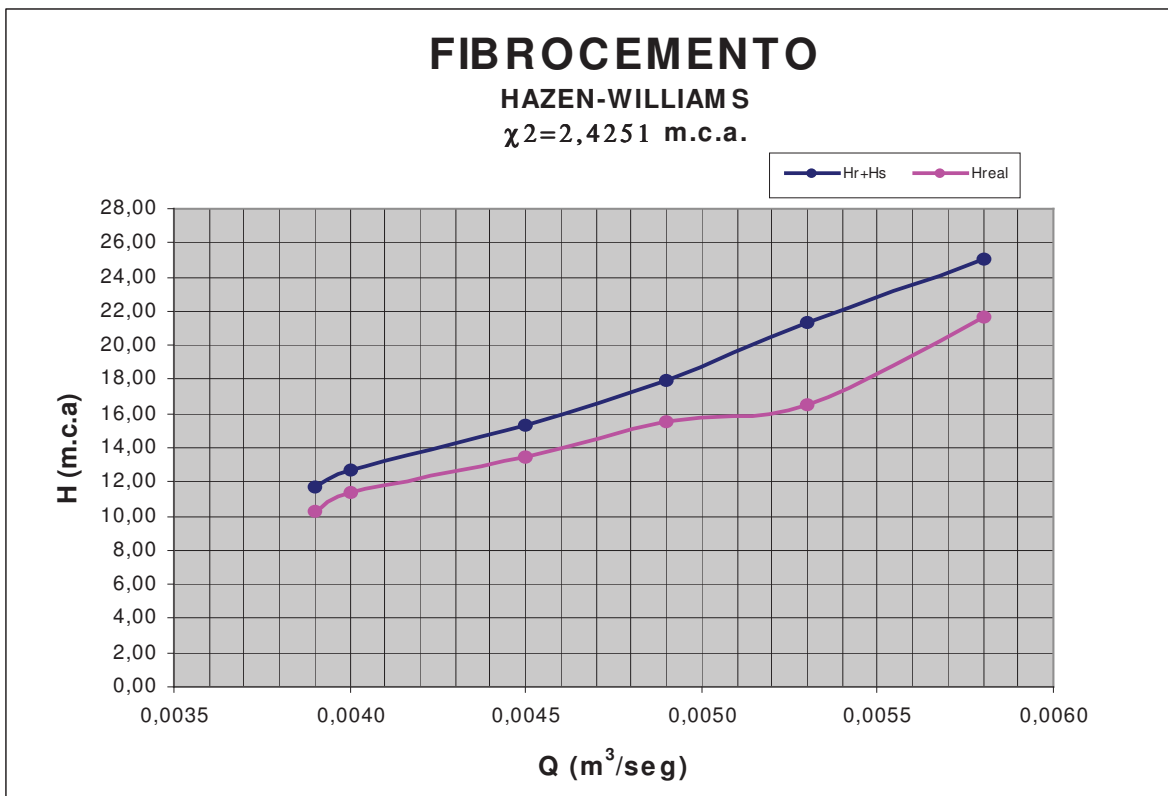
Q	H _{r+Hs}	H _{real}
0,0039	12,0602	10,3300
0,0040	13,1488	11,3630
0,0045	16,1122	13,4290
0,0049	19,1389	15,4950
0,0053	23,0281	16,5280
0,0058	27,3709	21,6930

MATERIAL: fibrocemento

FÓRMULA: HAZEN-WILLIAMS

FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	g^2 (m/seg.)	$\frac{Q^3}{m^3/seg.}$	V (m/seg)	C	J (m/m)	I (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0039	1,9608	120	0,1073	95	10,1972	11,7268	10,3300	1,3986	0,1668
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0040	2,0474	120	0,1163	95	11,0467	12,7037	11,3630	1,3407	0,1415
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0045	2,2664	120	0,1404	95	13,3340	15,3341	13,4290	1,9051	0,2367
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0049	2,4702	120	0,1646	95	15,6382	17,9839	15,4950	2,4889	0,3445
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0053	2,7095	120	0,1954	95	18,5599	21,3439	16,5280	4,8159	1,0866
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0058	2,9540	120	0,2293	95	21,7796	25,0465	21,6930	3,3535	0,4490

Diferencia media absoluta: 2'5505 m.c.a. $\chi^2 = 2'4251$ m.c.a.

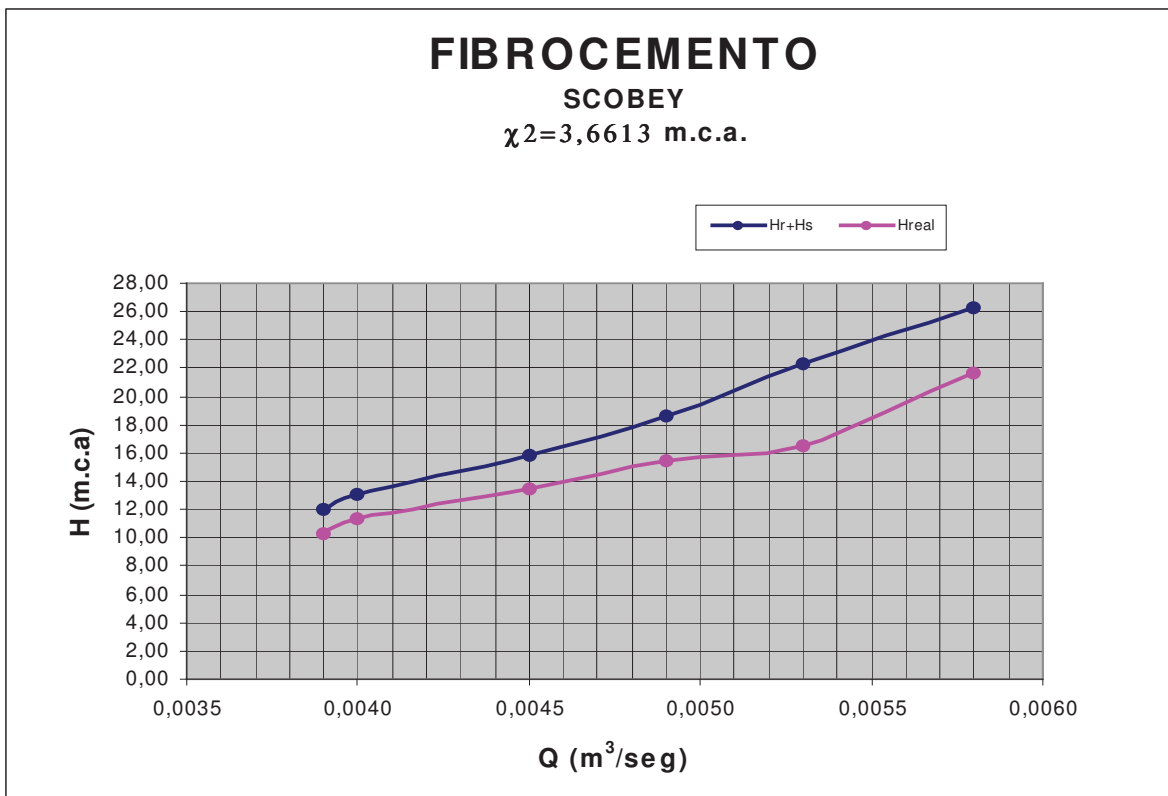


Q	Hr+Hs	Hreal
0,0039	11,7268	10,3300
0,0040	12,7037	11,3630
0,0045	15,3341	13,4290
0,0049	17,9839	15,4950
0,0053	21,3439	16,5280
0,0058	25,0465	21,6930

MATERIAL: fibrocemento**FÓRMULA: SCOBEY**

FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	$\frac{g}{m}$ (m/seg.)	$\frac{Q}{3}$ (m ³ /seg.)	V (m/seg)	Ks	J (m/m)	I (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0039	1,9608	0,4400	0,1634	95	10,4771	12,0487	10,3300	1,7187	0,2452
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0040	2,0474	0,4400	0,1748	95	11,3735	13,0795	11,3630	1,7165	0,2253
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0045	2,2664	0,4400	0,2143	95	13,7959	15,8653	13,4290	2,4363	0,3741
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0049	2,4702	0,4400	0,2545	95	16,2471	18,6842	15,4950	3,1892	0,5444
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0053	2,7095	0,4400	0,3062	95	19,3686	22,2739	16,5280	5,7459	1,4822
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	9,81	0,0058	2,9540	0,4400	0,3640	95	22,8233	26,2468	21,6930	4,5538	0,7901

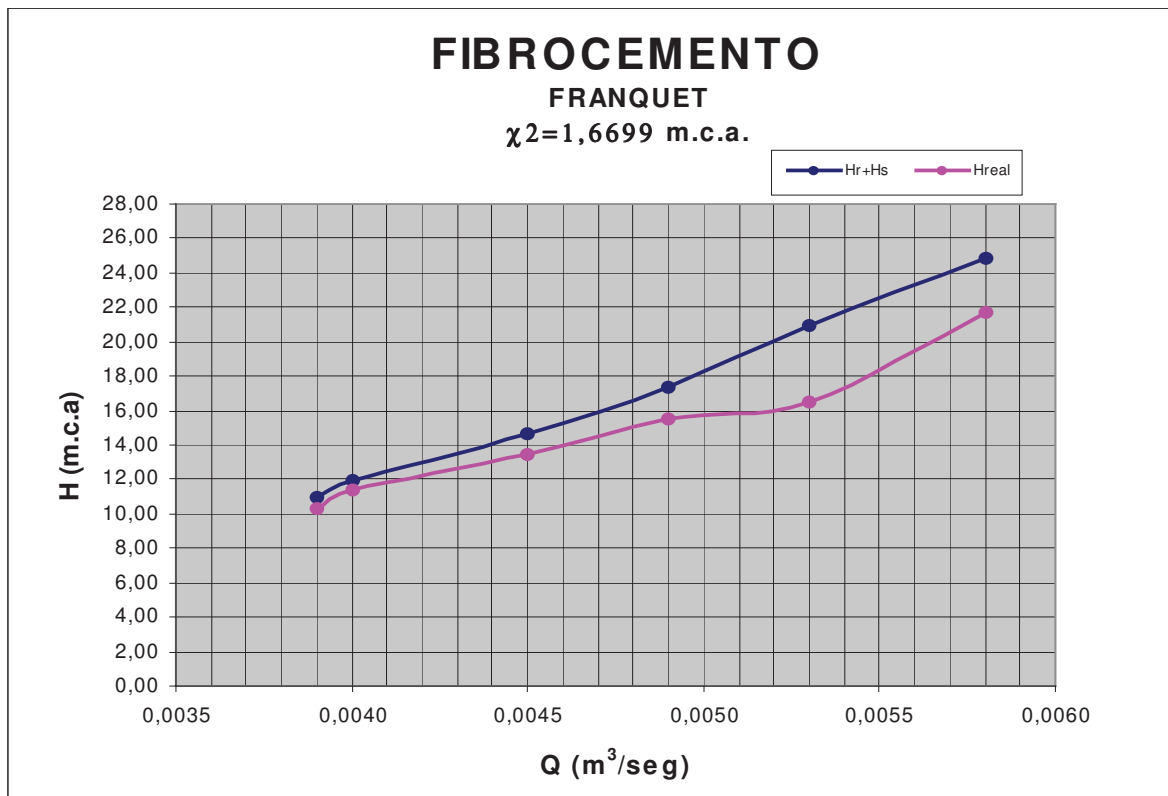
Diferencia media absoluta: 3'2267 m.c.a. $\chi^2 = 3'6613$ m.c.a.



Q	H _{r+H_s}	H _{real}
0,0039	12,0487	10,3300
0,0040	13,0795	11,3630
0,0045	15,8653	13,4290
0,0049	18,6842	15,4950
0,0053	22,2739	16,5280
0,0058	26,2468	21,6930

MATERIAL: fibrocemento																		
FÓRMULA: FRANQUET																		
FLUIDO	t (°C)	$\frac{v}{2}$ (m /seg.) ⁻⁶	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	$\frac{g}{2}$ (m/seg.)	$\frac{Q}{3}$ (m /seg)	V (m/seg)	K	β	J (m/m)	I (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca) ²
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0039	1,9608	78,2900	0,6346	0,1001	95	9,5152	10,9425	10,3300	0,6125	0,0343
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0040	2,0474	78,2900	0,6346	0,1092	95	10,3742	11,9304	11,3630	0,5674	0,0270
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0045	2,2664	78,2900	0,6346	0,1338	95	12,7123	14,6191	13,4290	1,1901	0,0969
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0049	2,4702	78,2900	0,6346	0,1589	95	15,1013	17,3665	15,4950	1,8715	0,2017
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0053	2,7095	78,2900	0,6346	0,1913	95	18,1689	20,8943	16,5280	4,3663	0,9124
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0058	2,9540	78,2900	0,6346	0,2273	95	21,5959	24,8353	21,6930	3,1423	0,3976

Diferencia media absoluta: 1'9583 m.c.a. $\chi^2 = 1'6699$ m.c.a.



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0039	10,9425	10,3300
0,0040	11,9304	11,3630
0,0045	14,6191	13,4290
0,0049	17,3665	15,4950
0,0053	20,8943	16,5280
0,0058	24,8353	21,6930

OBSERVACIONES:

Para la determinación de las pérdidas de carga unitarias se ha empleado la siguiente expresión para los tubos semi-nuevos:

$$\alpha_1 = \frac{0'70 + \sqrt{d}}{0'50 + \sqrt{d}} = \frac{0'70 + \sqrt{0'05}}{0'50 + \sqrt{0'05}} = 1'2764, \text{ de donde:}$$

$$V = \alpha_1 \times K \times R^\beta \times J^{0'5} = 1'2764 \times 78'29 \times 0'0125^{0'63455} \times \sqrt{J} = 6'196 \times \sqrt{J};$$

$$V^2 = 38'386 \times J; \text{ con lo que, en todos los casos, se tendrá que:}$$

$$J = \frac{V^2}{38'386} = \frac{Q^2}{S^2 \times 38'386} = \frac{16 \times Q^2}{\pi^2 \times 38'386 \times d^4} = \frac{16}{378'85 \times d^4} \times Q^2 = m \times Q^2,$$

según la configuración analítica correspondiente a la expresión simplificada de Darcy.

Entonces, resulta, en este caso (para tubos semi-nuevos):

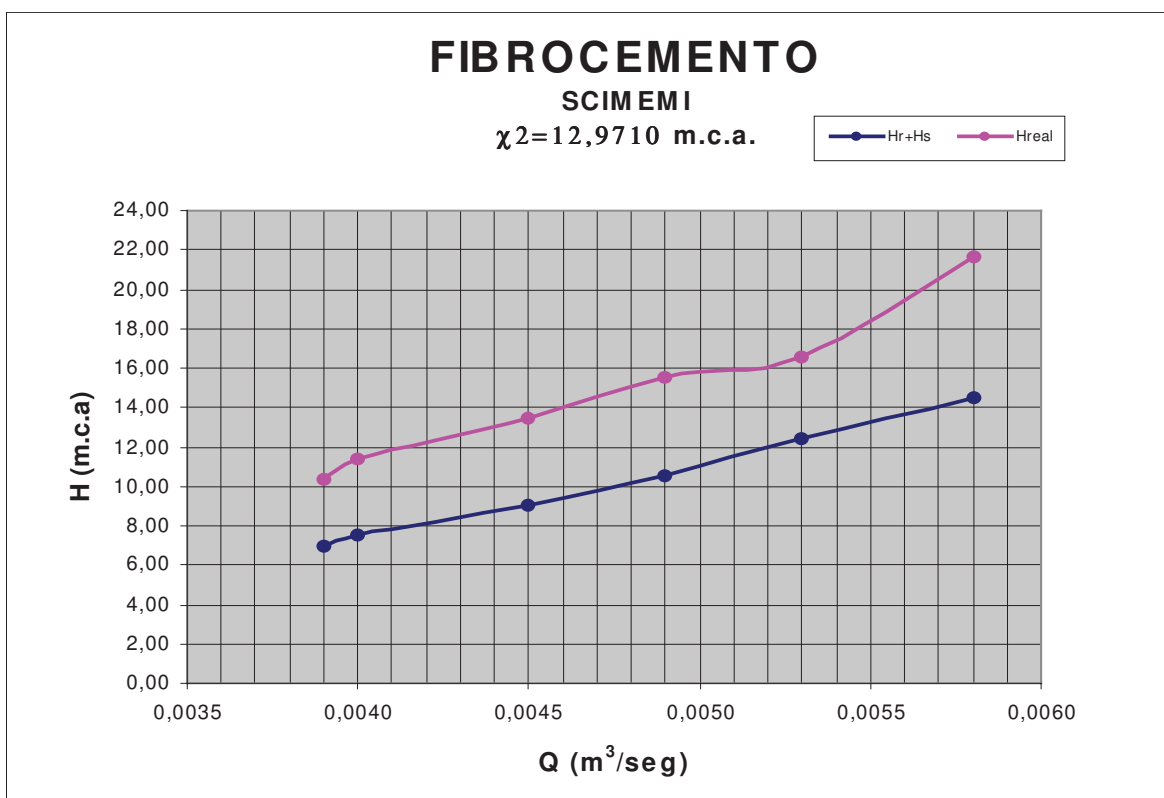
$$m = \frac{16}{378'85 \times 0'05^4} = 6.747, \text{ con un coeficiente de rozamiento de:}$$

$$b = \frac{m \times \pi^2 \times d^5}{64} = \frac{6.757 \times \pi^2 \times 0'05^5}{64} = 0'000326, \text{ o lo que es lo mismo:}$$

$$b = \frac{d \times J}{4 \times V^2} = \frac{0'05 \times J}{4 \times 38'386 \times J} = 0'000326, \text{ c.s.q.d.}$$

MATERIAL: fibrocemento																	
FÓRMULA: SCIMEMI																	
FLUIDO	t (°C)	v^2 (m /seg.) ⁻⁶	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	g ² (m/seg)	Q^3 (m /seg)	V (m/seg)	Cs	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0039	1,9608	158	0,0638	95	6,0634	6,9729	10,3300	-3,3571	1'6163
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0040	2,0474	158	0,0690	95	6,5497	7,5322	11,3630	-3,8308	1'9483
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0045	2,2664	158	0,0827	95	7,8530	9,0310	13,4290	-4,398	2'1418
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0049	2,4702	158	0,0964	95	9,1577	10,5314	15,4950	-4,9636	2'3394
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0053	2,7095	158	0,1137	95	10,8024	12,4228	16,5280	-4,1052	1,3566
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0058	2,9540	158	0,1327	95	12,6041	14,4997	21,6930	-7,1933	3,5686

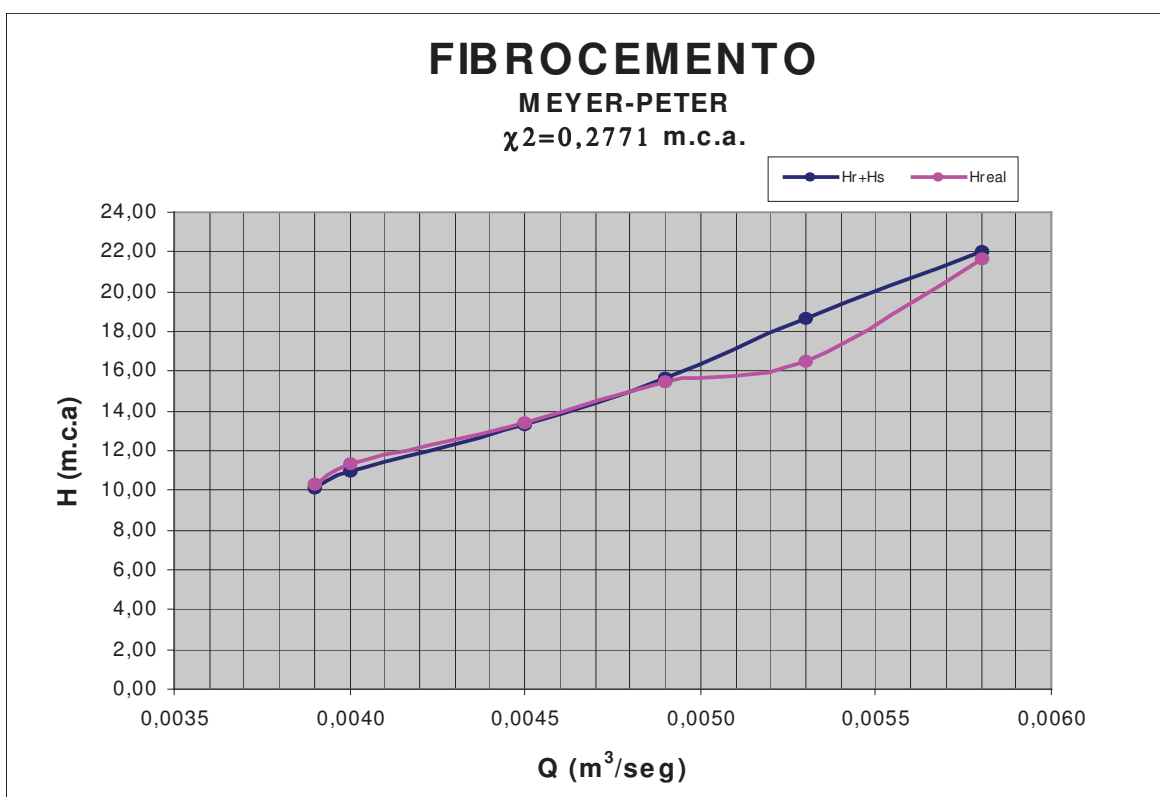
Diferencia media absoluta: 4'6413 m.c.a. $\chi^2 = 12'971$ m.c.a.



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0039	6,9729	10,3300
0,0040	7,5322	11,3630
0,0045	9,0310	13,4290
0,0049	10,5314	15,4950
0,0053	12,4228	16,5280
0,0058	14,4997	21,6930

MATERIAL: fibrocemento																	
FÓRMULA: MEYER-PETER																	
FLUIDO	t (°C)	v ² (m /seg.) ⁻⁶	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	g ² (m/seg.)	Q ³ (m /seg)	V (m/seg)	C_m	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca) ²
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0039	1,9608	135	0,0925	95	8,7883	10,1065	10,3300	-0,2235	0,0049
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0040	2,0474	135	0,1004	95	9,5407	10,9718	11,3630	-0,3912	0,0139
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0045	2,2664	135	0,1218	95	11,5740	13,3101	13,4290	-0,1189	0,0010
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0049	2,4702	135	0,1435	95	13,6318	15,6766	15,4950	0,1816	0,0021
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0053	2,7095	135	0,1711	95	16,2525	18,6904	16,5280	2,1624	0,2502
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0058	2,9540	135	0,2016	95	19,1534	22,0264	21,6930	0,3334	0,0050

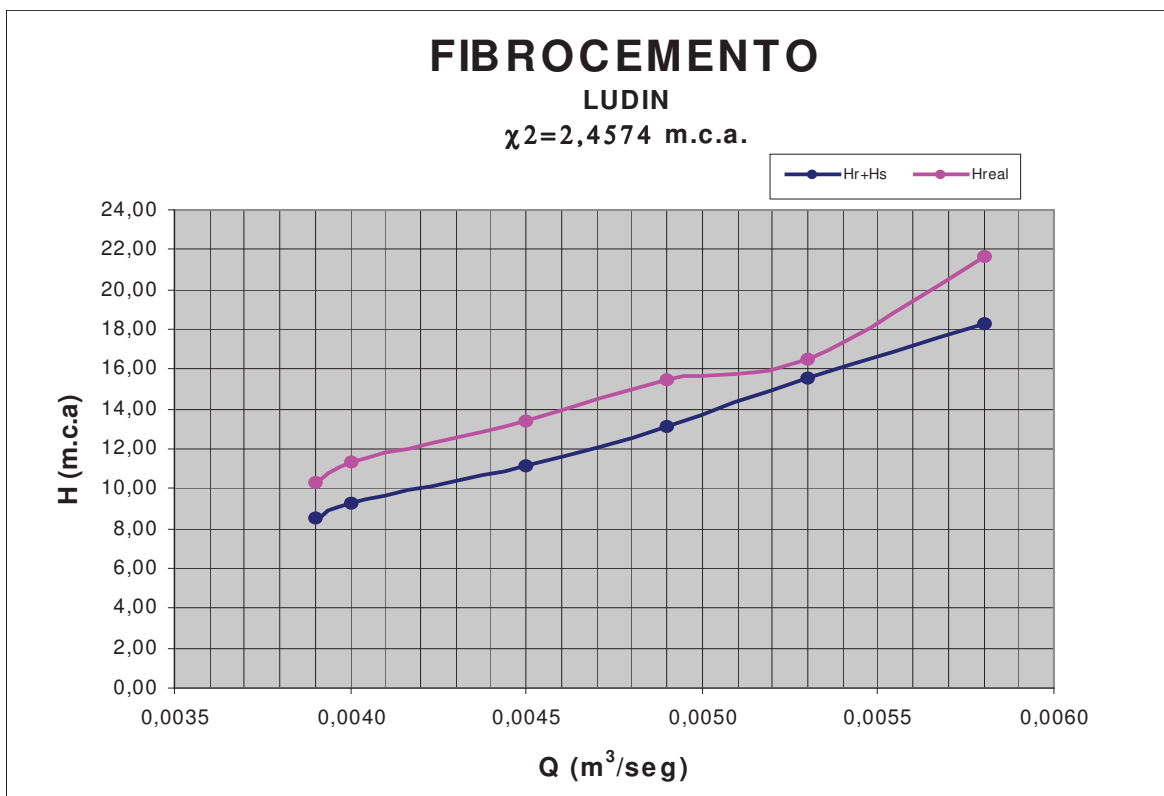
Diferencia media absoluta: 0'5685 m.c.a. $\chi^2 = 0'2771$ m.c.a.



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0039	10,1065	10,3300
0,0040	10,9718	11,3630
0,0045	13,3101	13,4290
0,0049	15,6766	15,4950
0,0053	18,6904	16,5280
0,0058	22,0264	21,6930

MATERIAL: fibrocemento																	
FÓRMULA: LUDIN																	
FLUIDO	t (°C)	v^2 (m /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	g^2 (m/seg)	Q^3 (m /seg)	V (m/seg)	Cs	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Hreal (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0039	1,9608	134	0,0782	95	7,4295	8,5439	10,3300	-1,7861	0,3734
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0040	2,0474	134	0,0847	95	8,0484	9,2557	11,3630	-2,1073	0,4798
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0045	2,2664	134	0,1023	95	9,7149	11,1721	13,4290	-2,2569	0,4559
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0049	2,4702	134	0,1199	95	11,3937	13,1028	15,4950	-2,3922	0,4367
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0053	2,7095	134	0,1423	95	13,5224	15,5508	16,5280	-0,9772	0,0614
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0058	2,9540	134	0,1670	95	15,8682	18,2484	21,6930	-3,4446	0,6502

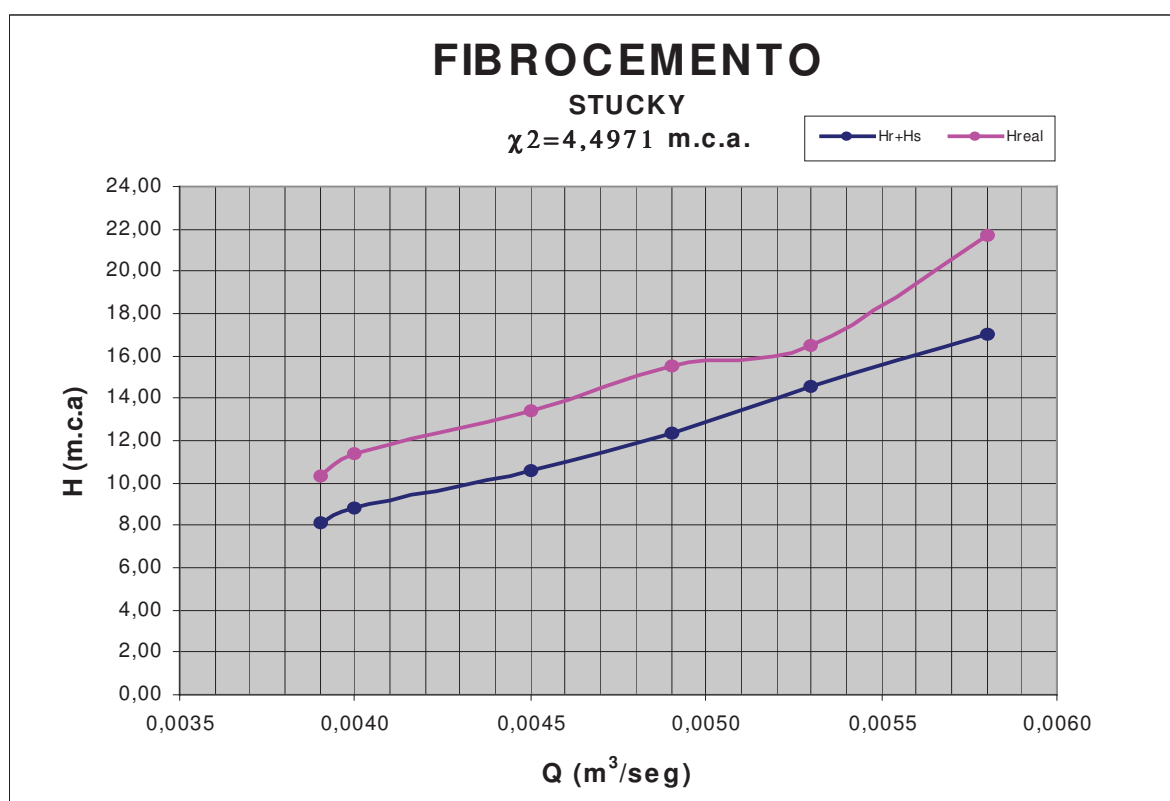
Diferencia media absoluta: 2'1607 m.c.a. $\chi^2 = 2'4574$ m.c.a.



Q	Hr+Hs	Hreal
0,0039	8,5439	10,3300
0,0040	9,2557	11,3630
0,0045	11,1721	13,4290
0,0049	13,1028	15,4950
0,0053	15,5508	16,5280
0,0058	18,2484	21,6930

MATERIAL: fibrocemento																	
FÓRMULA: STUCKY																	
FLUIDO	t (°C)	v^2 (m ² /seg.)	D (m)	e (m)	d (m)	R (m)	$\frac{g}{m/seg}$	$\frac{Q}{m^3/seg}$	V (m/seg)	Cs	J (m/m)	l (m)	Hr (mca)	Hr+Hs (mca)	Real (mca)	Diferencia (mca)	$\frac{Dif.^2}{Hr + Hs}$ (mca)
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0039	1,9608	140	0,0744	95	7,0705	8,1311	10,3300	-2,1989	0,5947
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0040	2,0474	140	0,0805	95	7,6430	8,7895	11,3630	-2,5735	0,7535
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0045	2,2664	140	0,0966	95	9,1787	10,5555	13,4290	-2,8735	0,7822
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0049	2,4702	140	0,1128	95	10,7186	12,3264	15,4950	-3,1686	0,8145
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0053	2,7095	140	0,1333	95	12,6624	14,5618	16,5280	-1,9662	0,2655
Agua	19	$1,0444 \cdot 10^{-6}$	0,0680	0,0090	0,0500	0,0125	9,81	0,0058	2,9540	140	0,1557	95	14,7949	17,0141	21,6930	-4,6789	1,2867

Diferencia media absoluta: $2'9099$ m.c.a. $\chi^2 = 4'4971$ m.c.a.



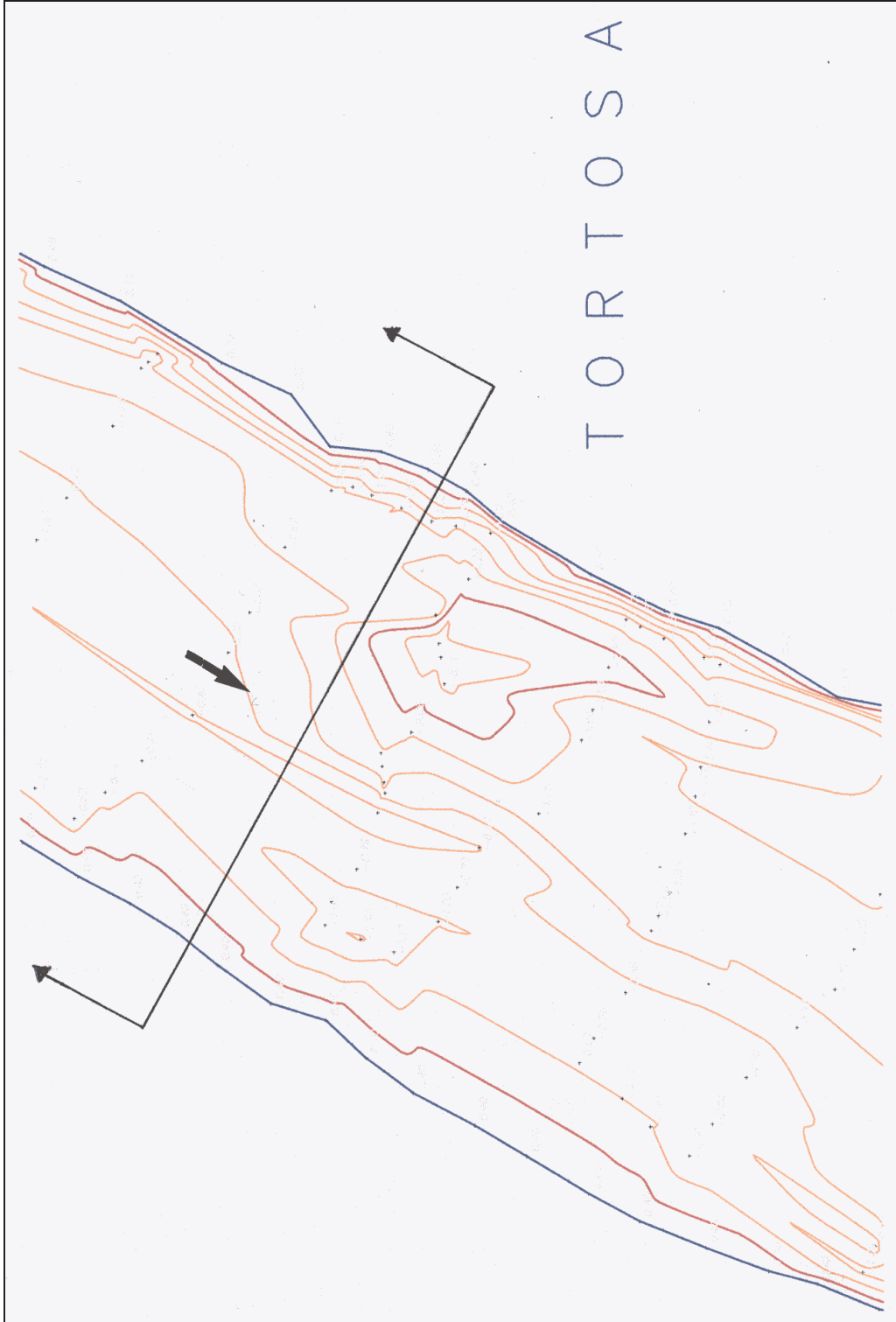
Q	Hr+Hs	Hreal
0,0039	8,1311	10,3300
0,0040	8,7895	11,3630
0,0045	10,5555	13,4290
0,0049	12,3264	15,4950
0,0053	14,5618	16,5280
0,0058	17,0141	21,6930

ANEXO NÚM. 5

**PERFILES DEL RÍO EBRO
EN EL TRAMO TORTOSA-AMPOSTA.
CONCEPTOS DE HIDROMETRÍA.**

1. PERFILES TRANSVERSALES DEL RÍO EBRO EN EL TRAMO TORTOSA-AMPOSTA (PLANTAS)

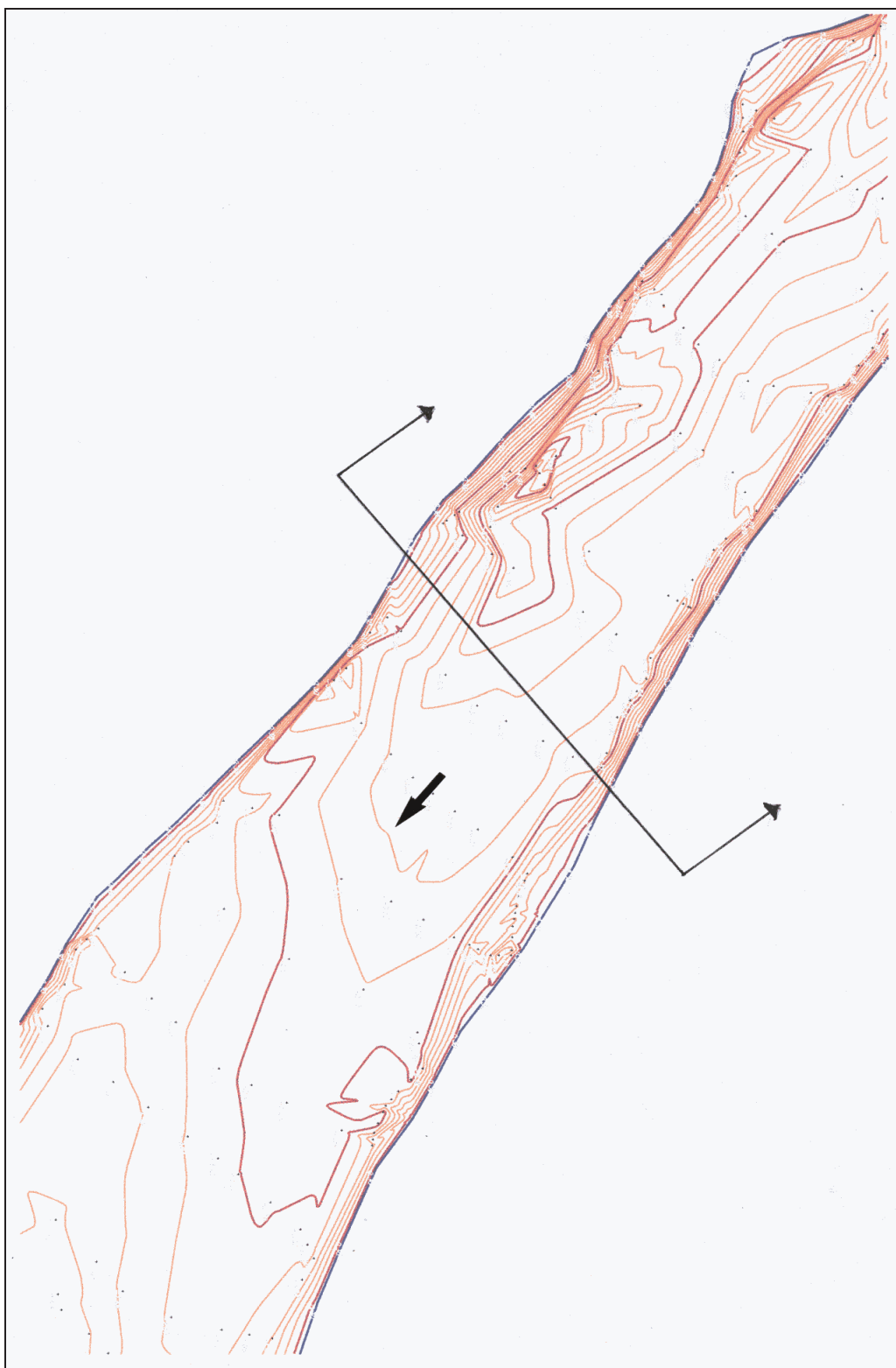
PLANTA DEL RÍO EN PERFIL 7



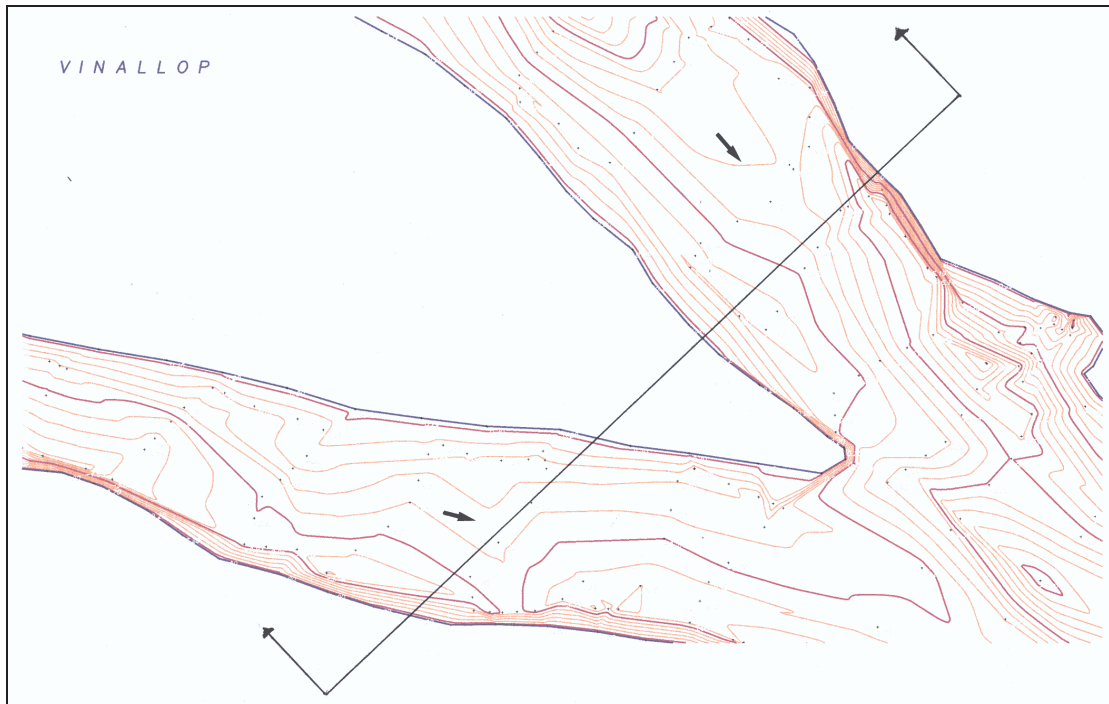
PLANTA DEL RÍO EN PERFIL 8



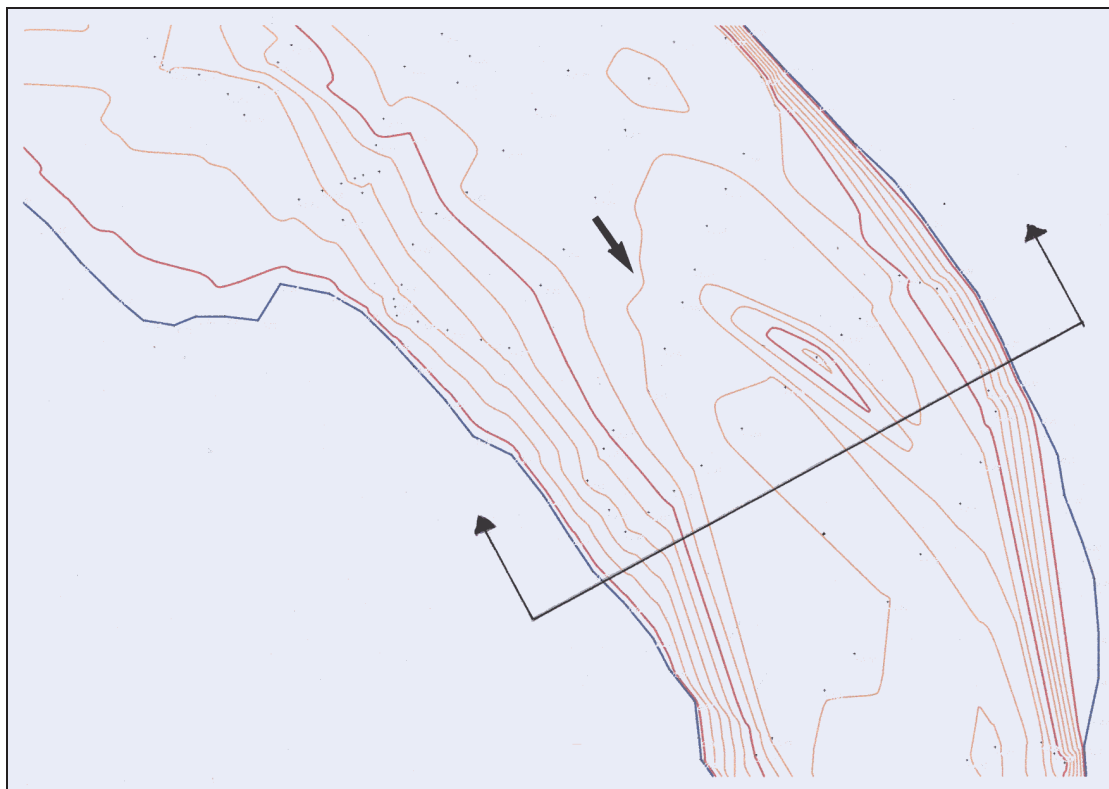
PLANTA DEL RÍO EN PERFIL 14



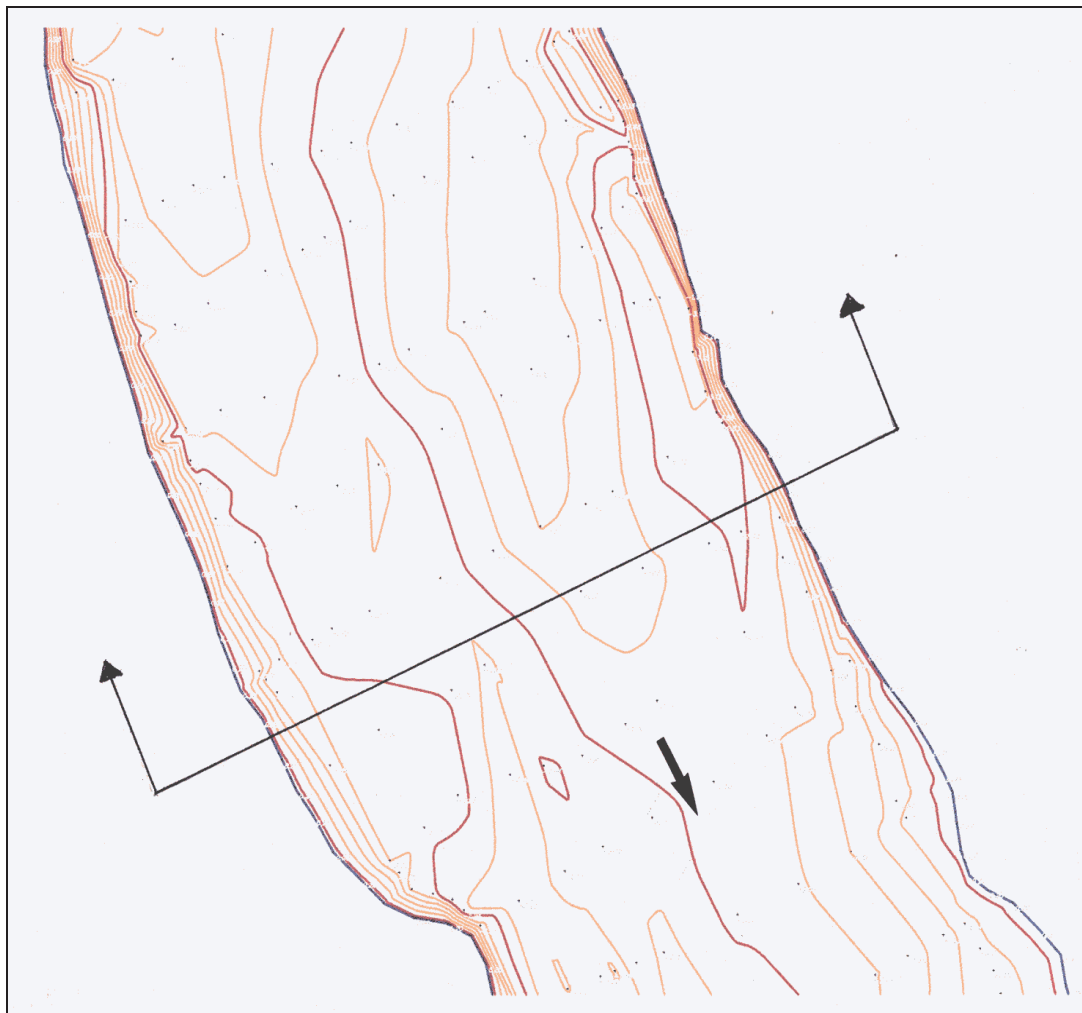
PLANTA DEL RÍO EN PERFIL 16



PLANTA DEL RÍO EN PERFIL 19



PLANTA DEL RÍO EN PERFIL 23



PLANTA DEL RÍO EN PERFIL 1



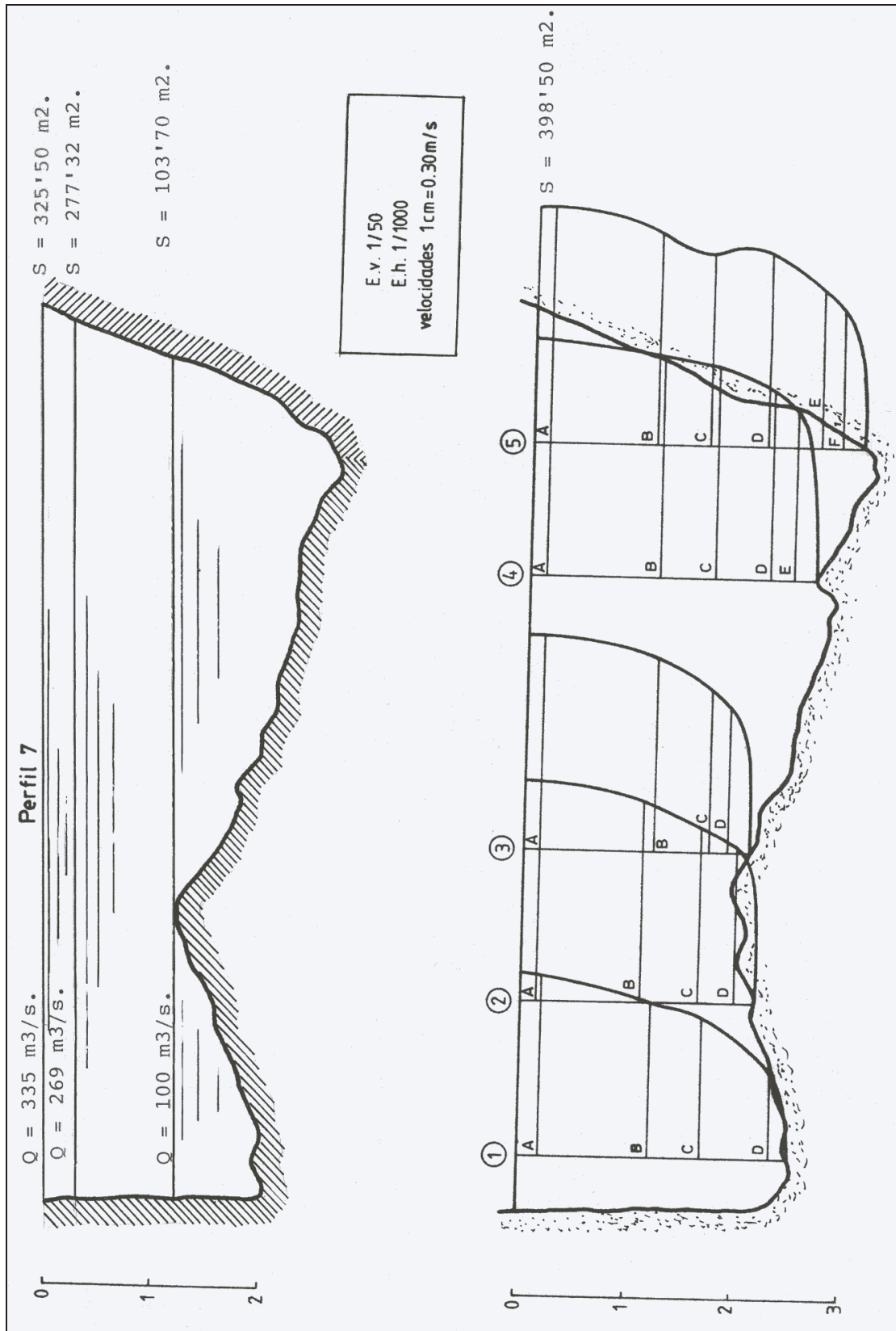
PLANTA DEL RÍO EN PERFIL 5



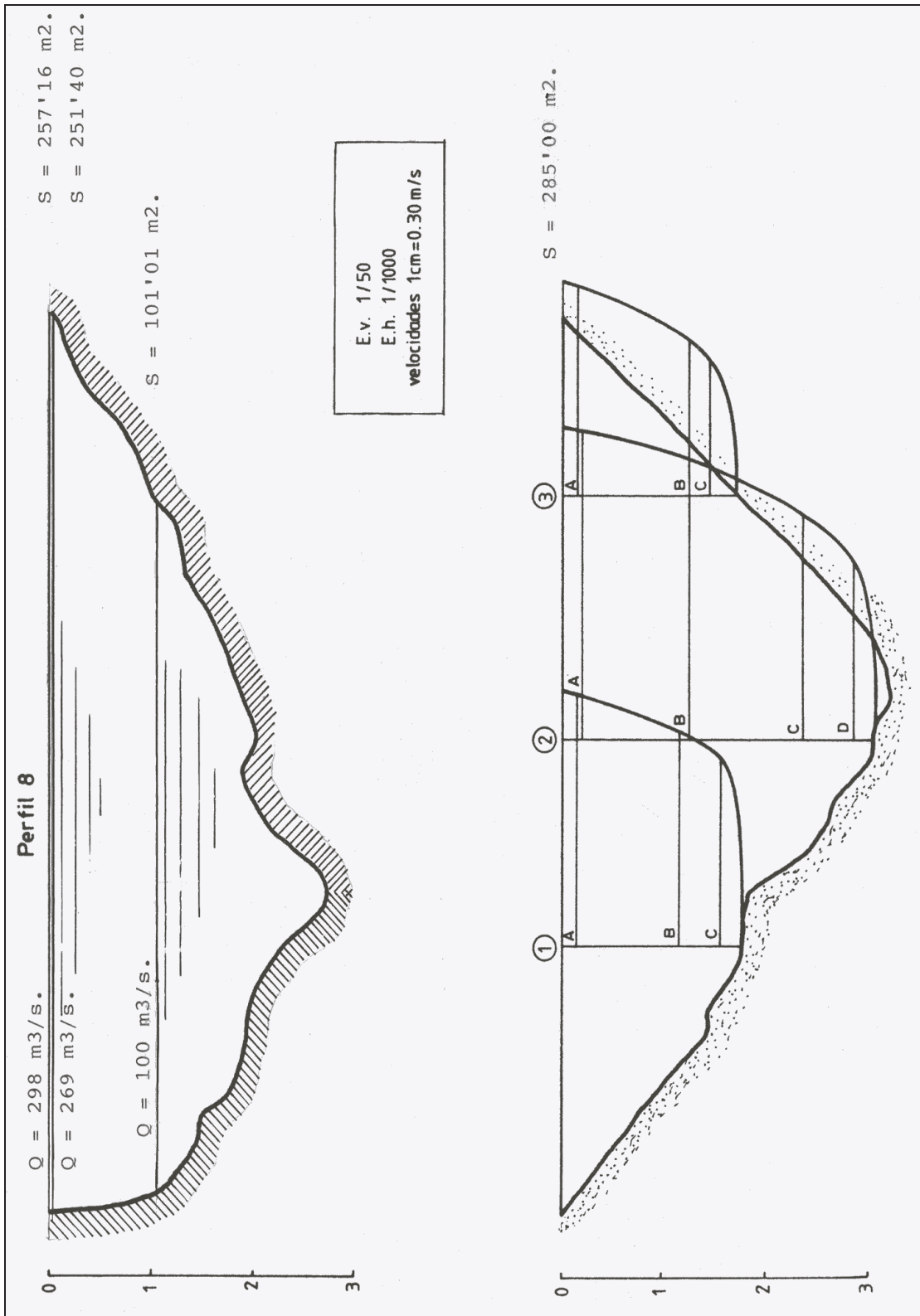
PLANTA DEL RÍO EN PERFIL 24



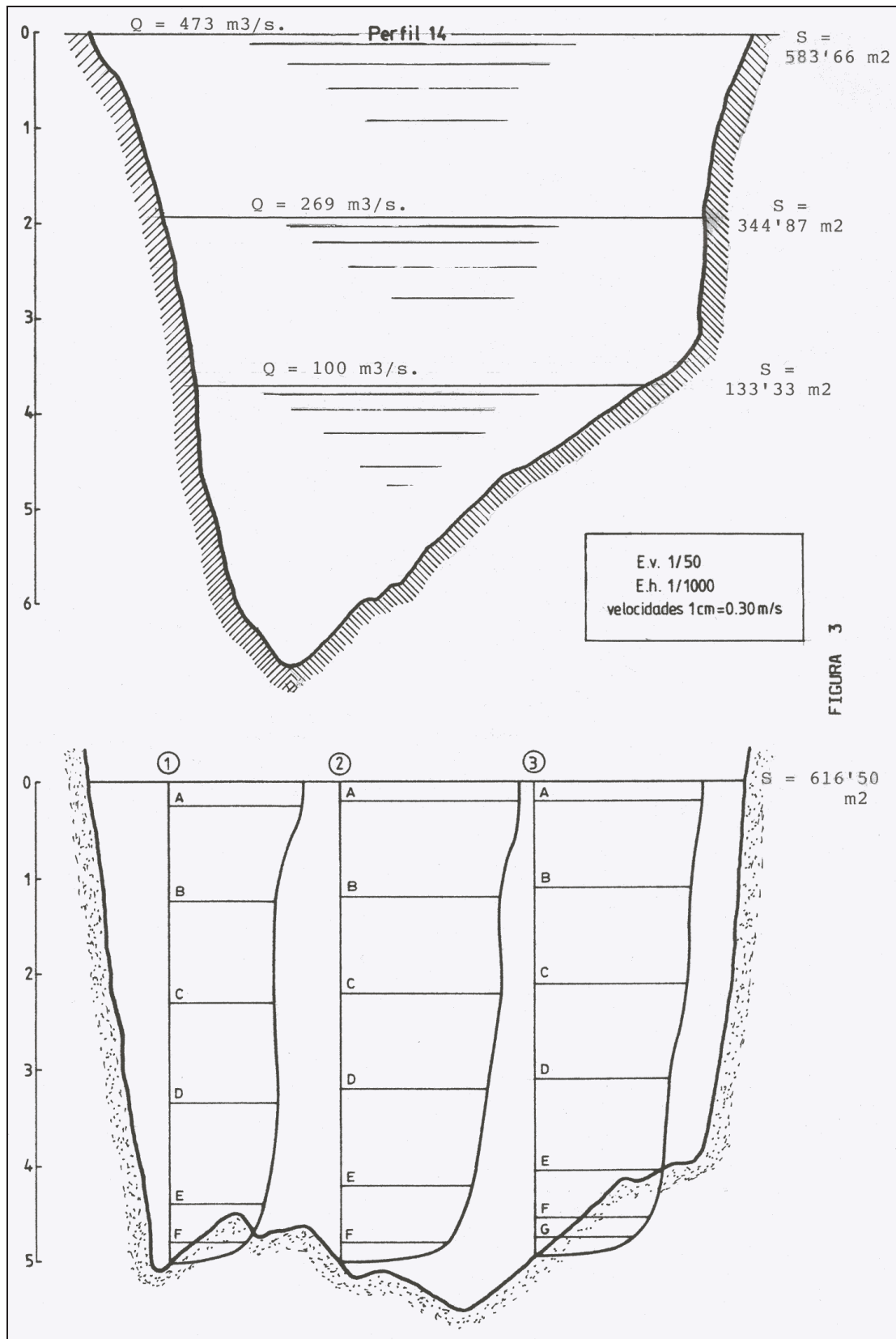
2. PERFILES TRANSVERSALES DEL RÍO EBRO EN EL TRAMO TORTOSA-AMPOSTA (SECCIONES)

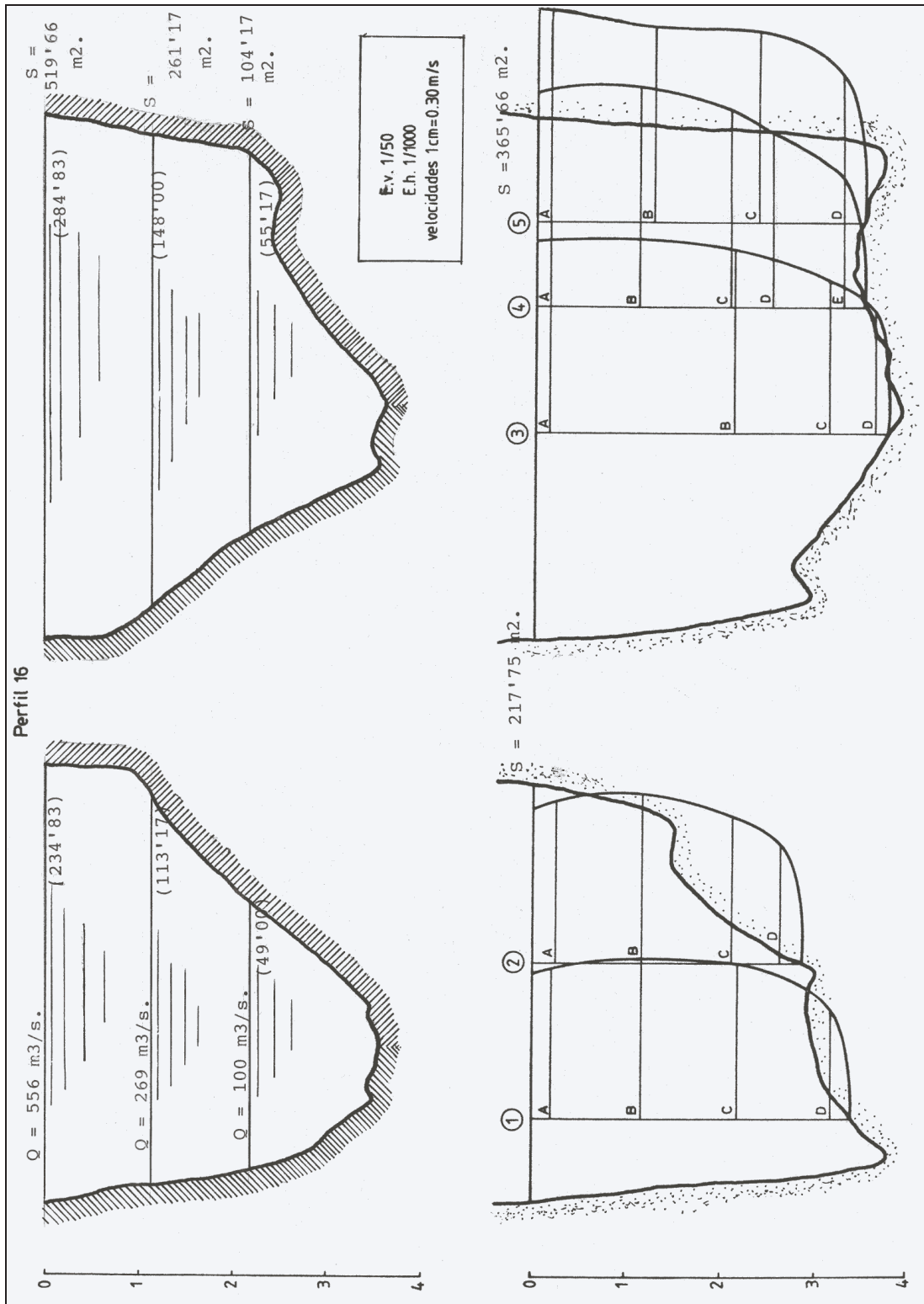


PERFIL 7

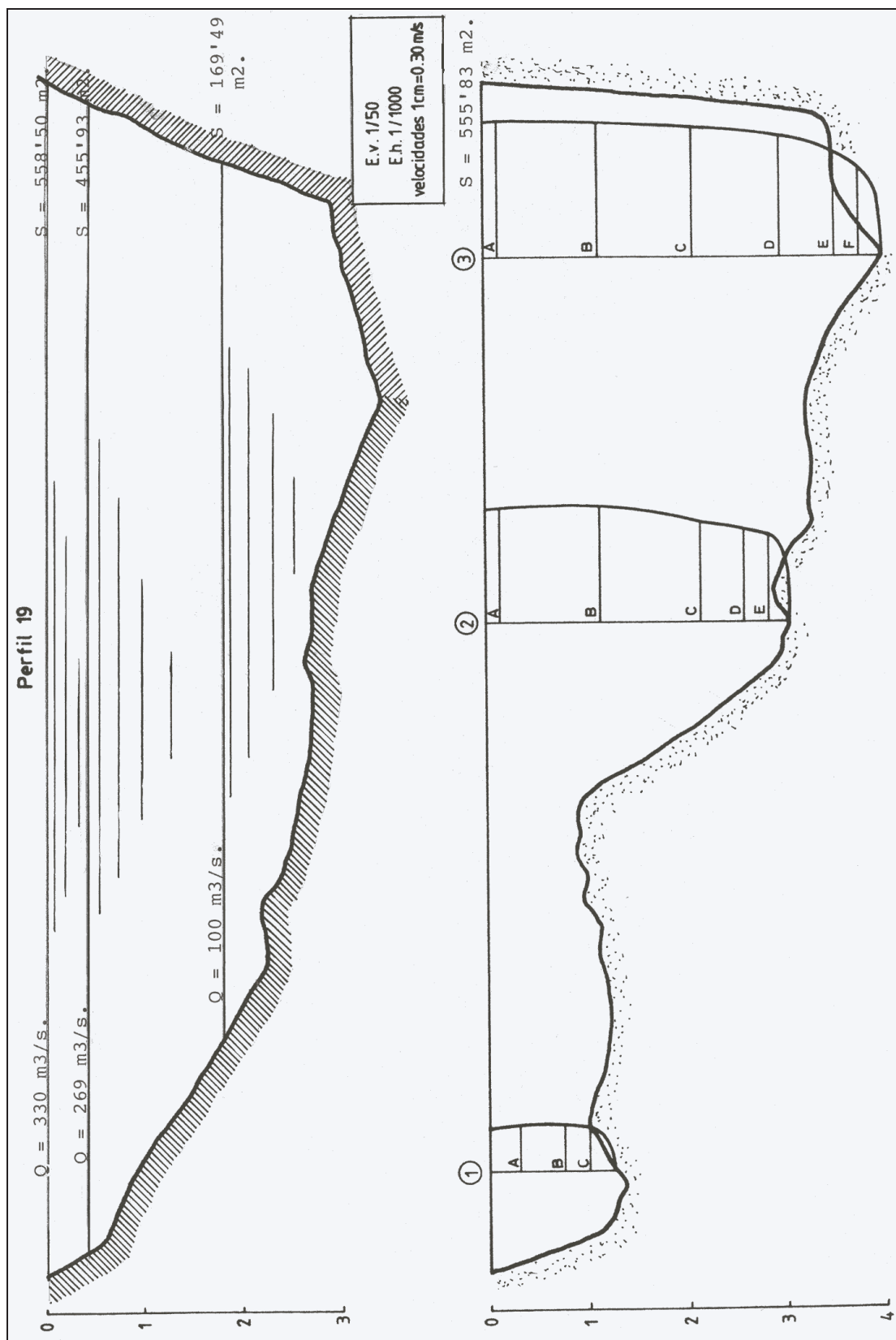


PERFIL 8

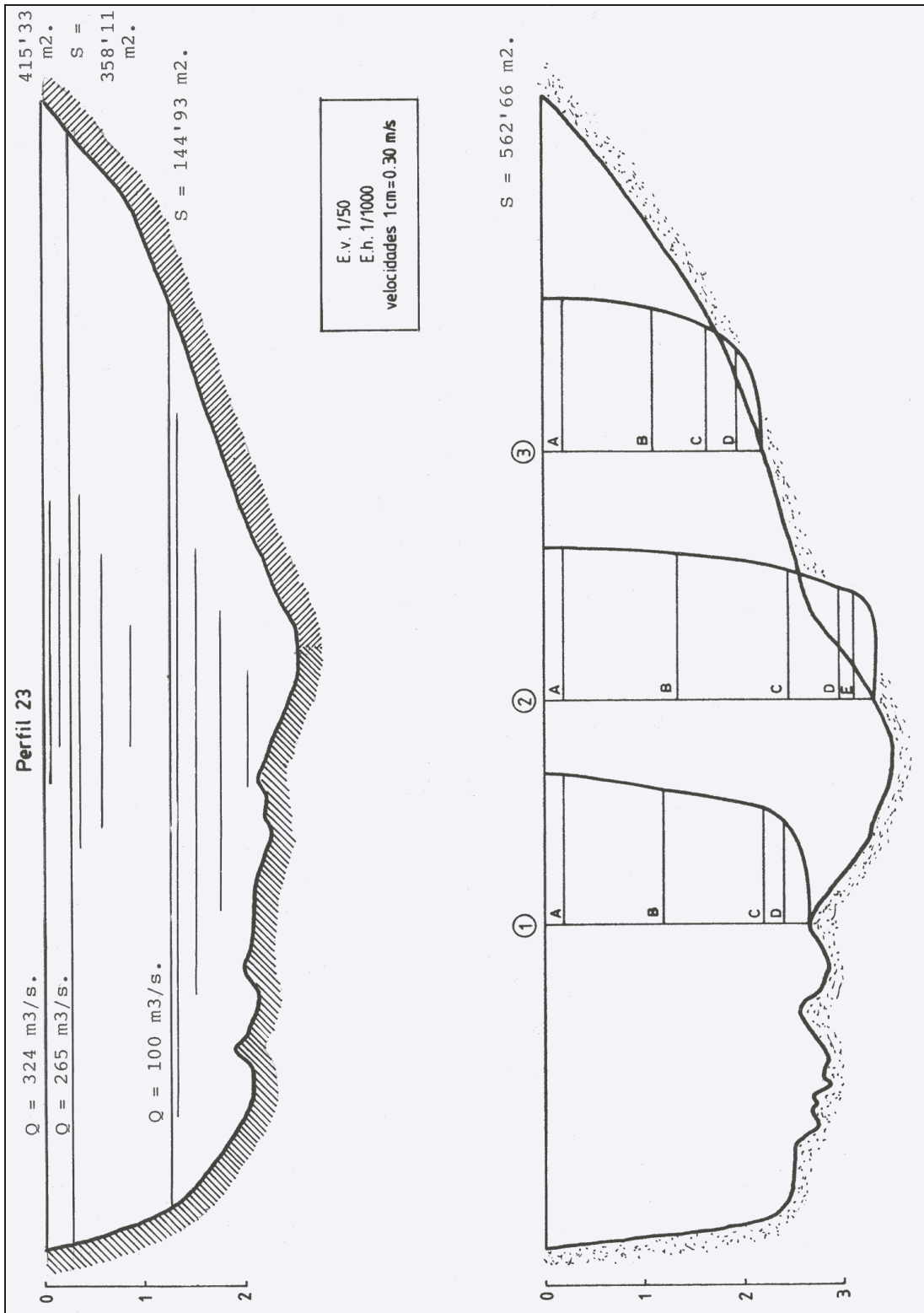




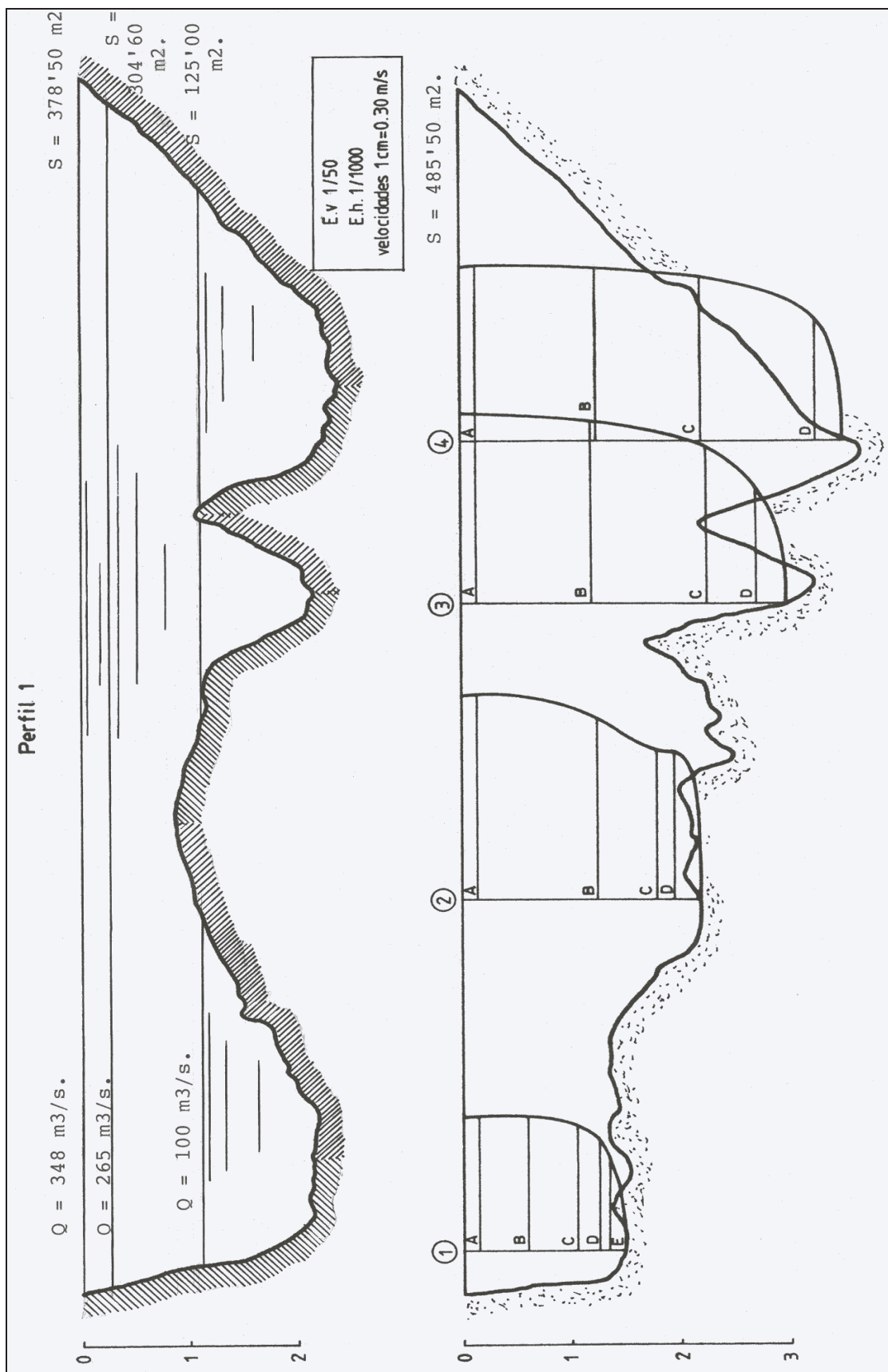
PERFIL 16



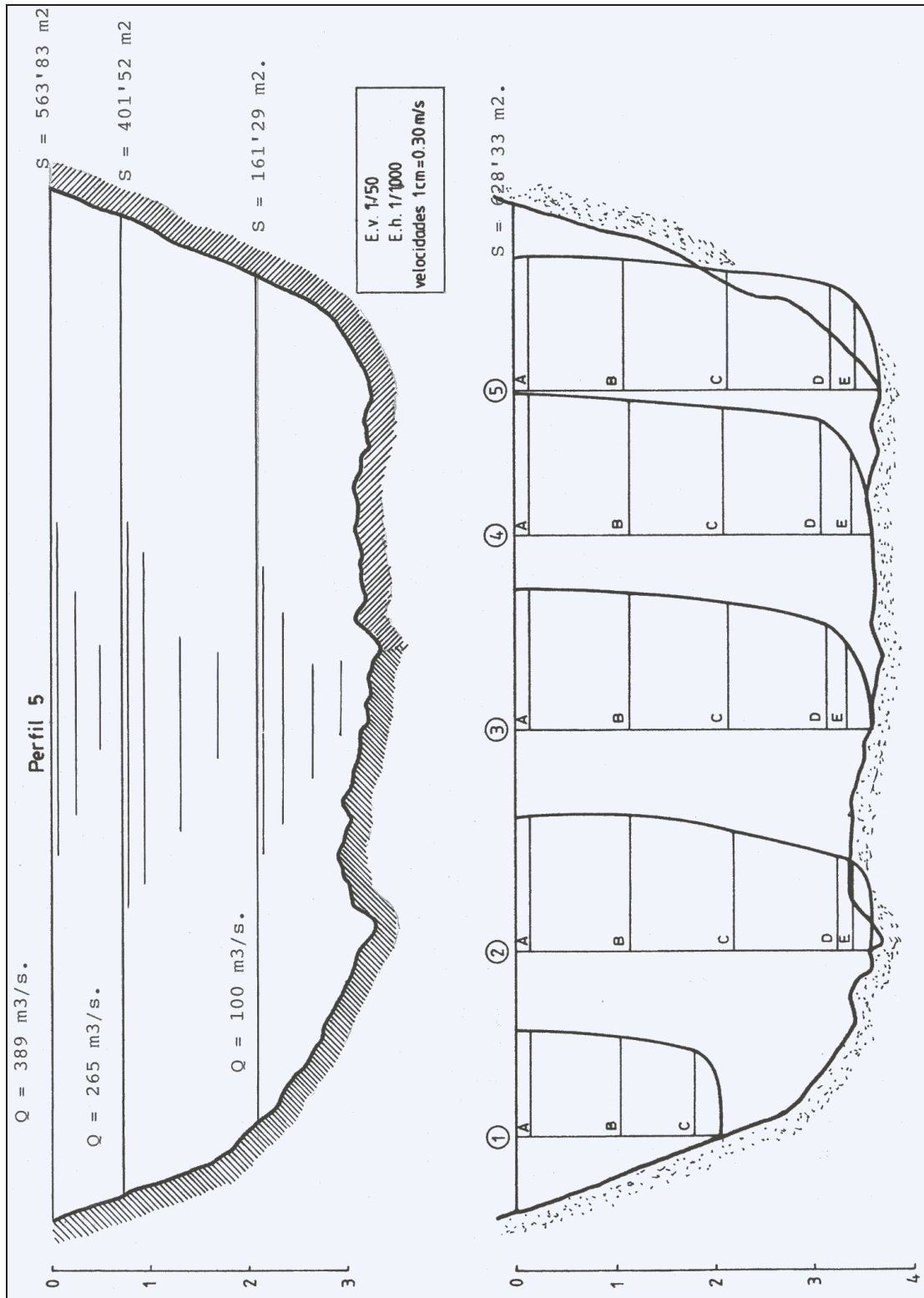
PERFIL 19



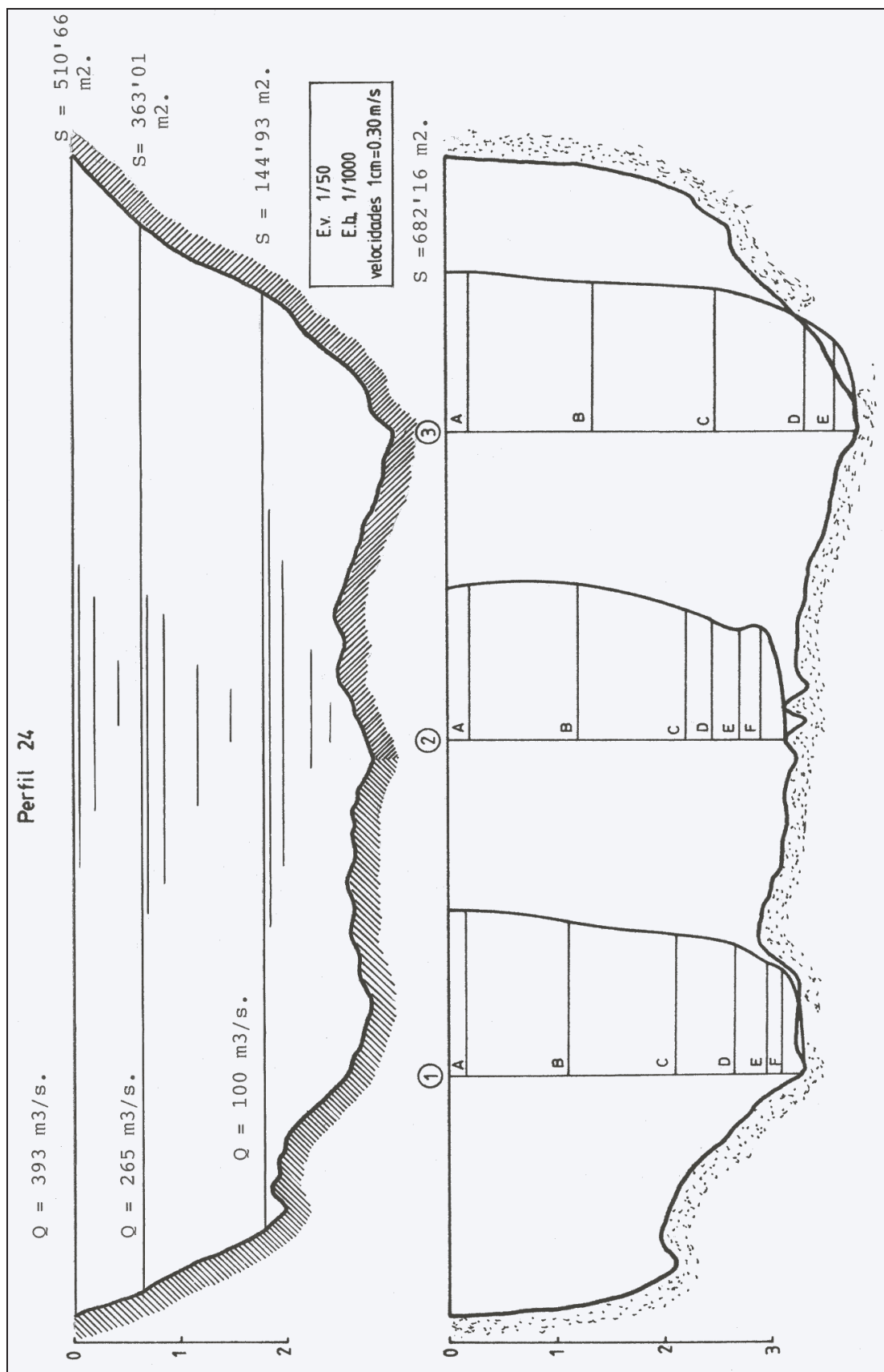
PERFIL 23



PERFIL 1



PERFIL 5



PERFIL 24

3. VELOCIDADES DEL AGUA EN CADA PERFIL

\bar{V} = velocidad media a perfil lleno (medición de 1985)

V_{269} = velocidad media para $Q = 269 \text{ m}^3/\text{seg.}$

V_{265} = velocidad media para $Q = 265 \text{ m}^3/\text{seg.}$

V_{100} = velocidad media para $Q = 100 \text{ m}^3/\text{seg.}$

PERFIL 19 (14)

1	A	0,28 m/s.	2	A	0,70 m/s.	3	A	0,84 m/s.
	B	0,28 m/s.		B	0,71 m/s.		B	0,82 m/s.
	C	0,27 m/s.		C	0,61 m/s.		C	0,79 m/s.
				D	0,56 m/s.		D	0,74 m/s.
				E	0,53 m/s.		E	0,64 m/s.
				F	0,55 m/s.		F	0,55 m/s.

$$\bar{V} = 0'59 \text{ m/seg.}$$

$$V_{269} = 0'59 \text{ m/seg.}$$

$$V_{100} = 0'59 \text{ m/seg.}$$

PERFIL 23 (13)

1	A	0,91 m/s.	2	A	0,92 m/s.	3	A	0,93 m/s.
	B	0,81 m/s.		B	0,88 m/s.		B	0,86 m/s.
	C	0,70 m/s.		C	0,78 m/s.		C	0,75 m/s.
	D	0,64 m/s.		D	0,67 m/s.		D	0,62 m/s.
				E	0,64 m/s.			

$$\bar{V} = 0'78 \text{ m/seg.}$$

$$V_{265} = 0'74 \text{ m/seg.}$$

$$V_{100} = 0'69 \text{ m/seg.}$$

PERFIL 1 (17)

1	A	0,82 m/s.	2	A	1,25 m/s.	3	A	1,16 m/s.	4	A	1,07 m/s.
	B	0,81 m/s.		B	1,10 m/s.		B	1,12 m/s.		B	1,06 m/s.
	C	0,76 m/s.		C	0,91 m/s.		C	0,96 m/s.		C	1,00 m/s.
	D	0,70 m/s.		D	0,90 m/s.		D	0,70 m/s.		D	0,75 m/s.
	E	0,55 m/s.									

$$\bar{V} = 0'92 \text{ m/seg.}$$

$$V_{265} = 0'87 \text{ m/seg.}$$

$$V_{100} = 0'80 \text{ m/seg.}$$

PERFIL 5 (23)

1	A	0,64 m/s.	2	A	0,81 m/s.	3	A	0,85 m/s.	4	A	0,85 m/s.	5	A	0,81 m/s.
	B	0,59 m/s.		B	0,81 m/s.		B	0,83 m/s.		B	0,81 m/s.		B	0,80 m/s.
	C	0,52 m/s.		C	0,71 m/s.		C	0,76 m/s.		C	0,77 m/s.		C	0,72 m/s.
				D	0,56 m/s.		D	0,63 m/s.		D	0,70 m/s.		D	0,64 m/s.
				E	0,53 m/s.		E	0,51 m/s.		E	0,48 m/s.		E	0,52 m/s.

$$\bar{V} = 0'69 \text{ m/seg.}$$

$$V_{265} = 0'66 \text{ m/seg.}$$

$$V_{100} = 0'62 \text{ m/seg.}$$

PERFIL 24 (17)

1 A	0,96 m/s.	2 A	0,91 m/s.	3 A	0,93 m/s.
B	0,89 m/s.	B	0,91 m/s.	B	0,87 m/s.
C	0,81 m/s.	C	0,76 m/s.	C	0,83 m/s.
D	0,76 m/s.	D	0,70 m/s.	D	0,65 m/s.
E	0,65 m/s.	E	0,64 m/s.	E	0,52 m/s.
F	0,62 m/s.	F	0,65 m/s.		

$$\bar{V} = 0'77 \text{ m/seg.}$$

$$V_{265} = 0'73 \text{ m/seg.}$$

$$V_{100} = 0'69 \text{ m/seg.}$$

4. ALGUNOS CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE HIDROMETRÍA

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

Gran parte de los problemas de la administración del agua radica en la deficiencia de controles del caudal en los sistemas hidráulicos. La Hidrometría se encarga de medir, registrar, calcular y analizar los volúmenes de agua que circulan en una sección transversal de un río, canal o tubería, pertenecientes a un pequeño o gran sistema de abastecimiento en funcionamiento.

1.2. Concepto y definiciones

A) Hidrometría

En su forma clásica, se define la “hidrometría” como la parte de la hidrología que tiene por objeto medir el volumen de agua que pasa por unidad de tiempo dentro de una sección transversal del flujo o corriente.

La hidrometría, aparte de medir el caudal del agua circulante por una conducción libre (por gravedad) o forzada (a presión), comprende también el planear, ejecutar y procesar la información que se registra de un sistema de riego de una cuenca hidrográfica, o de un sistema urbano o industrial de distribución del agua. En este contexto, la hidrometría tiene dos propósitos generales:

- a. Conocer el volumen de agua disponible en la fuente (hidrometría a nivel de fuente natural).
- b. Conocer el grado de eficiencia de la distribución del recurso (hidrometría de la operación).

B) Sistema hidrométrico

Es el conjunto de pasos, actividades y procedimientos tendentes a conocer (medir, registrar, calcular y analizar) los volúmenes de agua que circulan en los cauces y canales de un sistema hidráulico, con el fin de programar, corregir y mejorar la distribución del agua en el mismo. El sistema hidrométrico tiene, como soporte físico, una red hidrométrica más o menos compleja.

C) Red hidrométrica

Es el conjunto de puntos de medición del agua, estratégicamente ubicados en un sistema hidráulico, de tal forma que constituya una red que permita interrelacionar la información obtenida.

D) Puntos de control

Son los puntos donde se registran los caudales que pasan por la sección transversal aludida. Los puntos de control son de gran variedad de tipos, como por ejemplo: estaciones hidrométricas en el río, la presa de almacenamiento, las compuertas de la estructura de captación o de toma, las obras de toma del canal principal, las caídas, vertederos, medidor Parshall, etc.

E) Registro de datos

Es la colección de todos los datos que nos permiten cuantificar el caudal que pasa por la sección de un determinado punto de control.

El registro de caudales y volúmenes de riego se ejecuta de acuerdo a las necesidades de información requeridas para la gestión del sistema. Los registros se efectúan en el momento de realizar el aforo o mediciones en miras graduadas o reglas, dependiendo del método de aforo empleado.

Dependiendo también de la ubicación del punto de control, los registros obtenidos son los siguientes:

- Registro de los caudales en los ríos de la cuenca hidrográfica.
- Registro de salidas de agua de los reservorios.
- Registro de caudales captados y que entran al sistema de riego.
- Registro de distribución de caudales de agua en canales del sistema de riego.
- Registro de caudales entregados para el riego en la parcela de cultivo.

F) Reporte

Es el resultado del procesamiento de un conjunto de datos obtenidos, en el cual normalmente una secuencia de caudales medidos se convierte en un volumen por período mayor ($m^3/día$, m^3/mes , etc.).

G) Medición del caudal de agua

La medición del caudal o gasto de agua que pasa por la sección transversal de un conducto (río, riachuelo, canal, tubería) de agua, se conoce como “aforo o medición de caudales”. Este caudal, como es sabido, depende directamente del área de la sección transversal a la corriente y de la velocidad media del agua en dicha sección.

La fórmula que representa este concepto es la siguiente:

$$Q = A \times v ,$$

donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Caudal o Gasto.} \\ A = \text{Área de la sección transversal.} \\ v = \text{Velocidad media del agua en el punto analizado.} \end{array} \right.$$

2. IMPORTANCIA

La función principal de la hidrometría es proveer de datos oportunos y veraces que, una vez procesados, proporcionen información adecuada para lograr una mayor eficiencia en la programación, ejecución y evaluación del manejo del agua en un sistema hidráulico. A su vez, el uso de una información ordenada nos permite:

- a. *Dotar de información para el ajuste del pronóstico de la disponibilidad de agua.* Mediante el análisis estadístico de los registros históricos de caudales de la fuente (río, aguas subterráneas, etc.), nos es posible conocer los volúmenes probables de agua que podemos disponer durante los meses de duración de la campaña agrícola. Esta información resulta de suma importancia para la elaboración del balance hídrico, la planificación de siembras y el plan de distribución del agua de riego.
- b. *Monitorear la ejecución de la distribución.* La hidrometría proporciona los resultados que nos permiten conocer la cantidad, calidad y la oportunidad de los riegos, estableciendo si los caudales previstos en el plan de distribución son los realmente entregados y, sobre esta base, decidir la modificación del plan de distribución, en el caso de que así sea necesario.
- c. Además de las utilidades anteriormente expresadas, la hidrometría nos sirve para *determinar la eficiencia en el sistema de riego* y, eventualmente, como información de apoyo para la solución de los conflictos que puedan presentarse entre las partes implicadas (usuarios, Administración, ...).

3. MEDICIÓN DEL CAUDAL DEL AGUA

3.1. Métodos de medición

Para efectuar mediciones en las corrientes líquidas se utilizan, en ingeniería, una gran variedad de dispositivos. A continuación, vamos a contemplar aquellos métodos de medida cuyo uso resulta más generalizado en la práctica. Conviene advertir que para el uso correcto de los instrumentos de medida es preciso previamente conocer sus características y coeficientes, siendo

necesario, en la mayoría de los casos, realizar el calibrado de los mismos de acuerdo con las aplicaciones del proceso¹.

Los métodos de aforo más utilizados, amén del empleo de los clásicos tubos de Pitot-Darcy y Venturi, que no se detallarán, son los siguientes:

1. Velocidad y sección mojada.
2. Estructuras hidráulicas.
3. Método volumétrico.
4. Método químico.
5. Método combinado. Calibración de compuertas.

3.1.1. Velocidad y sección mojada

Los métodos de aforo basados en este método son los más empleados; se requiere medir el área de la sección transversal del flujo de agua y la velocidad media de este flujo. Se emplea la expresión:

$$Q = A \times v ,$$

donde:

- | | |
|---|--|
| { | <p>Q es el caudal del agua.</p> <p>A es el área de la sección transversal del flujo de agua.</p> <p>v es la velocidad media del agua.</p> |
|---|--|

Generalmente, el caudal Q se expresa en litros por segundo (L/s.) o bien en metros cúbicos por segundo (m^3/s). En la ecuación anterior, si Q el caudal se expresa en m^3/s , A se expresa en m^2 y v en m/s , V se expresa en m^3 y T , que es el tiempo, viene expresado en segundos.

Es fácil convertir m^3/s a L/s, sabiendo que $1 m^3$ equivale a 1.000 litros. La abreviatura L/s, se puede expresar también como LPS (litros por segundo).

El problema principal es medir la velocidad media en los canales o cauces, ya que la velocidad varía en los diferentes puntos del interior de una masa de agua. Los métodos más conocidos de aforos de agua son los siguientes:

- a. Método del correntómetro o molinete.
- b. Método del flotador.
- c. Método usando dispositivos especiales, tales como: vertederos y canaletas (Parshall, trapezoidal, sin cuello, orificio, etc.).
- d. Otros.

¹ Vide TORRES SOTELO, J.E. *Apuntes de hidráulica general y agrícola. Primera y Segunda Parte.* Universidad Politécnica de Valencia. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos. Valencia, 1970. Obra citada en la bibliografía.

Para la medición del agua, pues, existen varios métodos, siendo los más utilizados el método del correntómetro y el método del flotador. Veámoslos a continuación:

3.1.1.1. Método del correntómetro o molinete

En este método, la velocidad del agua se mide por medio de un instrumento llamado “correntómetro” que mide la velocidad en un punto dado de la masa de agua. Un tipo bien conocido es el denominado “molinete de Woltmann”.

Existen varios tipos de correntómetros, siendo los más empleados los de hélice de los cuales hay de varios tamaños; cuanto más grandes sean los caudales o más altas sean las velocidades, mayor debe ser también el tamaño del aparato. Cada correntómetro debe tener un certificado de calibración en el que figura la fórmula necesaria para calcular la velocidad del agua sabiendo el número de vueltas o revoluciones de la hélice por segundo. Estos correntómetros se calibran en laboratorios de hidráulica; una fórmula de calibración, como la empleada en nuestro estudio, es la siguiente:

$$v = a n + b$$

donde:

- v es la velocidad del agua, expresada en m/s.
- n es el número de vueltas de la hélice por segundo.
- a es el paso real de la hélice en metros.
- b es la llamada velocidad de frotamiento en m/s.

Como el correntómetro mide la velocidad en un punto, para obtener la velocidad media de un curso de agua se debe, en ciertos casos, medir la velocidad en dos, tres o más puntos, a diversas profundidades a lo largo de una vertical y a partir de la superficie del agua.

Las profundidades en las cuales se miden las velocidades con el correntómetro se hallan en función de la altura del tirante de agua d , siguiendo los parámetros establecidos en la siguiente tabla:

Tirante de agua (d)	Profundidad de lectura del correntómetro
Cm	Cm
< 15	$d / 2$
$15 < d < 45$	$0,6 \cdot d$
> 45	$0,2 \cdot d$ y $0,8 \cdot d$ $0,2 \cdot d$, $0,6 \cdot d$ y $0,8 \cdot d$

Conocidas ya las profundidades de lectura, se calcula el área de la sección transversal mojada, que se utilizará para el cálculo del caudal. Así, como siempre:

$$Q = v \times A,$$

donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} v = \text{velocidad determinada con el correntómetro o molinete.} \\ A = \text{Área de la sección mojada transversal correspondiente.} \end{array} \right.$$

3.1.1.2. Método del flotador

El método del flotador se utiliza cuando no se poseen equipos de medición y para este fin se tiene que conocer el área de la sección y la velocidad del agua. Para medir la velocidad se utiliza un flotador con el se mide la velocidad del agua de la superficie, pudiendo utilizarse como flotador cualquier cuerpo pequeño que flote: como un corcho, un pedacito de madera, una botellita lastrada. Este método se emplea en los siguientes casos:

- A falta de un correntómetro o molinete.
- Excesiva velocidad del agua, que dificulta el uso del correntómetro.
- Presencia frecuente de cuerpos extraños en el curso del agua, que dificulta el uso del correntómetro.
- Cuando pelagra la integridad física de la persona que efectúa el aforo.
- Cuando pelagra la integridad del correntómetro.

El cálculo consiste en aplicar las fórmulas simples y bien conocidas:

$$Q = A \times v, \text{ y también: } v = e/t, \text{ en que:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} v \text{ es la velocidad expresada en m/s.} \\ e \text{ es el espacio recorrido en m. por el flotador.} \\ t \text{ es el tiempo en segundos del recorrido } e \text{ por el flotador.} \\ A = \text{Área de la sección transversal.} \\ Q = \text{Caudal.} \end{array} \right.$$

3.1.2. Estructuras hidrométricas

Para la medición de caudales también se utilizan algunas estructuras intencionadamente construidas, llamadas “medidores”. Las estructuras que actualmente se usan basadas en los dispositivos hidráulicos son: orificio, vertedero y sección crítica. Veámoslas, ahora, separadamente:

a) Orificio:

La ecuación general de descarga del orificio es la siguiente:

$$Q = C_d \cdot s \cdot (2gh)^{1/2}, \text{ donde:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Caudal.} \\ C_d = \text{Coeficiente de caudal o de descarga} = C_c \cdot C_v \\ C_c = \text{Coeficiente de contracción de la sección.} \\ C_v = \text{Coeficiente de velocidad.} \\ s = \text{Área o sección del orificio.} \\ g = \text{aceleración de la gravedad (9'81 m./seg}^2\text{)} \\ h = \text{tirante de agua} \end{array} \right.$$

b) Vertedero:

Pueden ser de descarga libre o ahogada, de cresta delgada o ancha. La ecuación general de los vertederos es:

$$Q = K \cdot L \cdot H^N$$

donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{caudal.} \\ K, N = \text{coeficientes.} \\ L = \text{longitud de la cresta.} \\ H = \text{tirante de agua.} \end{array} \right.$$

c) Sección Crítica:

Es el paso de una sección estrecha hacia una más amplia, provocando un cambio del régimen, donde es posible establecer la relación tirante-gasto.

La ecuación general utilizada es:

$$Q = K \cdot b \cdot H^N$$

donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{caudal.} \\ K, N = \text{coeficientes.} \\ b = \text{ancho de la garganta.} \\ H = \text{tirante de agua.} \end{array} \right.$$

3.1.3. Método volumétrico

Se emplea, por lo general, para la determinación de caudales muy pequeños y se requiere de un recipiente para recolectar el agua. El caudal resulta de dividir el volumen de agua que se recoge en el recipiente entre el tiempo que transcurre en coleccionar dicho volumen. Esto es:

$Q = V/T$, donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{caudal en m}^3/\text{s.} \\ V = \text{volumen en m}^3. \\ T = \text{tiempo en segundos.} \end{array} \right.$$

3.1.4. Método químico

Consiste en la incorporación a la corriente de cierta sustancia química durante un tiempo dado; tomando muestras aguas abajo, donde se estime que la sustancia se haya disuelto uniformemente, se puede determinar la cantidad de sustancia contenida por unidad de volumen y de ahí obtener el caudal buscado.

3.1.5. Calibración de compuertas

La compuerta es un orificio, de forma generalmente cuadrangular o circular, en donde se establecen, para determinadas condiciones hidráulicas, los valores del caudal, con respecto a una abertura medida en el vástago de la misma compuerta.

Este principio es utilizado, dentro de la operación normal de una compuerta, para la construcción de una curva característica que nos permita determinar, tomando como referencia la carga hidráulica sobre la plantilla de la estructura, cuál es el gasto en litros por segundo que discurre por el orificio.

Sin embargo, al cambiar las condiciones hidráulicas del canal del cual se está derivando, se produce la variación de las curvas establecidas, razón por la cual es necesario programar una secuencia de aforos para conocer cuál es el grado de modificación de la curva utilizada.

3.2. Sección de medición

El lugar donde se va a efectuar la medición se conoce como la “sección transversal del curso de agua”. El lugar donde se va a medir la velocidad del agua debe estar emplazado en un tramo del cauce o canal donde el flujo de agua tenga las siguientes características:

1. Los filetes líquidos sean paralelos entre sí.
2. Las velocidades sean suficientes para una buena utilización del correntómetro, en caso de que se utilice este instrumento en la operación de medida.
3. Las velocidades son constantes, para una misma altura del tirante de agua.

La primera característica exige, a su vez, escoger:

1. Un tramo recto de cauce, tal que sus márgenes sean rectas y paralelas.

2. Un lecho estable, y
3. Una sección transversal de flujo relativamente constante a lo largo del tramo recto.

3.3. Calibración de la sección

Tanto el área de la sección transversal mojada como la velocidad del agua pueden variar con los cambios de altura en el nivel de la lámina del agua; si hacemos esto en una sección adecuada, esta relación es generalmente fija, circunstancia que podemos aprovechar para que, una vez conocida esta relación entre nivel del agua, sección transversal y velocidad, puedan obtenerse y registrarse los caudales mediante una escala de alturas, que indica la variación del caudal.

Cuando una sección está calibrada significa que se conoce la variación de la altura del nivel del agua y el caudal. Para el caso de medidores y vertederos existen las fórmulas adecuadas en función de la altura y en los casos de los ríos y canales se tienen las curvas de calibración llamadas ($h - Q$).

3.4. Registros de medición

Definidos ya los puntos de medición, los métodos de aforo y establecidas las responsabilidades del personal, se procede a la ejecución de las observaciones y mediciones que luego deberán registrarse en los formatos siguientes:

- Registro de aforos con correntómetro.
- Resumen mensual de lectura de escalas.
- Resumen mensual de aforos en estaciones.
- Registro mensual de aforos en medidores.
- Análisis de pérdidas por distribución de agua por estación de aforo.
- Pérdidas entre volúmenes asignados y recibidos.
- Informe mensual de entrega de agua.

4. LA RED HIDROMÉTRICA

4.1. Definición

La red hidrométrica es el conjunto de estaciones de medición que se tiene dentro de un sistema que puede ser: de riego, hidrográfico o de agua potable. Este conjunto de estaciones debe ser planeado con la finalidad de determinar el caudal que circula en toda la red y conocer, en el caso concreto de un sistema de riego, cuáles son los caudales o volúmenes recibidos por el sistema, cuáles los entregados y cuáles los perdidos. En la secuencia o protocolo a seguir para la aplicación de la rutina de **hidrometría**, se distinguen las siguientes etapas, que se exponen en los dos siguientes epígrafes.

4.2. Análisis de la existencia y pertinencia de la red hidrométrica

Una de las funciones de quien tiene a su cargo la operación del sistema, debe ser analizar la pertinencia de que el sistema de riego que administra (en función del servicio que debe brindar a los regantes o usuarios), cuente con una red hidrométrica y un sistema para registrar y procesar la información. Este análisis comprende establecer la comparación entre el beneficio que otorga la existencia de una red hidrométrica y los costos reales que representan su implementación o mejoramiento y su operación.

La operación y control de la red hidrométrica es de gran importancia porque permite conocer, graduar y controlar la información hidrológica en el ámbito de tomas directas, de tomas principales y secundarias de las comunidades de regantes; además permite hacer el seguimiento o monitoreo de la campaña agrícola en caso de facturación del agua de riego, actividades de cobranza (volúmenes entregados, volúmenes facturados), análisis de eficiencia de la red y/o pérdidas (sistema, conducción, distribución), así como también tener actualizada la base de datos hidrológicos.

4.3. Verificación del estado de funcionamiento de la red hidrométrica y calibración de las estructuras de medición

Es necesario determinar cada año el comportamiento hidráulico de las estructuras instaladas en un sistema de riego. Por esta razón es conveniente, dentro de un grupo de estaciones, escoger y efectuar aforos para los gastos mínimos, medios y máximos que pueda medir la estructura y calcular la discrepancia con los aforos; las curvas así obtenidas no deben ser mayores a un 5% de desviación. Esta acción debe realizarse periódicamente cada año.

5. SISTEMA ESTADÍSTICO DE INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA (SEIH)

5.1. Establecimiento de métodos y formatos de registro

La información obtenida en la red a través de las estaciones de medición requiere el establecimiento de los métodos y formatos de registro. En este sentido, a fin de que las labores a ejecutar tengan el éxito deseado, es necesario que la acción vaya anticipada de la planificación de las tareas a realizar. Esto significa, entre otros aspectos, definir el objetivo de las acciones que se plantea ejecutar. Asimismo, resulta conveniente fijar las actividades y metas a alcanzar. Para establecer las metas es aconsejable la división del sistema en áreas de control hidrométrico, las cuales deberán ser marcadas en un plano y establecida la responsabilidad del personal participante.

Determinados ya los sitios donde se efectuarán los aforos, se definirán los métodos y tipo de formatos que nos permitan obtener, con la mayor exactitud

posible, los volúmenes del recurso que discurren por el sistema hidráulico en un momento determinado.

Algunos lugares tienen establecida una red hidrométrica en todo el ámbito del sistema mayor, que está dividida en derivación, captación y almacenamiento, distribución, entrega y control del recurso hídrico, existiendo, para todos los casos, los formatos de los registros correspondientes, como son:

- Derivación: Túnel medido con correntómetro. Túnel medido con limnígrafo.
- Captación: Canal alimentador medido con limnígrafo. Compuerta de riego medida con tabla de descarga.
- Almacenamiento: Embalse medido con tablas de embalse. Canal de descarga medido con limnígrafo.
- Distribución: Canal medido con limnígrafo. Canal medido con aforo.
- Entrega y Control: Toma de cabecera en todas las comunidades de regantes, y caudales medidos con aforo y tabla de descarga.

5.2. Ejecución de aforos y mediciones-observaciones en la red

Definida ya la localización de los puntos de control y el método de aforo a emplear, se procederá a la ejecución de las mediciones a través de los servicios correspondientes. Durante la aplicación de los métodos, se tomarán en cuenta los errores que ya han sido detectados anteriormente a fin de evitar la repetición de los mismos y, por ende, el rechazo de la información por su falta de consistencia o relevancia.

Las mediciones deberán registrarse inmediatamente después de efectuada la lectura correspondiente. Éstas deberán hacerse siguiendo un orden prefijado. Debe existir absoluta claridad sobre quién y cuándo registra, así como sobre quién y cuándo procesa.

En todos los casos se debe contar con los formatos correspondientes para su posterior ingreso en la base de datos, proceso, análisis y reportes en cuadros, tablas y gráficos.

5.3. Procesamiento e interpretación de la información

Los datos levantados por los técnicos de la Junta de Explotación y de las Comunidades de Regantes en los diferentes puntos de control, utilizando los formatos de registro pertinentes, son entregados, según la frecuencia o periodicidad establecida, al personal responsable de hacer las operaciones aritméticas necesarias para el cálculo de los parámetros que nos permiten conocer cómo se comportan la fuente de abastecimiento y los canales principales del sistema hidráulico en estudio. La supervisión, verificación y aprobación de la información estará a cargo de la Gerencia Técnica de la Junta. En caso de que se

cuenta con un sistema automatizado de información hidrológica para el procesamiento de datos (SAIH), la digitalización de los registros a la base de datos estará a cargo del personal encargado del sistema de cómputo.

En muchas Juntas de Usuarios², los datos que se toman en la estructura o estación, según sea la frecuencia, se envían en los formatos establecidos a la oficina de operaciones, pudiendo ser éstos: horarios, diarios, semanales, quincenales, mensuales y anuales. Con esta información, se mantiene actualizada la base de datos, permitiendo a la vez hacer el seguimiento o monitoreo de las ocurrencias del sistema mayor de riego, determinación de eficiencias, pérdidas en la red, estadística de la campaña agrícola y control de tarifas.

5.4. Entrega de la información para ser utilizada en las rutinas de operación

La salida y distribución oportuna de la información procesada debe ser enviada a la unidad de operación de las Juntas de Usuarios y Comunidades de Regantes y ser utilizadas como elementos de juicio para poder realizar los movimientos de las compuertas indispensables que nos aseguren una correcta operación del sistema de riego. Depende del justo manejo de estos datos el que se pueda mantener un constante equilibrio y para que las diferentes partes de un sistema no se vean castigadas por excesos o deficiencia de agua y respondan a las necesidades de abastecimiento.

5.5. Documentación y archivo

Se necesita concentrar y conservar toda la información, tanto de la base de datos, como la procesada en cuadros, tablas, gráficos, y otros en archivos y sistemas de cómputo, en un lugar apropiado, porque ello resulta particularmente importante a fin de tomar las decisiones adecuadas para la operación del sistema de abastecimiento agrícola, industrial o urbano.

6. APÉNDICE

6.1. Aforo del agua. Introducción

6.1.1. Definición

“Aforar” el agua consiste en medir el caudal del agua. En vez de “caudal” también se puede emplear los términos “gasto”, “descarga” y a nivel de campo “riegos”.

² En España algunas Juntas de Usuarios se constituyen jurídicamente como Sociedades Agrarias de Transformación (SAT) cuando su finalidad es la distribución del agua de riego.

6.1.2. Importancia

La medición o aforo de agua del río o de cualquier curso de agua es importante desde diferentes puntos de vista, como:

- Saber la disponibilidad de agua con que se cuenta.
- Distribuir el agua a los usuarios en la cantidad deseada.
- Saber el volumen de agua con que se riegan los cultivos.
- Poder determinar la eficiencia de uso y de manejo del agua de riego.

6.1.3. Métodos de aforo

Son varios los métodos que se pueden emplear para aforar el caudal del agua, estando la mayoría de ellos basados en la determinación del área de la sección mojada transversal y la velocidad media, para lo cual se utiliza la fórmula clásica:

$$Q = A \times v$$

donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{caudal en m}^3/\text{s}. \\ A = \text{Área de la sección mojada transversal en m}^2. \\ v = \text{velocidad en m/s}. \end{array} \right.$$

Los métodos más utilizados, que explicaremos a continuación, son los siguientes:

- aforo con correntómetro.
- aforo con limnímetros y limnígrafos.
- aforo con flotadores.

6.2. Aforo de un río con correntómetro

6.2.1. La estación de aforo en un río

El aforo de un río también tiene lugar en una sección transversal del curso de agua, a la que llamaremos la “sección de control”.

El lugar donde siempre se va a aforar el agua, toma el nombre de “estación de aforos o foronómica”. A lo largo del presente libro nos hemos referido repetidamente a la EA 027 (“Río Ebro en Tortosa”).

El lugar que se escoja para establecer una estación de aforo debe reunir ciertos requisitos, algunos de los cuales ya fueron mencionados al tratar las condiciones de la sección de aforos. A saber:

1. El tramo del río que se escoja para medir el caudal del agua circulante debe ser aproximadamente recto, en una distancia de 150 a 200 metros, tanto aguas arriba como aguas abajo de la estación de aforo. En este tramo recto, no debe confluir ninguna otra corriente de agua, ni existir pérdidas o derivaciones del recurso.
2. La sección de control debe estar ubicada en un tramo en el cual el flujo sea calmado y, por lo tanto, libre de turbulencias, y donde la velocidad de la corriente esté ubicada dentro de un rango que pueda ser registrado por un correntómetro.
3. El cauce del tramo recto debe estar limpio de malezas o matorrales, de piedras grandes, bancos de arenas, etc., para evitar imprecisiones en las mediciones de agua. Estos obstáculos hacen más imprecisas las mediciones en épocas de estiaje.
4. Tanto agua abajo como aguas arriba, la estación de aforo debe estar libre de la influencia de puentes, presas o cualquier otra construcción que pueda afectar las mediciones.
5. El sitio debe ser de fácil acceso para realizar las mediciones.

6.2.2. Aforo por el método del correntómetro

En un río cualquiera, para determinar el caudal que pasa por una sección transversal, se requiere, a su vez, saber el caudal que pasa por cada una de las subsecciones en que se divide la sección transversal. Para eso, se realiza el siguiente procedimiento para registrar las observaciones y calcular las velocidades y caudales. A saber:

1. La sección transversal del río donde se va a realizar el aforo se divide en varias subsecciones. El número de subsecciones depende del caudal estimado que podría pasar por la sección: en cada subsección, no debería pasar más del 10% del caudal estimado que pasaría por la sección. Otro criterio es que, en cauces grandes, el número de subsecciones no debe ser menor de 20.
2. El ancho superior de la sección transversal (superficie libre del agua) se divide en tramos iguales, cuya longitud es igual al ancho superior de la sección transversal dividido por el número de subsecciones calculadas
3. En los límites de cada tramo del ancho superior del cauce, se trazan verticales, hasta alcanzar el lecho o fondo. La profundidad de cada vertical se puede medir con la misma varilla del correntómetro que está graduada. Las verticales se trazan en el mismo momento en que se van a medir las velocidades.
4. Con el correntómetro se mide la velocidad a dos profundidades en la misma vertical a 0.2 y a 0.8 de la profundidad de la vertical, para lo cual se toma el tiempo que demora el correntómetro en dar 100 revoluciones y

se calcula el número de revoluciones por segundo; con este dato, se calcula la velocidad del agua en cada una de las profundidades utilizando la fórmula correspondiente, según el número de revoluciones por segundo (n). En el caso de la medición de la velocidad en el tramo final estudiado del río Ebro Tortosa-Amposta, se emplean las siguientes fórmulas:

$$\begin{cases} v = 0,2590 \cdot n + 0,005 \text{ cuando } n \text{ es } > 1,51 \\ v = 0,2517 \cdot n + 0,016 \text{ cuando } n \text{ es } < 1,51 \end{cases}$$

5. Se obtiene la velocidad promedio del agua en cada vertical. La velocidad promedio del agua en cada subsección es el promedio de las velocidades promedio de las verticales, que encierran la subsección. En nuestro caso, ver anexo 5.3.
6. El área de cada subsección se calculará fácilmente considerándola como un paralelogramo cuya base (ancho del tramo) se multiplica por el promedio de las profundidades que delimitan dicha subsección.
7. El caudal de agua que pasa por una subsección se obtiene multiplicando su área por el promedio de las velocidades medias registradas, en cada extremo de dicha subsección.
8. El caudal de agua que pasa por el río es la suma de los caudales que pasan por todas las subsecciones. Ver, al respecto, el capítulo II, epígrafe 11.

6.3. Aforo con limnímetros y limnógrafos

6.3.1. Sistemas convencionales

El método que se usa corrientemente para aforar un río es mediante el empleo del limnómetro o limnógrafo, puesto que usar frecuentemente el correntómetro resulta impracticable por lo difícil y tedioso de realizar las mediciones con este instrumento.

Un limnómetro es, simplemente, una escala tal como una mira de topógrafo, graduada en centímetros. Se puede utilizar para este fin la mira clásica del topógrafo, pero, por lo general, se pinta una escala en una de las paredes del río. Éste es el caso de la mayoría de las estaciones de aforo o foronómicas de la cuenca del Ebro y, muy concretamente, la que es objeto de nuestro estudio (EA-27, “Ebro en Tortosa”). Entonces, basta con leer, en la escala o mira, el nivel que alcanza el agua para saber el caudal de agua que pasa en este momento por la conducción libre, pero previamente se tiene que calibrar la escala o mira reseñada.

La calibración consiste en aforar el río varias veces durante el año, en épocas de estiaje y épocas de avenidas, por el método de correntómetro y anotar cuidadosamente la altura que alcanzó el agua, medida con el limnómetro.

Se deben realizar varios aforos con correntómetro para cada determinada altura del agua. Con los datos de altura del agua (h) y del caudal (q) correspondiente obtenido, se construye la llamada “curva de calibración” en un eje de coordenadas cartesianas rectangulares.

El limnómetro siempre debe colocarse en el mismo sitio cada vez que se hacen las lecturas y su extremidad inferior siempre debe estar sumergida en el agua.

Los limnómetros pueden ser de metal o de madera. Una escala graduada pintada en una pared de mortero de cemento, al costado de unas de las riberas del río, también puede servir perfectamente a los efectos de limnómetro.

Por lo general, los aforos de agua deben hacerse tres veces en el día, a las 6 a.m., 12 (mediodía) y 6 p.m. para obtener el caudal medio diario.

Una mejor manera de aforar el agua es empleando un aparato llamado “limnógrafo”, el cual tiene la ventaja de poder medir o registrar los niveles de agua en forma continua en un papel especialmente diseñado, que gira alrededor de un tambor movido por un mecanismo eléctrico o de relojería.

Los limnógrafos están protegidos dentro de una caseta de obra de fábrica. Vienen acompañados de las instrucciones precisas para su operación y cuidado, así como de un sistema de transmisión de datos *on line* por teleproceso.

6.3.2. El limnómetro electrónico

a) Descripción

Sabiendo de las necesidades de modernización de las redes hidrométricas y de ampliación de su cobertura, y con el fin de contribuir en algún grado en tales procesos, últimamente se viene desarrollando un dispositivo electrónico de medición de niveles de flujo en ríos, que permitirá el registro y procesamiento de datos para suplir y ampliar, de una manera competitiva, las funciones de los actuales equipos de registro conocidos como “limnógrafos”.

El dispositivo en cuestión tiene la capacidad de comunicarse con un PC portátil con el que se programan las frecuencias de la toma de lecturas y se recoge la información almacenada, la cual puede procesarse de inmediato y enviarse vía internet a las oficinas centrales.

b) Objetivos

Consisten fundamentalmente en contar con tecnología propia para satisfacer estas necesidades de medición, pues ello se traduce en menores costos de adquisición y de soporte técnico debido al dominio que se alcanza sobre ella; de ahí que este desarrollo constituya una alternativa a la tecnología comercial de punta disponible actualmente en el mercado especializado.

c) Resultados

Respecto al funcionamiento del limnómetro electrónico, veamos que tiene la capacidad de seguir el espejo del agua y registrar sus variaciones en base a la información digital de un sensor; algunos equipos comerciales con funciones similares utilizan encoders ópticos conectados al eje de la polea de los sistemas de flotadores tradicionales. Los beneficios potenciales más visibles de este desarrollo tecnológico estriban en la obtención oportuna y confiable de información hidrométrica a menores costos operativos, debido al suministro y soporte técnico propios.

6.4. Aforo con flotadores

6.4.1. Metodología

Este método de aforo con flotadores se utiliza generalmente cuando no se dispone de un molinete o correntómetro, o cuando se producen excesivas velocidades en el cauce, con los consiguientes peligros para las personas operadoras y para los equipos. La metodología consiste en:

- Seleccionar un tramo recto del cauce entre 15 y 20 metros de longitud.
- Determinar el ancho del cauce y las profundidades de éste en tres partes diferentes de la sección mojada transversal.
- Calcular el área de la sección transversal. Para ello se emplea la expresión:

$$A = B \times H,$$

donde :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{a, b, c} \text{ son las profundidades del cauce.} \\ \mathbf{B} = \text{ancho del cauce.} \\ \mathbf{A} = \text{área buscada.} \\ \mathbf{H} = \text{altura promedio de } (a + b + c)/3. \end{array} \right.$$

6.4.2. Cálculo de la velocidad

Para medir la velocidad en canales o cauces pequeños, se escoge un tramo recto del curso de agua y de alrededor de 5 a 10 m; se deja caer el flotador al inicio del tramo que está debidamente señalado y situado en el centro del curso del agua en lo posible y se toma el tiempo inicial t_1 ; luego se toma el tiempo final t_2 , cuando el flotador alcanza el extremo final del tramo que también se halla debidamente marcado; y sabiendo la distancia recorrida y el tiempo que el flotador demora en alcanzar el extremo final del tramo, se calcula la velocidad del curso de agua según la siguiente fórmula:

$$v = (L/T) \cdot k \text{ (velocidad), siendo:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L = \text{Longitud del tramo (aproximadamente 10 m.).} \\ T = \text{Tiempo de recorrido del flotador entre dos puntos del tramo L} \\ \text{(segundos) = } t_2 - t_1. \\ k = \text{relación existente entre la velocidad media de la sección y la} \\ \text{superficial, para este tipo de cauces.} \end{array} \right.$$

6.4.3. Cálculo del caudal

De la misma manera, se lleva a cabo la determinación del gasto hidráulico mediante la expresión clásica:

$$Q = A \times v ,$$

cuyos parámetros resultan bien conocidos.

* * * * *

ANEXO NÚM. 6

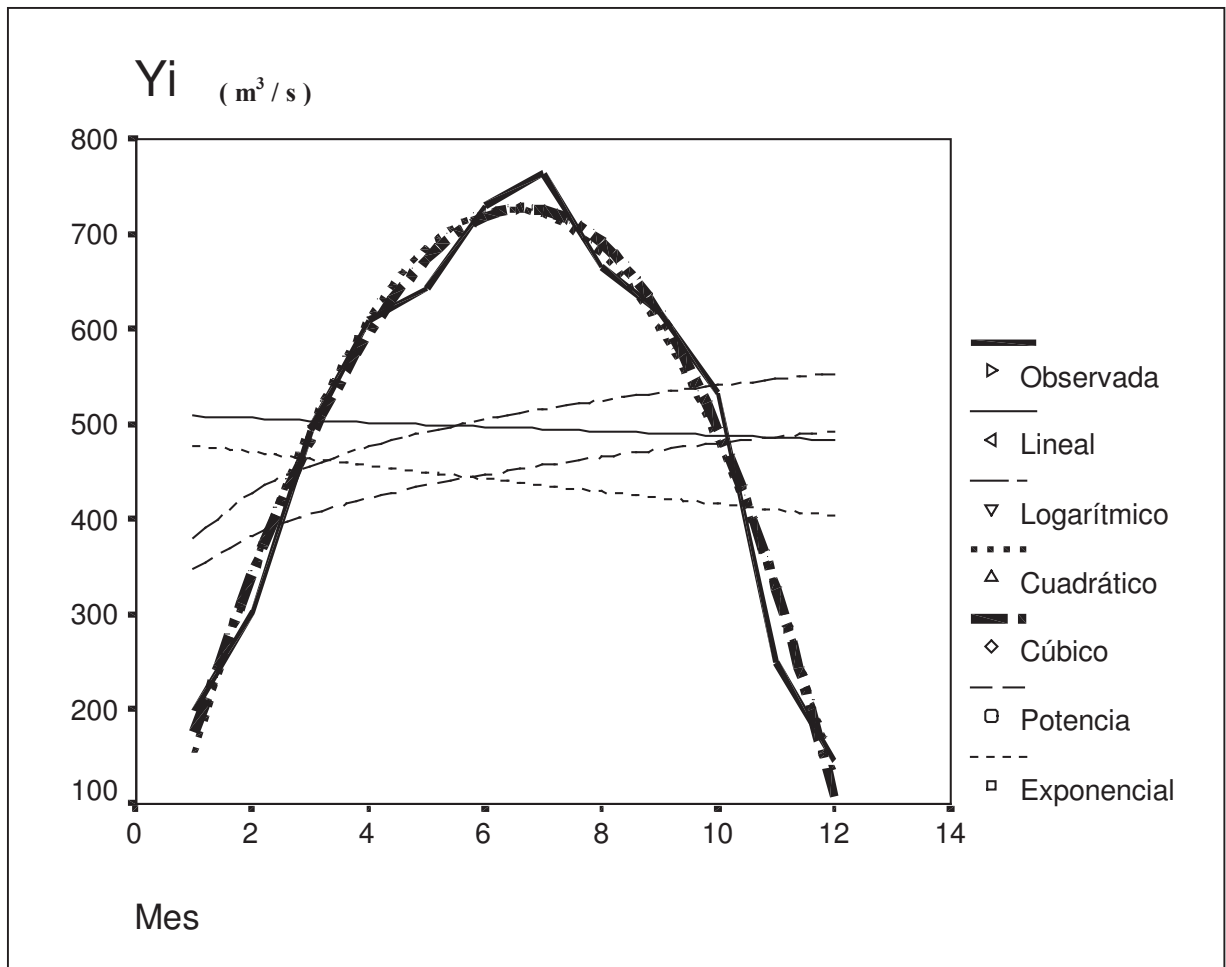
**PROPUESTA DE GESTIÓN DE CAUDALES EN EL
TRAMO INFERIOR DEL RÍO EBRO**

1. FUNCIÓN DEL CAUDAL MEDIO

MODEL: Y_i

Independiente : Mes

Dependent	Mth	Rsq	d.f.	F	Sigf	b0	b1	b2	b3
Y_i	LIN	.001	10	.01	.908	510.621	-2.2622		
Y_i	LOG	.060	10	.64	.444	379.137	70.1124		
Y_i	QUA	.968	9	133.97	.000	-75.977	249.137	-19.338	
Y_i	CUB	.972	8	90.93	.000	-18.263	204.530	-11.093	-
.4228									
Y_i	POW	.036	10	.37	.557	347.264	.1406		
Y_i	EXP	.010	10	.10	.759	485.288	-.0155		



MODEL: **Yi**Dependent variable.. **Yi** Method.. **CUADRÁTICO**

Multiple R .98362
 R Square .96750
 Adjusted R Square .96028
 Standard Error 43.19238

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	2	499862.68	249931.34
Residuals	9	16790.23	1865.58

F = 133.96967 Signif F = .0000

----- **Variables in the Equation** -----

Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
Mes	249.137113	15.788358	4.144833	15.780	.0000
Mes**2	-19.338412	1.182281	-4.296409	-16.357	.0000
(Constant)	-75.977273	44.640567		-1.702	.1230

Dependent variable.. **Yi** Method.. **CÚBICO**

Multiple R .98565
 R Square .97151
 Adjusted R Square .96083
 Standard Error 42.89447

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	3	501933.43	167311.14
Residuals	8	14719.48	1839.94

F = 90.93317 Signif F = .0000

----- **Variables in the Equation** -----

Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
Mes	204.529822	44.876079	3.402712	4.558	.0019
Mes**2	-11.093462	7.860057	-2.464631	-1.411	.1958
Mes**3	-.422818	.398557	-1.124039	-1.061	.3197
(Constant)	-18.262626	70.178910		-.260	.8013

Se han obtenido las dos expresiones polinómicas siguientes:

a) $Q = -19'338 \times t^2 + 249'137 \times t - 75'977$ (cuadrática)

b) $Q = -0'4228 \times t^3 - 11'093 \times t^2 + 204'53 \times t - 18'263$ (cúbica)

que poseen parámetros parecidos de fiabilidad estadística (R y F), como puede comprobarse en el cuadro correspondiente del análisis de la varianza.

El caudal medio anual vendrá dado, en ambos casos, por:

a)

$$\int_0^{12} (-19'338 \times t^2 + 249'137 \times t - 75'977) dt =$$

$$= [-6'446 \times t^3 + 124'569 \times t^2 - 75'977 \times t]_0^{12} = 5.887'524$$

$$\bar{y} = \frac{5.887'524}{12 - 0} = 490'6 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

b)

$$\int_0^{12} (-0'4228 \times t^3 - 11'093 \times t^2 + 204'53 \times t - 18'263) dt =$$

$$= [-0'1057 \times t^4 - 3'698 \times t^3 + 102'265 \times t^2 - 18'263 \times t]_0^{12} = 5.925'06$$

$$\bar{y} = \frac{5.925'06}{12 - 0} = 493'8 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Como puede observarse, se aproxima algo más la función cúbica que la cuadrática al valor teórico medio estimado $\bar{y} = 496 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Del estudio de los extremos relativos o locales de estas funciones se deduce que:

a) Función cuadrática: Condición necesaria o de primer grado:

$Q'(t) = -38'676 \times t + 249'137 = 0$; de dónde: $t = 6'44$, que correspondería al día: $6'44 \times 30'4375 = 196$ a partir del 1 de septiembre, o sea, al 15 de marzo, en que tendría lugar un máximo local, puesto que:

$$Q''(t) = -38'676 < 0$$

A este punto le correspondería un caudal de:

$Q = -19'338 \times 6'44^2 + 249'137 \times 6'44 - 75'977 = 726'5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (en la estimación aproximada del anexo 2, se alcanza un caudal máximo de $726'37 \text{ m}^3/\text{seg.}$ el día 28 de febrero).

b) Función cúbica: Del mismo modo, se tendrá:

$$Q'(t) = -1'2684 \times t^2 - 22'186 \times t + 204'53 = 0$$

Se trata, pues, de resolver la ecuación:

$$1'2684 \times t^2 + 22'186 \times t - 204'53 = 0;$$

$$t = \frac{-22'186 \pm \sqrt{22'186^2 + 1.037'7034}}{2'5368} = 6'673 ,$$

que correspondería al día: $6'673 \times 30'4375 = 203$ a partir del 1 de septiembre, o sea, al 22 de marzo, en que tendría lugar un máximo local, puesto que:

$$Q''(t) = -2'5368 \times t - 22'186 < 0 \text{ (condición suficiente o de 2º grado)}$$

A este punto le correspondería un caudal de:

$$Q = -0'4228 \times 6'673^3 - 11'093 \times 6'673^2 + 204'53 \times 6'673 - 18'263 = 727'0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

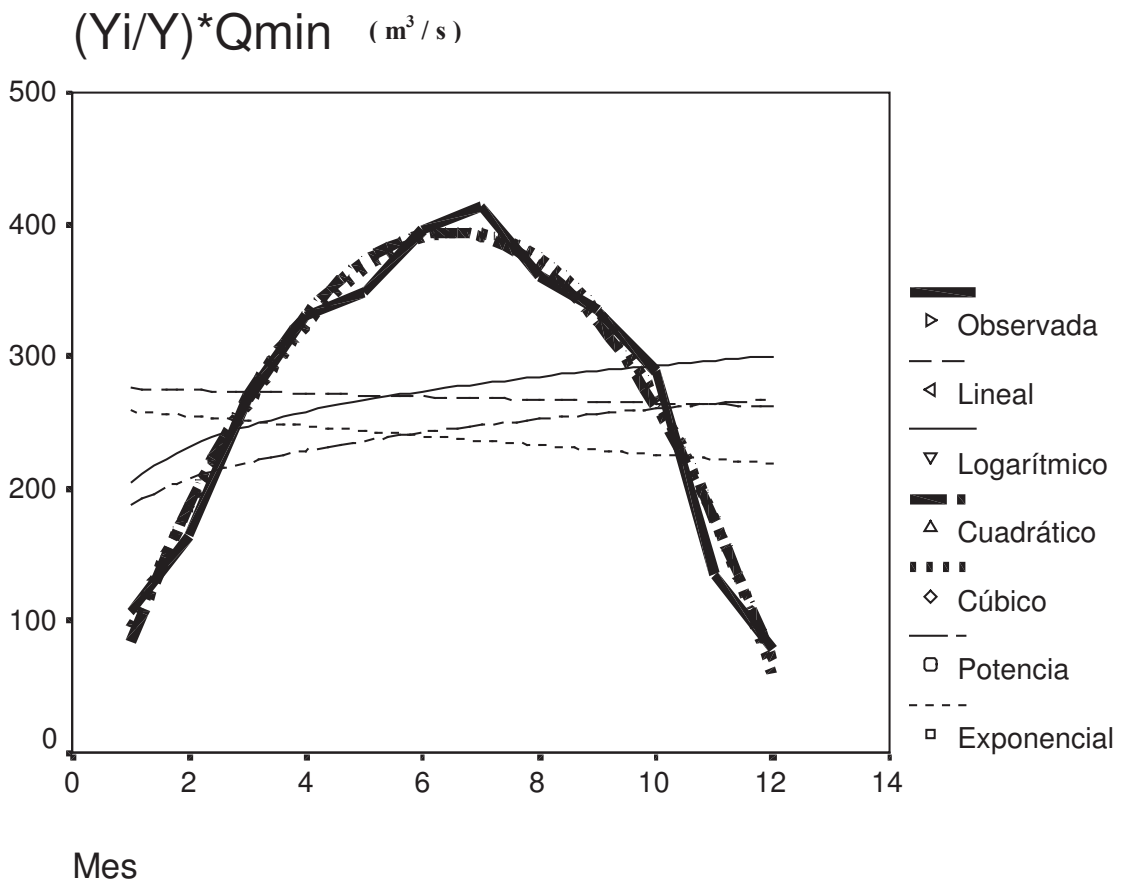
c) En cualquier caso, la representación mensual tabular y gráfica aproximada de estos caudales correspondientes a la función cuadrática, puede verse en el anterior anexo 2, tanto para la escala antigua como para la nueva (ver página 372 y ss.). Dichas representaciones indican la distribución anual teórica de los respectivos caudales analizados.

2. FUNCIÓN DEL CAUDAL MÍNIMO

MODEL: $(Y_i/\bar{Y}) * Q_{min}$

Independiente: Mes

Dependent	Mth	Rsq	d.f.	F	Sigf	b0	b1	b2
b3								
(Yi/Y) * Q _{min}	LIN	.001	10	.01	.908	276.909	-1.2168	
(Yi/Y) * Q _{min}	LOG	.060	10	.64	.443	205.531	38.1058	
(Yi/Y) * Q _{min}	QUA	.968	9	135.64	.000	-41.273	135.147	-10.490
(Yi/Y) * Q _{min}	CUB	.972	8	91.64	.000	-10.657	111.484	-6.1158
		.2243						
(Yi/Y) * Q _{min}	POW	.036	10	.38	.553	188.006	.1418	
(Yi/Y) * Q _{min}	EXP	.010	10	.10	.763	262.870	-.0152	



MODEL: $(Y_i/Y) * Q_{min}$ Dependent variable.. $(Y_i/Y) * Q_{min}$ Method.. CUADRÁTICO

Multiple R .98381
 R Square .96789
 Adjusted R Square .96075
 Standard Error 23.28360

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	2	147064.87	73532.434
Residuals	9	4879.13	542.126

F = 135.63720 Signif F = .0000

----- **Variables in the Equation** -----

Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
Mes	135.146853	8.510987	4.146028	15.879	.0000
Mes**2	-10.489510	.637329	-4.297320	-16.459	.0000
Constante	-41.272727	24.064268		-1.715	.1205

Dependent variable.. $(Y_i/Y) * Q_{min}$ Method.. CÚBICO

Multiple R .98576
 R Square .97172
 Adjusted R Square .96112
 Standard Error 23.17438

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	3	147647.58	49215.861
Residuals	8	4296.42	537.052

F = 91.64076 Signif F = .0000

----- **Variables in the Equation** -----

Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
Mes	111.483812	24.244979	3.420094	4.598	.0018
Mes**2	-6.115773	4.246514	-2.505497	-1.440	.1878
Mes**3	-.224294	.215327	-1.099522	-1.042	.3280
(Constant)	-10.656566	37.915216		-.281	.7858

Se han obtenido las dos expresiones polinómicas siguientes:

a) $Q = -10'49 \times t^2 + 135'147 \times t - 41'273$ (cuadrática)

b) $Q = -0'2243 \times t^3 - 6'1158 \times t^2 + 111'484 \times t - 10'657$ (cúbica)

que poseen parámetros parecidos de fiabilidad estadística (R y F), como puede comprobarse en el cuadro correspondiente del análisis de la varianza.

El caudal mínimo anual vendrá dado, en ambos casos, por:

a)

$$\int_0^{12} (-10'49 \times t^2 + 135'147 \times t - 41'273) dt =$$

$$= \left[-3'5 \times t^3 + 67'57 \times t^2 - 41'273 \times t \right]_0^{12} = 3.187'31$$

$$\bar{y} = \frac{3.187'31}{12 - 0} = 265'6 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

b)

$$\int_0^{12} (-0'2243 \times t^3 - 6'1158 \times t^2 + 111'484 \times t - 10'657) dt =$$

$$= \left[-0'056 \times t^4 - 2'039 \times t^3 + 55'742 \times t^2 - 10'657 \times t \right]_0^{12} = 3.214'36$$

$$\bar{y} = \frac{3.214'36}{12 - 0} = 267'9 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

También en este caso, como puede observarse, se aproxima algo más la función cúbica que la cuadrática al valor teórico medio estimado: $\bar{y} = 269 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Del estudio de los extremos relativos o locales de estas funciones se deduce que:

a) Función cuadrática: Condición necesaria o de primer grado:

$Q'(t) = -20'98 \times t + 135'147 = 0$; de dónde: $t = 6'44$, que, como en el caso de la función de caudal medio, correspondería al día 15 de marzo, en que tendría lugar un máximo local, puesto que:

$$Q''(t) = -20'98 < 0 \text{ (condición suficiente o de 2º grado)}$$

A este punto le correspondería un caudal de:

$Q = -10'49 \times 6'44^2 + 135'147 \times 6'44 - 41'273 = 394'0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (en la estimación aproximada del anexo 2, se alcanza un máximo de $393'98 \text{ m}^3/\text{seg.}$ el día 28 de febrero).

b) Función cúbica: Del mismo modo, se tendrá:

$$Q'(t) = -0'6729 \times t^2 - 12'2316 \times t + 111'484 = 0$$

Se trata, pues, de resolver la ecuación:

$$0'6729 \times t^2 + 12'2316 \times t - 111'484 = 0;$$

$$t = \frac{-12'2316 \pm \sqrt{12'2316^2 + 300'07}}{1'3458} = 6'668 ,$$

que también correspondería al día 22 de marzo, en que tendría lugar un máximo local, puesto que:

$$Q''(t) = -1'3458 \times t - 12'2316 < 0 \text{ (condición suficiente o de 2º grado)}$$

A este punto le correspondería un caudal de:

$$Q = -0'2243 \times 6'668^3 - 6'1158 \times 6'668^2 + 111'484 \times 6'668 - 10'657 = 394'3 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

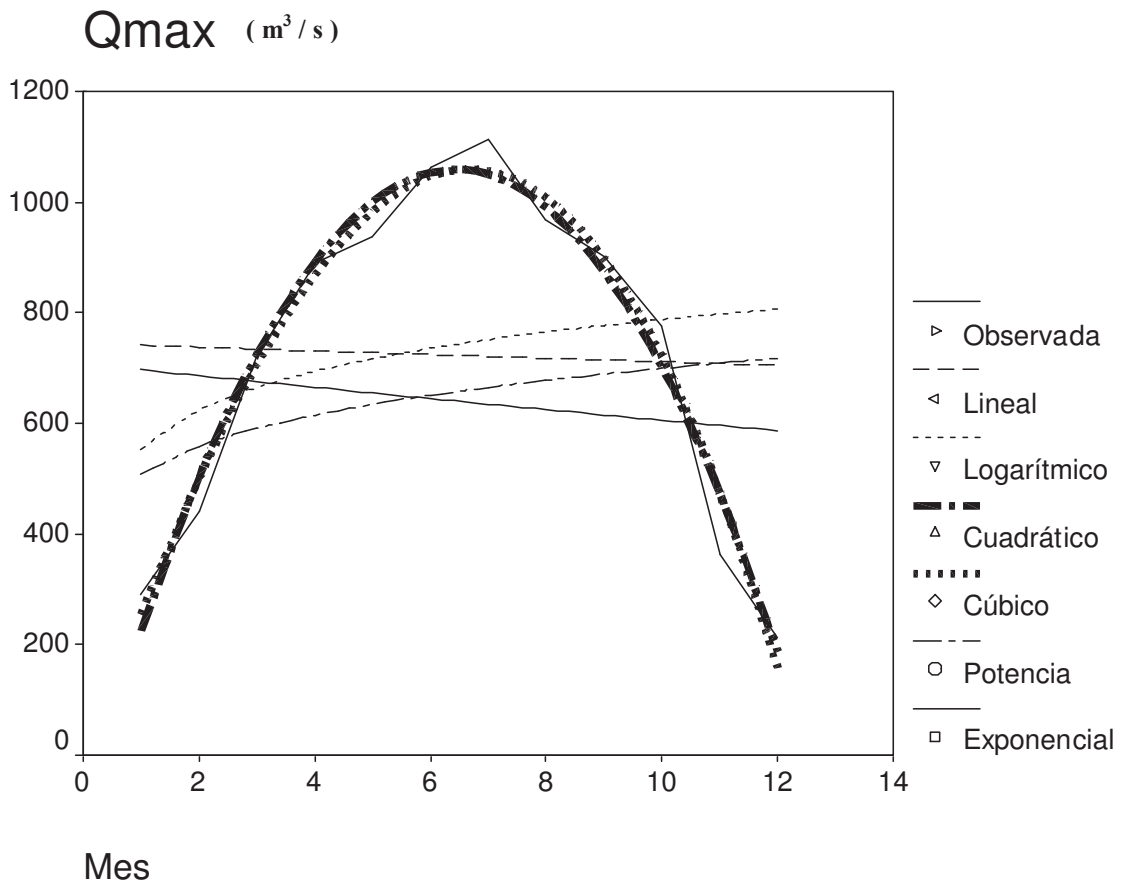
c) En cualquier caso, la representación mensual tabular y gráfica aproximada de estos caudales correspondientes a la función cuadrática, puede verse en el anterior anexo 2, tanto para la escala antigua como para la nueva (ver página 372 y ss.). Dichas representaciones indican la distribución anual teórica de los respectivos caudales analizados.

3. FUNCIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO

MODEL: Q_{max}

Independent: Mes

Dependent	Mth	Rsq	d.f.	F	Sigf	b0	b1	b2
QMAX	LIN	,001	10	,01	,907	744,333	-3,3077	
QMAX	LOG	,060	10	,63	,444	552,744	102,119	
QMAX	QUA	,967	9	133,35	,000	-110,68	363,127	-28,187
QMAX	CUB	,971	8	90,67	,000	-25,869	297,576	-16,071
,6213								
QMAX	POW	,035	10	,37	,558	506,522	,1402	
QMAX	EXP	,010	10	,10	,758	707,707	-,0155	



MODEL: Q_{max} Dependent variable : Q_{max} Method.. CUADRÁTICO

Multiple R .98354
 R Square .96736
 Adjusted R Square .96010
 Standard Error 63.10277

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	2	1061990.0	530995.02
Residuals	9	35837.6	3981.96

F = 133.35019 Signif F = .0000

----- **Variables in the Equation** -----

Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
MES	363.127373	23.066317	4.144383	15.743	.0000
MES**2	-28.187313	1.727277	-4.296065	-16.319	.0000
(Constant)	-110.681818	65.218529		-1.697	.1239

Dependent variable.. Q_{max} Method.. CÚBICO

Multiple R .98561
 R Square .97143
 Adjusted R Square .96072
 Standard Error 62.61573

Analysis of Variance:

	DF	Sum of Squares	Mean Square
Regression	3	1066461.8	355487.28
Residuals	8	31365.8	3920.73

F = 90.66865 Signif F = .0000

----- **Variables in the Equation** -----

Variable	B	SE B	Beta	T	Sig T
Mes	297.575832	65.508412	3.396242	4.543	.0019
Mes**2	-16.071151	11.473815	-2.449425	-1.401	.1989
Mes**3	-.621342	.581799	-1.133159	-1.068	.3167
(Constant)	-25.868687	102.444534		-.253	.8070

En la columna (5) de la tabla adjunta de gestión de caudales en el tramo inferior del río Ebro, se deducen los caudales máximos normales en régimen natural, calculados a partir de las determinaciones ya efectuadas de los caudales medios y mínimos. A partir de esos valores variables de los caudales máximos, se puede considerar que existen “avenidas” controladas o no en el tramo final del río Ebro, con valores máximos de 1.114 m³/seg. para el mes de marzo y mínimos de 211 m³/seg. para el mes de agosto. Este concepto -también variable- de “avenida” resulta comparable al constante o estático supuesto por l’*Agència Catalana de l’Aigua* (Generalitat de Catalunya) o bien por la propia Confederación Hidrográfica del Ebro (Ministerio del Medio Ambiente) a los efectos del control de la calidad del agua, esto es, que no se observan valores negativos en los parámetros de control de dicha calidad por debajo de un valor umbral del caudal circulante por el río de 1.000 m³/seg. Así pues, a la vista de nuestras determinaciones, así como de los peligros o riesgos latentes que entrañan los vertidos descubiertos en el embalse de Flix, entendemos que el umbral analítico a adoptar en lo sucesivo debería adaptarse precisamente al propuesto en nuestro estudio.

Siguiendo la misma metodología, habrá que calcular las funciones de ajuste cuadrática y cúbica, habiéndose obtenido, respectivamente, las dos expresiones polinómicas siguientes:

$$a) Q = -28'187 \times t^2 + 363'127 \times t - 110'68 \text{ (cuadrática)}$$

$$b) Q = -0'6213 \times t^3 - 16'071 \times t^2 + 297'576 \times t - 25'869 \text{ (cúbica)}$$

que poseen parámetros parecidos de fiabilidad estadística (R y F), como puede comprobarse en el cuadro correspondiente del análisis de la varianza.

El caudal máximo anual vendrá dado, en ambos casos, por:

a)

$$\begin{aligned} & \int_0^{12} (-28'197 \times t^2 + 363'127 \times t - 110'68) dt = \\ & = [-9'399 \times t^3 + 181'56 \times t^2 - 110'68 \times t]_0^{12} = 8.575'01 \\ & \bar{y} = \frac{8.575'01}{12 - 0} = 714'6 \text{ m}^3 / \text{seg.} \end{aligned}$$

b)

$$\begin{aligned} & \int_0^{12} (-0'6213 \times t^3 - 16'071 \times t^2 + 297'576 \times t - 25'869) dt = \\ & = [-0'155 \times t^4 - 5'357 \times t^3 + 148'788 \times t^2 - 25'869 \times t]_0^{12} = 8.644'07 \\ & \bar{y} = \frac{8.644'07}{12 - 0} = 720'3 \text{ m}^3 / \text{seg.} \end{aligned}$$

También en este caso, como puede observarse, se aproxima algo más la función cúbica que la cuadrática al valor teórico medio estimado: $\bar{y} = 723$ m³/seg. Del estudio de los extremos relativos o locales de estas funciones se deduce que:

a) Función cuadrática: Condición necesaria o de primer grado:

$Q'(t) = -56'374 \times t + 363'127 = 0$; de dónde: $t = 6'44$, que, como en el caso de la función de caudal medio, correspondería al día 15 de marzo, en que tendría lugar un máximo local, puesto que:

$$Q''(t) = -56'374 < 0.$$

A este punto le correspondería un caudal de:

$Q = -28'187 \times 6'44^2 + 363'127 \times 6'44 - 110'68 = 1.058'8$ m³/seg. (en la estimación aproximada del anexo 2, se alcanza un caudal máximo de 1.058'76 m³/seg. el día 28 de febrero).

b) Función cúbica: Del mismo modo, se tendrá:

$$Q'(t) = -1'8639 \times t^2 - 32'142 \times t + 297'576 = 0$$

Se trata, pues, de resolver la ecuación:

$$1'8639 \times t^2 + 32'142 \times t - 297'576 = 0;$$

$$t = \frac{-32'142 \pm \sqrt{32'142^2 + 2.218'61}}{3'7278} = 6'675,$$

que también correspondería al día 22 de marzo, en que tendría lugar un máximo local, puesto que:

$$Q''(t) = -1'3458 \times t - 12'2316 < 0 \text{ (condición suficiente o de 2º grado)}$$

A este punto le correspondería un caudal de:

$$Q = -0'6213 \times 6'675^3 - 16'071 \times 6'675^2 + 297'576 \times 6'675 - 25'869 = 1.059'6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

OBSERVACIONES: En todos los casos estudiados, las funciones polinómicas estudiadas tienen el coeficiente dominante (el del término de mayor grado) negativo y son cóncavas con respecto a las Q^+ en todo el intervalo de existencia. Al igual que para las funciones anteriores de caudal, véase el anexo n°: 2 (pp. 372-391).

4. ESTUDIO ESTADÍSTICO DE LA DISTRIBUCIÓN DE LOS CAUDALES EN EL PERIODO 1966-85

4.1. Tablas auxiliares del cálculo

Se parte de la tabla de datos siguiente:

Caudales: 12 meses **Coficiente:** 1,000
Años: 1966 a 1985 **Estación:** Tortosa, Nº: 027

Item	x_i (m ³ /seg.)	n_i	Ni↑ Ascendente	% frecuencia simple f_i	% frecuencia acumulada ascendente F_i ↑	Ni↓ Descendente	% frecuencia acumulada descendente F_i ↓	Observaciones
1	72,10	145	145	1,99	1,99	7.154	98,01	
2	85,06	146	291	2,00	3,99	7.008	96,01	
3	91,75	146	437	2,00	5,99	6.862	94,01	(Hay un 5% de probabilidad de obtener un caudal < 88,4 m ³ /seg , o bien un 95% de que sea ≥ 88,4m ³ /seg.)
4	99,81	146	583	2,00	7,99	6.716	92,01	
5	108,54	146	729	2,00	9,99	6.570	90,01	
6	115,61	146	875	2,00	11,99	6.424	88,01	
7	124,35	146	1.021	2,00	13,99	6.278	86,01	
8	134,51	146	1.167	2,00	15,99	6.132	84,01	
9	142,68	146	1.313	2,00	17,99	5.986	82,01	
10	153,38	146	1.459	2,00	19,99	5.840	80,01	
11	163,14	146	1.605	2,00	21,99	5.694	78,01	
12	173,69	146	1.751	2,00	23,99	5.548	76,01	
13	183,50	146	1.897	2,00	25,99	5.402	74,01	
14	193,67	146	2.043	2,00	27,99	5.256	72,01	
15	204,19	146	2.189	2,00	29,99	5.110	70,01	
16	211,37	146	2.335	2,00	31,99	4.964	68,01	
17	219,27	146	2.481	2,00	33,99	4.818	66,01	
18	228,96	146	2.627	2,00	35,99	4.672	64,01	
19	241,91	146	2.773	2,00	37,99	4.526	62,01	
20	254,78	146	2.919	2,00	39,99	4.380	60,01	
21	267,25	146	3.065	2,00	41,99	4.234	58,01	
22	278,98	146	3.211	2,00	43,99	4.088	56,01	
23	288,68	146	3.357	2,00	45,99	3.942	54,01	
24	301,64	146	3.503	2,00	47,99	3.796	52,01	
25	314,44	146	3.649	2,00	49,99	3.650	50,01	
26	326,02	146	3.795	2,00	51,99	3.504	48,01	(Hay un 50% de probabilidad de obtener un caudal < 315 m ³ /seg.)
27	339,94	146	3.941	2,00	53,99	3.358	46,01	
28	355,16	146	4.087	2,00	55,99	3.212	44,01	

Item	x_i (m ³ /seg.)	n_i	Ni↑ Ascend.	% frecuencia simple f_i	% frec. acumul. Ascend. Fi ↑	Ni↓ Descend.	% frec. acumul. Descend. Fi ↓	Observaciones
29	371,71	146	4.233	2,00	57,99	3.066	42,01	
30	390,08	146	4.379	2,00	59,99	2.920	40,01	
31	408,03	146	4.525	2,00	61,99	2.774	38,01	
32	429,12	146	4.671	2,00	63,99	2.628	36,01	
33	448,34	146	4.817	2,00	65,99	2.482	34,01	(Asimetría o sesgo)
								(Hay un 65% de probabilidad de obtener un caudal $< \bar{X} = 436,36$ m ³ /seg. , o bien un 35 % de que sea $\geq \bar{X} = 436,36$ m ³ /seg.)
34	471,62	146	4.963	2,00	67,99	2.336	32,01	
35	494,83	146	5.109	2,00	69,99	2.190	30,01	
36	521,53	146	5.255	2,00	71,99	2.044	28,01	
37	548,85	146	5.401	2,00	73,99	1.898	26,01	
38	576,16	146	5.547	2,00	75,99	1.752	24,01	
39	604,42	146	5.693	2,00	77,99	1.606	22,01	
40	632,34	146	5.839	2,00	79,99	1.460	20,01	
41	665,34	146	5.985	2,00	81,99	1.314	18,01	
42	700,72	146	6.131	2,00	83,99	1.168	16,01	
43	742,71	146	6.277	2,00	85,99	1.022	14,01	
44	797,89	146	6.423	2,00	87,99	876	12,01	
45	857,05	146	6569	2,00	89,99	730	10,01	
								(Hay un 91% de probabilidad de obtener un caudal < 887 m ³ /seg.)
46	916,72	146	6.715	2,00	91,99	584	8,01	
47	999,61	146	6.861	2,00	93,99	438	6,01	
								(Hay un 95% de probabilidad de obtener un caudal < 1.073 m ³ /seg.)
48	1.145,56	146	7.007	2,00	95,99	292	4,01	
49	1.398,33	146	7.153	2,00	97,99	146	2,01	
50	2.022,46	146	7.299	2,00	99,99	0	0,01	
$\Sigma =$	21.817'80	N = 7.299		99,99				
		Media aritmética		$\bar{X} = 436,36$	m³/seg.			
20 años x 365 días/año =7.300 estimaciones								

Tabla A6-1. Clasificación de los caudales diarios del río Ebro, en el periodo 1966-85, en Tortosa.

Por otra parte, la distribución mensual de los caudales en el periodo analizado también puede verse en la tabla siguiente:

PROPUESTA DE GESTIÓN DE CAUDALES EN EL TRAMO INFERIOR DEL RÍO EBRO

Año	m ³ /seg.
Septiembre	217,79
Octubre	273,23
Noviembre	445,20
Diciembre	483,48
Enero	582,72
Febrero	698,52
Marzo	624,31
Abril	562,06
Mayo	520,46
Junio	492,53
Julio	224,28
Agosto	143,05
Q. Medio	436,36

Tabla A6-2. Caudales medios mensuales del periodo 1966-85.

El ajuste minimocuadrático a una parábola de sexto grado, con $R^2 = 0,9529$, puede verse en la página 552 de este mismo anexo.

Con todos los datos relacionados, es posible configurar las tablas auxiliares de cálculo siguientes:

Caudales: 12 meses
Años: 1966 a 1985
Coficiente: 1,000

Item	x_i	n_i	% frecuencia simple f_i	$N_i \uparrow$	$N_i \downarrow$	$x_i * n_i$	$x_i^2 * n_i$	n_i/x_i	$\log x_i$	$n_i * \log x_i$
1	72,10	145	1,99	145,00	7.154,00	10.454,50	753.769,45	2,01	1,8579	269,40
2	85,06	146	2,00	291,00	7.008,00	12.418,76	1.056.339,73	1,72	1,9297	281,74
3	91,75	146	2,00	437,00	6.862,00	13.395,50	1.229.037,13	1,59	1,9626	286,54
4	99,81	146	2,00	583,00	6.716,00	14.572,26	1.454.457,27	1,46	1,9992	291,88
5	108,54	146	2,00	729,00	6.570,00	15.846,84	1.720.016,01	1,35	2,0356	297,20
6	115,61	146	2,00	875,00	6.424,00	16.879,06	1.951.388,13	1,26	2,0630	301,20
7	124,35	146	2,00	1.021,00	6.278,00	18.155,10	2.257.586,69	1,17	2,0946	305,82
8	134,51	146	2,00	1.167,00	6.132,00	19.638,46	2.641.569,25	1,09	2,1288	310,80
9	142,68	146	2,00	1.313,00	5.986,00	20.831,28	2.972.207,03	1,02	2,1544	314,54
10	153,38	146	2,00	1.459,00	5.840,00	22.393,48	3.434.711,96	0,95	2,1858	319,12
11	163,14	146	2,00	1.605,00	5.694,00	23.818,44	3.885.740,30	0,89	2,2126	323,03
12	173,69	146	2,00	1.751,00	5.548,00	25.358,74	4.404.559,55	0,84	2,2398	327,01
13	183,50	146	2,00	1.897,00	5.402,00	26.791,00	4.916.148,50	0,80	2,2636	330,49
14	193,67	146	2,00	2.043,00	5.256,00	28.275,82	5.476.178,06	0,75	2,2871	333,91
15	204,19	146	2,00	2.189,00	5.110,00	29.811,74	6.087.259,19	0,72	2,3100	337,27
16	211,37	146	2,00	2.335,00	4.964,00	30.860,02	6.522.882,43	0,69	2,3250	339,46

Item	x_i	n_i	% frecuencia simple f_i	$N_i \uparrow$	$N_i \downarrow$	$x_i * n_i$	$x_i^2 * n_i$	n_i/x_i	$\log x_i$	$n_i * \log x_i$
17	219,27	146	2,00	2.481,00	4.818,00	32.013,42	7.019.582,60	0,67	2,3410	341,78
18	228,96	146	2,00	2.627,00	4.672,00	33.428,16	7.653.711,51	0,64	2,3598	344,52
19	241,91	146	2,00	2.773,00	4.526,00	35.318,86	8.543.985,42	0,60	2,3837	348,01
20	254,78	146	2,00	2.919,00	4.380,00	37.197,88	9.477.275,87	0,57	2,4062	351,30
21	267,25	146	2,00	3.065,00	4.234,00	39.018,50	10.427.694,13	0,55	2,4269	354,33
22	278,98	146	2,00	3.211,00	4.088,00	40.731,08	11.363.156,70	0,52	2,4456	357,05
23	288,68	146	2,00	3.357,00	3.942,00	42.147,28	12.167.076,79	0,51	2,4604	359,22
24	301,64	146	2,00	3.503,00	3.796,00	44.039,44	13.284.056,68	0,48	2,4795	362,01
25	314,44	146	2,00	3.649,00	3.650,00	45.908,24	14.435.386,99	0,46	2,4975	364,64
26	326,02	146	2,00	3.795,00	3.504,00	47.598,92	15.518.199,90	0,45	2,5132	366,93
27	339,94	146	2,00	3.941,00	3.358,00	49.631,24	16.871.643,73	0,43	2,5314	369,58
28	355,16	146	2,00	4.087,00	3.212,00	51.853,36	18.416.239,34	0,41	2,5504	372,36
29	371,71	146	2,00	4.233,00	3.066,00	54.269,66	20.172.575,32	0,39	2,5702	375,25
30	390,08	146	2,00	4.379,00	2.920,00	56.951,68	22.215.711,33	0,37	2,5912	378,31
31	408,03	146	2,00	4.525,00	2.774,00	59.572,38	24.307.318,21	0,36	2,6107	381,16
32	429,12	146	2,00	4.671,00	2.628,00	62.651,52	26.885.020,26	0,34	2,6326	384,36
33	448,34	146	2,00	4.817,00	2.482,00	65.457,64	29.347.278,32	0,33	2,6516	387,13
34	471,62	146	2,00	4.963,00	2.336,00	68.856,52	32.474.111,96	0,31	2,6736	390,34
35	494,83	146	2,00	5.109,00	2.190,00	72.245,18	35.749.082,42	0,30	2,6945	393,39
36	521,53	146	2,00	5.255,00	2.044,00	76.143,38	39.711.056,97	0,28	2,7173	396,72
37	548,85	146	2,00	5.401,00	1.898,00	80.132,10	43.980.503,09	0,27	2,7395	399,96
38	576,16	146	2,00	5.547,00	1.752,00	84.119,36	48.466.210,46	0,25	2,7605	403,04
39	604,42	146	2,00	5.693,00	1.606,00	88.245,32	53.337.236,31	0,24	2,7813	406,08
40	632,34	146	2,00	5.839,00	1.460,00	92.321,64	58.378.665,84	0,23	2,8010	408,94
41	665,34	146	2,00	5.985,00	1.314,00	97.139,64	64.630.888,08	0,22	2,8230	412,16
42	700,72	146	2,00	6.131,00	1.168,00	102.305,12	71.687.243,69	0,21	2,8455	415,45
43	742,71	146	2,00	6.277,00	1.022,00	108.435,66	80.536.249,04	0,20	2,8708	419,14
44	797,89	146	2,00	6.423,00	876,00	116.491,94	92.947.754,01	0,18	2,9019	423,68
45	857,05	146	2,00	6.569,00	730,00	125.129,30	107.242.066,57	0,17	2,9330	428,22
46	916,72	146	2,00	6.715,00	584,00	133.841,12	122.694.831,53	0,16	2,9622	432,49
47	999,61	146	2,00	6.861,00	438,00	145.943,06	145.886.142,21	0,15	2,9998	437,98
48	1.145,56	146	2,00	7.007,00	292,00	167.251,76	191.596.926,19	0,13	3,0590	446,62
49	1.398,33	146	2,00	7.153,00	146,00	204.156,18	285.477.711,18	0,10	3,1456	459,26
50	2.022,46	146	2,00	7.299,00	0,00	295.279,16	597.190.289,93	0,07	3,3059	482,66
Suma	21.817,80	7.299	99,99			3.185.326,70	2.390.856.733,22	29,86		18.323,48
	Media aritmética:		$\bar{X} = 436,36$	$m^3/seg.$						

Tabla A6-3. Tabla auxiliar de cálculo-I.

Teóricamente, correspondería realizar, a lo largo de dos décadas: $N = 20$ años $\times 365,25$ días/año = 7.305 estimaciones. La tabla anterior resulta útil para la determinación de diferentes promedios (medias aritmética, cuadrática, geométrica y armónica), mientras la siguiente lo será para el cálculo de otras características relevantes de esta distribución de frecuencias (desviaciones, momentos factoriales, asimetrías, curtosis y coeficientes de uniformidad hidráulica).

PROPUESTA DE GESTIÓN DE CAUDALES EN EL TRAMO INFERIOR DEL RÍO EBRO

Caudales: 12 meses
 Años: 1966 a 1985
 Coeficiente: 1,000

Item	x_i	n_i	$x_i - \bar{X}$	$(x_i - 436,36)^3 * n_i$	$(x_i - 436,36)^4 * n_i$	$ x_i - \bar{X} * n_i$
1	72,10	145	-364,26	-7.007.904.013,96	2.552.671.084.510,08	52.817,12
2	85,06	146	-351,30	-6.329.544.682,94	2.223.543.728.939,15	51.289,22
3	91,75	146	-344,61	-5.974.772.316,48	2.058.942.388.893,65	50.312,48
4	99,81	146	-336,55	-5.565.268.925,51	1.872.968.995.804,05	49.135,72
5	108,54	146	-327,82	-5.143.317.045,25	1.686.061.620.505,96	47.861,14
6	115,61	146	-320,75	-4.817.665.057,10	1.545.246.796.403,33	46.828,92
7	124,35	146	-312,01	-4.434.469.712,95	1.383.581.157.259,19	45.552,88
8	134,51	146	-301,85	-4.015.218.012,32	1.211.977.496.145,65	44.069,52
9	142,68	146	-293,68	-3.697.926.071,37	1.085.992.136.936,15	42.876,70
10	153,38	146	-282,98	-3.308.275.477,83	936.162.561.613,71	41.314,50
11	163,14	146	-273,22	-2.977.633.501,95	813.537.114.868,19	39.889,54
12	173,69	146	-262,67	-2.645.845.235,79	694.973.584.705,05	38.349,24
13	183,50	146	-252,86	-2.360.329.563,76	596.823.492.172,87	36.916,98
14	193,67	146	-242,69	-2.086.829.784,38	506.444.373.051,71	35.432,16
15	204,19	146	-232,17	-1.827.042.764,19	424.177.210.391,02	33.896,24
16	211,37	146	-224,99	-1.662.720.836,82	374.088.910.191,75	32.847,96
17	219,27	146	-217,09	-1.493.648.149,51	324.250.102.183,46	31.694,56
18	228,96	146	-207,40	-1.302.428.778,30	270.118.518.903,88	30.279,82
19	241,91	146	-194,45	-1.073.371.096,57	208.712.716.243,84	28.389,12
20	254,78	146	-181,58	-874.033.723,61	158.703.547.397,62	26.510,10
21	267,25	146	-169,11	-706.040.975,99	119.395.765.286,29	24.689,48
22	278,98	146	-157,38	-569.073.502,13	89.558.511.472,00	22.976,90
23	288,68	146	-147,68	-470.199.991,55	69.437.253.952,20	21.560,70
24	301,64	146	-134,72	-356.952.471,64	48.087.209.170,12	19.668,54
25	314,44	146	-121,92	-264.566.572,83	32.254.898.293,13	17.799,74
26	326,02	146	-110,34	-196.112.177,67	21.638.233.235,12	16.109,06
27	339,94	146	-96,42	-130.857.972,10	12.616.802.237,74	14.076,74
28	355,16	146	-81,20	-78.154.998,75	6.345.873.278,52	11.854,62
29	371,71	146	-64,65	-39.443.716,57	2.549.878.501,36	9.438,32
30	390,08	146	-46,28	-14.468.392,87	669.539.348,53	6.756,30
31	408,03	146	-28,33	-3.318.246,22	93.992.642,40	4.135,60
32	429,12	146	-7,24	-55.315,71	400.264,51	1.056,46
33	448,34	146	11,98	251.280,19	3.011.341,83	1.749,66
34	471,62	146	35,26	6.402.470,33	225.776.713,58	5.148,54
35	494,83	146	58,47	29.190.481,99	1.706.884.243,62	8.537,20
36	521,53	146	85,17	90.214.009,64	7.683.888.057,47	12.435,40
37	548,85	146	112,49	207.845.647,40	23.381.388.258,49	16.424,12
38	576,16	146	139,80	398.943.733,77	55.773.929.755,95	20.411,38
39	604,42	146	168,06	693.069.748,61	116.480.074.229,78	24.537,34

Item	x_i	n_i	$x_i - \bar{X}$	$(x_i - 436,36)^3 * n_i$	$(x_i - 436,36)^4 * n_i$	$ x_i - \bar{X} * n_i$
40	632,34	146	195,98	1.099.043.058,65	215.394.854.806,17	28.613,66
41	665,34	146	228,98	1.752.944.913,15	401.396.337.992,45	33.431,66
42	700,72	146	264,36	2.697.489.724,49	713.119.173.525,30	38.597,14
43	742,71	146	306,35	4.197.817.187,40	1.286.018.086.629,26	44.727,68
44	797,89	146	361,53	6.899.224.775,86	2.494.304.330.115,88	52.783,96
45	857,05	146	420,69	10.870.557.311,36	4.573.178.237.545,22	61.421,32
46	916,72	146	480,36	16.183.192.995,80	7.773.823.320.234,67	70.133,14
47	999,61	146	563,25	26.089.497.208,84	14.695.013.660.867,40	82.235,08
48	1.145,56	146	709,20	52.079.449.511,47	36.934.953.911.330,70	103.543,78
49	1.398,33	146	961,97	129.969.922.016,56	125.027.685.761.960,00	140.448,20
50	2.022,46	146	1.586,10	582.569.625.008,29	924.016.012.504.141,00	231.571,18
Suma	21.817,80	7.299	0,00	764.407.191.999,17	1.139.667.781.026.550,00	1.953.136,77
	Media aritmética:		$\bar{X} = 436,36$	$m^3/\text{seg.}$		
20 años x 365 días/año = 7.300 estimaciones						

Tabla A6-4. Tabla auxiliar de cálculo-II.

4.2. Otras medidas del valor central

* Mediana:

Acerca de las propiedades de la mediana y de la utilidad de su empleo en este tipo de trabajos estadísticos aplicables a la hidrología y a la hidráulica, ya nos hemos extendido en otros apartados de nuestro libro, por lo que obviaremos aquí su exposición más pormenorizada. En el caso de la distribución de frecuencias unitarias contemplada, veamos que su valor es:

$$Me = \frac{314'44 + 326'02}{2} = 320'23 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Por otra parte, los cuartiles de esta distribución pueden verse en el siguiente cuadro:

$Q_0 = 72'10 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (Valor menor de la serie)
$Q_1 = 183'50 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (Primer cuartil)
$Q_2 = Me = 320'23 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (Segundo cuartil)
$Q_3 = 576'16 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (Tercer cuartil)
$Q_4 = 2.022'46 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (Valor mayor de la serie)

*** Media cuadrática:**

$$C = \sqrt{\sum_{i=1}^{50} x_i^2 \cdot n_i / n} = \sqrt{2.390.856.733'22 / 7.299} = 572'32 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

*** Media geométrica:**

$$G = \sqrt[7.299]{\prod_{i=1}^{50} x_i^{n_i}} = \text{antilog.} \sum_{i=1}^{50} n_i \cdot \log x_i / n = \\ = \text{antilog } 18.323'48 / 7.299 = 323'90 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

*** Media armónica:**

$$H = \frac{N}{\sum_{i=1}^{50} \frac{n_i}{x_i}} = \frac{7.299}{29'86} = 244'44 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Desde luego, las cuatro medias aquí estudiadas quedan ordenadas, con arreglo a su magnitud, del modo siguiente:

armónica < geométrica < aritmética < cuadrática

$$(H = 244'44) < (G = 323'90) < (\bar{X} = 436'36) < (C = 572'32)$$

De hecho, la relación matemática existente entre las medias aritmética, geométrica, cuadrática y armónica, para una misma distribución de frecuencias con todos sus datos positivos, debe cumplir la monotonía ascendente:

$$H \leq G \leq \bar{X} \leq C$$

En efecto. Consideremos el caso más sencillo de una distribución con dos valores de la variable con frecuencias unitarias y que con dichos valores pueden calcularse los cuatro promedios antedichos:

$$H = \frac{2}{\frac{1}{x_1} + \frac{1}{x_2}} = \frac{2}{\frac{x_1 + x_2}{x_1 x_2}} = \frac{2x_1 x_2}{x_1 + x_2}$$

$$G = \sqrt{x_1 x_2}$$

$$\bar{X} = \frac{x_1 + x_2}{2}; C = \sqrt{\frac{x_1^2 + x_2^2}{2}}$$

Vamos a demostrar en primer lugar que $H \leq G$, o sea:

$$\frac{2x_1x_2}{x_1 + x_2} \leq \sqrt{x_1x_2}$$

Elevando al cuadrado los miembros de la anterior desigualdad y operando:

$$\begin{aligned} 4x_1^2x_2^2 &\leq x_1x_2(x_1 + x_2)^2 \quad ; \quad 4x_1x_2 \leq (x_1 + x_2)^2 \\ 4x_1x_2 &\leq x_1^2 + x_2^2 + 2x_1x_2 \quad ; \quad 0 \leq x_1^2 + x_2^2 - 2x_1x_2 \\ &0 \leq (x_1 - x_2)^2 \end{aligned}$$

Con lo que queda demostrado que $H \leq G$. Por otro lado $G \leq \bar{X}$ ya que:

$$\sqrt{x_1x_2} \leq \frac{x_1 + x_2}{2} \quad ; \quad 4x_1x_2 \leq (x_1 + x_2)^2$$

Con lo que se tendrá que:

$$0 \leq (x_1 - x_2)^2$$

Por tanto, queda demostrado que $H \leq G \leq \bar{X}$. Por último, teniendo en cuenta la relación que liga la media cuadrática con la aritmética y la varianza, esto es: $C^2 = \bar{X}^2 + \sigma^2$, se deduce que: $\bar{X} \leq C$, como se quería demostrar.

Esta demostración también puede generalizarse para cualquier número de valores de la variable hidráulica en estudio. En cualquier caso, la demostración de la última desigualdad también puede realizarse analíticamente a partir de la definición de ambas medias, esto es:

$$\bar{X} = \frac{x_1 + x_2}{2} \quad ; \quad C = \sqrt{\frac{x_1^2 + x_2^2}{2}}$$

$$\bar{X}^2 = \frac{x_1^2 + x_2^2 + 2x_1x_2}{4} \quad ; \quad C^2 = \frac{x_1^2 + x_2^2}{2} = \frac{x_1^2 + x_2^2}{4} + \frac{x_1^2 + x_2^2}{4}$$

$$\bar{X}^2 = \frac{x_1^2 + x_2^2}{4} + \frac{x_1x_2}{2} \quad ; \quad C^2 - \bar{X}^2 = \frac{x_1^2 + x_2^2}{4} - \frac{x_1x_2}{2} \quad ;$$

Obsérvese que esta diferencia de fracciones debe ser necesariamente positiva o nula. En efecto, se trata de comparar las expresiones:

$$\frac{x_1^2 + x_2^2}{4} \quad \text{y} \quad \frac{2x_1x_2}{4} \quad , \quad \text{o más concretamente sus numeradores, o sea:}$$

$x_1^2 + x_2^2$ y $2x_1x_2$. Como se tiene que el cuadrado de una diferencia ofrece:

$$(x_1 - x_2)^2 = x_1^2 + x_2^2 - 2x_1x_2 \geq 0 \Rightarrow x_1^2 + x_2^2 \geq 2x_1x_2,$$

con lo que también: $C^2 \geq \bar{X}^2$, y además: $\bar{X} \leq C$, c.s.q.d.

4.3. Medidas de dispersión o concentración

Por lo que se refiere a la desviación típica o "standard" del universo, como medida de la dispersión absoluta de la distribución de nuestra variable hidráulica Q_i (caudal del río Ebro en su tramo final), veamos que su valor vendrá dado por:

$$\sigma = \sqrt{C^2 - \bar{X}^2} = \sqrt{572'32^2 - 436'36^2} = 370'32 \text{ m}^3/\text{seg.},$$

y un coeficiente de variación de Pearson (medida de dispersión relativa) de:

$$CV = \sigma / \bar{X} = 370'32 / 436'36 \approx 0'849 = 84'9\%, \text{ ciertamente elevado.}$$

Por otra parte, se tendrá que: $\sum x_i^2 = 16.375.766'66$, con:
 $s = 374'04 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (desviación típica de la muestra)

Recorrido intercuartílico:

$$Q_3 - Q_1 = 576'16 - 183'50 = 392'66 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Coefficiente de variación cuartílica (coeficiente de dispersión relativa cuartílica):

$$\frac{Q_3 - Q_1}{Q_3 + Q_1} = \frac{576'16 - 183'50}{576'16 + 183'50} = \frac{392'66}{759'66} = 0'517,$$

es decir, que en ambos casos, la medida de dispersión relativa empleada representa un porcentaje importante del correspondiente promedio. **Desde luego, ello indicaría que el grado de dispersión de los caudales de esta serie de 20 años resulta francamente elevado. En efecto, los coeficientes de uniformidad definidos en nuestro estudio, tomarán, en este caso, los siguientes valores:**

$$\begin{cases} CU_1 = 100 \cdot (1 - CV) = 100 \cdot (1 - 0'849) = 15'1\% \\ CU_3 = 100 \cdot (1 - 1'27 \cdot CV) = 100 \cdot (1 - 1'27 \cdot 0'849) = \pm 7'8\% \\ CU_4 = 100 \cdot (1 - 0'80 \cdot CV) = 100 \cdot (1 - 0'80 \cdot 0'849) = 32'1\% \end{cases}$$

debiendo considerarse también que:

$$CU_2 = (Q_1 / \bar{X}) \cdot 100 = (183'50 / 436'36) \cdot 100 = 42'1\%$$

, si bien otra determinación del mismo coeficiente de uniformidad hidráulica¹ conduciría al valor:

$$CU_2 = 100 (1 - 0'68 \cdot CV) = 100 (1 - 0'68 \times 0'849) = 42'3\% ,$$

cuya pequeña discrepancia (+0'2%) con el resultado anterior débese al propio ajuste de normalidad, o bien al propio proceso de cálculo decimal.

Veamos, por último, que el "coeficiente de uniformidad hidráulica medio", ofrecerá un valor de:

$$\overline{CU} = 100 (1 - 0'92 \cdot CV) = 100 (1 - 0'92 \times 0'849) = 21'9\% ,$$

mientras que también:

$$CU_5 = 100 \cdot \sqrt{\frac{Q_1}{Q_3}} = 100 \cdot \sqrt{\frac{183'50}{576'16}} = 56'4\%$$

La representación gráfica de los valores de los diferentes coeficientes de uniformidad hallados, en definitiva, es la siguiente:

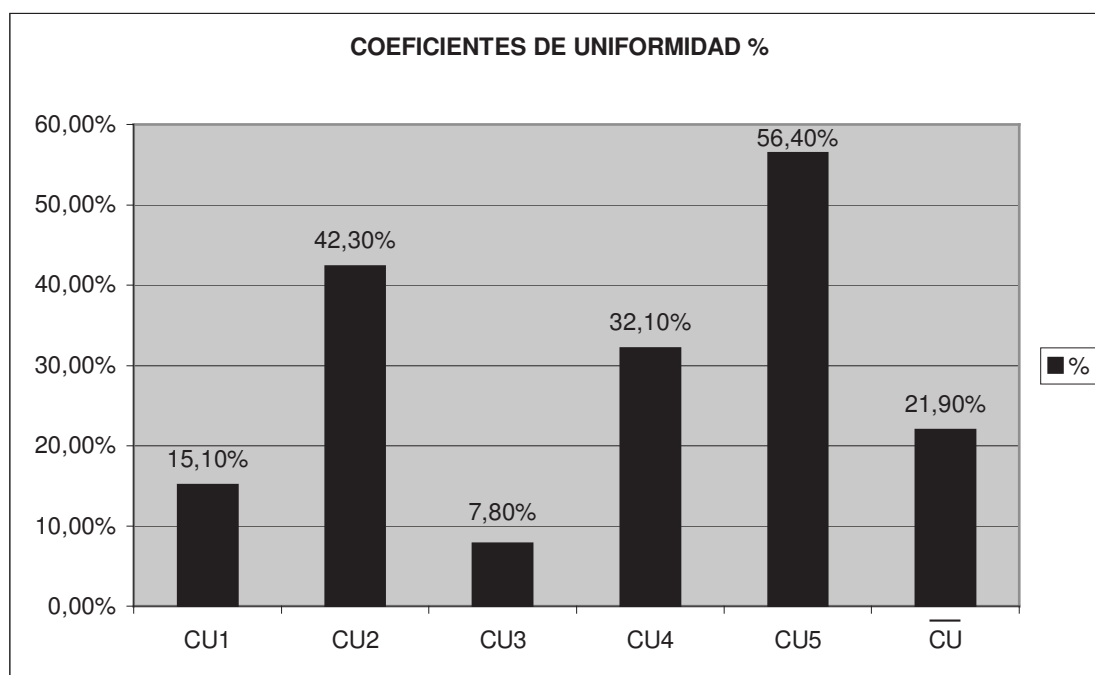


Fig. A6-1. Valores de los diferentes coeficientes de uniformidad hidráulica.

¹ Para mayores especificaciones y detalles acerca del concepto "coeficiente de uniformidad hidráulica", puede verse nuestro anterior libro "Cinco temas de Hidrología e Hidráulica", capítulo III.1, citado en la bibliografía.

4.4. Otras características de la distribución de frecuencias

Por lo que se refiere a las restantes características de la distribución de la variable hidráulica "caudal" a lo largo del periodo en estudio, veamos que una de la asimetría o sesgo la constituye el denominado "2º coeficiente de asimetría de Pearson":

$$P_2 = \frac{3 \cdot (\bar{X} - M_e)}{\sigma} = \frac{3 \cdot (436'36 - 320'23)}{370'32} = 0'941 > 0 ,$$

de lo que se deduce que esta distribución de frecuencias es asimétrica hacia la derecha, con un "coeficiente de sesgo cuartílico" de valor:

$$\frac{Q_3 - 2Q_2 + Q_1}{Q_3 - Q_1} = \frac{576'16 - 2 \cdot 320'23 + 183'50}{576'16 - 183'50} = 0'304$$

Además se cumple que:

$$\bar{X} = 436'36 \text{ m}^3/\text{seg.} > M_e = 320'23 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

De los resultados de las tablas de cálculo que se acompañan, se deduce que el momento central (respecto a la media aritmética) de tercer orden es:

$$m_3 = \frac{764.407.191.999'17}{7.299} = 104.727.660 ,$$

por lo que se tendrá un "coeficiente directo de asimetría" o "coeficiente de sesgo" de Fisher de:

$$g_1 = m_3 / \sigma^3 = 104.727.660 / 370'32^3 = 2'06 ,$$

que confirma la asimetría hacia la derecha (positiva) anteriormente expresada (en curvas simétricas como la normal, se cumple que: $g_1 = g_1^2 = 0$).

Por otra parte,

$$m_4 = \frac{1.139.667.781.026.550}{7.299} = 156.140.263.190$$

que es el momento central o respecto al origen, de 4.º orden y, por tanto, se tendrá un "coeficiente de curtosis" de Fisher de:

$$g_2 = \frac{m_4}{\sigma^4} - 3 = \frac{156.140.263.190}{370'32^4} - 3 = 8'3 - 3 = 5'3 > 0 ,$$

tratándose, pues, de una distribución **leptocúrtica** (la curva normal tiene, como es sabido, un valor $g_2 = 0$).

Veamos, así mismo, que la anterior tabla auxiliar de cálculo núm. A6-4, en su última columna, nos permitirá el cálculo de otra medida de dispersión absoluta a la que ya nos hemos referido con anterioridad: la desviación media respecto a la media aritmética (que sería mínima con respecto a la mediana), a saber:

$$DM = \frac{\sum_{i=1}^{50} |x_i - \bar{X}| \cdot n_i}{N} = \frac{1.953.136'77}{7.299} = 267'59 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Este valor debe ser también aproximadamente igual a:

$$\frac{4 \cdot \sigma}{5} = \frac{4 \cdot 370'32}{5} = 296'26 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Este valor de la DM, en la presente distribución agrupada de frecuencias, conducirá a una determinación más ajustada y directa del valor del coeficiente de uniformidad hidráulica CU_4 , a saber:

$$CU_4 = 100 \left(1 - \frac{DM}{\bar{X}} \right) = 100 \left(1 - \frac{296'26}{436'36} \right) = 32'1\% ,$$

que coincide exactamente con el anteriormente calculado mediante procedimientos indirectos.

Veamos, por último, que la “función de densidad” normal (aunque ya hemos visto que esta distribución de probabilidad se aleja bastante de una distribución típicamente normal) tomará la configuración analítica:

$$y = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-\alpha)^2}{2\sigma^2}} = \frac{1}{370'32 \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-436'36)^2}{2 \cdot 370'32^2}} = \frac{1}{928'25} \cdot e^{-\frac{(x-436'36)^2}{274.273'8}}$$

Sería conveniente, pues, la búsqueda de una distribución teórica de probabilidad más adecuada al caso que nos ocupa.

5. GESTIÓN DE CAUDALES (VISUALIZACIÓN)

Teniendo en cuenta, en fin, los caudales aforados en Tortosa (estación foronómica nº: 27) en el periodo 1966-85, la distribución bianual de los caudales debería ser la siguiente:

Mes	Qmax	Qmin	Qmed
septiembre	255	94	175
octubre	500	186	343
noviembre	705	263	484
diciembre	868	323	595
enero	983	366	674
febrero	1.047	390	718
marzo	1.057	393	725
abril	1.008	375	692
mayo	898	334	616
junio	721	268	495
julio	476	177	326
agosto	157	59	108
agos-sep	206	77	141
septiembre	255	94	175
octubre	500	186	343
noviembre	705	263	484
diciembre	868	323	595
enero	983	366	674
febrero	1.047	390	718
marzo	1.057	393	725
abril	1.008	375	692
mayo	898	334	616
junio	721	268	495
julio	476	177	326
agosto	157	59	108

Tabla A6-5. Caudales mensuales en gestión bianual (1966-85).

No obstante, la transformación de la tabla anterior para la serie de más de 60 años hidráulicos, a la cual nos venimos refiriendo, exigirá la aplicación del coeficiente multiplicador que resulta ser el cociente de las dos medias aritméticas de las mencionadas series cronológicas, para todos los meses:

$$496/436'36 = 1'1367.$$

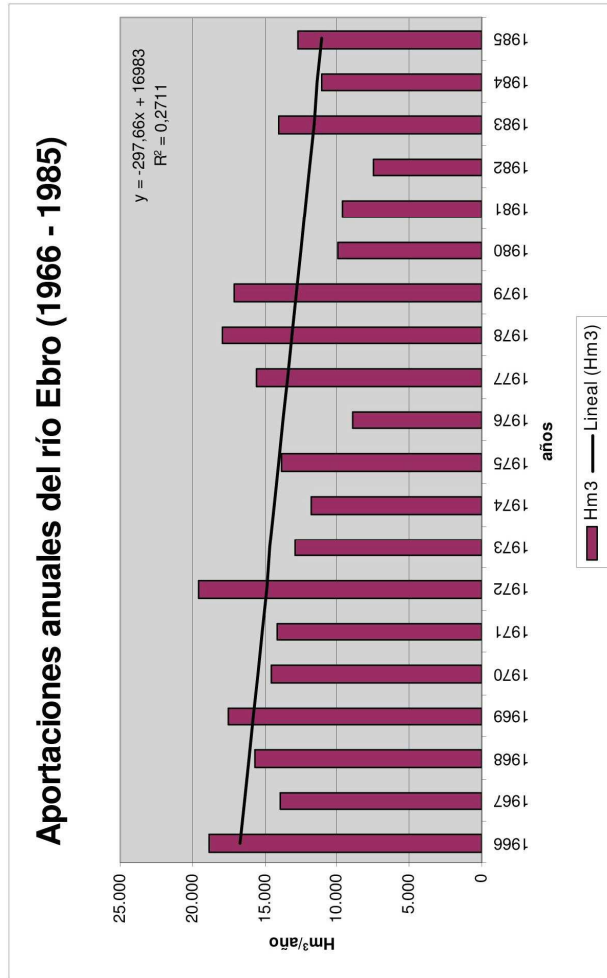
Alternativamente, de haberse considerado la última serie cronológica que se dispone (período 1912-13 al 2003-04, véase anexo 2, apartado 10), el expresado coeficiente corrector tendrá un valor de:

$$496/452'5 = 1'0961.$$

Aportaciones Anuales

Para el período estudiado 1966 - 1985 las aportaciones anuales fueron:

Año	Hm ³
1966	18.880
1967	13.891
1968	15.630
1969	17.517
1970	14.519
1971	14.150
1972	19.611
1973	12.901
1974	11.791
1975	13.789
1976	8.889
1977	15.544
1978	17.965
1979	17.067
1980	9.987
1981	9.672
1982	7.498
1983	14.084
1984	11.084
1985	12.679
Promedio	13.857,4
Sumatoria	277.148

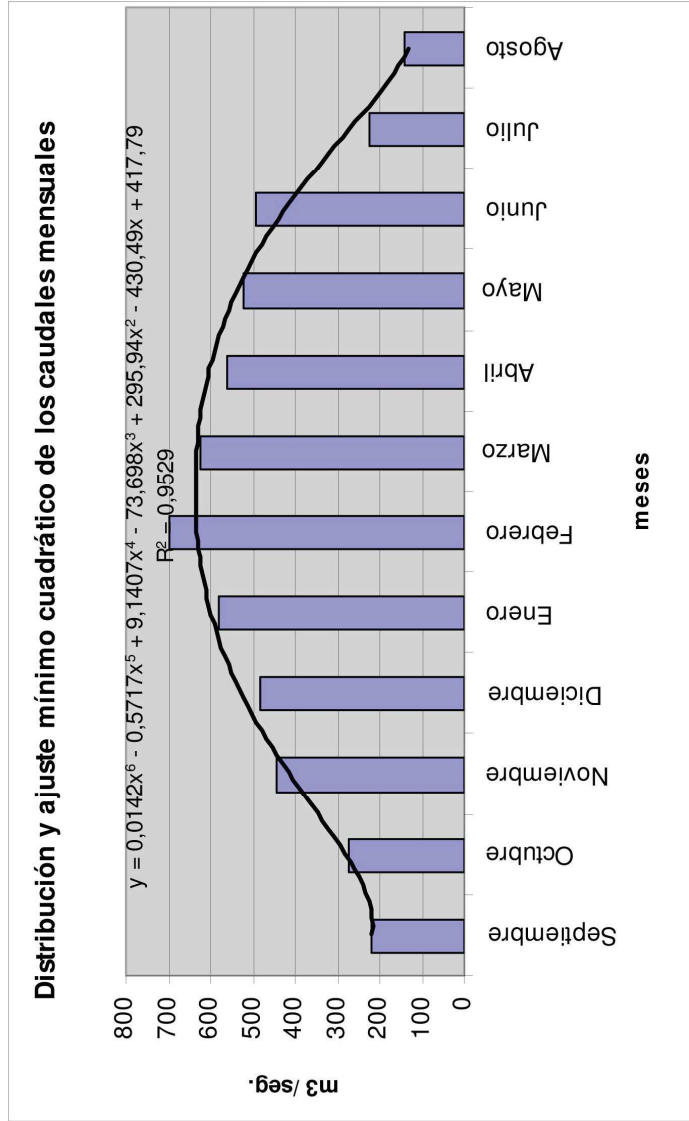


20 años naturales

Caudales Mensuales

Los caudales mensuales registrados en la estación foronómica núm. 027 de Tortosa para el período 1966 - 1985 presentan un mínimo durante el mes de agosto de 143,05 m³/seg. El máximo se produce en febrero con 698,52 m³/seg.

La distribución de estos caudales es la siguiente :



Caudales Diarios Clasificados

La clasificación de caudales diarios se realiza con el fin de obtener una idea más precisa del promedio de tiempo durante el cual se asegura un caudal mínimo determinado.

Para ello se utilizan los caudales diarios registrados en la estación foronómica nº 27 desde 1966 a 1985 que, posteriormente, son ordenados en orden creciente y agrupados en "clases" o "grupos" en los que el número total de los caudales disponibles representa un cierto porcentaje del total de los caudales disponibles (7.300). Cuanto menor sea el porcentaje de cada "clase" con relación al total, tanto mayor será la precisión de la clasificación. No se han considerado coeficientes correctores puesto que la serie (20 años) y la implantación de la estación foronómica no lo necesitan.

En general se adoptan "clases" que representan alrededor de un 2,0% del total, lo que nos permite obtener resultados absolutamente fiables. Posteriormente, se representa el correspondiente polígono de frecuencias o diagrama acumulativo ascendente y descendente de los caudales del río.

Estos cálculos se realizan con la ayuda de un sistema informático adecuado, del que se consigue la siguiente clasificación:

Años: 1966-1985

Item	Q (m ³ /seg.)	Nº	% frecuencia simple fi	% frecuencia acumulada ascendente FI?	% frecuencia acumulada descendente FI?
1	72,10	145	1,99	1,99	98,01
2	85,06	146	2,00	3,99	96,01
3	91,75	146	2,00	5,99	94,01
4	99,81	146	2,00	7,99	92,01
5	108,54	146	2,00	9,99	90,01
6	115,61	146	2,00	11,99	88,01
7	124,35	146	2,00	13,99	86,01
8	134,51	146	2,00	15,99	84,01
9	142,68	146	2,00	17,99	82,01
10	153,38	146	2,00	19,99	80,01
11	163,14	146	2,00	21,99	78,01
12	173,69	146	2,00	23,99	76,01
13	183,50	146	2,00	25,99	74,01
14	193,67	146	2,00	27,99	72,01
15	204,19	146	2,00	29,99	70,01
16	211,37	146	2,00	31,99	68,01
17	219,27	146	2,00	33,99	66,01
18	228,96	146	2,00	35,99	64,01
19	241,91	146	2,00	37,99	62,01
20	254,78	146	2,00	39,99	60,01
21	267,25	146	2,00	41,99	58,01
22	278,98	146	2,00	43,99	56,01
23	288,68	146	2,00	45,99	54,01
24	301,64	146	2,00	47,99	52,01
25	314,44	146	2,00	49,99	50,01
26	326,02	146	2,00	51,99	48,01
27	339,94	146	2,00	53,99	46,01
28	355,16	146	2,00	55,99	44,01
29	371,71	146	2,00	57,99	42,01
30	390,08	146	2,00	59,99	40,01
31	408,03	146	2,00	61,99	38,01
32	429,12	146	2,00	63,99	36,01
33	448,34	146	2,00	65,99	34,01
34	471,62	146	2,00	67,99	32,01
35	494,83	146	2,00	69,99	30,01
36	521,53	146	2,00	71,99	28,01
37	548,85	146	2,00	73,99	26,01
38	576,16	146	2,00	75,99	24,01
39	604,42	146	2,00	77,99	22,01
40	632,34	146	2,00	79,99	20,01
41	665,34	146	2,00	81,99	18,01
42	700,72	146	2,00	83,99	16,01
43	742,71	146	2,00	85,99	14,01
44	797,89	146	2,00	87,99	12,01
45	857,05	146	2,00	89,99	10,01
46	916,72	146	2,00	91,99	8,01
47	989,61	146	2,00	93,99	6,01
48	1.145,56	146	2,00	95,99	4,01
49	1.398,33	146	2,00	97,99	2,01
50	2.022,46	146	2,00	99,99	0,01

(Hay un 5% de probabilidad de obtener un caudal <88,4 m³/seg , o bien un 95% de que sea ≥ 88,4m³/seg.)

Media aritmética = 436,36 m³/seg.

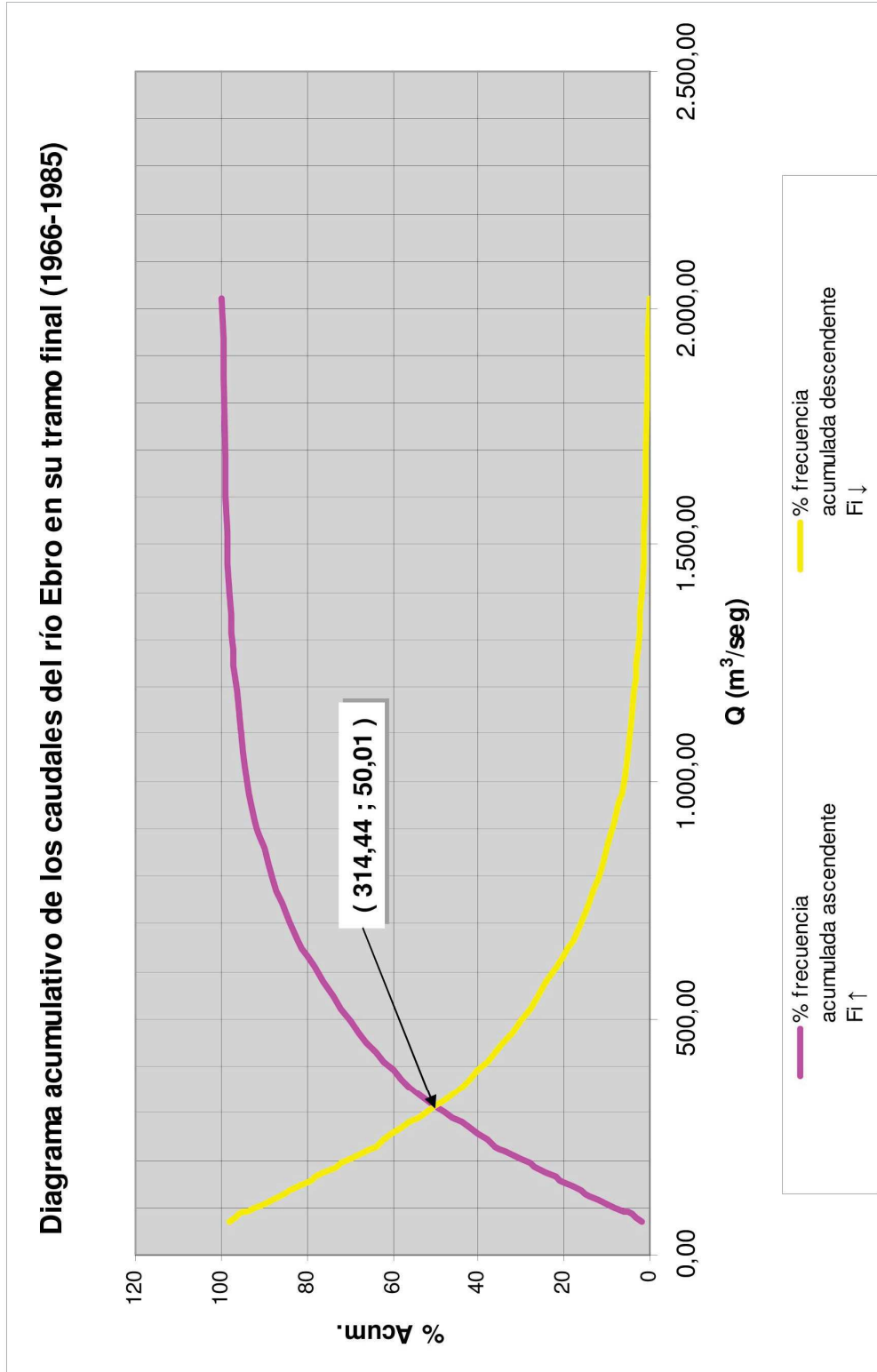
N = 20 años x 365'25 días/año = 7.305 estimaciones

(Hay un 50% de probabilidad de obtener un caudal < 315 m³/seg.)

\bar{X} (Asimetría o sesgo)
(Hay un 65% de probabilidad de obtener un caudal < \bar{X} = 436,36 m³/seg , o bien un 35 % de ≥ \bar{X} = 436,36 m³/seg.)

(Hay un 91% de probabilidad de obtener un caudal < 887 m³/seg.)

(Hay un 95% de probabilidad de obtener un caudal < 1.073 m³/seg.)



El punto de intersección de los diagramas acumulativos de las frecuencias ascendente y descendente determina el valor de la mediana teórica de la serie cronológica de datos estudiada (1966-85). Como consecuencia de la tabla anterior, resulta posible calcular el caudal Q_{347} . En efecto:

$$347 \text{ días al año} \Rightarrow (347/365 \cdot 25) \times 100 = 95\% \text{ del tiempo anual.}$$

Con ello, resulta un valor: $Q_{347} = 88,4 \text{ m}^3/\text{seg.}$, para la serie histórica o cronológica de 1966 - 1985, que tiene una media aritmética, como ya se ha visto, de $436,36 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Correspondería al percentil P_5 de la correspondiente distribución de frecuencias.

Para la serie histórica que estamos manejando de 60 años hidráulicos, con media aritmética de $496 \text{ m}^3/\text{seg.}$, se tendría un Q_{347} supuesto o corregido de:

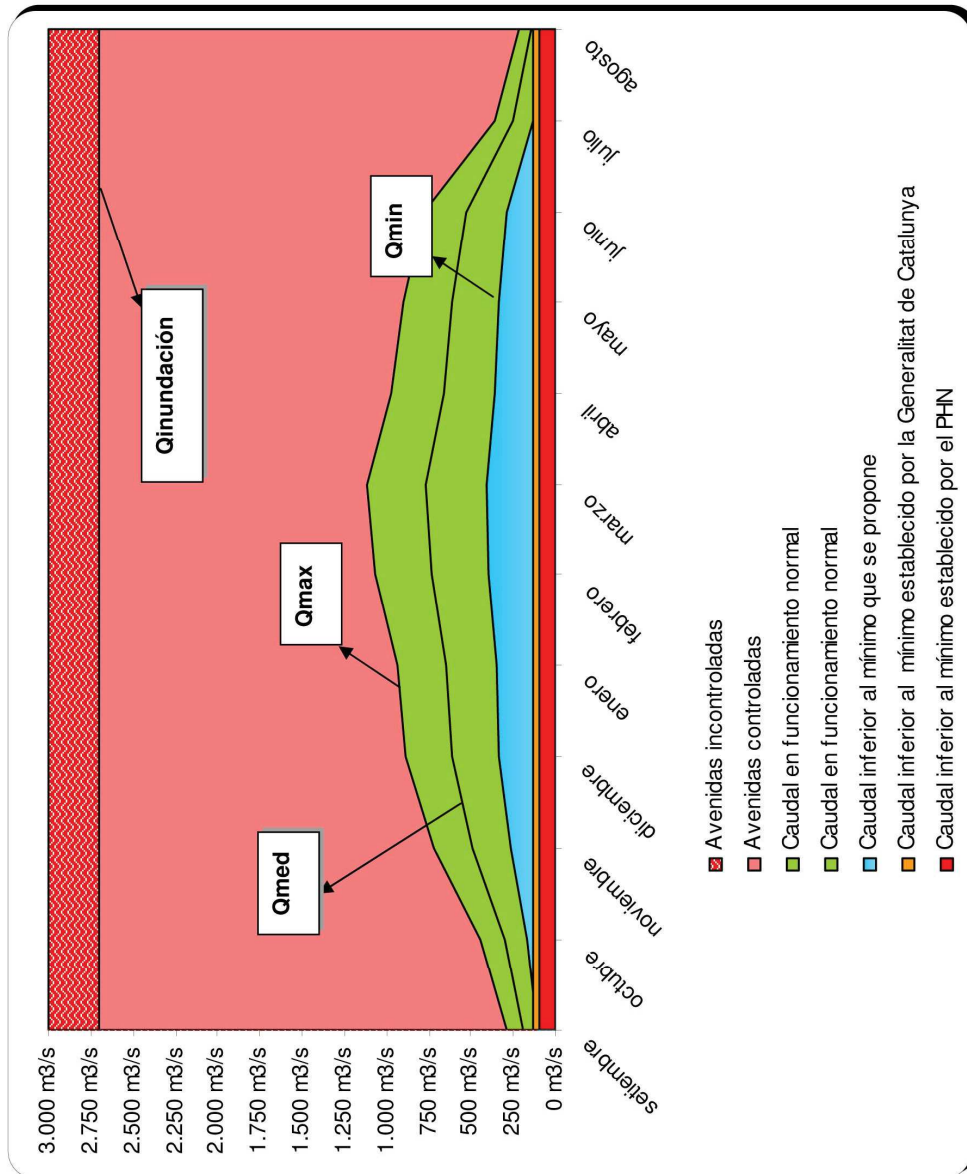
$$Q_{347} = 88,4 \times (496/436,36) = 100,5 \text{ m}^3/\text{seg.},$$

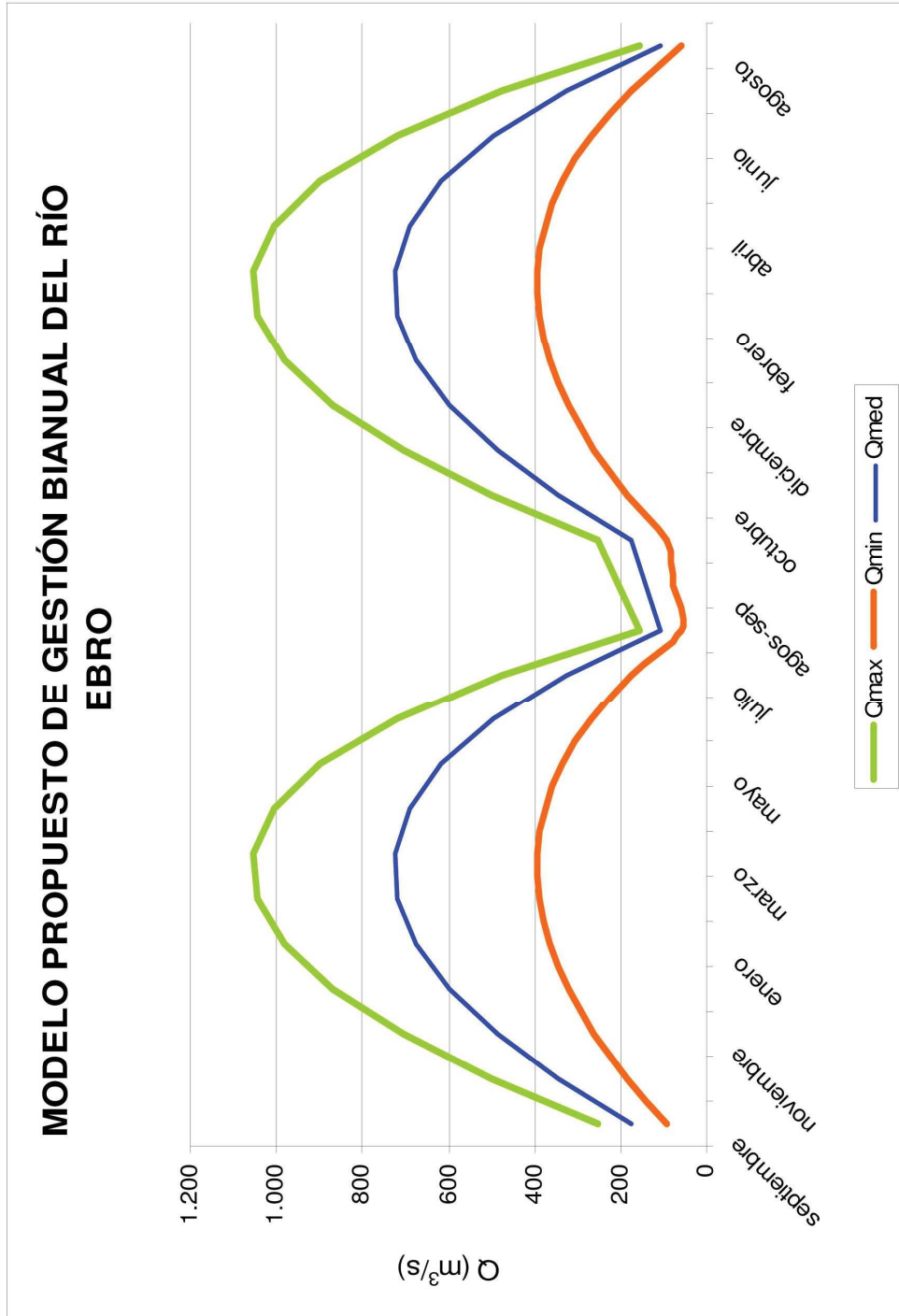
mientras que para la serie histórica de 75 años hidráulicos (1912-13 al 2003-04), con media aritmética de $452,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$, se tendría un Q_{347} supuesto o corregido de:

$$Q_{347} = 88,4 \times (452,5/436,36) = 91,7 \text{ m}^3/\text{seg.},$$

TABLA DE GESTIÓN DE CAUDALES EN EL TRAMO INFERIOR DEL RÍO EBRO (m^3 / s)

Item	Mes (1)	Yi (2)	Yi/Ȳ (3)	(Yi/y)*Qmin (4)	Qmax (5)	Qmin PHN (6)	Qmin Gen (7)	Qinun (8)
1	septiembre	198	0,399	107	289	100	135	2.700
2	octubre	302	0,609	164	440	100	135	2.700
3	noviembre	494	0,996	268	720	100	135	2.700
4	diciembre	610	1,230	331	889	100	135	2.700
5	enero	643	1,296	349	937	100	135	2.700
6	febrero	730	1,472	396	1.064	100	135	2.700
7	marzo	764	1,540	414	1.114	100	135	2.700
8	abril	665	1,341	361	969	100	135	2.700
9	mayo	618	1,246	335	901	100	135	2.700
10	junio	533	1,075	289	777	100	135	2.700
11	julio	249	0,502	135	363	100	135	2.700
12	agosto	145	0,292	79	211	100	135	2.700
6,5	Medias	496	1,000	269	723	100	135	2.700





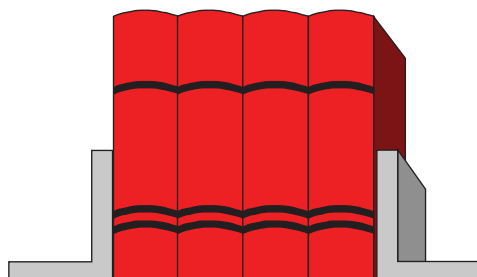
ABREVIATURAS Y SIGLAS

%	Porcentaje (tanto por cien)
‰	Tanto por mil
...	Puntos suspensivos (etcétera)
€	Euros
AA.VV.	Autores varios
APU	Anchura ponderada útil
art.	Artículo
BMWP'	<i>Biological Monitoring Working Party</i>
BOE	Boletín Oficial del Estado
°C	Grados centígrados
C _{ap}	Coefficiente de apertura
Cap.	Capítulo
CAT	Consortio de Aguas de Tarragona
CC.AA.	Comunidades Autónomas
CEDEX	Centro de Experimentación de Obras Públicas
C.E.E.	Comunidad Económica Europea
C.G.S.	Cegesimal (sistema de unidades)
C.H.E.	Confederación Hidrográfica del Ebro
cm.	Centímetros
C.O.A.S.	Control Oficial de Abastecimientos
C.O.C.A.	Control de Calidad General de las Aguas
Coef.	Coefficiente
Corr.	Corrección
c.s.q.d.	Como se quería demostrar
C.V.	Coefficiente de Variación de Pearson
D.B.O.	Demanda bioquímica de oxígeno
Det.	Determinación
Dif.	Diferencia
D.M.	Desviación media
D.P.T.O.P.	<i>Departament de Política Territorial i Obres Públiques</i>
Dr.	Doctor
ed.	Editorial
EE.UU.	Estados Unidos de América del Norte
eq.	Equivalentes
et al.	<i>Et altri</i>
etc.	Etcétera
F.	Fórmula

FEDER	Fondos Europeos de Desarrollo Regional
g.	Gramos
GIS = SIG	Sistema de Información Geográfica
g.l.	Grados de libertad
ha.	Hectárea
hab.	Habitantes
hm.	Hectómetro
ICA	Red Integrada de Calidad de las Aguas
ICG	Índice de Calidad General
IFIM	<i>Instream Flow Incremental Methodology</i>
Km. = km.	Kilómetros
Kp.	Kilopondios
l.	Litros
LPHN-	Ley del Plan Hidrológico Nacional-año
LPS	Litros por segundo
m.	Metros
m.c.a.	Metros columna de agua
Me	Mediana
mgrs.	Miligramos
M.K.S.	Sistema de unidades Giorgi
m.l.	Mililitros
mm.	Milímetros
Mo	Moda
MOPTMA	Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente
n°	Número
p. = pág.	Página
PEAD	Polietileno de Alta Densidad (HDPE)
PEIN	<i>Plà d'Espais d'Interès Natural</i>
PHN	Plan Hidrológico Nacional
pp. = págs.	Páginas
p.p.m.	Partes por millón (mgrs./litro)
Prof.	Profesor
PVC	Cloruro de Polivinilo (<i>Poli Vinil Clorure</i>)
R.D.	Real Decreto
R.D.P.H.	Reglamento del Dominio Público Hidráulico
Re	Número de Reynolds
Re*	Número de Reynolds crítico
Ref.	Referencia
RLAF	Riego Localizado de Alta Frecuencia
ROEA	Red Oficial de Estaciones de Aforo
SAIH	Sistema Automático de Información Hidrológica
SEIH	Sistema Estadístico de Información Hidrométrica
S.C.S.	<i>Soil Conservation Service</i>
seg.	Segundos
S.I.	Sistema Internacional (sistema de unidades)

ss.	Siguientes
T.	Toneladas
Tc	Tiempo de concentración de la cuenca
Tm.	Toneladas métricas
USA	<i>United States of America</i>
USDA	Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (<i>United States Department of Agriculture</i>)
UTM	<i>Universal Transverse Mercator</i>
v.gr.	<i>Verbi gratia</i>
ZEPA	Zona Especial de Protección para las Aves

* * * * *



- BIBLIOGRAFÍA Y FONDOS DOCUMENTALES -

- (*) Bibliografía local.
 (**) Bibliografía general.
 (***) Bibliografía recomendada.

- 1) ALCAIDE, A. *Estadística Económica*. Ed. SAETA. Madrid, 1973. (**)
- 2) ALFANI, A. *Irrigazione a pioggia*. Edizioni Agricole. Bologna, 1957. (***)
- 3) AMORÓS CASTAÑER, M. *Riego por goteo en cítricos*. Agroguías Mundi-prensa. Madrid, 1991. (***)
- 4) ANGLÉS, J. *Determinación de parámetros hidráulicos en emisores de riego por goteo y de pérdidas de carga continuas en microtubos*. Tesis Doctoral, pp. 69-100. ETSIA. Valencia, 1980. (***)
- 5) ARROJO, P. *El Plan Hidrológico Nacional, a debate*. Ed.: Bakeaz. Bilbao, 2001. (**)
- 6) AA. VV. *Hütte. Manual del Ingeniero*. Ed.: Gustavo Gili. Barcelona, 1938. (***)
- 7) AA. VV. *Ingeniería Hidráulica (Aplicada a los sistemas de distribución de agua) Volumen II*. Ed.: Universidad Politécnica de Valencia. Valencia, 1996. (***)
- 8) AA. VV. *Modelación y diseño de redes de abastecimiento de agua*. Ed.: Universidad Politécnica de Valencia. Valencia, 2002. (***)
- 9) AA. VV. *Determinación de los perfiles de velocidades del Bajo Ebro entre Tortosa y Amposta*. Ed.: Universidad Politécnica de Catalunya. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Hidráulica. Barcelona, mayo de 1985. (*)
- 10) AA. VV. *Informe Berkeley (Un estudio técnico del Plan Hidrológico Nacional español)*. Fundación de la Universidad Politécnica de Cartagena. Enero de 2003. (***)
- 11) AYALA-CARCEDO, F.J. e IGLESIAS, A. *Impactos del posible cambio climático sobre los recursos hídricos, el diseño y la planificación hidrológica en la España Peninsular*. *El Campo de las Ciencias y las Artes* 137:201-222. 2000. (***)

- 12) BASMANN, R. L. "A Note on the Finite Sample Frequency Functions of Generalized Classical Linear Estimators in Two Leading Over-identified Cases", en *Journal of the American Statistical Association*, 56. 1961. (**)
- 13) BAZIN, H. en *Annales des ponts et chaussées* (7) 7⁴ (1897). (***)
- 14) BENÍTEZ, A. *Captación de aguas subterráneas*. Ed.: Dossat, S.A. Madrid, 1963. (***)
- 15) BLACK, J.D. *Administración, organización y técnica de la agricultura de explotaciones agrícolas*. Imp. Juvenil. Barcelona, 1962. (**)
- 16) BLANES, O. *Manual de Instalaciones y aparatos para riego*. Ed.: CEAC. Barcelona, 1981. (***)
- 17) BORNEMANN, K. R. *Zivilingenieur* (2) 15 (1869). (***)
- 18) BOVEE, K.D. *A guide to stream habitat analysis using the instream flow incremental methodology*. Instream Flow Information Paper n°12. Instream Flow & Aquatic System Group. Fort Collins. 248 pg. 1982. (***)
- 19) BRABBÉE, K. *Beihefte zum Gesundheitsingenieur*, tomo I, n°. 1. 1913. (***)
- 20) BRAHMS, A. *Anfangsgründe der Deich- u. Wasserbaukunst*, 2 partes, Aurich, 1754 y 1757, 1ª parte. (***)
- 21) BROTONS, P.A. *Condicionamientos hidráulicos sobre la microdistribución en densidad de las poblaciones de macroinvertebrados bentónicos*. Trabajo Fin de carrera. E.T.S.I. Montes. UPM. Madrid, 1988. (***)
- 22) CABRERA, E., ESPERT, V., GARCÍA-SERRA, J. y MARTÍNEZ, F. *Ingeniería Hidráulica (Aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua). Volumen I*. Ed.: Universidad Politécnica de Valencia. Valencia, 1996. (***)
- 23) CAROT ALONSO, V. y ROMERO VILLAFRANCA, R. *Orientaciones para el aprovechamiento de los futuros regadíos de la zona media de Valencia. I, Análisis de la situación actual en una subzona piloto*. Instituto de Agroquímica y Tecnología de Alimentos. Valencia, 1971. 146 pág. (*)
- 24) CASADO, C. *et alt. Valoración ecológica de la red fluvial de la Comunidad de Madrid*. D. Gral. Recursos Hidráulicos. 2 tomos. Madrid, 1988. (*)
- 25) CASAS, J. M. y SANTOS, J. *Introducción a la estadística para la economía y administración de empresas*. Ed.: CEURA, S. A. Madrid, 1995. (**)
- 26) CHOW, V.T. *Hidráulica de los canales abiertos*. Ed.: Diana. 633 pág. México, 1985. (**)
- 27) CHOW, V.T. y MAIDMENT, D. *Hidrología aplicada*. Ed.: McGraw Hill. 1994. (**)
- 28) COPELAND, R. D. y YITAYEW, C. M. *Evaluation of a subsurface trickle irrigation system. Presented at the international winter meeting of the American Society of Agricultural Engineers. ASAE paper, 902.531*. Chicago, 1990. (***)

- 29) CUBILLO, F. *et alt. Caudales ecológicos*. Ed.: Agencia del Medio Ambiente de la Comunidad de Madrid. Madrid, 1990. (***)
- 30) CUBILLO, F. *Estimación de caudales ecológicos en los ríos de la Comunidad de Madrid*. Canal de Isabel II, Comunidad de Madrid. Madrid, 1991. (*)
- 31) CUNNINGHAM, A. *Hydraulic Experiments at Roorkee*. 1874/75. (***)
- 32) CHASE, R. G. "Phosphorus application through a subsurface trickle system", en *Proceedings of the third International Drip/Trickle Irrigation Congress*. Fresno, 1985. pp. 393-400. (***)
- 33) D'AUBUISSON, J. F. *Annales des ponts et chaussées*. (2) 2 (1841). (***)
- 34) DEL AMOR, F. M. *et alt.* "El riego localizado subterráneo en almendro. Aspectos hidráulicos", en *Fruticultura Profesional*, 85. 1997. pp. 42-47. (***)
- 35) DUBUAT, L. G. *Principes d'hydraulique*, 1, n. éd. París, 1816. (***)
- 36) EMBID IRUJO, A. *La calidad de las aguas*. Ed.: Civitas, S.A. Madrid, 1994. (**)
- 37) EYTELWEIN, J. A. *Handbuch der Mechanik fester Körper*. Berlín, 1801. (***)
- 38) FEISTEL, S. "Senior project survey", en *Permanent row crop drip-management and design (with a California emphasis)*. Published by C. M. Burt and D. Kasapligil. Irrigation Training and research center. California, 1992. (*)
- 39) FERERES, E. *et alt.* *California Agriculture*. July-August, 1981. pp. 11-12. (*)
- 40) FORCHHEIMER, P. *Tratado de hidráulica*. Ed.: Labor, S.A. Barcelona, 1950. (***)
- 41) FRANQUET BERNIS, J. M. *Análisis territorial ("División, Organización y Gestión del Territorio")*. Volumen I. CADUP Estudios, 1990/91. Ed.: UNED. Tortosa, 1991. (**)
- 42) FRANQUET BERNIS, J.M. *Teoría, diseño y construcción de terrazas-voladizo*. Ed.: Asociación de Ingenieros Agrónomos de Cataluña. Tortosa, 1995. (**)
- 43) FRANQUET BERNIS, J. M. *Estructura de la propietat agrària (aplicació a la Regió Catalana de l'Ebre)*. Ed.: Diputació de Tarragona. Tortosa, 1998. (**)
- 44) FRANQUET BERNIS, J. M. *Con el agua al cuello (55 respuestas al Plan Hidrológico Nacional)*. Ed.: Littera Books, S.L. Barcelona, 2001. (**)
- 45) FRANQUET BERNIS, J.M. *Cinco temas de hidrología e hidráulica*. Ed.: Bibliográfica Internacional, S.L. – Universitat Internacional de Catalunya. Tortosa, 2003. (**)
- 46) FRANQUET BERNIS, J.M. *El vent i la pluja a les comarques meridionals de l'Ebre (Estudi de recurrència)*. Ed.: Universidad Nacional de Educación a Distancia (UNED). Tortosa, 2001. (**)
- 47) GARCÍA DE JALÓN, A. *Técnicas Hidrobiológicas para la estimación de caudales ecológicos mínimos*. Sesión de Homenaje al profesor García de Viedma. E.T.S.I. de Montes. Madrid, 1990. (**)

- 48) GARCÍA DE JALÓN, D. TOLOSANA, E. y ALCALDE, F.R. *Estimación de algunos parámetros poblacionales de la trucha común (Salmo trutta fario) en los ríos pirenaicos*. Bol. Est. Centr. Ecol. 29, 51-58. 1986. (***)
- 49) GARCÍA DE JALÓN, D. *River Regulation in Spain*. Reg. Riv.: Res. & Mngt. 1, 343-348. 1987. (**)
- 50) GERHARDT, P. JASMUND, R. y ENGELS, H. "Gewässerkunde", en *Handbuch der Ingenieurwissenschaften*, 3ª parte, tomo I. Leipzig, 1923 (5ª ed.). (***)
- 51) GÓMEZ POMPA, P. *Riegos a presión, aspersion y goteo*. Biblioteca agrícola Aedos. Barcelona, 1979 (2ª edición). (***)
- 52) GÓMEZ POMPA, P. *Técnica y tecnología del riego por aspersion*. Serie Técnica. Ministerio de Agricultura. Secretaría General Técnica. Madrid, 1981. (***)
- 53) GORE J.A. y NESTLER, J.M. *Instream Flows in Perspective*. Reg. Riv.: Res. & Mngt. 2, 93-102. 1988. (**)
- 54) HAGEN, G. *Abhandlungen der K. Akademie der Wissenschaften*. Berlín, 1868. (***)
- 55) HAGEN, G. *Abhandlungen der K. Akademie der Wissenschaften*. Berlín, 1869. (***)
- 56) HAGEN, G. *Über die Bewegung des Wassers*. Berlín, 1870. (***)
- 57) HAGEN, G. *Untersuchungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers*. Berlín, 1876. (***)
- 58) HARDER, P. E. *Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen*. Hamburgo, 1878. (***)
- 59) HERNÁNDEZ ABREU, J.M. y RODRIGO LÓPEZ, J. *Jornadas sobre riego por goteo*. Ministerio de Agricultura. Instituto Nacional de Reforma y Desarrollo Agrario (I.R.Y.D.A.). (***)
- 60) HESSLE, C. en *Zeitschrift für Gewässerkunde* 2 (1899). (***)
- 61) HOEL, P. G. *Introducción a la estadística matemática*. Ed.: Ariel. Barcelona, 1980. (**)
- 62) HUMPHREYS, A. A. y ABBOT, H. L. *Report upon the physics and hydraulics of the Mississippi River*, Filadelfia (USA), 1861. (*)
- 63) IBÁÑEZ, C. PRAT, N. CANICIO, A. y CURCÓ, A. *El Delta del Ebro, un sistema amenazado*. Colección El Agua a Debate, Ed: Bakeaz. Bilbao, 1999. (*)
- 64) IBÁÑEZ, C. *Dinàmica hidrològica i funcionament ecològic del tram estuari del riu Ebre*. Tesis Doctoral, Facultad de Biología, Universidad de Barcelona. 1993. (*)
- 65) I.R.Y.D.A. *Manual Técnico. Normas para la redacción de proyectos de riego localizado*. Madrid, 1986. (***)
- 66) JEYAPALAN, J. K. "Advances in pipeline materials and design in Europe and North America" pp. 1 a 16 del libro *Pipeline design and*

- installation*. Ed.: K. K. Kienow, American Society of Civil Engineerings, ASCE. New York (USA), 1990. (***)
- 67) JOHNSTON, J. *Métodos de econometría*. Ed: Vicens-Vives. Barcelona, 1967. (**)
- 68) KHATRI, K. C., WU, I. P. y GITLIN, H. M. *Hidraulics of microtube emitters*. Journal of the Irrigation and Drainage Division. 105, pp. 163-173. 1979. (***)
- 69) KRUSE, E. G. y ISRAELI, I. *Evaluation of a subsurface drip irrigation system. Presented at the international summer meeting of the American Society of Agricultural Engineers. ASAE paper, 872.034*. 1987. (***)
- 70) KÜTTER, W. R. en *Allgemeine Bauzeitung*, 35 (1870). (***)
- 71) LAMM, F. R. *et alt.* "Water requirement of subsurface drip-irrigated corn in northwest Kansas", en *Transactions of the ASAE*, 38 (2). 1995. pp. 441-448. (*)
- 72) MACAULAY, F. W. *Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 208. London, 1921. (**)
- 73) MAIR, J. G. *Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 84. London, 1886. (**)
- 74) MANTEIGA LÓPEZ, M.D. y OLMEDA LATORRE, C. *El caudal ecológico. Un consenso entre explotación y conservación de los cursos de agua*. Segundo Congreso Internacional de Ordenación del Territorio. Valencia, 1991. (**)
- 75) MARTÍNEZ-GIL, J. *La Nueva Cultura del Agua en España*. Ed.: Bakeaz. Bilbao, 1997. (**)
- 76) MAYOL, J. M. *Tuberías (Tomo I)* Ed.: Editores Técnicos Asociados. Barcelona, 1981. (**)
- 77) MEDINA SAN JUAN, J.A. *Riego por goteo (Teoría y práctica)*. Ed.: Mundi-Prensa. Madrid, 1979. (***)
- 78) MOLENAAR, A. *El riego por aspersión*. ONU para la Agricultura y la Alimentación (FAO). Roma, 1960. (***)
- 79) NIKURADSE, J. *Strömungsgesetze in rajen rohren*, VDI. Forschungsheft núm. 361. 1933. (***)
- 80) OLIVIER, H. *Riego y Clima*. Compañía Editorial Continental, S.A. México 22, 1963. (***)
- 81) ORON, G. *et alt.* "Subsurface microirrigation with effluent", en *Journal of irrigation and Drainage Engineering Review*, 18 (4). 1991. pp. 34-39. (***)
- 82) PIZARRO CABELLO, F. *Riegos localizados de alta frecuencia*. Ed.: Mundi-Prensa. Madrid, 1987. (***)
- 83) PHENE, C. *et alt.* "Effect of high frequency subsurface and surface drip irrigation on root distribution of sweet corn", en *Irrigation Science*, 12. 1990. pp. 135-140. (**)
- 84) PHENE, C. y RUSKIN, R. "Potential of subsurface drip irrigation for management of nitrate wasterwater", en *Proceedings of the fifth international microirrigation congress*. Orlando, 1995. pp. 155-167. (**)

- 85) PRAT, N. “Ecologia i gestió de l’aigua a Catalunya. Aigua: gestionar l’escassetat”. *Medi Ambient, Tecnologia i Cultura*, 25: 5-15. (**)
- 86) PRAT, N. Afecciones al Bajo Ebro derivadas del PHN, alternativas y necesidad de un nuevo modelo de gestión del agua, en Arrojo, P. (ed.): *El Plan Hidrológico Nacional a debate*, Bilbao, Bakeaz: 413-426. 2001. (*)
- 87) PRAT, N. MUNNÉ, A. RIERADEVALL, M. y BONADA, N. La determinación del estado ecológico de los ecosistemas acuáticos en España. La aplicación de la directiva marco del agua en España. Ed.: Fabra Barreira. *Instituto internacional de derecho y medio ambiente*. 47-81. Madrid-Barcelona, 2000. (**)
- 88) PRAT, N. e IBÁÑEZ, C. Effects of water transfers projected in the Spanish National Hydrological Plan on the ecology of the lower River Ebro and its Delta. *Water Science and Technology* 31(8): 79-86. 1995. (*)
- 89) PULIDO SAN ROMÁN, A. *Estadística y Técnicas de Investigación Social*. Ed. ANAYA. Madrid, 1971. (**)
- 90) RAPP, J. *Unsere natürlichen Wasserläufe*. Weilheim, 1883. (***)
- 91) REYNOLDS, O. *Proceedings of the Royal Institution of Great-Britain. Papers, 2*. (**)
- 92) RUBIO SANJUÁN, I. *Elementos de Hidráulica General y Aplicada (con motores hidráulicos)*. Ed.: Labor, S.A. Barcelona, 1972. (***)
- 93) SAPH y SCHODER. *Transactions of the American Society of Civil Engineers, 51*. New York, 1903. (***)
- 94) SCHILLER, L. *Zwei neue Ähnlichkeitsgesetze für das Temperaturfeld usw. Physikalische Zeitschrift*, 29, 1928. (**)
- 95) SCHILLER, L. y BURBACH, TH. “Wärmeübergang strömender Flüssigkeiten in Rohren”, en *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure*, 72, Berlin (S. 1028). (***)
- 96) SIMON, ANDREW L. *Hidráulica práctica*. Ed.: Limusa Noriega Editores. 1994. (**)
- 97) SOUCHON, F.Y. *Aproche Methodologique de la Determination des Debits Reservés*. CEMAGREF. Serv. Pêche et Hydrobiologie. Lyon, 1983. (**)
- 98) SPIEGEL, M. R. *Teoría y problemas de probabilidad y estadística*. Ed.: McGraw-Hill. México, 1981 (1ª ed. 1975). (**)
- 99) STALNAKER, C.B. The use of habitat structure referenda for establishing flow regimens necessary for maintenance of fish habitat. *The Ecology of Regulated Rivers*. Ward & Stanford, eds. 326-337. 1979. (**)
- 100) TENNANT, D.L. Instream Flow Regimens for Fish, Wildlife, Recreation and related Environmental Resources. *Procs. on Instream flow needs Symp*. Orsborn & Allman, eds. 326-337. 1976. (***)
- 101) TERÁN, M. y SOLÉ, L. *Geografía regional de España*. Ed.: Ariel. Barcelona, 1968. (**)
- 102) TORRES SOTELO, J.E. *Apuntes de hidráulica general y agrícola. Primera y Segunda Parte*. Universidad Politécnica de Valencia. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos. Valencia, 1970. (***)
- 103) Tubos SAENGER. *Manual técnico*. Barcelona, 1989. (**)

- 104) UNWIN, W. C. *Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 80. London, 1885. (***)
- 105) UNWIN, W. C. *Treatise on hydraulics*. London, 1907. (***)
- 106) URALITA, S.A. *Manual general*. Ed.: Dossat, S.A. Madrid, 1966. (***)
- 107) WATTES, G. Z. y KELLER, J. *Trickle Irrigation tubing hydraulics*. ASAE. Logan (Utah), 1978. (***)
- 108) WHITE, R.G. A methodology for recommending stream resource maintenance flows for large rivers. *Procs. on Instream Flow Needs Sympos.* 376-86. 1976. (***)

* * * * *

ÍNDICE GENERAL

	<u>Pág.</u>
PRÓLOGO	7
CAPÍTULO I – APLICACIÓN DE LAS FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE LAS CONDUCCIONES LIBRES A LAS FORZADAS.....	9
1. Introducción	12
2. Formulaciones clásicas	14
3. Consecuencias que se deducen de las fórmulas anteriores	20
4. Envejecimiento de las tuberías.....	22
5. Nuevas fórmulas para el cálculo de tuberías en servicio	25
5.1. Formulaciones simples.....	25
5.1.1. Las fórmulas propuestas.....	25
5.1.2. Comparación con otras formulaciones	29
5.1.2.1. Desviación media absoluta. Valoración.....	29
5.1.2.2. Otras medidas de dispersión.....	32
5.1.2.3. Tipificación de la variable “caudal”. Valoración.....	34
5.1.2.4. Estimación y contraste de hipótesis	36
5.1.2.4.1. Límites de confianza para los caudales medios	36
5.1.2.4.2. Clasificación de la bondad de las formulaciones	48
5.1.2.4.3. Determinación del tamaño de la muestra	49
5.1.2.4.4. Estimación de la varianza y desviación típica poblacional	51
5.1.3. Aplicación de una tubería de $D = 1.000$ mm.	55
5.2. Formulaciones multivariantes	58
5.3. Relaciones existentes entre los diversos parámetros y su influencia sobre el caudal.....	58
5.4. Criterios para la aplicación de las fórmulas prácticas.....	59
5.5. Aplicación a la formulación simplificada de Darcy.....	60
6. Ejemplo de tubería de fibrocemento	72
7.Consideraciones basadas en la fórmula de Blasius-Flamant	76
8. Los coeficientes correctores propuestos	77
8.1. Tuberías sometidas a gran desgaste	77
8.2. Tuberías sometidas a desgaste normal.....	85

	<u>Pág.</u>
9. Aplicación a las tuberías nuevas. Valoración de resultados.....	92
9.1. Desviación media absoluta.....	92
9.2. Tipificación de la variable “caudal”.....	94
9.3. Estimación y contraste de hipótesis	95
9.3.1. Límites de confianza para los caudales medios	95
9.3.2. Clasificación de la bondad de las formulaciones	99
10. Ejemplo 1	100
11. Ejemplo 2	107
12. Comprobación experimental.....	115
12.1. Conceptos fundamentales empleados	115
12.1.1. Definición de tubería.....	115
12.1.2. Pérdidas de carga en tuberías	116
12.1.3. Rugosidad de las tuberías	119
12.1.4. Tuberías del estudio experimental	125
12.2. Procedimiento seguido para la toma de datos	126
12.3. Las diferentes fórmulas aplicadas	127
12.4. Situación de las tuberías y resultados obtenidos	137
CAPÍTULO II – DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÍNIMO MEDIOAMBIENTAL DEL RÍO EBRO EN SU TRAMO FINAL.....	143
1. Definiciones y conceptos previos.....	146
1.1. La conservación ecológica de los ríos.....	146
1.2. La vida piscícola y el equilibrio ecológico	148
1.3. La contaminación de las aguas.....	149
1.4. La calidad de las aguas y la ordenación de los vertidos.....	151
1.4.1. Introducción	151
1.4.2. Los diferentes índices de calidad biológicos.....	151
1.4.3. Otros índices de calidad del agua.....	153
1.4.4. Redes de vigilancia de calidad de las aguas superficiales	154
1.4.5. Parámetros que se estudian en una red típica.....	154
1.4.6. Toma de muestras en el río	156
1.4.7. Clasificación de la calidad de las aguas	156
1.4.8. Características de calidad por tramos de ríos.....	157
2. El concepto de “caudal ecológico” y “caudal medioambiental”	160
2.1. Introducción	160
2.2. Aspecto hidrológico	161
2.3. Aspecto sanitario.....	162
2.4. Aspecto ecológico	163
2.5. Otros aspectos y caudal ecológico a considerar	164

	<u>Pág.</u>
3. Legislación sobre los caudales ecológicos.....	169
3.1. El caudal ecológico y la legislación internacional	169
3.2. El caudal ecológico en España	171
3.3. Conclusiones	173
4. Las previsiones del Plan Hidrológico Nacional	173
4.1. Las demandas de carácter ambiental.....	173
4.2. Los caudales ambientales.....	174
4.3. Programa de acción	176
4.4. El caudal para mínimos medioambientales.....	177
4.5. Los usos del agua y los recursos	181
4.6. Las dotaciones del agua para el delta del Ebro	182
4.6.1. Los caudales para riego	182
4.6.2. El abastecimiento del parque natural	183
4.6.3. El mantenimiento del bosque de ribera (<i>Populetalia albae</i>).....	184
4.7. La evaluación ambiental de las grandes infraestructuras básicas previstas	185
4.8. Los restantes problemas medioambientales del tramo inferior del Ebro	186
4.8.1. La regresión geomorfológica del delta del Ebro.....	186
4.8.2. El aumento de la salinidad de las aguas en el tramo inferior del Ebro	187
4.8.2.1. Como consecuencia de la disminución de caudal.....	187
4.8.2.2. Como consecuencia del menor grado de dilución	190
4.8.3. La alteración del equilibrio ecológico.....	191
5. Las previsiones del Plan Hidrológico de la cuenca del Ebro	194
5.1. La demanda medioambiental	194
5.2. Los caudales mínimos	195
5.3. Cauces, riberas y márgenes	197
5.4. Zonas húmedas.....	197
5.5. Aprovechamientos para recreo y esparcimientos.....	197
5.6. Aprovechamientos de acuicultura.....	198
5.7. Calidad del recurso y ordenación de los vertidos	198
5.7.1. Problemas de salinidad natural.....	198
5.7.2. Contaminación de ríos y embalses.....	199
5.7.3. Eutrofización	199
5.7.4. Contaminación de acuíferos.....	200
5.7.5. Problemas de control de vertidos. Retornos.....	200
5.7.6. Vertidos sólidos.....	200
5.8. Avenidas e inundaciones.....	201
6. Las previsiones del Plan Hidrológico de la cuenca del Júcar	201
6.1. Introducción	201
6.2. Los usos no consuntivos.....	202

	<u>Pág.</u>
6.3. Recreo, esparcimientos y otros	202
6.4. Contaminación de ríos y embalses	203
6.5. Eutrofización	204
6.6. Contaminación de acuíferos e intrusión salina	204
6.7. Problemas de control de vertidos. Retornos.....	206
6.8. Vertidos sólidos.....	209
6.9. Caudales mínimos	210
6.10. Calidad de las aguas y ordenación de vertidos	210
6.11. Protección, conservación y recuperación del recurso y su entorno .	216
7. Metodología para la estimación de los caudales ecológicos mínimos	219
7.1. Introducción	219
7.2. Técnicas hidrobiológicas.....	221
7.2.1. Conceptualización	221
7.2.2. Modelo hidráulico	222
7.2.3. Determinación de la anchura ponderada útil.....	228
7.3. Caudales ecológicos mínimos absolutos	229
7.4. Caudales ecológicos aconsejables.....	229
8. Caudales mínimos medioambientales. Periodos de retorno.....	231
8.1. Introducción	231
8.2. Cálculo de los periodos de retorno	232
8.2.1. Metodología	232
8.2.2. Cálculo de los períodos de retorno para los caudales mínimos anuales.....	233
8.2.2.1. Caudales mínimos absolutos anuales (N = 62 años).....	233
8.2.2.2. Periodo de retorno de 3 años.....	234
8.2.2.3. Periodo de retorno de 4 años.....	234
8.2.2.4. Periodo de retorno de 5 años.....	235
8.2.2.5. Periodo de retorno de 10 años.....	236
8.2.2.6. Periodo de retorno de 15 años.....	237
8.2.2.7. Caudales según periodos de recurrencia	238
8.2.3. Cálculo de los periodos de retorno para los caudales de la estación seca	240
8.2.3.1. Caudales en el periodo estival.....	240
8.2.3.2. Periodo de retorno de 3 años.....	241
8.2.3.3. Periodo de retorno de 4 años.....	241
8.2.3.4. Periodo de retorno de 5 años.....	241
8.2.3.5. Periodo de retorno de 10 años.....	241
8.2.3.6. Periodo de retorno de 15 años.....	241
8.2.3.7. Caudales según periodos de recurrencia	242
8.2.4. Cálculo de los periodos de retorno para diversos caudales de referencia.....	244

	<u>Pág.</u>
9. Determinación del caudal mínimo medioambiental medio anual ..	247
9.1. Determinaciones de otros autores	247
9.2. Nuestras propuestas.....	251
9.3. Intervalos de admisibilidad de los caudales mínimos medioambientales	258
10. Estudio hidrológico de inundabilidad	260
10.1. Objeto	260
10.2. Caracterización de la cuenca	260
10.2.1. Caracterización morfológica	260
10.2.2. Caracterización hidrológica	262
10.2.2.1. Condiciones antecedentes de humedad	262
10.2.2.2. Características del suelo	263
10.2.2.3. Cubierta vegetal y usos del suelo	263
10.2.2.4. Análisis de la pendiente del terreno	263
10.2.2.5. Cálculo del número de curva.....	264
10.2.3. Estudio pluviométrico	264
10.2.4. Modelización hidrológica.....	267
10.2.5. Caudales de avenida	268
10.3. Estudio geomorfológico	272
10.4. Infraestructuras: puentes	273
10.5. Cálculo hidráulico	273
10.6. Conclusiones	276
11. Determinación de velocidades y caudales medioambientales en diferentes secciones	277
11.1. Introducción	277
11.2. Sección completa	280
11.3. Sección correspondiente al caudal mínimo medioambiental.....	280
12. Normativa del Plan Hidrológico de la cuenca del Ebro	282
13. Resumen y conclusiones finales.....	285
CAPÍTULO III – AMPLIACIÓN DE ALGUNAS CUESTIONES TRATADAS ANTERIORMENTE	289
1. Introducción.....	292
2. Caudal de riego. Caso práctico, en Capítulo I.....	292
3. Velocidades máximas de circulación propuestas por las conducciones forzadas, en Capítulo II	296

	<u>Pág.</u>
4. Influencia de la viscosidad sobre las condiciones de circulación del agua, en Capítulo II	303
5. Especificaciones acerca de la curva de Lorenz, en Capítulo III.....	305
6. Ampliaciones al ejercicio de aplicación, en Capítulo III.....	306
7. Relación existente entre el coeficiente de fricción y el n° de Reynolds, en Capítulo II.....	309
8. Ampliación en relación al método de Thornthwaite, en Capítulo IV.....	312
9. Análisis estadístico en Hidrología, en Capítulo V	316
 ANEJOS	 319
 ANEJO NÚM. 1: COMPLEMENTOS AL CAPÍTULO I	 321
1. Tubos usados (intervalos de confianza del 95%).....	322
2. Tubos usados (tipificación de la variable caudal).....	336
3. Tubos nuevos (intervalos de confianza del 95%).....	344
4. Tubos nuevos (tipificación de la variable caudal).....	358
 ANEJO NÚM. 2: COMPLEMENTOS AL CAPÍTULO II.....	 367
1. Escala nueva (limnómetro de la E.A. n°: 27, Tortosa).....	368
1.1. Diferentes regresiones mínimo-cuadráticas.....	368
1.2. Estimación curvilínea seleccionada.....	369
2. Escala antigua (limnómetro de la E.A. n°: 27, Tortosa).....	370
2.1. Diferentes regresiones mínimo-cuadráticas.....	370
2.2. Estimación curvilínea seleccionada.....	371
3. Tablas de caudales por meses (12).....	372
4. Gráficos de caudales por meses (12).....	384
5. Tablas de caudales mensuales en Tortosa. Años hidráulicos 1913-14 a 1988-89.....	392
6. Tablas de caudales mensuales en Tortosa corregida con el índice de estacionalidad. Años hidráulicos 1913-14 a 1988-89	394
7. Gráficos correspondientes a las tablas anteriores.....	396
8. Tablas de caudales diarios y nivel de la lámina de agua en Tortosa. Años hidráulicos 1988-89 a 1994-95	400
9. Curvas limnimétricas de caudales en Tortosa (EA-27)	407
10. Caudales medios mensuales y anuales en Tortosa. Periodo del 1912-13 al 2003-04	412

	<u>Pág.</u>
ANEJO NÚM. 3: RESTANTES ESPECIFICACIONES METODOLÓGICAS	415
I. DISTRIBUCIÓN TEÓRICA Y MÉTODO DE GUMBEL	416
1. Distribución de valores extremos.....	416
1.1. Método de Gumbel	416
1.1.1. Conceptos previos.....	416
1.1.2. Ajuste por mínimos cuadrados ordinarios	417
1.2. Ajuste por la probabilidad máxima (Fisher).....	418
2. Consideraciones sobre el uso del método de Gumbel al estudio de las precipitaciones máximas	423
3. Fórmulas de altura-duración-frecuencia	424
4. Generalidades sobre la distribución de probabilidad de Gumbel	425
 ANEJO NÚM. 4: COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS FÓRMULAS PROPUESTAS PARA EL CÁLCULO DE TUBERÍAS A PRESIÓN	 427
 ANEJO NÚM. 5: PERFILES TRANSVERSALES DEL RÍO EBRO EN EL TRAMO TORTOSA-AMPOSTA	 481
1. Perfiles transversales del río Ebro en el tramo Tortosa – Amposta (plantas)	482
2. Perfiles transversales del río Ebro en el tramo Tortosa – Amposta (secciones)	491
3. Velocidades del agua en cada perfil	501
4. Algunos conceptos básicos sobre Hidrometría	505
1. Introducción	506
1.1. Generalidades	506
1.2. Concepto y definiciones	506
2. Importancia	508
3. Medición del caudal del agua	508
3.1. Métodos de medición	508
3.1.1. Velocidad y sección mojada	509
3.1.1.1. Método del correntómetro o molinete	510
3.1.1.2. Método del flotador	511
3.1.2. Estructuras hidrométricas	511
3.1.3. Método volumétrico	512
3.1.4. Método químico	513
3.1.5. Calibración de compuertas	513
3.2. Sección de medición	513
3.3. Calibración de la sección	514
3.4. Registros de medición	514
4. La red hidrométrica	514
4.1. Definición	514
4.2. Análisis de la existencia y pertinencia de la red hidrométrica	515

	<u>Pág.</u>
4.3. Verificación del estado de funcionamiento de la red hidrométrica y calibración de las estructuras de medición	515
5. Sistema Estadístico de Información Hidrométrica (SEIH)	515
5.1. Establecimiento de métodos y formatos de registro	515
5.2. Ejecución de aforos y mediciones-observaciones en la red	516
5.3. Procesamiento e interpretación de la información	516
5.4. Entrega de la información para ser utilizada en las rutinas de operación	517
5.5. Documentación y archivo	517
6. Apéndice	517
6.1. Aforo del agua. Introducción	517
6.1.1. Definición	517
6.1.2. Importancia	518
6.1.3. Métodos de aforo	518
6.2. Aforo de un río con correntómetro	518
6.2.1. La estación de aforo en un río	518
6.2.2. Aforo por el método del correntómetro	519
6.3. Aforo con limnímetros y limnigrafos	520
6.3.1. Sistemas convencionales	520
6.3.2. El limnómetro electrónico	521
6.4. Aforo con flotadores	522
6.4.1. Metodología	522
6.4.2. Cálculo de la velocidad	523
6.4.3. Cálculo del caudal	523
ANEJO NÚM. 6: PROPUESTA DE GESTIÓN DE CAUDALES EN EL TRAMO INFERIOR DEL RÍO EBRO.....	525
1. Función del caudal medio.....	526
2. Función del caudal mínimo	530
3. Función del caudal máximo	534
4. Estudio estadístico de la distribución de los caudales en el periodo 1966-85	538
4.1. Tablas auxiliares de cálculo	538
4.2. Otras medidas de valor central.....	543
4.3. Medidas de dispersión o concentración.....	546
4.4. Otras características de la distribución de frecuencias	548
5. Gestión de caudales (visualización).....	550
ABREVIATURAS Y SIGLAS	561
BIBLIOGRAFÍA Y FONDOS DOCUMENTALES	565
INDICE GENERAL.....	573
INDICE DE FIGURAS	583

	<u>Pág.</u>
INDICE DE TABLAS.....	585

ÍNDICE DE FIGURAS

Pág.

CAPÍTULO I

Fig. 1.1. Distribuciones normal tipificada y t de Student	40
Fig. 1.2. Velocidades en función de la pérdida de carga y del diámetro interior	75
Fig. 1.3. Caudales en función de la pérdida de carga y del diámetro interior	75
Fig. 1.4. Nomograma para el cálculo de tuberías de hormigón y palastro roblonado según la formulación de Manning-Strickler-Gaukler	106
Fig. 1.5. Ábaco para el cálculo de las pérdidas de carga en tuberías de PVC...	117
Fig. 1.6. Nomograma para el cálculo de las pérdidas de carga en tuberías de PVC, según la formulación de SOGREAH (1962)	118
Fig. 1.7. Formulación del hidrocarburo (I).....	120
Fig. 1.8. Formulación del hidrocarburo (II)	121
Fig. 1.9. Tubería de PEAD (HDPE)	138
Fig. 1.10. Tubería de fibrocemento	138
Fig. 1.11. Ábaco de Moody	142

CAPÍTULO II

Fig. 2.1. Tramo inferior del río Ebro en estudio	180
Fig. 2.2. Potencialidad del hábitat en función del caudal	231
Fig. 2.3. Emplazamiento de los 9 perfiles transversales analizados	278

CAPÍTULO III

Fig. 3.1. Diagrama de cálculo de tubos de PVC para agua a 20°C. Para otras temperaturas debe multiplicarse la pérdida de carga por el factor λ	303
Fig. 3.2. Nomograma para determinar la evapotranspiración sin ajustar (e), mensual en cm. (Thornthwaite)	315

ANEXO 2

Fig. A2-1. Medias anuales (gráfica)	396
Fig. A2-2. Medias anuales (histograma)	396
Fig. A2-3. Medias móviles de orden 3 (gráfica)	397
Fig. A2-4. Medias móviles de orden 3 (histograma).....	397
Fig. A2-5. Medias móviles de orden 3-3 (gráfica)	398
Fig. A2-6. Medias móviles de orden 3-3 (histograma).....	398
Fig. A2-7. Medias móviles composición (gráfica).....	399
Fig. A2-8. Medias móviles composición (histograma)	399

	<u>Pág.</u>
ANEXO 6	
Fig. A6-1. Valores de los diferentes coeficientes de uniformidad hidráulica...	547

ÍNDICE DE TABLAS

	<u>Pág.</u>
CAPÍTULO I	
Tabla 1.1. Relaciones diversas entre la viscosidad cinemática y la temperatura centígrada del agua	16
Tabla 1.2. Coeficientes de la formulación de Flamant	17
Tabla 1.3. Coeficientes de la formulación de Tillmann	20
Tabla 1.4. Caudales resultantes de la aplicación de las cuatro fórmulas	21
Tabla 1.5. Coeficientes de la formulación propuesta según las diferentes categorías de rugosidad	26
Tabla 1.6. Expresiones propuestas de la velocidad, caudal y pérdida de carga para tuberías en servicio	26
Tabla 1.7. Diferentes valores de la expresión $1/v$ según Reynolds	27
Tabla 1.8. Comparación de las seis formulaciones	29
Tabla 1.9. Discrepancias de las formulaciones	30
Tabla 1.10. Otros parámetros estadísticos de interés	33
Tabla 1.11. Otras medidas de dispersión absoluta y relativa	34
Tabla 1.12. Variable caudal tipificada	36
Tabla 1.13. Función de distribución de Student (Gosset)-I	42
Tabla 1.14. Función de distribución de Student (Gosset)-II	43
Tabla 1.15. Clasificación según el nivel de confianza del 95%	48
Tabla 1.16. Percentiles de la distribución χ^2 de Pearson (I)	53
Tabla 1.17. Percentiles de la distribución χ^2 de Pearson (II)	54
Tabla 1.18. Coeficientes de rozamiento para tuberías con gran desgaste	79
Tabla 1.19. Coeficientes de rozamiento para tuberías con desgaste normal	86
Tabla 1.20. Cuadro comparativo de las seis formulaciones para tubos nuevos de fundición	92
Tabla 1.21. Desviaciones media y típica con respecto a la media aritmética	93
Tabla 1.22. Tipificación de la variable “caudal”	94
Tabla 1.23. Bondad de las seis formulaciones al nivel de confianza del 95%	99
Tabla 1.24. Propiedades de los materiales constitutivos de las tuberías a presión	122
Tabla 1.25. Discrepancias entre los valores observados y los reales	140
CAPÍTULO II	
Tabla 2.1. Valores del índice biótico BMWP'	152
Tabla 2.2. Modelo SCAF para la calidad del agua	153
Tabla 2.3. Parámetros controlados por la red COCA	155
Tabla 2.4. Parámetros microbiológicos y bióticos	156
Tabla 2.5. Clasificación de las aguas para el consumo humano	157
Tabla 2.6. Correspondencia entre el ICG y las categorías de calidad	158

	<u>Pág.</u>
Tabla 2.7. Demanda sanitaria en las cuencas internas de Cataluña (hm ³ /año)	163
Tabla 2.8. Aportaciones asignadas en el PHN-2001 por ámbitos espaciales de planificación	202
Tabla 2.9. Valores del coeficiente n de Ganguillet-Kütter y Manning-Strickler	224
Tabla 2.10. Caudales en agosto según periodos de recurrencia	238
Tabla 2.11. Caudales en la estación seca según periodos de recurrencia	242
Tabla 2.12. Caudales medios anuales esperables según periodos de recurrencia	245
Tabla 2.13. Necesidades hídricas para el tramo final, según N. Prat	249
Tabla 2.14. Valores del coeficiente λ para diferentes tipos de suelo	253
Tabla 2.15. Temperaturas medias anuales de diversos observatorios de la cuenca del Ebro	256
Tabla 2.16. Caudales mínimos según los diferentes criterios empleados	258
Tabla 2.17. Intervalos de admisibilidad de los caudales	260
Tabla 2.18. Condiciones antecedentes de humedad del S.C.S.	263
Tabla 2.19. Caudal de avenida del río Ebro en Tortosa (con influencia de los embalses)	269
Tabla 2.20. Caudal de avenida del río Ebro en Tortosa (régimen natural)	270
Tabla 2.21. Resumen de datos C.H.E	272
Tabla 2.22. Resultados para una recurrencia de 500 años	275
Tabla 2.23. Resultados para una recurrencia de 100 años	275
Tabla 2.24. Resultados para una recurrencia de 50 años	276

CAPÍTULO III

Tabla 3.1. Velocidades próximas al fondo	295
Tabla 3.2. Velocidades máximas de circulación del agua	297
Tabla 3.3. Ecuaciones de ajuste de la media aritmética de las velocidades	299
Tabla 3.4. Valores de la expresión $f = f(\text{Re})$ según el régimen hidráulico y tuberías normales	310
Tabla 3.5. Valores de la expresión $f = f(\text{Re})$ según el régimen hidráulico para microtubos	311
Tabla 3.6. Determinación del índice térmico (i). (índice de calor mensual, i)	313
Tabla 3.7. Valores de la evapotranspiración diaria sin ajustar (mm.) para temperaturas superiores a 26,50°C	314
Tabla 3.8. Coeficientes para la corrección de la evapotranspiración sin ajustar (e), según la latitud	314

ANEXO 6

Tabla A6-1. Clasificación de los caudales diarios del río Ebro, en el periodo 1966-85, en Tortosa	539
Tabla A6-2. Caudales medios mensuales del periodo 1966-85	540
Tabla A6-3. Tabla auxiliar de cálculo-I	541
Tabla A6-4. Tabla auxiliar de cálculo-II	543

	<u>Pág.</u>
Tabla A6-5. Caudales mensuales en gestión bianual (1966-85)	550

* * * * *

Este libro
se ha terminado de imprimir
el día 22 de diciembre de 2005
en los talleres de *Copyrapid*, Tortosa.