

水击理论与水击计算

王树人 主编

清华大学出版社

水击理论与水击计算

王树人 刘天雄 彭天玫 编著

王 树 人 主 编

清 华 大 学 出 版 社

1981年

内 容 简 介

本书内容包括：水流的不稳定现象、管道中压力不稳定流的基本方程、水电站水击计算的边界条件、水击计算的解析法、水击计算的图解法和水击计算的电算法。

本书可作为水利水电工程建筑、水电站建筑、水力动力设备、农田水利等专业的教材或参考书；水电站设计和运行工程技术人员、县社水利局业务干部设计引水式水电站和扬水站的参考书；对于设计有液压差的液流管道及其控制设备都有参考价值。

水击理论与水击计算

王树人 刘天雄 彭天玫 编著



清华大学出版社出版

北京 海淀 清华园

清华大学印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行，各地新华书店经售



开本：850×1168 1/32 印张 8 3/16 插表 3 字数 210 千字

1981 年 5 月第一版 1981 年 5 月第一次印刷

印数，1~8000

统一书号：15235·7 定价：1.10 元

编者的话

本书是作为水击方面的专题来编写的，因此我们力求把这门学科的发展过程和现状总结的好一些。在某些地方，如水电站具有反击式水轮机的水击及机组转速的列表试算法等方面引入了我们自己的工作成果。

为了深入浅出，循序渐进，本书有以下三方面的特点：一、加强了水击基本理论的系统描述和基本方程的系统推导，便于自学；二、注意了反击式水轮机边界条件的影响，提高了计算成果的精度；三、在水击计算的解析法、图解法和电算法中共列有十九个例题，并于电算法中附有程序，可供实际应用参考。

本书有较广泛的适应性，可作为有关专业的补充教材和选修课教材。对水利水电工程设计和运行人员均有参考价值。

本书第一、二、三、六章由王树人编写；第四章由彭天玫和王树人合写；第五章由刘天雄编写。王树人主编。

本书承蒙中国水力发电工程学会理事长、清华大学教授施嘉炆、中国水力发电工程学会副理事长、水力发电建设总局总工程师张昌龄审阅，并提出了许多宝贵意见。在此表示衷心感谢。

由于我们水平所限，书中缺点或错误在所难免，诚恳地希望读者批评指正。

编者

1980年5月

目 录

序 言	1
第一章 水流的不稳定现象	3
§ 1—1 水击的简单公式	3
§ 1—2 阀门突然关闭后水击的发展过程	8
§ 1—3 水电站不稳定的工作情况	12
第二章 管道中压力不稳定流的基本方程	17
§ 2—1 运动方程	17
§ 2—2 连续方程	21
§ 2—3 简化水击计算的基本方程	24
§ 2—4 连锁方程	29
§ 2—5 特征方程	42
第三章 水电站水击计算的边界条件	43
§ 3—1 管道进口	43
§ 3—2 分岔管	44
§ 3—3 岔管的封闭端	44
§ 3—4 调压室	44
§ 3—5 水轮机	45
一、冲击式水轮机	45
二、反击式水轮机	46
第四章 水击计算的解析法	53
§ 4—1 水击计算的解析式	53
一、水击解析计算中的假定	53
二、水击压力在第一相过程中的变化	57

三、水击压力在第二相过程中的变化及任意相水击压力的一般计算式	60
§ 4—2 水击波在阀门处的反射特性及水击波的类型	62
一、水击波在阀门处的反射特性	62
二、水击波的类型	64
§ 4—3 间接水击的近似解	68
§ 4—4 起始开度和关闭规律对水击的影响	70
§ 4—5 开启阀门时的负水击	73
§ 4—6 水击压力沿管道长度的分布	75
§ 4—7 复杂管道水击的简化计算	81
一、串联管	81
二、分岔管	83
§ 4—8 反击式水轮机的水击计算	84
一、机组转数等于常数的水击计算	85
二、水击和机组转速变化的计算	89
§ 4—9 水击的计算条件及减少水击压力的措施	99
第五章 水击计算的图解法	104
§ 5—1 水击计算图解法的理论依据	104
一、基本理论	104
二、图解原理	108
§ 5—2 简单管路水击计算的图解法	109
一、图解法坐标场的选定	109
二、管路两端水击计算的图解法	111
三、管路中间断面点水击计算的图解法	115
四、阀门不同关闭情况时管路水击计算的图解法	125
§ 5—3 管路特性沿管长变化时水击计算的图解法	139

一、串联管（或不同材料管）结合点处水击计算的图解法	139
二、分岔管水击计算的图解法	149
三、具有调压室的管路水击计算的图解法	168
§ 5—4 考虑摩擦损失后水击计算的图解法	191
一、稳定状态下摩擦损失的表示法	191
二、管路两端水击计算的图解法	193
三、管路中间点水击计算的图解法	196
第六章 水击计算的电算法	207
§ 6—1 特征线法的基本原理	207
§ 6—2 差分方程及边界条件	210
§ 6—3 单一管路的应用	215
§ 6—4 一般特征线法及规定时段的方式	222
§ 6—5 复杂管路	227
§ 6—6 无量纲方程	240

序 言

我国水利资源极为丰富，条件也很优越，虽然到目前为止已建造了不少水电站，但开发仍然尚少，仅占总蕴藏量的 2.5%。随着社会主义建设的四个现代化的进展，根据我国的能源平衡以及水力发电的优越性，我国水利事业将会更快的发展，起更重要的作用。

水击也叫水锤，是在有压水力系统中由于流量迅速改变而造成的。

在水力发电站的设计和运行中，无论水电站是哪一种型式的，都会遇到水击问题，其中除河床式水电站因压力管道短而水击的影响较小外，对于其他布置型式的水电站，水击的正确计算总是个重要技术问题和经济问题。

水击的基本理论虽早在 1898 年就被俄国学者 H. E. 儒柯夫斯基提出并做了实验研究。但在国内外对水击基本理论的系统论述的资料尚较少，学习中甚感不便。在水击计算中如何分析边界条件，尤其是如何分析具有反击式水轮机的边界条件，往往多被忽视。近来对水击计算的解析法和图解法国内外都有较多的研究。随着电子计算机的发展，促使人们对过去计算方法要做新的改进。

本书宗旨是综合前人的各种论述，加强了基本理论的系统描述，使之便于自学；分析了实践中可能存在的边界条件，将基本理论和实际边界条件结合起来；介绍了已有的各种先进计算方法。为此在第一章中首先描述水流的不稳定现象和水电站不稳定工作情况。为加强水击基本理论的系统性，在第二章中首先建立基本方程式，经简化得出水击计算简化方程，进而导出水击连锁方程，这为水击的解析计算和图解计算做了理论准备，为水击的电算法提供方便。在

本章最后给出水击计算的特征方程。

边界条件是否符合实际情况，是影响水击计算数据精度的关键问题，尤其是具有反击式水轮机的过水能力与孔口出流有较大差异的情况，故在第三章中提出了根据水轮机综合特性曲线确定过水能力的方法和步骤。

第四章介绍水击计算的解析法，以孔口出流和导叶按直线关闭规律所得出的结果，精度虽差，但计算简便，多为人们所采用。对水击波在阀门处的反射特性和水击波的类型作了理论上的论证，补充了一般著作的不足。对于反击式水轮机，本章提出了转速为常数与不为常数的两种较为精确的列表试算法。最后论证了水击的计算条件和降低水击压力的措施。

第五章介绍水击的图解法。在图解计算原理的基础上，介绍简单管路和复杂管路（串联管路、分岔管路、具有调压室的管路）水击的图解计算。最后介绍考虑摩擦损失后的水击计算。除机组转速 n 不为常数的反击式水轮机的出口边界条件外，其他各种情况的水击问题均可应用图解法得到解决。方法便于掌握，不易出现错误，不失为一种好方法。

第六章介绍电算法。由于计算机的发展，国外广泛采用特征线法。此法是将运动偏微分方程和连续偏微分方程变换为四个全微分方程，用差分方程形式来表达，用计算机求解。因保留了非线性的摩阻项，所以精度高。计算结果可由计算机打印成表格和曲线。本章附有三个例题，给出了 130 机 BASIC 语言的程序。对于反击式水轮机的出口边界条件的模拟，还需要做大量的辅助工作。如将其视为孔口出流，其精确度的提高就受到了限制，这是本计算的弱点。

第一章 水流的不稳定现象

在日常生活中，我们碰到的水流不稳定现象很多。当我们关闭水笼头或关闭闸阀和水轮机导水叶时，在关闭过程中，随着阀门开度的减少，管道中的流速也逐渐减小，由于水流的惯性作用，在闸阀的上游部分产生压力升高，而在其下游部分（如在尾水管中）产生压力降低。当开启阀门或水轮机导水叶时，管道中的流速逐渐增大，在导叶上游部分产生压力降低，而在其下游部分（如在尾水管中）产生压力升高。这种水流的不稳定现象称为水击现象。

我们把压力管道中任一点的流速和压力仅仅与该点的位置有关的流动称为恒定流或稳定流。而管道中发生水击现象后，任一点的流速和压力不仅与该点的位置有关，而且与时间有关，称为非恒定流或不稳定流。它是水流从一种稳定流态过渡到另一种稳定流态时的过渡状态。

§ 1-1 水击的简单公式

首先根据动量变化原理求水击值的计算公式，然后根据连续原理求水击的波速。

如图 1—1 所示，在一定的时间内关闭水管末端的阀门，阀门上游端流速减少了 ΔV ，因惯性作用，在阀门上游端产生了水击的压力升高 ΔH 。

在压力升高段内，水管膨胀和水的密度增加（例如水管由原来的断面 A ，增大到 $A + \Delta A$ ；水的容重由原来的 γ ，增大到 $\gamma + \Delta \gamma$ ）由于这两个原因的存在，使膨胀段的容积略有增加，它可以

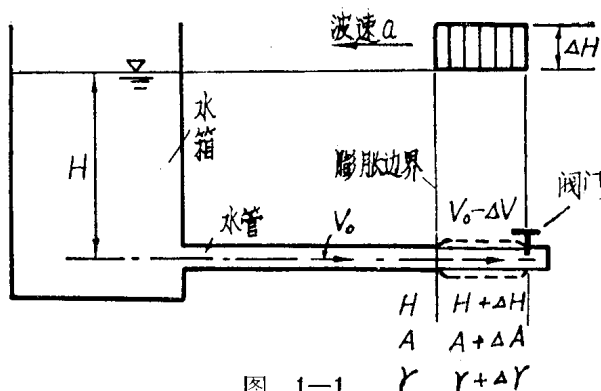


图 1-1

容纳从上游水管流来的水量。这样，膨胀的边界将水管分为两段：压力升高段和压力未升高段。在压力升高段内，流速为 $V_0 - \Delta V$ ；水管的断面积为 $A + \Delta A$ ；水的容重为 $\gamma + \Delta\gamma$ 。在压力未升高段内，流速仍为 V_0 ；水管的断面积仍为 A ；水的容重仍为 γ ，即与阀门未关闭前一样，未发生变化。

由于水管的膨胀很小，水的密度增加得不大。为了在水管的膨胀范围内，能容纳下从水管上游流来的多余水量，膨胀段的边界（即水击波的速度）将以某一速度 a 沿水管向上游传播。因此，研究水击的理论基础是，当发生水击压力升高时，管道的管壁产生了弹性膨胀，水体受到了压缩，水的密度有所增加。当发生水击压力降低时，管道的管壁产生了弹性收缩，水体受到的压力减小，水的密度也有所减小。

根据冲量变化应等于动量变化的原理。求水击压力升高值。

如图 1-2 所示，设在水平管道内取出一段水体，在时段 Δt 内，水击波从水体的

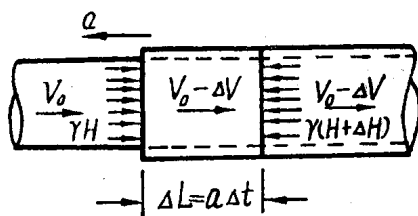


图 1-2

一边传递到另一边。水击波传播速度为 a ，所以水体长度为 $\Delta L = a\Delta t$ 。设原有的流速为 V_0 ，水击波通过后的流速为 $V_0 - \Delta V$ ，流速变化值为 ΔV 。压强也从原有的 γH 增大到 $\gamma(H + \Delta H)$ ，同时水体密度和管道断面都有相应的变化。根据冲量、动量变化原理，即

$$\begin{aligned}\Delta p \Delta t &= m \Delta V \\ [(\gamma + \Delta \gamma)(H + \Delta H)(A + \Delta A) - \gamma H A] \Delta t \\ &= \frac{(\gamma + \Delta \gamma)}{g} (A + \Delta A) \Delta L \Delta V,\end{aligned}$$

忽略了二阶微量，并注意到 $\frac{\Delta L}{\Delta t} = a$ 得：

$$\Delta H + H \frac{\Delta A}{A} = \frac{a}{g} \Delta V,$$

再忽略水管断面的变化，得水击压力水头增值为

$$\Delta H = \frac{a}{g} \Delta V = \frac{a}{g} (V_0 - V). \quad (1.1.1)$$

式中： a ——为水击波速，[米/秒]；

V_0 ——起始流速，[米/秒]；

V ——终了流速，也叫末速度，[米/秒]。

如果末速度 $V = 0$ ，则上式变为：

$$\Delta H = \frac{a}{g} V_0 \quad (1.1.2)$$

根据连续方程求波速 a 。在图 1—2 中，如果阀门是突然关闭，在时段 $\Delta t = \frac{\Delta L}{a}$ ，流入微段 ΔL 内的水体积为：

$$\Delta \bar{V} = A V_0 \frac{\Delta L}{a} \quad (1.1.3)$$

如果忽略了管道的伸长，这个水体积是由管径膨胀和水体本身的压缩而容纳下来的。由于 ΔL 和 A 变化很小，并且水体压缩很小，所以只考虑一次项。

如在管道中水头增加了 ΔH ，水击压力引起的管道环向应力为：

$$\sigma_T = \frac{T_f}{e} = \frac{\gamma \Delta H D}{2e} \quad (1.1.4)$$

式中 D ——管道内径； e ——管壁厚度；
 γ ——水的容重； T_f ——环拉力。

环向应变：
$$\epsilon_T = \frac{1}{E} \sigma_T = \frac{\gamma \Delta H D}{2Ee}.$$

径向变形：
$$\frac{D}{2} \epsilon_T = \frac{\gamma \Delta H D^2}{4Ee}.$$

乘周长 πD 后，得面积增量：

$$\Delta A = \frac{\pi D^2}{2} \epsilon_T = \frac{\pi D^2}{2} \frac{\gamma \Delta H D}{2Ee} = A \frac{\gamma \Delta H D}{Ee}.$$

ΔL 段内体积增量：

$$\Delta \bar{V}_v = \Delta L A \frac{\gamma \Delta H D}{Ee} \quad (1.1.5)$$

根据水体积弹性模量，可求出管道长度 ΔL 内的水体因压缩而腾出来的容积 $\Delta \bar{V}_g$ 。体积弹性模量 K 为：

$$K = \frac{\Delta P}{\Delta \bar{V}_g / \bar{V}} \quad (1.1.6)$$

式中： $\Delta P = \gamma \Delta H$ 为压力增值； $\bar{V} = \Delta L A$ 为管道膨胀前的水体积，所以

$$\Delta \bar{V}_g = \frac{\bar{V} \Delta P}{K} = \frac{\Delta L A \gamma \Delta H}{K} \quad (1.1.7)$$

联立方程式 (1.1.3), (1.1.5) 和 (1.1.7), 根据连续原理, 使流入量等于储存量, 可得:

$$\Delta \bar{V} = \Delta \bar{V}_v + \Delta \bar{V}_g,$$

$$\text{即} \quad AV_0 \frac{\Delta L}{a} = \Delta L A \frac{\gamma \Delta H D}{E e} + \frac{\Delta L A \gamma \Delta H}{K}$$

化简后:

$$\frac{V_0}{a} = \frac{\gamma \Delta H}{K} \left(1 + \frac{KD}{E e} \right) \quad (1.1.8)$$

将方程式 (1.1.2) 代入方程式 (1.1.8) 得:

$$\frac{V_0}{a} = \frac{a}{g} V_0 \frac{\gamma}{K} \left(1 + \frac{KD}{E e} \right)$$

因 $\rho = \frac{\gamma}{g}$, 化简可得:

$$a = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{E e}}} \quad (1.1.9)$$

上式为管道内水击波的速度, 它随着管壁弹性变形的增大而减小。在常温的水中, $\sqrt{K/\rho} \doteq 1439 \text{ m/s}$ 。在大直径的钢管中, 水击波速可能低于 900 m/s 。在小直径的高压钢管中大体为 1200 m/s 至 1350 m/s 。

根据方程 (1.1.9) 求出波速后, 可由方程 (1.1.2) 得出流速与水头的线性关系。从方程 (1.1.1) 可以得出如下的结论:

(1) 起始流速大, 终了流速小, 即 $V_0 > V$, ΔH 为正值, 即

产生正水击，代表阀门关闭情况。如起始流速小，终了流速大，即 $V_0 < V$ ， ΔH 为负值，即产生负水击，代表开启阀门的情况，例如当 a/g 等于 125 秒时，流速减小 1m/s ，就能引起水击压力 125 米。这个方程对于理解水击的影响是很有用的。该方程在反射波尚未从管道上游端回来以前是正确的，也就是当时间 $t < 2L/a$ 时，是正确的；

(2) 水击值的大小与波速 a 成正比；

(3) 水击值的大小与流速变化的绝对值成正比。

例如某管道的流速为 3m/s ，阀门突然关闭，流速突然变到零，如水击波速 a 为 1000m/s ，则水击压力升高为

$$\Delta H = \frac{a}{g} (V_0 - V) = \frac{1000}{9.81} \times 3 = 306\text{m}.$$

这是一个相当大的水头，在设计中如不予先考虑到这种情况，将会造成严重的后果。

§ 1-2 阀门突然关闭后水击的发展过程

图 1—3 表示一条压力管道，下游末端设有一调节阀门。设阀门全部开启时，管道中的流速为 V_0 。为观察现象起见，将阀门突然关闭（即关闭时间 $T_s = 0$ ），其水击波有如下发展过程：

(1) 阀门关闭后，在紧靠阀门的微小水体长度 dx 内（图 1—3a），首先停止流动，在 dx 段内产生水击压力水头 $\Delta H = \frac{a}{g} V_0$ ，该段水体受到压缩，管壁发生膨胀。但在 dx 以上的流动还未受到阀门关闭的影响，仍以 V_0 的速度继续向下流动。此后，紧靠 dx 段的另一微段水体相继停止流动，同时压力升高，密度增加，管壁膨胀。这样，一段接一段地将阀门关闭的影响向上传播。因水击波速为 a ，管长为 L ，故这种传播现象将延续到 $t = \frac{L}{a}$ 的时间。这就是水击发展的第一阶段，其发展过程示于图 1—3a。

(2) 当 $t = \frac{L}{a}$ 时, 全管流动停止, 全管压强普遍升高一个 $\gamma \Delta H$, 密度增大, 管壁膨胀。但水库的水位保持不变, 在 $t = \frac{L}{a}$ 的瞬间, 管道 B 端下水流的压强比水库高一个 $\gamma \Delta H$, 故不能维持平衡, 管道中的水体必向水库流动, 使管道内水的压强和密度降到和水库中的水体一样。所以从 $t = \frac{L}{a}$ 时起, 由 B 端开始, 发生一个反向流速, 根据式 (1.1.2) 这个流速必然也是

$$V_0 \left(\text{即 } V_0 = \frac{\Delta H}{a} g \right),$$

管道中的压强降到原来的压强。同时, 密度随着恢复原状, 管壁也收缩到原状, 这种现象由 B 端以波速 a 向下游传播, 如图 1-3b 所示。

管道上游断面 B , 在 $t = \frac{L}{a}$ 瞬间所产生的现象, 称为水击波的反射现象。从下游传播到 B 的水击波为正值, 由水库反射回来的水击波为负值。传来的水击波和反射回去的水击波改变了正负号, 故称为负反射。

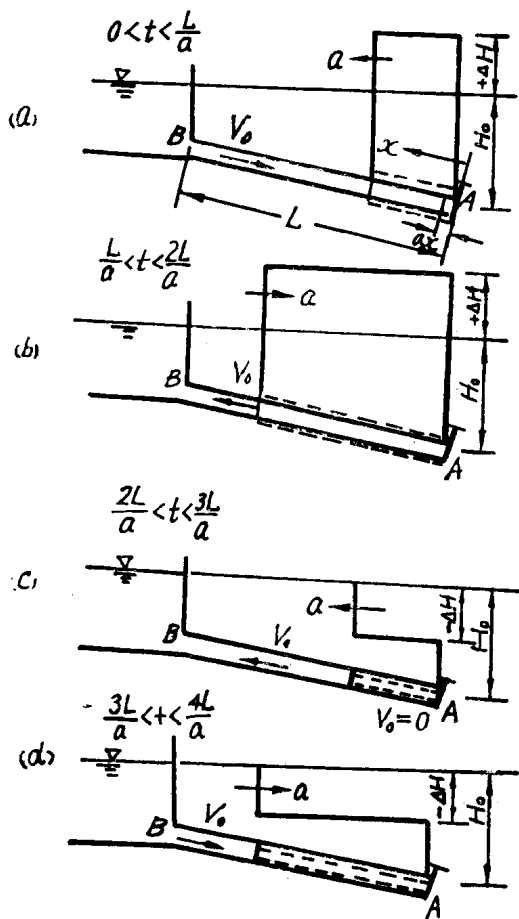


图 1-3

反射波从 $t = \frac{L}{a}$ 起, 自上游断面 B 以速度 a 向下游传播, 当 $t = \frac{2L}{a}$ 时传到了下游断面 A , 结束了水击波发展的第二阶段。

(3) 当 $t = \frac{2L}{a}$ 时, 全管压强恢复正常, 水的密度和管壁随着压强的降落也恢复正常, 但全管水流有一个向上游流动的流速 V_0 。这个速度的存在和 A 端阀门全部关闭所要求 $V_0 = 0$ 的条件不相容。因此在 A 端又开始了水击波的第三阶段。为了适应 A 端的边界条件, 流动首先应在 A 端停止下来。因流速方向是向上游的, 要流动停止下来, 必须在 A 端产生一个等于 $-\Delta H$ 的减压波。这个减压波和其伴随着的密度减少与管壁收缩以波速 a 向上游传播。于 $t = \frac{3L}{a}$ 时, 到达 B 点。这就是水击波发展的第三阶段, 如图 1—3c 所示。

在 $t = \frac{2L}{a}$ 的瞬间, 在 A 端发生反射, 由于阀门处的边界条件, 要求流速等于零。由于由管道上游传来的水击波为负值, 反射回去的水击波也为负值, 传来的水击波与反射波正负号未改变, 故称为正反射。

(4) 当 $t = \frac{3L}{a}$ 时, 反射的水击波传到 B 端。全管压强普遍降低了一个 $\gamma\Delta H$ 。它比库水位低一个 ΔH , 故不能维持平衡, 因此又在 B 端产生了一个增压波, 使水流发生向下游的流动, 使压强恢复到正常。这个增压波向下游传播, 如图 1—3d 所示。这就是水击波发展的第四阶段。这时由水库反射回去的水击波也改变了传上来的水击波的正负号, 故也称为负反射。

在 $t = \frac{4L}{a}$ 时, 全管压强恢复正常, 但仍有一个向下游的流速 V_0 。因此, 在 $t = \frac{4L}{a}$ 时的流动情况和 $t = 0$ 时的情况完全相同。此后, 水击发展过程将重复上述的各阶段, 继续地发展下去。

从上述的分析可看出, 水库的反射规律是: 增压波反射为减压波; 减压波反射为增压波。两者数值相等, 正负号相反, 取名为负反射, 即改变了正负号的反射。阀门突然关闭后, 阀门处的反射规