

黎运棻 男，广西阳朔人，教授级高级工程师，享受国务院批准的政府特殊津贴。原任水利部山西水利水电勘测设计研究院副总工程师，山西省力学学会第三、第四届常务理事兼流体力学委员会主任。现为山西水利水电勘测设计研究院技术顾问，山西省工程咨询专家。先后主持、指导大型、中型和重点工程规划设计40余项，获省部级科技进步奖、优秀工程设计奖7次，立省级个人二等功2次，是水利行业标准《水利水电工程沉沙池设计规范》（SL 269—2001）第一编写人。



杨普君 男，山西偏关人，高级工程师，现任水利部山西水利水电勘测设计研究院副总工程师。先后参加、主持大型、中型国家重点和省重点水利水电工程项目设计30余项，多次获省部级科技进步奖、优秀工程设计奖，是水利行业标准《水利水电工程沉沙池设计规范》（SL 269—2001）第二编写人。

ISBN 7-5084-2357-7

9 787508 423579 >

ISBN 7-5084-2357-7

定价：19.00元

水利水电工程沉沙池设计

黎运荣 杨晋营 张金凯 编著

中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

内 容 提 要

根据水利水电工程的需要，作者结合多年在沉沙池设计、科研方面的成果以及主持编写《水利水电工程沉沙池设计规范》（SL 269—2001）的经验，从沉沙池设计的实际出发，系统地总结了水利水电工程沉沙池设计的基础理论和设计方法。本书共分9章及2个附录。第1～3章是绪论、沉沙池类型和布置、沉沙池工作段主要尺寸；第4～6章是沉降计算理论基础及方法；第7章是沉沙池冲洗计算；第8章是运行设计和观测；第9章是工程实例；2个附录分别为算例和计算程序框图。

本书可作为大专院校同类专业课程教材，也可供水利水电工程的规划设计、管理人员参考。

图书在版编目（CIP）数据

水利水电工程沉沙池设计/黎运棻，杨晋营，张金凯编著. —北京：中国水利水电出版社，2004

ISBN 7-5084-2357-7

Ⅰ.水… Ⅱ.①黎…②杨…③张… Ⅲ.沉沙池—设计 Ⅳ.TV673

中国版本图书馆CIP数据核字（2004）第091204号

书　　名	**水利水电工程沉沙池设计**
作　　者	黎运棻　杨晋营　张金凯　编著
出版发行	中国水利水电出版社（北京市三里河路6号　100044） 网址：www.waterpub.com.cn E-mail：sales@waterpub.com.cn 电话：（010）63202266（总机）、68331835（营销中心）
经　　售	全国各地新华书店和相关出版物销售网点
排　　版	中国水利水电出版社微机排版中心
印　　刷	北京市地矿印刷厂
规　　格	850mm×1168mm　32开本　6.625印张　182千字
版　　次	2004年9月第1版　2004年9月第1次印刷
印　　数	0001—2000册
定　　价	**19.00元**

凡购买我社图书，如有缺页、倒页、脱页的，本社营销中心负责调换

版权所有·侵权必究

序

在我国，多沙河流无调节引水的灌溉、发电以及供水工程中为了防止有害的或过多的泥沙进入，减少渠道淤积及对水轮机的磨损等，大都设置沉沙池。沉沙池的设计涉及到水文、泥沙、水力学、水工建筑物，以及水轮机或水泵的性能等诸多专业内容，特别是泥沙沉降与冲洗。加之我国河流众多，水沙状态差别大，使问题十分复杂。因此，沉沙池的设计是水利、水电工程设计中具有相当难度的内容之一。

20世纪50年代以来，在吸取国外一些经验的基础上，我国科技工作者通过大量工程实践（包括实际资料观测）和一些水沙运动规律研究，在沉沙池设计、运行和管理方面，已积累了丰富的经验，不断有所创新。特别是沉沙池泥沙运动（沉降与冲洗）有了系统的新成果。在《水利水电工程沉沙池设计规范》（SL 269—2001）已较系统地总结了我国上述沉沙池研究成果和经验。

本书作者多年从事沉沙池设计、运行、管理和沉沙池泥沙运动规律等的研究，收集了大量的实际资料，并主持编写了《水利水电工程沉沙池设计规范》（SL 269—2001）。因此，由他们编写本书是很恰当的。

本书较为全面地总结了我国在沉沙池方面的研究成果，建立了沉沙池学科的体系，包括沉沙池类型和布置、沉沙池工作段主要尺寸、泥沙沉降速度、沉沙池中泥沙沉降的计算、沉降率与淤积计算、沉沙池冲洗，以及运行和观测等。它们涵盖了沉沙池设计、运行与管理的全部内容。其中，在沉沙池泥沙沉降、设计等方面给出的计算方法，是颇有新意和符合实际的。因此，本书的内容，不论在国内外，都是较为全面和先进的，值得有关人员阅读和参考。

另外，本书不仅是已出版的《水利水电工程沉沙池设计规范》（SL 269—2001）的补充和注释，而且也是其进一步的延续和引伸。阅读本书，有助于对该规范中的一些“规定”的深入理解和掌握，同时，也便于展示以后需要进一步研究的问题，以促进学科发展。

中国工程院院士 韩其为

2004.8.3.

前言

我国地域辽阔，河流众多，在无调节的多沙河流引水灌溉、发电或供水的工程中，为了防止水中有害或过多的泥沙进入输水系统，减少淤积或减轻对水轮机、水泵的磨损，常设置沉沙池，使泥沙集中沉降，以满足需求。随着社会进步和国家建设需要，沉沙池已逐渐在更多方面得到应用和发展。我国各流域水沙状况差异较大，水利工程与水电工程对沉沙池的要求也有所不同，沉沙池的设计涉及水文、泥沙、水轮机和水泵、水力学及水工建筑物等多学科多专业内容。20世纪50年代以来，国内的沉沙池设计工作大多沿用国外早年沉沙池设计规范，缺乏较系统、较完整的设计方法。实际上，我国在水利水电工程中的沉沙池设计、运行、观测等方面已积累了不少经验，在沉沙池布置、结构型式、设计理论等方面都不断有所创新，并在沉沙池泥沙研究方面取得了一些新成果。《水利水电工程沉沙池设计规范》(SL 269—2001)较系统地总结了我国水利水电工程沉沙池设计经验，为便于SL 269—2001的实施和发展，作者特编写了本书。书中还纳入了部分在SL 269—2001里未涉及的内容，其中包括最新的研究成果。

本书系统地论述了水利水电工程沉沙池设计中的理论基础和方法，共分为9章和2个附录：第1章绪论，第2章沉沙池类型和布置，第3章沉沙池工作段主要尺

寸，第4章泥沙沉降速度，第5章沉沙池泥沙沉降计算方法，第6章沉降率和淤积计算，第7章沉沙池冲洗计算，第8章运行和观测，第9章工程实例，附录A沉降、冲洗计算算例，附录B沉沙池沉降计算程序框图。

在本书的编写过程中，作者研究了大量国内外文献和资料并进行原型观测，得到了引黄济青工程管理局、大禹渡工程管理局、阳武河灌区管理局、山西省水利科学研究所、河南省水利勘测设计院、山东省水利勘测设计院、黄河水利委员会勘测设计研究院和水利科学研究院、清华大学水机教研室、长江水利委员会科学研究院等单位的大力支持，并提供了宝贵资料。在研究过程中，得到了水利部水利水电规划设计总院和国家电力公司水电水利规划设计总院有关领导的大力支持。本书是在SL 269—2001的基础上写成的，引用了国家电力公司成都勘测设计研究院的部分资料和成果，该院胡克让、谭伟民、曹鉴湘、李国梁诸位教授级高级工程师及刘期勇高级工程师给予了支持。本书有关专题研究得到了我院前任院长仝立功和现任院长郭建新的大力支持，王仁龙、李杜元两位工程师参加了本书恢复饱和系数和冲洗计算的研究工作，陈星工程师参加了水泵磨损调查研究工作，刘小梅高级工程师参加了计算程序的编制工作。在此，特向上述单位、专家表示衷心感谢。

书中主要研究成果曾得到国内许多设计、科研、管理和大专院校的专家教授的帮助，特别是中国工程院韩其为院士、中国水利水电科学研究院泥沙所彭润泽教授

等多次参加了有关研究成果的评审，给予了大力支持，在此深表感谢。

由于作者理论水平有限，书中不妥甚至差错之处在所难免，敬请广大读者批评指正。

作　者

2004 年 7 月　于太原

目录

序

前言

第1章 绪论 …… 1

1.1 沉沙池的用途 …… 1

1.2 沉沙池设计基本资料 …… 1

1.2.1 地形资料 …… 1

1.2.2 工程地质及水文地质资料 …… 2

1.2.3 水文资料 …… 2

1.2.4 泥沙资料 …… 2

1.2.5 沉沙池引水口处河流污物调查研究 …… 3

1.2.6 气象资料 …… 3

1.2.7 其他相关专业资料 …… 3

1.3 入池设计含沙量及颗粒级配选用 …… 4

1.4 沉沙池的设置条件及泥沙沉降设计标准 …… 6

1.4.1 水利工程沉沙池设置条件及泥沙沉降设计标准 … 6

1.4.2 河流引水式水电站沉沙池设置条件及泥沙沉降设计标准 …… 18

1.4.3 大于等于设计最小沉降粒径的泥沙沉降率 …… 21

1.5 沉沙池设计内容和步骤 …… 21

1.6 术语、主要符号 …… 23

1.6.1 术语 …… 23

1.6.2 主要符号 …… 24

第2章 沉沙池类型和布置 …… 26

2.1 沉沙池类型…… 26
2.1.1 水力冲洗式沉沙池…… 26
2.1.2 条渠类沉沙池…… 27
2.2 沉沙池布置…… 28
2.2.1 连续冲洗式沉沙池…… 28
2.2.2 定期冲洗式沉沙池…… 32
2.2.3 定期冲洗式复合型沉沙池…… 37
2.2.4 曲线形连续冲洗式沉沙池…… 44
2.2.5 条渠类沉沙池…… 47
第3章 沉沙池工作段的主要尺寸 …… 54
3.1 主要尺寸确定原则…… 54
3.2 连续冲洗式沉沙池工作段主要尺寸…… 54
3.2.1 工作段进口工作深度…… 54
3.2.2 工作宽度…… 55
3.2.3 工作长度…… 56
3.3 定期冲洗式沉沙池工作段主要尺寸…… 56
3.3.1 工作段进口工作深度…… 56
3.3.2 工作段池底纵坡…… 57
3.3.3 池室工作宽度…… 58
3.3.4 池室分厢宽度…… 59
3.3.5 工作段长度…… 60
3.4 复合型沉沙池…… 60
3.5 条渠主要轮廓尺寸…… 61
3.5.1 条渠长度…… 61
3.5.2 条渠水深、流速和宽度…… 61
3.5.3 其他…… 62
3.6 曲线形沉沙池池厢基本尺寸…… 62
第4章 泥沙沉降速度计算 …… 64
4.1 关于泥沙沉降速度…… 64
4.2 泥沙沉降速度计算…… 65

4.2.1 张瑞瑾公式…… 65
4.2.2 冈恰洛夫公式…… 65
4.2.3 沙玉清公式…… 66
4.2.4 河流泥沙颗粒分析规程及 SL 269—2001 推荐公式…… 67
4.3 含沙量对沉速的影响…… 68
4.4 粒径级划分和平均沉速计算…… 71
第 5 章 沉沙池泥沙沉降计算 …… 72
5.1 概述…… 72
5.2 准静水沉降法…… 73
5.2.1 基本公式…… 73
5.2.2 沉降率计算…… 77
5.2.3 关于 K 值的讨论 …… 78
5.3 沉降概率法…… 79
5.3.1 计算公式…… 79
5.3.2 问题讨论…… 82
5.4 二度流超饱和输沙法…… 83
5.4.1 扩散方程及沉降率计算…… 83
5.4.2 问题讨论…… 84
5.5 一度流超饱和输沙法…… 85
5.5.1 基本计算公式…… 85
5.5.2 池段分组泥沙沉降率计算…… 87
5.5.3 问题讨论…… 88
5.5.4 关于沉沙池水流挟沙力…… 88
5.5.5 恢复饱和系数 α …… 94
5.6 准静水沉降法和一度流超饱和输沙法对比 …… 100
5.6.1 准静水沉降法公式的演变 …… 100
5.6.2 一度流超饱和输沙法公式的演变 …… 101
5.6.3 结论 …… 102
5.7 定期冲洗式沉沙池溢流堰出池含沙量计算 …… 102

5.7.1 定期冲洗式沉沙池运行特点 …… 102
5.7.2 悬移质泥沙的垂线分布 …… 103
5.7.3 吸出高度及出池含沙量计算 …… 105
5.8 曲线形沉沙池澄清度和澄清量的计算 …… 110
5.8.1 各种泥沙粒径的澄清度（百分比） …… 110
5.8.2 各种泥沙粒径的澄清量 …… 111
5.8.3 总澄清量和总澄清度 …… 111
5.8.4 池厢首段大粒径泥沙不淤的验算 …… 111
第6章 沉降率和淤积计算 …… 113
6.1 沉沙池水面线计算 …… 113
6.1.1 水面线计算 …… 113
6.1.2 关于沉沙池的糙率系数 …… 115
6.2 沉降率计算 …… 116
6.2.1 池段分组沉降率 …… 116
6.2.2 工作段分组沉降率 …… 117
6.2.3 大于某粒径级泥沙沉降率及某粒径组的沉降百分数 …… 118
6.3 恢复饱和系数的应用 …… 119
6.3.1 处理悬移质泥沙粒径 $d<0.25$mm 的沉沙池 … 120
6.3.2 处理悬移质泥沙粒径 $d>0.25$mm 的沉沙池 … 120
6.4 淤积计算 …… 121
6.4.1 按定床计算冲洗周期和淤沙体积 …… 121
6.4.2 按动床计算冲洗周期和淤沙体积 …… 122
6.4.3 条渠沉沙池的淤积计算 …… 125
6.4.4 动床床面计算 …… 127
第7章 沉沙池冲洗计算 …… 129
7.1 水利工程定期冲洗式沉沙池冲洗计算 …… 129
7.1.1 淤积形态和冲洗阶段 …… 129
7.1.2 泄空冲洗 …… 130
7.1.3 溯源冲洗 …… 135

7.1.4 沿程冲洗计算 …… 136
7.1.5 冲洗总耗水量和总历时 …… 137
7.2 水电站连续冲洗式沉沙池冲洗计算 …… 139
7.2.1 冲沙流速计算 …… 139
7.2.2 沿廊道长度的水头变化 …… 140
7.2.3 支廊道沿长度方向的截面积 …… 140
7.2.4 支廊道进沙孔断面面积 …… 141
7.3 水电站定期冲洗式沉沙池冲洗计算 …… 141
7.3.1 无压排沙冲沙临界流速及单宽流量 …… 141
7.3.2 无压排沙冲沙历时 …… 142
第8章 运行设计和观测 …… 143
8.1 运行设计 …… 143
8.1.1 运行设计的基本要求 …… 143
8.1.2 定期冲洗式沉沙池运行 …… 144
8.1.3 连续冲洗式沉沙池运行 …… 145
8.1.4 条渠沉沙池运行 …… 146
8.2 原型观测和安全监测设计 …… 147
8.2.1 原型观测和安全监测设计的目的 …… 147
8.2.2 原型观测和安全监测内容 …… 147
8.2.3 原型观测和安全监测的要求 …… 148
第9章 工程实例 …… 151
9.1 大禹渡灌溉抽水站沉沙池 …… 151
9.1.1 沉沙池布置 …… 151
9.1.2 运用情况 …… 153
9.2 南桠河三级电站沉沙池 …… 154
9.2.1 沉沙池布置 …… 154
9.2.2 运用情况 …… 157
9.3 引黄济青城市供水沉沙池 …… 157
9.3.1 引水口位置选择 …… 157
9.3.2 水沙引用调度 …… 159

9.3.3 泥沙处理设计 …… 159
9.3.4 沉沙池工程布局 …… 160
9.3.5 主要水沙设计指标和实测数值 …… 161
9.4 禹门口工农业供水沉沙池 …… 162
9.4.1 沉沙池布置 …… 162
9.4.2 试验和运用效率 …… 164
9.5 羊卓雍湖抽水蓄能电站沉沙池 …… 165
9.5.1 上游连接段 …… 166
9.5.2 工作段 …… 168
9.5.3 下游连接段 …… 168
9.5.4 冲排沙系统 …… 168
9.6 部分已建沉沙池工程主要技术参数 …… 168
9.7 讨论与期望 …… 177
附录 A 沉降、冲洗计算算例 …… 179
A.1 基本资料 …… 179
A.1.1 设计流量 …… 179
A.1.2 设计水位 …… 179
A.1.3 设计泥沙粒径 …… 179
A.2 设计标准 …… 180
A.3 主要布置尺寸 …… 180
A.4 泥沙沉速计算 …… 181
A.5 泥沙沉降计算 …… 182
A.5.1 第 1 时段水力计算成果 …… 182
A.5.2 第 1 时段泥沙沉降计算 …… 182
A.5.3 第 2 时段及其以后各时段计算 …… 186
A.5.4 综合成果 …… 186
A.5.5 入池、出池及淤积级配曲线 …… 186
A.6 冲洗计算 …… 192
附录 B 沉降计算程序框图 …… 194
B.1 程序功能 …… 194

B.2 子程序说明 …… 194
B.3 沉降计算程序框图 …… 195
参考文献 …… 196

第1章

绪　论

1.1　沉沙池的用途

沉沙池是用来沉降挟沙水流中有害或过多的泥沙，减轻下游渠道淤积，满足供水要求，以及在水利工程中减轻对水泵磨损和在水电工程中减轻对水轮机的磨损的一种水工建筑物，主要是利用沉沙池过流断面大、流速小、水流挟沙力很低的条件，使得水流中大于设计沉降粒径的泥沙得到沉降、出池含沙量得到减小。

随着社会进步和国家建设发展，水利水电工程沉沙池已不仅仅是为减轻输水系统淤积、水泵和水轮机磨损而设置，已逐渐在城市供水、工业供水、河道整治、淤培固堤、水沙资源调度、淤滩造地和水环境整治等方面得到应用和发展。

1.2　沉沙池设计基本资料

为了保证沉沙池设计质量，在进行沉沙池的规划设计时，应收集包括水文、气象、地形、地质、泥沙及相关专业资料。

1.2.1　地形资料

为选择沉沙池位置及其工程布置型式，应收集沉沙池所在地址的地形图。地形图的比例尺可据工程大小和工程所处位置的地形、地貌情况确定，一般根据不同的设计阶段及地形条件在1/1000～1/200范围内选取。地形图的施测范围必须大于建筑物占地面积，还应包括引渠、输水渠、相邻河道及相关建筑物的

范围。

1.2.2 工程地质及水文地质资料

为确定沉沙池及附属建筑物的稳定性，以及工程范围内包括边坡、基础处理等设计，应收集以下资料：

(1) 建筑物整体稳定性资料。沉沙池多处于山坡与河岸间的阶地上，应充分查明山体或河岸的稳定性，如需防护，应提出相应方案和措施的工程地质及水文地质资料。

(2) 建筑物地基资料。应查明沉沙池所处位置地层岩性、分布范围、承载力及有关物理力学指标，据此确定地基处理方案。

(3) 地下水位变化及水质对建筑物影响。当地下水位变化对建筑物稳定性有影响时，应根据地下水位变化及地层的透水性，提出地下水位变化高程及范围，并根据工程要求，提出防护或改善措施，同时提出施工期开挖排水方案所需相关资料。根据水质情况，说明其对建筑物的侵蚀性质。

1.2.3 水文资料

当沉沙池出口为天然河道时，出口处天然河道水位流量关系是确定水力冲洗式沉沙池冲洗水头和沉沙池各部位高程的基本资料，通过资料分析给出沉沙池出口处不同频率的天然河道水位流量数据，以求合理地确定沉沙池各部位的设计高程。当沉沙池边墙临近天然河道时，应通过调查分析给出不同频率的河道水面线，以满足沉沙池防洪要求，并计算作用在边墙上的外水压力，以及河水位变动对沉沙池建筑物的作用和影响。当临近山洪沟(溪)的洪水对沉沙池有影响时，应通过调查、分析和计算确定相应的标准洪水流量。

1.2.4 泥沙资料

(1) 应收集引水河流的实测悬移质含沙量、颗粒级配(包括分析方法)资料，通过分析确定沉沙池入池含沙量和颗粒级配。同时，要了解颗粒级配分析方法，以便选用相应的沉速公式计算泥沙颗粒沉速。

(2) 对于泵站和水电站沉沙池，还应收集悬移质泥沙矿物成

分和硬度资料。泵站和水电站沉沙池的功能是为减少粗粒径悬移质泥沙对水泵、水轮机的磨损危害。收集天然河道悬移质泥沙矿物成分和硬度资料，可作为水泵、水轮机材质选择的重要依据。

1.2.5 沉沙池引水口处河流污物调查研究

调查研究沉沙池引水口处天然河流污物来源、时间分布和污物特征，以求合理地确定拦污、清污设施布置、栅格尺寸及沉沙池水位等。

1.2.6 气象资料

应收集沉沙池所在地区包括年、月平均气温，最高、最低气温（发生年月），冰冻期及冻土深度，河流冰情和水温等资料。

1.2.7 其他相关专业资料

为了研究沉沙池设计标准、规模、总体布置，评估其效益，应根据工程要求全面核定以下相关资料：

（1）水位。通常沉沙池位于引渠和输水道之间，沉沙池的正常水位除满足沉沙、排沙效率要求外，还与引渠和输水道水位衔接，形成枢纽工程的特征水位。所以，沉沙池正常水位应与引渠和输水道正常水位综合比较确定。

（2）设计供水工作流量及其过程。应通过调查研究和分析，确定沉沙池工作流量，若工程分期实施，还应确定远期（或中期）的工作流量。如果分期供水流量相差较大，宜考虑分期实施的工程布置。工作流量过程也是影响沉沙池规模的重要因素，如汛期的工作流量虽较小，但若引水含沙量较大且对沉沙池的规模起到控制作用，则以汛期沉沙池工作流量来设计，使沉沙池既满足汛期引水期又满足非汛期引水期的供水要求。

（3）引水渠及输水道水流挟沙力。由于沉沙池经由引渠引水，出水流向输水道，沉沙池的设计引水含沙量及出池含沙量应分别与引渠和输水道的挟沙力相协调。

（4）水泵或水轮机耐磨性能。当沉沙池是为泵站或水电站而设置时，为了分析判定沉沙池的泥沙沉降率设计标准，应收集有关水泵、水轮机过流部件的耐磨性能、抗磨措施和大修间隔，以

及水泵单级扬程或水轮机工作水头等资料。

（5）有关灌区设计资料。对用于灌溉渠道的沉沙池而言，灌区渠系布置、干支渠水流挟沙力、灌区土壤粒径、灌区调节水库、灌溉效益及环境评价等，与沉沙池的设置标准和规模直接相关，应在灌区规划设计的基础上论证沉沙池设置的必要性及其设置标准。

1.3 入池设计含沙量及颗粒级配选用

入池含沙量及颗粒级配是沉沙池设计的重要依据，称入池设计泥沙特征值。许多已建沉沙池是使用河流泥沙特征值作为入池设计泥沙特征值，常采用年平均或汛期平均河流含沙量作为入池设计含沙量，这种方法与沉沙池实际运行有较大差别，因为沉沙池的用途和运行方式是不同的，引水期内不同引水时段的引水流量和含沙量也是变动的，若采用引水期平均入池含沙量作为入池设计含沙量，去掉非引水时段的数值，则较为合理些。当汛期引水含沙量是控制条件时，可取汛期引水时段的平均含沙量为入池设计含沙量。当然，合理的引水口布置会使进入引渠、沉沙池的含沙量小于天然河道含沙量，在 SL 269—2001 中忽略了该作用影响，偏于安全（若有充分论证，进入沉沙池的含沙量比天然河道含沙量小许多，则另当别论），即按取水枢纽引水期或汛期引水期的天然河道逐日平均含沙量和逐日引水流量统计。可按式（1-1）、式（1-2）计算时段平均入池含沙量：

$$S = \frac{\sum_{i=1}^{T} Q_i S_i}{\sum_{i=1}^{T} Q_i} \tag{1-1}$$

$$Q_i = \begin{cases} Q_n & (Q_n \leqslant Q_d) \\ Q_d & (Q_n > Q_d) \end{cases} \tag{1-2}$$

式中 S——时段平均入池含沙量（kg/m^3）；

S_i——天然河道日平均含沙量（kg/m^3）；

Q_n——天然河道日平均流量（m^3/s）；

Q_d——设计引用流量（m^3/s）；

Q_i——实际引用日平均流量（m^3/s）；

T——时段天数。

在 SL 269—2001 中还提出，应根据沉沙池类型、供水特点和河流输沙特性，在满足供水保证率的前提下，结合引水枢纽布置，以经济合理的原则，通过分析论证，选用有代表性的入池悬移质泥沙含沙量及颗粒级配作为沉沙池入池设计泥沙特征值。下面介绍一些工程实例供参考。

山东引黄济青工程、四川渔子溪一级水电站等沉沙池均采用沉沙池引水时段多年平均含沙量和泥沙颗粒级配值作为沉沙池入池设计泥沙特征值。

为灌溉和工业供水的禹门口渠首沉沙池，系从黄河禹门口取水，据禹门口水文站观测资料分析，多年平均含沙量 33kg/m³，汛期平均含沙量 52kg/m³，瞬时最大断面含沙量 933kg/m³，丰沙年和平沙年的日平均含沙量大于 120kg/m³ 的时间约为 22～23d/年。根据供水保证分析确定入池含沙量标准：当引水含沙量大于 120kg/m³，沉沙池停止运行，灌溉供水暂停，工业供水由调节池补给；当引水含沙量为 100～120kg/m³，沉沙池工作流量 6m³/s，仅供工业用水；当引水含沙量为 80～100kg/m³ 时，沉沙池工作流量 10m³/s；当引水含沙量小于 80kg/m³ 时，沉沙池工作流量 21m³/s。采用汛期多年平均泥沙粒径为入池设计泥沙粒径。

引黄济青工程的引水期为冬春季 11 月下旬至 3 月中旬，采用利津水文站在引水期的多年月平均含沙量 6.7kg/m³，相应入池泥沙 $d_{50}=0.03\sim0.035$mm（粒径小于 0.025mm 占 40%，小于 0.005mm 占 18%）。

山西浪店引黄工程沉沙池设计入池含沙量为 50kg/m³，山西大禹渡沉沙池设计入池含沙量为 52kg/m³，内蒙古小沙湾引黄工程沉沙池设计入池含沙量为 80kg/m³。以上三处工程的引水流量均小于天然河道逐日平均流量，采用汛期平均泥沙粒径为设计入

池泥沙粒径。

四川渔子溪一级水电站沉沙池，仅在汛期运用，选用多年汛期平均悬移质颗粒级配作为设计入池泥沙粒径。排沙廊道输沙能力的复核，原考虑选用历年最大日平均含沙量 54.7kg/m^3，鉴于出现机会较少，为减少排沙流量，采用 35kg/m^3 作为复核值。沉沙池运行 20 多年以来，粒径 $d \geqslant 0.25$mm 实测沉降率与设计值吻合，也未曾出现廊道堵塞现象。

西藏羊卓雍湖水电站的沉沙池为定期冲洗式沉沙池，为保证沉沙效果，采用多年汛期平均悬移质颗粒级配作为确定沉沙池主要尺寸的依据，选用粒径组成偏粗的实测悬移质级配作为沉沙池冲洗设施和排沙建筑物的设计依据。

1.4 沉沙池的设置条件及泥沙沉降设计标准

工程实践证明，多沙河流上的引水式水电站、引水灌溉工程以及工业、城市供水工程等，设置沉沙池处理水流中的泥沙，是提高供水保证的有效措施。通常，沉沙池是引水枢纽工程的组成部分，它的设置及规模将直接影响枢纽工程的投资规模。因此，是否设置沉沙池，应根据工程任务、供水特点、河流泥沙特性、泥沙可能带来的危害程度，经分析论证、经济比较后确定。

我国地域辽阔，各流域水系的水沙状况差异较大，水利工程与水电工程沉沙的设计标准也有很大不同。根据我国已建沉沙池的经验，分别提出水利工程沉沙池和水电站沉沙池的设置条件及泥沙沉降设计标准（不含放淤工程）。

1.4.1 水利工程沉沙池设置条件及泥沙沉降设计标准

由于各灌区的水土资源不尽一致，沉沙池的泥沙沉降设计标准也难以一致。设置沉沙池的标准应根据综合利用水沙资源、合理解决渠道淤积和改良土壤，以及设备正常运行等问题，通过技术经济分析的原则来确定。根据国内工程实践，本书作者分别对

自流灌溉工程沉沙池和提水灌溉泵站沉沙池的设计标准进行了研究，概述如下。

1. 自流灌溉沉沙池

自流灌区的沉沙池一般位于渠首，水流经沉沙池后，大部分大于设计沉降粒径的泥沙得到沉降，出池泥沙粒径得到细化并减少了含沙量，使输水设施得到正常运行。从多沙河流引水灌溉，必然要引入泥沙，这就所谓引水必引沙，关键是合理分配水沙资源，使泥沙得到合理利用。根据河南人民胜利渠 30 年灌溉运行经验[1]，沉沙池拦截 36%，各级渠道（干、支、斗）淤积（清除）22%，田间及农毛渠落淤 20%，排水系统和卫河清淤分别为 5%和 17%。粒径很细的粉沙（0.05～0.005mm）淤积到田间，具有改良土壤的效果。人民胜利渠 30 年灌溉实践证明，原来曾经顾虑的沙化问题是不存在的。

陕西渭河灌区、河南人民胜利渠灌区和山西汾河灌区的灌溉实践均已表明，含有有机质的泥沙淤在田间，对作物增产十分有利。表 1-1 为人民胜利渠东三沉沙池出口及东一干三支一斗淤积泥沙中的有机质及肥力含量成分。

表 1-1　　人民胜利渠东三沉沙池出口及斗渠泥沙中肥力测定

断面位置	平均粒径 (mm)	有机质 (%)	全　氮 (%)	碱解氮 ($\times10^{-6}$)	速效氮 ($\times10^{-6}$)	速效钾 ($\times10^{-6}$)	备　注
东三沉沙池出口	0.0695	0.053	0.007	12	2	51	
5+200	0.0282	0.130	0.028	15	4	60	
6+000	0.0239	0.441	0.026	61	7	103	表层
6+000	0.0214	0.480	0.028	16	6	132	表层
7+000	0.0184	1.070	0.013	51	20	360	

人民胜利渠东三沉沙池出口及斗渠泥沙中含有有机质和肥力的泥沙淤积在田间渠道农毛渠中，由于渠道断面小，清淤容易，清出来的泥沙可撒到田间或作他用，实地调查看不到农田渠畔有堆沙现象，虽然放水灌溉前要清理一次渠道，但农民已把此项工

作纳入农事活动的日程内。合理的水沙调配，可使粗粒沉在沉沙池中，干支渠输沙平衡，细粒输到田间农毛渠中。

根据人民胜利渠的经验，淤积下来的泥沙是随时间和位置变化的：夏肥冬瘦，泥肥沙瘦，淤在斗渠的泥沙瘦。淤在田间的泥沙养分含量有明显增高，这显然和粒径组成粗细是紧密联系的。

人民胜利渠对高产农田土壤颗粒分析结果，土壤平均粒径的范围在0.0241～0.0318mm，粒径大于0.05mm的占11.3%～21.7%[2]。人民胜利渠曾用沉沙池处理汛期含沙量超过25kg/m^{3}的汛期沙峰，小于25kg/m^{3}的直接引入灌区，汛期引水平均粒径0.014～0.028mm，非汛期引水平均粒径0.03～0.045mm，沉沙池处理大于0.05mm的泥沙，出池泥沙平均粒径与农田土壤平均粒径基本一致。

山西省尊村和夹马口灌区的渠首由于没有设置沉沙池，造成干渠淤积非常严重，致使干渠输水能力达不到设计要求。从干渠淤沙粒径分析，粒径大于0.05mm的沙重百分率为87%～97.8%。

可见，沉沙池的作用是沉降挟沙水流中泥沙颗粒大于允许粒径的泥沙，黄河中、下游灌溉工程沉沙池的设计出池泥沙允许粒径以不大于0.05mm为宜（参见表1-2），此粒径即为设计粒径。

表1-2　　国内部分水利工程沉沙池设计标准统计

沉沙池位置	设计标准			
	设计最大入池含沙量（kg/m^3）	设计出池含沙量（kg/m^3）	入池粒径 d_{50}（mm）	出池粒径 d_{50}（mm）
内蒙古小沙湾	60～80	20		
山西禹门口	80	50～30	0.04～0.054	<0.05
山西浪店	50	15（汛期），10（非汛期）	0.02～0.059	<0.05
山西大禹渡	30	12～7	0.02～0.069	<0.04

续表

沉沙池位置	设计标准			
	设计最大入池含沙量（kg/m^3）	设计出池含沙量（kg/m^3）	入池粒径 d_{50}（mm）	出池粒径 d_{50}（mm）
河南境内	30	7（汛期），4（非汛期），2（远输水）	0.03～0.057	<0.05
引黄济青	14	1.5	0.03～0.035	0.003--0.004

出池设计含沙量除与粒径有关外，主要取决于排灌渠系允许挟沙力，就我国已建自流灌溉的沉沙池而言，一般出池含沙量多在 $20kg/m^3$ 以下，个别达到 $30\sim50kg/m^3$，最小控制在 $1kg/m^3$ 左右。如黄河下游由于渠道纵坡为 1/10000～1/5000，出池含沙量为 $2\sim4kg/m^3$。所以在 SL 269—2001 中，对自流灌溉沉沙池的出池设计含沙量未作硬性规定，应根据灌排渠系允许挟沙力和灌区土壤改良要求，通过技术经济分析后确定。

2. 提水灌溉泵站沉沙池的出池标准

多沙河流提水的灌溉工程，除泥沙的危害性与自流灌溉工程一致外，泥沙对水泵的磨损尤为突出。泥沙对水泵的磨损，除增加能源耗量外，还严重影响泵站正常运行，干扰工程效益的正常发挥。减轻水泵磨损的途径很多，如从工程措施、水泵设计（材质和非金属涂料）等方面考虑，可结合自流灌区沉沙池的出池标准，通过以下研究分析确定提水灌溉泵站沉沙池的出池标准：

（1）水泵磨损因素。含沙高速水流流经水泵通流部件，使部件材料表面受到泥沙磨擦或碰撞，发生破坏而离去，称为泥沙磨损，简称磨损。在空化条件下，含沙水流中的小粒径泥沙随空泡溃灭形成的微小高速射流，冲击材料表面造成的材料损失，称磨蚀。鉴于磨蚀情况十分复杂，非本书所涉，这里主要针对磨损来讨论。

影响水泵磨损的因素有沙粒硬度、粒径大小、沙粒形状、含

沙量、水流速度和材质等，前四项属于泥沙因素，后两项属于水力和材质因素。

1）硬度。含沙水流中的沙粒流经水泵通流部件，在接触处产生碰击或相对运动的摩擦，硬度低的部件材料将会被硬度高的沙粒磨损。如黄河沙粒中，长石（邵氏硬度6）和石英（邵氏硬度7）的含量约占90%以上，相应的显微硬度约为6100～8200N/mm^2，远大于硬度约1300N/mm^{2}的不锈钢材质，陕西东雷和南乌牛泵站，虽改用不锈钢材质，也难以承受黄河沙粒磨损。

2）粒径及形状。沙粒对水泵部件磨损与粒径大小及其形状有关。众所周知，泥沙粒径愈大，对水泵部件的磨损愈大。由于泥沙颗粒形状不规则，磨损中对形状的定量分析是困难的，但颗粒形状可以颗粒球形度 $\Phi = A_p/A_s$ 表示，A_p 为球体的表面积，A_s 为颗粒的表面积；标准球形的表面积最小，以球形为标准，圆球体的球形度 $\Phi=1$；有夹角沙粒的 $A_s>A_p$，即 $\Phi<1$。可在一定程度上认为粒径愈小，它的球形度愈接近于1，即大致认为粒径大小在一定程度上反映了表征其球形度的形状。球形度较小的粗粒沙进入水泵后，在高速水流中运动，部分粗粒的运动速度大于液体速度，作用在承磨面上的动能较大，磨损度较大；反之，球形度较大的细颗粒泥沙在高速水流中运动，由于粘滞性影响，颗粒运行速度相对较小，作用在承磨面上的动能较小，磨损度较小。根据黄河沙（$d=0.007\sim1.0$mm）对 A_3 钢和30号铸钢件的磨损试验（在NMS-2型强迫绕流试验装置上，转轮直径250mm，含沙量20kg/m^3，转速1200～1300r/min）[3]，每种沙粒磨损历时24h，以每小时的失重量作为磨损强度，以 $d=0.35$mm 的磨损强度为1，其他颗粒磨损强度与其相比，得到相对磨损强度 kd，绘制 kd—d 曲线（图1-1）。由图1-1可见，颗粒愈大，相对磨损愈大，当 $d>0.05$mm，磨损强度增长较快。图1-1反映了沙粒粒径大小与磨损的关系，也在一定程度上阐释了其形状因素。

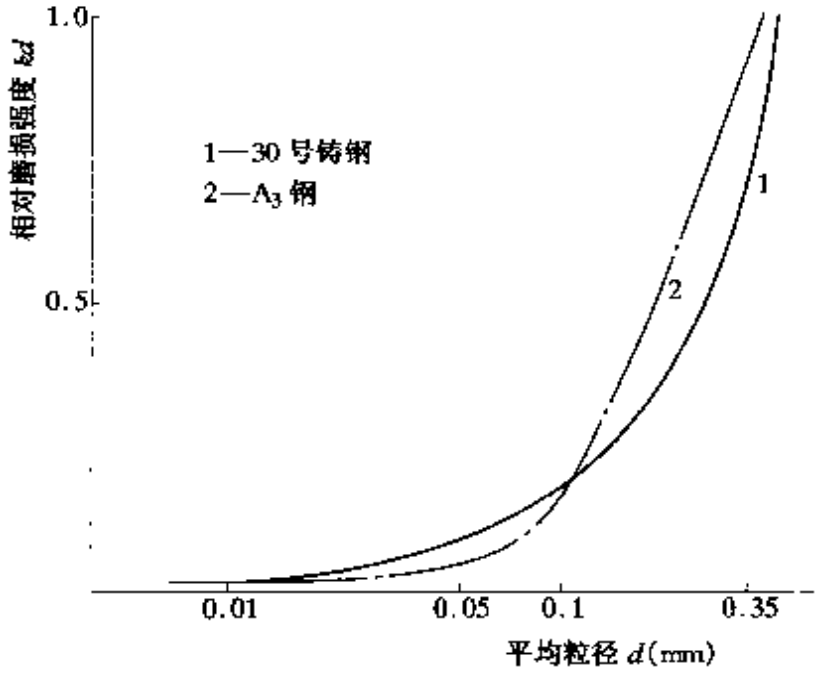


图 1-1 磨损强度与泥沙平均粒径的关系

3）含沙量。试验资料表明，含沙量在 35kg/m^3 内，磨损与含沙量呈正比（图 1-2）[4]。黄河提水灌溉工程的实践表明，尽管黄河泥沙粒径汛期的要细于非汛期的，但提水泵站的水泵在汛期中的磨损程度大于非汛期的磨损，说明汛期含沙量大于非汛期含沙量许多，起到主导作用，是水泵磨损中的重要因素。

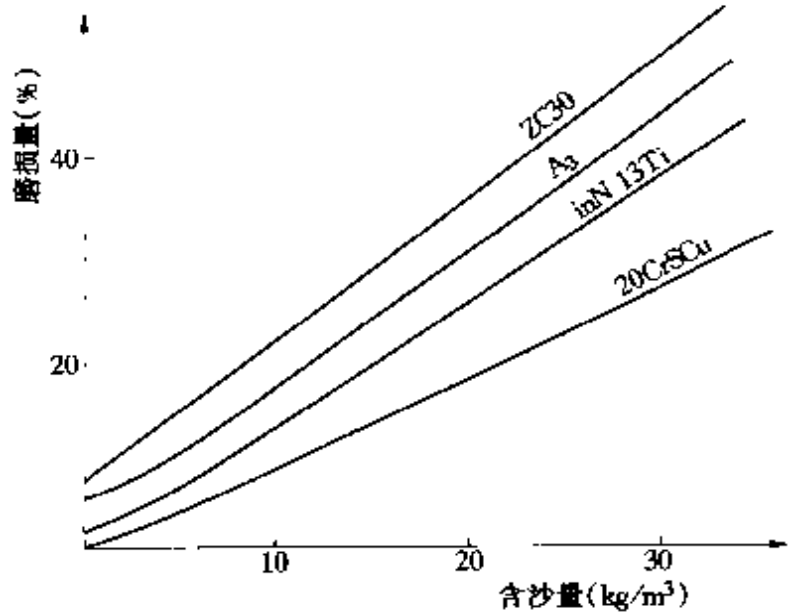


图 1-2 磨损量与含沙量关系

含沙量大小不仅对水泵过流部件产生磨损，影响流量、扬程、效率和轴功率等性能指标，甚至未曾磨损的水泵，也会因含沙量不同，导致上述指标发生改变。清华大学水机教研室取黄河沙 $\gamma = 2.69 t/m^3$，$d_{50} = 0.057mm$，$d_{max} = 0.5mm$，分别以含沙

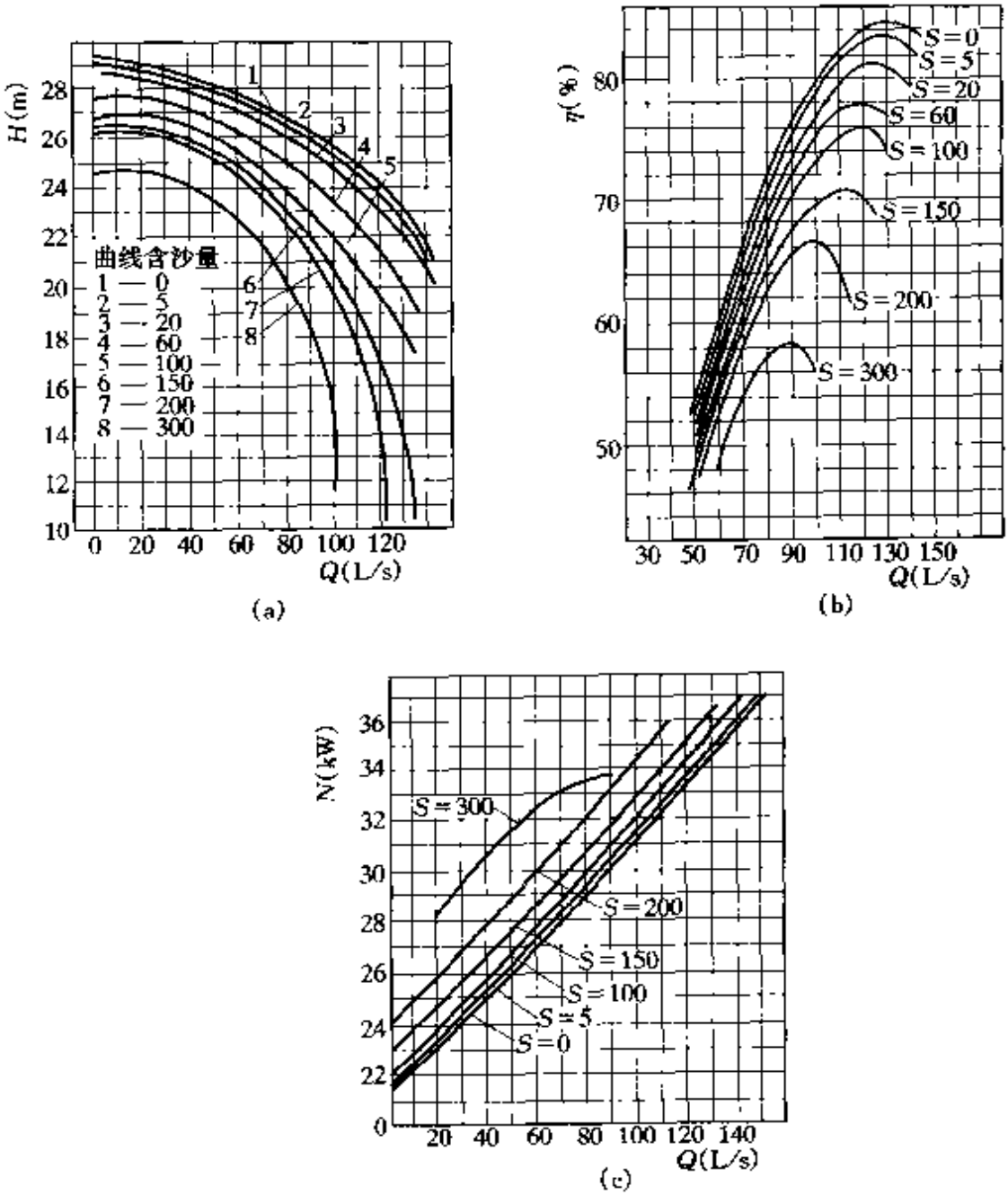


图 1-3 10SH-13 型水泵不同含沙量的性能图

(a) 不同含沙量时 10SH-13 水泵的扬程曲线；

(b) 不同含沙量时 10SH-13 水泵的效率曲线；

(c) 不同含沙量时 10SH-13 水泵轴功率曲线

量 5kg/m³、20kg/m³、50kg/m³、100kg/m³、…、300kg/m³ 对 10SH－13 型水泵进行试验，由图 1－3 可见，扬程随着含沙量增加而降低，在小流量时降低较少，大流量时降低较多。可见，含沙量对效率、流量和轴功率均有较大影响。

图 1－3 中的水泵性能是由未经磨损的新泵所得，在浑水中运行的水泵，它的效率是随磨损时间不断改变的。据 2BA－6 型离心泵（材质为普通铸铁）用大禹渡所取黄河沙试验（$d_{50}=0.06$mm，$\gamma=2.68$t/m³），在含沙量 $S=100$kg/m³ 条件下，经 100h、200h 和 300h 试验说明，含沙水流对水泵磨损，使其效率随时间延长而不断下降，相应的磨损失重率和水泵最高效率的下降率见表 1－3。

表 1－3　　2BA－6 型水泵磨损失重率及效率下降率

磨损时间（h）	叶轮失重率（%）	口环失重率（%）	最高效率下降率（%）
100	8.2	21.6	6.93
200	16.5	44.4	16.06
300	24.3	66.5	20.60

4）速度。速度是水泵磨损的外因，没有速度就没有泥沙和水泵部件的相对运动，也就没有磨损。以水泵的圆周速度为表征，设水泵出口线速度为 U，水泵单级扬程与叶轮出口线速度 U 成正比，扬程愈高，速度愈大，磨损愈严重。速度大小可以扬程 H 为表征，在相同的水沙条件下，高扬程水泵比低扬程水泵的磨损严重，工程实际情况即已表明。

通过以上磨损因素分析，水泵磨损程度与水泵设计单级扬程、含沙量、泥沙粒径、泥沙硬度和磨损时间呈正比关系。假定水泵设计、制造水平相同，对某种材质的水泵磨损率可写成式（1－3）：

$$\Delta G = KH^m\rho^n d^v P^z T^y \qquad (1-3)$$

式中　　ΔG——磨损速率（cm³/h）；

H——水泵扬程（m）；

ρ——含沙量（kg/m^3）；

d——泥沙粒径（mm）；

P——泥沙硬度；

T——磨损时间（s）；

K——综合系数；

m，n，v，z，y——指数。

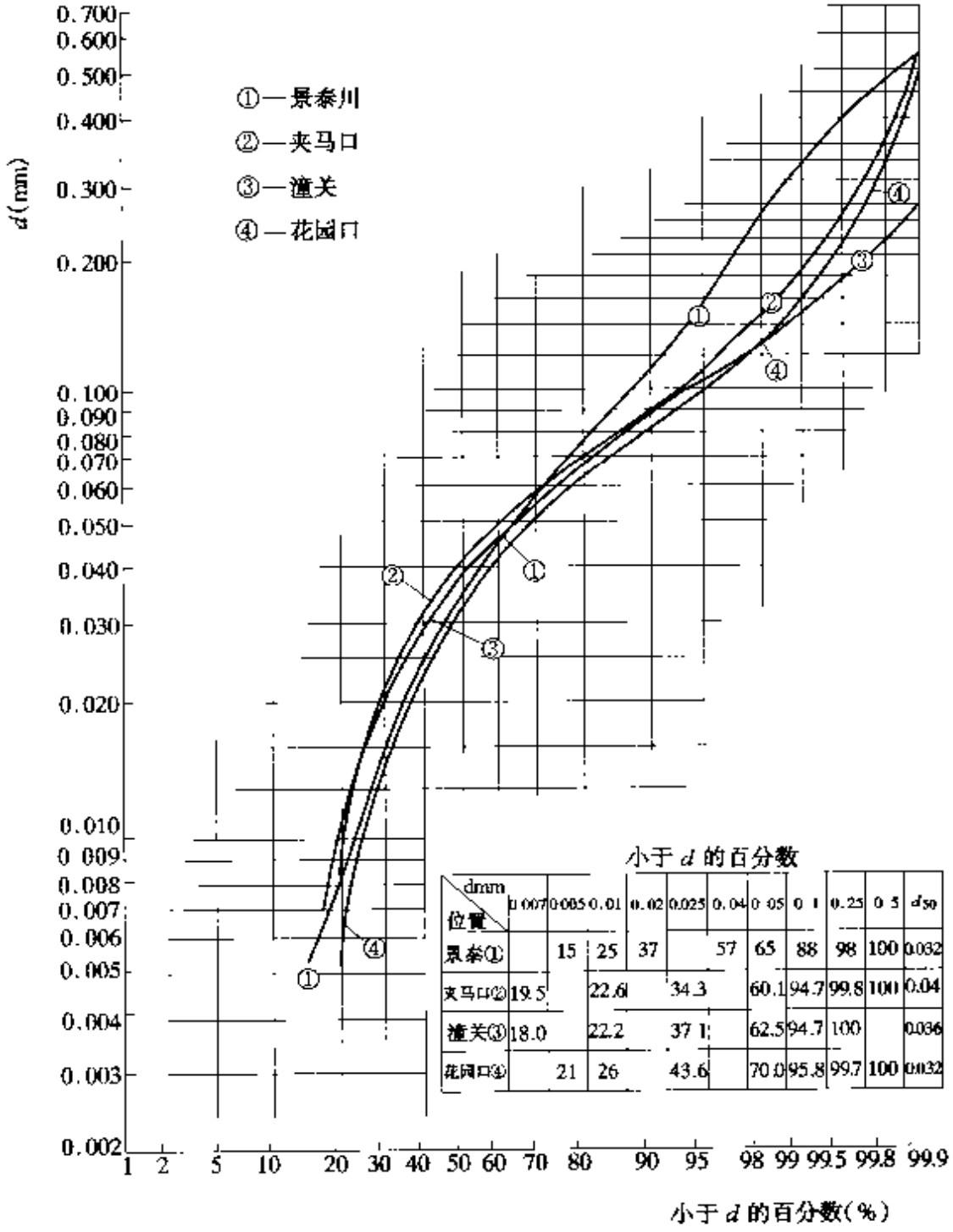
当水流泥沙的粒径和硬度一定的条件下，式（1-3）可简化为：

$$\Delta G = KH^m\rho^nT^y \tag{1-4}$$

由式（1-4）可见，经沉沙池沉降后的水流，出池的过泵泥沙控制在一定标准范围内，则影响水泵磨损的主要因素可简化为过泵含沙量、水泵单级扬程和磨损时间。

（2）设置条件及设计标准。通过上述分析可见，当含沙水流的泥沙粒径和硬度在一定范围内，影响水泵磨损的主要因素是水泵扬程、含沙量和磨损时间。虽然我们作了如此简化，但对水泵的磨损程度、效率变化及磨损时间仍不能给出计算公式，惟有通过已建工程的运行调查研究来解决。据此，我们对黄河上、中、下游10余座大中型泵站的水泵磨损进行了调查研究。这些泵站的引水河段的汛期（7～9月）泥沙粒径d_{50}在0.03～0.05mm，最大粒径为0.52mm（见图1-4），汛期平均含沙量0.5～61kg/m^3，泵站单级扬程5～100m，这些参数基本上覆盖了黄河流域引水泵站的过泵泥沙特征，也是我国灌溉提水工程中水泵磨损最严重的表征。各泵站磨损程度见表1-4。

灌溉泵站一般在春灌、夏灌和冬灌中启用，每段灌溉历时天数随旱涝情况而定，有几天到几十天不等，如山西夹马口泵站全年抽水天数在37～272d不等，平均每年运行天数约165d，与山西汾河灌区的灌溉天数相近，相当于运行2325h/台，考虑到灌溉泵站有较长时间集中进行检修的条件，当前可取大修时数为2500h。



d/mm 位置	0.007	0.005	0.01	0.02	0.025	0.04	0.05	0.1	0.25	0.5	d_{50}
景泰①		15	25	37		57	65	88	98	100	0.032
夹马口②	19.5		22.6		34.3		60.1	94.7	99.8	100	0.04
潼关③	18.0		22.2		37.1		62.5	94.7	100		0.036
花园口④		21	26		43.6		70.0	95.8	99.7	100	0.032

图 1-4 各泵站汛期泥沙粒配图

根据水泵磨损后的效率或流量下降超过 20% 和大修期为 2500h，由表 1-4 中 10m 以上离心式水泵的实际运行情况，绘制出的离心泵扬程与含沙量的磨损关系图（图 1-5），可作为提

表 1-4　　水泵磨损调查统计表

序号	站名	时段	水泵型号	单泵流量 (m^3/s)	地形扬程 (m)	含沙量 (kg/m^3)		主要部件磨损时间 (h)			备注
						汛期	全年	叶轮	口环	下导	
1	三角城		32SA-10	1.4	42	5.3	3.1	4500			流量下降 20%
2	景泰川一级		32SH 9	1.85	74.5	9.6	6.4	3000			流量下降 20%
3	尊村三级		48SH-22A	2.25	9.1	24		2500			
4	尊村二级		32SH-13	1.52	29.3	32		2400			耗电 4.18～5 kW·h/(kt·m)
5	龙行二级		24SH-13	0.90	39.5	30		2500			
6	邙山	1987 年沉沙后	24SH-19	0.80	32	<10		5000 以上			
7	邙山	1982 年～1986 年	24SH-19	0.80	32	22.4	15.3	3000			引水含沙量较低年份，1984 年采用 XCA 高弹抗磨材料
8	大禹渡一级	1990 年夏浇	20SH-19	0.56	22	52	33.8	2400	800		
9	大禹渡二级	1990 年 7.17～8.14	10KD-9×2A	0.24	193.2	52	33.8	500	600		沉沙池不沉沙情况下
10	风陵渡		20SH-28	0.5	11.6	61	28	1500			

续表

序号	站 名	时 段	水泵型号	单泵流量 (m^3/s)	地形扬程 (m)	含沙量 (kg/m^3)		主要部件磨损时间 (h)			备 注
						汛期	全年	叶轮	口环	下导	
11	小樊二级		24SH-13	0.88	48.6	40	32	1500	400		
12	小樊一级		24SH-28	0.94	18.2	52		1100	400		流量下降 35%
13	大禹渡二级	1974 年运行	10KD-9×2A	0.24	193.2	12~7		4000			1974 年经沉沙池沉沙
14	夹马口		24SA-10	0.90	70	52	33	650	200		流量下降 39%
15	东雷二级		KD_2-100×2 (H_2)	2.2	215.8	52	33	700	300		
16	南乌牛二级		KD_2-100× (H_4)	4.4	103.6	52	33	780	300		
17	邙 山	1974 年无沉沙池	20SH-9A	0.63	33	39.4	22	800			效率下降 25%
18	包钢水源站		PV11×2	1.9	7.0	7.6	5.6	2000		1500	
19	田 市		56ZLB-85	6.3	4.9		33	4000		500	
20	尊村一级		64ZLB-50	7.4	7.0	52	33			200~900	下导未水封的水泵
21	花园口东站		20ZLB-70	7.0	6.5	35	24.7			600	

注 1~17 为离心式水泵；18~21 为轴流式水泵。

水灌溉工程设置沉沙池的初步判别图，由水泵设计扬程 H_p、过泵汛期多年平均含沙量 S_g 在图 1-5 上得到一个交点，交点在 A 区或者 C 区，A 区为可不设沉沙池，C 区为宜设沉沙池，可据初步判别图进一步技术经济比较后确定是否设置沉沙池。

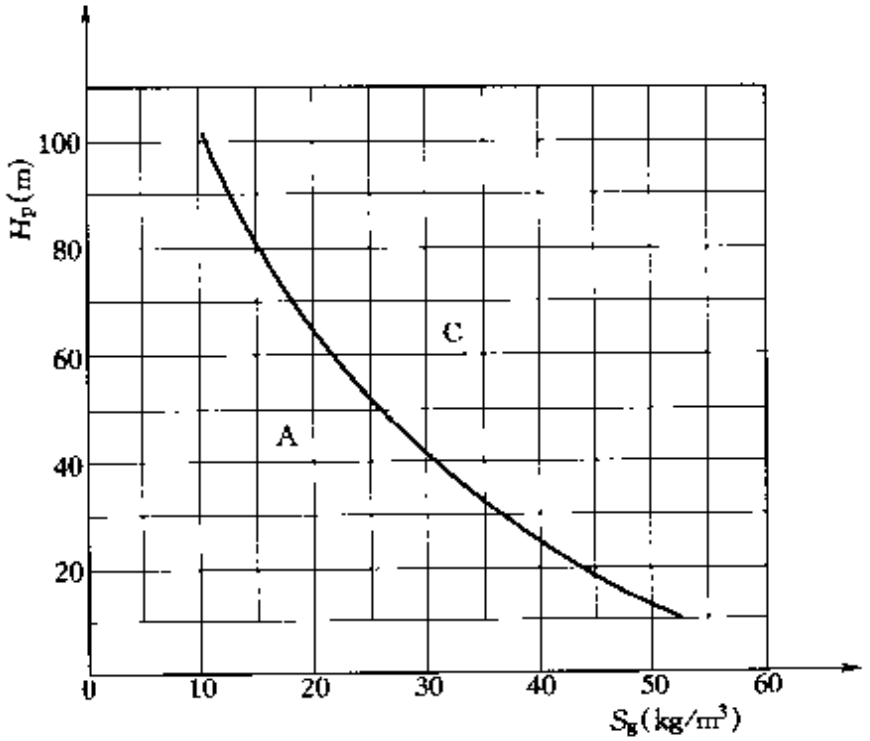


图 1-5 提水灌溉泵站设置沉沙池的初步判别条件图

由图 1-1 可见，当 $d>0.05$mm 时，磨损强度增长很快，与自流灌溉沉沙池的设计出池泥沙允许粒径不大于 0.05mm 一致。结合各提水泵站的运行经验，确定提水灌溉泵站沉沙池的最小沉降粒径为 0.05mm。

1.4.2 河流引水式水电站沉沙池设置条件及泥沙沉降设计标准

由于不同河流的引水式水电站的过机泥沙各有特性，各种型号水轮机的设计水平不一，各种材质的耐磨性能差异也较大，可以说影响水轮机磨损的因素是十分复杂的。当前，还不能用公式较准确计算所设计的水轮机磨损程度、效率变化及正常大修间隔，

也不能用公式给出可否设置沉沙池的条件。通过调查给出经验判别方法是较好的途径，国家电力公司成都勘测设计研究院根据下庄水电站、映秀湾水电站、南桠河二级水电站、甘堡水电站、渔子溪二级水电站、布鲁格电站、以礼河电站、南桠河三级电站及羊湖电站等不同额定水头段的水轮机实际磨损程度、效率变化及大修间隔等资料，考虑到当前国内水轮机特性及材质条件、沉沙池的投资及效益，给出了沉沙池设置的初步判别条件（图 1－6）。可根据过机多年平均含沙量 S_p（g/m^3）、过机多年平均粗粒径含沙量 S'_p（g/m^3）与水轮机额定水头 H_r（m），在图1－6的相交点位置来初步判别设置沉沙池的条件。

当交点位于图 1－6（a）、（b）的 A 区时，可不设置沉沙池。

当交点位于图 1－6（a）、（b）的 C 区时，宜设置沉沙池。

当交点位于图 1－6（a）、（b）的 B 区时，只有水轮机在水力、结构设计及过流部件材料选用方面采用了可靠的抗磨措施，可不设沉沙池。

图 1－6 是考虑了以下条件制定的：

（1）水斗式水轮机正常大修间隔为 1 年（换喷针头及喷嘴口）；额定水头大于等于 150m 的混流式水轮机的大修间隔不小于 2 年；额定水头小于 150m 的混流式水轮机的大修间隔不小于 3 年。水轮机大修间隔的确定，是指水轮机大修前仍能达到安全可靠运行，可正常关闭导叶（喷针），过流部件未出现缺口穿孔，水轮机效率下降值未超过 3%。

（2）莫氏硬度大于 5 的硬矿物泥沙含量约占泥沙颗粒的 50%。

（3）主要过流部件材料的磨损性能不低于 ZG0Cr13Ni4Mo（HB≥280）不锈钢。

泥沙对水轮机的磨损危害表现为：水轮机效率下降、出力减小和年发电量减少，大修间隔缩短，检修费用增加，影响机组运行的灵活性和可靠性。

减轻水轮机磨损的措施有：采用耐磨材料（包括耐磨护面），

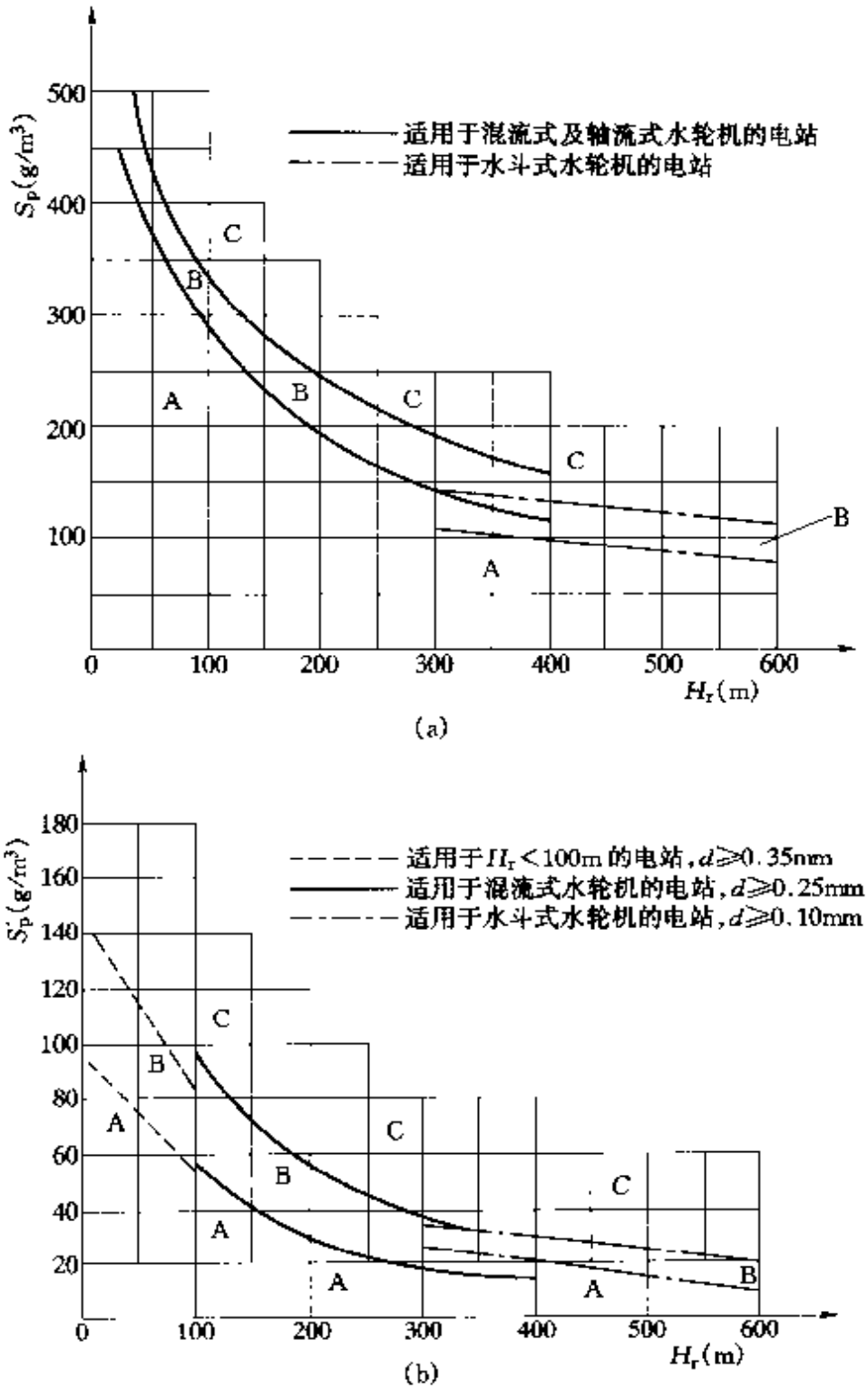


图 1-6 水电站设置沉沙池的初步判别条件图

改善水轮机的水力及结构性能，提高水轮机的制造水平，保持良好的运行工况，以及采用沉沙池等工程措施。

是否设置沉沙池及设置何种标准的沉沙池，要考虑电站在系

统中的作用、泥沙特性、水轮机的耐磨水平、电站运行检修要求和大修间隔、工程效益、年运行费及效益等诸多因素，在图1－6判别的基础上，进一步通过技术经济比较后确定。

水电站沉沙池设计最小沉降粒径是据各额定水头段来确定的。SL 269—2001 中，考虑到经济合理及实际需要，推荐出水电站沉沙池设计沉降粒径标准，见表 1－5。

表 1－5　　水电站沉沙池设计最小沉降粒径

额定水头（m）	300～600	100～400	＜100
设计最小沉降粒径（mm）	0.10	0.25	0.35

注　表中 300～600 只适用于水斗式水轮机电站。

1.4.3　大于等于设计最小沉降率粒径的泥沙沉降率

根据泥沙沉降机理及其计算，并经观测验证，泥沙在沉沙池内沉降过程中，小于最小沉降粒径的泥沙也会被沉降一部分，粒径愈小的粒径组泥沙的分组沉降率愈小；同时，大于最小沉降粒径的各级泥沙也不能全部沉降下来，粒径愈大的粒径组泥沙的分组沉降率愈大。工程实践表明，大于等于最小沉降粒径的泥沙沉降率宜为 80%～85%。

1.5　沉沙池设计内容和步骤

沉沙池设计可根据实际条件，按以下内容和步骤进行：

（1）设计基本资料收集。

（2）论证设置沉沙池的必要性。根据水轮机（水泵）磨损条件或灌排水渠道允许挟沙能力及灌区土壤改良要求，论证设置沉沙池的必要性。属于为供水工程而设置沉沙池，需根据供水工程布置要求，论证设置沉沙池的必要性。属于为减轻对河道的危害（如减轻下游河道或水库的淤积，以及堤防淤培）而设置的沉沙池，也需全面论证设置沉沙池的必要性。

（3）确定设计标准及有关特征值。包括确定沉沙池建筑

物设计等级、泥沙沉降设计标准、入池含沙量及颗粒级配、沉沙池设计引用流量、沉沙池上下游衔接水位，以及有关江河水位等。

(4) 选定工程位置和类型。合理利用枢纽区地形地质条件，选择沉沙池位置，选定沉沙池类型。

(5) 沉沙池工程布置。水力冲洗式沉沙池包括引渠、上游连接段、工作段、冲（排）沙设施、溢流设施、输水道或下游连接段等。应根据工程需要布置冲沙闸、冲沙廊道、排沙孔、溢流堰等；条渠沉沙池包括进口段、工作段、出口段、进出口闸，以及池外截渗工程等。

(6) 选定主要尺寸和指标。通过沉沙池水力计算、泥沙沉降计算和冲洗计算，经过不同尺寸比选，对水力冲洗式沉沙池分别确定沉沙池池厢主要尺寸、池底坡度及冲沙廊道的尺寸、底坡；对定期冲洗式沉沙池还应确定沉沙池冲洗周期、冲洗历时、合理的耗水量，以及淤沙容积；对条渠沉沙池应给出淤积年限或者清淤条件。

(7) 沉沙池稳定及结构设计。主要内容包括各种工况下的基础稳定计算、结构内力、渠堤设计、防洪、防渗排水设计，以及相关辅助工程设计等。

(8) 沉沙池运行设计。水力冲洗式沉沙池运行设计内容包括冲洗时机、冲洗方式及闸门调度方式等；条渠沉沙池运行设计内容包括分期淤积方式或分段淤积方式等。

(9) 沉沙池泥沙原型观测设计。

(10) 环境保护评价及设计。包括泥沙对环境的影响、环境保护、环境绿化、交通道路、生活区规划设计，以及废渣、污水处理等。

以上设计内容和步骤之间是相互联系、相互制约的。对于大中型水利水电工程中3级及3级以上的沉沙池，在初步设计中还应进行模型试验，通过模型试验改进、完善设计。

1.6 术语、主要符号

1.6.1 术语

1. 沉沙池（desilting basin）

用以沉降挟沙水流中泥沙颗粒大于设计沉降粒径的悬移质泥沙、降低水流中含沙量的建筑物。

按运行方式，可分为水力冲洗式沉沙池和非冲洗式沉沙池。水力冲洗式沉沙池可分为连续冲洗式沉沙池和定期冲洗式沉沙池。

2. 连续冲洗式沉沙池（continuous flushing desilting basin）

在连续供水的同时，将沉落的泥沙连续不断地冲排入下游河道的沉沙池。连续冲洗式沉沙池由上游连接段、工作段、下游连接段、排沙廊道等部分组成。

3. 定期冲洗式沉沙池（periodic flushing desilting basin）

沉沙与冲洗交替运行连续供水的沉沙池。即当沉沙池中某池室淤积到一定程度后，出池含沙量及其粒径超过泥沙沉降设计标准时，及时进行冲洗，以恢复沉沙容积，同时将已冲洗后恢复沉沙容积的另一池室投入沉沙运行。定期冲洗式沉沙池由上游连接段、工作段（包括溢流堰区）、集水和排沙系统等组成。

4. 条渠沉沙池（desilting channel）

利用天然洼地、滩涂，筑成的长度较长的宽浅土渠沉沙池。淤满后可还耕或清淤后可重复利用，也可应用于堤防淤培或滩涂放淤削减河道含沙量。条渠沉沙池由进口段、工作段、出口段等组成。

5. 工作段（working section）

沉沙池中用于沉降泥沙的主要池段。

6. 工作长度（working length）

沉沙池工作段的长度。

7. 工作宽度（working width）

沉沙池工作段的净宽度。梯形断面沉沙池为正常水位以下的平均净宽度。

8. 工作深度（working depth）

沉沙池工作段正常水位以下至泥沙淤积高程之间的水深。

9. 工作流量（working flow）

对连续冲洗式沉沙池，为引用流量与冲沙流量之和；对定期冲洗式水利工程沉沙池，为引用流量与池末底孔排沙流量之和；对定期冲洗式水电工程沉沙池和非冲洗式沉沙池，为引用流量。

10. 冲洗流量（flushing flow）

定期冲洗式沉沙池，沉沙与冲沙交替运行，池室（廂）冲沙时，经进口闸引入冲沙的流量。引渠末端设计流量不得小于沉沙池工作流量与冲洗流量之和。

11. 池室（basin chamber）

按工作流量、工作宽度和工作深度，由高于正常水位的隔墙，将工作段平行水流方向分成的若干室槽。

12. 池廂（basin tank）

定期冲洗式沉沙池中，根据冲洗流量，由高于设计淤积面以上的冲洗水位的隔墙，将池室平行水流方向分隔成的若干廂槽。

13. 溢流堰区（overflow area）

定期冲洗式水利工程沉沙池工作段尾部设有溢流堰，用以引取表层水的区段。

14. 过机多年平均含沙量（average annual sediment concentration through turbine）

通过水轮机的多年输沙量与过机多年引水量之比。

15. 粗粒径含沙量（coarse sediment concentration）

大于沉沙池设计最小沉降粒径的悬移质泥沙含沙量。

1.6.2 主要符号

B——工作宽度；

H—— 工作段进口水深；

H_e——工作段进口工作深度；

H_w——工作段平均工作深度；

H_p——水泵设计扬程；

H_r——水轮机额定水头；

L_w——工作段长度；

S_g——过泵汛期多年平均含沙量；

S_p——过机多年平均含沙量；

S'_p——过机多年平均粗粒径含沙量；

η_l——大于某粒径级的沉降率；

$\overline{\omega_i}$——粒径组的平均沉速；

η_{ik}——k 池段 i 粒径组沉降率；

η_i——全池 i 粒径组沉降率；

η——总沉降率；

α_{ik}——k 池段 i 粒径组的恢复饱和系数；

ΔP_{di}——沉沙池淤积泥沙或廊道、排沙孔水流中的第 i 粒径组沙重百分数；

V_s——全池各时段累积淤积体积；

T_c——单室冲洗总历时；

W——单室冲洗总用水量。

第2章

沉沙池类型和布置

2.1 沉沙池类型

水利水电工程沉沙池，按工程用途，可分为水利工程沉沙池和水电工程沉沙池；按运行方式，可分为水力冲洗式沉沙池和非冲洗式沉沙池。

2.1.1 水力冲洗式沉沙池

水力冲洗式沉沙池可分为定期冲洗式和连续冲洗式。根据我国已建沉沙池运行情况，水电站沉沙池多采用连续冲洗式，水利工程沉沙池多采用定期冲洗式，均用以处理悬移质泥沙。

1. 连续冲洗式

在满足连续供水的同时，将沉落到池底的泥沙连续不断地冲排入下游河道，这种运行方式的沉沙池称为连续冲洗式沉沙池。连续冲洗式沉沙池可布置为单室式或多室式。

连续冲洗式沉沙池构造比较复杂，但运行比较可靠简便，在一个池室内，沉沙与冲沙同时运行，可连续供水，一般用来处理沉速较大的粗粒径级泥沙。在我国的四川、云南、贵州等省的无调节引水式水电站多采用连续冲洗式沉沙池，用以处理悬移质泥沙。我国新疆地区，在山溪性多沙河流的灌溉引水渠首工程中采用曲线形沉沙池，用以处理中粒径、粗粒径的泥沙以至小砾石，也具有连续冲沙的特点。

2. 定期冲洗式

定期冲洗式沉沙池，按池室布置可分单室式、双室式和多室式。单室式的布置较简单，每个池室的引用流量等于干渠的设计

流量，当池室淤积到一定厚度时，需停止引水、排除泥沙，这种布置不能满足连续供水需要，故单室式较少采用。多室式沉沙池，每个池室的工作流量可按池室的数目分配，当其中一个池室冲洗时，其余的池室可通过工作流量。多池室沉沙池能够连续供水，但结构较复杂，大中型工程中多采用多池室沉沙池。

为提高沉降效率，缩短池长以求节省工程造价，可在池室后段布置斜板区，前段水流仍呈平流流态，后段斜板区变为向上流动（或向下流动），这种型式称为定期冲洗式复合型沉沙池，结构较复杂，已建成的禹门口沉沙池即为这种型式。

2.1.2 条渠类沉沙池

利用天然洼地、滩涂，就地取材构筑一定工程设施，在沉沙区内用围堤和格堤分成若干条长度较长的宽浅土渠断面，淤满后可还耕、固堤或清淤后可重复利用的沉沙池，即为条渠类沉沙池。在黄河中下游低洼地区采用该类沉沙池较多，可用于淤培固堤、放淤改土或与扩大耕地面积等结合起来，使水沙和土地资源得到综合利用。根据地形条件可布置为湖泊形、条渠形或梭形。按照运行条件，条渠类沉沙池又可分为自流沉沙、以挖待沉、扬水沉沙和自流与扬水相结合等型式。近年来，为减轻黄河泥沙对三门峡水库、小浪底水库和下游河道的淤积危害，在黄河小北干流河段（禹门口至潼关段），利用宽阔的滩涂进行颇具规模的放淤试验，是一项创新之举。

1. 自流沉沙

一般利用天然洼地或围堤形成自流沉沙，根据用途可采用定期清淤、连续清淤、淤培固堤或淤满还耕等运行方式。淤满还耕是指当沉沙条渠淤满时，利用汛期洪水在淤沙上落淤 0.3～0.5m 细粒泥沙，即可还耕为田，另用新的条渠沉沙。

2. 以挖待沉

当条渠容积受到地形条件限制时，可以开挖形成条渠，称以挖待沉。这种形式的沉沙条渠，也可以根据其用途采取定期清淤、机械连续清淤或淤满还耕等运行方式，运用若干年达到淤积

高程后，邻渠另挖新的条渠，并以新开挖的耕植土覆盖到原淤积高程上还耕，如山东潘庄沉沙池。当沉沙条渠不能中断供水时，可以机械连续清淤，如河南邙山扬水站的沉沙池。

3．扬水沉沙

当淤沙部位高于引水位时，可采用扬水沉沙，如淤培工程等。

4．自流与扬水相结合

沉沙初期为自流沉沙运行，当自流沉沙的容积淤满后，可加高围堤增设泵站，改为扬水沉沙运行。这种型式既延长了条渠的使用年限，又少占土地，颇有发展趋势，如引黄济青渠首沉沙池设计。

2.2 沉沙池布置

2.2.1 连续冲洗式沉沙池

连续冲洗式沉沙池的布置主要包括引渠、上游连接段、工作段、下游连接段、旁侧溢流堰及排沙廊道系统，如图2-1及图2-2所示。

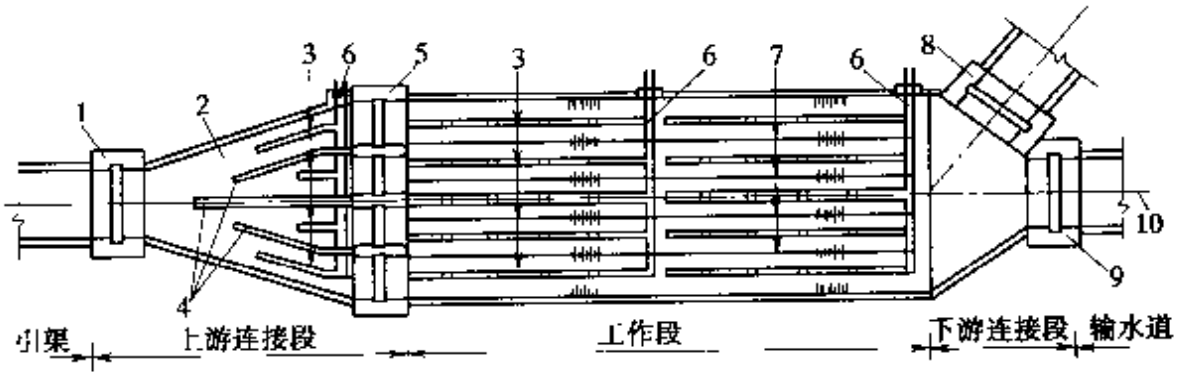


图2-1 单室连续冲洗式沉沙池

1—进口闸；2—扩散段；3—冲沙支廊道；4—配水墩；5—整流栅段；6—冲沙主廊道；7—梯形槽壁；8—事故冲沙闸；9—出口闸；10—沉沙池中心线

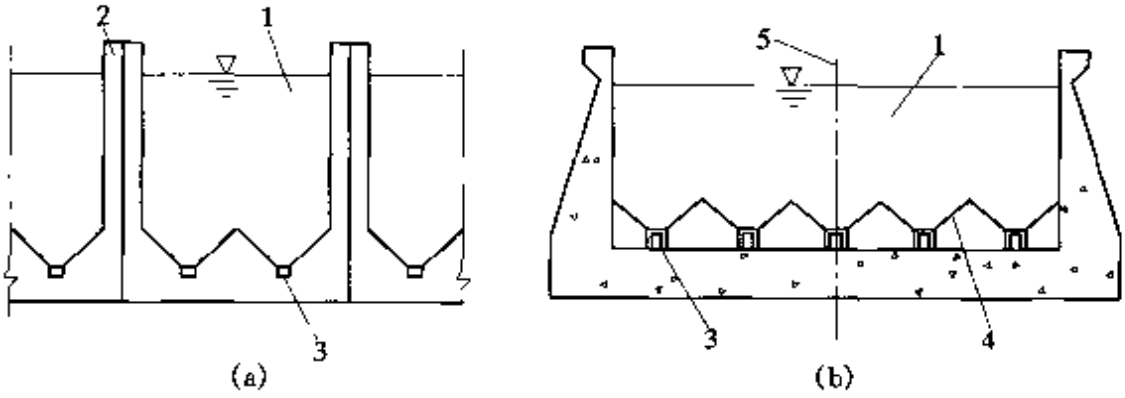


图 2-2 连续冲洗式沉沙池池室横断面

(a) 多室式；(b) 单室式

1—沉沙室；2—隔墙；3—冲沙支廊道；4—梯形槽壁；5—沉沙池中心线

1. 引渠

引渠应满足设计流量范围内不同设计含沙量的正常输水要求，防止小流量引水时出现严重淤积，影响过流能力，往往以汛期含沙量大而引水流量小来校核引渠的挟沙力。沿引渠可设置冲沙、泄水设施。引渠设计流量应满足沉沙池正常工作和引渠正常工作的需要。

为改善入池水流条件，引渠轴线宜与沉沙池轴线呈一直线，当引渠较长且受到地形条件限制时，其末段轴线应与沉沙池轴线呈一直线。这样布置的目的是为了使进入上游连接段的水流流态较好，便于上游连接段的布置。

2. 上游连接段

上游连接段设置在引渠与沉沙池工作段之间，由于引渠断面宽度和深度均小于沉沙池工作段的断面宽度和深度，若连接段布置不当，水流进入沉沙池工作段会出现流速横向及竖向分布不均匀，严重降低工作段的沉沙效率，故应采取措施使连接段水流的流速和流量分布均匀。因此，上游连接段的主要作用是使水流均匀扩散，平稳地进入池室工作段，并最大限度地减少泥沙在连接段沉降。为此，在连接段内设有进水闸、配水、整流及拦污设施。

为了使水流均匀地扩散到工作段，上游连接段的平面布置宜采用对称扩散型式，单侧扩散角不宜大于8°～12°；若受到条件限制，采用非对称扩散型式时，两侧扩散角之和不宜大于16°～24°。连接段底板与工作段底板连接处不得出现跌坎。设置在连接段内的配水墩和整流栅的主要作用是使进入工作段的水流能均匀地分配于整个过水断面，防止回旋流产生，保证沉沙池的沉沙效果。目前，配水墩的位置、尺寸及方向以及整流栅排距、栅距很难通过数值计算进行模拟，一般是通过水力学模型试验确定。统计已建水电工程沉沙池在上游连接段内设置整流栅整流后，单侧扩散角可达12°～25°，两侧扩散角之和达24°～33°，如：

（1）渔子溪一级：单侧扩散角24°29′04″。

（2）南桠河三级：单侧扩散角23°50′19.46″。

（3）渔子溪二级：两侧扩散角之和32°20′50.8″。

（4）映秀湾电站：两侧扩散角之和24°37′34″。

为防止连接段被淤堵，该段内还应设置冲沙廊道。

3．工作段

工作段主要作用是沉降泥沙，并由池底的主廊道、支廊道连续冲洗出池。

池室（厢）底坡一般为正坡，池室（厢）边墙和隔墙迎水面为垂直面，沿池宽方向做成若干倒梯形槽，槽壁坡角（与水平向夹角）宜大于泥沙水下休止角，在槽底板上布置进沙孔，并与冲沙支廊道相通。

冲沙系统由若干条支廊道和主廊道组成。支廊道顺水流方向布置于池底进沙孔下，并分别汇入主廊道。沉沙池工作段内可根据池室（厢）布置，设置多个冲沙系统。

支廊道及主廊道是沉沙池冲排沙的主要建筑物，为充分利用全部水流落差，常把沉沙池分成若干段进行分段沉降和分段冲洗，各段可以利用的水位差均为沉沙池水位与排沙道出口处的水位差。四川南桠河三级电站及渔子溪一级、二级电站的沉沙池工作段分别设置了三段支、主廊道系统进行分段沉降和分段冲沙。

由于粗颗粒泥沙前段沉降多，细颗粒泥沙在后段沉降，一般前段冲洗系统的支廊道长度小于后段冲洗系统支廊道长度。

4. 下游连接段

下游连接段的主要作用是使出池水流能顺畅进入下游输水道。由于下游输水道断面小，下游连接段宜采用逐渐收缩的渐变断面与下游输水道连接，收缩角一般按水流收缩角确定。当下游为有压输水道时，有压引水道进口顶部淹没水深由淹没条件确定。

连续冲洗式沉沙池的冲沙廊道一旦淤堵，可使用下游连接段内的事故冲沙闸冲沙，因此，在该段内应设置事故冲沙闸作为备用冲沙设施。

5. 旁侧溢流堰

旁侧溢流堰的作用是在进水口闸门操作不当或机组丢负荷时，宣泄进入沉沙池超过设计流量的水量或防止沉沙池出现雍水的情况。旁侧溢流堰可在沉沙池工作段、引渠或输水道适当部位设置。堰顶宽度及高程应根据宣泄流量按堰流公式确定，但堰顶宜略高于正常水位，一般高于正常设计水位 5cm 以上。

6. 冲沙廊道

冲沙廊道的顶部一般设有带孔的水平盖板或底栅（如图2－3所示），将池室内具有小流速的水流与冲沙廊道内较大流速的水流分开，以便造成足以冲走冲沙廊道内泥沙的流速，并能利用较小的流量输送泥沙。冲沙廊道的流量是逐渐增加的，其横断面应相应增大，使冲沙廊道的流速大致保持不变，以保证必需的输沙能力，避免过多的水量损失。冲沙廊道的进水最好设计成斜向的，以便造成横向环流，提高冲沙廊道的输沙能力。当采用正面进水时，可在冲沙廊道的侧墙及底部设置斜向的条齿（图2－4）。条齿的厚度一般采用冲沙廊道宽度的 1/10，其方向与冲沙廊道轴线成 15°

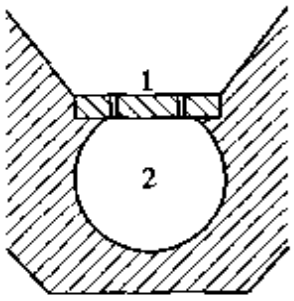


图 2－3 圆形冲沙廊道

1—带孔盖板；2—廊道

夹角。加条齿的冲沙廊道的糙率约为0.030～0.035，其输沙能力约为无条齿的1.5～2.0倍。

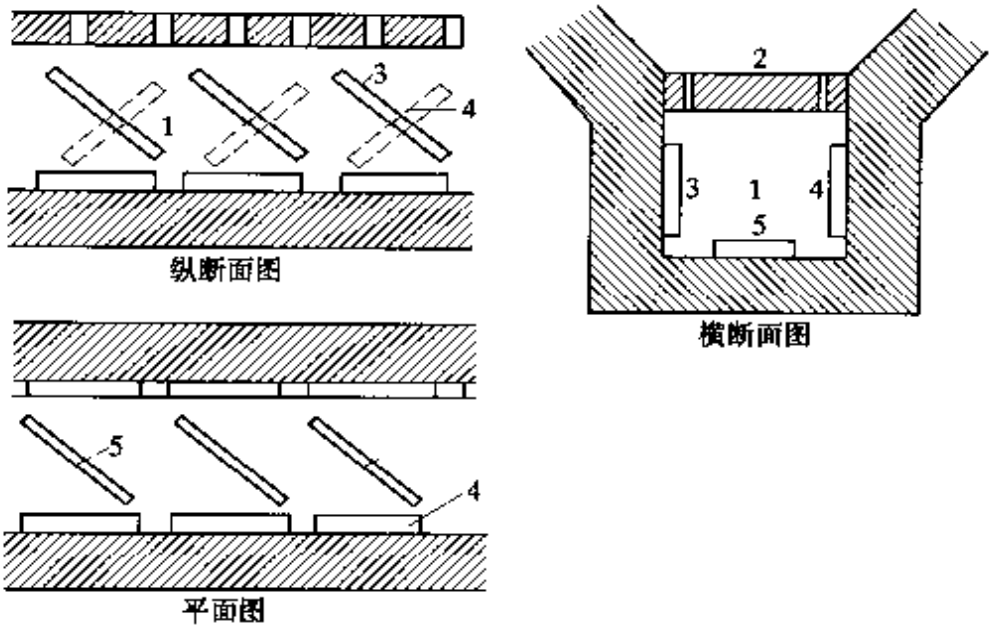


图2-4 有条齿的矩形冲沙廊道

1—底部冲沙道；2—带孔盖板；3、4—侧墙上人工条齿；5—底部人工条齿

2.2.2 定期冲洗式沉沙池

定期冲洗式沉沙池的布置，主要包括引渠、进口连接段、工作段（包括溢流堰区）和冲排沙设施，如图2-5所示。

1. 引渠

引渠应满足设计流量范围内不同设计含沙量的正常输水要求，小流量引水时允许有少量淤积，但不影响正常输水，随着流量增大而得到冲淤平衡。如禹门口沉沙池的引渠纵坡为1/740，最小引水流量的流速为1.57m/s，设计工作流量的流速为2.25m/s，均大于不淤流速。

引渠轴线宜与沉沙池轴线呈一直线，当引渠较长且受到地形条件限制时，其末段轴线应与沉沙池轴线呈一直线。当有夹角时，应采取措施保证进入沉沙池连接段水流的流速和流量横向分布均匀。

当引渠较长时，为了在出现超标准流量或特殊情况时能从引

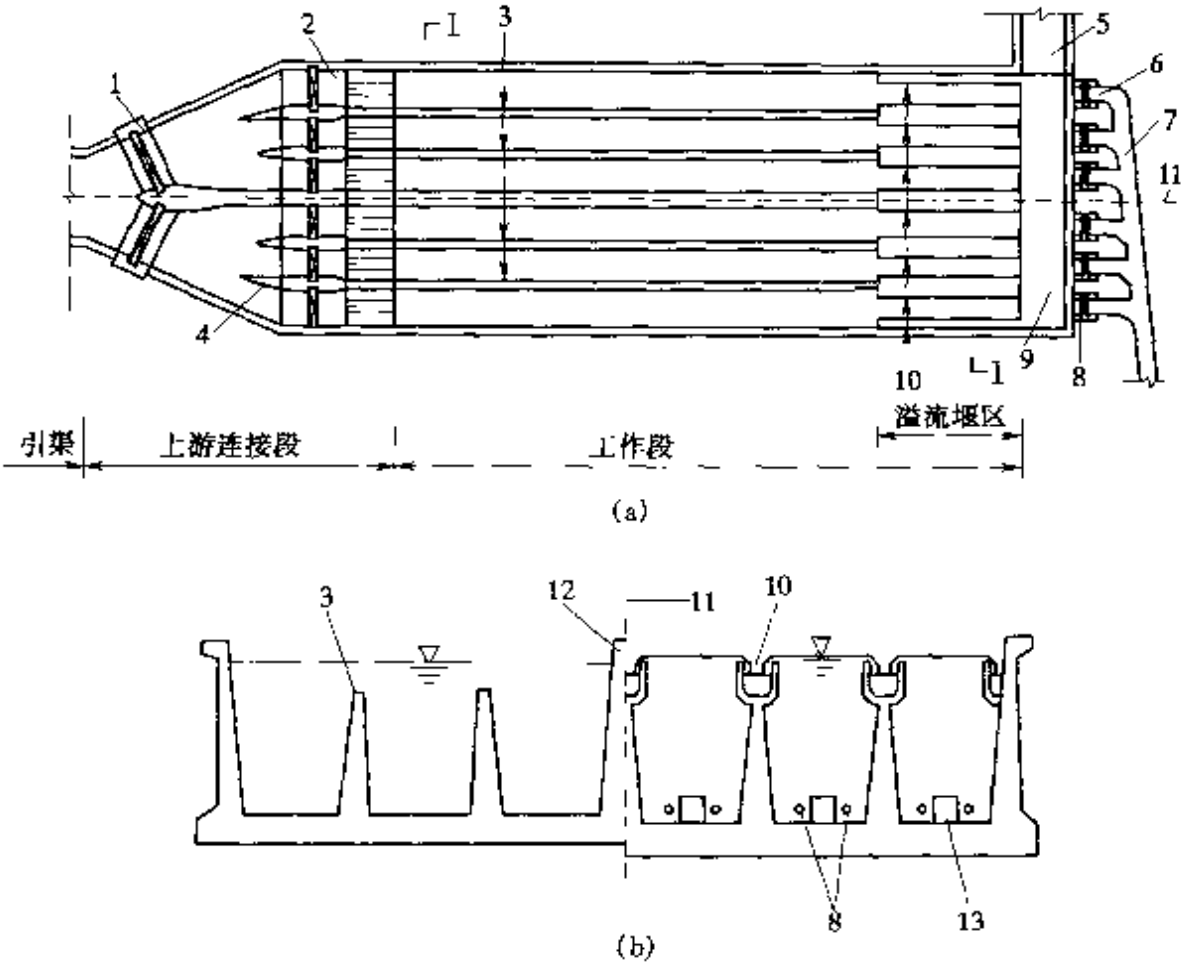


图 2-5 定期冲洗式沉沙池布置图

(a) 平面图；(b) Ⅰ—Ⅰ剖面图

1—池室进口闸；2—池厢进口闸；3—池厢隔墙；4—配水墩；5—输水道；6—冲沙闸；7—排沙道；8—排沙底孔；9—横向集水槽；10—侧向集水槽；11—沉沙池中心线；12—池室隔墙；13—冲沙闸孔

渠溢流，使沉沙池能正常安全工作，可在引渠一侧设置溢流设施。必要时可在引渠适当位置或末端设冲沙槽和排沙闸，以便引渠排沙和泄空。

2. 进口连接段

进口连接段也称上游连接段，其作用是使水流均匀扩散至沉沙池工作段，单侧扩散角不宜大于 8°～12°，两侧扩散角之和不宜大于 16°～24°。当大于上述角度范围时，通常应采取措施防止回流出现，尽可能减少泥沙在该段淤积而影响水流均匀扩散。该段主要设施有进水闸、配水墩、整流和排沙设施等。

（1）进水闸。进水闸设在池室进口，亦称进口闸，闸孔数与池室数相一致，通常进水闸闸槛与引渠末端渠底相平或略高于渠底，闸室布置应满足闸门、启闭机、拦污栅和清污设备的运行要求。当池室内分成若干池厢时，应设池厢进口闸，闸孔数与池厢数一致，闸槛略低于池室进口槛，为不影响入池水流，闸槛应高于池室泥沙淤积面的高程。为控制冲沙运行，闸门要满足局部开启需要。

（2）配水墩。设置配水墩的目的是为了进入工作段的水流分布均匀，特别是流速横向分布均匀，防止回流发生。配水墩一般布置在进口闸前，其位置、尺寸、形状和方向应通过水力学模型试验。

（3）整流栅（板）。可在进口闸后设置整流栅（板），整流栅（板）的排距、间距、形状和入深应通过水工模型试验。

（4）斜坡段。由于池厢进口闸底高于工作段首端池底，为使水流平稳地进入工作段，应以斜坡连接逐渐扩散水流，斜坡的垂直与水平比不宜陡于1:4，不能采用跌坎。

3. 工作段

工作段用于沉降泥沙。沉沙运行时淤沙床面不断变动，各断面工作水深逐渐减小，自上而下各断面水深不等，床面处于动床状态；虽然工作段的水面比降甚小，当流量恒定时，从溢流堰开始，向上游的水面比降也不断变动，所以，工作段的水流属于动床变速缓流。冲洗运行时，工作段的水流为急流。

定期冲洗式沉沙池工作段宽度和长度应满足沉降设计标准和冲洗要求。在同一沉降率下，不同水深有不同工作宽度和长度，所以在进行工程布置比较时，应根据地形、地质及水沙条件，通过不同尺寸计算比较后确定工作段宽度和相应长度。工作段首端淤积到最大淤积厚度时的流速最大，据运行实践，最大流速不宜大于0.3m/s（大禹渡沉沙池为0.19m/s，禹门口沉沙池为0.30m/s）。

工作段除满足沉沙要求外，还应有足够纵向底坡，以满足冲

洗要求。在冲洗设计中，力求提高冲洗效率，节省耗水量。沿程冲洗阶段的平均流速应大于 2.5m/s。通常工作段底坡取 0.015～0.02。

运行初期，工作段的工作水深最大，首端不应小于 4m，末端不应小于 8m。工作段设计泥沙淤积厚度、工作段宽度和工作段长度，通过沉降效率计算比较后确定。

工程实践表明，池厢过流横断面为梯形时，不便于冲洗，应以矩形断面为佳。采用多室或双室布置时，各池室以室隔墙分开，池室隔墙顶高于正常运行水位 0.5～0.7m；各池厢间以厢隔墙分开，厢隔墙顶可低于室隔墙顶，但应高于沉沙淤积面 0.7～1.0m，并使溯源冲洗时的冲洗水位在厢隔墙顶以下，防止池厢间冲洗窜流。各隔墙均与其相应的进口闸墩连接，室隔墙顶可作为沉沙池的纵向交通道。工作段各部位结构尺寸和强度应满足各种运行条件下稳定和强度要求。

4. 溢流堰区

通常，水流中的泥沙经工作段沉降后，除去了部分粗粒径泥沙，减少了含沙量，还需经溢流堰段吸取表层水，才能满足供水要求。溢流堰区设在工作段后段，属工作段的一部分，该区水沙运动较复杂。

溢流堰区长度一般占工作段长度的 15%～20%，池底纵坡不小于工作段前段纵坡。纵向溢流堰设置在边墙、隔墙上，横向溢流堰设在池末横墙顶上，堰面为曲线型，形成自由出流，堰顶水深不宜大于 0.1m。过堰出池水流经纵向集水槽和横向集水槽流入输水道。为了不影响溢流堰出流，纵向集水槽汇入横向集水槽处也应满足自由出流条件。

5. 冲沙和排沙

经溢流堰吸取表层水后，堰前吸出高度以下的泥沙将逐渐浓缩，为不影响表层取水效率，应在池末设排沙孔，孔底高于池底约 1m，每池厢至少设底孔 2 孔，排沙流量可取各池厢工作流量的 5%～8%，用阀门控制排沙流量。

每池厢未设冲沙闸一孔，为便于排沙和控制泄空冲洗时的流量，闸底略低于池底 0.3～0.5m，闸门设计应满足局部开启条件。冲排沙运行时，水沙经冲沙闸汇入排沙道，排沙道应排沙通畅，防止淤堵，其纵坡应大于工作段纵坡。排沙道出口应有防冲设施，以防冲刷。排沙道出口常受下游江河洪水位顶托，将影响泄流排沙，若以较高标准的江河洪水位来确定排沙道出口高程和冲洗水头，可能会抬高沉沙池工作水位，增大工程量和投资。如何处理设计及校核江河洪水位对排沙道出口的顶托，可根据具体情况确定，如采取适当延长冲洗周期或减小沉沙池工作流量等措施来错过江河洪水位。所以，出口高程以不受下游常年洪水位顶托为原则来确定。另外，为了防止洪水倒灌、淤堵排沙道，必要时可设排沙道出口防洪闸。

6. 其他设施布置

其他设施布置包括池区内外交通、照明、观测、工作桥、环境保护、清淤和辅助冲洗设施布置等，根据沉沙池的运行管理和观测设计要求确定。

7. 主要结构布置

池室的边墙（或边墩）、隔墙（或闸墩）和底板，把自重和作用于其上的各种荷载传布于地基，并保护地基和边坡免受水流冲刷，防止地基渗透变形。池室结构必须具有足够稳定性、整体性、坚固性、耐久性和抗渗性，通常采用钢筋混凝土结构，底板多为钢筋混凝土筏形底板。有些工程由于没有充分考虑上述要求，造成了严重工程事故或使工程不能正常运行。

连接段、工作段（包括溢流堰区）和冲排沙闸段的结构布置尺寸，应满足各种设计工况下的稳定和应力条件要求。上述各段间应据地基条件每隔 10～20m 设置横向变形缝。

当采用多池室布置时，池室的构造特点很大程度上取决于纵向变形缝的设置位置和构造型式。纵向变形缝的位置通常分两种，一种是把变形缝设在闸墩或隔墙上，使有关闸室或池室的结构完全分开独立，一般在双池室中采用。另一种是把变形缝设在

底板上，一般在多池室中采用。有关变形缝的构造，与水闸要求一致，不赘述。

2.2.3 定期冲洗式复合型沉沙池

定期冲洗式复合型沉沙池是在定期冲洗式沉沙池基础上发展起来的一种型式，主要是利用斜板沉降原理来加速泥沙沉降，达到提高沉降效率、缩短沉沙池长度、节约投资的目的。工作段前半部与定期冲洗式的布置相同，水流呈水平流动，习惯称平流，可使粗一些的泥沙得到沉降；后半部为斜板区，水流经斜板区首端阻流板下出流后改变为向上流，增加了过流面积，使沉降效率得到提高，细一些泥沙得到沉降。这两种不同布置结合起来比较符合沉沙池内不同粒径泥沙沉降过程，故称定期冲洗式复合型沉沙池。

复合型沉沙池的布置主要包括引渠、进口连接段、工作段、集水和冲排沙设施，除工作段外，其余布置与前述定期冲洗式沉沙池基本相同。图 2-6 为禹门口定期冲洗式复合型沉沙池的布置。禹门口沉沙池是我国首次建成的一座定期冲洗式复合型沉沙池，位于黄河禹门口左岸一级阶地上，设置在扬程 14m 的一级泵站和扬程 98m 的二级泵站之间。设计引水流量 $26m^3/s$，包括沉沙池工作流量 $21m^3/s$（其中，引用流量 $20m^3/s$，冲沙流量 $1m^3/s$），沉沙池冲洗流量 $5m^3/s$，设计引水含沙量小于 80 kg/m^3，相应设计出池含沙量小于 $50kg/m^3$，出池允许粒径小于 0.05mm。为节省篇幅，本小节重点介绍该沉沙池的进口连接段和工作段的布置，以及沉降效率。

1. 进口连接段

禹门口沉沙池进口连接段长 64.15m，将与引渠连接处的底宽 4m 扩散至工作段首端底宽 47.8m，顺水流方向依次包括整流池、池室进口闸、配水墩、池厢进口闸和斜坡段。水流由 4m 底宽的引水渠进入 47.8m 宽的工作段首端（工作段净宽 54m，总宽 59.6m），要使水流比较均匀地分配至工作段的各池厢，是一个相当困难的问题，若连接段布置不当，使流速分布不均，则必

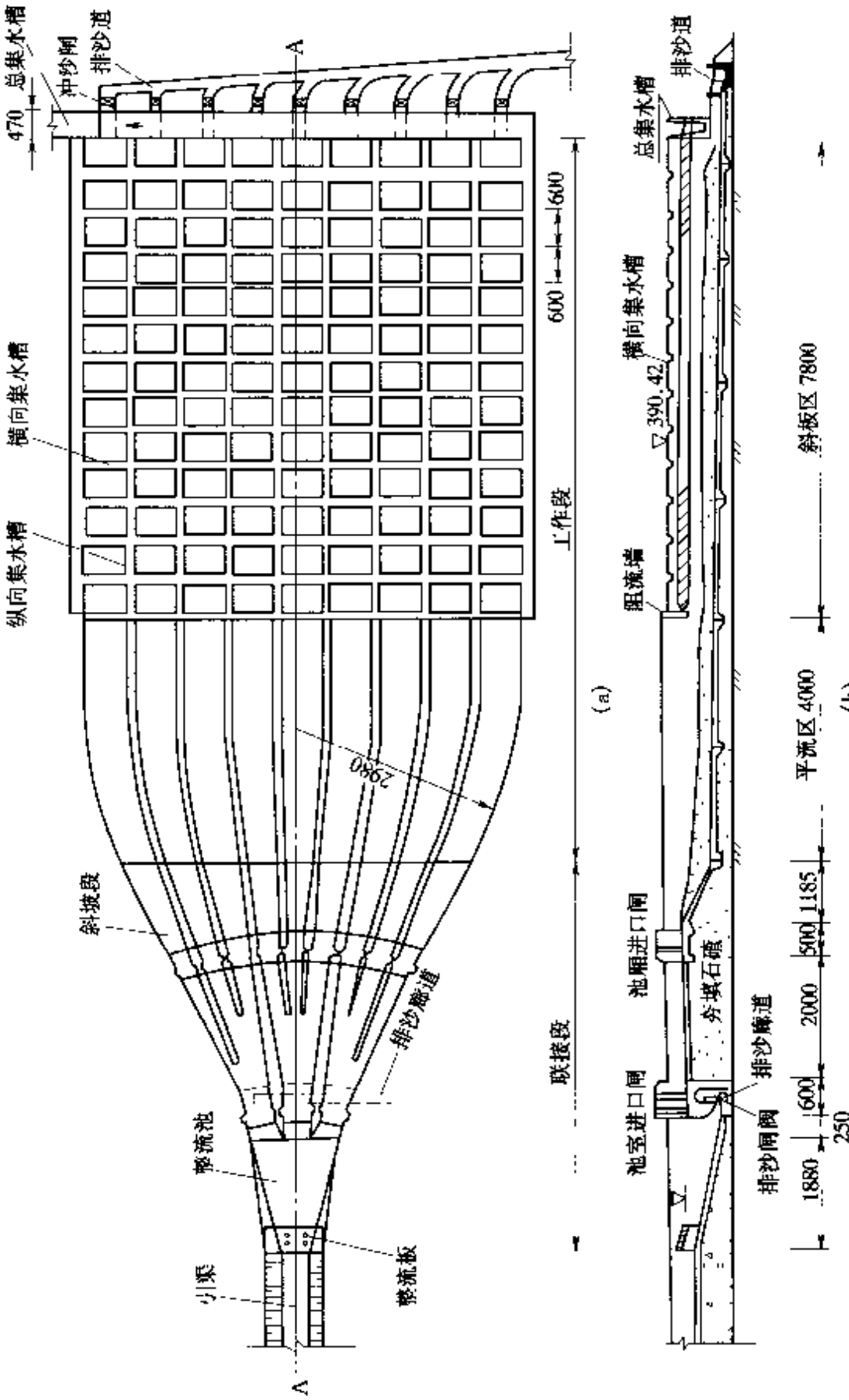


图 2-6 高门口复合型沉沙池布置图(尺寸：cm，高程：m)
(a)平面；(b)纵面(A—A)

然会影响到入池流量均匀分配，破坏沉沙池中水流的稳定条件，为此进行了较长时间研究[5][6]。

（1）整流池的作用及布置。图 2－7 是最初考虑的分流连接方式，试验表明流态分布很不好，不拟采用。随后改为扩散式，水流进入整流池后，由于过流断面增大，流速减小，水流自由扩散，出现水流扩散不充分，表现为表面波动大、上层流速大、两侧有回流，仍不能保证进入各池室进口闸的流量均匀，流态分布见图 2－8，拟进一步改进完善。经过反复试验比较，最终找到了在引渠末端至进口闸之间用带整流板的整流池进行过渡是一种有效合理的型式，它可以适应各种不同流量和不同运用工况下的流态和分流要求。

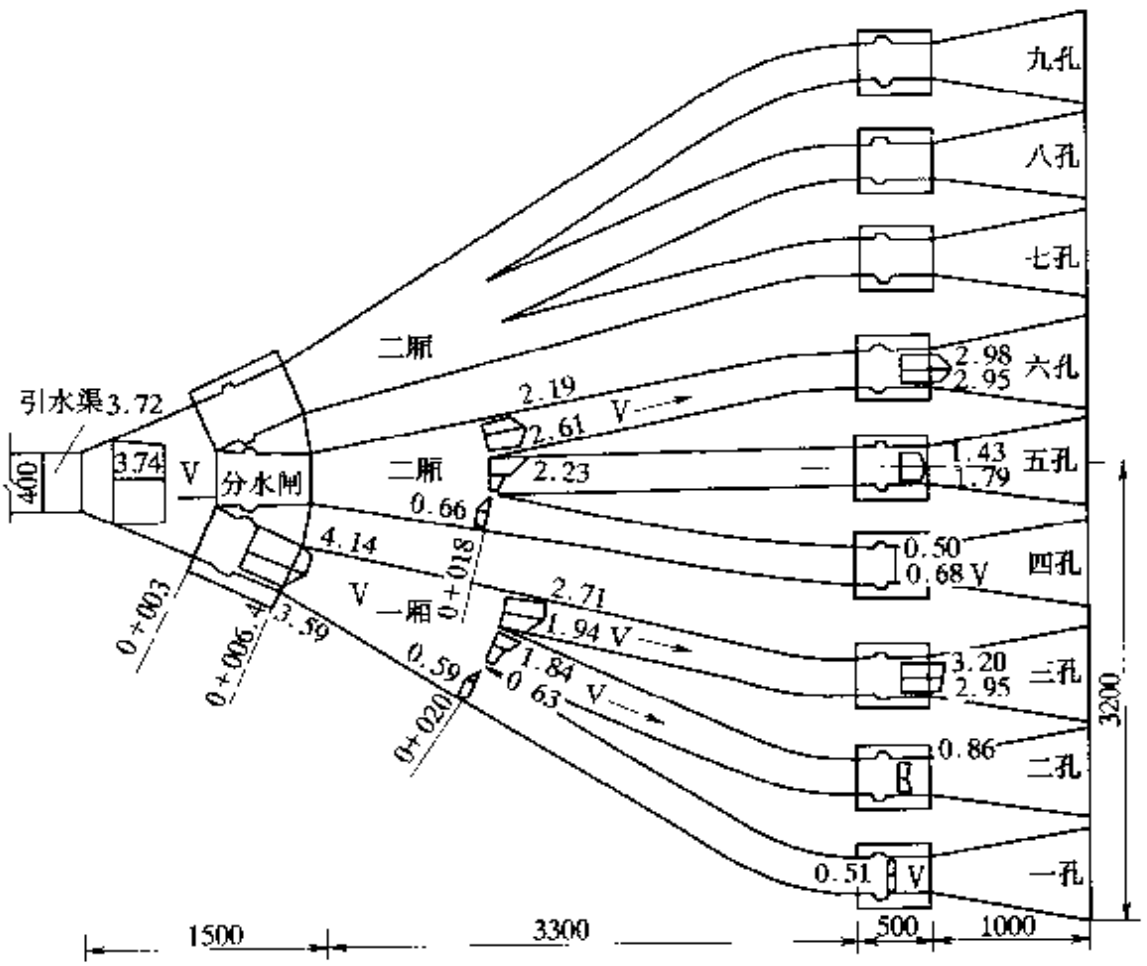


图 2－7　初拟布置流速分布（单位：长度 cm，流速 m/s）

图 2－9 是加整流板的整流池流速分布图，图中整流池长

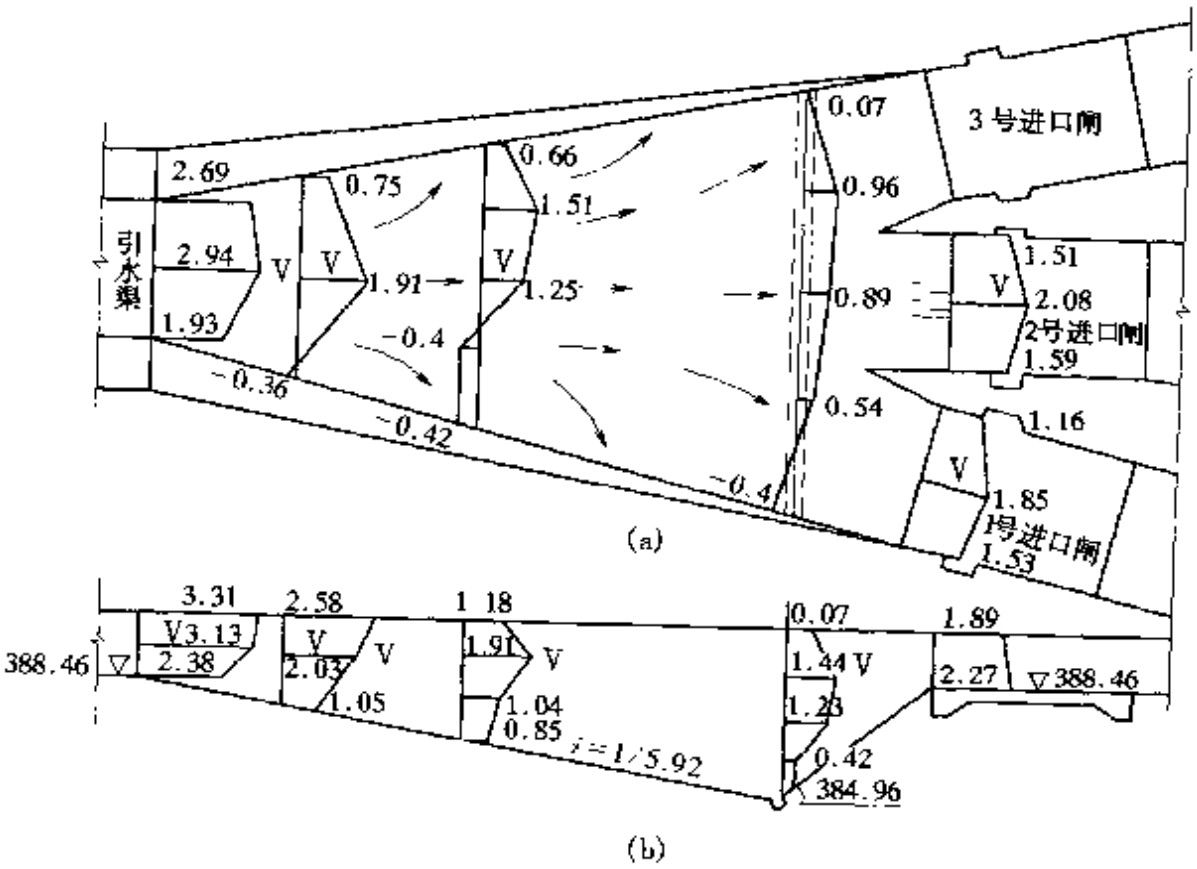


图 2-8 无整流板的整流池及其流态（$Q=26m^3/s$，1号、2号运行，3号冲洗）

（a）整流池平面布置及流态；（b）整流池纵剖面

21.3m，进口底宽 4m（与引渠底宽相等），出口底宽 12.7m（即池室进口闸的闸前净宽度），单侧扩散角 11.54°。边墙为渐变扭曲式，池底纵坡 1/5，池末最大水深 6.3m，整流池容积为 $775m^3$，按设计引水流量 $26m^3/s$ 计算，换水时间约 30s。

在整流池首端加设有孔的倾斜整流板（图 2-10），整流板斜长 3.6m，倾斜角度可据运行流量调控，最大倾角为 13°。整流板首端板面标高与水面接近，迫使水流潜入板下，板下流速大于不淤流速，水流在水下扩散，使整流池的水流均匀稳定。为促进水流扩散，在整流板下设两道导流隔墙，将整流板下分成与池室进口闸数相同的 3 孔，各孔进口流量相等，出口面积相等，使整流板下出口流量及流速分布基本均匀。整流板上设有孔径 20cm 的孔口若干，便于平衡整流板上下压力，也可避免污物集于

板上。

（2）整流效果及排沙方式。加设整流板后，由于水流潜入板下，加大了底部流速，水流得到较充分扩散，克服了无整流板时的两侧回流及偏流现象，达到了水面平稳、单宽流量比较均匀的要求。设有整流板的整流池内流态分布图 2－9 中，各断面的流

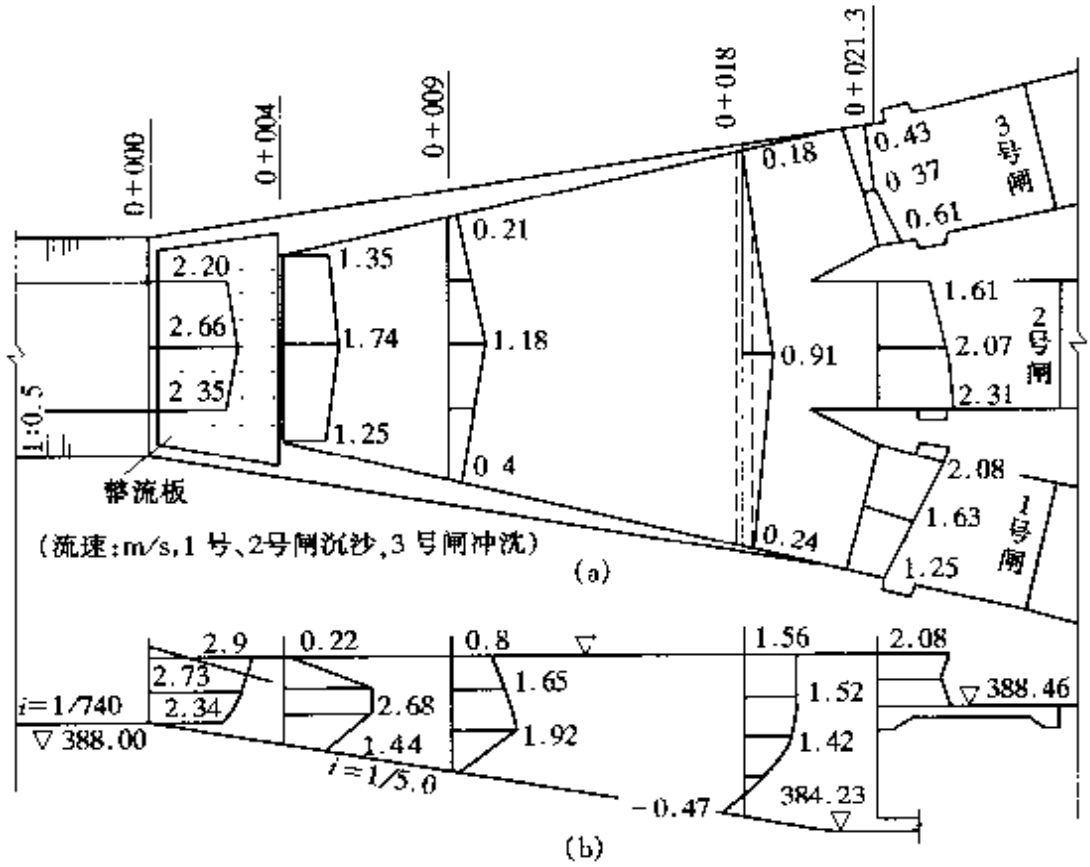


图 2－9 加设整流板后整流池流速分布

（a）整流池平面布置及流速分布；（b）整流池纵剖面

速为 1 号及 2 号池室沉沙运行，3 号池室冲沙运行，各池室的流量分配见表 2－1。

表 2－1 设有整流板的整流池各池室流量分配

入池流量 (m^3/s)	池室流量 (m^3/s)		
	1 号	2 号	3 号
23.53	9.20	9.33	5.00
19.46	6.73	6.73	6.00
10.41	2.84	2.57	5.00

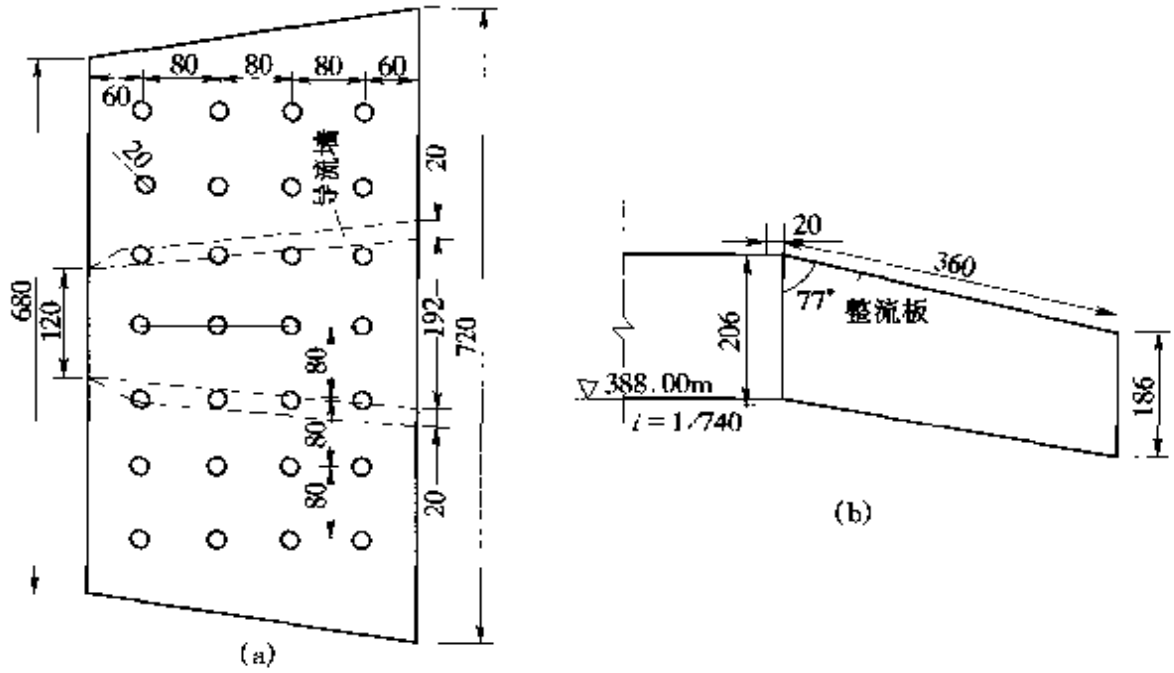


图 2-10 整流板布置（单位：mm）

（a）整流板平面；（b）整流板剖面

为使整流池过流边界保持稳定及连接段正常运行，整流池内落淤泥沙应及时排除，在整流池底部设有直径 25cm 用闸阀控制的排沙管 3 条，经排沙廊道排出池外。

（3）进口闸、配水墩及扩散段布置。进口闸为三孔，每孔净宽 4m，控制水流按运行要求分配至三个池室，进口闸前设有平板工作闸门、检修闸门、拦污栅及清污设施等。

在池室进口闸与池厢进口闸之间为水平扩散段，长 20m，底坡 1/100，将平面宽度 15.9m 扩散到 31.64m。池厢进口闸为 9 孔，用以控制各池厢集中冲沙运行，每孔净宽 2.5m，设平板工作闸门一扇，闸门按局部开启闸下出流设计。池室进口闸至池厢进口闸之间的分水问题，由池厢前的配水墩解决，配水墩的布置由试验确定。

斜坡段长 11.85m，除平面扩散外，斜坡坡度为 1/3.1，使过闸水深 1.54m 的水流能均匀扩散至工作段进口水深 5.32m，流速由 0.85m/s 逐渐降低到 0.13m/s（淤积后为 0.85m/s 降低至 0.30m/s）。

2. 工作段

工作段的池底设计纵坡 1/70，长 118m，其中平流区 40m，斜板区 78m。首端最大水深 5.32m，其中包括设计沉沙厚度 3.2m；末端最大水深 6.99m，其中包括设计沉沙厚度 2m。斜板区沿竖向分为 4 层，从上向下依次为集水层高 0.8m、斜板层高 1.3m、配水层高 1.4～2.89m、沉沙层 3.0～3.2m。斜板材料采用玻璃纤维增强水泥板，板厚 1cm（随着建筑材料的发展，还可进一步减薄），板间净距 10cm，板长 1.5m（安装角度 60°）。单室斜板区集水面积 1076.4m^2，正常双室运行的单室板间净过流面积 685m^2，板间上升流速 0.0146m/s。

集水槽布置在斜板区顶部，包括横向集水槽和纵向集水槽。横向集水槽横跨池厢通向纵向集水槽，间距 6m；纵向集水槽布置在池室边墙和隔墙顶部，共 10 条，汇流入总集水槽后，进入输水渠。各集水槽均为自由出流。

3. 冲排沙设施

冲排沙设施包括排沙孔、冲沙闸和排沙廊道。每池厢末段设有 3 孔直径 15cm 的排沙孔，出口通至排沙道，用闸阀控制启闭，每孔排放流量 0.06m^3/s。每池厢末端设冲沙闸 1 孔，闸孔尺寸 1.5m×1.5m，闸底高程低于池末的池底，闸后接排沙廊道，廊道长 7～9m。各排沙廊道汇流入排沙道，排沙道纵坡 1/50，泥沙排泄入荒滩或下游。

4. 沉降效率

通过试验[6]，在设计入池泥沙粒径条件下，单室工作流量分别为 10m^3/s、8m^3/s、3m^3/s，入池含沙量 70～120kg/m^3，运行 4～5h 内，沉沙池的沉降率为 40%～52%，满足设计条件。以单室工作流量 10m^3/s 和入池含沙量 101.7kg/m^3 的试验为例，出池含沙量为 57.4kg/m^3，沉降率为 43.6%，其中大于 0.05mm 粒径的泥沙沉降率为 87.2%，图 2-11 为斜板区沿垂线的含沙量变化分布图。运行实践表明，该沉沙池的沉降效率达到 50% 以上，若在布置上进一步优化，如在斜板区增大有效出流面积，

加强调度管理，沉沙效率还可进一步提高。

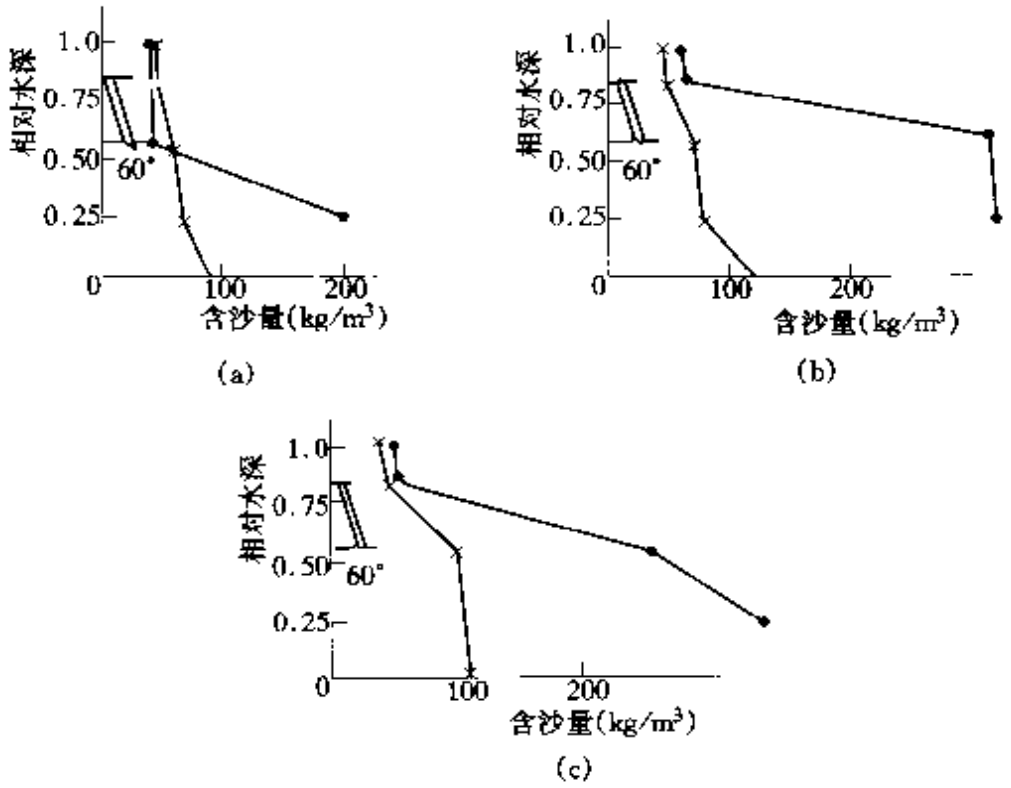


图 2-11 斜板区含沙量垂线分布

(a) 斜板段首；(b) 斜板段中；(c) 斜板段末

×—开始运行；·—运行 4.5h（终了状态）

2.2.4 曲线形连续冲洗式沉沙池

曲线形连续冲洗式沉沙池于20世纪50年代末期在我国新疆地区开始使用，主要用以处理推移质泥沙。根据引水流量大小，池室有单室和多室，目前单室的设计流量已达 $140m^3/s$。这种沉沙池与我国西南地区处理悬移质泥沙的水电站连续冲洗式沉沙池不同，它具有结构比较简单、沉沙效果好、施工方便、造价低等特点，如图2-12所示[7]，当水流进入曲线形沉沙池后，水流中的推移质泥沙和部分悬移质泥沙在离心力作用下，随着横向环流连续不断地移向沉沙池的凸岸，经设在凸岸的排沙廊道进入排沙道排出。

曲线形沉沙池由进口段、池室（工作段）、出口段和排沙设施等部分组成，图2-13为新疆玛纳斯河上的曲线形沉沙池[7]。

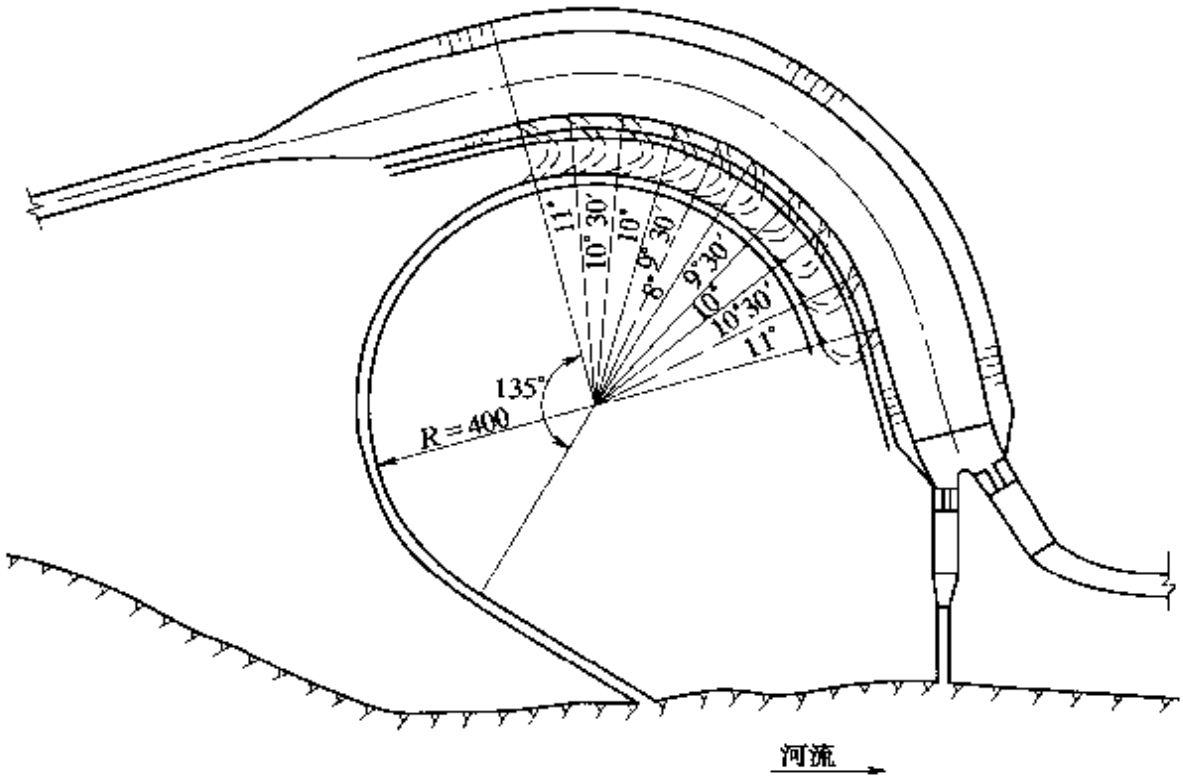


图 2-12 曲线形单厢沉沙池布置

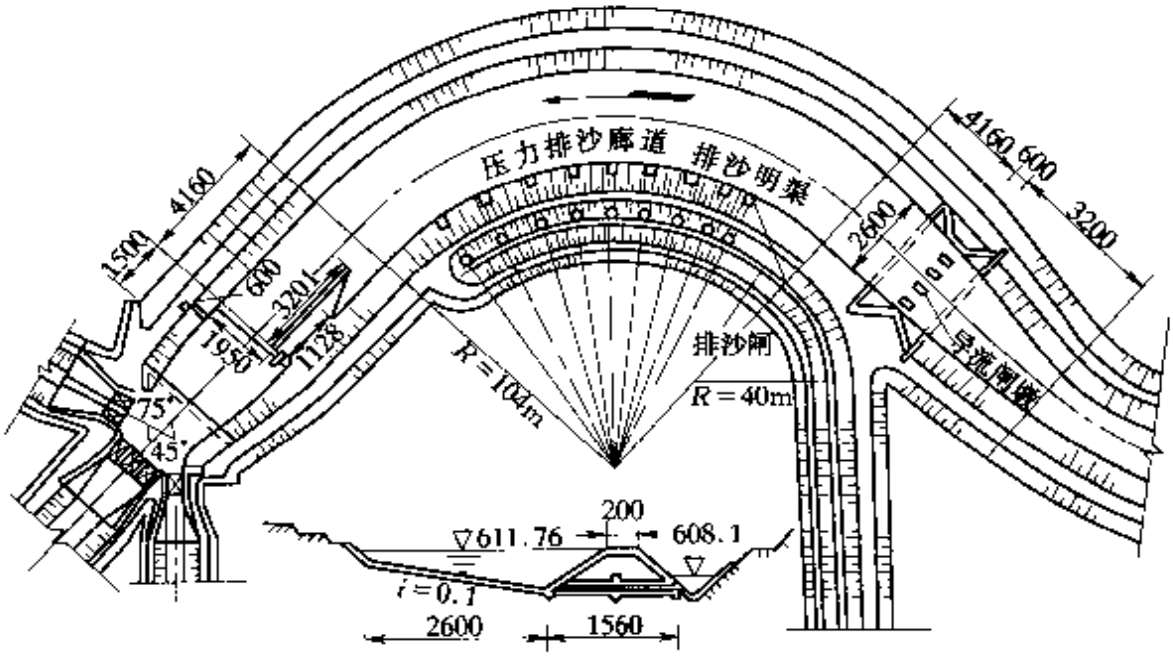


图 2-13 新疆玛纳斯河上的曲线形沉沙池（单位：cm）

1. 进口段

进口段的主要作用是连接引渠和池室，使水流流速逐渐减

小，均匀分布进入池室，并不在进口淤积，采用直线渐变与引渠连接，渐变段长度一般为池室宽度的1.6倍。为使进入池室的流速均匀，可在渐变段末端布设整流墩。在渐变段后也可布设一定长度的附加直线段。

2. 池室

池室即为沉沙池的工作段，为一具有90°弯曲的渠段。其轴线的曲率半径为池厢底宽的4倍。曲线两端分别接进、出口段。

池室横断面一般为梯形。池室水深与底宽的比值，一般是根据沉降沙颗大小而确定，沉降砾石或卵石的池室，采用相对水深$H/B=1/10\sim1/8$；沉降泥沙时一般采用$H/B=1/15$。池室纵向坡度呈水平，横向一般为1/15～1/8的斜坡，粒径大时采用较大值。采用横向底坡的原因是：由于从凹岸开始的环流向凸岸推进时，不可避免地要出现底部环流过渡到上升环流区，随着这一过渡，底部泥沙会剧烈搅动，为了消除这一现象，以便进行底部泥沙的冲洗，常采用较小的相对水深。采用较小的相对水深后，凸岸边的渠底会产生逐渐淤高的现象，使横向环流削弱。因此，需将沉沙池的横断面做成坡向凸岸的横向斜坡，以进一步加强横向环流并削除上升环流的搅动，增加排除推移质泥沙的能力。

池室的设计流速可采用1.5m/s。池室底和边坡可用砌石或混凝土衬砌，实践表明，池底粗糙有利于促进底沙运动的稳定性，同时还可以加强横向环流，有利于泥沙的分离和排除。

3. 出口段

出口段与进口段相同，采用1.6倍池底宽的直线渐变段长度，也可加设一定长度的附加直线段。出口段末端常设置闸门、溢流堰或槛坎，用以抬高池厢水位，减低池厢流速。当出口为无闸门控制时，则堰或槛后常用跌水或陡坡与下游渠道衔接。出口段也可不设槛坎，而靠调节渠道中相应水位来保持衔接。

在有冰凌的泥沙河流中，为了使沉沙池在冬季输水时仍有较大流速，可在槛坎靠近凸岸的一端设一输冰孔。新疆玛纳斯河引水枢纽曲线形沉沙池的运行经验表明，当冬季输水流量为沉沙池

设计流量的1/15左右时，从输水孔输水仍可保持一定流速，使沉沙池的水流不致冻结。

4. 排沙设施

排沙设施包括冲沙廊道和排沙道。排沙廊道布置在凸岸一侧，一般6～12孔，视沉沙或沉砾情况而定。用于沉砾石为6～8孔，用于沉沙为10～12孔。廊道间距大致相同。由于大部分推移质泥沙集中在首部的几个廊道附近，为了减轻这几个廊道的负担，一般首部廊道间距较密，尾部较疏，即冲沙廊道采用由密到疏的布置方式，廊道进口应设闸门。廊道设计流量为池室设计流量的25%～36%。廊道轴线以按与排沙道轴线交角为60°的弧线平面布置较好。廊道出口可不设闸门，而在第一条廊道下游的排沙明渠内设置节制闸，用来调节渠内水位和冲沙流量。廊道纵坡可用1/30，出口为非淹没流。廊道孔高不宜小于1.5m，以便检修或人工清淤。

廊道出口设排沙明沟，且使沟内水流方向与池室水流方向相反，以便集中流量冲洗首端挟沙量较大的几条廊道出口沟段的泥沙。排沙沟中的流速应大于3m/s。排沙沟与下游河道的衔接一般采用跌差较大的跌水或陡坡，这样可以顺利排走明渠末段的泥沙。跌差的具体数值应在决定沉沙池水位时同时考虑。为了使冲入河道的泥沙不致影响沉沙池的正常运用，必须考虑在洪水时用大河水流将这部分堆积的泥沙冲走。因此，在平面布置上，排沙明渠出口应尽可能与河道主流汇合，利用主流将泥沙输送到河道下游。排沙明渠出口应有防冲设施。

2.2.5 条渠类沉沙池

条渠类沉沙池在黄河中下游地区应用较广，这种类型沉沙池是利用天然洼地地形构筑形成沉沙池，由进口段、中段和下段组成，形成长度较长的宽浅土渠沉沙池，淤满后可以还耕，兼有改良土壤和扩大耕地作用。有些条渠也采用清淤方式，保持长期运用。如图2-14及图2-15所示，按照地形和运行条件，条渠类沉沙池可分多种不同形式。

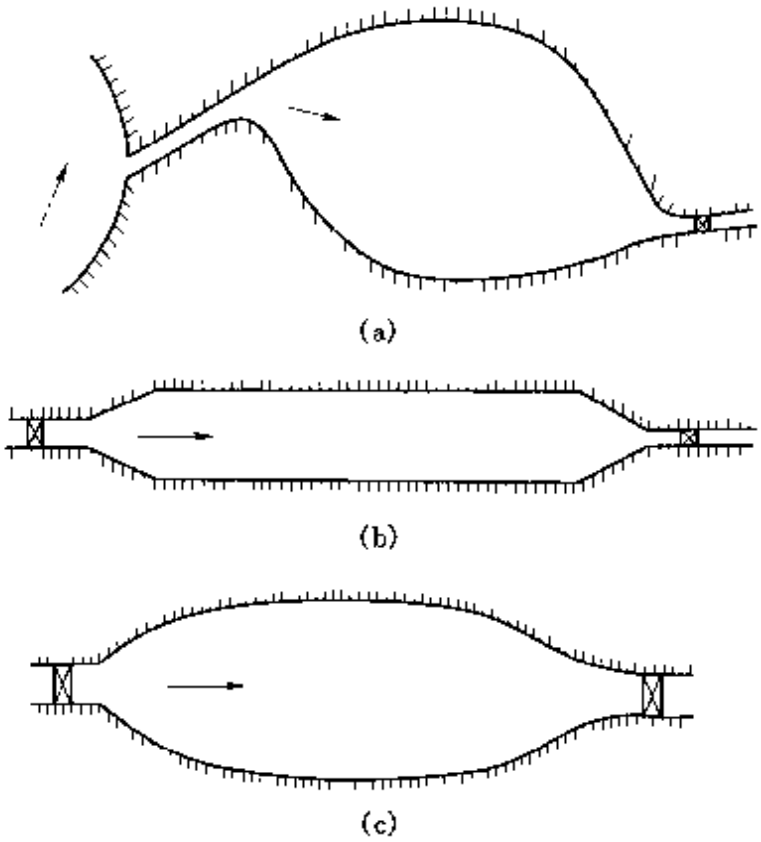


图 2-14 沉沙条渠平面型式

(a) 湖泊型；(b) 条带型；(c) 梭型

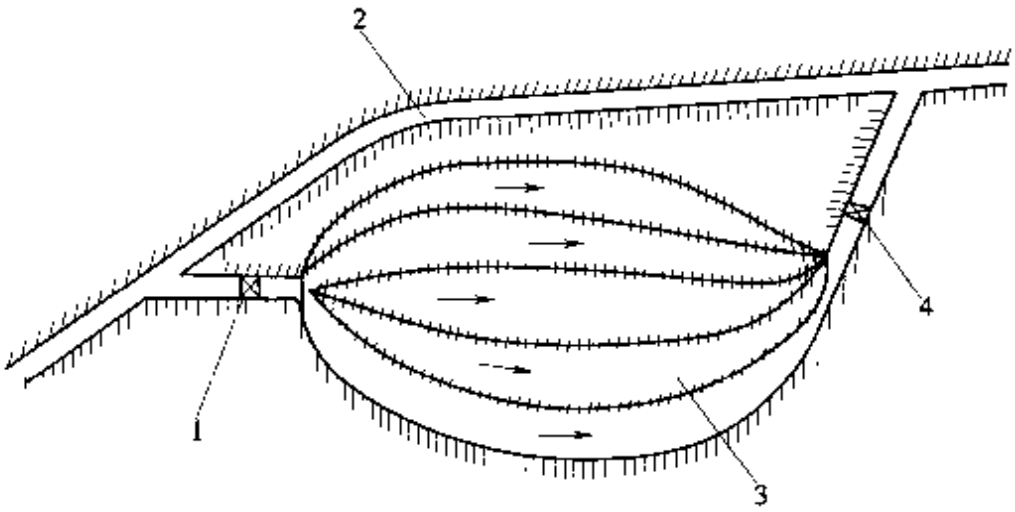


图 2-15 梭型沉沙条渠

1—进水闸；2—渠道；3—沉沙条渠；4—节制闸

1．条渠布置原则

沉沙条渠布置应考虑以下原则：

（1）尽量利用天然洼地，少占耕地，减少人口迁移及土地淹没损失。

（2）沉沙池进出口要有一定落差，采用闸门控制，以利于水位调节，并使池内水位平稳规顺，流势居中。充分利用沉沙库容，使池内淤积泥沙在纵横方向均匀平整，以利于还耕。

（3）有利于安全运用，避免水流游荡，使滩槽相对稳定，形成大滩小槽，高滩深槽。

（4）做好堤外排水布置，以免由于沉沙池蓄水而引起附近地区的地下水位上升，造成浸没影响。

2．条渠沉沙池布置

进口段首端设有为多条条渠共用的进口闸，进口段长度约为全池长度15%，宽度逐渐展开，以利输沙和防止进口段早期淤积。中段长度约为池长70%，较顺直，是沉沙池的主要淤积段，流速较小，以利泥沙沉降。下段为徐缓收缩，长度约为池长的15%，为了避免淤塞，流速大于中段。在条渠尾端一般设有节制闸，用以调节水位，提高沉沙效果。

条渠沉沙池的长度大于上述各类沉沙池的长度，根据黄河中、下游的沉沙池调查情况，长度一般在2km以上，个别长度为1km。

图2-16为自流沉沙的赵口引黄条渠沉沙池平面布置图；图2-17为以挖待沉（采用机械连续清淤）的邙山条渠沉沙池平面布置图。

表2-2为部分已建条渠沉沙池主要技术指标表。

根据国内已建条渠沉沙池的经验，条渠内侧边坡一般为1∶5～1∶4，坡面宜采取植树种草生态防护，抵御风浪。堤顶高程确定应考虑浪高和安全超高，对大型沉沙条渠，标准要适当提高。另外，要有足够的渠顶宽度，以适应风浪冲击和满足防护交通要求，大型沉沙条渠的渠顶宽一般为5～7m。当渠堤土方工程量较

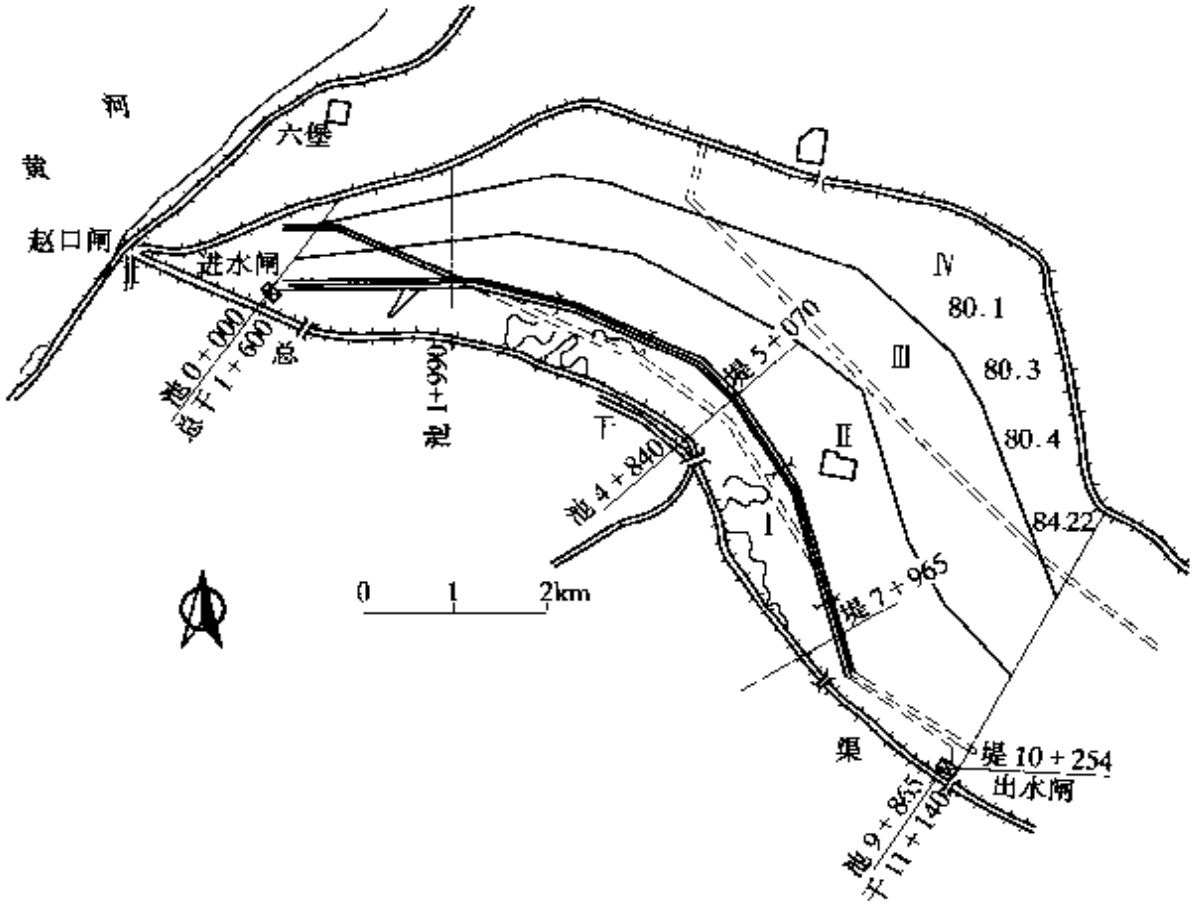


图 2-16 赵口引黄1号沉沙条渠平面布置

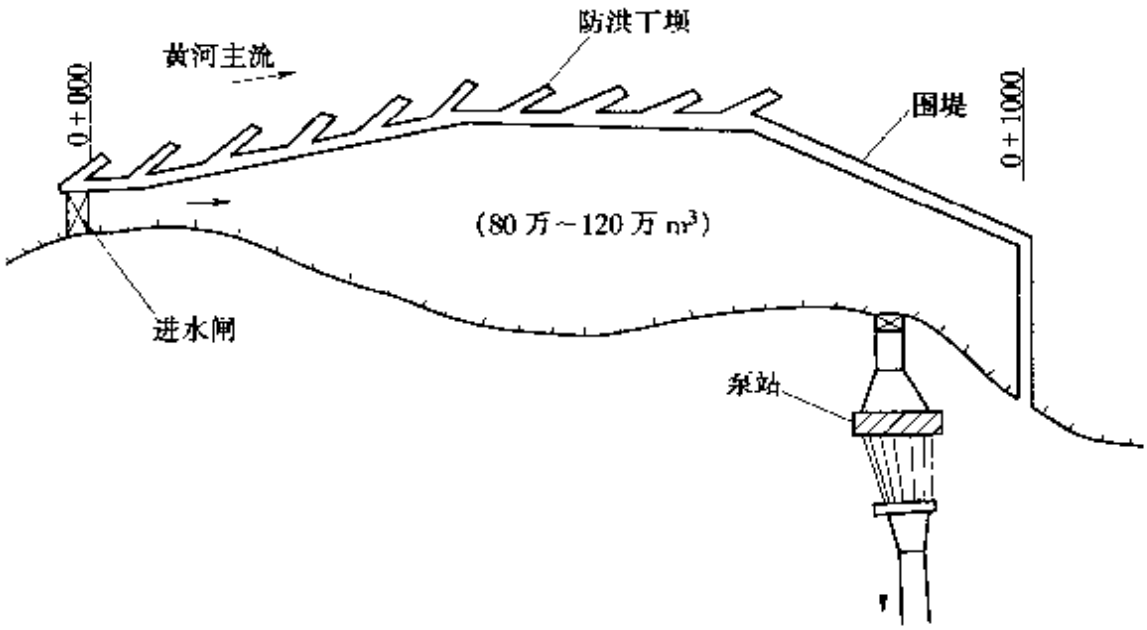


图 2-17 郑州市邙山提水工程沉沙池平面图

大时，可利用条渠淤土分期加高，分层夯实，做成多级坡面。

3. 防渗和截、排渗

沉沙条渠使用期间，由于渗流作用，会引起池外周围区域的地下水位上升，而导致土壤盐碱化，因此必须采取有效防渗排渗措施。沉沙条渠使用完后，在淤好的耕地上，还要建排灌系统，防止产生次生盐碱化和对周围地区浸没的影响。

表 2-2　　部分已建条渠沉沙池主要技术指标表

条渠名称	主要布置尺寸(m)				工作流量	进口控制条件		出口控制条件		建成年份
	长度	宽度	水深	底坡		含沙量 (kg/m^3)	d_{50}粒径 (mm)	含沙量 (kg/m^3)	d_{min}粒径 (mm)	
人民胜利渠（武陟）	5000	200	3~4	1/4000	70	15	0.049	4	0.03	1953
人民胜利渠（原阳）	4000	300~350	2~2.6	1/6000	70	15	0.049	4	0.05	1959
潘庄一级	2000~3000	300~400	3	1/4500	100	13	0.047	9	<0.05	1972
潘庄二级	4000	200~300	3~4	1/4000	89	9		4		1981
潘庄三级	4000~6000	450~530	3	1/7000	77	4		2	<0.025	1972
邙　山	1000	200	4~6		8	30	0.045	1~3	<0.01	1988
赵　口	9860	265~735			110(近期)、150(远期)	6.2	0.049	<2	<0.03	1990
引黄济青渠　首	6090	590	2~3		41	6.7(设计)、4.86(实测)	0.03~0.035	1.0(设计)、0.05(实测)	0.003~0.005	1990

注　d_{min}——出池泥沙允许粒径。

(1) 防渗措施。条渠防渗措施与一般渠道防渗工程不同，通常以就地取材、充分利用水沙资源的原则，采取较简易的措施，减少条渠渠底和围堤的渗漏。

1）池底防渗。可采取放淤的办法，利用水沙资源使池底形成防渗铺盖，即利用来沙较细的季节，引小水放淤渠底，使渠底形成细淤防渗层，厚度约0.3m。

2）围堤防渗。围堤防渗的措施有两种，一是利用细淤土作堤；二是在条渠使用初期（来沙较细季节），渠内引放大水或壅高水位，使细淤土覆盖堤坡，形成贴淤防渗护面。

（2）截、排渗措施。由于简易防渗不能完全解决沿条渠的渗漏问题，还需在渠外采取相应的截、排渗措施，通常在条渠外设置截渗沟和排水系统。

1）渠外截渗沟。根据沉沙池水位与池外地形高差及水文地质条件，在沉沙池外开挖2～3道截渗沟（只挖一条截渗沟往往是不能满足截渗要求的），第一道沟临近渠堤坡脚，各沟间距和深度通过分析计算确定。截渗沟底宽一般1～3m，边坡1:3.0～1:1.5，视土质条件确定。

2）排渗。排渗措施是在截渗的基础上结合田间工程建立排水系统，使渗水能够排走。井排也具有特殊作用，它能排深层渗水，可有效地控制地下水位埋深至少在2m以下；若地下水矿化度不高，渗水还可补充地下水源，可作到井渠结合，灌排结合。

有了截渗沟还必须及时把沟内渗水排走，因此要建立各级排水沟系。此项工程可结合田间工程布置，开挖干、斗、农、毛沟等五级灌排系统。做到沟沟有退水出路，节节能退水畅通。把地下水位控制在不会发生盐碱化的安全埋深下。渗水如不远退，就不能起到真正的排渗作用，仍会发生盐碱化。各级排水沟系如有淤塞要及时清淤，否则局部地区仍会返碱。黄河下游冲积平原地区排水治碱工程的经验教训是值得借鉴的。

井排能够有效地控制埋深至少在2m以下的地下水位，一般井距为300m，一口井控制面积约100亩地，井排渗水与排水沟相连，由排水沟退水入河。若渗水碱性不大，则可用于灌溉，即井渠结合。沉沙条渠渗水既可补充地下水源，又可抽出来灌溉，使井排既治碱又灌溉。此即井排沟排相结合，既灌且排。当截

水、排水渠道不能自流退水时，可考虑集中设立抽排站，把截渗沟的水抽排入退水河、渠。截渗沟、排水渠要经常清淤，保持排水畅通无阻。

第3章

沉沙池工作段主要尺寸

3.1 主要尺寸确定原则

工作段是沉沙池的主体部分，工作段的主要尺寸包括深度、宽度、纵坡和长度，这些尺寸确定了，沉沙池的规模也就基本上确定了。各项尺寸的确定应以满足沉沙池设置标准、便于运行管理和技术先进为基本原则。由于各主要尺寸间有着密切相关关系，如加大深度则可缩短长度，所以应根据地形、地质和水沙等条件，拟定不同尺寸组合进行比较，从中选定符合实际条件的经济合理的主要尺寸。重要工程应进行模型试验。

3.2 连续冲洗式沉沙池工作段主要尺寸

3.2.1 工作段进口工作深度

连续冲洗式沉沙池是在沉沙池运行过程中连续排沙，不考虑池底泥沙淤积，工作段进口工作深度即为进口水深，可根据沉沙池运行水位与廊道出口处的高差，计入支廊道、主廊道水头损失来确定工作段进口工作深度：

$$H_e \leqslant \Delta Z - (1 + \sum\xi)\frac{v_k^2}{2g} - v_k^2\int_0^L \frac{dl}{c^2R} \qquad (3-1)$$

式中 H_e——工作段进口工作深度（m）；

ΔZ——沉沙池运行水位与廊道出口处顶高差（m）；

$\sum\xi$——局部水头损失系数总和；

l——支、主廊道总长度；

c——谢才系数；

R——水力半径（m）。

3.2.2 工作宽度

工作宽度可按式（3-2）计算：

$$B = \frac{Q}{H_w V} \tag{3-2}$$

式中 B——工作宽度（m）；

Q——工作流量（m^3/s）；

V——工作段平均流速，初拟方案时，可在下列范围内选择：当沉降最小粒径为0.05～0.10mm时，其值可选0.05～0.15m/s，当沉降最小粒径为0.25mm时，其值可选0.25～0.55m/s，当沉降最小粒径为0.35mm时，其值可选0.40～0.80m/s；

H_w——工作段平均工作深度（m），取上、下断面平均值。

表3-1是国内已建水电工程沉沙池工作段平均流速、工作深度，可供参考。

表3-1 已建水电站沉沙池工作段平均流速、工作深度表

工程名称	设计最小沉降粒径（mm）	工作段平均流速（m/s）	工作深度（m）
渔子溪一级电站	0.25	0.387	8.0
渔子溪二级电站	0.25	0.387	8.1
南桠河三级电站	0.25	0.34	6.2
映秀湾电站	0.25	0.35	10.0
羊卓雍湖电站	0.10	0.05	7～8
天生桥二级电站	0.40	0.675～0.810	15～18
清水河电站	0.25	0.2～0.3	5.2
槟榔江电站	0.25	0.25	
苏帕河电站	0.20	0.287～0.162	
安顺关脚水电站	0.25	0.52	

为使流速分布均匀，防止水流出现明显的三度性，在式（3-2）中，B/H_w 的比值不宜大于 4.5，工作段平均流速 V 值可参照表 3-1 选取。

3.2.3 工作长度

工作段长度可根据沉沙池设计最小粒径和不小于最小粒径的泥沙沉降率，按第 4～6 章有关泥沙沉降计算方法，通过泥沙沉降计算来确定，为留有一定安全余量，设计工作长度可取计算长度的 1.2 倍。

3.3 定期冲洗式沉沙池工作段主要尺寸

3.3.1 工作段进口工作深度

沉沙运行开始时，工作段的泥沙淤积很少，进口淤积厚度接近于零，此时进口工作深度最大；随着沉沙运行时间延续，工作段泥沙的淤积厚度不断增大，进口工作深度也相应减小。沉沙运行末期，泥沙淤积厚度达到了设计最大值，进口工作深度则为最小工作深度。可见，沉沙池运行过程中，池底处于动床状态，工作段的工作深度是不断变化的，故工作段进口工作深度：

$$H_e = H - \Delta H_s \tag{3-3}$$

式中 H_e——工作段进口工作深度（m）；

H——工作段进口水深（m）；

ΔH_s——工作段进口泥沙淤积厚度（m），按第 6 章计算，初拟方案时，水利工程定期冲洗式沉沙池可按 $0.5H \sim 0.7H$ 初选，水电站定期冲洗式沉沙池可按 $0.25H \sim 0.3H$ 初选。

式（3-3）中工作段进口水深 H 是一个重要的水力指标，应根据冲沙条件来确定，要满足冲洗时廊道出口不受下游常年洪水位顶托的要求。一般情况下，沉沙池邻江河一侧的河道设计洪水位及校核洪水位较高，若以此确定冲洗水头，标准较高，可能

会增加沉沙池的投资，当出现设计及校核洪水时，可采取延长冲洗周期或者减小工作流量等措施，避开较大洪水期冲沙。因此，进口水深 H 确定时，应以冲洗时廊道出口不受下游常年洪水位顶托为原则。对于常年洪水的标准，SL 269—2001 给出了重现期为 2 年。当然，还得根据具体工程条件来确定。

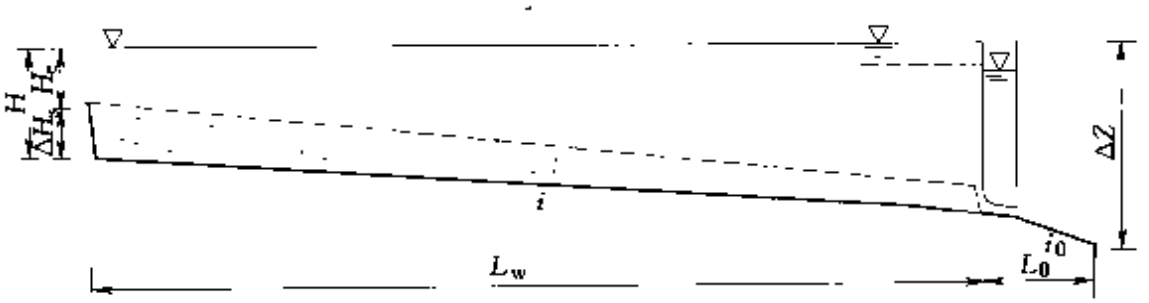


图 3-1 示图

设工作段进口水位与排沙道出口天然河道的设计水位差为 ΔZ，工作段的长度为 L_w，排沙道长度为 L_0，工作段纵坡为 i，排沙道纵坡为 i_0，排沙道冲沙单宽流量为 q，排沙道出口冲沙流速为 V_0，由图 3-1 可看出，若满足冲洗时廊道出口不受下游常年洪水位顶托的条件，需满足 $\Delta Z + \dfrac{q}{V_0} > H + (iL_w + i_0 L_0)$，则可得到：

$$H \leqslant \Delta Z + \frac{q}{V_0} - (iL_w + i_0 L_0) \tag{3-4}$$

即进口水深必须满足的水力条件。

根据已建定期冲洗式沉沙池设计经验，进口水深不宜小于 4m，以免影响沉沙池的泥沙沉降效果，但也不宜过大，池底高程过低，会影响沉沙池冲排沙。

3.3.2 工作段池底纵坡

沉沙池池底应有足够的纵坡，以满足冲沙要求。工作段池底纵坡应按沉沙池冲洗时的沿程冲洗阶段的冲沙流速确定。当沉沙池进入沿程冲洗阶段时，需要有足够的冲洗流速才能对池底淤沙

形成冲刷并挟带出池，此时池内水流属于急流。根据水流形成急流的条件，沿程冲洗阶段的流速应大于或等于水流的临界流速，即：

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q_s^2}{b_0^2 g\cos\theta}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q_s^2}{g\cos\theta}} \tag{3-5}$$

$$V_c = \frac{q_s}{h_c} \tag{3-6}$$

$$i \geqslant \frac{V_c^2}{c^2 R} \tag{3-7}$$

$$c = \frac{1}{n}R^{1/6}$$

式中 Q_s——单池厢的冲沙流量（m^3/s）；

q_s——单池厢的冲沙单宽流量［$m^3/(s\cdot m)$］；

b_0——单池厢净宽（m）；

θ——工作段池底坡角（°）；

h_c——沿程冲洗阶段的池厢水流临界水深（m）；

V_c——沿程冲洗阶段的池厢水流临界流速（m/s）；

R——水力半径（m）；

c——谢才系数，考虑淤沙的床面糙率较大，一般取 n 为0.0225～0.0275计算；

i——工作段池底纵坡；

g——重力加速度（m/s^2）。

根据已建定期冲洗式沉沙池设计经验，工作段池底纵坡一般取0.015～0.02，沿程冲洗阶段的冲洗流速以不小于2.5m/s为宜。

此外，排沙道底坡应大于工作段底坡，以利于排沙。由于水利工程定期冲洗式沉沙池设有溢流堰区，该池段的纵向底坡宜大于工作段前段底坡，但应小于排沙道底坡。

3.3.3 池室工作宽度

对于矩形断面沉沙池，工作宽度是指工作段池室的净宽度

(对于梯形断面沉沙池，工作宽度可近似取正常水位以下的平均净宽度)。在池室工作流量、工作段平均工作深度、工作段平均流速确定后，可按式（3-8）计算所需要的池室工作宽度，即：

$$B = \frac{Q}{H_w V} \tag{3-8}$$

式中 B——池室净宽（m）；

Q——池室工作流量（m^3/s）；

H_w——工作段平均工作深度（m），可取工作段首端和末端的冲洗周期末的平均工作深度；

V——工作段平均流速（m/s），初拟方案时，当沉沙池泥沙沉降最小粒径为0.05mm，V可取0.2～0.3m/s。

实测资料表明，水力冲洗式沉沙池宽深比过大，池内水流三度性明显，池底泥沙淤积易形成滩槽，沉沙效果明显降低。为此，SL 269—2001规定，水电站沉沙池工作段宽深比不宜大于4.5，水利工程定期冲洗式沉沙池工作段各池室宽深比不宜大于3.5。表3-2为已建水利工程定期冲洗式沉沙池的平均流速、工作深度表。

表3-2 已建水利工程定期冲洗式沉沙池平均流速、工作深度表

沉沙池名称	工作段长度（m）	出池泥沙允许粒径（mm）	最大工作深度（m）		工作段平均流速（m/s）	
			工作段首端	工作段末端	冲洗周期初	冲洗周期末
大禹渡	220	0.04	4.2	8.2	0.08	0.13
禹门口	118	0.05	5.3	7.0	0.09	0.21
阳武河	250	0.05	3.6	5.0	0.16	0.33

注 1. 禹门口沉沙池工作段后段为斜板区，为定期冲洗式复合型。

2. 最大工作深度系指冲洗周期初（开始），池室内无淤积状况。

3.3.4 池室分厢宽度

当池室的净宽不能满足定期冲洗要求时，可在池室内分隔成若干个池厢，池厢的净宽度是根据单宽冲洗流量来确定的。每个

池廂的净宽度按式（3-9）计算：

$$B_s = \frac{Q_s}{q_s} \tag{3-9}$$

式中 B_s——定期冲洗式沉沙池工作段单个池廂的净宽度（m）；

Q_s——单个池廂冲沙流量（m^3/s）；

q_s——池廂单宽冲洗流量［$m^3/$（s·m）］。

已观测的水利工程定期冲洗式沉沙池池廂单宽冲洗流量如下：阳武河沉沙池为 $0.8m^3/$（s·m）；大禹渡沉沙池为 0.5～$0.75m^3/$（s·m）；禹门口沉沙池为 $0.83m^3/$（s·m）；博克拉沉沙池为 0.37～$0.55m^3/$（s·m）。

3.3.5 工作段长度

沉沙池设计中，可按不同深度、宽度、纵坡和长度（包括溢流区长度）组合，按第6章计算得出大于等于设计最小沉降粒径的沉降率 η_L，建立如图3-2的 $\eta_L = f(L, H_w)$ 关系图，图中大于等于设计最小粒径0.05mm的不同沉降率有三组 H_w—L—η_L 计算方案关系图，可据此进一步通过工程费用和包括冲洗在内的运行费用比较，选定主要尺寸。为留有安全余量，实际选用长度可较计算长度加长一些，SL 269—2001中提出加长20%。

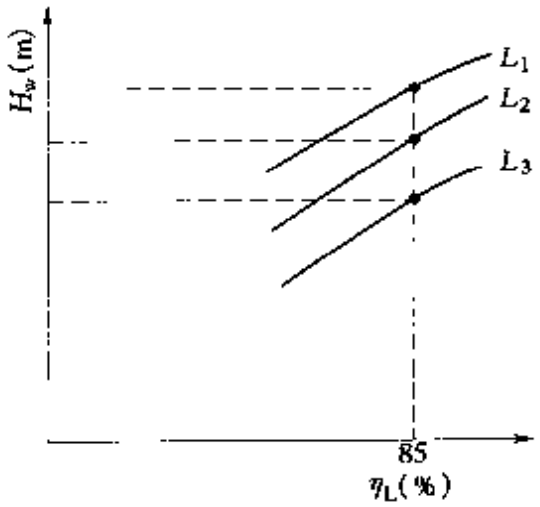


图3-2 $\eta_L = f(L_w, H_w)$ 关系图

3.4 复合型沉沙池

复合型沉沙池工作段由两部分组成，前段为平流区，后段为斜板区。工作段进口工作深度、工作宽度、池底纵坡、池室分廂

宽度可按上述定期冲洗式沉沙池的方法确定。

工作段长度包括平流区和斜板区长度，目前还缺乏理论计算方法，只能借助于模型试验来确定。根据禹门口复合型沉沙池的试验研究，斜板区的沉沙效率约为平流区的 2.3～2.5 倍，初选尺寸时，斜板区长度可占工作段长度的 50%～70%，通过模型试验合理确定。

3.5 条渠主要轮廓尺寸

条渠沉沙池的主要尺寸包括条渠长度、条渠宽度和条渠水深，应根据实际地形和水沙条件，在满足泥沙沉降设计标准的原则下，通过计算确定。

3.5.1 条渠长度

条渠工作段长度，应根据泥沙沉降设计标准、水沙条件和沉沙池的设计断面，通过泥沙沉降计算来确定，为留有余地，设计工作长度可取计算长度的 1.2 倍。

根据国内已建条渠的运行经验，一般情况下，流量愈大，要求的沉沙池长度愈长，同时要求的沉沙池宽度也愈宽。条渠长度可参见表 2-2，也可按式（3-10）初拟：

$$L = \sqrt{Q} \tag{3-10}$$

式中 L——初选条渠长度（km）；

Q——流量（m^3/s）。

3.5.2 条渠水深、流速和宽度

条渠的水深随着淤积形态不断改变，运行初期水深最大，后期水深最小，据已建部分沉沙池资料统计，工作段最大水深一般为 2.5～4m（见表 2-2）。

条渠的流速也随着运行时间和淤积床面变化面改变，当设计出池泥沙粒径为 0.04～0.05mm 时，工作段初期和后期的平均流速约在 0.3～0.5m/s（后期往往需出口节制闸壅水），可由水深和流速初选条渠工作宽度。根据初选的轮廓尺寸，按第 6 章逐池

段逐时段的计算出各断面的淤积厚度、相应水面线、水深、流速，以及泥沙沉降率等。

3.5.3 其他

（1）大多数条渠沉沙池以围堤和中间构筑格堤形式形成。为了防止风浪冲击流失边坡土壤及抢护交通的要求，围堤要有足够的顶宽，对于大型沉沙条渠的围堤和格堤，顶宽一般为5～7m。

（2）条渠边坡应根据当地筑堤土料的物理力学特性以及条渠的规模确定，围堤一般取外边坡1:2.5～1:3.0，内边坡1:3.0～1:4.0；格堤边坡一般取1:3.0。坡面应种草植树，以生态护坡抵御风浪。

（3）堤顶高程由水面高程加堤顶超高确定，堤顶超高为波浪爬高加安全超高。对于大型沉沙条渠，标准要适当提高，浪高可按7级大风设计，安全超高采用1m。

波浪爬高按式（3-11）、式（3-12）计算：

$$R = 3.2Kh_a\tan\alpha \tag{3-11}$$

$$h_a = 0.0208w^{5/4}D^{1/3} \tag{3-12}$$

式中 K——坡面粗糙系数，可取0.85；

h_a——波浪高（m）；

w——最大风速（m/s）；

D——吹程（km）；

α——坡角（°）。

堤顶超高按式（3-13）计算：

$$Y = R + A \tag{3-13}$$

式中 Y——堤顶超高（m）；

R——设计波浪爬高（m）；

A——安全超高（m）。

3.6 曲线形沉沙池池厢基本尺寸

曲线形沉沙池池厢基本尺寸的取定，一般先根据已成的类似

沉沙池的设计、运行经验，初步拟定池厢的基本尺寸，然后进行澄清计算，以检验是否满足设计要求（详见第5章）。

池厢基本尺寸的选择，关键在于确定平均流速。一般先根据应排泥沙的粒径，假定池厢平均流速，随即可求出池厢过水面积，然后取合适的池厢深宽比，通过计算确定水深与底宽值以及各主要尺寸。

沉沙池的深宽比一般是根据沉淀粒径的大小而定。一般情况下，沉淀砾石或卵石的沉沙池深宽比取1/10～1/8，而沉淀泥沙的沉沙池一般采用1/15。

第4章

泥沙沉降速度计算

4.1 关于泥沙沉降速度

泥沙沉降速度是泥沙的重要水力特性之一。泥沙在静止的清水中等速下沉时的速度，叫做泥沙的沉降速度。由于粒径愈粗，沉降速度愈大，因此，泥沙的沉降速度又叫泥沙的水力粗度。根据球体沉降理论和试验研究，泥沙颗粒在静水中下沉时，它的运动状态与沙粒雷诺数 $Re_d=\omega d/\upsilon$ 有关，此处 υ 为水的运动黏滞性系数，ω 为泥沙沉速，d 为泥沙粒径。当雷诺数 Re_d 较小时（约小于0.5），泥沙颗粒基本上沿铅垂线下沉，附近的水几乎不发生紊动现象，这时的运动状态属于滞性状态。当粒径雷诺数 Re_d 较大时（约大于1000），泥沙颗粒脱离铅垂线以极大的紊动状态下沉，附近的水产生强烈的绕流和涡动，这时的运动状态属于紊动状态。当雷诺数 Re_d 介于0.5～1000之间时，泥沙下沉处

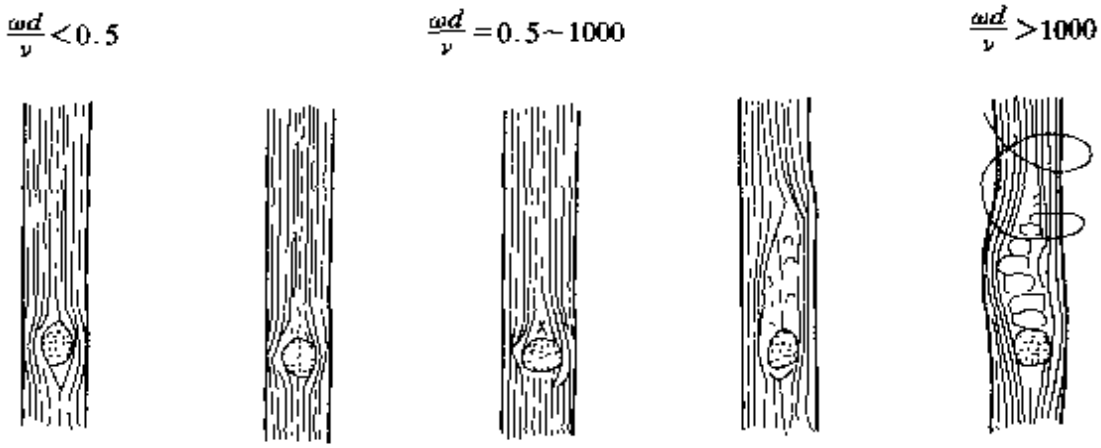


图 4-1 泥沙在静水中下沉的运动状态示意图

于过渡状态（图 4－1）。沉沙池中的泥沙下沉多属于滞性状态和过渡状态。

4.2 泥沙沉降速度计算

对上述沙粒运动状态，中外学者提出了不同的沉速计算公式，常用的计算公式介绍如下。

4.2.1 张瑞瑾公式

（1）滞流区（$Re_d<0.5$）：

$$\omega = \frac{1}{25.6}\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}g\frac{d^2}{\gamma} \tag{4-1}$$

（2）对于过渡区：

$$\omega = \sqrt{\left(13.95\frac{\upsilon}{d}\right)^2 + 1.09\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}gd} - 13.95\frac{\upsilon}{d} \tag{4-2}$$

（3）对于紊流区（$Re_d>1000$）：

$$\omega = 1.044\sqrt{\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}gd} \tag{4-3}$$

$$\upsilon = \frac{0.01775}{1+0.0337T+0.000221T^2} \tag{4-4}$$

上四式中 ω——泥沙沉速（cm/s）；

d——泥沙粒径（cm）；

γ_s——泥沙密度（g/cm^3）；

g——重力加速度（cm/s^2）；

υ——水的运动黏滞系数（cm^2/s）；

T——水温（℃）。

4.2.2 冈恰洛夫公式

（1）滞流区（$d<0.15$mm）：

$$\omega = \frac{1}{24}\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}g\frac{d^2}{\upsilon} \tag{4-5}$$

（2）紊流区（$d>0.15$mm）：

$$\omega = 1.068\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}gd} \tag{4-6}$$

(3) 过渡区 ($0.15\text{mm} < d < 1.5\text{mm}$):

$$\omega = \beta\frac{g^{\frac{2}{3}}}{\upsilon^{\frac{1}{3}}}\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{\frac{2}{3}}d \tag{4-7}$$

$$\beta = 0.0811\text{g}83\left(\frac{3.7d}{d_0}\right)^{1-0.037T} \tag{4-8}$$

上四式中 β——表征粒径和温度变化改变黏滞性影响的一个附加因素;

d_0——选定粒径，$d_0 = 0.15\text{cm}$，计算时 d 与 d_0 的单位应一致;

其余符号同前。

4.2.3 沙玉清公式

(1) 滞流区 ($d < 0.1\text{mm}$)，与冈恰洛夫计算公式完全一致:

$$\omega = \frac{1}{24}\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}g\frac{d^2}{\upsilon} \tag{4-9}$$

(2) 紊流区 ($d > 2\text{mm}$):

$$\omega = 1.14\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}gd} \tag{4-10}$$

(3) 过渡区 ($0.1\text{mm} < d < 2\text{mm}$)。沙玉清在研究泥沙沉速时，引进了两个无因次判数，一个名为沉速判数 S_a，是沙粒雷诺数 $\omega d/\upsilon$ 及阻力系数 C_d 的函数:

$$S_a = \frac{\omega}{g^{\frac{1}{3}}\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{\frac{1}{3}}\upsilon^{\frac{1}{3}}} = \left\{\frac{4}{3}\frac{\frac{\omega d}{\upsilon}}{C_d}\right\}^{\frac{1}{3}} \tag{4-11}$$

另一个名为粒径判数 φ，是沙粒雷诺数与沉速判数的函数:

$$\varphi = \frac{g^{\frac{1}{3}}\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{\frac{1}{3}}d}{\upsilon^{\frac{2}{3}}} = \frac{\frac{\omega d}{\upsilon}}{S_a} \tag{4-12}$$

这两个判数的特点是，与沙粒雷诺数 $\omega d/\upsilon$ 及阻力系数 C_d 不同，各自只包含了一个主要变量 ω 或 d，这样在求出它们的关系式之后，再求 ω 或 d 时，就不需试算了。根据实测资料，在双对数纸上点绘 S_a 与 φ 的关系，在过渡区成一圆弧，其经验方程为：

$$(\lg S_a + 3.790)^2 + (\lg\varphi - 5.777)^2 = 39 \qquad (4-13)$$

沙玉清公式基本上与冈恰洛夫计算公式属于同一类型。但过渡区的处理比较合理，惟紊流区公式中的系数较实测资料偏大。

以上计算公式，在滞流区和紊流区内形式相同，区别于分区粒径划分标准及其系数取值。常温下，当 d 在 0.08～0.1mm 区间时，由各计算公式所得计算沉速很接近，粒径与沉速的关系曲线几乎密集在一起；$d<0.08$mm，张瑞瑾公式计算沉速小于规范推荐公式计算沉速，冈恰洛夫公式、沙玉清公式计算沉速相接近，且居于张瑞瑾公式和规范推荐公式计算沉速之间；当 $d>0.1$mm 时，张瑞瑾公式计算沉速大于沙玉清公式和规范推荐公式计算沉速。

4.2.4 河流泥沙颗粒分析规程及 SL 269—2001 推荐公式

在对各级泥沙进行沉速计算时，应根据粒径级配曲线型，对粒径级进行合理划分，特别要注意包括沉沙池设计最小沉降粒径。对应于选用沉降分析法所得悬移质颗粒级配，粒径级沉速必须使用该沉降分析法所规定的公式进行计算。对于粒径小于 0.062mm 部分，采用沉降分析法；对于粒径大于 0.062mm 部分，采用筛分析法所得悬移质颗粒级配，粒径级沉速可使用下列公式计算。为便于应用 SL 269—2001，以下公式的符号与规范一致。

（1）滞流区（$d\leqslant 0.062$mm）：

$$\omega = \frac{1}{1800}\frac{\rho_s-\rho_w}{\rho_w}g\frac{d^2}{\upsilon} \qquad (4-14)$$

（2）过渡区（0.062mm$<d<$2.0mm）。沉速判数 S_a：

$$S_a = \frac{\omega}{g^{\frac{1}{3}}\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right)^{\frac{1}{3}}\upsilon^{\frac{1}{3}}} \tag{4-15}$$

粒径判数 φ：

$$\varphi = \frac{g^{\frac{1}{3}}\left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right)^{\frac{1}{3}}d}{10\upsilon^{\frac{2}{3}}} \tag{4-16}$$

$$(\lg S_a + 3.790)^2 + (\lg\varphi - 5.777)^2 = 39 \tag{4-17}$$

（3）紊流区（$d>2$mm）：

$$\omega = 4.58\sqrt{10d} \tag{4-18}$$

上五式中 ω——沉速（cm/s）；

d——粒径（mm）；

ρ_s——泥沙密度（g/cm^3）；

ρ_w——清水密度（g/cm^3）；

g——重力加速度（cm/s^2）；

υ——水的运动黏滞系数（cm^2/s）。

在《河流泥沙颗粒分析规程》（SL 42—92）中规定，选用沉降分析法时，按式（4 14）～式（4 17）计算泥沙颗粒沉速。在 SL 269—2001 中，为了与今后资料成果衔接，同时沉沙池处理泥沙多在 0.05mm 以上，推荐用式（4－14）～式（4－18）计算沉速。

4.3 含沙量对沉速的影响

通常认为，当只有很小的含沙量时，泥沙颗粒在沉降过程中彼此干扰甚小，可以看成是自由沉降。含沙量大到一定程度时，泥沙颗粒的相互干扰渐趋严重，就不能再看成是自由沉降，而是群体沉降。这种情况下的沉速计算公式则考虑含沙量的影响。

高含沙量水中的细颗粒泥沙下沉时，易产生絮凝现象，沉速

加大。但是，含沙量愈大，粒径愈细，则浑水黏滞系数愈大，由此产生的影响是沉速随含沙量的增大而减小；同时，因浑水重率加大而引起沙粒有效重力减小，也使沉速减小。粗颗粒泥沙下沉时处于分散状态，黏滞性并不因含沙量增大而改变，故含沙量对沉速的影响，与粒径粗细关系甚大。据钱宁分析，含沙量在400～500kg/m^{3}时，粗细粒径的分界粒径约为0.1mm；在含沙量接近1000kg/m^{3}时，分界粒径达到0.3mm，可见分界粒径随含沙量减少而变细。

含沙量对沉速的影响涉及因素较多，是一个十分复杂的问题，尽管已有一些学者进行了大量试验研究[8]，但解决得还不完善，这里择要介绍几个公式，供计算参考。

(1) 对于均匀沙，钱宁总结了计算公式：

$$\frac{\omega_s}{\omega} = (1 - S_V)^n \tag{4-19}$$

式中 ω_s ——含沙量为 S_V 时的均匀沙沉速（cm/s）；

ω——清水单颗粒沉速（cm/s）；

S_V——含沙量体积比；

n——指数，沙粒雷诺数 $\omega d/\upsilon$ 的函数，见表4-1。

表4-1 n 与 $\frac{\omega d}{\upsilon}$ 的关系

$\frac{\omega d}{\upsilon}$	≤0.1	0.2	0.5	1	2	5	10	20	50	100	200	500
n	4.91	4.89	4.83	4.78	4.69	4.51	4.25	3.89	3.33	2.92	2.58	2.25

该公式确定 n 值所依据的实际资料不包括细粒泥沙，常温下粒径 $d \leqslant 0.05$mm 的粒径雷诺数 $\omega d/\upsilon \leqslant 0.1$，当粒径变小，$\omega d/\upsilon$ 值迅速变小许多，表4-1中未给出相应的 n 值，故该式不能反映细粒（$d < 0.05$mm）的沉速。

(2) 沙玉清研究了细粒泥沙的沉速后认为，当浑水的含沙量较小时，泥沙颗粒之间呈分散状态，粗粒沉得快，细粒沉得慢，

互不牵连，沙粒沉速与清水中的单颗沉速略有偏差，但不显著，一般可认为相等。当体积含沙量 S_V 超过1%～2%（相当于 $S=27\sim54kg/m^3$），细粒之间互相牵连，混为一体，以同一平均沉速下沉，此时的下沉速度与清水单颗沉速不同，主要是受浑水黏滞系数改变的影响。由武功黄土试验资料（$d=0.0064\sim0.041mm$）整理，得到浑水黏滞系数的表达式：

$$\upsilon_m=\frac{\upsilon}{1-\frac{S_V}{2\sqrt{d}}} \tag{4-20}$$

式中 υ_m——浑水黏滞系数；

υ——清水黏滞系数；

d——泥沙粒径（mm）。

假定存在如下函数关系：

$$\frac{\omega_s}{\omega}=\left(\frac{\upsilon}{\upsilon_m}\right)^n \tag{4-21}$$

将式（4-20）中浑水黏滞系数 υ_m 代入式（4-21），得：

$$\frac{\omega_s}{\omega}=\left(1-\frac{S_V}{2\sqrt{d}}\right)^n \tag{4-22}$$

式中，d 为泥沙粒径（mm）。根据天津细沙 $d_{50}=0.01mm$ 的实测资料给出 $n=3$。这个公式虽反映了细粒（$d_{50}=0.01mm$）的浑水沉速关系，仍有一定经验性。

（3）万兆惠等着重考虑了浑水黏滞系数的改变、泥沙沉降引起的向上水流及浑水重率加大等因素。由浑水中下沉泥沙力的平衡方程式给出公式：

$$\frac{\omega_s}{\omega}=\frac{\left(1-\frac{S_V}{2\sqrt{d}}\right)(1-S_V)^2}{1+\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}S_V} \tag{4-23}$$

式中，各符号与以上两式相同。若以 $d\geqslant0.05mm$ 为粗细颗粒的分界粒径，由式（4-23）计算粗粒沉速 ω_s 略小于式（4-22）的计算细粒沉速，故式（4-23）相当程度地反映了粗粒泥沙的

浑水沉速，对沉沙池泥沙沉降而言，以式（4－23）来估计含沙量大的各级粒径泥沙沉速尚属可行。

上述计算公式基本上都只适用于均匀沙。混合沙由于粗细颗粒的相互影响和分选作用，情况要复杂得多。如果组成物质以粗颗粒为主，细颗粒含量不多，则可根据混合沙的中值粒径按式（4－19）或式（4－23）求出相应沉速作为混合沙的代表沉速。如果组成物质以细颗粒为主，粗颗粒含量不多，则可根据混合沙的中值粒径按式（4－22）求出相应沉速，作为混合沙的代表沉速。如果组成物质粗细颗粒均有相当含量，则宜分成粒径级，分别按不同公式计算各粒径级的沉速，然后再求平均沉速。当然，以上作法都是十分近似的。

水利工程沉沙池一般用以处理粗粒 $d>0.05$mm 的微细沙，如常温下含沙量为 20kg/m^3，ω_s 较 ω 值减少 3.2%～4.4%；含沙量为 50kg/m^3 时，ω_s 较 ω 减少 8.1%～10%。从泥沙沉降计算的可能误差范围考虑，一般在含沙量小于 50kg/m^3 时，建议可不考虑含沙量对沉速的影响。

4.4 粒径级划分和平均沉速计算

粒径级划分宜根据设计粒配分布线型、沉速计算公式的适用范围和沉沙池设计粒径等因素来确定，分组粒径划分应能较充分反映泥沙粒配组成，以求计算成果符合设计条件。

分组粒径平均沉速按分组上下限粒径沉速的几何平均值：

$$\overline{\omega}_i = \sqrt{\omega_i \omega_{i+1}} \tag{4-24}$$

式中 $\overline{\omega}_i$——粒径组平均沉速（cm/s）；

ω_i——粒径组下限粒径沉速（cm/s）；

ω_{i+1}——粒径组上限粒径沉速（cm/s）。

第5章

沉沙池泥沙沉降计算

5.1 概　述

国内水利水电工程沉沙池设计中，泥沙沉降计算方法大致可分为三种基本方法，即准静水沉降法、沉降概率法、超饱和输沙法。其中超饱和输沙法又可分为一度流超饱和输沙法和二度流超饱和输沙法。

准静水沉降法是我国最早采用的一种沉沙池计算方法，1983年出版的《河流泥沙工程学》[8]、1984年出版的《水工设计手册》[9]、1992年出版的《泥沙手册》[10]，以及前苏联1983年出版的《水工建筑物设计手册》[11]都推荐了这种计算方法。沉降概率法是由前苏联《水电站沉沙池技术规范及设计标准》中推荐的沉降率计算方法，该计算方法曾在我国水电站沉沙池设计中应用。而超饱和输沙法认为水流中的实际含沙量不一定恰等于其水流挟沙力，淤积时可能大于水流挟沙力，目前这一概念在我国已为较多的人所接受[12]。一度流超饱和输沙法和二度流超饱和输沙法均是建立在考虑了超饱和输沙特点的泥沙连续方程基础上的两种方法。前一种是按照一维问题，在一定条件下，研究平均含沙量沿程分布，抓住了平均含沙量沿程变化这一主要问题，计算较为简便，在沉沙池设计中逐渐被应用。后一种是在一定边界条件下，解二维扩散方程求出含沙量沿程和垂线分布，由于其计算公式结构复杂，只有经过较多的简化，并给定一些假定之后方能得到解析解，而边界条件的确定也是一个较为复杂的问题，所以，在工程设计中应用较少。

5.2 准静水沉降法

准静水沉降法是一种最早用于沉沙池的计算方法，如20世纪50年代我国山东打渔张灌区沉沙池设计以及20世纪70年代初山西大禹渡沉沙池设计均采用这种方法。因采用的泥沙沉降速度值是对静水沉降速度修正得来的，故称准静水沉降法。

5.2.1 基本公式

设沉沙池的平均水深为 H，平均流速为 V，泥沙静水沉速为 ω，假定泥沙在沉沙池中按静水沉速下沉，则泥沙由水面降至池底的历时为 H/ω，与此同时，泥沙还沿水流方向前进一段距离，其值为：

$$L = \frac{H}{\omega}V \tag{5-1}$$

然而，沉沙池水流并非静水，泥沙颗粒在实际沉降过程中，将会受到向上紊速的作用，产生一个向上分速，使得实际沉速将小于静水沉速。考虑这一因素的影响，引进一个大于1的系数 K 来修正式（5-1），即得准静水沉降法的基本公式：

$$L = K\frac{H}{\omega}V \tag{5-2}$$

对于定期冲洗式沉沙池的系数 K 取值，《水工设计手册》[9]以及前苏联《水工建筑物设计手册》[11]建议取1.2～1.5，旭克列许建议取为1.5～2.0。

对于条渠类沉沙池，系数 K 取值各家有不同建议：

（1）《水工设计手册》[9]给出紊动影响修正系数 K 值随沉速 ω 增大而增大的参考值，见表5-1。

（2）华东水利学院建议：$K=100\omega^{0.767}$。

（3）山东省水科所提出 K 值变化范围很大，K 与 ω 的关系如图5-1所示，建议沉沙池使用前期 $K=7500\omega^{0.85}$，沉沙池使用后期 $K=11000\omega^{0.85}$。K 在沉沙条渠使用前、后期的不同，被

表 5-1 K 与 ω 的关系

ω (cm/s)	0.001	0.005	0.01	0.05	0.1	0.5	1.0	2.0	3.0
K	0.95	2.38	3.80	13.7	24.5	94.0	165	290	410

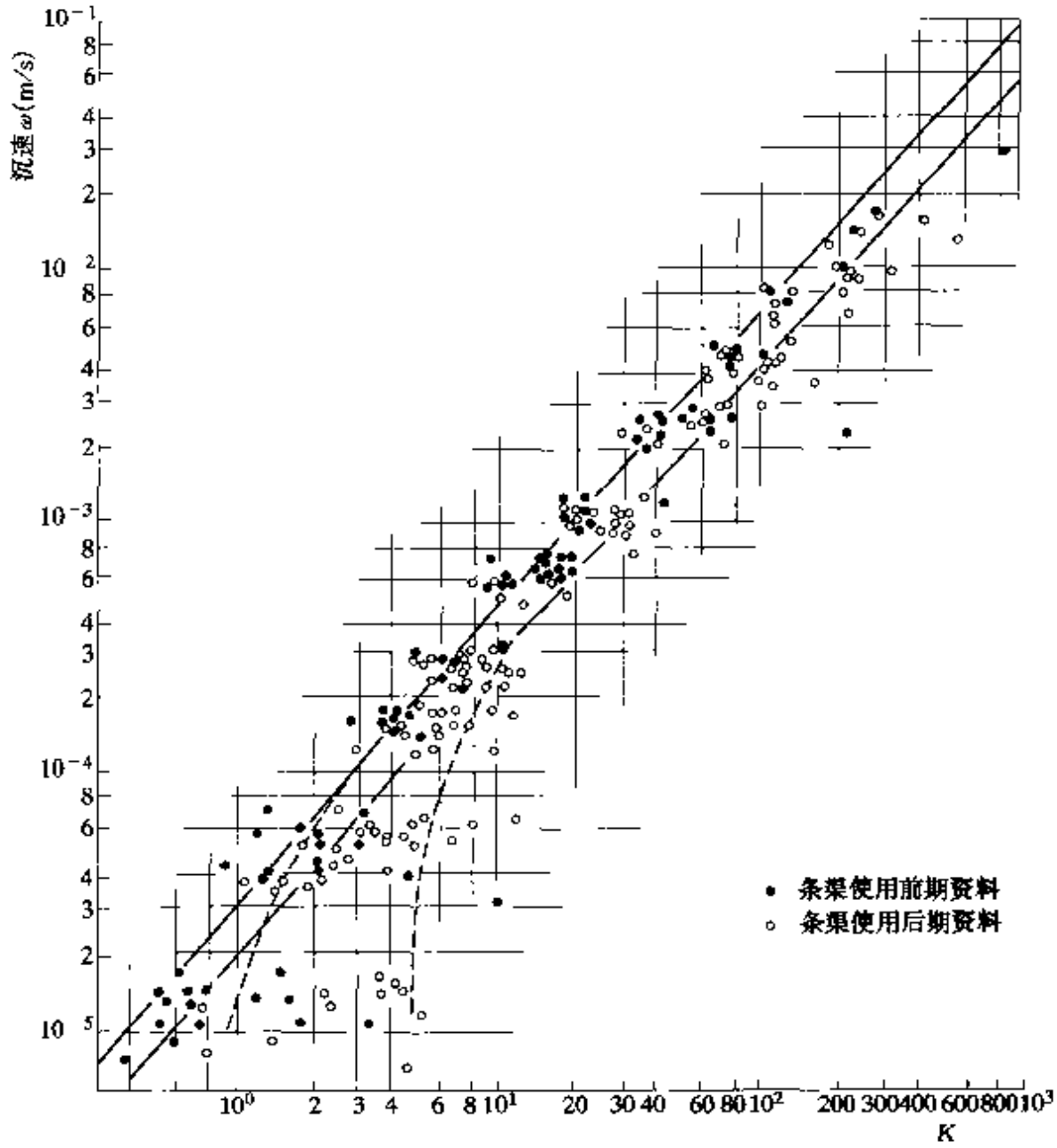


图 5-1 K—ω 关系图

解释为“溜槽”或“主流沟”形成的影响，随着“溜槽”的形成，泥沙能输送的距离增长，因而 K 值也增大。

(4) 有些学者以 U_B 表示水流脉动向上分速影响的某种特征速度，认为它是沉沙池内水力因数的函数，考虑水流向上紊速对沉速的影响，以 U 表示式 (5-2) 中的 V，则该式改写成：

$$L = \frac{HU}{\omega - U_B} \tag{5-3}$$

1) 格罗稀考夫建议[13] $U_B = (0.1 \sim 0.2)\ U$，由 $\frac{K}{\omega} = \frac{1}{\omega - (0.1 \sim 0.2)\ U}$，从而：

$$K = \frac{1}{1 - \frac{(0.1 \sim 0.2)U}{\omega}} \tag{5-4}$$

式中 U——平均流速；

其余符号同前。

2) Л. 涅特里加建议[11] $U_B = 0.152U$，从而：

$$K = \frac{1}{1 - \frac{0.152U}{\omega}} \tag{5-5}$$

(5) 武汉水利电力学院利用水流挟沙力公式 $S_* = K_0 \frac{U^3}{gH\omega}$ 来推求 β 及 K 值，得到：

$$\omega = K_0 \frac{U^3}{gHS_*} \tag{5-6}$$

设 $$\beta - \frac{\omega}{U} = K_0 \frac{U^2}{gHS_*}$$

由 $$L = \frac{HU}{\omega - \beta U} = \frac{HU}{\omega - K_0 \frac{U^3}{gHS_*}}$$

因 $$\frac{K}{\omega} = \frac{1}{\omega - K_0 \frac{U^3}{gHS_*}}$$

得 $$K = \frac{1}{1 - K_0 \frac{U^3}{gR\omega S_*}} \tag{5-7}$$

式（5-7）中，K 值随 ω 的增大而减少，应该说，这样的关系有其合理之处，因为 ω 愈大，向上紊速延缓泥沙沉速的作用就愈小，一直到趋近于零，K 值也随着趋近于1，而不是愈来愈大。

为推求沉沙池内任一断面的含沙量，以及出口断面平均含沙量及其粒配，还需进一步分析。如图5-2所示，考虑沉沙池进口断面1—1（或某一池段进口断面）水面处静水沉速为 ω_i 的一颗泥沙，假定其有效沉速为 ω_i/K，当这颗泥沙行至断面前2—2

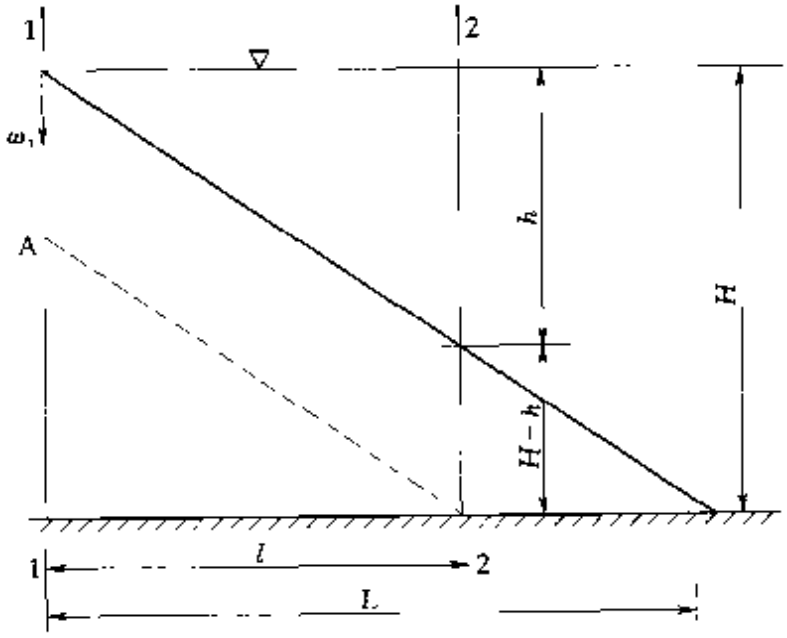


图5-2 准静水沉降法泥沙沉降图示

时，所经历的时间应为：

$$t = \frac{l}{V} = \frac{h}{\omega_i/K} \tag{5-8}$$

于是可得到这颗泥沙运行至断面2—2时的沉降深度：

$$h = \frac{l}{V}\frac{\omega_i}{K} \tag{5-9}$$

设具有沉速为 ω_i（有效沉速为 ω_i/K）的分组含沙量在进口断面1—1处为 S_{0i}，并假定含沙量沿垂线均匀分布。显然，进口断面距河床高度为 h 的A点以下的具有这种沉速的泥沙在断面2—2以上均将沉落至床面，该组泥沙在进口断面A点以上部分

因沉降深度大于 h，则被挟带超越断面 2—2。设 1—1 和 2—2 断面某粒径组含沙量分别为 S_{0i}和 S_i、沉沙池宽度为 B、池内水流流速为 V，则 1—1 断面 A 点以上部分在 t 时间内输出的沙量为 $W_1 = BVS_{0i}t\ (H-h)$，相应的时间内进入断面 2—2 的沙量为 $W_2 = BVS_i tH$，根据沙量平衡原理，超越断面 2—2 的沙量应等于 A 点以上部分输出的沙量，由 $W_1 = W_2$ 可得：

$$S_i = S_{0i}\left(1 \quad \frac{h}{H}\right) \tag{5-10}$$

将式（5-9）代入式（5-10）得：

$$S_i = S_{0i}\left(1 - \frac{\omega_i l}{KVH}\right) \tag{5-11}$$

式中 S_i——计算池段出口断面的第 i 组含沙量（kg/m^3）；

S_{0i}——计算池段进口断面的第 i 组含沙量（kg/m^3）；

ω_i——第 i 组泥沙平均沉速（m/s）；

l——计算池段长度（m）；

V——计算池段平均流速（m/s）；

H——计算池段平均水深（m）；

K——系数。

当泥沙为非均匀沙时，式（5-11）表征分组含沙量的沿程变化。将分组含沙量累加，即得全沙含沙量的沿程变化公式：

$$S = \sum_{i=1}^{n} S_i = \sum_{i=1}^{n} S_{0i}\left(1 - \frac{\omega_i l}{KVH}\right) \tag{5-12}$$

式中 S——计算池段出口全沙含沙量（kg/m^3）；

n——泥沙分组数；

其余符号同前。

5.2.2 沉降率计算

分池段计算时，根据沉降率定义，某计算池段的分组沉降率为：

$$\eta_{ki} = 1 - \frac{S_{ki}}{S_{0ki}} \tag{5-13}$$

式中 S_{ki}——第 k 计算段出口断面的第 i 组含沙量；

S_{0ki}——第 k 计算池段进口断面的第 i 组含沙量。

将式（5-11）的相应值代入得：

$$\eta_{ki} = \frac{\omega_i l_k}{KV_k H_k} \tag{5-14}$$

式中 η_{ki}——计算池段的第 i 粒径组泥沙沉降率，以百分率表示，但在计算式中以比值表示；

ω_i——第 i 粒径组的泥沙平均沉速（m/s）；

l_k——计算池段长（m）；

V_k——计算池段平均流速（m/s）；

H_k——计算池段平均水深（m）；

K——系数。

5.2.3 关于 K 值的讨论

K 值的取值大小对计算结果影响明显。对于定期冲洗型沉沙池，文献[10][13]将 K 值作为一个常数处理，其问题是显而易见的，因为沉沙池内水流向上紊速对泥沙下沉的影响应与沉沙池的水力要素有关，不可能用一个简单常数来反映。对于沉沙条渠，简单地将 K 作为沉速 ω 的函数，随 ω 的增大而增大，也有其不合理之处，因为 ω 值愈大，向上紊速延缓泥沙沉降的作用就愈小，一直到趋近于零，K 值也就随着趋近于1，而不是愈来愈大。但 K 值随 ω 的增大而增大的条件，可用沉沙池运用中、后期主流沟的形成，主槽输沙作用逐渐增大，泥沙落距随之增大来解释，可能要合理些。实际上，沉沙条渠使用初期就有雏形主流沟存在，能将早该沉下来的较粗泥沙输送到相对较远的距离。在式（5-4）、式（5-5）和式（5-7）中反映了 U 增大，K 则增大；ω 和 R 增大，K 则减少，这样的关系有其一定合理性。

超饱和输沙的影响表现为指数形式的函数关系，而不是式（5-2）一类幂函数形式的关系，尤其是三角洲及主流沟的形成不可能通过这样简单的水力学计算和泥沙沉降计算来充分反映它的影响[14]。通过原型观测验算亦说明式（5 2）中的系数 K 实

际上只是一个综合系数，而且是一个不大可能充分反映各种影响的综合系数，可能是重力作用与紊流作用相互关系的反映，准静水法的计算关键是合理确定 K 值。

经与一些实测资料比较，准静水沉降法的计算误差比较大，图 5－3 为国内部分沉沙池实测分组沉降率与准静水沉降法计算分组沉降率比较图。

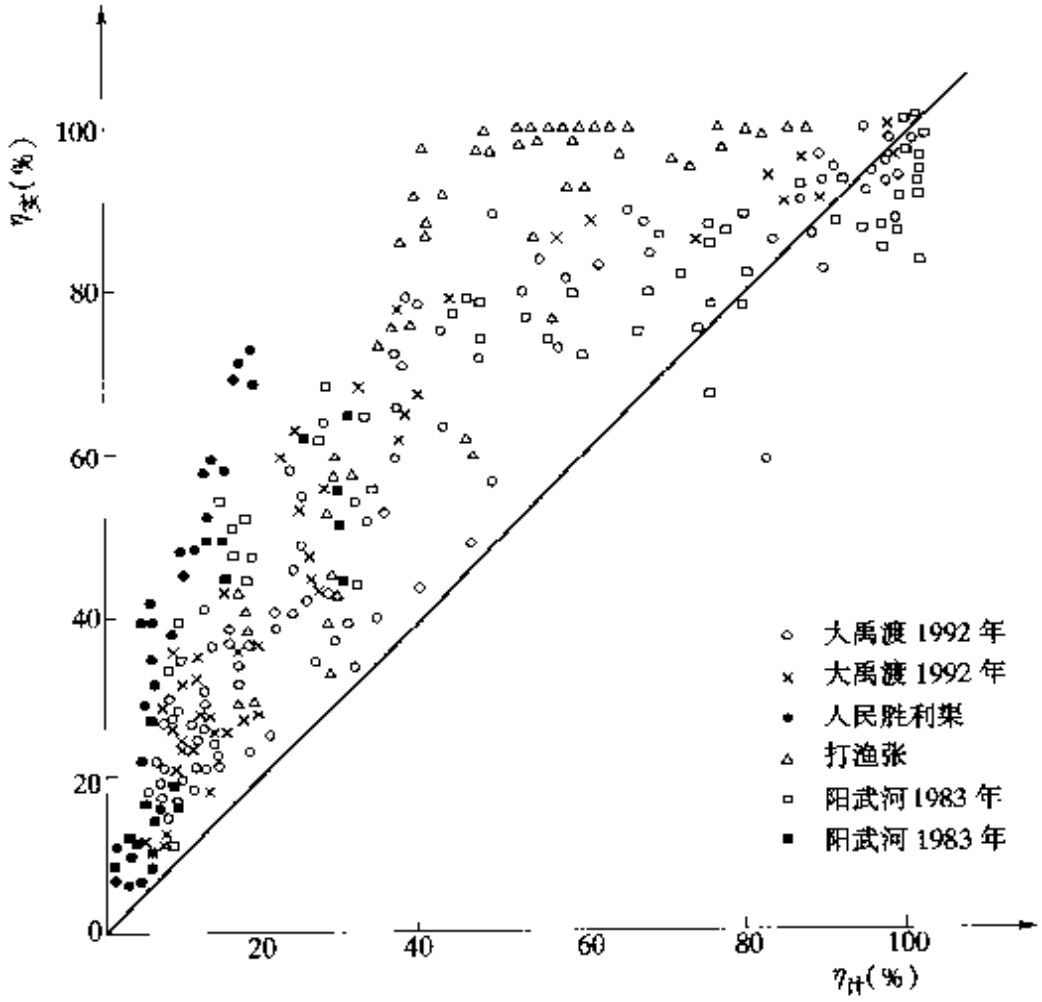


图 5－3 实测分组沉降率与准静水法计算分组沉降率比较图

5.3 沉降概率法

5.3.1 计算公式

沉降概率法为前苏联《水电站沉沙池技术规范及设计标准》

推荐的一种计算方法，由维利坎诺夫提出[13]，维利坎诺夫认为水流紊动竖向分速为随机变量，且服从正态概率分布。如图5-4所示，如果在进口断面水深为 h 处投放一颗沉速为零的颗粒，在经过距离 L 到出口断面时，由于水流紊动的影响，其沿水深方向的位置并不固定，存在一定的偏离，这种偏离服从如下正态概率密度分布：

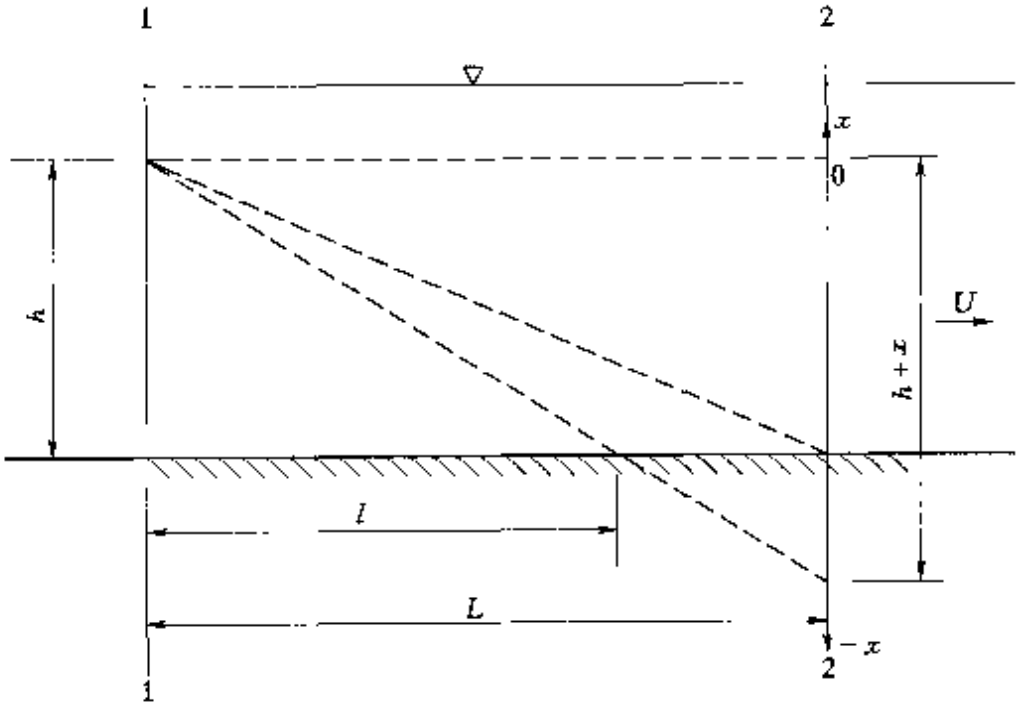


图 5-4 沉降概率法泥沙沉落池底条件

$$y = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}} \tag{5-15}$$

式中 y——分布密度；

x——出口断面以距池底 h 处为原点的颗粒垂向位置；

σ——偏差 x 的均方差。

由于泥沙颗粒沉速总是大于零，仿准静水沉降法的模式，在水流紊动情况下，泥沙颗粒沉到池底的条件为：

$$\frac{h}{\omega} = \frac{L}{U}$$

但由于存在水流紊动的影响，该颗粒可能在进口至 L 距离

处沉落至底部，如图 5－4 所示，其充分必要条件为：

$$x + h \leqslant \frac{l\omega}{U} \text{ 或 } x \leqslant \frac{l\omega}{U} - h$$

则某一泥沙颗粒自水深 h 处经距离 L 沉落到池底的概率为：

$$\rho = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{\frac{L\omega}{U}-h} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}}dx$$

进行积分变换，有：

$$\rho = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{\lambda} e^{-t^2}dt \tag{5-16}$$

$$\lambda = \left(\frac{L\omega}{U} - h\right)/\sigma\sqrt{2} \tag{5-17}$$

式（5－16）为进口断面点源加沙在池长 L 内的沉降率。实际上，进口断面沿水深均有泥沙加入，假定进口断面输沙量沿垂线均匀分布，其单宽输沙量为 Q_{s0}，单位深度输沙量为：

$$q_{s0} = \frac{Q_{s0}}{h}$$

则沉降在 L 池长内的总沙量为：

$$Q_s = \frac{Q_{s0}}{H}\int_0^H dh\,\frac{1}{\sqrt{\pi}}\int_{-\infty}^{\lambda} e^{-t^2}dt$$

则沉降率：

$$\eta = \frac{Q_s}{Q_{s0}} = \frac{1}{H}\int_0^H dh\,\frac{1}{\sqrt{\pi}}\int_{-\infty}^{\lambda} e^{-t^2}dt$$

将上式无量纲化，由：

$$dh = Ld\left(\frac{h}{L}\right)$$

代入上式并进行积分变换，有：

$$\eta = \frac{1}{\frac{H}{L}}\int_0^{\frac{H}{L}} d\left(\frac{h}{L}\right)\frac{1}{\sqrt{\pi}}\int_{-\infty}^{\lambda} e^{-t^2}dt \tag{5-18}$$

式（5－18）中，积分上限 λ 包含均方差 σ，认为该值仅为

池长和水深的函数。用两次试验资料和一次沉沙池实测资料，建立如下经验关系：

$$\frac{1}{\sigma\sqrt{2}} = \frac{2.73}{\sqrt{LH}} \tag{5-19}$$

其水沙要素变化范围：$H=0.20\sim1.08$m，$U=0.10\sim0.25$m/s，含沙量 $S=0.25\sim1.0$kg/m^3，平均粒径 $d=0.175\sim0.570$mm。

将式（5-19）代入式（5-17）中可得：

$$\lambda = 2.73\left(\frac{\omega}{U}\sqrt{\frac{L}{H}} - \sqrt{\frac{H}{L}}\right) \tag{5-20}$$

设进口断面平均水深为 H_0，池底纵坡为 i_0，则：

$$H = H_0 + i_0 L \tag{5-21}$$

将式（5-21）代入式（5-20），并将式（5-18）进行变换得：

$$\eta = \frac{1}{\frac{H_0}{L}}\int_0^{\frac{H_0}{L}} \mathrm{d}\left(\frac{h}{L}\right)\frac{1}{\sqrt{\pi}}\int_{-\infty}^{\lambda} \mathrm{e}^{-t^2}\mathrm{d}t \tag{5-22}$$

$$\lambda = 2.73\left(\frac{\omega}{U}\sqrt{\frac{1}{\frac{H_0}{L}+i_0}} - \sqrt{\frac{H_0}{L}+i_0}\right) \tag{5-23}$$

式（5-22）和式（5-23）可用于计算池底有纵坡和无纵坡情况的分组沉降率。计算时采用高斯—勒让德数值积分。

5.3.2 问题讨论

该计算方法在原理上尚有值得商榷的地方。如泥沙颗粒沉底距离服从何种分布还需进一步探讨，沈学文通过100多组点源加沙试验表明为对数正态分布[14]，而不是维利坎诺夫的正态分布。均方差经验公式中，仅与池长和水深有关，与水流条件无关，不能说是全面的。正如前苏联《水电站沉沙池技术规范及设计标准》中指出的“经验公式的系数对于较细的泥沙不够准确”，即建立均方差经验公式使用的平均粒径资料范围为0.175～

0.570mm，含沙量0.25～1.0kg/m^3，并不包括细颗粒及更大一些含沙量在内，不能随便外延使用。因此，沉降概率法的使用范围就不能不受到很大的限制。

5.4 二度流超饱和输沙法

5.4.1 扩散方程及沉降率计算

沉沙池的泥沙纵向扩散问题，可用二元均匀流扩散方程描述：

$$U\frac{\partial S}{\partial x}-\omega\frac{\partial S}{\partial y}+\varepsilon\frac{\partial^2 S}{\partial y^2} \tag{5-24}$$

张启瞬[15]在野满隆治和Dobbins的解的基础上，对方程中主要物理量及边界条件的提法，通过二元水槽试验和野外观测资料进行了分析论证，认为当悬浮指标小于0.6时，方程中的流速U及泥沙扩散系数ε近似采用沿垂线为常数的假定是允许的。

应用扩散方程来解决工程问题，关键是边界条件如何提法才符合实际。对水面边界条件比较单纯，即：

$$y=h\text{ 处},\varepsilon\frac{\partial S}{\partial y}+\omega S=0$$

其物理意义是自水面不可能有泥沙飞出。对河底边界条件，根据王旺庄沉沙池资料，在纯动水情况下（沉降至床面泥沙不能上扬），有：

$$y=0\text{ 处},\frac{\partial S}{\partial y}=0$$

即近床面处，含沙量沿垂线分布不随水深变化。进口条件，则假定含沙量沿垂线均匀分布，即：

$$x=0\text{ 处},S=S_0f(y)=S_0$$

沉沙池中，泥沙属纯动水沉降。由上述边界条件，用分离变量法对方程求解，然后沿垂线积分，得到离进口相对距离$\bar{x}$（$=x/h$）的断面平均含沙量S与进口平均含沙量S_0的比值如下：

$$\frac{S(\bar{x})}{S_0}=2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{e^{K_1/2}\alpha_n K_1\sin\alpha_n}{\left(\alpha_n^2+\frac{K_1^2}{4}+K_1\right)\left(\frac{K_1^2}{4}+\alpha_n^2\right)}e^{-\left(\alpha_n^2+\frac{K_1^2}{4}\right)K_2\bar{x}} \tag{5-25}$$

$$K_1=\frac{\omega h}{\epsilon}=\frac{6\omega}{\kappa U_*},K_2=\frac{\epsilon}{Uh}=0.066\frac{U_*}{U},U_*=\sqrt{ghJ}$$

$$\cot\alpha_n=\frac{\alpha_n}{K_1}-\frac{K_1}{4\alpha_n} \tag{5-26}$$

式中 κ——卡门系数；

U_*——摩阻流速；

α_n——以弧度计。

分组沉降率：

$$\eta=1-\frac{S(\bar{x})}{S_0} \tag{5-27}$$

张启瞬利用式(5-27)进行数值计算，将其结果点绘于图5-5，图中 $S(\bar{x})/S_0=0$ 处，即为水体内全部泥沙沉到底的距离，利用该图可求得不同长度的沉降率，或由沉沙率反求需要长度。

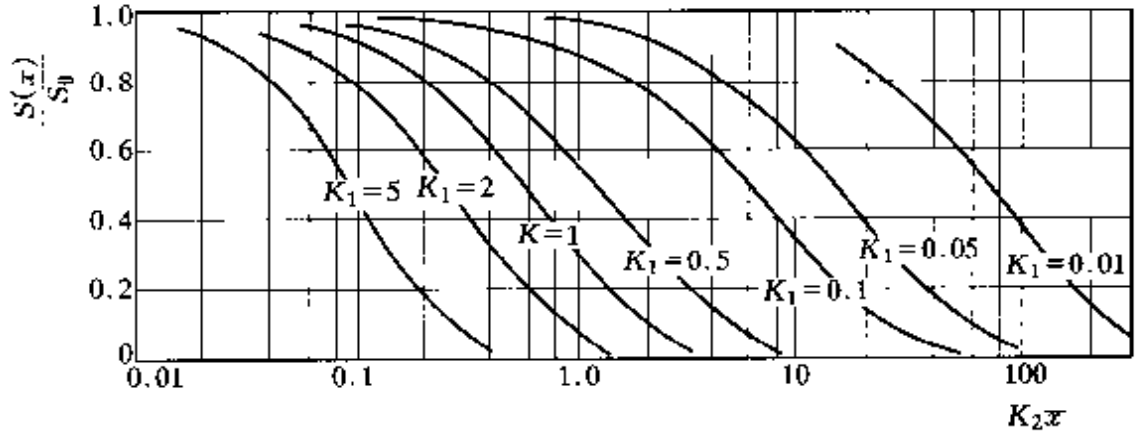


图5-5 式(5-27)的计算图

5.4.2 问题讨论

该方法是在假定流速和扩散系数沿垂线为常数，这一假定在悬浮指标小于0.6时成立。对于水深大、流速小、泥沙粒径粗且悬浮

指标大于0.6的沉沙池，这一假定不成立。另方面，底部边界条件实际上是一个很复杂的问题，即使纯动水沉降问题，由于水流底部存在复杂的紊动现象，尚难从理论上给出数学表达式，为求解方便，不得不进行简化处理，从而使所得其解与实际出现偏离。

5.5 一度流超饱和输沙法

沉沙池在沉沙运行中，处于淤积过程，池中各断面含沙量多处于超饱和状态，宜采用超饱和输沙特点的泥沙连续方程。属于这类型的计算方法有两种，一种是在一定边界条件下，解二维扩散方程求出含沙量沿程和垂线分布；另一种方法是按照一维问题，在一定条件下，研究平均含沙量的沿程变化。后者基本上满足沉沙池设计的要求，较为简便，渐被应用。

5.5.1 基本计算公式

如图5-6所示，设微小池段长度为$\mathrm{d}x$，水深为H，池宽为B，流量沿程不变，单位时间内进入微小池段的沙量为QS，流出的沙量为$QS+\dfrac{\partial(QS)}{\partial x}\mathrm{d}x$。

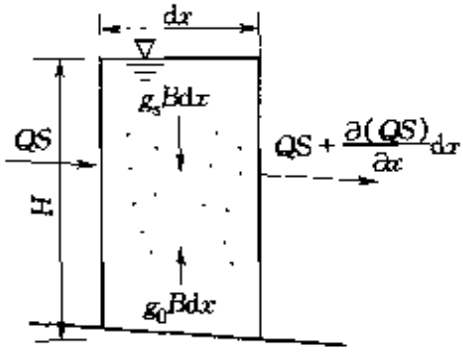


图5-6 微小池段示意图

设g_s为单位面积单位时间的下沉沙量，则单位时间内下沉的沙量为$g_sB\mathrm{d}x$；设g_0为单位面积单位时间的扬起沙量，则单位时间内由于紊动从床面扬起的沙量为$g_0B\mathrm{d}x$；$\dfrac{\partial S}{\partial t}BH\mathrm{d}x$为时段内水体$BH\mathrm{d}x$的沙量变化，可得到平衡式：

$$QS+g_0B\mathrm{d}x=g_sB\mathrm{d}x+QS+\frac{\partial(QS)}{\partial x}\mathrm{d}x+\frac{\partial S}{\partial t}BH\mathrm{d}x$$

即：

$$-\frac{\partial(QS)}{\partial x}\mathrm{d}x+(g_0-g_s)B\mathrm{d}x=\frac{\partial S}{\partial t}BH\mathrm{d}x$$

忽略时段内水体沙量的变化，即 $\frac{\partial S}{\partial t}BH\mathrm{d}x = 0$，两边除以 $B\mathrm{d}x$，由于 Q 不变，得：

$$q\frac{\mathrm{d}S}{\mathrm{d}x} + g_s - g_0 = 0 \tag{5-28}$$

问题在于如何确定 g_s 和 g_0，韩其为认为[16]，$g_s = S_b\omega_s$，S_b 为临底含沙量。在冲淤平衡时，$g_0 = S_{*b}\omega_s$，S_{*b}为床底的挟沙力。引入 $\alpha = S_b/S$、$\alpha_* = S_{*b}/S_*$，S 和 S_*分别为断面平均含沙量和挟沙能力，则 $g_s = \alpha S\omega_s$，$g_0 = \alpha_* S_* \omega_s$，并近似令 $\alpha = \alpha_*$，代入式(5-28)得断面平均含沙量沿程变化的基本微分方程：

$$\frac{\mathrm{d}S}{\mathrm{d}x} = -\frac{\alpha\omega_s}{q}(S - S_*) \tag{5-29}$$

非均匀流条件下，假定水深及水流挟沙能力沿程呈直线变化的条件下，式（5-29）的解为：

$$S = S_* + (S_0 - S_{0*})\mathrm{e}^{-\frac{\alpha\omega_s x}{q}} + (S_{0*} - S_*)\frac{q}{\alpha\omega_s x}\left(1 - \mathrm{e}^{-\frac{\alpha\omega_s x}{q}}\right) \tag{5-30}$$

式中 S_0、S_{0*}——进口断面的平均含沙量和挟沙力（$\mathrm{kg/m^3}$）；

S、S_*——出口断面的平均含沙量和挟沙力（$\mathrm{kg/m^3}$）；

x——计算池段长度（m）；

q——单宽流量；

ω_s——泥沙流速；

α——恢复饱和系数。

式（5-30）为一维恒定非均匀流含沙量沿程变化公式。

由式（5-30）可看出，出口断面含沙量由三部分组成：出口断面挟沙力 S_*、进口断面剩余含沙量（$S_0 - S_{0*}$）经过 x 距离后剩余的部分（$S_0 - S_{0*}$）$\mathrm{e}^{-\frac{\alpha\omega_s x}{q}}$，以及由于水力因素变化而引起该池段挟沙能力变化的修正项（$S_{0*} - S_*$）$\frac{q}{\alpha\omega_s x}$ $\times\left(1 - \mathrm{e}^{-\frac{\alpha\omega_s x}{q}}\right)$。

如果计算池段很短，池段水流视为均匀流，则 $S_{0*}=S_*$，最后一项将完全消失，则含沙量沿程变化式可写为：

$$S=S_*+(S_0-S_{0*})e^{-\frac{\alpha\omega_s x}{q}} \tag{5-31}$$

在沉沙池流速甚小、水流挟沙力可以忽略不计的条件下，式（5-31）可转化为：

$$S=S_0e^{-\frac{\alpha\omega_s x}{q}} \tag{5-32}$$

式（5-32）无须计算水流挟沙力，可直接用于计算沉沙池分组平均含沙量的沿程变化，即得基本计算公式：

$$S_i=S_{0i}e^{-\frac{\alpha_i\omega_i x}{q}} \tag{5-33}$$

式中 S_{0i}、S_i——进、出口断面分组含沙量（kg/m^3）；

ω_i——泥沙分组平均沉速（m/s）；

α_i——分组恢复饱和系数；

x——计算池段的长度（m）；

q——平均单宽流量［$m^3/(s\cdot m)$］。

5.5.2 池段分组泥沙沉降率计算

沉沙池沉降计算时，可将工作段划分成若干池段，逐池段进行泥沙分组沉降计算。

设分组泥沙在第 k 池段进口断面的平均含沙量和挟沙力分别为 S_{0ik}、S_{0ik*}（kg/m^3），分组泥沙在第 k 池段出口断面的平均含沙量和挟沙力分别为 S_{ik}、S_{ik*}，第 k 池段长度为 x_k（m），池段单宽流量为 q_k［$m^3/(s\cdot m)$］，ω_i 为泥沙分组沉速（m/s），α_{ik}为第 k 池段的分组泥沙恢复饱和系数，则式（5-31）可写成：

$$S_{ik}=S_{ik*}+(S_{0ik}-S_{0ik*})e^{-\frac{\alpha_{ik}\omega_i x_k}{q_k}} \tag{5-34}$$

当池段水流接近均匀流时，$S_{ik*}=S_{0ik*}$，则池段的分组泥沙沉降率：

$$\eta_{ik}=\frac{(S_{0ik}-S_{ik*})\left(1-e^{-\frac{\alpha_{ik}\omega_i x_k}{q_k}}\right)}{S_{0ik}} \tag{5-35}$$

即
$$\eta_{ik} = \left(1 - \frac{S_{ik*}}{S_{0ik}}\right)\left(1 - e^{-\frac{\alpha_{ik}\omega_i x_k}{q_k}}\right) \tag{5-36}$$

当沉沙池的流速很小，不考虑计算池段的挟沙力时，则得到在某计算时段内的池段分组泥沙沉降率：

$$\eta_{ik} = 1 - e^{-\frac{\alpha_{ik}\omega_i x_k}{q_k}} \tag{5-37}$$

5.5.3 问题讨论

一度流超饱和输沙法是建立在考虑挟沙水流超饱和特点的泥沙连续方程式基础上的一种泥沙沉降计算方法，它不仅考虑了沉沙池内挟沙水流超饱和输沙的特点，并在一定程度上考虑了向上紊流的作用，在理论上较准静水沉降法前进了一步。从式（5-36）可见，影响泥沙沉降效率的因素有 α_{ik}、ω_i、x_k 和 q_k 值，其中 x_k、q_k 值是计算给定的，ω_i 值只反映分组泥沙的沉降速度，若 α_{ik}值取为常数，或者在一个简单的范围内取值，则泥沙的沉降效率就不能较充分地反映出较复杂的泥沙水力因素，所以说 α_{ik}取值是很值得研究的。关于 α_{ik}值的研究，在5.5.5小节中有专门论述。

5.5.4 关于沉沙池水流挟沙力

水流进人沉沙池后，由于过水断面扩大，流速显著降低，从而改变了原有的水流泥沙运动状态，形成水深大、流速小、挟沙力甚小、含沙量相对较大的水流，挟沙水流一般处于超饱和运行状态的特点。尽管沉沙池的型式不一，但水流泥沙运动的特点基本是一致的。

沉沙池内水流挟沙力与池内水力条件和床沙组成有关，后者决定泥沙的补给条件，从而也决定水流挟沙力所应考虑的泥沙粒径范围。水流所挟带的冲泻质由于不能从床面得到充分补给，常处于次饱和状态，只有床沙质才能从床面得到充分补给，而处于饱和状态，因此，所谓水流挟沙力应是在一定水力条件下和床沙组成条件下水流挟带悬移质中床沙质的能力。

影响水流挟沙力的因素很多，涉及水流条件、床面条件、上游来沙的性质等。限于现有的理论水平，还不可能靠理论分析来得到符合实际的水流挟沙力计算公式。常见的挟沙力计算公式均是借助于一些半经验性的或纯经验的法则和方法建立起来的。而从现有的床沙质挟沙力经验公式结构来看，共同的特点是采用了两个相同的水力因子流速 U 和水深 H，以及一个泥沙因子沉速 ω。这些公式中最具有代表性，且在我国目前应用比较多的是张瑞瑾公式[8]，即：

$$S_* = K\left(\frac{U^3}{gH\omega}\right)^m \tag{5-38}$$

式中 U——平均流速（m/s）；

H——平均水深（m）；

g——重力加速度（m/s^2）；

ω——床沙质平均沉速（m/s）；

S_*——为水流挟沙力（kg/m^3）；

K——包含量纲的系数（kg/m^3）；

m——指数。

由式（5-38）可见，影响水流挟沙力的主要因素为流速 U、水深 H 及床沙质平均沉速 ω。对于床沙质平均沉速较大，且流速很小、水深很大的沉沙池，由式（5-38）计算的水流挟沙力一般都很小。

如第 1 章所述，水利工程沉沙池的泥沙沉降设计标准为 0.05mm，即沉沙池主要用来淤积 0.05mm 以上的粗粒径泥沙，所以，沉沙池内淤积物的组成应以 0.05mm 左右粗颗粒泥沙为主。由阳武河、人民胜利渠东一沉沙池、东三I号沉沙池，以及打渔张第五条渠等沉沙池实测淤积床沙组成分析资料来看，床沙粒径大于 0.03～0.05mm。而从水利工程沉沙池所采用的设计水流水力条件来看，定期冲洗式沉沙池工作深度在 4～7m，平均流速在 0.1～0.3m/s；条渠沉沙池的水深一般在 2～3.5m，流速在 0.2～0.4m/s，均具有水深大、流速小的特点。杨晋营按上述沉沙池的

设计水流水力条件，用张瑞瑾公式对沉沙池挟沙力进行了估算，同时用山东打渔张第五条渠实测水沙资料进行了该条渠沉沙池的水流挟沙力验算，并用误差分析法比较了式（5-31）和式（5-32）的计算误差[17]。表5-2为沉沙池水流挟沙力估算表，表5-3为打渔张第五条渠各渠段含沙量与计算挟沙力比较表。

表5-2　　沉沙池水流挟沙力估算表

水深 H (m)	流速 U (m/s)			
	0.1	0.2	0.3	0.4
0.5	→0	→0	1.535	4.230
1.0	→0	→0	→0	1.930
1.5	→0	→0	→0	0.794
2.0	→0	→0	→0	→0
3.0	→0	→0	→0	→0
4.0	→0	→0	→0	→0
5.0	→0	→0	→0	→0
6.0	→0	→0	→0	→0
7.0	→0	→0	→0	→0

表5-3　　打渔张第五条渠各渠段含沙量与计算挟沙力比较表

观测时间	观测渠段桩号（m）	进口含沙量 S_0 (kg/m³)	计算挟沙力 S_* (kg/m³)	S_*/S_0
1957.9.18	1+160～2+080	11.2	0.1	0.089
1957.9.25		10.71	0.54	0.050
1957.9.29		10.2	0.62	0.060
1957.10.4		10.9	0.75	0.069
1957.10.11		11.3	1.2	0.106
1957.10.18		8.28	1.2	0.145
1957.9.18	2+080～3+040	8.63	0.18	0.021
1957.9.25		9.17	0.19	0.021
1957.9.29		10.9	0.26	0.024
1957.10.4		10.2	0.32	0.031
1957.10.11		12.8	1.7	0.133
1957.10.18		8.08	1.6	0.198

续表

观测时间	观测渠段桩号（m）	进口含沙量 S_0（kg/m³）	计算挟沙力 S_*（kg/m³）	S_*/S_0
1957.9.18	3+040～4+000	5.36	0.8	0.149
1957.9.25		7.72	1.2	0.155
1957.9.29		8.46	0.62	0.073
1957.10.4		8.26	0.6	0.073
1957.10.11		8.86	0.8	0.090
1957.10.18		7.48	1.3	0.174
1957.9.18	4+000～5+540	4.66	0.8	0.172
1957.9.25		7.63	0.35	0.046
1957.9.29		8.23	0.28	0.034
1957.10.4		6.84	0.25	0.037
1957.10.11		8.26	0.35	0.042
1957.10.18		5.91	0.32	0.054

由表 5－2 可看出，当流速 $U<0.3$m/s、水深 $H>1.0$m，或流速 $U<0.4$m/s、水深 $H>1.5$m 时，沉沙池内水流挟沙力基本接近于零。只有在流速 $U>0.3$m/s、$H<1.0$m，或 $U>0.4$m/s、$H<1.5$m 情况下，挟沙力才有所增大。从运行条件来看，定期冲洗式沉沙池是不允许出现如此运行条件的。在沉沙条渠运行后期，随着淤积面不断增高，水深显著减小，流速显著增大，挟沙力也就随之增大，沉沙池内主流沟逐渐形成，直至全部水流归槽，挟沙水流已由超饱和输沙逐渐过渡到相对平衡输沙，此时沉沙池基本上失去了沉沙效能。

验算结果表明，条渠沉沙池任何一池段之水流挟沙力均较其进口含沙量小得多，挟沙力与进口含沙量的比值 S_*/S_0 在 0.05～0.198，可见，在条渠有效运行期间，池内的水流挟沙力是很小的。表 5－3 为打渔张第五条渠各渠段含沙量与计算挟沙力比较表。

在沉沙池泥沙沉降计算中，为了计算方便，常将沉沙池内水流近似地作为均匀流处理。根据沉沙池沉降率定义 $\eta = \frac{S_0 - S}{S_0}$，可由式（5-31）和式（5-32）分别得到均匀流时不同情况下的沉降率计算公式，即：

考虑水流挟沙力时：

$$\eta_* = \left(1 - \frac{S_*}{S_0}\right)\left(1 - e^{-\frac{\alpha\omega_s T}{q}}\right) \tag{5-39}$$

不考虑水流挟沙力时：

$$\eta = 1 - e^{-\frac{\alpha\omega_s T}{q}} \tag{5-40}$$

利用误差分析法可比较以式（5-39）、式（5-40）的计算误差。设考虑挟沙力时的计算沉降率 η_* 是真值，不考虑挟沙力时的计算沉降率 η 为真值 η_* 的近似值，则可得 η 的绝对误差 δ_η 以及其相对误差 $\frac{\delta_\eta}{|\eta|}$，即：

$$\delta_\eta = |\eta_* - \eta|$$

$$\frac{\delta_\eta}{|\eta|} = \frac{|\eta_* - \eta|}{|\eta|}$$

将式（5-39）和式（5-40）代入可得：

$$\begin{aligned}\delta_\eta &= \left|\left(1 - \frac{S_*}{S_0}\right)\left(1 - e^{-\frac{\alpha\omega_s T}{q}}\right) - \left(1 - e^{-\frac{\alpha\omega_s T}{q}}\right)\right| \\ &= \left|\frac{S_*}{S_0}\left(1 - e^{-\frac{\alpha\omega_s T}{q}}\right)\right| \\ &= \frac{S_*}{S_0}\left(1 - e^{-\frac{\alpha\omega_s T}{q}}\right)\end{aligned} \tag{5-41}$$

$$\frac{\delta_\eta}{|\eta|} = \frac{\frac{S_*}{S_0}\left(1 - e^{-\frac{\alpha\omega_s T}{q}}\right)}{1 - e^{-\frac{\alpha\omega_s T}{q}}} = \frac{S_*}{S_0} \tag{5-42}$$

以上计算误差分析结果表明，均匀流条件下，不考虑水流挟沙力的计算沉降率与考虑水流挟沙力的计算沉降率相比较，其绝

对误差和相对误差的大小均取决于挟沙力与进口含沙量的比值大小。比值 $\frac{S_*}{S_0}$ 愈大，其计算误差愈大；反之，比值 $\frac{S_*}{S_0}$ 愈小，计算误差也愈小。当 $\frac{S_*}{S_0}$ 小于 0.2 时，对于沉沙池的任一池段（长度为 x），用不考虑水流挟沙力的一度流超饱和输沙法计算的池段泥沙沉降率，与用考虑水流挟沙力的一度流超饱和输沙法计算的沉降率相比较，其相对误差不超过 20%。

文献[17]由沉沙池的水流挟沙力分析结果，给出如下结论：

(1) 沉沙池内的水流挟沙力的大小，与沉沙池水深、流速以及池内的悬移质泥沙之床沙质组成有关。在床沙质组成一定的条件下，沉沙池的水深愈大、流速愈小，则池内的水流挟沙力愈小。而在沉沙池有效运行期，由于池内水深大、流速小，水流挟沙力一般都很小，用一度流超饱和输沙法计算沉沙池时，可不考虑水流挟沙力的影响；对于流速显著增大、水深显著减小的沉沙池运行后期，是否需考虑水流挟沙力的影响，应视实际情况而定。

(2) 均匀流条件下，用不考虑水流挟沙力的一度流超饱和输沙法计算的沉沙池任一池段之泥沙沉降率，与用考虑水流挟沙力的一度流超饱和输沙法计算的沉降率相比较，其绝对误差及相对误差均取决于该池段的挟沙力 S_* 与含沙量 S_0 之比值的大小，该比值愈大，计算误差愈大；反之，计算误差愈小。当比值 S_*/S_0 小于 0.2 时，沉降率计算误差小于 20%，这样的误差精度在实际工程应用中是可以满足设计要求的。无论是沉沙池运行前期、中期还是后期，可认为当沉沙池水流挟沙力与含沙量之比值小于 0.2 时，用一度流超饱和输沙法计算沉沙池泥沙沉降率，可不考虑水流挟沙力的影响。

而根据山西、陕西、河南、山东、内蒙古等地的已建水利工程沉沙池设计及运行资料统计，沉沙池的入池含沙量多数在 $10kg/m^3$ 以上，可见，沉沙池有效运行期挟沙力与入池含沙量相

比要小得多。

5.5.5 恢复饱和系数 α

1. 恢复饱和系数的内涵

关于恢复饱和系数 α 值，各家有不同的解释内涵，韩其为认为 α 值是临底含沙量与垂线平均含沙量之比[16]。张书农、华国祥认为 α 是在泥沙重力和水流紊动的综合作用下能沉积在床面上的泥沙量与可能下沉的泥沙量之比，表征其关系的特征值是 ω/kU_*[18]。尽管解释有所差异，但均涉及重力作用与水流紊动作用。武汉水利电力学院河流泥沙工程学教研室认为 α 是一个变量，与泥沙沉速、水深以及水流摩阻流速有关[8]。

我国长江水利委员会分析了沉沙条渠资料，认为 α 可取 0.5[16]；美国垦务局使用的公式[19]和前苏联卡拉乌舍夫提出的公式[20]与式（5-32）相同，都取 $\alpha=1.0$。引黄济青沉沙池设计中，认为 α 值与泥沙粒径有关[21]，以粒径来划分，当 $d>0.03$mm 时，$\alpha=0.072$；当 $d<0.03$mm 时，$\alpha=0.17$。

国家电力公司成都勘测设计研究院根据四川渔子溪一级、南桠河三级、云南清水河电站沉沙池实测资料和水槽试验资料分析得到[22]：

$$\alpha_i = K\left(\frac{\bar{\omega}_i}{U_*}\right)^{0.23} \tag{5-43}$$

$$U_* = \frac{nV\sqrt{g}}{R^{1/6}} \tag{5-44}$$

上二式中 U_*——摩阻流速（m/s）；

$\bar{\omega}_i$——粒径组平均沉速（m/s）；

K——综合经验系数，当沉沙池宽度与深度之比在1.5~4.0之间时，取 $K=1.0\sim1.2$；

V——池段平均流速（m/s）；

R——池段平均过水断面水力半径（m）；

n——池段糙率；

g——重力加速度（m/s^2）。

式（5-43）一般适用于我国西南地区悬移质颗粒组成较粗（$d>0.25$ mm）的水电站沉沙池分组沉降率计算。

张应龙根据长江严家台1966～1972年和丢丢垸1966～1968年淤积试验的实测资料（泥沙粒径范围 $d=0.006\sim0.10$mm），得到 α_i 在0.06～2.0之间，认为 α_i 值与水流紊动程度和泥沙重力条件有关[23]，用 U_*/ω_i 表示上扬作用与下沉作用的比值，得到了 α_i 与 U_*/ω_i 的关系图。本书作者根据关系图中的点据关系得到：

$$\alpha_i = 0.0523\left(\frac{U_*}{\omega_i}\right)^{0.608} \tag{5-45}$$

可改写成：

$$\alpha_i = 0.0523\left(\frac{\omega_i}{U_*}\right)^{-0.608} \tag{5-46}$$

2．对 α_i 值的研究

作者在编制SL 269—2001过程中，对恢复饱和系数 α_i 值进行了专题研究，我们从式（5-29）的基本微分方程可见 $\alpha=S_b/S$，从罗斯（H. Rouse）含沙量沿垂线分布方程式中可知断面平均含沙量 S 与 ω/U_* 有着较密切关系，我们从打渔张、人民胜利渠、窝头寺、严家台和丢丢垸等沉沙池（$d=0.005\sim0.25$mm）实测资料中分析得到图5-7的 α_i 与 $\bar{\omega}_i/U_*$ 的关系图，由图5-7可见 α_i 与 $\bar{\omega}_i/U_*$ 有着较好的关系，但相关带的分布区域较宽，同一 $\bar{\omega}_i/U_*$ 值得到的 α_i 值的变幅可达6～9倍。我们又进一步研究发现 α_i 与 $\bar{\omega}_i/U_*$ 和 J 有更好的关系。图5-8是引入 J 值得到的一组打渔张沉沙池的 α_i—$\left(\frac{\bar{\omega}_i}{U_*},J\right)$ 关系，可见 α_i 值与 $\left(\frac{\bar{\omega}_i}{U_*},J\right)$ 有着更明显的关系。从而可建立

$$\alpha_i = f\left(\frac{\omega_i}{U_*},J\right)$$

的关系，经整理分析打渔张、人民胜利渠、窝头寺沉沙池实测资料，α_i 与 $\left(\frac{\bar{\omega}_i}{U_*},J\right)$ 的关系见图5-9，得到 α_i 值的计算式：

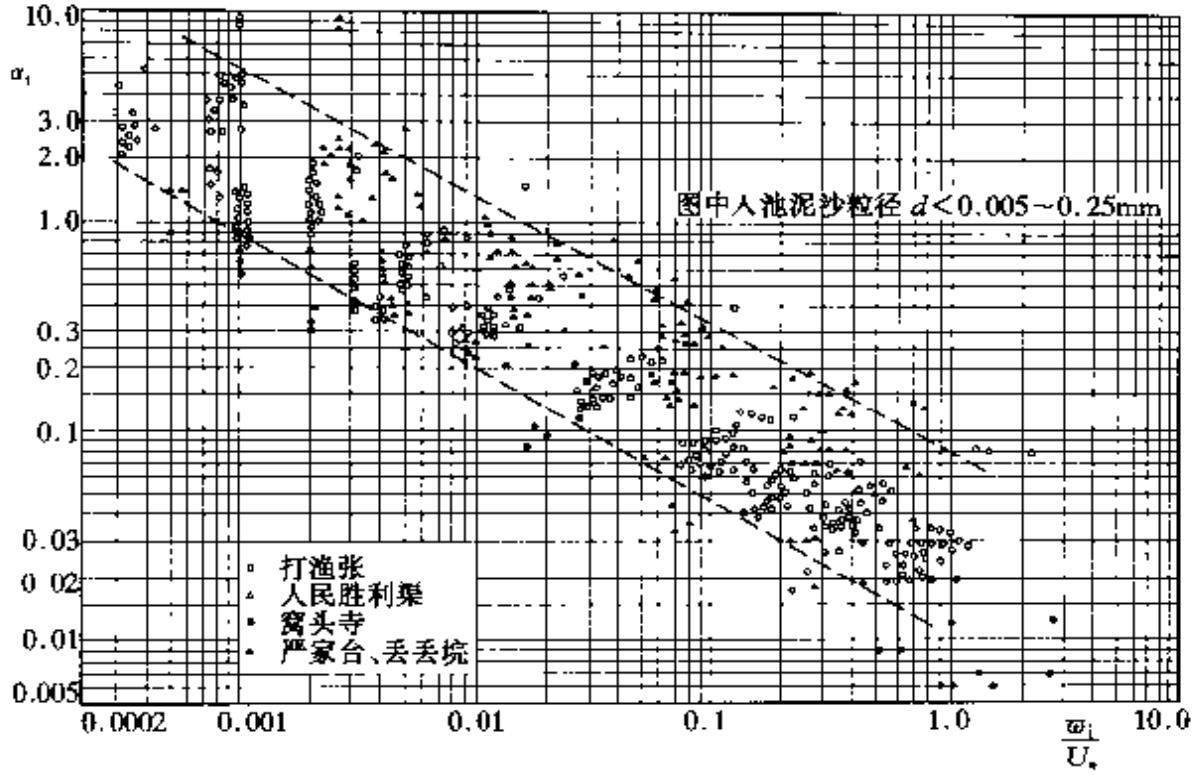


图 5-7 α_i—$\frac{\bar{\omega}_i}{U_*}$关系图

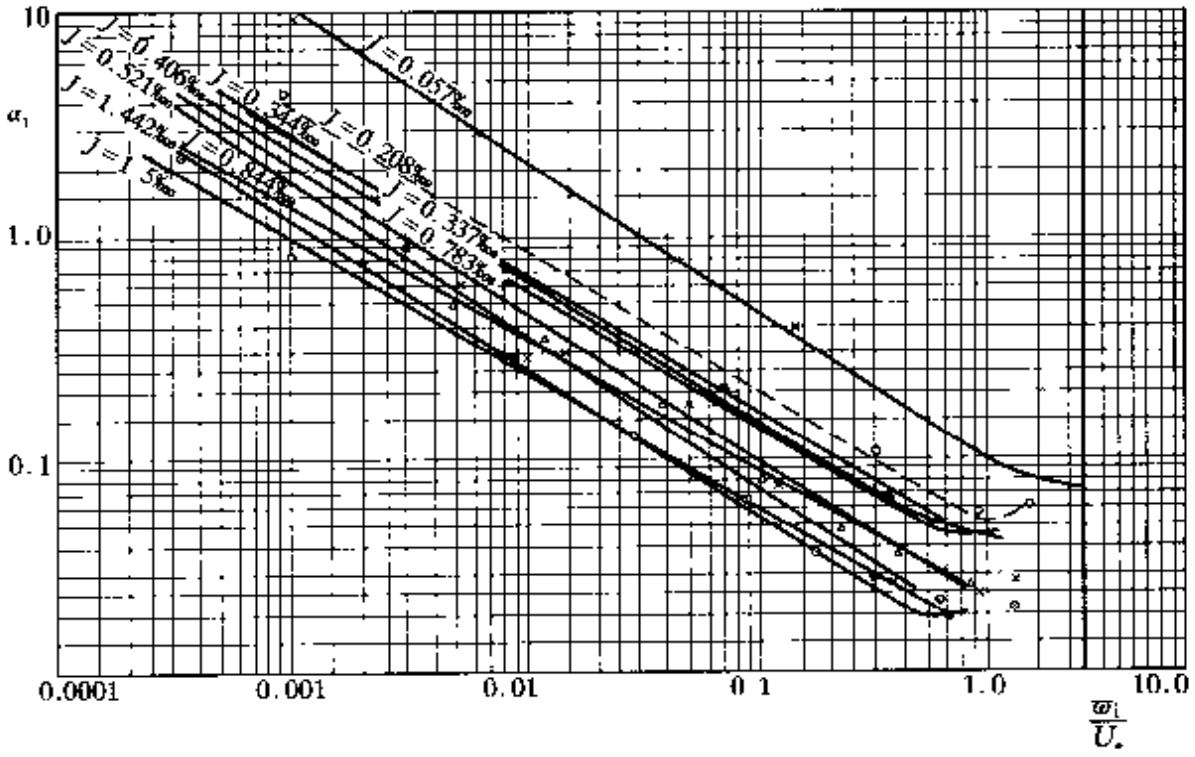


图 5-8 α_i—$\left(\frac{\bar{\omega}_i}{U_*}, J\right)$关系图

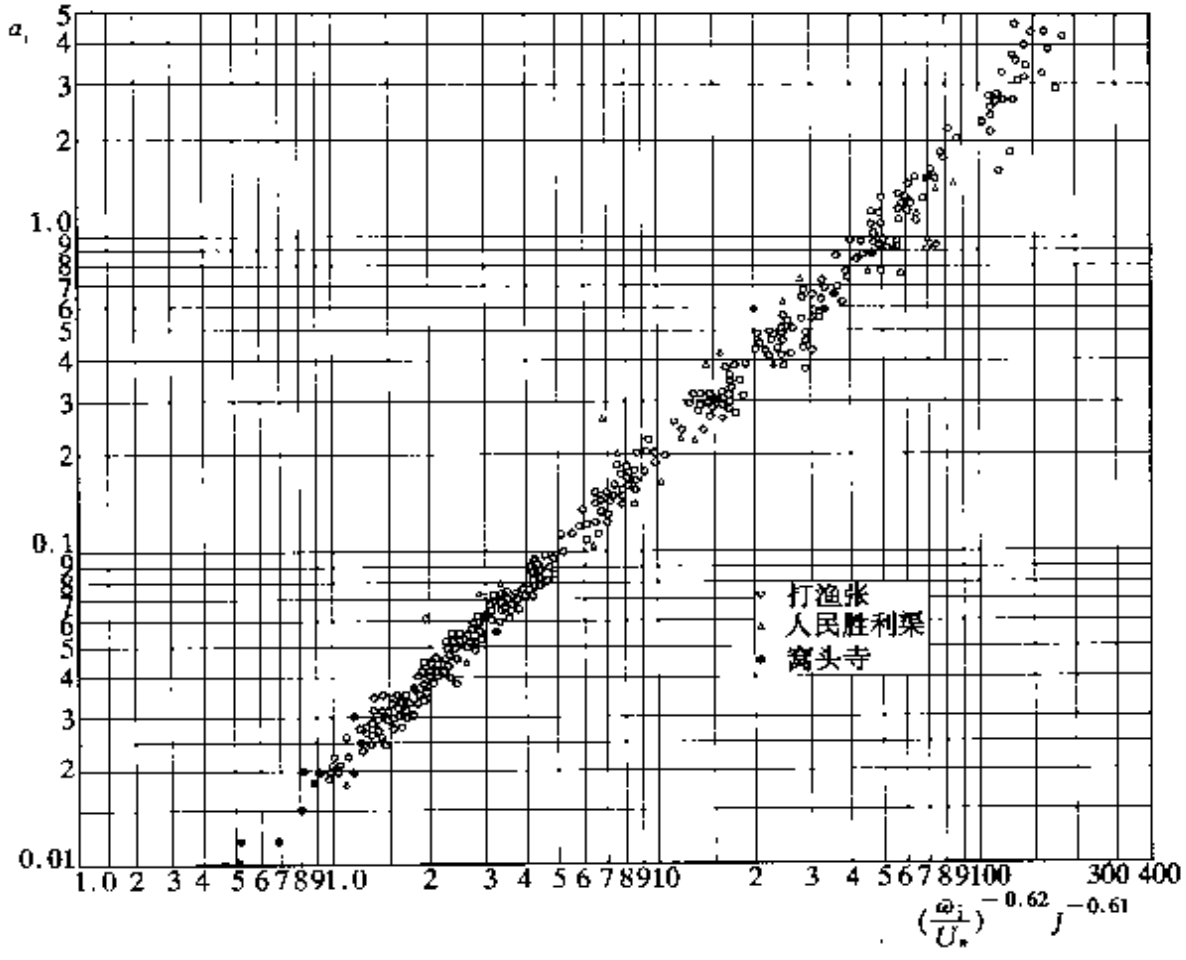


图 5-9 α_i—$\left(\frac{\bar{\omega}_i}{U_*}, J\right)$ 关系图

$$\alpha_i = 6.644 \times 10^{-5} J^{-0.61} \left(\frac{\bar{\omega}_i}{U_*}\right)^{-0.62} \tag{5-47}$$

$$U_* = \sqrt{gRJ} \tag{5-48}$$

上二式中 α_i——泥沙分组粒径的恢复饱和系数；

$\bar{\omega}_i$——泥沙分组平均沉速（m/s）；

U_*——水流摩阻流速（m/s）；

J——池段的平均水力坡度；

R——池段平均水力半径（m）；

g——重力加速度（m/s^2）。

为验证式（5-47）的实用性，我们将阳武河和大禹渡等几座沉沙池的原型观测数据代入式(5-47)，得到计算 α_i 值；同时

与上述沉沙池的实测泥沙分组 α_i 值进行比较。实测 α_i 值是由原型观测所得到的各池段进、出口分组含沙量给出泥沙分组沉降效率反求得到的，是实测值的反映，详见以下关系：

$$\left.\begin{aligned}\eta_i &= 1 - \frac{S_i}{S_{0i}} \\ \eta_i &= 1 - \frac{SP_i}{S_0 P_{0i}}\end{aligned}\right\} \tag{5-49}$$

式中 S_0、S——池段进、出口断面实测平均含沙量；

S_{0i}、S_i——池段进、出口断面实测平均分组含沙量；

P_{0i}、P_i——池段进、出口断面分组粒径沙重百分比；

η_i——池段分组沉降率。

式（5-49）右边各项为实测值，故得到实测值 η_i。令式（5-33）中 $q = HV$，并取 $x = l$，$\bar{\omega}_i = \omega_i$，则该式可写成：

$$S_i = S_{0i} e^{-\frac{\alpha_i \bar{\omega}_i l}{HV}} \tag{5-50}$$

代入式（5-49）得：

$$\eta_i = 1 - e^{-\frac{\alpha_i \bar{\omega}_i l}{HV}} \tag{5-51}$$

由 $e^{-\frac{\alpha_i \bar{\omega}_i l}{HV}} = 1 - \eta_i$ 两边取对数得到实测值：

$$\alpha_i = \frac{HV}{\bar{\omega}_i l} \ln(1 - \eta_i) \tag{5-52}$$

式中 α_i——实测池段分组粒径恢复饱和系数；

H——实测池段平均水深（m）；

V——实测池段平均流速（m/s）；

l——池段长度（m）；

$\bar{\omega}_i$——粒径分组平均沉速（m/s）；

η_i——由式（5-49）所得计算池段分组实测沉降率。

将由式（5-47）的计算值 α_i 和由式（5-52）给出的实测值 α_i 点绘于图 5-10，可见 α_i 的计算值与实测值符合。

我们还以打渔张第五条渠沉沙池首段起始观测时段的实测泥

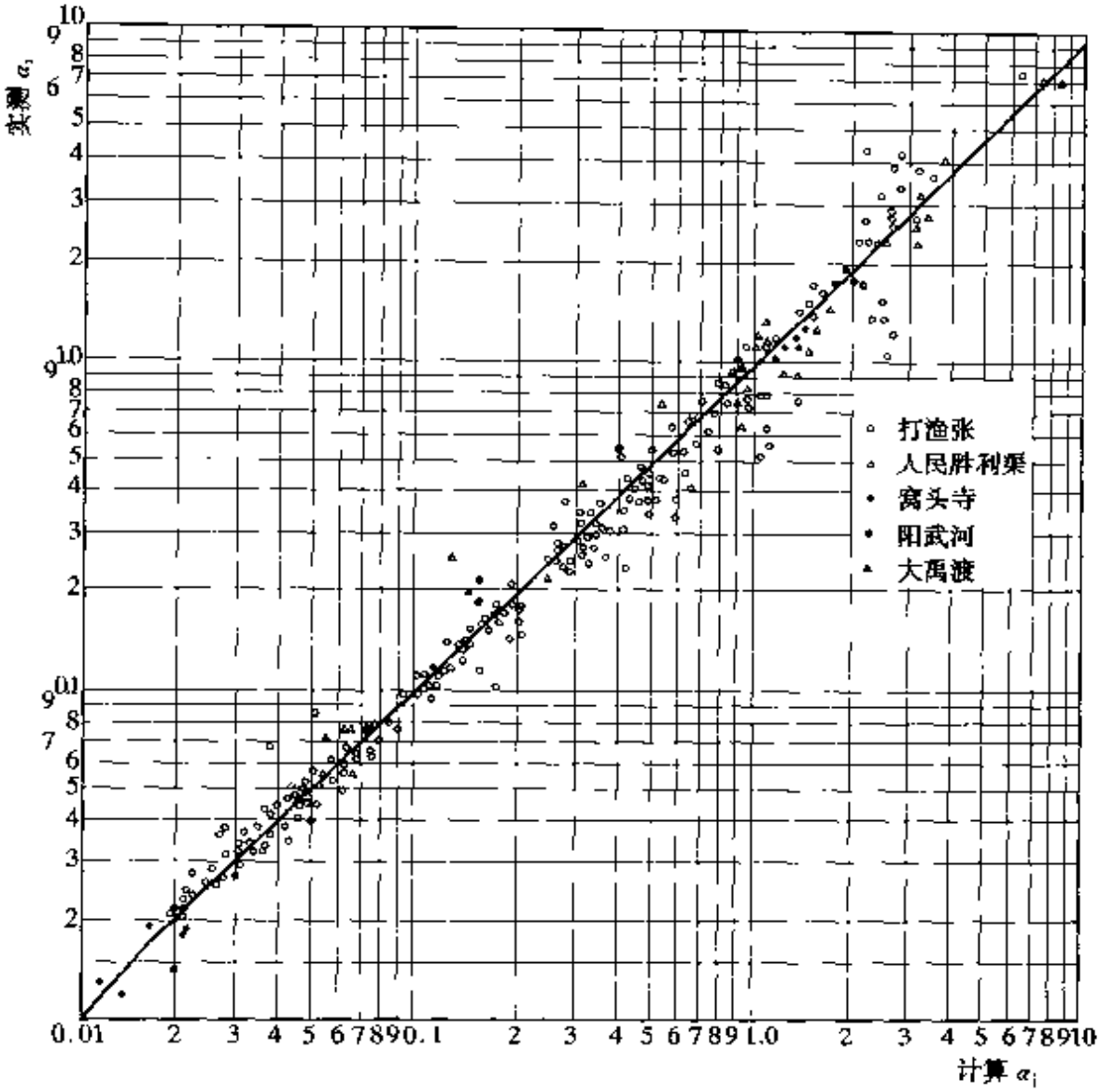


图 5-10 实测 α_i—计算 α_i 关系图

沙分组沉降率绘于图 5-11 中，同时将 5 种不同 α_i 取值计算方法所得泥沙分组沉降率曲线 $\bar{D}_i$—η_i 也绘入图中进行比较，由图 5-11 可见，由式（5-47）所得 α_i 值计算的沉降率与实测沉降率符合较好。

通过对 α_1 值分析研究可得以下初步结论：

（1）沉降悬移质泥沙 $d>0.25$mm，可用式（5-43）计算 α_i 值。

（2）沉降悬移质泥沙 $d<0.25$mm，可用式（5-47）计算

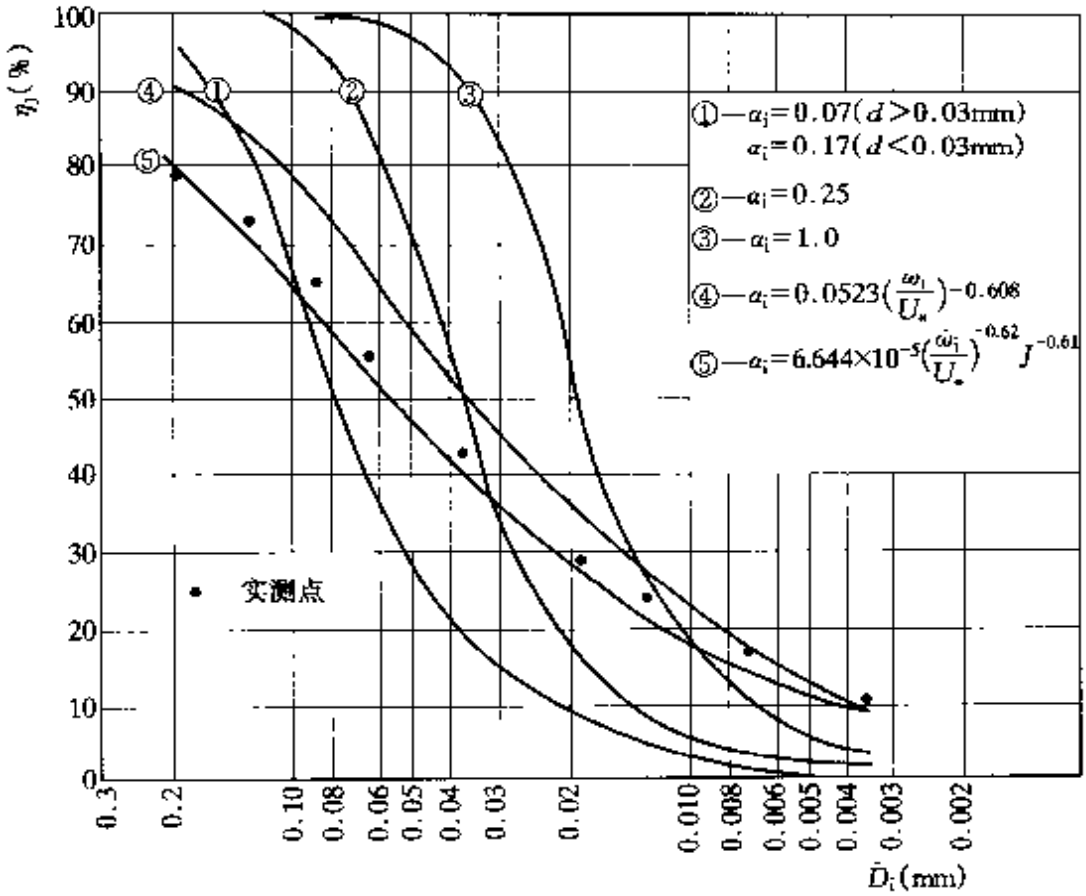


图 5-11 不同 α_i 取值的 $\bar{D}_i$—η_i 比较

α_i 值。

(3) α_1 值是随泥沙分组平均沉速 $\bar{\omega}_i$、池段平均水深 H、池段平均水力坡度 J、池段平均水力半径 R 而变化，是一个变幅较大的系数。

5.6 准静水沉降法和一度流超饱和输沙法对比

5.6.1 准静水沉降法公式的演变

考察式 (5-11)，在沉速、水深及流速等因素不变的条件下，当沉沙池分段长度很小时，该池段内含沙量变化也很小，设微池段 Δl 进口某粒径组泥沙含量为 S_i，其经过池段 Δl 后含沙

量变为$S_i+\Delta S_i$，则式（5-11）可写为如下所列的差分形式：

$$\Delta S_i = -S_i \frac{\omega_i \Delta l}{KVH} \tag{5-53}$$

当$\Delta l \to 0$，且不计高阶无穷小时，则有$\Delta S_i \approx dS_i$，式（5-53）可写成：

$$dS_i = -S_i \frac{\omega_i dl}{KVH} \tag{5-54}$$

写成微分方程：

$$\frac{dS_i}{S_i} = -\frac{\omega_i}{KVH} dl \tag{5-55}$$

分别对式（5-55）两边积分，得：

$$\ln S_i = -\frac{\omega_i}{KVH} l + C \tag{5-56}$$

当$l=0$时为沉沙池进口断面，此时$S_i=S_{0i}$，即等于沉沙池进口断面分组含沙量，代入式（5-56）得$C=\ln S_{0i}$，则有：

$$\ln S_i = -\frac{\omega_i}{KVH} l + \ln S_{0i} \tag{5-57}$$

整理后可得任一断面含沙量计算公式：

$$S_i = S_{0i} e^{-\frac{\omega_i l}{KVH}} \tag{5-58}$$

若令$K=1/\alpha$，则有：

$$S_i = S_{0i} e^{-\frac{\alpha \omega_i l}{VH}} \tag{5-59}$$

令$q=VH$，就得到与式（5-33）相同的计算式。

5.6.2 一度流超饱和输沙法公式的演变

令$q=VH$，将式（5-33）按函数e^x的麦克劳林展开式展开，可写成：

$$S_i = S_{0i}\left[1 - \frac{\alpha \omega_i l}{VH} + \frac{1}{2!}\left(\frac{\alpha \omega_i l}{VH}\right)^2 - \frac{1}{3!}\left(\frac{\alpha \omega_i l}{VH}\right)^3 + \cdots + \frac{1}{n!}\left(\frac{\alpha \omega_i l}{VH}\right)^n\right] \tag{5-60}$$

当 $\frac{\alpha\omega_i l}{VH}$ 很小时，式（5-60）可写成：

$$S_i = S_{0i}\left(1 - \frac{\alpha\omega_i l}{VH}\right) \tag{5-61}$$

同样令 $\alpha = 1/K$，则可得到与式（5-11）相同的计算公式，可见 K 值具有 $f\left(\frac{U_*}{\omega}, J\right)$ 的关系。

5.6.3 结论

由以上两种计算方法的公式演变分析结果可看出，尽管准静水沉降法和一度流超饱和输沙法是建立在两种不同理论基础上的，但在一定条件下，经过一定的数学公式推导，可将一种方法的计算公式转化为另一种方法的计算公式，这在一定程度上揭示了两者之间的内在联系。同时表明，在 $\alpha\omega_i l/VH$ 很小时，用两种方法计算沉沙效率可得出相接近的结果。

为比较二者在上述条件下的计算误差，文献[24]研究了二者计算的相对误差，得出当 $\alpha\omega_i l/VH \leqslant 0.529$ 时，二者计算的相对误差小于20%。同时指出计算池段的长度选取影响计算误差，只要计算池段选取适当，准静水沉降法也可用来进行沉降估算。

5.7 定期冲洗式沉沙池溢流堰出池含沙量计算

5.7.1 定期冲洗式沉沙池运行特点

含沙水流中的泥沙经沉沙池工作段沉降，除去部分较粗粒径并降低了含沙量后，一般在水利工程定期冲洗式沉沙池设计中，还需经溢流堰引出表层水，才能满足供水要求。本小节主要对水利工程定期冲洗式沉沙池而言。

溢流堰区位于工作段后半段，引取的水流经溢流堰和集水槽汇入下游输水渠道。在沉沙池运行过程中，流经溢流堰的水流是堰前可能吸出的水面以下一定水层深度范围内含沙量较小的表层

水流。因此，为确定流经溢流堰的水流含沙量及其粒径，要研究两个问题，一个是溢流堰前断面的分组含沙量的垂线分布，另一个是自堰前水面以下可能吸出的水层深度，即溢流堰的极限吸出水流高度。

5.7.2 悬移质泥沙的垂线分布

悬移质泥沙在随水流运动过程中，一方面受重力作用而下沉，另一方面又受水流紊动的扩散作用而产生上浮。重力作用和紊动扩散作用的结果，使得悬移质中部分泥沙得以在水流中浮游前进，实现其远距离输送的运动过程，同时也使含沙量沿垂线产生一定的梯度并达到一定的平衡状态。

实测资料表明，沉沙池内悬移质含沙量沿垂线分布是上小下大，即水流含沙浓度接近床面处为最高；距床面愈远，浓度愈低，在水面的含沙量最低。图 5－12 为 1992 年由大禹渡沉沙池原型观测得到的溢流堰前断面含沙量垂线分布图。由图 5－12 可见，沉沙池内悬移质泥沙沿垂线分布基本符合泥沙的扩散运动规律。

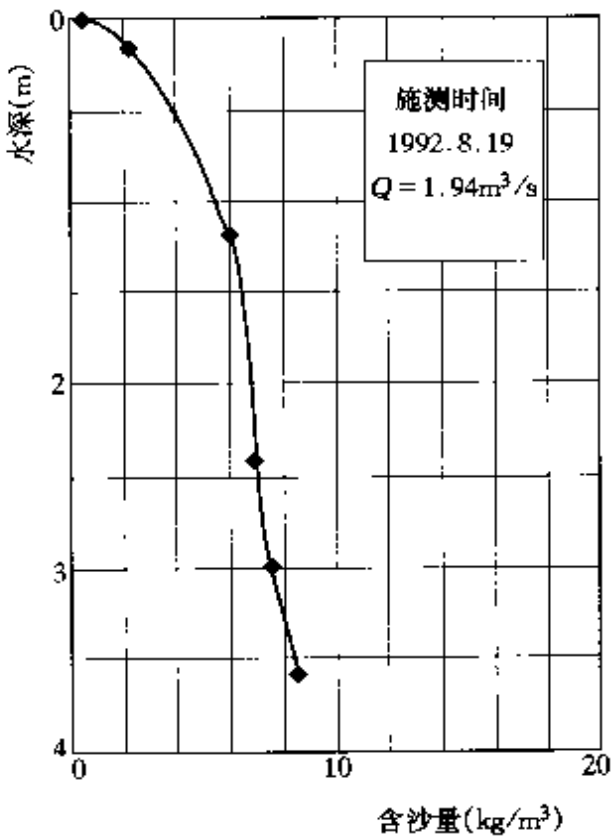


图 5 12 大禹渡沉沙池堰前含沙量垂线分布

设某粒径泥沙颗粒沉速为 ω，垂线上某点的含沙量为 S_y，则可根据泥沙扩散方程得出在悬移质含沙量的垂线分布达到平衡状态时的简化方程为：

$$\varepsilon_y \frac{dS_y}{dy} + S_y\omega = 0 \qquad (5-62)$$

由对数流速分布公式可导出水流动量交换系数：

$$\varepsilon_m = \kappa U_* \left(1 - \frac{y}{h}\right) y \tag{5-63}$$

假定 $\varepsilon_y = \varepsilon_m$，则可求得含沙量垂线分布公式：

$$\frac{S_v}{S_{va}} = \left(\frac{h-y}{y}\frac{a}{h-a}\right)^Z \tag{5-64}$$

式中 S_v——垂线上距床面高度为 y 点处的含沙量（kg/m^3）；

S_{va}——垂线上距床面高度为 a 的参考点处含沙量（kg/m^3）；

h——水深（m）；

a——参考点距床面距离（m）；

Z——悬浮指标理论计算值，$Z = \omega/\kappa U_*$。

式（5-64）为劳斯（H. Rouse）首先提出来的，它基本上表达了悬移质相对含沙量沿垂线分布的规律。许多学者利用原型观测资料和试验室资料验证了该公式结构形式是比较符合实测状况的[25][26][27]，特别是颗粒较细且浓度较小时，Rouse 公式与实测资料比较符合[28]，同时也研究了劳斯公式存在的一些问题[29]。尽管 Rouse 公式存在如计算水面含沙量为零、床面含沙量无穷大等问题，但由于其形式简单，且基本上能反映实际情况，是目前在国际范围内应用最广泛的一个公式[10]。

悬移质含沙量垂线分布公式中的悬浮指标 Z 确定了泥沙在垂线上的均匀程度，这个指标代表了重力作用与紊动作用的相互关系。重力作用通过 ω 来表达；紊动作用通过 κU_* 来表达，其中 κ 称卡门系数。Z 值愈小，表示重力作用愈弱，从而含沙量分布愈均匀；Z 值愈大，表示重力作用愈强，紊动作用愈弱，含沙量分布愈不均匀。钱宁、万兆惠认为，当 $Z=5$ 时，以悬移质形式运动的泥沙量已很少，从实用的观点来说，$Z=5$ 可以看成是泥沙是否进入悬浮状态的临界判别[29]。许多学者在研究中发现，实测指标 Z_1 与理论计算指数 Z 之间有一定的差别。钱宁对 Z_1 从理论上进行分析[29]，得到：

$$Z_1 = \frac{Z}{e^{-L^2Z^2/\pi} + LZ\sqrt{\frac{2}{\pi}\int_0^{LZ\sqrt{(2/\pi)}} e^{-r^2/2}\mathrm{d}x}} \tag{5-65}$$

谢鉴衡等用长江、黄河（黄河限于含沙量小于 100kg/m³ 的资料）大量实测资料，对 Z_1 及 Z 的关系做了检验，并得到如下经验关系式[25]：

$$Z_1 = 0.034 + \frac{e^{1.5Z} - 1}{e^{1.5Z} + 1} \tag{5-66}$$

大禹渡沉沙池实测资料也表明，计算 Z 值与实测 Z_1 值有一定的差别，表 5-4 为该沉沙池堰前断面实测 Z_1 值与计算 Z 值的比较。

表 5-4　大禹渡沉沙池实测 Z_1 值与计算 Z 值比较

泥沙分组（mm）	<0.002	0.002～0.005	0.005…0.007	0.007～0.01	0.01～0.025	0.025～0.05	0.05～0.10
计算 Z 值	0.0168	0.0421	0.1470	0.2950	1.0520	5.2600	20.16
实测 Z_1 值	0.0449	0.0650	0.1535	0.3243	0.6970	5.1800	

对以上两个 Z_1 值计算公式，曹鉴湘利用四川南桠河三级水电站入渠含沙量和悬移质颗粒级配进行了验证[30]，认为谢鉴衡公式计算值与实测值符合较好，可在工程设计中使用。作者用谢鉴衡公式计算的山西大禹渡沉沙池 Z_1 值与实测值符合也比较好（见图 5-13）。

5.7.3 吸出高度及出池含沙量计算

1. 计算水沙要素选取及相关参数确定

由于水利工程定期冲洗式沉沙池出池水流是由溢流堰取表层水，计算时应采用溢流堰前的池末断面水沙要素，有关参数按如下方法计算。

（1）水力坡度及摩阻流速。堰前断面的水力坡度按式（5-67）计算：

$$J = \left(\frac{Qn}{AR^{2/3}}\right)^2 \tag{5-67}$$

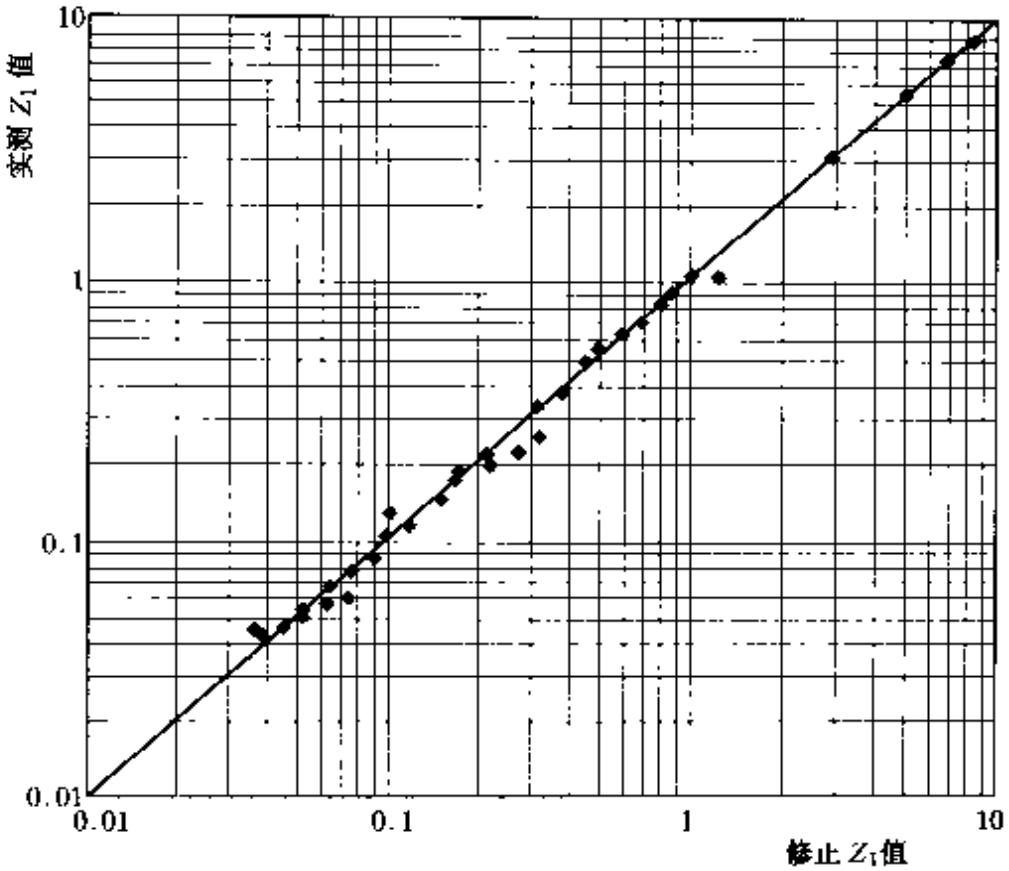


图 5-13 大禹渡沉沙池修正 Z_1 值与实测 Z_1 值比较

式中 Q——堰前断面水流流量（m^3/s）；

n——糙率；

A——堰前断面过水面积（m^2）；

R——堰前断面水力半径（m）。

摩阻流速按式（5-68）计算：

$$U_* = \sqrt{RgJ} \tag{5-68}$$

式中 g——重力加速度（m/s^2）；

其余符号同前。

（2）溢流堰水流吸出高度。吸出高度是指溢流堰运行过程中，可能吸取的堰前自水面向下一定水层深度，一般应通过试验来确定。实测资料及试验资料表明，溢流堰的吸出高度与溢流堰上单宽流量和清浑水重率比有关。溢流堰的吸出高度目前还无十分成熟的计算方法，根据黄河泥沙浑水试验，得到溢流堰浑水极

限吸出高度 h_L 的近似公式[10]，即：

$$h_L \approx 2.5\left(\frac{\rho q^2}{\Delta\rho g}\right)^{1/3} \tag{5-69}$$

式中 h_L——溢流堰吸出高度（m）；

q——溢流堰单宽流量（m^2/s）；

ρ——浑水密度（t/m^3）；

$\Delta\rho$——浑水和清水密度差（t/m^3）。

式（5-69）与禹门口沉沙池模型试验[31]给出的浑水极限吸出高度较吻合（见图 5-14）。

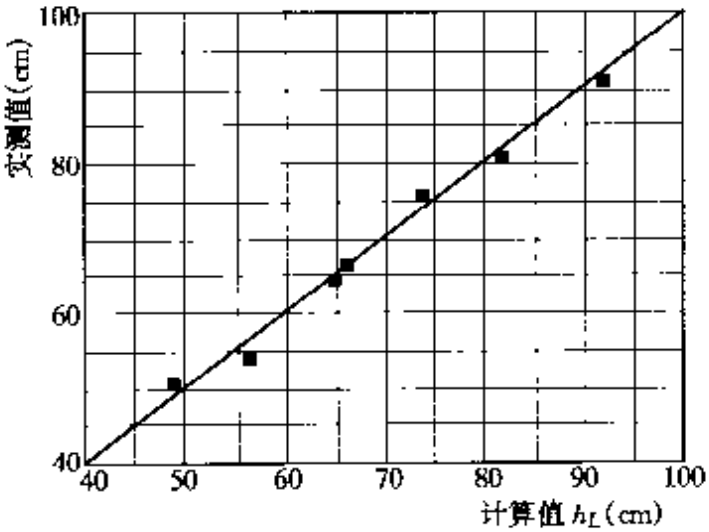


图 5-14 吸出高度计算值 h_L 与实测值比较

2. 沉沙池堰前断面垂线含沙量计算

利用劳斯公式推求含沙量沿垂线分布，可将劳斯公式中的参考点选在含沙量等于平均含沙量的位置，推求含沙量沿垂线分布。经作者分析，参考点的位置十分敏感，应由试算确定参考点在含沙量等于断面垂线平均含沙量的位置。由于溢流堰区的长度较短，可假定溢流堰区首端断面平均含沙量代表堰前垂线平均含沙量。劳斯公式原则上适用于均匀沙，因此在分组含沙量计算时，将每组泥沙视作均匀沙。

由于沉沙池出池含沙量为通过溢流堰水流的平均含沙量，计算中，将溢流堰前水面以下等于溢流堰极限吸出高度 h_L 的水层

平均含沙量作为沉沙池出池含沙量。为简化计算，近似取距水面 $h_L/2$ 处的含沙量为溢流堰出池平均含沙量，即 $y = h - h_L/2$，于是由式（5-64）得到沉沙池出池分组平均含沙量：

$$S_{ci} = S_i\left(\frac{h_L}{2h - h_L}\frac{a}{h - a}\right)^{Z_{li}} \tag{5-70}$$

出池全沙含沙量：

$$S_c = \sum_{i=1}^{n} S_{ci} = \sum_{i=1}^{n} S_i\left(\frac{h_L}{2h - h_L}\frac{a}{h - a}\right)^{Z_{li}} \tag{5-71}$$

上二式中 S_i——堰前断面分组平均含沙量（kg/m^3）；

n——泥沙分组数；

S_{ci}——出池分组平均含沙量（kg/m^3）；

S_c——出池含沙量（kg/m^3）；

Z_{li}——悬浮指标分组修正值。

出池含沙量计算简图见图5-15。

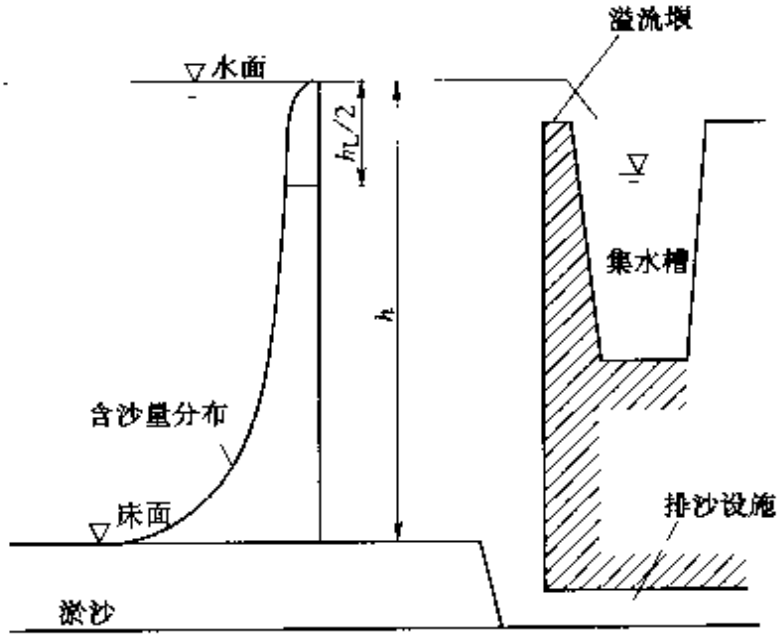


图5-15 出池含沙量计算简图

图5-16和图5-17分别为利用大禹渡沉沙池1992年原型观测得到的6组堰前断面垂线含沙量分布与计算垂线含沙量分布比较和沉沙池出池分组含沙量实测值与计算值比较，结果比较吻合。

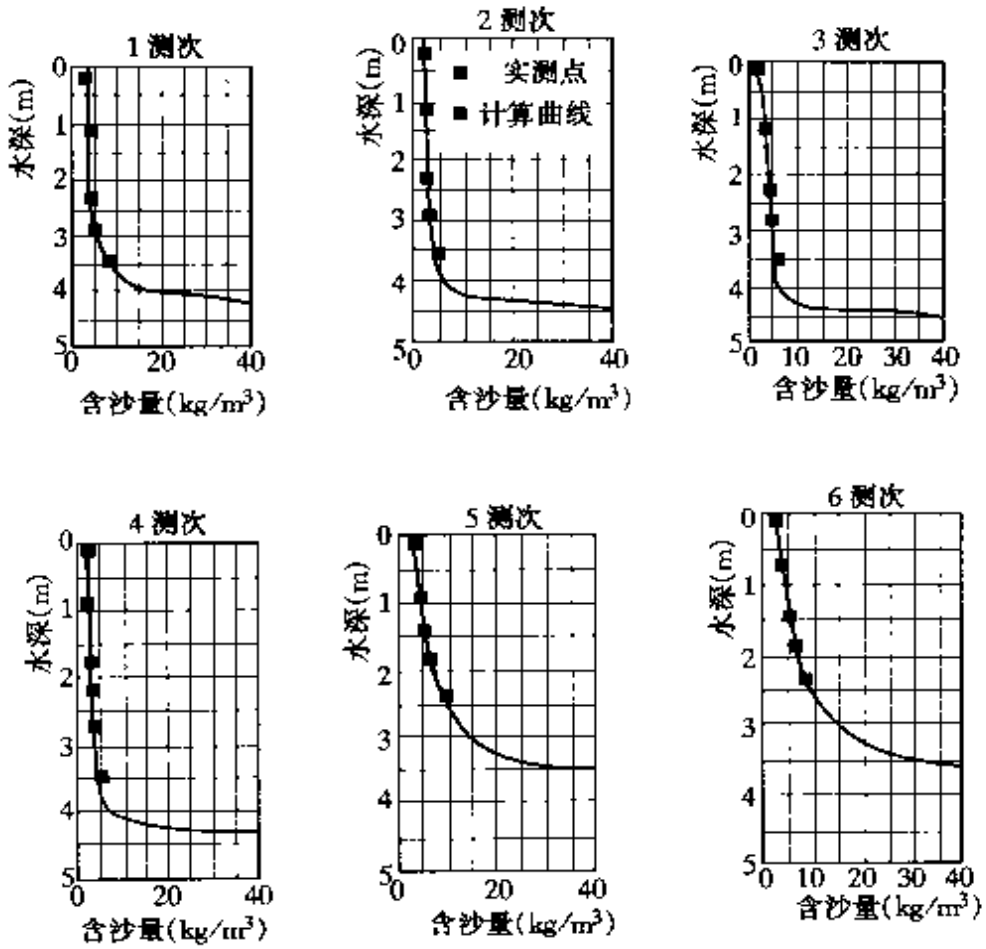


图 5-16 含沙量垂线分布比较

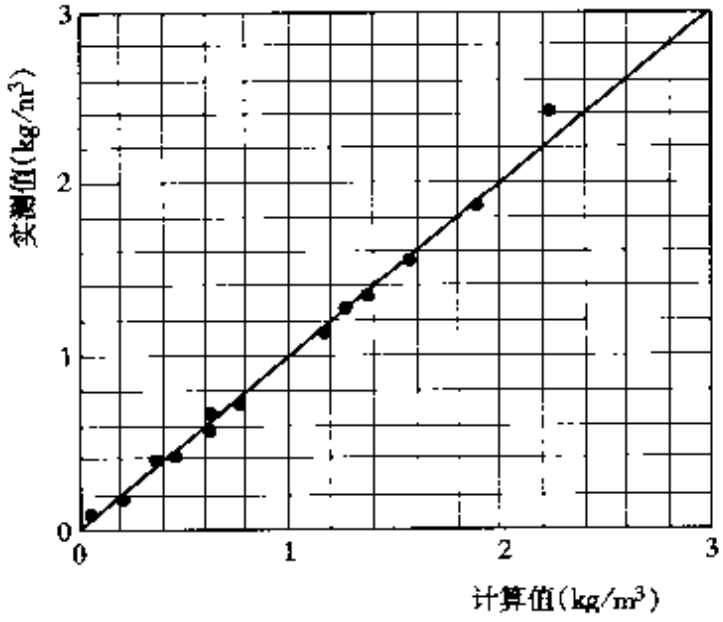


图 5-17 出池分组含沙量计算值与实测值比较

5.8 曲线形沉沙池澄清度和澄清量的计算

5.8.1 各种泥沙粒径的澄清度（百分比）

各种泥沙粒径的澄清度可按下列实验公式计算：

$$S_{\omega i} = S_{\omega} + \Delta S_{\omega\rho} + \Delta S_{\omega i\sigma}$$

$$S_{\omega} = 171.5 + 71.5\lg\frac{\omega}{v}$$

$$S_{\omega i} = 171.5 + 71.5\lg\frac{\omega}{v} + \Delta S_{\omega\rho} + \Delta S_{\omega i\sigma} \qquad (5-72)$$

式中 $S_{\omega i}$——某泥沙粒径组的总澄清度（%）；

S_{ω}——某泥沙粒径组的澄清度，这是根据含沙量 $\rho=0.5\sim1.0\text{kg/m}^3$ 和池中水流平均紊动系数 $\sigma=7.5\%$ 求得的，故仅适用于此值的范围；

$\Delta S_{\omega i\rho}$——当含沙量 ρ 超过 $0.2\sim1.2\text{kg/m}^3$ 时的补充澄清度（%），可根据图 5-18 确定；

$\Delta S_{\omega i\sigma}$——当平均紊动系数 σ_y 小于 7.5% 时的补充澄清度（%），可根据图 5-19 确定。

式（5-72）只适用 $S_{\omega i}$ 值变化于 0～100% 的范围内，即当

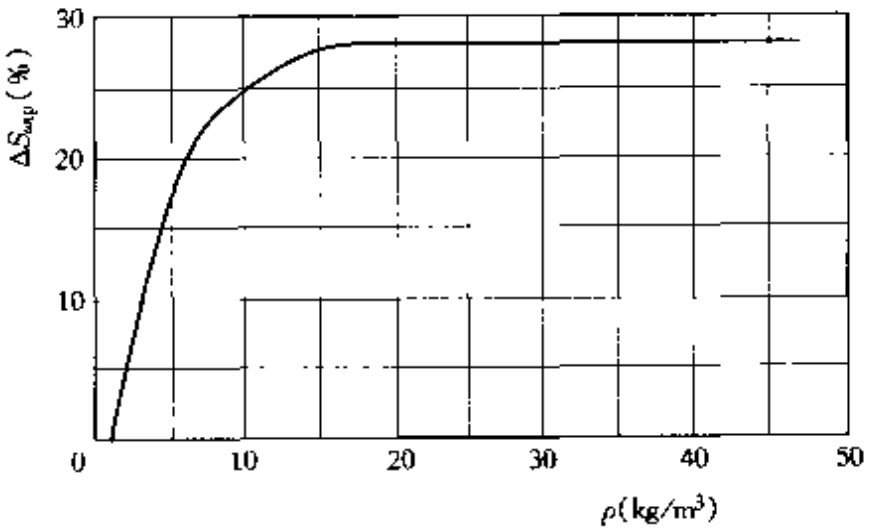


图 5-18 $\Delta S_{\omega\rho}$—$f(\rho)$ 关系曲线

大于100%时，取为100%；而小于0时，则取为0。

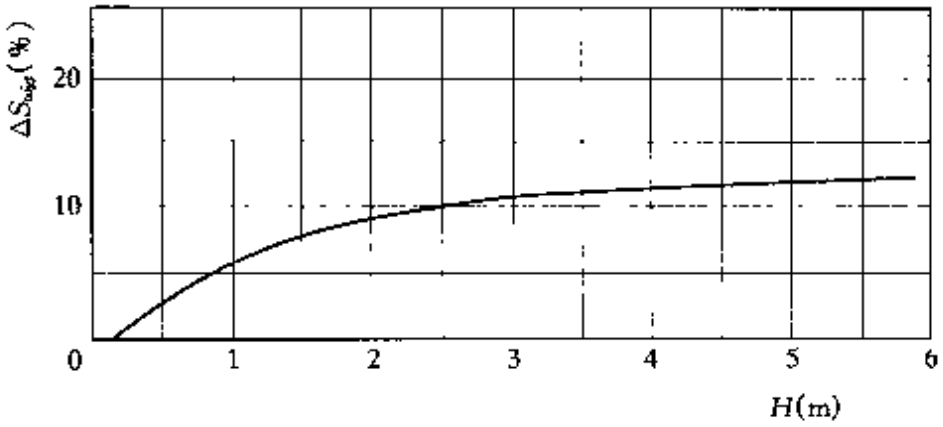


图 5-19 $\Delta S_{\omega i}$—f（H）关系曲线

5.8.2 各种泥沙粒径的澄清量

泥沙粒径的澄清量可按式（5-73）计算：

$$\Delta P_{\omega i} = \frac{\Delta \rho_{\omega i} S_{\omega i}}{100} \tag{5-73}$$

式中 $\Delta P_{\omega i}$——某泥沙粒径的澄清量（kg/m^3）；

$\Delta \rho_{\omega i}$——某泥沙粒径的含沙量（kg/m^3）。

5.8.3 总澄清量和总澄清度

总澄清量 ΔP 可按式（5-74）计算：

$$\Delta P = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta \rho_{\omega i} S_{\omega i}}{100} \tag{5-74}$$

总澄清度 S 可按式（5-75）计算：

$$S = \frac{\Delta P \times 100}{\rho}(\%) \tag{5-75}$$

式中 ρ——池厢进口含沙量（kg/m^3）；

n——泥沙粒径组数。

5.8.4 池厢首段大粒径泥沙不淤的验算

对于粒径大于0.5mm的泥沙，保证最大粒径泥沙在池厢内移动而不致淤积的条件为：

$$\Psi_{\max} = \frac{\omega_{\max}^2}{v^2 \sqrt[3]{d_{\max}/H}} = 0.41 \tag{5-76}$$

式中 ω_{max}——最大泥沙粒径的沉降速度（mm/s）；

d_{max}——最大泥沙颗粒的直径（mm）；

v——池内平均流速（mm/s）；

H——池内水深（mm）。

Ψ_{max}值增大到1.0～1.3，这时首段可能产生沉积层，同时澄清量也将稍有降低。

第6章

沉降率和淤积计算

本章是在第5章给出一度流超饱和输沙法的基本方法的基础上，进一步阐明按动床计算沉沙池的泥沙沉降率和床面淤积过程。

6.1 沉沙池水面线计算

6.1.1 水面线计算

沉沙池水面曲线计算是从某控制断面的已知水位开始，运用水面曲线基本方程式，逐池段推算各断面的水位的一种水力计算。在推算沉沙池水面线时，控制断面一般放在下游，因此往往是从下游向上游逐段进行的。根据水面线计算，可得到不同时段、不同池段的断面的流速、水深、水力半径等沉降计算所需的水力学参数。推算水面线的方法很多，常用的有逐段试算法和分段求和法，以下介绍的是分段求和法。

沉沙池均具有一定纵向坡度，从上游至下游各池段的水深是不相等的。非冲洗式沉沙池和定期冲洗式沉沙池的各池段床面淤积厚度随运行时间而变化，池底处于动床状态，沉沙池各池段的工作宽度往往也不完全相等，即使是在流量不变的条件下，就整个工作段或较长的渠段来讲，池内水流仍属于非均匀流，水面具有一定比降且非恒定，所以要将沉沙池工作段分成若干计算池段，由下游向上游逐池段计算各时段的水面线。某时段，一个计算池段的水力平衡方程式：

$$H_k + \frac{V_k^2}{2g} + i_k l_k = H_{k+1} + \frac{V_{k+1}^2}{2g} + \bar{J}_k l_k \qquad (6-1)$$

得
$$l_k = \frac{\left(H_{k+1} + \frac{V_{k+1}^2}{2g}\right) - \left(H_k + \frac{V_k^2}{2g}\right)}{i_k - \bar{J}_k} \tag{6-2}$$

$$\bar{J}_k = \frac{\bar{V}_k^2}{\bar{c}_k^2 \bar{R}_k} \tag{6-3}$$

$$\bar{V}_k = \frac{V_k + V_{k+1}}{2} \tag{6-4}$$

$$\bar{R}_k = \frac{R_k + R_{k+1}}{2} \tag{6-5}$$

$$\bar{c}_k = \frac{1}{n}\bar{R}_k^{1/6} \tag{6-6}$$

上六式中 l_k——k 池段长度（m）；

H_k、H_{k+1}——k 池段某时段上、下断面水深（m）；

V_k、V_{k+1}——k 池段某时段上、下断面流速（m/s）；

i_k——k 池段某时段床面纵坡；

$\bar{J}_k$——k 池段某时段平均水力坡度；

g——重力加速度（m/s^2）；

R_k、R_{k+1}——k 池段某时段上、下断面水力半径（m）；

$\bar{R}_k$——k 池段某时段平均水力半径（m）；

$\bar{c}_k$——k 池段某时段平均谢才系数；

n——糙率系数，一般各段相同；

k——池段编号，由工作段进口至池末或溢流堰区首端排序，$k=1, 2, \cdots, n$。

通常，沉沙池工作流量（或引用流量）、床面纵坡 i_k、计算池段长度 l_k 是已知的，H_{k+1}及 V_{k+1}可由下断面计算给定。假定上断面 H_k 及 V_k，由式（6-2）～式（6-6）试算得到 k 池段的$\bar{J}_k$、H_k 值，如此逐池段向上推算。

水利工程定期冲洗式沉沙池在工作段后部设有溢流堰，该区水流是相当复杂的，考虑到该区长度较短，为便于计算，溢流堰区水面线可近似取为水平。

沉沙池工作段内的流速很小，水面比降值也很小，计算池段

内上、下断面水位差值随池段床面淤积而变化，计算时应注意有效取值位数，防止由于有效位数不足而出现逆坡的假象。在连续冲洗式沉沙池设计中，由于不需进行淤积计算，往往省略了水面线计算，或者仅计算工作段首、末水位，当流量不变时，也不必考虑时段因素，计算较简单。

6.1.2 关于沉沙池的糙率系数

1. 定期冲洗式沉沙池的糙率系数

一般情况下，定期冲洗式沉沙池为钢筋混凝土结构，沉沙池淤积面糙率 n_1 大于池边墙糙率 n_2，因此，沉沙池的糙率系数应为综合糙率系数，综合糙率系数 n 可按如下方法计算。

当 $\frac{n_1}{n_2}>1.5\sim2$ 时：

$$n=\left(\frac{\chi_1 n_1^{1.5}+\chi_2 n_2^{1.5}}{\chi_1+\chi_2}\right)^{2/3} \tag{6-7}$$

当 $\frac{n_1}{n_2}<1.5\sim2$ 时：

$$n=\frac{\chi_1 n_1+\chi_2 n_2}{\chi_1+\chi_2} \tag{6-8}$$

式中 n_1、n_2——淤积面糙率和池边墙糙率；

χ_1、χ_2——相应于糙率 n_1、n_2 的湿周（m）。

这里需说明的是，有关单位在研究了条渠沉沙池运行过程中的糙率后认为，沉沙池运行过程中的糙率与引水含沙量有关[32]。对于定期冲洗式沉沙池，其淤积面糙率是否与引水含水量有关，还有待进一步研究。

2. 条渠沉沙池

河南省水利勘测设计院在研究了引黄条渠和引水渠道的实测糙率后认为[32]，条渠沉沙池运行过程中，其糙率与引水含沙量有关。根据引黄条渠沉沙池及引水渠道的实测糙率统计，含沙量愈大，糙率愈小（见表 6-1）。因此，计算中应考虑含沙量对糙率的影响，如仍以渠槽类型和状况来确定糙率，会对计算成果有影响。

表 6-1 实测引黄灌区渠道含沙量与糙率的关系

糙率 / 含沙量 (kg/m^3)	人民胜利渠陈骇灌区资料	黄委引黄挟沙能力验证资料	黄科所“引黄渠系挟沙力及不冲流速研究”	内蒙古河套灌区 1958 年资料	河南扩建总干 1958 年资料	秦乾河南干渠分析成果
2	0.026	0.023	0.020	0.020	0.024	0.024
5	0.020	0.020	0.016	0.018	0.024	0.018
7	0.018	0.019	0.015	0.017	0.024	0.016
10	0.016	0.018	0.014	0.016	0.019	0.017
15	0.014	0.017	0.013	0.015	0.013	0.014
20	0.013	0.017	0.012	0.014	0.010	0.013
25	0.012	0.016	0.012	0.014		0.013

6.2 沉降率计算

6.2.1 池段分组沉降率

将沉沙池工作段分成若干间距较小的计算池段，由上游至下游逐池段计算各断面的泥沙分组含沙量变化，由式（5-33）计算池段下断面分组含沙量：

$$S_{i(k+1)} = S_{ik} e^{-\alpha_{ik} \frac{\overline{\omega}_i l_k}{q_k}} \tag{6-9}$$

式中 S_{ik}、$S_{i(k+1)}$——k 池段上、下断面分组含沙量(kg/m^3)；

α_{ik}——k 池段粒径组的恢复饱和系数；

$\overline{\omega}_i$——粒径组的平均沉速（m/s）；

q_k——k 池段单宽流量 [$m^3/(s \cdot m)$]；

i——粒径组编号，按粒径由小到大排序，$i = 1, 2, \cdots, m$。

池段泥沙分组沉降率为：

$$\eta_{ik} = 1 - \frac{S_{i(k+1)}}{S_{ik}} \tag{6-10}$$

将式（6-9）代入式（6-10）也可得到与式（5-37）相同

的结果：

$$\eta_{ik} = 1 - e^{-\frac{\alpha_{ik}\bar{\omega}_i l_k}{q_k}} \tag{6-11}$$

式中 η_{ik}——k 池段粒径组沉降率。

6.2.2 工作段分组沉降率

式（6-10）可以写成：

$$S_{i(k+1)} = (1 - \eta_{ik}) S_{ik}$$

可见：当 $k=1$，$S_{i2} = (1-\eta_{i1})\ S_{i1}$；

当 $k=2$，$S_{i3} = (1-\eta_{i2})\ S_{i2} = (1-\eta_{i2})(1-\eta_{i1})\ S_{i1}$；

当 $k=3$，$S_{i4} = (1-\eta_{i3})\ S_{i3} = (1-\eta_{i3})(1-\eta_{i2})(1-\eta_{i1})\ S_{i1}$；

…

当 $k=n$，$S_{i(n+1)} = (1-\eta_{in})(1-\eta_{i(n-1)})(1-\eta_{i(n-2)})\cdots(1-\eta_{i1})\ S_{i1}$。

将溢流堰区前的工作段划分为 n 个计算池段，即 $k=n$，第 $k+1$ 断面的分组含沙量 $S_{i(k+1)}$即是 $S_{i(n+1)}$，从而得到溢流堰区前的工作段分组沉降率为：

$$\eta_i = \frac{S_{i1} - (1-\eta_{in})(1-\eta_{i(n-1)})(1-\eta_{i(n-2)})\cdots(1-\eta_{i1})S_{i1}}{S_{i1}}$$

$$\eta_i = 1 - (1-\eta_{in})(1-\eta_{i(n-1)})(1-\eta_{i(n-2)})\cdots(1-\eta_{i1})$$

可写成：

$$\eta_i = 1 - \prod_{k=1}^{n}(1-\eta_{ik}) \tag{6-12}$$

同理，当工作段尾部设有溢流堰区时，计入溢流堰区的沉降率 η_{if}后，即得全池分组沉降率为：

$$\eta_i = 1 - (1-\eta_{if})\prod_{k=1}^{n}(1-\eta_{ik}) \tag{6-13}$$

上二式中 η_i——全池分组粒径沉降率，无溢流堰区时用式（6-12），有溢流堰区时用式（6-13）；

η_{ik}——k 池段粒径组沉降率；

η_{if}——溢流堰区分组沉降率；

n——计算池段数。

以溢流堰区前（即工作段第 $n+1$ 断面）分组平均含沙量 $S_{i(n+1)}$表示该断面参考点 a 处的分组含沙量，以 S_{if}表示溢流堰出池分组含沙量，于是式（5 70）可写成：

$$S_{if} = S_{i(n+1)}\left[\frac{ah_L}{(h-a)(2h-h_L)}\right]^{Z_{1i}} \tag{6-14}$$

由式（5-66）相应有：

$$Z_{1i} = 0.034 + \frac{e^{1.5Z_i} - 1}{e^{1.5Z_i} + 1} \tag{6-15}$$

$$Z_i = \frac{\overline{\omega_s}}{\kappa U_*} \tag{6-16}$$

由 $\eta_{if} = \frac{S_{i(n+1)} - S_{if}}{S_{i(n+1)}}$可得到：

$$\eta_{if} = 1 - \left[\frac{ah_L}{(h-a)(2h-h_L)}\right]^{Z_{1i}} \tag{6-17}$$

上四式中 S_{if}——溢流堰出池分组含沙量（kg/m^3）；

$S_{i(n+1)}$——溢流堰前断面（工作段第 $n+1$ 断面）分组平均含沙量（kg/m^3）；

h——计算时段初堰前淤积床面以上水深（m）；

a——第 $n+1$ 断面垂线上等于分组平均含沙量的参考点距淤积床面的高度（m），由试算确定；

Z_{1i}——分组粒径悬浮指标修正值；

Z_i——分组粒径悬浮指标理论计算值；

U_*——摩阻流速(m/s)，可近似取 $n+1$ 断面的平均值；

κ——卡门系数，在清水情况下为 0.4，在浑水情况下为变数，其值一般在 0.15～0.4 之间。

6.2.3 大于某粒径级泥沙沉降率及某粒径组的沉降百分数

各粒径组泥沙均有一个粒径细的和一个粒径粗的界限值，均以前者作为粒径级的界限，即每粒径组泥沙可用一个粒径级来表征，以 i 代表粒径组，以 l 代表粒径级，粒径组数与粒径级数是

相等的。把悬移质泥沙划分为 m 组（级），按粒径由粗到细并相应使粒径级编号由大到小顺序排列，$i=l=m$，$m-1$，…，2，1，大于 l 粒径级的泥沙沉降率为：

$$\eta_l=\frac{\sum_{i=m}^{l}\eta_i\Delta P_i}{\sum_{i=m}^{l}\Delta P_i} \tag{6-18}$$

式中 l——粒径级编号，按粒径由粗到细顺序排列，$l=m$，$m-1$，…，2，1；

η_l——大于 l 粒径级的泥沙沉降率；

η_i——第 i 粒径组泥沙的全池沉降率；

ΔP_i——第 i 粒径组泥沙的沙重百分数（%）。

由式（6-18）可见，当 $l=1$ 时，即为总沉降率 η。

为了研究冲排沙设计，需要掌握淤积在池内或经廊道、排沙孔排出某粒径组的沙重百分数：

$$\Delta P_{di}=\frac{\eta_i\Delta P_i}{\eta} \tag{6-19}$$

式中 ΔP_{di}——沉沙池淤积泥沙或经排沙廊道、排沙孔排出的第 i 粒径组沙重百分数（%）；

ΔP_i——入池悬移质中第 i 粒径组泥沙的沙重百分数(%)；

η——总沉降率。

6.3 恢复饱和系数的应用

在 5.5.5 小节中已对恢复饱和系数作了论述，本节主要介绍其应用。

恢复饱和系数是随水力泥沙因素变化的一个系数，其变幅较大，尽管在 SL 269—2001 中提出宜尽量选用水力和泥沙特征相似的已建成沉沙池实测资料确定，但实际上只有通过相当多的数据分析研究才能得到，相似条件是很难确定的。本书提出的恢复饱和系数的经验式是有相当数据的分析成果。

6.3.1 处理悬移质泥沙粒径 $d<0.25$mm 的沉沙池

水利工程沉沙池一般处理粒径小于 0.25mm 的悬移质泥沙，由我国黄河及长江中下游有代表性的沉沙池观测资料分析得到的恢复饱和系数经验式（5-47），应用到沉降计算时，除与各时段的水力泥沙条件有关外，还要分池段进行计算，某时段内 k 池段的 i 粒径组的恢复饱和系数可改写为：

$$\alpha_{ik}=6.644\times10^{-5}\bar{J}_k^{0.61}\left(\frac{\bar{\omega}_i}{U_{*k}}\right)^{-0.62} \tag{6-20}$$

相应有：

$$U_{*k}=\sqrt{g\bar{R}_k\bar{J}_k} \tag{6-21}$$

上两式中 α_{ik}——k 池段 i 粒径组恢复饱和系数；

U_{*k}——k 池段水流摩阻流速（m/s）；

$\bar{J}_k$——k 池段平均水力坡度；

$\bar{R}_k$——k 池段平均水力半径（m）。

6.3.2 处理悬移质泥沙粒径 $d>0.25$mm 的沉沙池

我国西南地区的水电站沉沙池的沉降设计标准多为沉降大于 0.25mm 的泥沙，按池段计算时，式（5-43）可改写为某时段内 k 池段的 i 粒径组的恢复饱和系数：

$$\alpha_{ik}=K\left(\frac{\bar{\omega}_i}{U_{*k}}\right)^{0.25} \tag{6-22}$$

式中 α_{ik}——k 池段 i 粒径组恢复饱和系数；

U_{*k}——k 池段水流摩阻流速（m/s）；

K——综合经验系数，当沉沙池宽度与深度之比在 1.5～4.0 之间时，取 $k=1.2\sim1.0$。

式（5-44）相应改写为：

$$U_{*k}=\frac{n\bar{V}_k\sqrt{g}}{\bar{R}_k^{1/6}} \tag{6-23}$$

式中 n——糙率系数；

$\bar{V}_k$——k 池段平均流速（m/s）；

$\overline{R}_k$——k 池段平均过水断面水力半径（m）；

g——重力加速度（m/s^2）。

6.4 淤积计算

沉降到连续冲洗式沉沙池池底的泥沙不断经冲沙廊道排出，一般不存在淤积，可不进行淤积计算。由于非冲洗式沉沙池和定期冲洗式沉沙池的淤积床面随时段变化较大，使得各时段的沉降率也不断变化，所以要进行沉沙池泥沙淤积计算，以求较充分地反映池内水沙运动条件，使沉降计算成果与实际较符合。泥沙淤积计算有两种方法，一种是按定床计算，一种是按动床计算。

6.4.1 按定床计算冲洗周期和淤沙体积

由定床计算得到泥沙总沉降率 η，则冲洗周期 T 内的淤积总体积：

$$V_s = \frac{S_0 Q \eta T}{1000 \rho_d} \tag{6-24}$$

式中 V_s——冲洗周期内淤积总体积（m^3）；

S_0——设计冲洗周期内入池平均含沙量（kg/m^3）；

Q——沉沙池工作流量（m^3/s）；

η——总沉降率；

T——设计冲洗周期（s）；

ρ_d——淤积物干密度（t/m^3）。

式（6-24）中，T 为一天的秒数时（即 $T=86400s$），则 V_s 为沉沙池的日淤积（m^3/d），可按式（6-25）计算冲洗周期：

$$T_d = \frac{V_0}{V_s} \tag{6-25}$$

式中 T_d——冲洗周期（d）；

V_0——设计淤积总体积（m^3）。

式（6-24）是在给出设计冲洗周期 T 后，得到淤积总体积 V_s；式（6-25）是在给出设计淤积体积 V_0 后，得到冲洗周期 T_d，计算结果是一致的。

按定床计算冲洗周期和淤沙体积，在冲洗周期内假定池底淤沙床面不变动，沉降率也不变化，可把整个工作段视为一个池段，计算简单，但计算成果粗略，适用于淤积总体积占工作段容积较小比例的情况或作粗略估算之用。

6.4.2 按动床计算冲洗周期和淤沙体积

沉沙池的沉沙运行过程中，随着泥沙不断下沉，淤沙床面随运行时间不断变化，使水力条件不断发生变化，从而沉降率也随着变化，故淤积计算应逐时段分池段依次计算。

定期冲洗式沉沙池一般设有多池室，淤积计算是分池室，按池室工作流量计算。

1. 时段内的池段淤积体积

时段内的池段淤积体积是指某计算时段末，在 k 池段的淤积体积：

$$V_k = \frac{3.6Qt_j(S_k - S_{k+1})}{\rho_d} \tag{6-26}$$

$$S_k = \sum_{i=1}^{m} S_{ik} \tag{6-27}$$

$$S_{k+1} = \sum_{i=1}^{m} S_{i(k+1)} \tag{6-28}$$

上三式中 V_k——k 池段在某时段末的淤积体积（m）；

t_j——计算时段历时长（h）；

Q——池室工作流量（m^3/s）；

S_k、S_{k+1}——k 池段上、下游断面含沙量（kg/m^3）；

m——泥沙分组数。

式（6-26）中，t_j 的取值历时可据水沙条件和工作段长度确定，计算时段历时愈短，计算成果愈精确。当入池含沙量较大、计算池段较短时，t_j 的取值宜小一些；反之则大些。t_j 一般约为 0.5（h），原则上是以时段内床面变动范围对水力条件影响

不明显来划分时段长度。

2. 时段内池段淤积厚度及淤沙洲面计算

时段内池段淤积厚度是指某计算时段末，在给定池段长度 L_k、池室工作宽度 b 的池段上、下断面的淤积厚度，并假定两断面间的淤积面呈直线变化。在矩形池室中，由 V_k 值可得 k 池段在时段末的平均淤积厚度：

$$\overline{D}_k = \frac{V_k}{bL_k} \tag{6-29}$$

式中 $\overline{D}_k$——k 池段在时段末平均淤积厚度（m）；

b——k 池段池室工作宽度（m）；

L_k——k 池段长度（m）。

式（6-29）中池段长度 L_k 取值可根据计算精度确定，一般对定期冲洗式沉沙池不少于 6 个计算池段。泥沙在池室内的淤积形态多呈三角洲淤积，淤积过程中，洲面由上游向下游逐渐推进，前坡逐渐调平，直至沉沙容积淤满。各时段在各池段内的淤积形态，可据式（6-29）的 $\overline{D}_k$ 值从下游向上游逐断面近似计算。

当工作段后段设有溢流堰区时，假定溢流堰区的淤积面呈水平且其淤积面高程与工作段最后一个池段的下断面即第 $n+1$ 断面的淤积高程一致，各池段在各时段末的淤积洲面从 $k=n$ 池段向上游推算。$k=n$ 池段的时段平均淤积厚度 $\overline{D}_n$ 可由式（6-29）得到，但淤积面分布为未知，由于池段较短，池段内的淤积面可取为直线变化。观测和分析表明，工作段内的淤沙洲面为连续洲面，它的洲面变化反映了各池段沉降效率变化，在池宽不变的条件下，其淤积厚度与沉降效率呈正比关系，以 $k=n+1$ 断面的淤积厚度反映 $k=n$ 池段的沉降率 η_n，以 $k=n$ 断面的淤积厚度反映 $k=n-1$ 池段的沉降率 η_{n-1}，于是得：

$$D_{n+1} = \left(1 - \frac{\eta_{n-1} - \eta_n}{2}\right)\overline{D}_n \tag{6-30}$$

$$D_n = \left(1 + \frac{\eta_{n-1} - \eta_n}{2}\right)\overline{D}_n \tag{6-31}$$

式中 D_{n+1}——第 $n+1$ 断面（$k=n$ 池段的下断面）时段末淤积厚度（m）；

D_n——第 n 断面时段末淤积厚度（m）；

η_n——$k=n$ 池段的全沙沉降率；

η_{n-1}——$k=n-1$ 池段的全沙沉降率；

$\overline{D}_n$——$k=n$ 池段的平均淤积厚度（m）。

由式（6-30）、式（6-31）算得 $k=n$ 池段的上、下断面淤积厚度 D_n 和 D_{n+1}值，然后向上计算出 $k=n-1$ 池段至 $k=1$ 池段的各池段上断面的淤积厚度，当室池工作段为等宽且为矩形断面时，各池段上断面淤积厚度：

$$V_k=\frac{bL_k(D_k+D_{k+1})}{2}$$

$$2V_k=bL_kD_k+bL_kD_{n+1}$$

$$2bL_k\overline{D}_k=bL_kD_k+bL_kD_{k+1}$$

$$D_k=2\overline{D}_k-D_{k+1} \tag{6-32}$$

式中 D_k——第 k 池段上断面的时段末淤积厚度（m）；

D_{k+1}——第 k 池段下断面的时段末淤积厚度（m）；

$\overline{D}_k$——第 k 池段的时段末平均淤积厚度（m）。

按以上各式计算得各池段的时段末淤积厚度和淤沙洲面，下一个时段的沉降率和淤积计算即以此床面为池底线，逐时段逐池段计算下去，直到冲洗周期，这就是动床计算的特征。

3. 工作段冲洗周期及其淤积体积

当某池室沉沙运行了 m_0 时段后，出池含沙量及其粒径超过泥沙沉降设计标准时，从第1时段至 m_0 时段的历时即称冲洗周期，表明该池室需停止沉沙运行，改为冲洗运行。实际上，当三个或三个以上池室交替运行时，其中后投入沉沙的池室出池含沙量和允许粒径一般不超过设计标准，综合平均可能不超过泥沙沉降设计标准，池室冲洗周期略去了此因素，偏于安全。池室冲洗周期的淤积体积：

$$V_s = \sum_{j=1}^{m_0} V_j \tag{6-33}$$

$$V_j = \sum_{k=1}^{n} V_k + V_f \tag{6-34}$$

$$V_f = b'_f L_f D_{n+1} \tag{6-35}$$

上三式中 V_s——全池室冲洗周期淤积体积（m^3）；

V_j——全池室某时段淤积体积（m^3）；

V_f——溢流堰区某时段淤积体积（m^3）；

V_k——k 池段某时段淤积体积（m^3）；

b'_f——溢流堰区池室工作宽度（m）；

L_f——溢流堰区长度（m）；

j——时段数，$j=1, 2, \cdots, m_0$；

k——池段数，$k=1, 2, \cdots, n$。

式（6-35）中，考虑了池末底孔排沙作用，按溢流堰区首端淤积厚度与第 $n+1$ 断面相同，并假定淤积面为水平，忽略溢流堰区淤沙容积楔体的影响。

池室冲洗周期按式（6-36）计算：

$$T_s = \sum_{j=1}^{m_0} t_j \tag{6-36}$$

式中 T_s——池室冲洗周期（h）。

6.4.3 条渠沉沙池的淤积计算

条渠沉沙池较长，断面较宽，不设溢流堰区，其沉降率计算按动床分池段逐时段计算，恢复饱和系数可按式（6-20）计算。各池段在时段末淤积体积 V_k 按式（6-26）计算，水面线按式（6-1）~式（6-6）逐时段计算。

全池时段末的淤积体积：

$$V_j = \sum_{k=1}^{n} V_k \tag{6-37}$$

全池淤积体积：

$$V_s = \sum_{j=1}^{m_0} V_j \tag{6-38}$$

由于条渠沉沙池的容积大，流程长，计算时段长度宜以天计，根据水沙条件和条渠沉沙池长度等确定时段的天数。

根据原型观测资料，池末泥沙淤积近于水平，为便于计算，假定 $k=n$ 池段（末池段）的上、下断面的淤积厚度相等，由下游向上游逐断面推算各时段末的淤积厚度。

条渠为梯形断面，$k=n$ 池段的时段淤积体积：

$$V_n=\frac{L_n}{2}(b_nD_n+m_nD_n^2+b_{n+1}D_{n+1}+m_{n+1}D_{n+1}^2)^2$$

由 $D_n=D_{n+1}=D$，化简配方得：

$$\left[D+\frac{1}{2}\left(\frac{b_n+b_{n+1}}{m_n+m_{n+1}}\right)\right]^2=\frac{2V_n}{L_n(m_n+m_{n+1})}+\frac{1}{4}\left(\frac{b_n+b_{n+1}}{m_n+m_{n+1}}\right)^2$$

则第 n 池段上、下断面淤积厚度：

$$D_n、D_{n+1}=\sqrt{\frac{2V_n}{L_n(m_n+m_{n+1})}+\frac{1}{4}\left(\frac{b_n+b_{n+1}}{m_n+m_{n+1}}\right)^2}-\frac{1}{2}\left(\frac{b_n+b_{n+1}}{m_n+m_{n+1}}\right) \tag{6-39}$$

式中 V_n——$k=n$ 池段的淤积体积（m^3）；

L_n——$k=n$ 池段的长度（m）；

b_n、b_{n+1}——$k=n$ 池段上、下断面底宽（m）；

m_n、m_{n+1}——$k=n$ 池段上、下断面边坡系数。

在 $k=n-1$ 至 $k=1$ 池段中，同样得：

$$V_k=\frac{L_k}{2}(b_kD_k+m_kD_k^2+b_{k+1}D_{k+1}+m_{k+1}D_{k+1}^2)$$

化简得各池段上断面的淤积厚度：

$$D_k=\sqrt{\frac{2V_k}{m_kL_k}-\frac{D_{k+1}}{m_k}(b_{k+1}+m_{k+1}D_{k+1})+\left(\frac{b_k}{2m_k}\right)^2}-\frac{b_k}{2m_k} \tag{6-40}$$

式中 D_k、D_{k+1}——第 k 池段上、下断面淤积厚度（m）；

V_k——第 k 池段淤积体积（m^3）；

L_k——第 k 池段长度（m）；

m_k——第 k 池段上断面边坡系数；

m_{k+1}——第 k 池段下断面边坡系数；

b_k——第 k 池段上断面底宽（m）；

b_{k+1}——第 k 池段下断面底宽（m）。

式（6-39）及式（6-40）中的 V_n 及 V_k 值可按式（6-26）计算得到。

6.4.4 动床床面计算

在冲洗周期内或淤积期限内，由于床面泥沙不断淤积，床面高程和比降不断变动，水力泥沙运动条件随之改变，也相应使得各个时段的沉降率发生变化。为了较准确得到沉沙池内各时段泥沙沉降率、出池含沙量标准和冲洗周期（或淤积期限），应采用动床计算。即空间上对工作段划分为若干池段，时间上对淤积过程划分为若干时段来计算。池段和时段愈短，计算成果愈精确。由于时间取短了，在一个时段内可假定床面是固定的，即 j 时段（2～m_0 时段）的床面坡度：

$$i_{kj} = i_{k(j-1)} + \frac{D_{k(j-1)} - D_{(k+1)(j-1)}}{L_k} \tag{6-41}$$

式中 i_{kj}——k 池段 j 时段的计算床面坡度；

$i_{k(j-1)}$——k 池段 $j-1$ 时段的计算床面坡度；

$D_{k(j-1)}$——k 池段 $j-1$ 时段末上断面淤积厚度（m）；

$D_{(k+1)(j-1)}$——k 池段 $j-1$ 时段末下断面淤积厚度（m）；

L_k——k 池段长度（m）。

式（6-41）适用于 $j=2$，…，m_0 时段的床面计算。当 $j=1$ 时，$j-1$ 时段末无淤积，即为原床面纵坡。

式（6-39）及式（6-40）中的符号是指第 1 计算时段面言，即是在已知该时段的 V_n、V_k 值，以及设计给定的几何尺寸计算值 b_n、b_{n+1}、b_k、b_{k+1}、m_n、m_{n+1}、m_k、m_{k+1}、L_n、L_k 的条件下，假定计算时段内的床面不变，计算出该时段末的 D_n、D_{n+1}、D_k 值。当计算 j 时段（2～m_0 时段）的淤积厚度

时，则应取 $j-1$ 时段末的 b_n、…、m_n、…值，j 时段的 V_n、V_k、D_{k+1}值代入式（6-39）和式（6-40）算得 j 时段末各池段的淤积厚度 D_n、D_{n+1}、D_k 值。在条渠沉沙池中，j 时段（2～m_0 时段）的各池段的床面底宽为：

$$\left.\begin{aligned} b_{(n+1)j} &= b_{(n+1)(j-1)} + 2m_{(n+1)(j-1)}D_{(n+1)(j-1)} \\ b_{nj} &= b_{n(j-1)} + 2m_{n(j-1)}D_{n(j-1)} \\ b_{(k+1)j} &= b_{(k+1)(j-1)} + 2m_{(k+1)(j-1)}D_{(k+1)(j-1)} \\ b_{kj} &= b_{k(j-1)} + 2m_{k(j-1)}D_{k(j-1)} \end{aligned}\right\} \quad (6-42)$$

条渠各时段各池段的底宽、纵坡和边坡系数等给出后，不难得到相应各断面的水深、流速值，代入式（6-1）～式（6-6）中即可得到各时段的水面线。

按动床计算沉降率和淤积的计算工作量较大，逐时段进行循环计算，算至最后一个时段末，则给出冲洗周期（或淤积时限）的淤积洲面和 V_s 值。

第7章

沉沙池冲洗计算

7.1 水利工程定期冲洗式沉沙池冲洗计算

水利工程定期冲洗式沉沙池，一般为双室或多室交替运行，当其中某池室的沉沙容积淤满，出池含沙量达不到设计标准时，应停止该池室的沉沙运行，及时冲洗，并同时启用已冲洗完的另一池室运行。工作段的泥沙冲洗应以冲洗效率高、耗水量小作为设计原则。处理高含沙量的双室或多室沉沙池，其单室冲洗历时必须小于单室沉沙运行历时若干倍，才能保证连续供水，满足正常供水要求。所以，冲洗效率直接关系到沉沙池的布置，以及引渠设计流量。当沉沙池引水是由泵站供水时，由于冲洗效率受冲洗流量制约，冲洗流量又影响到泵站装机容量、机组选型和布置，以及耗水费用等。在处理高含沙量的沉沙池设计中，上述问题十分突出，所以，沉沙池冲洗效率计算是定期冲洗式沉沙池设计的重要内容之一。

7.1.1 淤积形态和冲洗阶段

沉沙运行时，浑水进入沉沙池后，随着过流断面沿程扩大，流速沿程递减，粗粒泥沙逐渐沉落，首端淤积三角洲形态逐渐形成，洲面逐渐向下游推进，前坡慢慢调平，直到沉沙容积淤满。据阳武河和大禹渡沉沙池原型观测，汛期淤积洲面平均坡降分别为0.0029和0.0015，阳武河非汛期洲面坡降为0.0016。

据多室（厢）交替运行实践，当池室的沉沙容积淤满时，应及时关闭其进口闸门，停止供水，并开启冲沙闸门进行冲洗。沉沙池原型观测、模型试验以及运行实践表明，沉沙池冲洗过程一

般可分为泄空冲洗、溯源冲洗和沿程冲洗三个阶段。第一阶段是当冲沙闸开启后，池内（主要是池末部分）尚未充分浓缩固结的泥沙被泄空水流挟带出池的过程，称为泄空冲洗阶段。泄空冲洗结束，及时开启进口闸门，逐厢引水冲洗，该冲洗过程中，前坡产生强烈冲刷，并逐渐向上游发展，直到前后坡统一形成一个坡降，此过程为第二阶段，称溯源冲洗阶段。当前后坡的坡度统一后出现由上至下的冲刷，此过程为第三阶段，称沿程冲洗阶段，具有冲洗历时较长、冲洗效率低于前两个阶段的特点。一般当淤积物冲洗去95%左右，可辅以高压水笼头冲洗，此时冲洗过程可终止，并按运行要求调度各闸门启闭。

三阶段冲洗划分见图7-1。

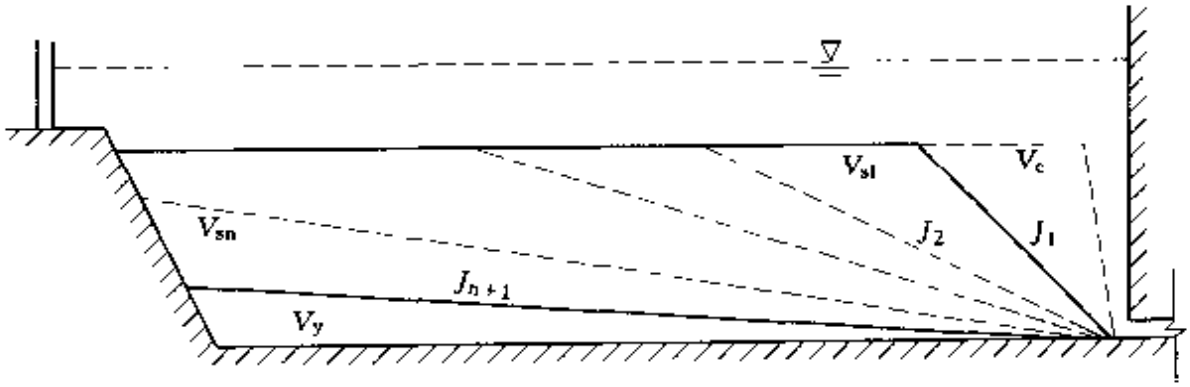


图7-1 冲洗过程示意图

V_c—泄空冲洗排沙体积；V_{s1}、…、V_{sn}—溯源冲洗排沙体积；
V_y—沿程冲洗排沙体积

7.1.2 泄空冲洗

1. 泄空冲洗特点和效果

当沉沙池工作段的沉沙容积淤满，刚刚停止沉沙运行，池内部分泥沙尚未充分浓缩固结时，及时打开冲沙闸门，利用池内水位快速下降而使部分淤积泥沙被冲刷下泄，此过程称泄空冲洗阶段。

泄空冲洗的特点是发展速度快、强度大，可在较短时间内将池内部分淤积密度较小的泥沙排出池外。泄空过程中，含沙量一般是由小变大，即开始泄空时，出池含沙量较小，随着冲刷的发展，出池含沙量逐渐增大，当水位降至淤沙面时（此过程中，泥

沙淤积面也不断发生变化形成新的洲面），冲刷发展较剧烈，出池含沙量增大。

沉沙池泄空冲洗效率与淤积泥沙的淤积历时、物理特性和冲洗单宽流量有关。原型观测及模型试验资料表明，在淤沙尚未充分固结、干密度较小（这部分泥沙大多集中在池的后段）时，及时泄空排沙，排沙效果非常显著。如 1992 年 9 月 9 日，作者在大禹渡沉沙池进行原型观测时，由于及时掌握了泄空冲洗时间，泄空排沙效率优于未能及时冲洗的阳武河沉沙池（见图 7－2 和图 7－3）。据大禹渡、禹门口、阳武河等沉沙池原型观测和模型试验资料统计，泄空冲洗过程出池平均含量达 200～500kg/m^3，可排出的沙量约占总淤积量 25%～50%，排沙效果显著。

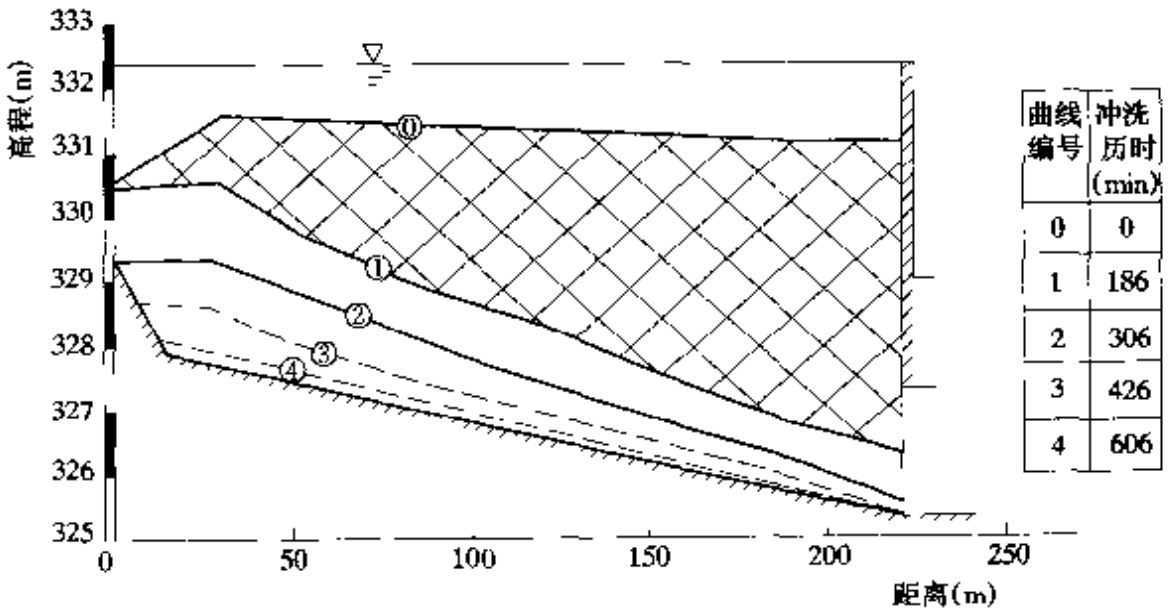
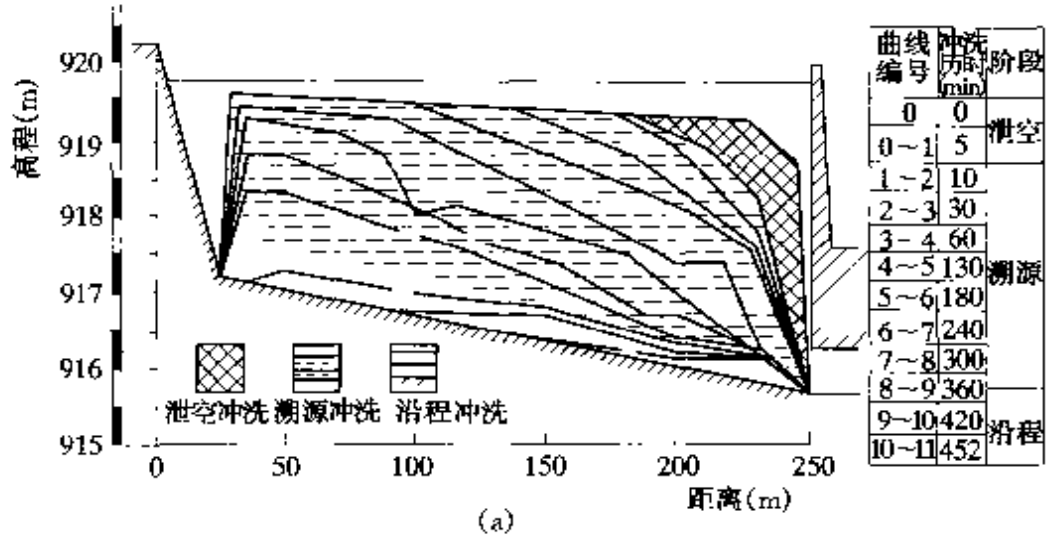


图 7－2 大禹渡沉沙池原型观测冲淤面变化（1992.9.9）

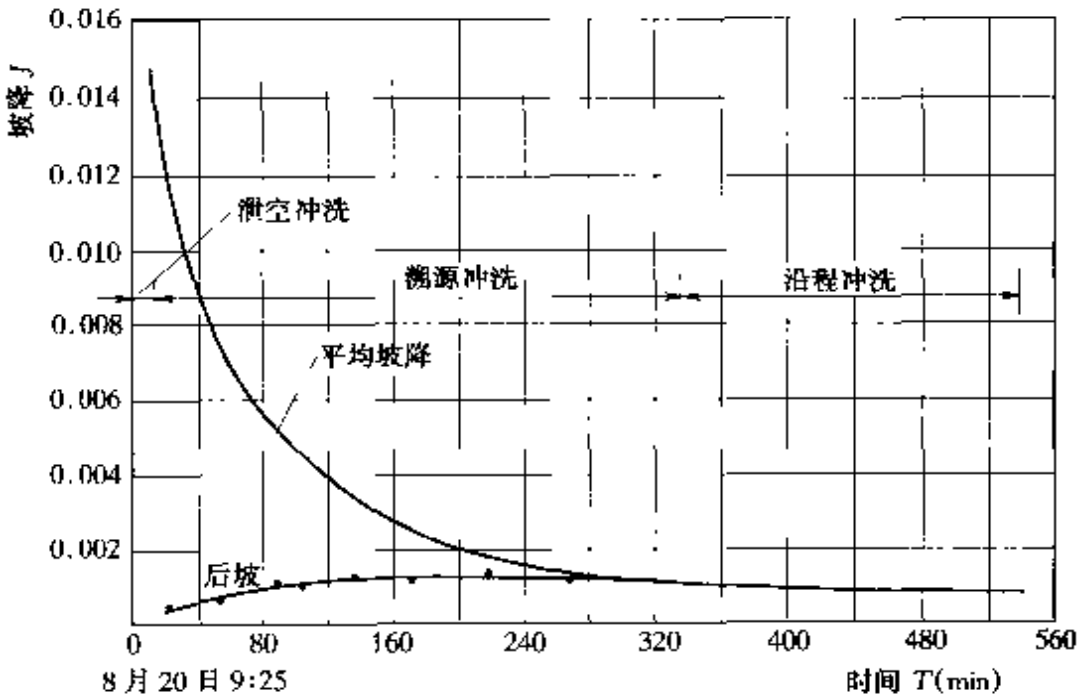
2. 泄空冲洗流量计算

沉沙池泄空冲洗过程中，其泄空流量主要通过调节冲沙闸门开度来控制，闸门开度的选择应满足最大下泄流量不大于闸后排沙廊道设计过流能力的要求。泄空流量的大小与闸前水头和闸孔开度大小有关，当由闸孔出流过渡至堰流时，可认为泄空冲洗基本结束。由闸门控制流量时，泄空流量可按闸孔出流计算，即：

$$Q = \sigma_s \mu e n b \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon e)} \qquad (7-1)$$



(a)



(b)

图 7-3 阳武河沉沙池原型观测冲洗变化过程

(a) 洲面变化图；(b) 洲面坡度变化图

式中 e——闸门开启高度（m）；

b——单孔闸净宽（m）；

n——闸孔孔数，一般 $n=1$；

H_0——包括行近流速水头的闸前水头（m）；

ε——垂直收缩系数；

μ——闸孔自由出流的流量系数；

σ_s——淹没系数。

泄空过程中各时段平均流量可近似按式（7-2）计算：

$$Q_{cj} = \frac{Q_{ij} + Q_{(i+1)j}}{2} \tag{7-2}$$

式中 Q_{cj}——j 时段平均流量（m^3/s）；

Q_{ij}——泄空过程 j 时段初流量（m^3/s）；

$Q_{(i+1)j}$——泄空过程 j 时段末流量（m^3/s）。

泄空平均流量可近似按式（7-3）计算：

$$Q_c = \frac{\sum_{j=1}^{n} Q_{cj}\Delta t_j}{\sum_{j=1}^{n} \Delta t_j} \tag{7-3}$$

式中 Q_c——泄空冲洗过程平均流量（m^3/s）；

Δt_j——j 时段长（h）；

n——由泄空总历时划分的时段数；

j——时段编号，$j=1, 2, \cdots, n$。

3. 出池平均含沙量

原型观测和模型试验资料表明，沉沙池泄空冲洗过程中的出池含沙量除与水位下降的冲刷强度变化有关外，还与沉沙池运行时间、淤积泥沙粒径，以及管理运用等因素有关，目前尚缺理论计算方法。根据几座沉沙池的原型观测和模型试验得出泄空冲洗阶段出池平均含沙量：

$$S_c = \frac{\sum_{j=1}^{n} S_j\Delta t_j}{\sum_{j=1}^{n} \Delta t_j} \tag{7-4}$$

式中 S_c——泄空冲洗阶段出池平均含沙量（kg/m^3）；

S_j——j 时段出池平均含沙量（kg/m^3）。

表 7-1 是按式（7-4）得到的大禹渡、禹门口、阳武河等沉沙池原型观测和模型试验的泄空冲洗阶段出池平均含沙量的经验值，表中泄空平均单宽流量在 0.16～0.33$m^3/s \cdot m$，淤积泥沙

的粒径在0.05~0.4mm，泥沙干密度在0.9~1.1t/m³。

表7-1 各沉沙池泄空冲洗阶段出池平均含沙量经验值

沉沙池名称	观测条件	冲洗平均单宽流量[m³/(s·m)]	平均含沙量(kg/m³)	最大含沙量(kg/m³)	淤沙粒径(mm)
大禹渡沉沙池	原型观测(1)	0.33	500	900	0.09~0.18
大禹渡沉沙池	原型观测(2)	0.33	460	860	0.09~0.18
阳武河沉沙池	原型观测	0.27	200	400	0.05~0.4
禹门口沉沙池	模型试验(1)	0.16	280	670	$d_{50}\approx0.06$
禹门口沉沙池	模型试验(2)	0.16	275	600	$d_{50}\approx0.06$
禹门口沉沙池	模型试验(3)	0.16	250	700	$d_{50}\approx0.06$
禹门口沉沙池	模型试验(4)	0.16	284	873	$d_{50}\approx0.06$

4. 泄空排沙量、历时和体形

如图7-1所示，泄空冲洗的排沙量为泄空前池内静水位以下水量在泄流过程中可带出的淤沙体积。设池内淤积洲面至静水位间的水量为 V_w，可带出淤沙体积为 V_c，根据平衡条件可得出泄空冲洗阶段的沙量平衡方程式：

$$(V_w + V_c)S_c = V_c\rho_d \times 1000$$

整理得：

$$V_c = \frac{V_w S_c}{1000\rho_d - S_c} \tag{7-5}$$

式中 V_c——泄空冲洗阶段排沙体积（m³）；

V_w——池室泄空冲洗起始淤积面以上水体体积（m³）；

ρ_d——可排出的淤积泥沙干密度（t/m³）；

S_c——泄空冲洗出池平均含沙量（kg/m³）。

根据泄空冲洗阶段排出的水、沙总体积和泄空平均流量，可得泄空冲洗历时 t_c 的计算式：

$$t_c = \frac{V_w + V_c}{3600Q_c} \tag{7-6}$$

为便于计算，式（7－6）中的 Q_c 值可按式（7－3）计算，亦可近似取冲沙闸孔最大流量和最小流量的平均值。

如图 7－1 所示，可近似从池末基点起，画出一条斜坡线 J_1，与淤积面构成一楔体，楔体体积即为式（7－5）的 V_c 值（忽略了后坡的冲刷）。

7.1.3 溯源冲洗

1．溯源冲洗特征

溯源冲洗紧随泄空冲洗进行，当泄空冲洗结束，及时开启池厢进口闸门，引水冲沙。池厢进口闸门开启后，在淤沙洲面上的水面有很大跌落，沿着新的淤沙洲面从下游至上游的水面线出现明显的折点。远离折点上游后坡的水面比降小于池底比降，水流近于均匀流，淤沙洲面变化较小。折点下游坡陡流急，水面比降大于临界比降，发生强烈冲刷，使折点位置不断向上游发展，三角洲面徐徐降低。以冲沙闸前的池底为基点，从下游向上游冲刷发展为特征，使淤沙洲面不断降低调平至前后坡的坡降趋于一致（淤沙洲面接近池底坡降或接近临界坡度），则标志着由下而上的溯源冲洗阶段进入由上而下的沿程冲洗阶段。

2．溯源冲洗各冲洗块体平均单宽输沙率及冲洗历时

溯源冲洗发展迅速，水力因素和冲刷时间变化很快，宜采用分时段、分块计算。如图 7－1 所示，以池末冲沙闸的底板为基点，划分为 n 个计算冲洗块体，逐块计算。溯源冲洗与沿程冲洗的分界位置可按图 7－1 中 J_{n+1} 线首端淤积厚度约为原淤积厚度的 30％控制，并使最后一个计算块 S_n 的冲洗出池平均含沙量不小于沿程冲洗出池平均含沙量 1.2 倍为宜。

根据阳武河沉沙池、大禹渡沉沙池、禹门口沉沙池和博克拉沉沙池[33]的原型观测和试验，经分析得到溯源冲洗各冲洗块体平均单宽输沙率，与水库溯源冲刷计算所建立的模型相似[34]：

$$q_{si} = 47.5 q_1^{1.286} \bar{J}_i^{0.915} \tag{7-7}$$

$$\bar{J}_i = \frac{J_i + J_{i+1}}{2} \tag{7-8}$$

式中 q_{si}——计算冲洗块体平均单宽输沙率 [kg/(s·m)]；

q_i——计算冲洗块体平均单宽流量 [m^3/(s·m)]；

$\bar{J}_i$——计算冲洗块体平均坡度（%）；

J_i、J_{i+1}——计算冲洗块体的起、止坡度（%）；

i——计算冲洗块体的编号，$i=1, 2, \cdots, n$。

由每个冲洗块体的溯源冲洗平衡方程：

$$\frac{3600}{1000}\Delta t_{si} q_{si} b_i = V_{si}\rho_d + \frac{3600}{1000}\Delta t_{si} S_0 Q_s \tag{7-9}$$

得各块体冲洗历时：

$$\Delta t_{si} = \frac{1}{3.6}\left(\frac{V_{si}\rho_d}{q_{si} b_i - S_0 Q_s}\right) \tag{7-10}$$

则溯源冲洗阶段历时：

$$t_s = \frac{1}{3.6}\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{V_{si}\rho_d}{q_{si} b_i - S_0 Q_s}\right) \tag{7-11}$$

式中 t_s——溯源冲洗阶段历时（h）；

Δt_{si}——第 i 块冲洗块体冲洗时间（h）；

V_{si}——第 i 块冲洗块体的淤沙体积（m^3）；

ρ_d——淤积泥沙干密度（t/m^3）；

b_i——第 i 块冲洗块体平均宽度（m）；

S_0——冲洗水流入池含沙量（kg/m^3）；

Q_s——溯源冲洗流量（m^3/s）。

7.1.4 沿程冲洗计算

1. 沿程冲洗特征和划分

沿程冲洗阶段的冲洗效率低于溯源冲洗阶段的效率，据试验和原型观测，此阶段的冲洗出池沙量约占出池总沙量的10%～25%。沿程冲洗与溯源冲洗的划分是以由下而上的溯源冲洗转为由上而下的沿程冲洗为特征，此时淤沙洲面的前后坡基本趋于一致，如图7-1和图7-3所示。为便于冲洗计算，根据试验观测，提出沿程冲洗与溯源冲洗的划分位置，可以图7-1中 J_{n+1}

坡线首端淤积厚度约为原淤积厚度30%，并使计算块 V_{sn} 的冲洗出池平均含沙量不小于 V_y 块出池平均含沙量1.2倍为宜。

2. 沿程冲洗计算

(1) 冲洗过程出池含沙量计算。假定沉沙池沿程冲洗阶段水流含沙量达到饱和状态，池末断面含沙量等于水流挟沙力，用不同的挟沙力公式计算沿程冲洗出池含沙量，将计算结果与大禹渡、阳武河、禹门口和博克拉等沉沙池沿程冲洗的实测挟沙力值进行对比，验算对比结果以张瑞瑾公式的计算值与实测值较为接近，图7-4为计算值与实测值关系图，计算值与实测值吻合较好。式(7-12)可应用于沿程冲洗阶段的挟沙力计算：

$$S_* = K\left(\frac{U^3}{gH\omega}\right)^m \tag{7-12}$$

式中 S_*——水流挟沙力，即沿程冲洗出池平均含沙量(kg/m^3)；

U——沿程冲洗平均流速(m/s)；

H——沿程冲洗平均水深(m)；

g——重力加速度(m/s^2)；

ω——床沙质平均沉速(m/s)；

K——包含量纲的系数，其单位为(kg/m^3)；

m——指数。

(2) 冲洗历时计算。根据水沙平衡条件得出沿程冲洗阶段历时：

$$t_y = \frac{\rho_d V_y}{3.6Q_s(S_* - S_0)} \tag{7-13}$$

式中 t_y——沿程冲洗阶段历时(h)；

V_y——沿程冲洗阶段排沙体积(m^3)；

ρ_d——淤积泥沙干密度(kg/m^3)；

S_0——冲洗水流入池含沙量(kg/m^3)。

7.1.5 冲洗总耗水量和总历时

单室冲洗耗水量：

$$W = V_w + 3600(t_s + t_y)Q_s \tag{7-14}$$

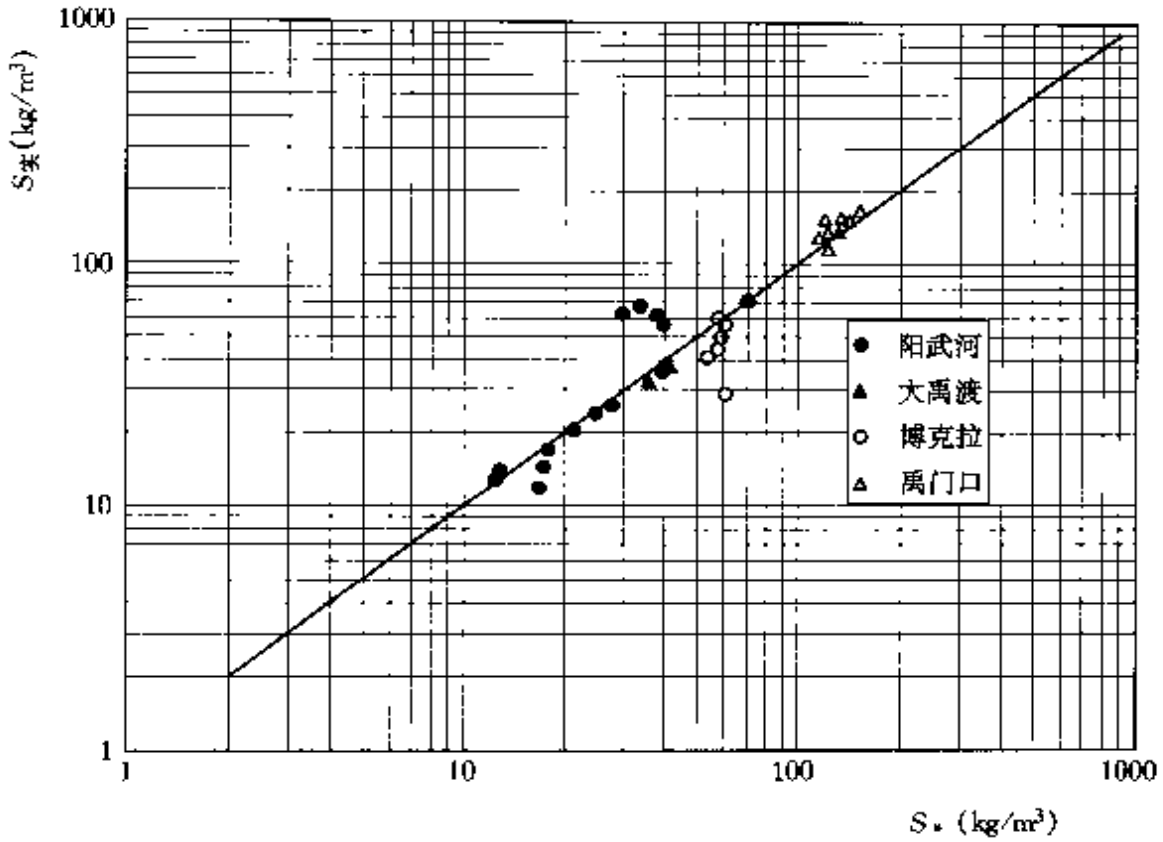


图 7-4 张瑞瑾公式计算含沙量与实测值关系图

单室冲洗总历时：

$$T_c = K(t_c + t_s + t_y) \tag{7-15}$$

上两式中 W——单室冲洗总耗水量（m^3）；

T_c——单室冲洗总历时（h）；

K——工作安全系数，取 1.2～1.4。

设有 n 个池室，按 $n-1$ 个池室沉沙运行，单室交替冲洗，则单室冲洗总历时应满足：

$$T_c \leqslant \frac{T_s}{n-1} \tag{7-16}$$

式中 T_s——单室沉沙历时，通过沉降效率计算确定。

当池室内设有若干个池厢时，由于池厢间的隔墙顶低于正常运行水位，泄空冲洗可按池室一次泄空完成。为提高冲洗效率，溯源冲洗和沿程冲洗应逐厢冲洗，即冲洗完一厢再冲洗另一厢，直至全池室冲洗完毕。当单室内设有 m 个池厢时，式（7-15）

中按单厢计算所得 t_s、t_y 值应乘以 m。

7.2 水电站连续冲洗式沉沙池冲洗计算

7.2.1 冲沙流速计算

连续冲洗式沉沙池排沙廊道的水流属压力水流，选定的冲沙流速 v_c 应大于临界冲沙流速，而且不宜小于 2.5m/s，不应出现淤堵。排沙廊道常为矩形断面或圆形断面。

1. 圆形断面

圆形断面临界冲沙流速可按克诺罗兹公式计算，即：

$$v_c^{5/4} = \omega_{75}\left(\frac{100S_c}{1000 + 0.63S_c}\right)^{1/6}\sqrt[4]{\frac{4Q_c}{\pi d_{75}^2}} \tag{7-17}$$

$$S_c = \eta S_0 \frac{Q + Q_c}{Q_c} \tag{7-18}$$

式中 v_c——临界冲沙流速（m/s）；

ω_{75}——泥沙沉速（m/s），廊道挟沙水流中，小于该粒径沙重占 75%；

S_c——冲沙水流中的含沙量（kg/m^3）；

S_0——沉沙池设计入池含沙量（kg/m^3）；

Q——沉沙池工作流量（m^3/s）；

Q_c——冲沙流量（m^3/s）；

d_{75}——泥沙粒径（m），廊道挟沙水流中，小于该粒径沙重占 75%；

η——沉降效率。

2. 矩形断面

矩形断面排沙道的临界冲沙流速可按罗耶尔经验公式计算，即：

$$v_c = E\sqrt[3]{(\rho_m - 1)\omega_{75}}\sqrt{R} \tag{7-19}$$

$$\rho_m = 1 + \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right)\frac{S_c}{1000} \tag{7-20}$$

式中 E——常数，与廊道表面绝对糙度有关，当 $\Delta=1\text{mm}$ 时，$E=66$，当 $\Delta=5\text{mm}$ 时（水泥敷面和混凝土建筑物），$E=50$；

ρ_m——廊道内浑水密度（t/m^3）；

ρ_s——泥沙密度（t/m^3）；

ρ_w——清水密度（t/m^3）；

R——水力半径（m）。

7.2.2 沿廊道长度的水头变化

为使沿沉沙池宽度方向冲沙能力均匀及有利于排沙，应保证各支廊道与主廊道交汇点处的水头损失相等；廊道总水头损失应小于上游水面与廊道出口处的水位差。为便于计算，各支廊道内流速采用同一值，用各支廊道的长度变化来保证交汇点处的水头损失相等。沿廊道长度的水头变化可按式（7-21）计算：

$$H_l=\Delta Z-(1+\sum\xi)\left(\frac{v_k^2}{2g}\right)-v_k^2\int_0^L\frac{\mathrm{d}l}{C^2R} \tag{7-21}$$

$$C=\frac{1}{n}R^{1/6} \tag{7-22}$$

式中 H_l——计算断面的水头（m）；

ΔZ——上游水面与廊道出口处的水位差（m）；

$\sum\xi$——局部水头损失系数总和；

L——廊道首端至计算断面长度（m）；

n——糙率系数，$n=0.017\sim0.0225$，计算支廊道水头差时取0.0225，计算进水孔面积时取0.017。

7.2.3 支廊道沿长度方向的截面积

支廊道沿长度方向的截面积按式（7-23）计算：

$$A=\frac{Q_l}{v_k} \tag{7-23}$$

$$Q_l=Q_0+\left(\frac{Q_m-Q_0}{L_T}\right)l_c \tag{7-24}$$

式中 A——支廊道断面面积（m^2）；

Q_1——支廊道在计算断面的流量（m^3/s）；

L_T——支廊道长度（m）；

l_c——支廊道首端至计算断面的长度（m）；

Q_0——支廊道首端的流量（m^3/s），可采用等于支廊道末端流量的20%；

Q_m——支廊道末端的流量（m^3/s）。

7.2.4 支廊道进沙孔断面面积

支廊道进沙孔断面面积按式（7-25）计算：

$$A_1 = \frac{Q_1}{n_0 \Phi \sin\theta \sqrt{2g(H - H_1)}} \tag{7-25}$$

式中 A_1——进沙孔断面面积（m^2）；

n_0——进沙孔孔数；

H——工作段进口水深（m）；

θ——孔口轴线与水平面的倾斜角（°）；

Φ——流量系数，可取 $\Phi = 0.75 \sim 0.85$，对百叶窗式孔口可取0.75。

7.3 水电站定期冲洗式沉沙池冲洗计算

7.3.1 无压排沙冲沙临界流速及单宽流量

冲沙临界流速可按式（7-26）计算：

$$v_c = \omega_{75} \sqrt{\frac{h}{d_{75}}} \left(\frac{100 S_e}{1000 + 0.63 S_e} \right)^{1/4} \tag{7-26}$$

式中 v_c——无压排沙冲沙临界流速（m/s）；

ω_{75}——泥沙沉速（m/s），在淤积物中，小于该粒径沙重占75%；

d_{75}——泥沙粒径（m），在淤积物中，小于该粒径沙重占75%；

S_e——冲沙水流中的含沙量（kg/m^3），可取20～85kg/m^3；

h——冲沙时的平均水深（m）。

冲沙单宽流量按式（7-27）计算：

$$q = (1.1 \sim 1.25)hv_c \tag{7-27}$$

7.3.2 无压排沙冲沙历时

可按等速流冲沙近似计算冲沙历时：

$$\Delta T = (1.5 \sim 2.0)\frac{1000\rho_d V}{S_c qB} \tag{7-28}$$

式中 ΔT——冲沙历时（s）；

V——沉沙池的沉沙容积（m^3）；

B——池厢工作宽度（m）；

ρ_d——淤积物干密度（t/m^3）。

第8章

运行设计和观测

8.1 运 行 设 计

8.1.1 运行设计的基本要求

沉沙池作为引水枢纽的一个组成部分，其正常运行是保证枢纽工程正常发挥作用的重要条件，沉沙池的运行设计是以保证沉沙池正常运行为目的。国内部分已建沉沙池，由于缺少运行设计，给沉沙池运行管理造成了困难，也造成了一定的经济效益问题。例如，有的定期冲洗式沉沙池由于入池水沙指标控制不当，致使沉沙池很快淤满，淤积时间达不到设计规定的时间；或由于冲洗时机不适当，池内泥沙固结，造成了冲洗的困难，增加了冲洗费用。有的条渠沉沙池由于只注意沉降效率，而导致沉沙池提前淤满，达不到设计规定的使用年限。可见，沉沙池的运行是影响沉沙池正常发挥效益的重要因素之一。因此，SL 269—2001对沉沙池的运行设计作了规定。

沉沙池运行与枢纽运行相协调是运行设计的前提。根据河流水沙状况进行枢纽布置设计，拟定不同方案进行技术经济比较时，其运用条件是一个不可忽略的因素。由于沉沙池的运行水位、设计入池流量、含沙量、泥沙沉降设计标准和运用时间（或冲洗周期）等运行条件直接影响沉沙池方案比较，故选定方案时必须要明确其运用条件。

沉沙池设计应根据不同沉沙池的运行要求，设置必要的运行和检修设施、清淤设施或辅助冲洗设施等。

水利工程沉沙池应安排在非供水期或小流量供水期检修。水电站工程沉沙池的检修应安排在允许停电或电力系统低负荷期。

8.1.2 定期冲洗式沉沙池运行

定期冲洗式沉沙池主要特点是沉沙和冲洗交替运行，即当沉沙池中某池室淤积到一定程度，出池含沙量及其粒径达不到泥沙沉降设计标准时，就要及时进行冲洗，恢复沉沙容积，同时将已冲洗恢复沉沙容积的另一池室投入沉沙运行。对于定期冲洗式沉沙池的运行，掌握其冲洗时机、冲洗方式及闸门调度方式是沉沙池能否正常运行的关键。

根据定期冲洗式沉沙池的运行特点，其运行设计应包括入池含沙量控制、冲洗时机、冲洗方式及闸门调度方式等。我国各流域河流泥沙特性、输沙量差异比较大，年际和年内分配也不相同。因此，沉沙池的运行设计应根据泥沙淤积、泥沙沉降设计标准等，提出不同水沙条件下的沉沙池运行控制条件。

1. 入池泥沙含量及粒径控制

引水含沙量或粒径与出池含沙量和粒径密切相关。当引水含沙量或粒径超过设计特征值时，为保证出池水流满足用水质量，通常采用减小引水流量，直至暂停运行。因此，在沉沙池运行设计中，应给出最大可能引水含沙量和相应的引水流量。在沉沙池运行后期，由于池内水深小、流速大，即使引水含沙量或粒径满足设计要求，也可能出现出池含沙量或粒径不能满足设计要求的情况，这一点也应在设计中考虑。

2. 冲洗时机

根据阳武河、大禹渡等沉沙池冲洗运行经验，沉沙池的沉沙容积刚淤满时，池内淤积物尚未充分固结，及时打开冲沙闸进行冲洗，冲洗效果是最佳的，可减少冲沙时间并节省冲洗用水量。

3. 冲洗方式及闸门调度方式

原型观测、模型试验以及运行实践表明，定期冲洗式沉沙池冲洗过程一般可分为泄空冲洗、溯源冲洗和沿程冲洗三个阶段。冲沙闸开启后，池末部分尚未充分浓缩固结的泥沙被泄空水流挟

带出池的过程为泄空冲洗阶段。阳武河、大禹渡、禹门口等沉沙池原型观测和模型试验资料表明，泄空冲洗出池平均含沙量可达200～500kg/m^3，最大可达900kg/m^3，排出沙量可占总淤积量的25%～50%。

泄空冲洗结束后，及时开启进口闸门，逐厢引水冲洗，该冲洗过程中，前坡产生强烈的冲刷，并逐渐向上游发展，直到前后坡统一形成一个坡降，此过程称为溯源冲洗阶段。当前后坡的坡度基本一致后出现由上至下的冲刷，此过程称沿程冲洗阶段，冲洗历时较长，冲洗效率低于前两个阶段。一般当淤积物冲洗去95%左右，冲洗过程可终止，并按运行要求调度各闸门启闭。

4. 底孔运行方式

根据大禹渡、禹门口沉沙池运行经验，淤积过程中池末底孔采用连续或间隔排沙方式，排泄池末的高浓度含沙水流，对保证溢流堰出池含沙量效果很明显，同时也可起到延长沉沙池淤积运行时间的功效。SL 269—2001也强调了定期冲洗式沉沙池底孔运行的重要性，规定“设计中应提出底孔排沙运行方式”。

观测资料表明，底孔排沙含沙量一般在200kg/m^{3}以上。因此，在水利工程定期冲洗式沉沙池设计中还应给定底孔排沙流量和运行方式，并提出相应的操作运行设计。池室排沙底孔的流量可取工作流量的5%～8%。

8.1.3 连续冲洗式沉沙池运行

对于连续冲洗式沉沙池，排沙廊道能正常运行是保证沉沙池正常运行的关键。排沙廊道及进沙孔堵塞会带来出池泥沙不满足设计要求、加快水轮机磨损，甚至被迫停机的后果，同时也会造成排沙廊道检修的困难。因此，为了避免落淤的泥沙堵塞排沙廊道及进沙孔，在连续冲洗式沉沙池运行期间，连续开启冲沙廊道出口闸门进行排沙是非常重要的，在SL 269—2001中也有明确规定。规范还同时规定了“当入池含沙量大于设计含沙量时，为避免出现出池含沙量和粒径不满足设计标准的情况，还应及时调整运行安排，直至暂停运用”。所以，连续冲洗式沉沙池的设计

必须明确运行条件。

8.1.4 条渠沉沙池运行

沉沙条渠的运行，要充分利用沉沙容积。如灌溉用的条渠沉沙池，在保证安全的前提下达到合理的沉沙效率，要沉粗引细，浑水淤灌，以延长条渠沉沙池的使用年限，并达到肥田改土的目的。根据山东、河南等地的灌溉条渠沉沙池运行经验，条渠沉沙池运用前期，可控制部分流量经条渠沉沙，部分流量直接进入输水渠，以延长条渠使用时间；中、后期可利用出口闸调节水位，控制出池含沙量和粒径，以提高沉沙效率。

一般情况下，沉沙池里淤积的泥沙较粗，不利于耕作。因此，条渠沉沙应与盖淤改土相结合，当淤积达到设计淤积高程以下0.3～0.5m时，宜停止使用，并引入细颗粒泥沙或用新挖条渠表土覆盖至还耕高程。由于沉沙条渠运行前期沉降率比较高(一般在80%～90%，有的甚至达95%以上)，清水灌溉与适当含沙浓度（保证支渠以上渠系基本上不淤积）的浑水灌溉相比，一是不能肥田，二是容易冲刷渠道，故在沉沙池运用前期，为使灌溉用水具有一定含沙浓度，在调配用水时，可调配部分流量经沉沙池处理，部分流量直接送入输水渠，清浑水掺合后进行灌溉。清浑掺合流量比例可根据类似工程经验确定。例如，有些工程是参照支渠冲淤平衡时的临界含沙量来确定的[35]。

清浑水掺合应以灌溉时不淤塞渠或基本达到冲淤平衡为条件，掺合后的含沙量：

$$S = \frac{Q_0 S_0 + Q' S'}{Q_0 + Q'} \tag{8-1}$$

应大于等于渠道冲淤平衡时的临界含沙量。

式中 Q_0——不经沉沙池处理的流量（m^3/s）；

Q'——经沉沙池处理的流量（m^3/s）；

S_0——渠首闸引水含沙量（kg/m^3）；

S'——沉沙池出口含沙量（kg/m^3）。

条渠沉沙池采用分期淤高，轮换沉淤的方式，可保证条渠的

安全运用，并可提高条渠的利用率。高水高淤，就是在汛期高水位时将河水引到枯（低）水位时不能沉沙的条渠，使之淤得更高；低水低淤，就是在枯水季节，将河水引到新（低）条渠沉沙。对较长的条渠沉沙池，可采用自上而下的分段放淤方式。

8.2 原型观测和安全监测设计

8.2.1 原型观测和安全监测设计的目的

沉沙池的周边条件和水沙条件往往比较复杂，难以用现有的计算方法或模型试验来准确预测它的实际工作状态。因此，借助观测手段，采集各项观测资料，才能分析了解沉沙池的实际性态。沉沙池设计时，应根据工程等级、规模、类型、布置和水沙条件等，有针对性地确定相应原型观测和安全监测项目及其合理的布置。

原型观测的主要目的是掌握沉沙池运行过程中的水沙变化、泥沙沉降率、泥沙沉降标准，以指导沉沙池合理运行；积累资料，提高管理和设计水平。安全监测设计的主要目的是：掌握沉沙池施工和运行期建筑物沉降、位移、应力以及冲洗时机等，当出现不正常情况时，及时分析原因，采取措施，以保证工程正常运行。

8.2.2 原型观测和安全监测内容

1. 原型观测内容

沉沙池原型观测是针对运行过程中的水沙条件而言的。主要观测项目应包括流量、水位、流速分布、含沙量及颗粒级配沿池变化，并包括出池含沙量及其粒配等。

（1）对于定期冲洗式沉沙池，还应包括淤积过程中的池内淤积变化及淤沙干密度、底孔排沙流量和含沙量。当池末设有溢流堰段时，应施测：堰前含沙量垂线分布、出池含沙量及分组粒径级配；冲洗过程中的池厢进、出口断面含沙量、沿程水面和沙面变化。

（2）连续冲洗式沉沙池沉沙效果观测还应包括在各排沙廊道出口取单样观测含沙量、输沙率并作颗粒级配等项目。在拟定水电站或泵站沉沙池沉沙效率观测项目的同时，可根据需要安排对水轮机或水泵过机含沙量和颗粒级配等观测项目。

（3）为延长条渠沉沙池使用年限和出池含沙量、颗粒级配适应渠道输沙，满足用水要求，条渠沉沙池主要观测内容是流量、淤积形态、出口含沙量及粒径变化。

2. 安全监测内容

安全监测有助于及时发现异常情况，设计时应根据实际需要，按照国家及行业现行有关标准及规范进行建筑物沉降、位移、应力、扬压力等项目的观测。沉沙池运行过程中，为了合理控制运用或者掌握清淤、冲沙时机，应在运行中进行监测。

8.2.3 原型观测和安全监测的要求

1. 原型观测和安全监测的条件

定期冲洗式沉沙池的冲洗周期较短，选择入池流量和含沙量稳定的时期进行原型观测，才能获取泥沙运行的可靠资料，便于分析。

对连续冲洗式沉沙池进行观测，目的在于验证和检验沉沙池的实际沉沙效果。为了减少观测误差，连续冲洗式沉沙池宜在沙峰过程中进行观测，每年施测次数一般为3～5次。

条渠沉沙池的长度较长，水流流程历时较长，为防止水沙变化影响沿程观测值，条渠沉沙池应选择在入池流量和含沙量较稳定的时期进行观测。

汛期河流洪水水位较高，含沙量较大，要对河流水位和引水含沙量进行监测，以保证工程安全运行。

2. 观测布置

原型观测断面位置的布设和数量应以能控制过池水力泥沙因子的沿程变化为原则。所以，沉沙池的原型观测设计应合理选择观测断面和数量，并在设计中明确。下面是国内几座已建沉沙池原型观测布置情况。

（1）定期冲洗式沉沙池。为准确获得全池淤积资料，应在工作段至少布置首末两个观测断面，同时还应在溢流堰出口和排沙底孔各设一个断面，并在工作段溢流堰前增测含沙量垂线分布。

大禹渡沉沙池长 220m，1993 年原型观测共设 5 个观测断面，距离 50m，观测项目包括流量、含沙量及垂线分布、泥沙粒径、水位、淤积形态。

禹门口沉沙池为平流加斜板复合型沉沙池，设计时在工作段进口、平流段末、斜板段首末均布置了观测断面，用以观测池内流量、含沙量、粒径和淤积形态；在各纵向集水槽首末和横向集水槽出口布置了水沙观测点，用以观测出池流量、含沙量、粒径。

（2）连续冲洗式沉沙池。成勘院在进行渔子溪一级、南桠河三级水电站沉沙池原型观测时，在沉沙池进口和出口均布置了单沙取样点，在工作段首末布置了两个观测断面（渔子溪一级沉沙池工作段中部还增设了观测断面）。

（3）条渠沉沙池。黄委水科院在 1982 年～1985 年对人民胜利渠东一沉沙条渠进行原型观测时（条渠长 4000m），共布设了 11 个观测断面，断面距离 250～570m 不等。

打渔张条渠沉沙池长度为 7200m，原型观测是根据条渠断面变化，分别在进口、出口和沿条渠布设 7 个水力泥沙观测断面，观测项目包括流量、含沙量、泥沙粒径、水位、淤积形态。各观测断面的距离为 920～1540m 不等。在各水力泥沙观测断面间还增设测淤断面 1～2 个，用以监测水位和淤积形态。

3. 测验方法

为了提高观测精度和观测效率，在进行原型观测的设计时，观测设施的布置应考虑观测方便、直观，观测装置应具有先进性，同时要考虑观测设备的保护设施。

《河流悬移质泥沙测验规范》（GB 50159—92）为国家强制性执行标准，为保证测验精度，沉沙池的原型观测应严格执行该标准规定的方法和标准，这也是 SL 269—2001 明确规定的要求。

4. 安全监测

沉沙池安全监测设计除选定观测项目外，还应对观测布置、设备选型、设施安装及保护、观测方法、观测记录表格格式和观测资料整编分析等提出要求，可参照有关建筑物观测规范、规程进行安全监测设计。监测手段应先进快捷。

第9章

工 程 实 例

水利水电工程沉沙池设计，与其他水工建筑物设计一样，受到水沙特征、供水要求特点、地形地质条件、技术发展以及社会经济等方面的影响。本书所述的水力冲洗式和非冲洗式两大类沉沙池中，由于上述因素，形成了沉沙池布置的多样性以及尺度上的很大差别。

一项较优秀的沉沙池设计，一定要符合工程所在江河的水沙特征，适应用水要求。本章从20世纪70年代至21世纪初建成的水利水电工程沉沙池中，选择了部分工程，按年代先后列出了几项工程实例和十余项工程的主要技术参数，以便读者能更多了解一些工程情况。

9.1 大禹渡灌溉抽水站沉沙池

9.1.1 沉沙池布置

大禹渡灌溉抽水站沉沙池建成于1974年，自三门峡水库库尾黄河北岸取水，沉沙池布置在一级站（岸边缆车式移动泵站，地形扬程7～21m，安装20sh－19型水泵14台，流量8m^3/s）与二级站（地形扬程193.2m，安装10DK－9×2A水泵24台，流量5.7m^3/s，装机容量1.63万kW）之间的台地上。沉沙池设计工作流量5.7m^3/s（其中引用流量5.4m^3/s，底孔排沙流量0.3m^3/s），冲洗流量2.3m^3/s。经沉沙池将泥沙处理后供二级站取水，沉沙池的功能是减轻泥沙对二级站水泵磨损和灌区干渠淤积。

实测黄河来水含沙量多年平均36kg/m³，汛期含沙量高且粒径细，非汛期含沙量低而粒径粗（见表9-1），年内各月含沙量变幅较大，见表9-2。设计入池含沙量汛期为60kg/m³，非汛期为10kg/m³。汛期设计出池含沙量小于30kg/m³，非汛期小于7kg/m³；出池泥沙允许粒径不大于0.04mm，大于等于该粒径的泥沙沉降率为80%～85%。

表9-1　　平沙年（1968年）泥沙粒径组成

泥沙粒径 d（mm）		0.007	0.01	0.025	0.05	0.1	0.25	0.5
粒径小于 d 的泥沙所占比例（%）	汛期	21	26.8	44.6	71.8	96.7	99.5	100
	非汛期	4.1	4.8	9.2	27.5	89.1	99.8	100

表9-2　　平沙年（1968年）月平均含沙量变化

月份	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
月平均含沙量（kg/m³）	7.5	9.8	9.9	12	28.3	9.5	150	101	42.4	24.1	17.2	24.2

大禹渡沉沙池为定期冲洗式布置，按沉沙与冲洗交替进行、连续供水设计。沉沙池由连接段、工作段、集水和排沙系统组成，见图9-1。

1. 连接段

从矩形引渠末端至进水闸后的扭曲扩散末端，长55m，称连接段，该段从引渠末端以中心扩散角55°，将引渠来水分流入两个池厢，进水闸设在各池厢进口处，每孔净宽2m。闸后两侧以20m长的扭曲扩散与工作段相连接，闸室底与工作段首端池底以斜坡相连接。

2. 工作段

工作段长度220m，底坡1/94，首端底宽6m，末端底宽4.5m；边坡由1:1展缓至1:1.86，水面宽度自首端至末端逐渐展宽。工作段首端进口水深4.2m，工作段末端水深8.6m。集水

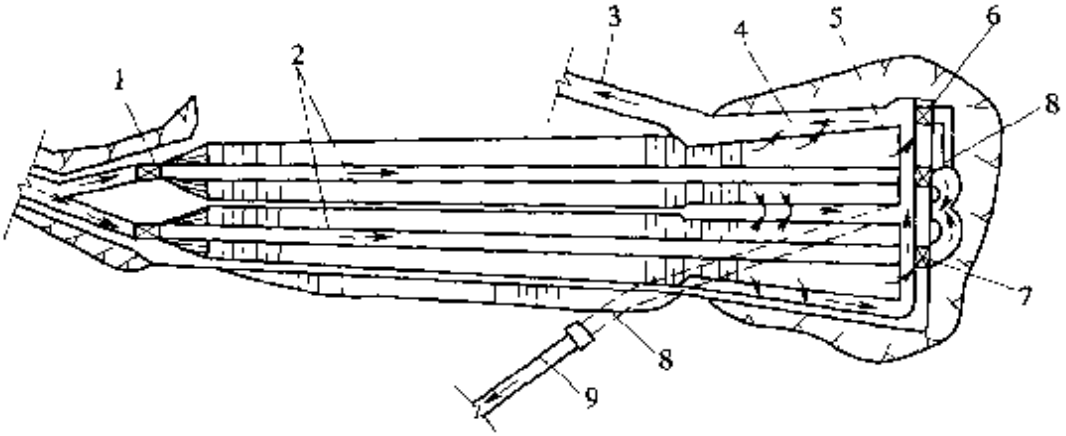


图 9-1 大禹渡沉沙池平面布置图

1—进水闸；2—沉沙厢；3—二级站引水渠；4—集水槽；
5—溢流堰；6—泄水闸；7—泄空排沙闸；
8—排沙洞；9—排沙渠

系统位于工作段尾部，由侧向集水槽与正向集水槽组成 U 形布置，分别设在池厢隔墙、池厢边墙和末端池厢横墙上，每个池厢侧向集水槽长 2×50m，正向集水槽长 25m。集水槽的侧墙即为溢流堰，按自由溢流设计。水流经集水槽流向二级抽水站的引水渠。

3. 冲排沙设施

冲洗和沉沙运行过程的冲排沙设施包括排沙闸、排沙道和排沙管。排沙闸位于正向集水槽的外边墙底部，闸孔尺寸 2m×2m，用平板闸门控制；闸前设有长×高×宽 = 11m×4.5m×4.25m 的集沙廊道，位于正向集水槽下面。排沙道由排沙涵洞和排沙渠组成，排沙涵洞长 130m，高×宽 = 2.3m×1.6m，因地形条件所限，从工作段底下穿过；排沙涵洞出口接排沙渠，渠道长 100m，泄水排沙入黄河。排沙管内径 0.3m，布置在集沙廊道的侧墙上，排泄池末的高浓度水流，降低溢流堰出池含沙量。另外，为便于维修，在沉沙池与引渠连接部位还设有泄水闸。

9.1.2 运用情况

沉沙池建成后，最大工作流量 $3m^3/s$，由于工程方面存在的问题，未能按沉沙与冲洗交替运行方式运行，采用两厢连续沉

沙、阶段冲洗运行，可在一个灌溉阶段（10～15d）结束后冲洗一次。沉沙运行中，每日开放一次排沙管，历时约60min，排沙流量0.3m³/s，排出池末高浓度水流。根据运行观测资料，汛期入池含沙量多在30～60kg/m³，出池含沙量一般在10～30kg/m³范围变化；汛期入池最高含沙量118kg/m³，出池最高含沙量63kg/m³。出池泥沙粒径d_{50}=0.01～0.015mm，大于0.025mm粒径的泥沙被沉沙池所截留[36]。经对比试验，沉沙池投入运行后，二级站水泵叶轮磨损寿命由600h延长到4000h。

9.2 南桠河三级电站沉沙池

9.2.1 沉沙池布置

南桠河三级电站沉沙池是大渡河支流南桠河三级电站首部引水枢纽主要建筑物之一。沉沙池工作流量66m³/s，其中引用流量36m³/s，冲沙流量30m³/s。设计入池含沙量12.9 kg/m³，粒径大于0.25mm的泥沙占46.5%，其颗粒级配见表9-3[37]。

表9-3 入池悬移质泥沙粒径表

粒径d（mm）	0.01	0.025	0.05	0.10	0.25	0.50	1.00	2.00	<5.00
粒径小于d的泥沙所占比率（%）	4.8	8.9	26.0	29.0	53.5	73.3	95.4	98.3	99.2

在悬移质泥沙中的矿物成分主要有石英、长石、角闪石和黑云母，占98%以上，其中石英、长石各占约40%，泥沙的形状主要呈棱角状和半棱角状。

沉沙池设计最小沉降粒径标准为0.25mm，大于等于设计最小沉降粒径的泥沙沉降率为80%～90%。

沉沙池布置在首部引水枢纽右岸，枢纽进水闸后有约152m的低引水渠与沉沙池相连接。引渠纵坡0.0007，底宽7m，在引渠前半段设有冲沙槽一道，冲沙槽以前，过水流量78m³/s，渠

内正常水深 4.36m，平均流速 2.39m/s。

沉沙池布置在河岸狭窄的阶地上，外临河床，内靠高山，为减少边坡开挖和不影响河道泄洪，尽量减小池宽，又因沉沙池仅在洪水期运用，故按单室连续冲洗式沉沙池布置。该沉沙池由上游连接段、工作段、下游连接段和冲排沙廊道等部分组成。如图 9-2 所示。

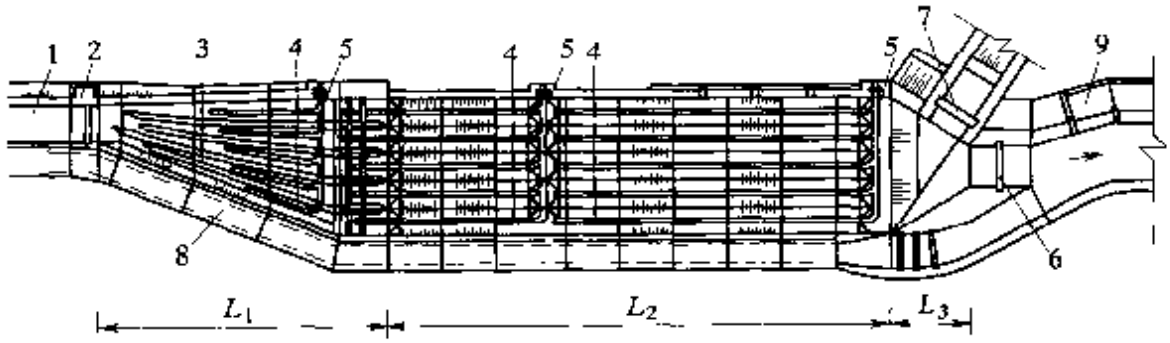


图 9-2 南桠河三级电站沉沙池

L_1—上游连接段；L_2—工作段；L_3—下游连接段；
1—引渠；2—进口闸；3—配水墩；4—纵向廊道；
5—横向总廊道；6—出口闸室；7—事故冲沙闸；
8—高引水渠；9—溢流堰（隧洞进口前）

1. 上游连接段

上游连接段长 63m，包括进口闸室段、整流池段和整流栅段。进口闸与引渠相接，宽 7m，由平板闸门控制，下接长 45m 的整流池段。整流池段由 7m 扩散至 26m，底坡为 0.0199，受到地形条件限制，上游连接段按单侧扩散布置，单侧扩散角约 23°50′。该段内设 4 条配水墩，与其下游相应的整流栅段的隔墙相连接，配水墩的位置、体形通过试验确定。在整流栅段各隔墩间设两道细格拦污栅，除起到整流作用外还有拦污作用。

2. 工作段

工作段净宽 26m，长 103m，池底正坡为 0.01832，首端工作深度 6.2m，末端工作深度 7.85m，平均流速为 0.341m/s。

3. 下游连接段

下游连接段长 25m，包括收缩段和出口闸室段。收缩段长

15m，宽度由26m收缩至7m，紧接设有胸墙的出口闸室段；出口闸室段长10m，闸孔净宽7m，高4.5m，设双向止水平板潜孔闸门。出口闸以下为输水发电隧洞，在隧洞进口前设有细格拦污栅槽和3孔8m宽的侧向溢流堰，溢流堰是为机组丢负荷时或超标引水时宣泄之用。

4. 冲排沙系统

在上游连接段和工作段内分别布置三段冲沙廊道系统，即上游连接段设一段冲沙廊道系统，工作段设两段冲沙廊道系统，各段冲沙廊道系统分别由5条纵向支廊道汇入各段横向总廊道，横向总廊道出口均用平板闸门控制。

当含沙水流进入上游连接段后，因流速很快降低，有较多粗颗粒泥沙沉降落淤。故在上游连接段内设一段冲沙廊道系统是很必要的，称第一冲沙廊道系统。该系统支廊道宽0.8m，高度沿程变化为0.08～0.56m；总廊道宽0.8m，高度0.5～2.50m，冲沙流量$7m^3/s$。

为了充分利用池中水头并达到节约冲沙流量的目的，工作段内设冲沙廊道系统两段，沿程落淤泥沙按分段沉降、分段冲洗的原则进行设计。工作段的前段冲沙廊道系统长38.6m，称第二冲沙廊道系统，支廊道宽0.80m，高0.08～0.50m，总廊道宽0.8m，高0.50～2.50m，冲洗流量$7m^3/s$。工作段的后段冲沙廊道系统长64.4m，称第三冲沙廊道系统，支廊道宽0.60m，高0.09～0.60m，总廊道宽0.80m，高0.60～2.40m，冲洗流量$6m^3/s$。

在沉沙池下游连接段临河一侧设有事故排沙闸，闸孔宽2m，高2.0m，当冲沙廊道盖板孔口发生堵塞事故，致使连续冲沙失效时，即可控制沉沙池进口闸门，迅速降低池内水位并利用急流冲洗，将淤积的泥沙经事故排沙闸排至下游河道，恢复连续冲沙系统正常运行。假定起始断面泥沙淤积厚度1m，全工作段淤沙容积$3000m^3$，冲洗流量$30m^3/s$，净冲洗时间约1.2h（事故排沙时，水流由首部枢纽高进水闸经高渠道引入引水发电隧洞）。

9.2.2 运用情况

据观测，过机泥沙中值粒径 0.1mm[38]，设置沉沙池对减轻水轮机组磨损起到了积极作用，但仍有不同程度的磨损。

南桠河三级电站装机容量 3×40MW，额定水头 265m，水轮机为 HL－LJ－210。水轮机导水机构及转轮等通流部件为不锈钢（0Cr13Ni6Mo 或 0Cr13Ni4Mo）制造，有些抗磨板采用 1Cr18Ni9Ti 不锈钢板，导水机构磨损程度严重于转轮的磨损程度，如 1 号机组于 1985～1986 年 2 年共运行 12005h（1986 年为多沙年），厚 20mm 的 1Cr18Ni9Ti 不锈钢底环抗磨板，经汛期运行后的导叶头部内侧边缘部位磨损穿孔，磨损坑槽深入碳钢母材 4～5m；在导叶小头内侧附近部位，底环抗磨板磨蚀穿孔。1 号机组转轮的上冠及下环材料为 20SiMn，叶片为 0Cr13Ni4Mn，运行 3 年共 17562h，在叶片进水边下根部损坏较严重[38]。

9.3 引黄济青城市供水沉沙池

引黄济青工程是黄河下游一项大型跨流域调水的城市供水工程，渠首引水位置选择及泥沙处理是引黄济青工程的关键性工程[21]。作者实地考察后认为该工程规划设计中，在解决引水口位置、水沙引用调度、泥沙处理、沉沙池布局等方面的问题是合理的，是值得借鉴的。

9.3.1 引水口位置选择

经过多方案比较，引黄济青引水口选择为 20 世纪 50 年代建成的打渔张引黄闸（如图 9－3），该闸引水口处于黄河弯道凹岸，上游距弯道顶点约 500m，不受低水期主流弯道顶点上提和中洪水期下移而影响进水，溜势靠岸，枯水期可保证设计引水流量。无坝引水的打渔张引黄闸与河道水流约呈 45°左右，由于弯道环流作用，分沙比的条件较好，经调试，不同分流比时的分沙比均小于 1.0。可见，引水口选择不仅解决了引水稳定问题，也为泥沙处理创造了有利条件。另外，引水口处的黄河大堤以南有

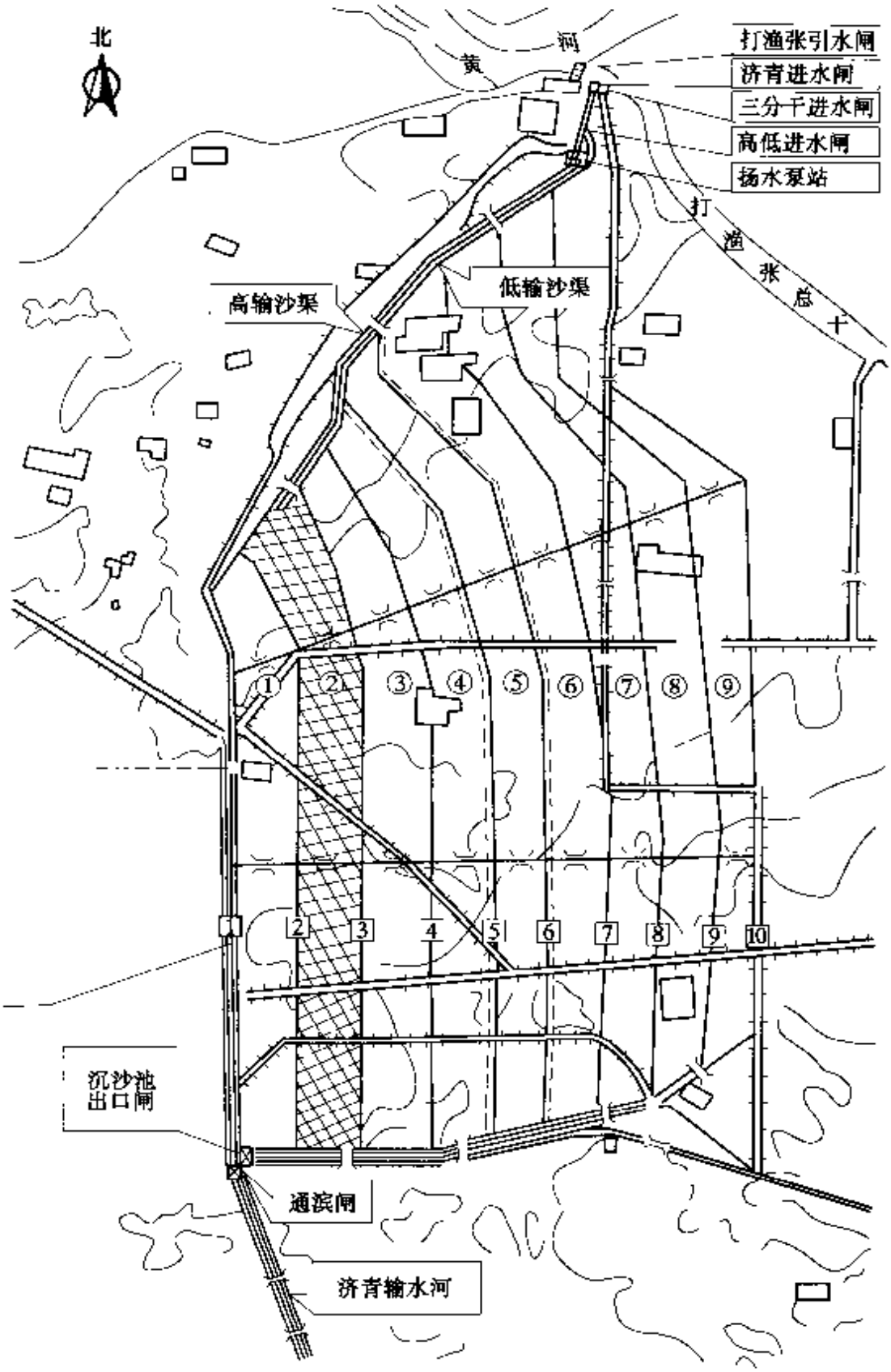


图 9-3 山东省引黄济青工程渠首沉沙工程布置图

$36km^2$ 荒碱洼地可供处理泥沙之用，又进一步提供了首部工程布置的有利条件。

9.3.2 水沙引用调度

由于黄河上中游引水量增加，下游来水有所减少，引黄济青工程引水流量 $41m^3/s$，势必影响下游灌溉引水，合理的调度引水期显得突出，引黄济青工程安排在非灌溉季节（11 月至 3 月）集中加大流量引水，并在青岛市郊建调蓄水库一座，这样就合理地解决了引黄济青引水与灌溉引水间的用水矛盾问题。同时，11 月至 3 月的引水期又是黄河来水低含沙量时段，为泥沙处理也创造了有利条件，这样的水沙引用调度，既不影响灌溉用水，又少引泥沙，可称为合理水沙引用调度。

9.3.3 泥沙处理设计

引水必引进泥沙，由于城市供水对水质的要求，必须对泥沙进行处理，而黄河下游为悬河，且河床逐年有所抬高，不能把沉降下来的泥沙排入黄河，这就要求妥善选择沉沙的地方，把水沙长距离的输送到供水线路末端的调蓄水库沉沙，显然是很不可行的，将黄河大堤南岸荒碱洼地 $36km^2$ 面积辟为沉沙地是最佳之举。

据历年对取水口的水质资料分析，年平均情况下，水中汞、酚、铬、氯化物含量均低于国家规定的生活饮用水卫生标准，仅砷的含量超标，但砷的测定结果主要是泥沙中的含量，清水含砷量甚微，由于济青期 11 月至 3 月间含沙量小，汞、酚、氯化物均未检出，砷的含量为 0.03mg/L，符合国家规定的水质标准，可见对泥沙进行处理与提高水质标准的关系。

该工程对泥沙处理的几点原则也是值得借鉴的：

（1）为确保长期供水，泥沙处理必须有长远打算，同时还要考虑济青水量增加和引水口分沙比变化的不利影响，对沉沙池面积要留有余地。

（2）工程设计指标与分期使用，要充分考虑黄河河道淤积、水位抬高因素。

（3）为节约使用沉沙池容积，严格控制汛期不引水，紧急需要引水时的含沙量应小于 30kg/m^3。

（4）安排好沉沙池的盖淤还耕措施，做好淤积区房屋迁移、灌排渠系、道路布局的规划设计，解决好沉沙区人民的生产、生活、教育等问题，使淤积区人民的生活水平不低于原有和邻近非淤区水平。

9.3.4 沉沙池工程布局

沉沙池地处黄河冲积平原下游，地势平坦，地面高程一般在 8.0～11.0m，地面坡度 1/10000～1/6000，自西北面向东南缓倾。区内沉积地层为第四纪全新统，主要岩性为粉砂、粉细砂、亚砂土、亚黏土和黏土等；其次为现代滨海相软弱黏性土层，主要为淤泥、淤泥质亚黏土等。地下水为孔隙潜水，埋深一般 2m 左右，流向基本与地面坡度一致。黄河水位常年高于附近地下水位，并补给地下水。

沉沙池的布局，除与水沙特征有关外，还涉及政治、经济、环境、人民群众生活、生产以及工程技术等诸多问题，为此，在设计过程中进行了多次方案比较，曾比较了辐流式沉沙池方案（直径 100m，30 个）、挖泥船清淤方案和自流与扬水相结合多条渠沉沙池方案，最终选定为自流与扬水相结合的多条渠沉沙方案。

由于打渔张引黄闸后洼地自流沉沙厚度仅能达到 1.0～1.5m 左右，供沉沙的容积仅能使用 10 年左右，故采用高、低输沙渠轮换输送水沙，自流与扬水沉沙相结合的布局。在条渠运用初期为自流沉沙，沉沙池出口闸控制水位为 10.5m；不能自流时改用扬水沉沙，出口闸水位由 12.5m 逐渐抬高至 13.5m；盖淤时调控到 14.5m。初拟沉沙池淤高达到 5m，若有必要还可进一步抬高。这样的布局把有限的沉沙面积的沉沙容积提高了 3～4 倍，并可留有相当预留空间，把荒滩变良田，从长远考虑有利于居民安居乐业。

如图 9－3 所示，济青进水闸后为总输水渠，长 400 余米，

渠末建扬水泵站，向高渠扬水。在扬水泵站前建高低进水闸，调控高低渠分流引水。高低渠以三堤两渠形式与沉沙池首端相接。高渠位于右侧，长5380m；低渠位于左侧，长6280m。沉沙池由西向东分成9条渠，各条长度为5510～8920m不等，平均宽度在490～640m，面积在3.54～4.42km^2，逐条有序运用，淤滩造地。

沉沙区南北平均长7.2km，东西平均宽5km，面积36km^2，区内涉及14个村庄，8千余人。沉沙池末端的沉沙池出口闸调控自流与扬水不同时期的沉沙水位，保证出口含沙量符合设计要求。

为便于移民搬迁安置，根据当地政府意见，首先启用第②条渠，然后逐条启用相连条渠，每条条渠可使用4～5年左右，抬高淤积高度还可延长使用年限。

9.3.5 主要水沙设计指标和实测数值

引黄济青从黄河引水时间为冬春季11月下旬至3月中旬，引水流量41m^3/s，年平均引水量5.5亿m^{3}左右。引水期多年平均引水含沙量为6.7kg/m^3，泥沙中值粒径为0.03mm左右，粒径小于0.025mm占40%以上，粒径小于0.005mm占18%左右。

设计中按超饱和输沙法计算泥沙沉降率，如第②条渠运用4年内沉沙池出口计算平均含沙量为1.22kg/m^3。

据1989年10月试放水观测，引水期平均含沙量4.86kg/m^3，实测出口平均含沙量0.05kg/m^3，采用此水沙资料，用超饱和输沙法计算，出口平均含沙量0.14kg/m^3，详见表9-4。

表9-4　　第②条渠实测与计算出口含沙量对比表

对照项 / 实测与计算	引水量（亿m^3）	沉沙池入口		沉沙池出口		淤积量（万m^3）	沉降效率（%）
		含沙量（kg/m^3）	进沙量（万m^3）	含沙量（kg/m^3）	排沙量（万m^3）		
实测值	3.648	4.86	177	0.05	1.66	175.4	98.97
计算值	3.628	4.86	176.2	0.14	5.00	171.2	97.12

由此可见，引黄济青工程向青岛市供水，为青岛市发展起到了基本作用，效益非常显著。

9.4 禹门口工农业供水沉沙池

9.4.1 沉沙池布置

禹门口沉沙池位于黄河干流禹门口东岸岸边，由从黄河抽水扬程 14m 的一级站供水，经沉沙池沉降处理后流经输水渠分别供给工业泵站和扬程 98m 的二级泵站。沉沙池的主要用途是处理汛期泥沙，当非汛期含沙量较小的引水期，沉沙池可停止运行，进行维修，水流经分水渠引至工业泵站和二级站，如图 9-4 所示。

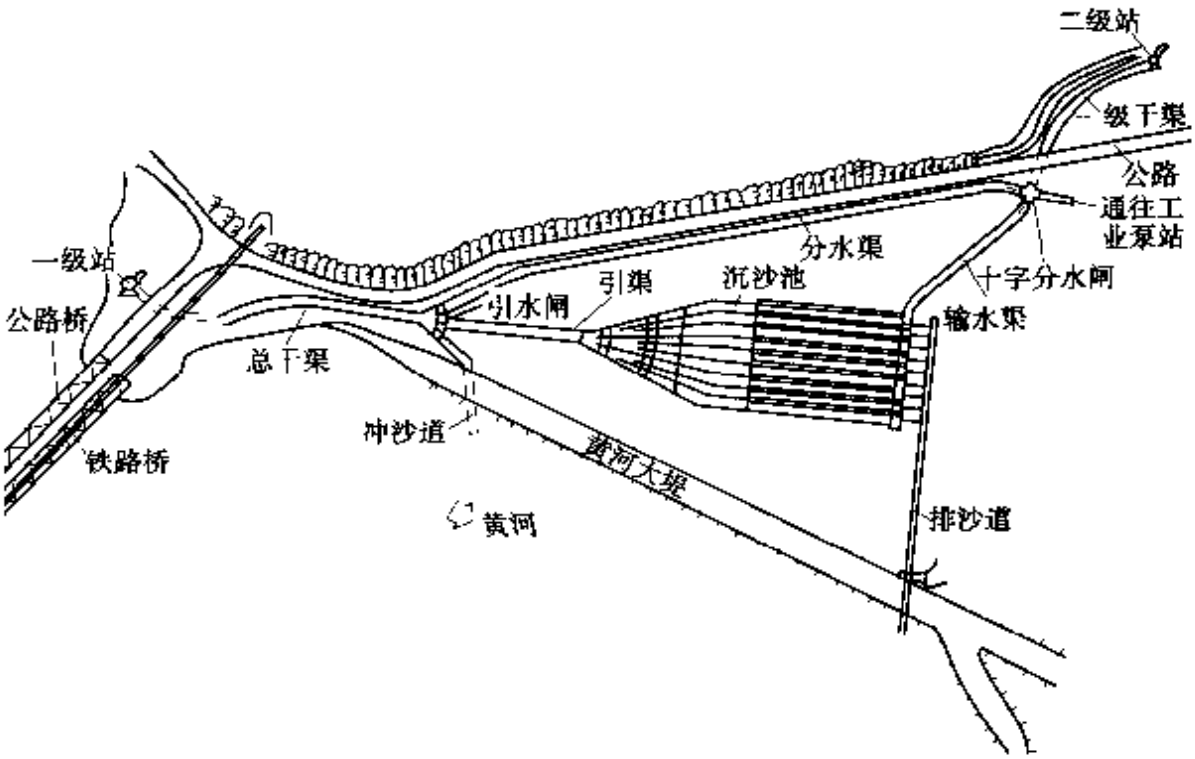


图 9-4 禹门口提水工程枢纽布置

根据禹门口（龙门）水文站观测资料，通过对引水期含沙量粒径级配综合分析，采用表 9-5 中颗粒级配作为入池泥沙粒径。

表 9-5 设计入池泥沙粒径表

粒径 d (mm)	<0.005	<0.01	<0.025	<0.05	<0.1	0.25	0.5	注
小于 d 的百分数	10	18	30	62	95	99.3	99.6	$d_{50}=0.039$

沉沙池工作流量 21m³/s，其中引用流量 20m³/s，底孔排沙流量 1m³/s，相应引水含沙量等于小于 80kg/m³，出池含沙量要求小于 50kg/m³，出池泥沙允许粒径不大于 0.05mm，大于等于允许粒径的泥沙沉降率为 80%～85%。

黄河含沙量之高及其粒径之细著名于世界，若采用通常的定期冲洗式沉沙池，由于细粒径泥沙需经较长的沉降途径才能自然沉淀，要求沉沙池具有较长的工作段。若采用通常的斜板式沉沙池，进水和配水不均是其突出问题。通过试验研究，禹门口沉沙池设计为定期冲洗式复合型沉沙池。

沉沙池与引渠相连接，由连接段、工作段、集水和冲排沙系统组成。连接段的布置已在第 2 章中作了介绍，不赘述。

1. 工作段

工作段池底坡度 1/70，按三池室布置，为便于冲洗，每池室分成三厢，每厢净宽 6m，三室九厢总净宽 54m。运行方式为两室沉沙，一室冲洗交替运行。工作段全长 118m（其中平流区长 40m，斜板区长 78m）。工作段进口水深 5.32m，设计泥沙淤积厚度 3.70m；出口（末端）水深 6.99m，设计泥沙淤积厚度 2m；单室淤沙容积 5840m³。工作段两边墙间的内侧相距宽度，由与连接段相接处的 47.8m，经直线扩散和以 $R=29.80$m 的圆弧扩宽到 59.6m。

斜板区沿竖向分为 4 层，从上至下依次为集水层高 0.80m，斜板层高 1.3m，配水层高 1.4～2.89m，淤沙层高 3.0～3.2m。斜板材料采用玻璃纤维增强水泥组合板，板厚 1cm，板间净距 10cm，板长 1.5m，安装角度 60°，单室运行的板间过流面

685m^2，设计板间上升流速 0.0146m/s；单室斜板区毛集水面 1076.4m^2，设计毛表面负荷 33.44m^3/（h·m^2）。斜板区分为两期安装，一期安装长度 59m，在单室引用流量 10m^3/s 的工况下，上述设计板间上升流速和设计毛表面负荷值约增大 1.32 倍，即板间上升流速为 0.0193m/s，毛表面负荷为 44.14m^3/（h·m^2）。但是，一期工程期间，单室引用流量通常在 7m^3/s 以下，上述设计指标仍可达到，待单室引用流量增长到 10m^3/s 时，斜板区可再向上游延伸 19m。分期安装可延长斜板材料的使用年限，是经济合理的。

2. 集水系统

集水系统包括横向集水槽、纵向集水槽和总集水槽。横向集水槽横跨池厢，架设于纵向集水槽边墙上，每隔 6m 一条，槽顶均在工作水位以下。纵向集水槽布置在各隔墙和边墙顶部，每条长 78m，共 10 条。水流经横向集水槽汇集入纵向集水槽，在 10 条纵向集水槽末端汇流入总集水槽，总集水槽出口与输水渠相连接，各集水槽均按自由出流设计。

3. 排沙系统

排沙系统主要包括 9 孔排沙闸、排沙道和排沙管。排沙闸位于池厢末端，与横向总集水槽呈立交，闸孔尺寸 1.5m×1.5m，闸室长 7.2m，沉沙运行时关闭排沙闸。泄空冲洗时，单室内三孔池厢进口闸关闭后，对应的三孔排沙闸即时开放，控制泄空冲洗，泄空冲洗结束后，逐厢启闭进口闸，进行逐厢集中冲洗，冲洗流量 5m^3/s。各排沙闸后接排沙廊道，廊道长 7～9m，各排沙廊道汇流入排沙道，冲洗水流经排沙道泄入荒滩或下游。

在各池厢末端设置直径 15cm 的排沙管 3 条，距池底分别为 2m 和 3m，用闸阀控制，每条排沙管控制排放流量 0.05～0.06m^3/s，每池室控制排沙流量 0.5m^3/s。

9.4.2 试验和运用效率

出池含沙量与入池含沙量、粒径级配、流量和运行时间有关，由单室引用流量分别为 10m^3/s、8m^3/s 和 3m^3/s，入池含沙

量在 70～150kg/m³，入池泥沙粒配按表 9－5 粒径配制，运行时间在 4～5h 内的全沙沉降效率一般在 40%以上的，由试验成果得到禹门口沉沙池出池含沙量：

$$S = 1.076Q^{0.1176}S_0^{0.8056} \tag{9-1}$$

式中 S——禹门口沉沙池出池含沙量（kg/m³）；

Q——单室入池流量（m³/s），3～10m³/s；

S_0——入池含沙量（kg/m³），70～150kg/m³。

以单室引用流量 10m³/s，S_0 = 101.7kg/m³ 的试验为例，出池泥沙 d_{50} 为 0.02mm，其中大于 0.05mm 的泥沙由入池 45.77%减少至出池 5.84%，即大于 0.05mm 的泥沙沉降率为 87.2%。通过实际运行，该沉沙池的全沙沉降效率在 45%以上。

据试验，单室冲洗历时在 1～2h，小于单室沉沙运行历时的 1/2，满足三室交替运行的要求。每立方米淤积物冲洗耗水量 2.91～6.0m³，平均 4.45m³。汛期平均冲洗耗水流量约为引用流量 1/10，非汛期冲洗耗水流量约为引用流量的 1/25。

9.5 羊卓雍湖抽水蓄能电站沉沙池

这座沉沙池是为羊卓雍湖抽水蓄能电站供水的蓄能泵站前的沉沙池，从雅鲁藏布江取水[37]。沉沙池布置在从雅鲁藏布江取水的低扬程泵站（扬程 12.65m，流量 4×2 = 8m³/s）与额定总扬程 847m 的蓄能泵站之间，建在河滩冲积砂卵石层上。由国家电力公司成都勘测设计研究院设计。

据有关水文资料，取水河段内雅鲁藏布江汛期（5 月至 10 月）平均含沙量 0.888kg/m³，其中 $d \geqslant 0.1$mm 的含沙量 0.258kg/m³，平均粒径 0.084mm；汛期最大断面含沙量 6.08kg/m³，其中 $d \geqslant 0.1$mm 的含沙量 4.43kg/m³，平均粒径 0.17mm；泥沙中硬度大于 6 的泥沙颗粒含量大于 25%；汛期泥沙粒径级配见表 9－6。由于蓄能泵站扬程高，水泵转速 750r/min，确定沉沙池设计最小沉降粒径标准为 0.1mm，大于等于

设计最小沉降粒径的泥沙沉降率大于80%。

表 9-6 汛期泥沙粒径级配表

出现情况	含沙量 (kg/m^3)	$d \geqslant 0.1$ 含沙量 (kg/m^3)	小于某粒径的含沙量百分数（%）							平均粒径 (mm)
			0.5	0.25	0.1	0.05	0.025	0.01	0.007	
多年汛期平均（基本情况）	0.888	0.258	98.8	94.5	70.9	53.3	42.8	28.6	24.1	0.084
最大断面平均（特殊情况）	6.08	4.43	98.9	87.3	27	7.6	5.0	4.1	3.3	0.17

根据羊卓雍湖抽水蓄能电站总体规划设计，确定蓄能泵站前的沉沙池为定期冲洗式。沉沙池首部与从雅鲁藏布江抽水的低扬程泵站出水管相接，尾部连接蓄能泵站的抽水钢管。沉沙池的布置可概括为上游连接段、工作段、下游连接段和冲排沙系统组成，见图9-5。

9.5.1 上游连接段

这座沉沙池前没有引渠，与低扬程泵站紧连，低扬程泵站的出水池宽度与沉沙池的宽度相等，泵站出水池与沉沙池的上游连接段可结合在一起，免去了较长的扩散长度，又可省去另建泵站出水池。但由于低扬程泵站出水管出口水流波动紊乱不均匀，仍需要整流处理，恰当的说，在工作段之前须设置一定长度的平水整流段，使进入工作段的水流均匀，其功能与本书所讲的上游连接段的功能是相同的，故仍称上游连接段。

本段包括了泵站出水池，长28m、宽24m，由高低两道调整堰将该段分为三个小段。第一小段长6m，可称平水池；第二小段在高低调整堰之间，池底长9m，可称调整池，在该小段内还设有横跨池宽的一道平水溢流堰，除保证两座抽水站间水量平衡外，还可消除水面波动，达到整流作用；第三小段为整流墩段，长13m，由4个整流墩分成宽度3.8m的5孔，沿水流方向设两道整流栅格，通过模型试验选定整流栅的栅条尺寸、间距，达到各种流量工况下均能使工作段内流速分布均匀，使工作段能正常

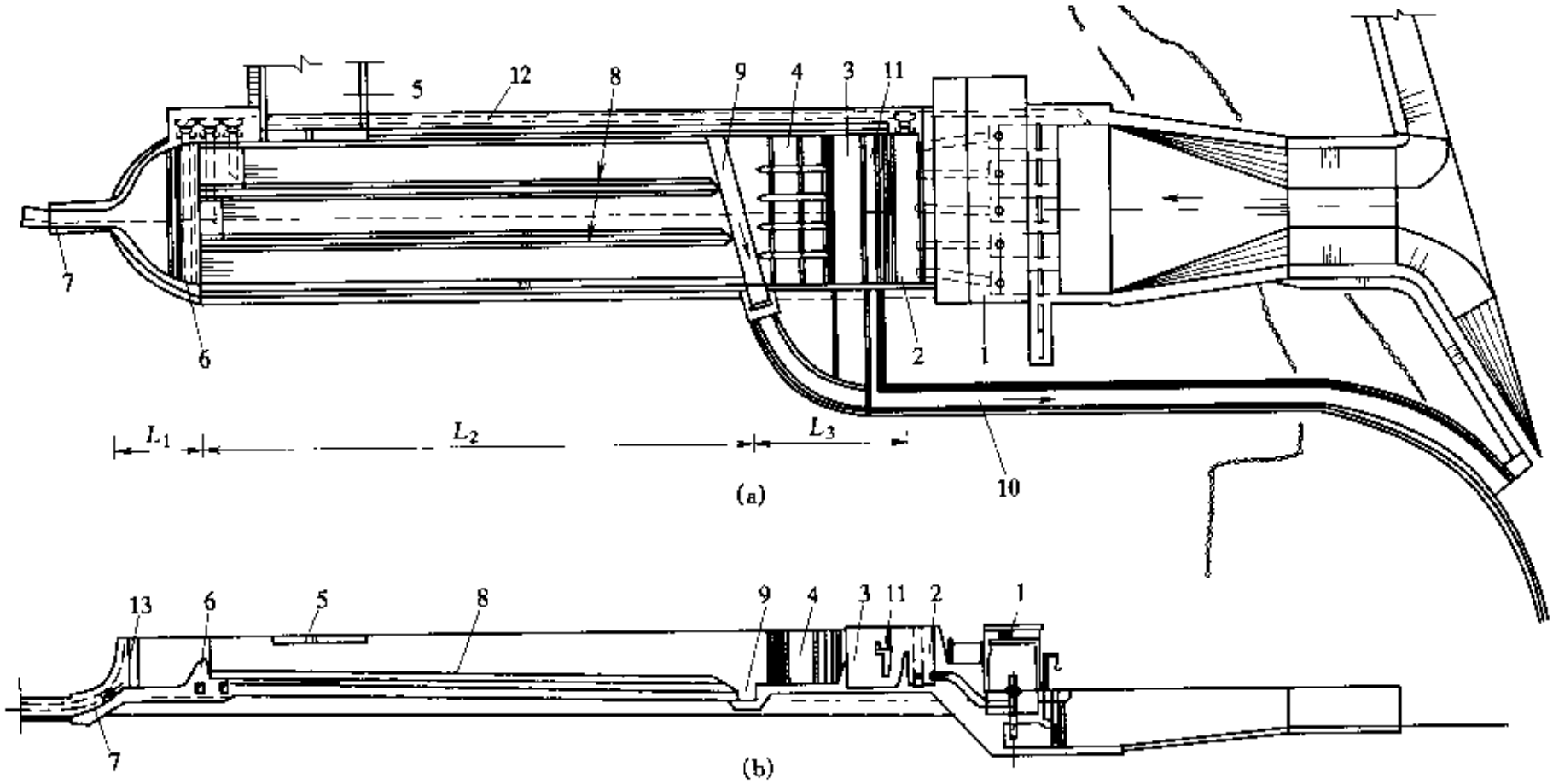


图 9-5　羊卓雍湖沉沙池

(a) 平面图；(b) 纵剖面图

L_1、L_2、L_3—下游连接段、工作段、上游连接段；

1—低扬程泵站；2—平水池；3—整流池；4—格栅板；5—溢流堰；6—挡沙堰；7—抽水钢管；

8—分厢隔墙；9—冲沙槽；10—排沙渠；11—溢水堰；12—冲沙输水管；13—拦污栅槽

工作。

9.5.2 工作段

工作段长 96m，净宽 24m，逆向纵度 $i=0.012$，工作深度 7～8m，设计平均流速 0.05m/s。沿纵向设有两道高度约 3m 的低隔墙，将工作段分为三厢，以便分厢冲洗。

9.5.3 下游连接段

下游连接段长 15m，宽度由 24m 变为 13.3m，首端设有挡沙堰，防止淤沙进入抽水钢管。下游连接段边界轮廓尺寸经模型试验选择 $R=11.4$m 及 3m 的弧形边墙与蓄能泵站进水钢管前的拦污栅槽相接，保证空气不进入钢管。

9.5.4 冲排沙系统

蓄能泵站在抽水工况前，先启动低扬程泵站从雅鲁藏布江向沉沙池抽水，待水位达到正常水位时，则开启蓄能泵站的进、出水球阀向羊卓雍湖抽水。根据泥沙沉降计算，在汛期平均含沙量情况下（基本情况），冲洗周期约 23h；在最大断面含沙量情况下（特殊情况），冲洗周期约 9h。冲洗时则停止蓄能泵站抽水，首先开启工作段首部冲沙槽出口的冲沙闸门，进行泄空冲洗，至淤沙面出露而结束；接着是启动低扬程泵站，提供冲洗流量，水流经平水池右侧闸孔、冲沙输水管（$b\times h=1.5\text{m}\times 2\text{m}$）至工作段尾部，分别由进入各池厢的三孔闸门控制出流，可逐个闸门先后启闭，逐厢集中冲洗。冲洗过程中也会出现溯源和沿程冲洗两个阶段，冲洗的水沙经冲沙槽和排沙渠泄入雅鲁藏布江。冲洗结束后即可转入抽水工况，调控冲沙输水管上各闸门，保证沉沙池正常运行。

9.6 部分已建沉沙池工程主要技术参数

为便于读者参用，现将包括上述工程实例在内，共 17 项工程[36]～[40]的河流泥沙特征、设计入池泥沙特征值、泥沙沉降设计标准、主要尺寸和运行观测等主要参数摘入表 9－7。

表 9-7　　部分已建沉沙池主要技术参数表

序　号		1	2	3	4	5
名　称		人民胜利渠沉沙池（Ⅰ）	人民胜利渠沉沙池（Ⅱ）	阳武河沉沙池	渔子溪一级沉沙池	大禹渡沉沙池
建成时间（年）		1953	1959	1971	1972	1974
河　流		黄河	黄河	清沱河支流阳武河	岷江支流渔子溪	黄河
用　途		灌溉、供水	灌溉、供水	灌溉	引水发电	灌溉
类　型		条渠	条渠	定期冲洗	连续冲洗	定期冲洗（双厢）
引用流量（m^3/s）		70	70	2	69.2	5.4
冲（排）沙流量（m^3/s）		—	—	—	13.7	0.3
冲洗流量（m^3/s）		—	—	1.1	—	2.3
河流泥沙特征	年平均含沙量（kg/m^3）					36
	汛期平均含沙量（kg/m^3）	31	31	70	54.7（最大日平均）	60
	汛期 d_{50}（mm）	0.031	0.031	0.023	$d_{50}\approx0.1$mm，大于0.25mm占17%	0.036
	非汛期 d_{50}（mm）	0.0573	0.0573	0.083		0.066

续表

序　号		1	2	3	4	5
设计入池泥沙特征值 S（kg/m³），d_{50}（mm）		平均 $S=15$ $d_{50}=0.0486$	平均 $S=15$ $d_{50}=0.0486$	$S=140$ $d_{50}=0.022\sim0.083$	$S=35$，小于 0.01～3mm，大于 0.25mm 占 17%	汛期：$S=40\sim60$，$d_{50}=0.036$；非汛期：$S=10$，$d_{50}=0.066$
泥沙沉降设计标准 S（kg/m³），d_{min}（mm），η_d（%）		$S=4$，$d_{min}=0.03$	$S=4$ $d_{min}=0.05$	$S=26$ $d_{min}=0.05$	$d_{min}=0.25$	汛期 $S=30$ 非汛期 $S=7$，$d_{min}=0.04$
主要尺寸（m）	上游连接段长			15	54	55
	工作段长	5000	4000	250	95.5	220
	下游连接段长			15	约 15m 弯段	—
	工作宽度	200	300～350	4，$m=0.5$	25	水面宽 14～25m（单厢）
	工作深度	3～4	2～2.6	4.17～5.83	8	4.2～8.6
工作段（池厢）纵坡		1/4000	1/6000	1/150	1/83.3	1/94
运行观测		全沙沉降率 30.84%	全沙沉降率 30.84%	入池 $S=146$，出池 $S=26.1$，出池 $d_{50}=0.015\sim0.019$，全沙沉降率 82.19%	良好	汛期出池 $S=10\sim30$，$d_{50}=0.01\sim0.015$，大于 0.025mm 泥沙被截留

续表

序　号		6	7	8	9
名　称		龙渠电站沉沙池	潘庄一级沉沙池	潘庄二级沉沙池	潘庄三级沉沙池
建成时间（年）		1976	1972～1990	1990	1972～1990
河　流		黑河	黄河	黄河	黄河
用　途		引水发电	灌溉	灌溉	灌溉
类　型		曲线型连续冲洗	条渠（5条）	条渠（4条）	条渠（5条）
引用流量（m^3/s）		32	100	89.5	77.3
冲（排）沙流量（m^3/s）		6	—	—	—
冲洗流量（m^3/s）		—	—	—	—
河流泥沙特征	年平均含沙量（kg/m^3）		28	28	28
	汛期平均含沙量（kg/m^3）	2.01	42	42	42
	汛期 d_{50}（mm）	0.06	0.026～0.032	0.026～0.032	0.026～0.032
	非汛期 d_{50}（mm）		0.039～0.047	0.039～0.047	0.039～0.047

续表

序　号		6	7	8	9
设计入池泥沙特征值 S（kg/m³），d_{50}（mm）		$S=2$，$d_{50}=0.06$，泥沙粒径范围0.007～1.0mm，大于0.25mm占14%	$S=13$ $d_{50}=0.047$	$S=9$	$S=4$
泥沙沉降设计标准 S（kg/m³），d_{min}（mm），η_d（%）		$d_{min}=0.25$，$\eta_d=80$	$S=9$，$d_{min}=0.05$	$S=4$	$S=2$ $d_{min}=0.025$
主要尺寸（m）	上游连接段长	55			
	工作段长	101.8	2000～3000	4000	4000～6000
	下游连接段长	44.3			
	工作宽度	16.2	300～400	200～300	450～530
	工作深度	2.4	3	3～4	3
工作段（池厢）纵坡		纵向 $i=0$，横向 $i=1/10$	1/4500	1/4000	1/7000
运行观测		大于等于最小沉降粒径的泥沙沉降率为82%	全沙沉降率31%	全沙沉降率55.5%	全沙沉降率50%

续表

序号		10	11	12	13
名称		清水河电站沉沙池	南桠河三级沉沙池	邙山沉沙池	引黄济青沉沙池
建成时间（年）			1980	1987	1989
河流		清水河	大渡河支流南桠河	黄河	黄河
用途		发电	引水发电	城市供水	城市供水
类型		定期冲洗	连续冲洗	条渠（吸泥船清淤）	条渠（9条），逐条起用
引用流量（m^3/s）		6.5	36	8	41
冲(排)沙流量(m^3/s)		--		吸泥船耗用少量流量	—
冲洗流量（m^3/s）		2.5	30	—	--
河流泥沙特征	年平均含沙量（kg/m^3）				6.7（引水期）
	汛期平均含沙量（kg/m^3）	3.25	12.9	31	
	汛期 d_{50}（mm）	小于0.05mm占80%，小于0.25mm占95%，小于0.5mm占98%	0.23	0.031	0.022～0.029
	非汛期 d_{50}（mm）			0.0573	0.03～0.036

续表

序　号		10	11	12	13
设计入池泥沙特征值 $S(kg/m^3)$，$d_{50}(mm)$		$S=3.25$，小于0.25mm占95%	$S=12.9$，$d_{50}=0.23mm$ 大于0.25mm的泥沙占46.5%，最大粒径3.51mm	$S<30$	$S=6.7$，$d_{50}=0.03\sim0.035$
泥沙沉降设计标准 S (kg/m^3)，d_{mm} (mm)，η_d (%)		$d_{mm}=0.25$	$d_{mm}=0.25$，$\eta_d=80\sim90$	$S=1\sim3$ $d_{mm}=0.01$	$S=1.0$，$d_{50}=0.003\sim0.004$
主要尺寸(m)	上游连接段长		63		
	工作段长	38.8	103	1000	5510～8900
	下游连接段长		25		
	工作宽度	3.5	26	平均200	469～642
	工作深度	5.2，$V=0.2\sim0.3m/s$	6.2～7.85	4～6	≈2
工作段（池厢）纵坡		1/77	1/55	—	1/6000
运行观测		入池 $S=4.5\sim0.6kg/m^3$，大于等于最小沉降粒径的泥沙沉降率为96%	初步分析过机平均含沙量 $0.3\sim0.4kg/m^3$，$d_{50}\approx0.1mm$	达到设计标准	出池 $S=0.05kg/m^3$，全沙沉降率98.9%

续表

序号		14	15	16	17
名称		苏帕河沉沙池	天生桥二级电站沉沙池	禹门口沉沙池	羊卓雍湖沉沙池
建成时间（年）		1991	1991	1992	2001
河流		怒江支流苏帕河	南盘江	黄河	雅鲁藏布江
用途		引水发电	引水发电	灌溉、工业供水	抽水蓄能
类型		定期冲洗（三厢）	连续冲洗	定期冲洗（三室九厢）	定期冲洗
引用流量（m^3/s）		2×8=16	570	20	8
冲（排）沙流量（m^3/s）		—	8	1	—
冲洗流量（m^3/s）		2～4	260	5	8
河流泥沙特征	年平均含沙量（kg/m^3）		0.76	33	0.73
	汛期平均含沙量（kg/m^3）		8.7（最大）	52	0.888
	汛期 d_{50}（mm）		$d_{50}=0.02$，$d>0.5$mm 占 3.55%，泥沙中石英约占 21%	0.039	汛期平均 0.084，汛期最大 0.17
	非汛期 d_{50}（mm）			0.055	
设计入池泥沙特征值 S（kg/m^3），d_{50}（mm）		$S=3$，$d_{50}=0.4$	平均 $S=0.76$，$d_{50}=0.02$，$d>0.5$mm 占 3.55%	$S\leqslant 80$ $d_{50}=0.039$	$S=0.888-6.08$ $d_{50}\approx 0.05-0.15$

续表

序　　号		14	15	16	17
泥沙沉降设计标准 S（kg/m³），d_{min}（mm），η_d（%）		$d_{min}=0.2$，$\eta_d=91.85$	$d_{min}=0.4$	$S\leqslant 50$，$d_{min}=0.05$，$\eta_d=80\sim85$	$d_{min}=0.01$，$\eta_d=80$
主要尺寸（m）	上游连接段长	25		64.15	28
	工作段长	80	150	118（其中斜板区 78m）	96
	下游连接段长	10			15
	工作宽度	8	70	9×6=54（净）	24
	工作深度	3.49～6.19	15～18	5.32～6.99	7～8
工作段（池厢）纵坡		1/33.3	1/22.3	1/70	1/83.3（逆坡）
运行观测			经模拟试验	出池 $S<50m^3/s$，$d\geqslant0.05mm$，相应沉降率为 87%	模型试验不小于最小沉降粒径的沉降率＞80%

注　d_{min}——设计最小沉降粒径值（或出池泥沙允许粒径不宜超过值）（mm）；

η_d——大于等于设计最小沉降粒径的泥沙沉降率（或大于等于泥沙允许粒径的泥沙沉降率）（%）；

m——边坡系数；

V——工作段平均流速（m/s）；

S——含沙量（kg/m³）；

d_{50}——泥沙中值粒径（mm）；

d——泥沙粒径（mm）。

9.7 讨 论 与 期 望

我国地域辽阔，各流域江河的水沙特征差异很大，再加上泥沙运动的复杂性，要设计好一座沉沙池，对设计人员来说，是要付出辛勤的劳动才能取得的，上述工程实例和表列中的工程均是许多科技设计人员辛勤工作创意的成果，给发电、灌溉或供水等方面创造了很好的效益。但是，一项优秀的设计是不可能完美无缺的，因为人们的思维和决策总是受到各方面因素影响和条件限制，需要不断去总结提高，用科学发展观来对待工程设计。随着科学技术进步，先进技术日新月异，在沉沙设计工作中，切不能照搬工程实例，一定要结合具体工程的实际条件和技术进步来进行设计，特别是要研究水沙特征，要使设计出来的工程符合供水要求。根据作者对上述工程实例的了解程度，讨论如下，可能是不全面的。

工程实例中，建设于20世纪70年代初的大禹渡灌溉抽水站沉沙池，布置于缆车移动式一级泵站和高扬程二级泵站之间的黄土沟壑里，在施工条件十分困难的条件下，工程总体布置是较合理的，在沉沙池设计中，较早的采用溢流堰取水、底孔排沙和定期冲洗方式，对定期冲洗式沉沙池设计起到了一定推进作用。但是，由于当时各方面条件和因素，池厢隔墙采用土质填筑砌石护坡结构，单厢冲洗时的稳定性不够，运用中出现隔墙破坏，致使不能两厢交替运行。另外，梯形断面的池厢易出现挂淤现象，是不便于冲洗的，增加了冲洗耗水量。

南桠河三级电站沉沙池，于20世纪80年代建成后，对减轻水轮机磨损发挥了很好作用，对连续冲洗式沉沙池设计也起到了一定推进作用，若干成功经验已纳入SL 269—2001设计规范中。但是，汛期过机中值粒径0.1mm，似偏粗，水轮机组磨损程度严重于同型号的渔子溪一级电站，若适当延长工作段的长度，将水流中石英、长石含量较多的泥沙排出，将会进一步提高泥沙沉

降效率，改善机组磨损程度。

引黄济青城市供水沉沙池是一项规模宏大的沉沙池工程，也是一项较好的设计，从引水口选择、水沙引用调度、泥沙处理和工程布局均有可取之处，实际运行的沉降效率很高，出池含沙量为 0.05kg/m^3，达到和超过了设计指标，满足了青岛市供水要求，效益和作用十分显著。但是，由于沉沙池工程包括了部分灌溉用水的处理，对灌溉来说，如此小的出池含沙量是不够理想的，且这部分灌溉用水增多了沉沙池的淤积量，缩短了沉沙池的使用年限，是值得进一步研究的。

禹门口工农业供水沉沙池建设于 20 世纪 80～90 年代，本书第一作者在主持该项工程修改初步设计和技施设计时，总结了大禹渡等沉沙池的设计和运行经验，在有关单位协作下，提出了复合型沉沙池设计方案，大大的缩短工作段长度，比原定的定期冲洗式沉沙池减少投资约 40%，是一种较新的布置型式。但现在看来，这座沉沙池仍有不足之处，如斜板材料厚度为 1cm，只好将板间净距放大到 10cm，随着建筑材料的技术发展，若将板厚减薄到 0.5cm 或者更薄一些，板间距则可缩窄到 5cm 或者更窄一些，则沉降效率可进一步提高或者工作段长度进一步缩短。又如，若将斜板安装与支承结构结合起来，可减少支承结构占用空间，提高结构系数必然会降低净表面负荷值，降低上升流速，提高沉降效果。另外，若将工作段和排沙道纵坡适当加大和调整，将会提高冲洗效率，减少冲洗用水量。还有，沉沙池自动化控制运用也是值得进一步研究提高的。

羊卓雍湖抽水蓄能泵站沉沙池建成于世纪之交，也是正值 SL 269—2001 编制过程中完成的一项沉沙池设计，总结了已建成的沉沙池在设计和运行方面的经验，把低扬程泵站出水池和沉沙池紧密结合在一起，布置紧凑，期盼发挥出很好效益。

附录A

沉降、冲洗计算算例

本章以某水利工程定期冲洗型沉沙池的沉降和冲洗计算为例，对有关基本资料、设计标准、工程主要尺寸等不作论述。

A.1 基本资料

A.1.1 设计流量

单室沉沙运行工作流量 $Q=5m^3/s$，其中包括池室底孔排沙流量 $Q_d=0.4m^3/s$。

单室冲洗流量：$4m^3/s$。

A.1.2 设计水位

排沙道出口设计水位：799.50m；

溢流堰段水位：810.00m；

工作段进口水位：810.00～810.01m。

A.1.3 设计泥沙粒径

设计泥沙粒径及分组沙重百分率见表A-1。

表A-1　　设计泥沙粒径及分组沙重百分率表

泥沙粒径 d（mm）	0.004	0.008	0.016	0.031	0.05	0.062	0.125	0.25	0.5
小于 d 的百分率（%）	2	7	16	30	45	56	74	93	100
分组沙重百分率（%）	2	5	9	14	15	11	18	19	7

泥沙密度 $\rho_s=2.65g/cm^3$；水温 $T=20℃$。

A.2 设计标准

设计入池含沙量标准 $S_0=45kg/m^3$；

设计出池含沙量标准 $S\leqslant 17kg/m^3$；

大于等于允许粒径 0.05mm 的泥沙沉降率不小于 85%。

A.3 主要布置尺寸

沉沙池主要布置尺寸见图 A-1。

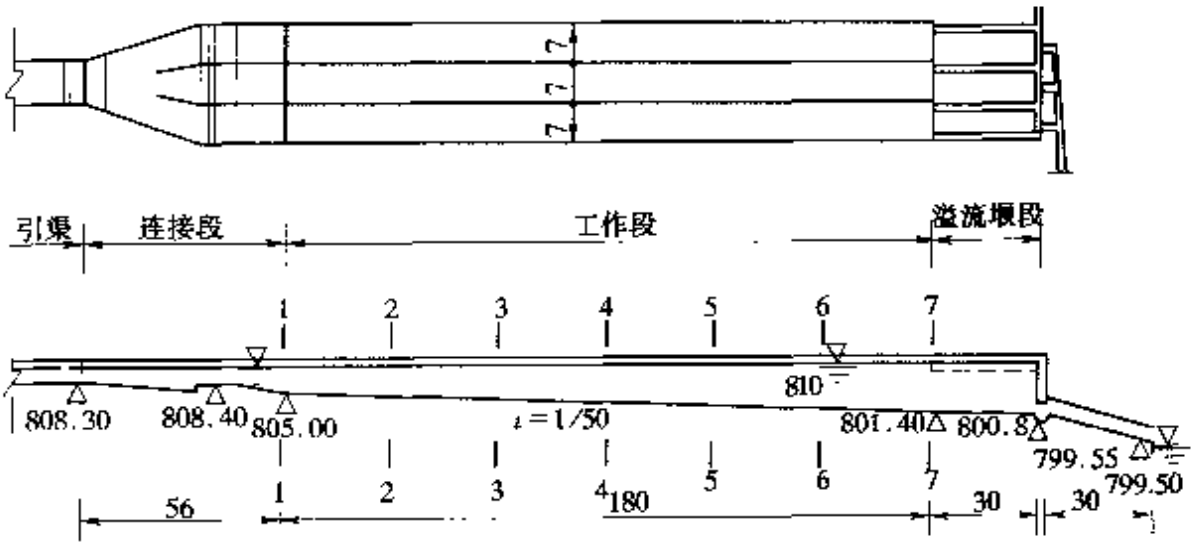


图 A-1 沉沙池布置简图

该沉沙池按三池室布置（池室内不再分池厢，故称池室），双室沉沙，单室冲沙，交替运行，每池室净宽 7.0m。

连接段长 56m，为使水流均匀扩散至沉沙池工作段，主要设施有整流池、配水墩、池室进口闸和斜坡段。首端进口高程 808.30m，池室进口闸槛高程 808.40m。

工作段长 180m，首端高程 805.00m，末端高程 801.40m，底坡 1/50。

溢流堰段长 30m，首端高程 801.40m，末段高程 800.80m，

底坡 1/50。每池室的正堰长 7.0m，侧堰长 2×30m=60m，堰顶标高 809.899m（堰顶水深 0.101m，水位 810.00m）。

每池室排沙底孔 3 孔，孔底高程 801.80m，3 孔设计排沙流量共 0.4m³/s。每池室设计冲沙闸 1 孔，闸底高程 800.30m。排沙道长 30m，底坡为 1/40，末端高程 799.55m。

注：本例溢流堰段未包括在工作段内，与第 2 章所述略有不同，但计算步骤、方法和成果不受影响。

A.4 泥沙沉速计算

黏滞系数：

$$\upsilon = \frac{0.01775}{1 + 0.0337T + 0.00221T^2} = 0.01007(\mathrm{cm^2/s})$$

当泥沙粒径在 $d \leqslant 0.062$ 时，按下式计算沉速：

$$\omega = \frac{g}{1800}\left(\frac{\rho_s - \rho_\omega}{\rho_\omega}\right)\frac{d^2}{\upsilon}$$

$$= \frac{981}{1800} \times \left(\frac{2.65 - 0.9982}{0.9982}\right) \times \frac{d^2}{0.01001} = 89.5585d^2$$

当泥沙粒径在 0.062～0.2mm 时，按下式计算沉速：

$$(\lg S_a + 3.790)^2 + (\lg \Psi - 5.777)^2 = 39.0$$

其中，沉速判数：

$$S_A = \frac{\omega}{g^{\frac{1}{3}}\left(\frac{\rho_s}{\rho_\omega} - 1\right)^{\frac{1}{3}}\upsilon^{\frac{1}{3}}}$$

$$= \frac{\omega}{981^{\frac{1}{3}} \times \left(\frac{2.65}{0.9982} - 1\right)^{\frac{1}{3}} \times 0.01007^{\frac{1}{3}}} = 0.394\omega$$

粒径判数：

$$\Psi = \frac{g^{\frac{1}{3}}\left(\frac{\rho_s}{\rho_\omega} - 1\right)^{\frac{1}{3}}d}{10\upsilon^{\frac{2}{3}}} = \frac{981^{\frac{1}{3}} \times \left(\frac{2.65}{0.9982} - 1\right)^{\frac{1}{3}}d}{10 \times 0.01007^{\frac{2}{3}}} = 25.203d$$

则 $(\lg 0.394\omega + 3.790)^2 + (\lg 25.203d - 5.777)^2 = 39.0$

沉速计算结果见表A-2。

表A-2 沉速计算成果

粒径级	泥沙粒径 d（mm）	沉速 ω_i（m/s）	粒径级分组	分组平均沉速 $\overline{\omega_i}$（m/s）	沙重比 ΔP_i
1	0.004000	0.0000143	<1	0.0000143	0.0200
2	0.008000	0.0000573	1~2	0.0000287	0.0500
3	0.016000	0.0002292	2~3	0.0001146	0.0900
4	0.031000	0.0008605	3~4	0.0004441	0.1400
5	0.050000	0.0022386	4~5	0.0013880	0.1500
6	0.062000	0.0034421	5~6	0.0027759	0.1100
7	0.125000	0.0089001	6~7	0.0055349	0.1800
8	0.250000	0.0242114	7~8	0.0146793	0.1900
9	0.500000	0.0564457	8~9	0.0369679	0.0700

注 $\overline{\omega_i} = \sqrt{\omega_i \omega_{i+1}}$。

A.5 泥沙沉降计算

根据工程布置尺寸，按设计基本资料和设计标准进行泥沙沉降运行计算。从工作段进口断面至工作段末端，分为等长的6个池段计算，每计算池段长30m，计算断面分别为1—1～7—7（见图A-3），计算时段长取1h（详细计算可将时段长划分为更短）。溢流堰段按表层引水计算。计算方法按第6章所述。从第1时段开始逐池段计算成果如下。

A.5.1 第1时段水力计算成果

池室流量：5m³/s；糙率：0.022；时段长：1h。计算成果见表A-3、表A-4。

A.5.2 第1时段泥沙沉降计算

第1时段泥沙沉降计算见表A5～表A-11。

表 A-3 水面线及水力要素计算成果表（一）

断面	桩号	床面高程 (m)	水位 (m)	水深 (m)	流速 (m/s)	水力半径 (m)	E (m)
1-1	0	805.0	810.0001	5.0001	0.14285	2.05884	810.00116
2-2	30	804.4	810.0001	5.6001	0.12755	2.15386	810.00098
3-3	60	803.8	810.0000	6.2000	0.11521	2.23711	810.00067
4-4	90	803.2	810.0000	6.8000	0.10504	2.31068	810.00055
5-5	120	802.6	810.0000	7.4000	0.09652	2.37615	810.00049
6-6	150	802.0	810.0000	8.0000	0.08929	2.43478	810.00043
7-7	180	801.4	810.0000	8.6000	0.08306	2.48760	810.00037

表 A-4 水面线及水力要素计算成果表（二）

池段 k	池段长 L_k(m)	i_k	ΔE (m)	平均水力半径$\overline{R_k}$(m)	平均流速 $\overline{V_k}$(m/s)	平均水力坡度$\overline{J_k}$	摩阻流速 U_*(m/s)
1	30	0.02000	0.00018	2.1064	0.13520	3.255704E-06	0.0082
2	30	0.02000	0.00031	2.1955	0.12138	2.486073E-06	0.0073
3	30	0.02000	0.00012	2.2739	0.11012	1.954647E-06	0.0066
4	30	0.02000	0.00006	2.3434	0.10078	1.573765E-06	0.0060
5	30	0.02000	0.00006	2.4055	0.09291	1.292233E-06	0.0055
6	30	0.02000	0.00006	2.4612	0.08617	1.078716E-06	0.0051

表 A-5 池段 1 成果表

水力要素	池段长 L_k=30m，平均水深$\overline{H_k}$=5.30011m，平均流速$\overline{V_k}$=0.1352012m/s 摩阻流速 U_*=8.202051E-03m/s，水力坡度$\overline{J_k}$=3.255704E-02‰							
粒径级	分组粒径 d(mm)	$\overline{\omega_i}$ (m/s)	$\overline{\omega_i}/U_*$	α_{ik}	$e^{\frac{-\alpha_{ik}\overline{\omega_i}L_k}{\overline{H_k}\overline{V_k}}}$	S_{0i} (kg/m³)	S_i (kg/m³)	η_{ik}
1	<0.004	0.0000143	0.00175	7.5779	0.9955	0.900000	0.895918	0.005
2	0.004~0.008	0.0000287	0.00349	4.9307	0.9941	2.250000	2.236730	0.006
3	0.008~0.016	0.0001146	0.01397	2.0875	0.9900	4.050000	4.009634	0.010
4	0.016~0.031	0.0004441	0.05415	0.9014	0.9834	6.300000	6.195290	0.017
5	0.031~0.050	0.0013880	0.16922	0.4447	0.9745	6.750000	6.577801	0.026
6	0.050~0.062	0.0027759	0.33844	0.2894	0.9669	4.950000	4.786302	0.033
7	0.062~0.125	0.0055349	0.67482	0.1886	0.9572	8.100000	7.753555	0.043
8	0.125~0.250	0.0146793	1.78972	0.1030	0.9386	8.550000	8.025360	0.061
9	0.250~0.500	0.0369679	4.50715	0.0581	0.9140	3.150000	2.879029	0.086

表 A-6 池段 2 成果表

水力要素	池段长 L_k=30m，平均水深 $\overline{H_k}$=5.900055m，平均流速 $\overline{V_k}$=0.1213794m/s 摩阻流速 U_*=7.317387E-03m/s，水力坡度 $\overline{J_k}$=2.486073E-02‰							
粒径级	分组粒径 d(mm)	$\overline{\omega_i}$ (m/s)	$\overline{\omega_i}/U_*$	α_{ik}	$e^{\frac{-\alpha_{ik}\overline{\omega_i}l_k}{\overline{H_k}\overline{V_k}}}$	S_{0i} (kg/m³)	S_i (kg/m³)	η_{ik}
1	<0.004	0.0000143	0.00196	8.3228	0.9950	0.895918	0.891454	0.005
2	0.004~0.008	0.0000287	0.00392	5.4154	0.9935	2.236730	2.222238	0.006
3	0.008~0.016	0.0001146	0.01566	2.2927	0.9891	4.009634	3.965736	0.011
4	0.016~0.031	0.0004441	0.06070	0.9900	0.9817	6.195290	6.082222	0.018
5	0.031~0.050	0.0013880	0.18968	0.4884	0.9720	6.577801	6.393622	0.028
6	0.050~0.062	0.0027759	0.37936	0.3178	0.9637	4.786302	4.612641	0.036
7	0.062~0.125	0.0055349	0.75640	0.2072	0.9531	7.753555	7.389890	0.047
8	0.125~0.250	0.0146793	2.00609	0.1132	0.9328	8.025360	7.485852	0.067
9	0.250~0.500	0.0369679	5.05206	0.0638	0.9059	2.879029	2.608047	0.094

表 A-7 池段 3 成果表

水力要素	池段长 L_k=30m，平均水深 $\overline{H_k}$=6.5m，平均流速 $\overline{V_k}$=0.1101247m/s 摩阻流速 U_*=6.603193E-03m/s，水力坡度 $\overline{J_k}$=1.954647E-02‰							
粒径级	分组粒径 d(mm)	$\overline{\omega_i}$ (m/s)	$\overline{\omega_i}/U_*$	α_{ik}	$e^{\frac{-\alpha_{ik}\overline{\omega_i}l_k}{\overline{H_k}\overline{V_k}}}$	S_{0i} (kg/m³)	S_i (kg/m³)	η_{ik}
1	<0.004	0.0000143	0.00217	9.0433	0.9946	0.891454	0.886627	0.005
2	0.004~0.008	0.0000287	0.00434	5.8842	0.9930	2.222238	2.206590	0.007
3	0.008~0.016	0.0001146	0.01736	2.4912	0.9881	3.965736	3.918561	0.012
4	0.016~0.031	0.0004441	0.06726	1.0757	0.9802	6.082222	5.961649	0.020
5	0.031~0.050	0.0013880	0.21019	0.5307	0.9696	6.393622	6.199251	0.030
6	0.050~0.062	0.0027759	0.42039	0.3453	0.9606	4.612641	4.430998	0.039
7	0.062~0.125	0.0055349	0.83822	0.2251	0.9491	7.389890	7.013880	0.051
8	0.125~0.250	0.0146793	2.22307	0.1230	0.9271	7.485852	6.940426	0.073
9	0.250~0.500	0.0369679	5.59849	0.0694	0.8981	2.608047	2.342321	0.102

表 A-8　　池段 4 成果表

水力要素	池段长 L_k=30m，平均水深$\overline{H_k}$=7.100006m，平均流速$\overline{V_k}$=0.10078354m/s 摩阻流速 U_*=6.014907E-03m/s，水力坡度$\overline{J_k}$=1.573765E-02‰							
粒径级	分组粒径 d(mm)	$\overline{\omega_i}$ (m/s)	$\overline{\omega_i}/U_*$	α_{ik}	$e^{\frac{\alpha_{ik}\overline{\omega_i}L_k}{\overline{H_k}\overline{V_k}}}$	S_{0i} (kg/m³)	S_i (kg/m³)	η_{ik}
1	<0.004	0.0000143	0.00238	9.7413	0.9942	0.886627	0.881454	0.006
2	0.004~0.008	0.0000287	0.00476	6.3384	0.9924	2.206590	2.189851	0.008
3	0.008~0.016	0.0001146	0.01906	2.6835	0.9872	3.918561	3.868354	0.013
4	0.016~0.031	0.0004441	0.07384	1.1587	0.9787	5.961649	5.834398	0.021
5	0.031~0.050	0.0013880	0.23075	0.5717	0.9673	6.199251	5.996412	0.033
6	0.050~0.062	0.0027759	0.46150	0.3720	0.9576	4.430998	4.243265	0.042
7	0.062~0.125	0.0055349	0.92020	0.2425	0.9453	7.013880	6.630092	0.055
8	0.125~0.250	0.0146793	2.44049	0.1325	0.9217	6.940426	6.397093	0.078
9	0.250~0.500	0.0369679	6.14605	0.0747	0.8907	2.342321	2.086209	0.109

表 A-9　　池段 5 成果表

水力要素	池段长 L_k=30m，平均水深$\overline{H_k}$=7.7000012m，平均流速$\overline{V_k}$=9.290525E-02m/s 摩阻流速 U_*=5.522104E-03m/s，水力坡度$\overline{J_k}$=1.292233E-02‰							
粒径级	分组粒径 d(mm)	$\overline{\omega_i}$ (m/s)	$\overline{\omega_i}/U_*$	α_{ik}	$e^{\frac{-\alpha_{ik}\overline{\omega_i}L_k}{\overline{H_k}\overline{V_k}}}$	S_{0i} (kg/m³)	S_i (kg/m³)	η_{ik}
1	<0.004	0.0000143	0.00259	10.4188	0.9938	0.881454	0.875953	0.006
2	0.004~0.008	0.0000287	0.00519	6.7792	0.9919	2.189851	2.172085	0.008
3	0.008~0.016	0.0001146	0.02076	2.8701	0.9863	3.868354	3.815354	0.014
4	0.016~0.031	0.0004441	0.08043	1.2393	0.9772	5.834398	5.701267	0.023
5	0.031~0.050	0.0013880	0.25134	0.6115	0.9650	5.996412	5.786752	0.035
6	0.050~0.062	0.0027759	0.50269	0.3979	0.9547	4.243265	4.051220	0.045
7	0.062~0.125	0.0055349	1.00232	0.2594	0.9416	6.630092	6.242726	0.058
8	0.125~0.250	0.0146793	2.65829	0.1417	0.9165	6.397093	5.862826	0.084
9	0.250~0.500	0.0369679	6.69453	0.0799	0.8835	2.086209	1.843136	0.117

表 A-10 池段 6 成果表

水力要素	池段长 L_k=30m，平均水深$\overline{H_k}$=8.299988m，平均流速$\overline{V_k}$=8.617121E-02m/s 摩阻流速 U_*=5.103414E-03m/s，水力坡度$\overline{J_k}$=1.078716E-02‰							
粒径级	分组粒径 d(mm)	$\overline{\omega_i}$ (m/s)	$\overline{\omega_i}/U_*$	α_{ik}	$e^{\frac{-\alpha_{ik}\overline{\omega_i}L_k}{\overline{H_k}\overline{V_k}}}$	S_{0i} (kg/m³)	S_i (kg/m³)	η_{ik}
1	<0.004	0.0000143	0.00281	11.0772	0.9934	0.875953	0.870142	0.006
2	0.004~0.008	0.0000287	0.00561	7.2076	0.9914	2.172085	2.153349	0.009
3	0.008~0.016	0.0001146	0.02246	3.0515	0.9854	3.815354	3.759789	0.015
4	0.016~0.031	0.0004441	0.08703	1.3176	0.9758	5.701267	5.563024	0.024
5	0.031~0.050	0.0013880	0.27197	0.6501	0.9629	5.786752	5.571832	0.037
6	0.050~0.062	0.0027759	0.54393	0.4230	0.9519	4.051220	3.856522	0.048
7	0.062~0.125	0.0055349	1.08455	0.2758	0.9380	6.242726	5.855592	0.062
8	0.125~0.250	0.0146793	2.87638	0.1506	0.9114	5.862826	5.343542	0.089
9	0.250~0.500	0.0369679	7.24376	0.0850	0.8766	1.843136	1.615641	0.123

由表 A-11 得第一时段出池全沙含沙量 9.984633kg/m³，全沙的出池沉降率 η_1=0.7781，大于 0.05mm 粒径的沉降率 η_L=0.9803。工作段淤积计算成果及溢流段淤积和排沙量成果见表 A-12、表 A-13。

A.5.3 第 2 时段及其以后各时段计算

以第一时段末的床面标高为准，计算第二时段的水面线给出各池段的水力要素，逐池段计算沉降效率和淤积量等，各时段计算方法步骤相同，不逐一列出。

A.5.4 综合成果

沉降运行计算至第 41 时段，全沙沉降效率 η_1 为 62.56%，泥沙粒径大于 0.05mm 的沉降效率 η_L 为 89.54%，出池含沙量 S_t 为 16.85kg/m³，小于 17.00kg/m³，满足设计标准。沉降运行时间 T_s=41h。各时段出池含沙量、沉降率和淤积量见表 A-14，淤积形态见表 A-15 和图 A-2。

A.5.5 入池、出池及淤积级配曲线

入池、出池及淤积级配曲线见图 A-3。

表 A－11　　出池含沙量计算成果表

水力参数	$Q=5m^3/s$，$h_L=0.7494171m$，$H=8.599976m$，参考点 $\alpha=\alpha H$（m）									
	$U_*=5.103414E-03m/s$，$\kappa=0.376$									
粒径级	分组粒径 d（mm）	Z_1	Z_{11}	x	$S_{i(n+1)}$（kg/m³）	S_{if}（kg/m³）	$\prod_{k=1}^{n}(1-\eta_{ik})$	η_{if}	η_i	η_L
1	＜0.004	0.0075	0.03960	0.532	0.87014	0.77388	0.9668	0.1106	0.1401	0.7781
2	0.004～0.008	0.0149	0.04520	0.530	2.15335	1.88309	0.9570	0.1255	0.1631	0.7911
3	0.008～0.016	0.0597	0.07877	0.523	3.75979	2.96935	0.9283	0.2102	0.2668	0.8249
4	0.016～0.031	0.2315	0.20587	0.495	5.56302	2.93377	0.8830	0.4726	0.5343	0.8847
5	0.031～0.050	0.7233	0.52887	0.430	5.57183	0.93679	0.8255	0.8319	0.8612	0.9548
6	0.050～0.062	1.4466	0.82903	0.378	3.85652	0.19739	0.7791	0.9488	0.9601	0.9803
7	0.062～0.125	2.8844	1.00792	0.352	5.85559	0.14082	0.7229	0.9760	0.9826	0.9853
8	0.125～0.250	7.6499	1.03398	0.349	5.34354	0.11483	0.6250	0.9785	0.9866	0.9872
9	0.250～0.500	19.265	1.03400	0.349	1.61564	0.03472	0.5129	0.9785	0.9890	0.9890

表 A-12 工作段淤积计算成果表

池段	时段始床面标高 (m)		淤沙体积 (m^3)	淤沙厚度 (m)		时段末床面标高 (m)		床面纵坡
K	T_k	T_{k+1}	V_k	D_k	D_{k+1}	T'_k	T'_{k+1}	i_k
1	805.00	804.40	26.843	0.1289	0.1268	805.1288	804.5268	0.020069
2	804.40	803.80	27.948	0.1268	0.1394	804.5268	803.9394	0.019581
3	803.80	803.20	28.659	0.1394	0.1336	803.9394	803.3336	0.020194
4	803.20	802.60	29.016	0.1336	0.1428	803.3336	802.7427	0.019693
5	802.60	802.00	29.059	0.1428	0.1340	802.7427	802.1340	0.020293
6	802.00	801.40	28.831	0.1340	0.1406	802.1340	801.5406	0.019777

表 A-13 溢流段淤积和排沙量成果表

淤积厚度 D_{n+1}(m)	时段始堰前水深 H(m)	时段末堰前水深 H'(m)	淤积量 V_F(m^3)	底孔排沙流量 Q_d(m^3/s)	底孔排沙平均含沙量 S_d(kg/m^3)	排沙量 G_d(t)
0.1406	8.6000	8.4594	29.53	0.40	294.99	424.78

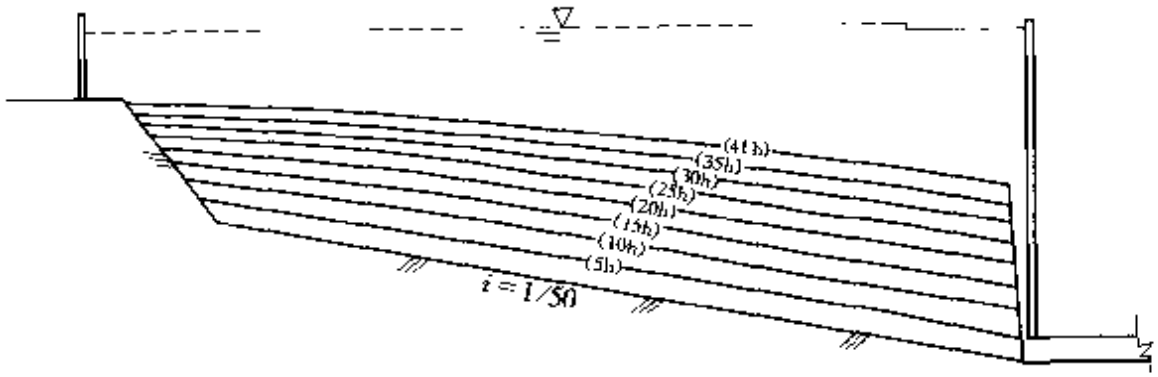


图 A-2 时段淤积形态示意图

表 A-14 各时段出池含沙量、沉降率及淤积量表

时段 t(h)	出池含沙量 S_F(kg/m^3)	全沙沉降效率 η_t	设计粒径≥0.05mm的沉降率 η_L	分段淤积体积(m^3)		
				工作段 $\sum_{k=1}^{n} V_k$	溢流段 V_F	V_J
1	9.9846	0.7781	0.9803	170.355	29.530	199.884
2	10.1024	0.7755	0.9796	167.955	29.288	197.243
3	10.2223	0.7728	0.9788	165.559	29.043	194.601

续表

时段 t(h)	出池含沙量 S_P(kg/m³)	全沙沉降效率 η_t	设计粒径≥0.05mm的沉降率 η_L	分段淤积体积(m³)		
				工作段 $\sum_{k=1}^{n} V_k$	溢流段 V_F	V_J
4	10.3448	0.7701	0.9781	163.167	28.794	191.960
5	10.4693	0.7673	0.9773	160.779	28.541	189.320
6	10.5963	0.7645	0.9764	158.397	28.284	186.681
7	10.7255	0.7617	0.9755	156.021	28.024	184.045
8	10.8573	0.7587	0.9745	153.651	27.760	181.411
9	10.9915	0.7557	0.9735	151.289	27.493	178.782
10	11.1283	0.7527	0.9725	148.935	27.222	176.157
11	11.2676	0.7496	0.9714	146.590	26.948	173.538
12	11.4097	0.7465	0.9702	144.252	26.670	170.923
13	11.5544	0.7432	0.9690	141.927	26.390	168.317
14	11.7016	0.7400	0.9677	139.609	26.106	165.715
15	11.8517	0.7366	0.9664	137.305	25.820	163.124
16	12.0046	0.7332	0.9649	135.012	25.530	160.542
17	12.1604	0.7298	0.9635	132.731	25.238	157.969
18	12.3189	0.7262	0.9619	130.463	24.943	155.407
19	12.4805	0.7227	0.9602	128.207	24.646	152.853
20	12.6450	0.7190	0.9585	125.968	24.346	150.315
21	12.8124	0.7153	0.9567	123.743	24.045	147.787
22	12.9830	0.7115	0.9548	121.534	23.741	145.274
23	13.1566	0.7076	0.9527	119.339	23.435	142.774
24	13.3333	0.7037	0.9506	117.161	23.127	140.288
25	13.5131	0.6997	0.9484	115.002	22.818	137.820
26	13.6962	0.6956	0.9461	112.860	22.507	135.367
27	13.8825	0.6915	0.9437	110.736	22.194	132.930
28	14.0720	0.6873	0.9411	108.633	21.881	130.514
29	14.2649	0.6830	0.9384	106.545	21.566	128.112
30	14.4613	0.6786	0.9356	104.480	21.251	125.731
31	14.6608	0.6742	0.9327	102.437	20.934	123.371

续表

时段 t(h)	出池含沙量 S_F(kg/m³)	全沙沉降效率 η_1	设计粒径≥0.05mm的沉降率 η_L	分段淤积体积(m³)		
				工作段 $\sum_{k=1}^{n} V_k$	溢流段 V_F	V_J
32	14.8636	0.6697	0.9297	100.413	20.617	121.030
33	15.0701	0.6651	0.9265	98.407	20.300	118.707
34	15.2798	0.6604	0.9231	96.426	19.983	116.409
35	15.4931	0.6557	0.9196	94.467	19.666	114.133
36	15.7097	0.6509	0.9160	92.534	19.348	111.882
37	15.9298	0.6460	0.9122	90.621	19.030	109.651
38	16.1536	0.6410	0.9083	88.732	18.713	107.445
39	16.3810	0.6360	0.9041	86.865	18.397	105.262
40	16.6118	0.6308	0.8999	85.023	18.082	103.104
41	16.8463	0.6256	0.8954	83.206	17.767	100.973
Σ				51117.34	980.01	6097.35

注 表中总淤积量为6097.35m³。

表 A-15 淤积形态计算成果表

时段	各断面淤积厚度（m）							
t（h）	1—1	2—2	3—3	4—4	5—5	6—6	7—7	溢流段
1	0.1289	0.1268	0.1394	0.1336	0.1428	0.1340	0.1406	0.1406
2	0.1257	0.1245	0.1369	0.1319	0.1410	0.1329	0.1395	0.1395
3	0.1227	0.1223	0.1343	0.1302	0.1391	0.1319	0.1383	0.1383
4	0.1196	0.1201	0.1318	0.1285	0.1373	0.1308	0.1371	0.1371
5	0.1166	0.1179	0.1294	0.1269	0.1354	0.1298	0.1359	0.1359
6	0.1137	0.1157	0.1269	0.1252	0.1336	0.1287	0.1347	0.1347
7	0.1108	0.1136	0.1244	0.1235	0.1317	0.1276	0.1334	0.1334
8	0.1080	0.1114	0.1220	0.1218	0.1299	0.1264	0.1322	0.1322
9	0.1052	0.1093	0.1196	0.1201	0.1280	0.1253	0.1309	0.1309
10	0.1025	0.1073	0.1172	0.1184	0.1261	0.1241	0.1296	0.1296
11	0.0998	0.1052	0.1148	0.1168	0.1242	0.1229	0.1283	0.1283
12	0.0972	0.1032	0.1125	0.1151	0.1224	0.1217	0.1270	0.1270