

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50288 — 2018

灌溉与排水工程设计标准

Design standard for irrigation and drainage engineering

<https://www.szjxx.com>
水利造价信息网

2018 - 03 - 16 发布

2018 - 11 - 01 实施

中华人民共和国住房和城乡建设部
中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局

联合发布

http://www.sljxx.com
水利造价信息网

中华人民共和国国家标准

灌溉与排水工程设计标准

Design standard for irrigation and drainage engineering

GB 50288-2018

主编部门：中华人民共和国水利部

批准部门：中华人民共和国住房和城乡建设部

施行日期：2018年11月1日

中国计划出版社

2018 北 京

中华人民共和国国家标准
灌溉与排水工程设计标准

GB 50288-2018

☆

中国计划出版社出版发行

网址: www.jhpress.com

地址: 北京市西城区木樨地北里甲11号国家大厦C座3层

邮政编码: 100038 电话: (010) 63906433 (发行部)

北京汇瑞嘉合文化发展有限公司印刷

850mm×1168mm 1/32 10.75印张 278千字

2018年10月第1版 2018年10月第1次印刷

☆

统一书号: 155182·0346

定价: 60.00元

版权所有 侵权必究

侵权举报电话: (010) 63906404

如有印装质量问题, 请寄本社出版部调换

中华人民共和国住房和城乡建设部公告

2018 第 32 号

住房和城乡建设部关于发布国家标准 《灌溉与排水工程设计标准》的公告

现批准《灌溉与排水工程设计标准》为国家标准，编号为 GB 50288—2018，自 2018 年 11 月 1 日起实施。其中，第 20.4.2、20.4.3 条为强制性条文，必须严格执行。原《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288—99 同时废止。

本标准在住房和城乡建设部门户网站（www.mohurd.gov.cn）公开，并由住房和城乡建设部标准定额研究所组织中国计划出版社出版发行。

中华人民共和国住房和城乡建设部

2018 年 3 月 16 日

https://www.sizjxx.com
水利造价信息网



前 言

根据住房城乡建设部《关于印发〈2011年工程建设标准规范制定、修订计划〉的通知》(建标[2011]17号)的要求,标准编制组经广泛研究调查,认真总结实践经验,参考国际标准和国外先进标准,并在广泛征求意见的基础上,修订本标准。

本标准共分20章和13个附录,主要内容包括:总则、术语、工程等级与设计标准、总体设计、水源工程、灌溉渠(管)道、排水沟(管)道、渠系建筑物基本规定、渡槽、倒虹吸、涵洞、跌水与陡坡、排洪建筑物、水闸、隧洞、农桥、田间工程、监测、灌区信息化和管理设施等。

本次修订的主要技术内容是:

1. 增加了术语、渠系建筑物基本规定、渡槽、倒虹吸、涵洞、跌水与陡坡、排洪建筑物、水闸、隧洞、农桥、灌区信息化等12章内容。

2. 增补了草场、林地等灌溉标准,明确了不同灌区规模的灌溉水利用系数,对无资料地区渠系水利用系数计算公式进行了复核,补充调整了渠系总体布置,渠道水力计算、纵横断面设计、衬砌及抗冻胀设计、地基处理、灌溉输水管道、井排水、低压管道灌溉、喷灌和微灌、监测内容和监测项目、交通、维护和安全设施等相关内容。附录章节调整补充了荷载计算、渡槽、倒虹吸、涵洞、跌水和陡坡等设计的计算内容。

3. 原规范“工程等级划分”“设计标准”改为“工程等级与设计标准”,“蓄水、引水和提水工程”改为“水源工程”,“灌溉输配水系统”改为“灌溉渠(管)道”,“排水系统”改为“排水沟(管)道”,“监测与保护”改为“监测”,“附属工程设施”改为“管理设施”。

4. 删除了灌溉制度设计、防洪标准、水土资源平衡、沉砂池、环境影响评价和经济评价、“彭曼法”“水量平衡法”“泥沙沉降速度”等相关内容。

5. 鉴于本标准涉及内容较多,本次修编对国家现行标准已有详细规定的泵站、机井、水闸、隧洞等工程设计,仅结合灌区特点做了原则性规定。

本标准中以黑体字标志的为强制性条文,必须严格执行。

本标准由住房城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释,水利部负责日常管理,水利水电规划设计总院负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议,请寄送水利部水利水电规划设计总院(地址:北京市西城区六铺炕北小街2-1号,邮政编码:100120),以供今后修订时参考。

本标准主编单位、参编单位、主要起草人和主要审查人:

主编单位:水利部水利水电规划设计总院

陕西省水利电力勘测设计研究院

参编单位:黑龙江省水利水电勘测设计研究院

内蒙古水利水电勘测设计院

广西壮族自治区水利电力勘测设计研究院

广东省水利电力勘测设计研究院

水利部牧区水利科学研究所

西北农林科技大学

陕西省泾惠渠管理局

主要起草人:李现社 刘 斌 张利民 焦小琦 许晓会

王文成 惠焕利 陈 莉 雷英杰 陈武春

冯缠利 张 雷 刘永智 李援农 孙刚锋

于景弘 彭 璇 闫俊峰 何素明 周万文

黎东晓 韦海勇 郝 林 樊忠成 李新民

朱维花 许旭生 严振瑞 熊俊华 李振刚

主要审查人:董安建 朱党生 王晓玲 雷兴顺 杨 晴

赵 伟 胡文武 冯广志 谢森传 杨胜利
高希章 艾克明 王 波 哈岸英 齐春三
刘 辉 文学鸿 唐景云 孟晓亮 谭晓杰
刘脉峰

http://www.sizjxx.cn
水利造价信息网

http://www.sljzjxx.com
水利造价信息网

—————

目 次

1	总 则	(1)
2	术 语	(2)
3	工程等级与设计标准	(5)
3.1	工程等级划分	(5)
3.2	灌溉标准	(7)
3.3	排水标准	(10)
3.4	灌溉水质标准	(13)
4	总体设计	(14)
4.1	一般规定	(14)
4.2	总体布置	(15)
5	水源工程	(18)
5.1	一般规定	(18)
5.2	蓄水枢纽	(18)
5.3	引水枢纽	(20)
5.4	泵站	(23)
5.5	机井	(25)
6	灌溉渠(管)道	(27)
6.1	一般规定	(27)
6.2	渠系总体布置	(27)
6.3	渠道水力计算	(28)
6.4	渠道纵横断面设计	(32)
6.5	渠道衬砌及抗冻胀设计	(36)
6.6	渠道地基处理	(37)
6.7	灌溉输水管道	(38)

7	排水沟(管)道	(41)
7.1	一般规定	(41)
7.2	明沟排水	(41)
7.3	暗管排水	(44)
7.4	井排水	(49)
8	渠系建筑物基本规定	(52)
8.1	一般规定	(52)
8.2	总体布置原则	(52)
8.3	结构设计计算基本规定	(53)
8.4	地基处理原则	(54)
9	渡槽	(55)
9.1	一般规定	(55)
9.2	总体布置	(55)
9.3	结构形式和构造	(57)
9.4	水力设计	(61)
9.5	结构设计	(62)
9.6	地基与基础	(68)
10	倒虹吸	(75)
10.1	一般规定	(75)
10.2	总体布置	(75)
10.3	水力设计	(78)
10.4	结构设计	(80)
10.5	细部结构设计	(89)
11	涵洞	(90)
11.1	一般规定	(90)
11.2	总体布置	(90)
11.3	水力设计	(93)
11.4	结构设计	(94)
12	跌水与陡坡	(96)

12.1	一般规定	(96)
12.2	总体布置	(96)
12.3	水力设计	(101)
12.4	结构设计	(101)
13	排洪建筑物	(103)
13.1	一般规定	(103)
13.2	总体布置	(103)
13.3	水力设计	(106)
14	水 闸	(107)
14.1	一般规定	(107)
14.2	总体布置	(107)
15	隧 洞	(109)
15.1	一般规定	(109)
15.2	总体布置	(109)
16	农 桥	(111)
16.1	一般规定	(111)
16.2	总体布置	(111)
16.3	农桥荷载标准	(113)
17	田间工程	(114)
17.1	一般规定	(114)
17.2	典型设计	(114)
17.3	灌水沟畦与格田	(115)
17.4	低压管道输水灌溉	(119)
17.5	喷灌	(120)
17.6	微灌	(124)
17.7	田间渠道与排水沟	(125)
17.8	田间道路与林带	(125)
18	监 测	(127)
18.1	一般规定	(127)

18.2	工程安全监测	(127)
18.3	水量、水质监测	(127)
18.4	环境监测	(128)
18.5	水土保持监测	(129)
19	灌区信息化	(130)
19.1	一般规定	(130)
19.2	监测及控制	(130)
19.3	通信通道	(132)
19.4	信息平台建设	(132)
19.5	办公自动化及语音通信	(133)
19.6	设备用房及功能房间设置	(133)
20	管理设施	(134)
20.1	一般规定	(134)
20.2	交通设施	(134)
20.3	维护设施	(135)
20.4	安全设施	(135)
20.5	试验站设施	(136)
20.6	生产管理设施	(137)
附录 A	排涝模数计算	(139)
附录 B	渠床糙率	(142)
附录 C	渠道允许不冲流速	(144)
附录 D	黄河流域浑水渠道水流挟沙能力计算	(147)
附录 E	梯形渠道实用经济断面的计算方法	(150)
附录 F	渠道防渗衬砌结构适用条件	(153)
附录 G	末级固定排水沟和吸水管间距计算	(155)
附录 H	地下水排水强度计算	(159)
附录 J	荷载计算	(160)
附录 K	渡槽设计计算	(167)
附录 L	倒虹吸管设计计算	(174)

附录 M 涵洞流态判别及过流能力计算	(185)
附录 N 跌水与陡坡设计计算	(189)
本标准用词说明	(193)
引用标准名录	(194)
附:条文说明	(197)

http://www.sljzjxx.com
水利造价信息网

Contents

1	General provisions	(1)
2	Terms	(2)
3	Classification of engineering projects	(5)
3.1	Classification of engineering projects	(5)
3.2	Irrigation criteria	(7)
3.3	Drainage criteria	(10)
3.4	Irrigation and drainage water quality criteria	(13)
4	General design	(14)
4.1	General requirements	(14)
4.2	General layout	(15)
5	Water sources projects	(18)
5.1	General requirements	(18)
5.2	Water storage complex	(18)
5.3	Water diversion complex	(20)
5.4	Pumping stations	(23)
5.5	Pumping wells	(25)
6	Irrigation canal(pipeline)	(27)
6.1	General requirements	(27)
6.2	General layout of canal system	(27)
6.3	Hydraulic calculation of canal	(28)
6.4	Design of canal cross section and longitudinal profile	(32)
6.5	Design of canal lining and resistance frozen expansion	(36)
6.6	Treatment of canal foundation	(37)
6.7	Irrigation water transfer pipe	(38)

7	Drainage ditches(pipelines).....	(41)
7.1	General requirements	(41)
7.2	Open ditch drainage	(41)
7.3	Closed pipe drainage	(44)
7.4	Well drainage	(49)
8	Basic rules for canal system structures	(52)
8.1	General requirements	(52)
8.2	General layout principle	(52)
8.3	Basic stipulation for structure design computation	(53)
8.4	Foundation treatment principle	(54)
9	Aqueduct	(55)
9.1	General requirements	(55)
9.2	General layout	(55)
9.3	Forms and constitutions of structures	(57)
9.4	Hydraulic design	(61)
9.5	Structural design	(62)
9.6	Ground and foundation	(68)
10	Inverted siphon	(75)
10.1	General requirements	(75)
10.2	General layout	(75)
10.3	Hydraulic design	(78)
10.4	Structural design	(80)
10.5	Detailed structural design	(89)
11	Culvert	(90)
11.1	General requirements	(90)
11.2	General layout	(90)
11.3	Hydraulic design	(93)
11.4	Structural design	(94)
12	Hydraulic drop and steep slope	(96)

12.1	General requirements	(96)
12.2	General layout	(96)
12.3	Hydraulic design	(101)
12.4	Structural design	(101)
13	Flood discharging structures	(103)
13.1	General requirements	(103)
13.2	General layout	(103)
13.3	Hydraulic design	(106)
14	Water gate	(107)
14.1	General requirements	(107)
14.2	General layout	(107)
15	Tunnel	(109)
15.1	General requirements	(109)
15.2	General layout	(109)
16	Agricultural bridge	(111)
16.1	General requirements	(111)
16.2	General layout	(111)
16.3	Agricultural bridge loading norm	(113)
17	On-farm projects	(114)
17.1	General requirements	(114)
17.2	Typical design	(114)
17.3	Irrigation ditch and grid field	(115)
17.4	Low pressure pipeline conveyance irrigation	(119)
17.5	Sprinkler irrigation	(120)
17.6	Micro-irrigation	(124)
17.7	On-farm canal and drainage ditch	(125)
17.8	On-farm road and forest belt	(125)
18	Monitoring	(127)
18.1	General requirements	(127)

18.2	Safety monitoring of projects	(127)
18.3	Water quantity and water quality monitoring	(127)
18.4	Environment monitoring	(128)
18.5	Water and soil conservation monitoring	(129)
19	Information technology for irrigation districts	(130)
19.1	General requirements	(130)
19.2	Monitoring and control	(130)
19.3	Communication channel	(132)
19.4	Communication platform construction	(132)
19.5	Office automation and verbal communication	(133)
19.6	Equipment house and functional room layout	(133)
20	Management facilities	(134)
20.1	General requirements	(134)
20.2	Traffic facilities	(134)
20.3	Maintenance of facilities	(135)
20.4	Safety facilities	(135)
20.5	Testing stations	(136)
20.6	Facilities for production management	(137)
Appendix A	Calculation of water-logging drainage modulus	(139)
Appendix B	Canal bed roughness	(142)
Appendix C	Allowable non-scouring velocity in canals	(144)
Appendix D	Calculation of sediment-carrying capacity in the muddy water canal in the yellow river	(147)
Appendix E	Calculation method for practical and economical cross section in trapezoidal canal	(150)

Appendix F	Conditions adaptable to lining structure for canal seepage prevention	(153)
Appendix G	Calculation of distance between fixed drainage ditch and sucking pipe in the end stage	(155)
Appendix H	Calculation of drainage intensity of ground water	(159)
Appendix J	Loading calculation	(160)
Appendix K	Calculation of aqueduct design	(167)
Appendix L	Calculation of inverted siphon design	(174)
Appendix M	Calculation of culvert flow pattern discrimination and flow-discharging capacity	(185)
Appendix N	Calculation of hydraulic drop and steep slope design	(189)
	Explanation of wording in this standard	(193)
	List of quoted standards	(194)
	Addition; Explanation of provisions	(197)

1 总 则

1.0.1 为规范灌溉与排水工程设计,提高工程设计质量与管理水平,保证工程安全,充分发挥工程综合效益,制定本标准。

1.0.2 本标准适用于新建、扩建和改建的灌溉与排水工程设计。

1.0.3 灌溉与排水工程设计应全面搜集分析项目所需资料,进行必要的勘察、观测和实验工作。

1.0.4 灌溉与排水工程设计应贯彻节水、节地、节能、节材等可持续发展的原则,并积极采用新技术、新工艺、新设备、新材料,做到因地制宜,综合治理,技术先进,经济实用,方便管理。

1.0.5 灌溉与排水工程设计应依据本标准,分析论证工程建设对灌溉水源、自然和社会环境以及水土流失等可能产生的影响,并提出相应的对策和保护措施。

1.0.6 地震烈度7度及以上地区的3级及3级以上重要建筑物应进行抗震计算,并采取相应的抗震措施。地震烈度为6度的地区可不进行抗震计算,但应采取必要的抗震措施。

1.0.7 灌溉与排水工程设计除应符合本标准外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术 语

2.0.1 灌溉 irrigation

人工补充土壤水分以改善作物或植物生长条件的技术措施。

2.0.2 灌溉工程 irrigation projects

为灌溉农田、林地、草地而兴建的水利工程。

2.0.3 灌溉系统 irrigation system

灌区引水、输水、配水、蓄水、退水等各级渠沟或管道及相应建筑物和设施的总称。

2.0.4 灌溉保证率 reliability of irrigation, irrigation reliability

灌溉用水量在多年期间,能够得到保证的概率。

2.0.5 节水灌溉 water-saving irrigation

在作物生育期,为提高灌溉水利用率和灌水效益采取工程、技术和管理等综合措施的灌溉方式。

2.0.6 灌溉水源 water sources for irrigation

可用于灌溉的地表水、地下水和经过处理并达到利用标准的其他水源的总称。

2.0.7 渠道水利用系数 canal water conveyance efficiency

渠道净流量与毛流量的比值。

2.0.8 渠系水利用系数 canal-system water conveyance efficiency

末级固定渠道输出流量(水量)之和与干渠渠首引入流量(水量)的比值,或各级固定渠道的渠道水利用系数的乘积。

2.0.9 田间水利用系数 field application efficiency

灌入田间可被作物利用的有效水量与末级固定渠道(农渠)输

出水量的比值。

2.0.10 灌溉水利用系数 coefficient of water use in irrigation
tion

灌入田间可被作物利用的水量与干渠渠首引入的总水量的比值,或渠系水利用系数和田间水利用系数的乘积。

2.0.11 轮灌 rotational irrigation

上级渠道向下级渠道轮流供水的工作方式。

2.0.12 续灌 continuous irrigation

上级渠道向下级渠道连续供水的工作方式。

2.0.13 田间工程 on-farm structures

末级固定渠(沟)道控制范围内修建的永久性或临时性灌排设施、道路以及对土地的平整。

2.0.14 设计灌溉面积 design irrigated area

按规定的灌溉保证率设计的灌区面积。

2.0.15 农田排水 farmland drainage

将农田中过多的地表水、土壤水和地下水排除,改善土壤的水、肥、气、热关系,以利于作物生长的人工措施。

2.0.16 排水工程 drainage projects

为排除农田、林地、草地中影响作物正常生长多余的地表水、地下水和土壤水而兴建的水利工程。

2.0.17 排水系统 drainage system

排除农田、林地、草地中多余的地表水、地下水和土壤水的各级排水沟、管、水闸和泵站等建筑物的总称。

2.0.18 排涝模数 modulus for waterlogging drainage

在一定降水频率下保证作物正常生长的单位排水面积上的排涝流量。

2.0.19 排渍模数 modulus of subsurface drainage

满足防渍要求的单位面积内排出的地下水流量,也称排渍系数。

2.0.20 地下水临界深度 critical depth of groundwater

不危害作物正常生长的最小地下水埋深。

2.0.21 灌区信息化 information technology for irrigation districts

将计算机技术、信息技术等运用于灌区工程设施的控制、运行和管理的过程。

2.0.22 管理设施 management facilities

服务于灌区运行维护和履行管理职能的各项设施及工具的统称,主要包括灌区水情测报、运行控制、用水计量、工程维护以及灌排试验、交通和通信、信息处理、办公及生活服务等设施。

2.0.23 渠系建筑物 canal system structures

在灌溉或排水渠(沟)道系统上为了控制、分配、测量水流,通过天然或人工障碍,保证渠道安全运用而修建的建筑物的总称。

2.0.24 渡槽 aqueduct

渠道跨越河渠、溪谷、洼地和道路时所修建的桥式交叉渠系建筑物。

2.0.25 倒虹吸管 inverted siphon

渠道通过河渠、溪谷、洼地或道路时,敷设于地面或地下的具有虹吸作用的下凹式压力输水管道。

2.0.26 涵洞 culvert

横穿填方渠堤、路基而埋设的具有封闭形断面的输水、泄水或交通建筑物。

2.0.27 跌水 hydraulic drop

使上游渠道水流自由跌落再平顺流入下游渠道的建筑物。

2.0.28 陡坡 chute

使上游渠道水流沿急流明槽下泄平顺流入下游渠道的建筑物。

2.0.29 排洪建筑物 flood-discharging structures

导引天然洪水径流安全汇入、排出、跨越或横穿渠道的建筑物。

3 工程等级与设计标准

3.1 工程等级划分

3.1.1 蓄水枢纽工程等级应依据现行国家标准《水利水电工程等级划分及洪水标准》SL 252 和《防洪标准》GB 50201 确定。

3.1.2 引水枢纽工程等级应根据引水设计流量的大小,按表 3.1.2 确定。

表 3.1.2 引水枢纽工程等级

工程等级	I	II	III	IV	V
规模	大(1)型	大(2)型	中型	小(1)型	小(2)型
设计流量(m ³ /s)	≥200	<200,且≥50	<50,且≥10	<10,且≥2	<2

3.1.3 提水枢纽工程等级应根据单站装机流量或单站装机功率的大小,按表 3.1.3 确定。当按单站装机流量和单站装机功率分属两个不同工程等级时,应按较高确定。

表 3.1.3 提水枢纽工程等级

工程等级	I	II	III	IV	V
规模	大(1)型	大(2)型	中型	小(1)型	小(2)型
单站装机流量(m ³ /s)	≥200	<200,且≥50	<50,且≥10	<10,且≥2	<2
单站装机功率(MW)	≥30	<30,且≥10	<10,且≥1	<1,且≥0.1	<0.1

注:“装机”系指包括备用机组在内的全部机组。

3.1.4 蓄水、引水和提水枢纽工程中的水工建筑物级别划分,应根据所属枢纽工程的等级与建筑物重要性,按表 3.1.4 确定。

表 3.1.4 水工建筑物级别划分

工程等级	永久性建筑物级别	
	主要建筑物	次要建筑物
I	1	3
II	2	3
III	3	4
IV	4	5
V	5	5

3.1.5 灌溉渠道或排水沟道级别应根据灌溉或排水设计流量的大小,按表 3.1.5 确定。对灌排结合的渠沟工程,当按灌溉和排水设计流量分属两个不同工程级别时,应按较高确定。

表 3.1.5 灌溉渠道与排水沟道级别

渠、沟级别	1	2	3	4	5
灌溉设计流量 (m^3/s)	≥ 300	< 300 , 且 ≥ 100	< 100 , 且 ≥ 20	< 20 , 且 ≥ 5	< 5
排水设计流量 (m^3/s)	≥ 500	< 500 , 且 ≥ 200	< 200 , 且 ≥ 50	< 50 , 且 ≥ 10	< 10

3.1.6 灌溉与排水渠沟上的水闸、渡槽、倒虹吸、涵洞、隧洞、跌水与陡坡等建筑物的级别,应根据设计流量的大小,按表 3.1.6 确定。

表 3.1.6 灌溉与排水渠系建筑物分级指标

建筑物级别	1	2	3	4	5
设计流量 (m^3/s)	≥ 300	< 300 , 且 ≥ 100	< 100 , 且 ≥ 20	< 20 , 且 ≥ 5	< 5

3.1.7 与铁路或公路交叉布置的渠系建筑物,其级别除应满足本标准要求外,尚不应低于该铁路或公路的工程级别,且应满足相关建筑物净空的规定。

3.1.8 在防洪堤上修建的引水、提水工程及其他灌溉与排水渠系

建筑物,或在挡潮堤上修建的排水工程,其级别不得低于防洪堤或挡潮堤的级别。

3.1.9 与其他水利水电工程建筑物联合布置的渠系建筑物,其工程级别应按其中最高建筑物级别确定。兼有供水、发电等多种用途的渠系建筑物,其工程级别应按不同用途对应的最高级别确定。

3.1.10 蓄水、引水和提水枢纽工程失事后将造成重大灾害,或采用新型结构、实践经验较少的2级~5级主要建筑物;2级~5级的高填方灌溉渠道和排水沟、大跨度或高排架渡槽、高水头或大落差水闸、倒虹吸、涵洞等渠系建筑物,其级别经论证后均可提高一级。

3.2 灌溉标准

3.2.1 设计灌溉工程时应首先确定灌溉设计保证率。

3.2.2 灌溉设计保证率可根据水文气象、水土资源、作物组成、灌区规模、灌溉方式及经济效益等因素,按表3.2.2确定。

表 3.2.2 灌溉设计保证率

灌溉方式	地区	作物种类	灌溉设计保证率(%)
地面灌溉	干旱地区	以旱作为主	50~75
	或水资源紧缺地区	以水稻为主	70~80
	半干旱、半湿润地区 或水资源不稳定地区	以旱作为主	70~80
		以水稻为主	75~85
	湿润地区 或水资源丰富地区	以旱作为主	75~85
		以水稻为主	80~95
各类地区	牧草和林地	50~75	
喷灌、微灌	各类地区	各类作物	85~95

注:1 作物经济效益较高或灌区规模较小的地区,宜选用表中较大值;作物经济效益较低或灌区规模较大的地区,宜选用表中较小值。

2 引洪淤灌系统的灌溉设计保证率可取30%~50%。

3.2.3 灌溉设计保证率可采用经验频率法按下式计算,计算系列年数不应少于30a:

$$p = \frac{m}{n+1} \times 100\% \quad (3.2.3)$$

式中： p ——灌溉设计保证率(%)；
 m ——按设计灌溉用水量供水的年数(a)；
 n ——计算总年数(a)。

3.2.4 灌溉水利用系数应按下列公式计算：

$$\eta = \eta_0 \eta_c \eta_t \quad (3.2.4)$$

式中： η ——灌溉水利用系数；
 η_0 ——渠系水利用系数；
 η_c ——田间水利用系数。

3.2.5 灌溉水利用系数应根据灌区面积和灌溉方式确定，并应符合下列规定：

- 1 大于 20000hm² 的灌区不应低于 0.50；
- 2 667hm² ~ 20000hm² 的灌区不应低于 0.60；
- 3 小于 667hm² 的灌区不应低于 0.70；
- 4 井灌区、喷灌区不应低于 0.80；
- 5 微喷灌区不应低于 0.85；
- 6 滴灌区不应低于 0.90。

3.2.6 渠道水利用系数的计算应符合下列规定：

1 当地或条件类似地区的渠道净、毛流量有实测资料时，应按下列公式计算：

$$\eta_0 = \frac{Q_{d1}}{Q_d} \quad (3.2.6-1)$$

式中： η_0 ——渠道水利用系数；
 Q_{d1} ——渠道净流量(m³/s)；
 Q_d ——渠道毛流量(m³/s)。

2 无实测资料时，可按下列公式计算：

$$\eta_0 = \frac{1}{1 + \sigma L} \quad (3.2.6-2)$$

式中： σ ——渠道单位长度的水量损失率(%/km)；

L ——渠道工作长度(km)。

3 渠道单位长度的水量损失率可取自实测资料。缺乏实测资料时,可按下列方法计算:

1) 土壤渗水不受地下水顶托的条件下,可按下列式计算:

$$\sigma = \frac{K}{Q_{\text{引}}} \quad (3.2.6-3)$$

式中: K ——土壤透水性系数,可从表 3.2.6-1 查得;

m ——土壤透水性指数,可从表 3.2.6-1 查得。

表 3.2.6-1 土壤透水性参数

渠床土质	透水性	K	m
黏土	弱	0.70	0.30
重壤土	中弱	1.30	0.35
中壤土	中	1.90	0.40
轻壤土	中强	2.65	0.45
沙壤土	强	3.40	0.50

2) 土壤渗水受地下水顶托的条件下,可按下列式修正:

$$\sigma' = \epsilon' \sigma \quad (3.2.6-4)$$

式中: σ' ——受地下水顶托的单位长度渠道的渗水损失率(%/km);

ϵ' ——受地下水顶托的渗水损失修正系数,可从表 3.2.6-2 查得。

表 3.2.6-2 土壤渗水损失修正系数

渠道净流量 (m^3/s)	地下水埋深(m)							
	<3	3	5	7.5	10	15	20	25
1	0.63	0.79	—	—	—	—	—	—
3	0.50	0.63	0.82	—	—	—	—	—
10	0.41	0.50	0.65	0.79	0.91	—	—	—
20	0.36	0.45	0.57	0.71	0.82	—	—	—
30	0.35	0.42	0.54	0.66	0.77	0.84	—	—
50	0.32	0.37	0.49	0.60	0.69	0.84	0.97	—
100	0.28	0.33	0.42	0.52	0.58	0.73	0.84	0.94

3) 衬砌渠道可按式修正:

$$\sigma_0 = \epsilon_0 \sigma \quad (3.2.6-5)$$

式中: σ_0 ——衬砌渠道单位长度水量损失率(%/km);

ϵ_0 ——衬砌渠道渗水损失修正系数,可从表 3.2.6-3 查得。

表 3.2.6-3 全断面衬砌渠道渗水损失修正系数

防渗措施	衬砌渠道渗水损失修正系数
渠槽翻松夯实(厚度大于 0.5m)	0.30~0.20
渠槽原土夯实(影响深度不小于 0.4m)	0.70~0.50
灰土夯实(或三合土夯实)	0.15~0.10
混凝土护面	0.15~0.05
黏土护面	0.40~0.20
浆砌石护面	0.20~0.10
沥青材料护面	0.10~0.05
塑料薄膜	0.10~0.05

3.2.7 全灌区同级渠道的渠道水利用系数代表值,可取用该级若干条代表性渠道的渠道水利用系数平均值,代表性渠道应根据过水流量、渠长、土质与地下水埋深等条件分类选出。

3.2.8 灌区设计应采取提高渠系水利用系数的措施,其设计值不应低于表 3.2.8 所列数值。

表 3.2.8 渠系水利用系数

灌区面积(hm ²)	≥20000	<20000,且≥667	<667
渠系水利用系数	0.55	0.65	0.75

注:1hm²=15亩。

3.2.9 管道水利用系数设计值不应低于 0.95。

3.2.10 旱作灌区田间水利用系数设计值不宜低于 0.90;水稻灌区田间水利用系数设计值不宜低于 0.95。

3.3 排水标准

3.3.1 排涝标准的设计暴雨重现期应根据排水区的自然条件、洪灾的严重程度及影响大小等因素,可采用 5a~10a。有特殊要求

的地区,经技术经济论证,可适当提高标准。

3.3.2 设计暴雨历时和排除时间应根据排涝面积、地面坡度、植被条件、暴雨特性和暴雨量、河网和湖泊的调蓄情况,以及农作物耐淹水深和耐淹历时等条件,经论证确定。旱作区可采用1d~3d暴雨从作物受淹起1d~3d排至田面无积水,水稻区可采用1d~3d暴雨3d~5d排至耐淹水深,牧草区可采用1d~3d暴雨5d~7d排至耐淹水深。

具有调蓄容积的排水系统,可根据调蓄容积的大小采用较长历时的设计暴雨或一定间歇期的前后两次暴雨作为设计标准;排空调蓄容积的时间可根据当地暴雨特性,统计分析两次暴雨的间歇天数确定,可采用7d~15d。

3.3.3 农作物的耐淹水深和耐淹历时应根据当地或邻近地区有关试验资料,或调查资料分析确定。无试验或调查资料时,可按表3.3.3选取。

表 3.3.3 农作物的耐淹水深和耐淹历时

农作物	生育阶段	耐淹水深(cm)	耐淹历时(d)
小麦	拔节~成熟	5~10	1~2
棉花	开花、结铃	5~10	1~2
玉米	抽穗	8~12	1~1.5
	灌浆	8~12	1.5~2
	成熟	10~15	2~3
甘薯	—	7~10	2~3
春谷	孕穗	5~10	1~2
	成熟	10~15	2~3
大豆	开花	7~10	2~3
高粱	孕穗	10~15	5~7
	灌浆	15~20	6~10
	成熟	15~20	10~20

续表 3.3.3

农作物	生育阶段	耐淹水深(cm)	耐淹历时(d)
水稻	返青	3~5	1~2
	分蘖	6~10	2~3
	拔节	15~25	4~6
	孕穗	20~25	4~6
	成熟	30~35	4~6
林地	成熟	15~20	2~3
牧草	拔节、成熟	8~15	3~10

3.3.4 设计排涝模数应根据当地或邻近地区的实测资料分析确定。无实测资料时,可根据排水区的自然经济条件 and 生产发展水平,分别选用本标准附录 A 所列公式或其他经过论证的公式计算。

3.3.5 设计排渍深度、耐渍深度、耐渍时间和水稻田适宜日渗漏量,应根据当地或邻近地区农作物试验资料,或种植经验调查资料分析确定。无试验资料或调查资料时,旱田设计排渍深度可取 0.8m~1.3m,水稻田设计排渍深度可取 0.4m~0.6m;旱作物耐渍深度可取 0.3m~0.6m,耐渍时间可取 3d~4d。水稻田适宜日渗漏量可取 2mm/d~8mm/d,黏性土宜取较小值,沙性土宜取较大值。

3.3.6 有渍害的旱作区,农作物生长期地下水位应以设计排渍深度作为控制标准,但在设计暴雨形成的地面水排除后,应在旱作物耐渍时间内将地下水位降至耐渍深度。水稻区应能在晒田期内 3d~5d 将地下水位降至设计排渍深度。土壤渗漏量过小的水稻田,应采取地下水排水措施。

3.3.7 适于使用农业机械作业的设计排渍深度应根据各地区农业机械耕作的具体要求确定,可采用 0.6m~0.8m。

3.3.8 设计排涝模数应采用当地或邻近地区的实测资料确定。

无实测资料时,可按下列式计算:

$$q_b = \frac{10^3 \mu H}{86.4 T} \quad (3.3.8)$$

式中: q_b ——设计排渍模数 [$m^3/(s \cdot km^2)$];

μ ——土壤给水度(释放水量与土壤体积的比值);

H ——地下水位设计降低深度(m);

T ——排渍历时(d)。

3.3.9 改良盐碱土或防治土壤次生盐碱化的地区,其排水标准除应执行本标准第 3.3.1 条~第 3.3.8 条的规定外,尚应在返盐季节前将地下水控制在临界深度以下,地下水临界深度应根据各地区试验或调查资料确定。无试验或调查资料时,可按表 3.3.9 所列数值选用。

表 3.3.9 地下水临界深度(m)

土 质	地下水矿化度(g/L)			
	<2	2~5	5~10	>10
沙壤土、轻壤土	1.8~2.1	2.1~2.3	2.3~2.6	2.6~2.8
中壤土	1.5~1.7	1.7~1.9	1.9~2.0	2.0~2.2
重壤土、黏土	1.0~1.2	1.1~1.3	1.2~1.4	1.3~1.5

3.4 灌排水质标准

3.4.1 以地面水、地下水或再生水作为灌溉水源时,其水质应符合国家现行标准《农田灌溉水质标准》GB 5084 和《再生水水质标准》SL 368 的规定。

3.4.2 在作物生育期内,灌溉时的灌溉水温与农田地温之差宜小于 $10^{\circ}C$ 。水稻田灌溉水温宜为 $15^{\circ}C \sim 35^{\circ}C$ 。

3.4.3 灌区排水和灌区内、外城镇及工矿企业排入灌排渠沟的地表水和污水水质,应符合现行国家标准《农田灌溉水质标准》GB 5084、《地表水环境质量标准》GB 3838 和《污水综合排放标准》GB 8978 的规定。

4 总体设计

4.1 一般规定

4.1.1 总体设计应符合灌区规划要求,遵循以节水增效为中心,以水资源总量控制、提高农田灌溉和生产、生活用水利用率和水功能区水质达标率为目标,水土资源合理、高效、持续利用,经济、资源、环境协调可持续发展的原则。

4.1.2 灌区工程设计应确定设计水平年、灌溉设计保证率、灌溉水利用系数;确定工程等级、洪水标准、灌区农田排涝标准、排渍标准,土壤改良和防治盐碱(渍)化的排水标准。

4.1.3 灌区自然条件、水土资源状况、种植结构等差异较大时,应区别情况,结合经济社会条件,确定灌排分区。对土壤盐碱化或可能产生次生盐碱化的灌区,应根据水文气象、土壤、水文地质条件以及盐分积累机理等因素,进行灌区土壤改良分区。

4.1.4 提水灌区应结合地形、水源特点,按照节约能源、经济合理和便于运行管理等原则进行分区、分级。

4.1.5 应在水土资源平衡分析的基础上,确定灌溉方式、灌区规模和总体布局,并应确定水源工程、灌溉与排水工程规模和主要设计参数;进行田间工程典型设计,制定灌溉节水和用地措施;根据灌区规模进行灌区监测、信息化及管理设施设计,提出工程实施意见和管理办法。

4.1.6 各类工程规模及主要设计参数应包括下列内容:

1 灌溉供水水库工程的兴利库容、正常蓄水位、死水位和其他特征水位;综合利用水库工程的兴利库容、防洪库容,正常蓄水位和汛期限制水位、死水位和其他特征水位等;

2 直接从河道取水的无坝引水枢纽、闸坝引水枢纽的设计引

水流量和设计水位；

- 3 提水枢纽工程的设计流量、扬程和装机功率；
- 4 井灌区地下水的资源量和可开采量；
- 5 新增、恢复、改善灌溉、排水面积；
- 6 田间工程典型区灌溉、排水面积。

4.1.7 灌溉方式应根据灌区气象、作物、地形、土壤、水源、水质、农业生产及发展、管理和经济社会等条件综合分析确定。

4.1.8 排水方式应根据灌区涝、渍、碱的成因，结合地形、降水、土壤、水文地质条件，因地制宜地选择水平或垂直排水、自流或抽排及其结合的方式。

4.2 总体布置

4.2.1 灌区总体布置应对水源工程、灌排渠系及建筑物，承泄区、道路、林带、输电线路、通信线路、管理设施等进行合理布置。

4.2.2 灌区水源工程宜靠近灌区，应通过对水源可供水量、水位及水质条件综合分析论证，并结合地形、地质条件，确定水源工程形式和布置。

4.2.3 地表水水源工程布置应符合下列规定：

1 当河道水位满足引水高程，引水流量满足灌溉需水要求时，宜采用无坝引水布置方式。

2 当引水流量满足灌溉要求，但水位不满足，修堰坝或拦河闸抬高水位可满足要求时，宜采用闸坝引水布置方式。

3 当引水流量满足灌溉要求，但灌区或供水对象位置较高，修建其他自流引水工程不经济时，可采用提水布置方式。

4 当河道径流过程不满足灌溉用水过程时，可采用水库引水布置方式。综合利用水库应在统筹协调各项任务的基础上，分析确定水库及反调节水库的工程规模和布置。

5 山区、丘陵区灌区应结合地形条件，优先利用当地地表水。可因地制宜地采用大、中、小型并重，蓄、引、提结合的“长藤结瓜”

方式布置水源工程。

6 平原灌区根据水资源供需平衡分析与配置结果,确实需要修建平原水库时,其布置应利用地势开阔的荒地、涝洼地、盐碱地等;宜避开村庄及重要的专项设施,并应与村庄保持安全距离。

4.2.4 地下水水源工程布置应符合下列规定:

1 以地下水为灌溉水源的灌区应根据灌区地形地貌、水文地质条件,在综合分析计算灌溉需水量、地下水可开采量、现状地下水利用量的基础上,确定地下水源工程的规模和布置;

2 兼有城乡供水任务的灌区应在满足城乡生活用水条件下,合理确定灌溉水源工程的规模和布置;

3 井排灌区地下水水质符合灌溉水质标准时,其地下水源工程的规模和布置应结合井排水工程确定。

4.2.5 灌溉与排水工程布置应符合下列规定:

1 应符合灌溉和排洪(涝)要求,并有效控制地下水位。

2 承担城乡供水任务的灌溉、供水工程布置和设计应满足供水和灌溉要求。

3 承担排洪(涝)任务的灌、排工程布置和设计应同时满足灌溉和排洪(涝)要求。

4 山区、丘陵区灌区应遵循高水高用、低水低用的原则,采用“长藤结瓜”式的灌溉系统,并宜利用天然河道与沟渠布置排水系统。

5 平原地区灌溉和排水渠系宜分开布置;可能产生盐碱化的平原灌区,灌排渠系经论证可结合使用,但应控制渠沟蓄水时间和蓄水时间。

6 沿江、滨湖、圩垸灌区,应采取联圩并垸、整治河道、修筑堤防涵闸、分洪蓄涝等工程措施,按照蓄泄并举、内外水分开、高低水分排、自排提排结合和灌排分开的原则,设置灌、排系统和必要的截渗工程。

圩垸灌区宜利用湖泊、河网等作为蓄涝区。蓄涝水面率可取

排水区面积的 5%~10%，设计蓄涝水位可取排水地面以下 0.2m~0.3m，起蓄水位可低于地面 1m~2m。

7 滨海感潮灌区应在布置灌排渠系的同时，经技术经济论证设置必要的挡潮、防洪海塘、涵闸及截渗、排水、蓄淡压咸工程。

8 灌区内排水分区以及排水工程的布置应与承泄区相协调，并结合承泄区对水质的要求，采取高水高排、低水低排的原则，排水干沟与承泄河道的交角宜为 30°~60°，排水承泄区应充分利用江河湖淀。

9 灌区干、支渠(沟)及以下固定渠(沟)道应根据地形、地质、水源和承泄区条件，经技术经济方案比较，择优确定布置形式。

10 灌溉渠道泄、退水设施应结合地形条件、渠道流量分级和交叉建筑物位置等确定。

4.2.6 灌溉与排水工程布置宜避开野生动物活动地区，无法避开时，应预留野生动物迁徙通道。

4.2.7 灌区的田间工程应根据各分区特点选择若干典型区，分别进行设计。

4.2.8 灌区道路、桥涵的布置应与灌排系统及田间工程布置相协调。应根据国家现行公路、铁路有关标准的规定，确定其设计等级和技术标准；田间生产和灌排管理道路应满足农业机械通行要求。

4.2.9 灌区防风林、经济林等专用林带及防沙草障等，在征求林业部门意见的基础上进行布置，并充分利用渠、沟、路旁空地种植树木。

4.2.10 灌区的供电线路应根据灌区总体布置的需要，在征求电力部门意见的基础上进行选线布置，并应进行专项设计。

5 水源工程

5.1 一般规定

5.1.1 灌溉水源选择应根据当地实际情况,选用能满足灌溉用水量 and 水质要求的水源。

5.1.2 水源工程的形式可根据水资源条件、灌区规模及综合利用要求,经技术经济比较,选用蓄水枢纽、引水枢纽、泵站、机井或不同组合形式的水源工程。

5.2 蓄水枢纽

5.2.1 蓄水枢纽工程选址,应从综合利用、地形地貌、地质条件、施工条件、建筑材料、移民占地、环境影响、工程投资、工程效益和运行条件等方面,经技术经济比较后选定。

5.2.2 蓄水枢纽工程总体布置应满足各建筑物在设计条件下都能正常工作;主要建筑物布置宜紧凑、美观,有利于充分发挥枢纽的综合效益;并应在满足建筑物安全的前提下,工程总投资和年运行费较低,施工条件好、工期短,运行管理方便。

5.2.3 蓄水枢纽工程规模应符合下列规定:

1 灌溉供水水库工程设计规模应根据灌区灌溉设计保证率、水资源可利用条件、灌溉用水量和其他用水量等,经调节计算进行技术经济比较确定。

2 综合利用水库工程设计规模应以灌区灌溉设计标准和总体设计要求为依据,统筹兼顾农业灌溉、城乡生活、生态环境及其他有关部门的供水需求和防洪、发电、航运等要求,经综合分析确定。

5.2.4 水库径流调节计算应符合下列规定:

1 当灌区设计水平年的需水量大于设计保证率的年来水量时,应根据多年来水过程和需水过程,采用长系列法逐时段(月或旬)进行多年水量平衡计算,时历系列不应少于 30a;

2 当灌区设计水平年的需水量小于或等于设计保证率的年来水量时,可根据多年来水过程和需水过程,采用长系列法或典型年法逐时段(月或旬)进行水量平衡计算;

3 小型水库可采用典型年法进行调节计算。

5.2.5 水库的正常蓄水位应按各项用水设计保证率,满足整个灌区需水量及供水过程要求,经水量平衡计算确定;当灌区需水量与水源来水量不平衡时,经技术经济比较后,可适当改变灌区灌溉面积或水库兴利库容。

5.2.6 水库的死水位应符合下列规定:

1 应以满足自流引水灌溉要求为基本条件,经技术经济比较确定;

2 多泥沙河流上的水库,死库容应满足泥沙淤积条件下水库预期使用年限的要求;

3 应满足生态、航运、发电等其他部门对水位的最低要求。

5.2.7 “长藤结瓜”式灌溉系统的水量平衡计算应符合下列规定:

1 应选定位置合理、库容较大的水库作为调节水库;

2 应分区确定灌溉需水量及供水过程;

3 对各供水区应分别按多种水源来水量进行水量平衡计算,然后按各分区的缺水量总和确定骨干水库的供水量及供水过程;

4 在各分区水量平衡计算中,应充分利用非灌溉期和丰水年来水,充蓄库、塘、堰。

5.2.8 以灌溉水稻为主的水库应符合下列规定:

1 应采用分层取水的方式。取水口的分层及底部高程应根据当地或相邻地区的水温与水深相关关系及其季节性变化的特点等分析确定。

2 大、中型水库可采用塔式取水建筑物,小型水库可采用卧管式取水建筑物。

5.3 引水枢纽

5.3.1 引水枢纽工程设计应根据河(湖)水位、河(湖)岸地形、地质条件以及灌溉对引水高程、引水流量的要求,经技术经济比较确定采用无坝引水或有坝(闸)引水方式。

5.3.2 当河(湖)岸地形较陡、岸坡稳定时,渠首工程宜采用岸边式布置;当河(湖)岸地形较缓或岸坡不稳定时,可采用引渠式布置。

5.3.3 渠首工程的总体布置应符合下列规定:

1 引水设计高程应满足灌溉用水量要求,且管理运用灵活、方便;

2 引水口稳定、水流通畅,必要时可对与其相连接的上、下游河(渠)段进行整治;

3 各个建筑物布置应相互协调;

4 多泥沙河流上的渠首,应设置沉沙过滤等有效的防沙措施;

5 严寒地区或有防漂要求的渠首,应采取防止冰凌和其他漂浮物进入干渠的措施。

5.3.4 无坝引水渠首引水口位置的选择应符合下列规定:

1 河、湖枯水期水位应满足灌溉期引水流量的要求。

2 应避免靠近支流汇流处。

3 位于河岸较坚实、河槽较稳定、断面较匀称的顺直河段,或位于主流靠岸、河道冲淤变化幅度较小的弯道段凹岸顶点下游处,其距弯道段凹岸顶点的距离可按下列公式计算:

$$L = KB \sqrt{4 \frac{R}{B} + 1} \quad (5.3.4)$$

式中: L ——引水口至弯道段凹岸顶点的距离(弧长, m);

K ——系数, $K = 0.6 \sim 1.0$, 可取 0.8;

B ——弯道段水面宽度(m);

R ——弯道段河槽中心线的弯曲半径(m)。

4 在弯道段河势不稳定的情况下,可根据高、中、低水位时不同弯曲半径所形成的弯道形态,采取防洪护岸措施。

5.3.5 无坝引水渠首的引水比宜小于50%,多泥沙河流上无坝引水的引水比宜小于30%。经模型试验或其他专门论证后,引水比可适当提高。

5.3.6 无坝引水渠首的引水角宜取 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 。引水口前沿宽度不宜小于进水口宽度的2倍。

5.3.7 无坝引水渠首引水口位于水面宽阔或水面坡降较陡的不稳定河段时,可顺水流方向修建能控制入渠流量的导流堤。导流堤与水流之间的夹角宜取 $10^{\circ}\sim 20^{\circ}$,对2级以上引水建筑物也可经水工模型试验确定。

5.3.8 采取侧面引水、正面排沙的有坝(闸)引水渠首,其进水闸应位于溢流坝一端或两端的河岸上,冲沙闸宜紧靠进水闸布置。在多泥沙河流上,尚应在进水闸前设置拦沙坎;在冲沙闸前应设置有导流墙分隔的沉沙槽,并在闸后宜设置冲沙槽。

5.3.9 侧面引水、正面排沙的有坝(闸)引水渠首设计应符合下列规定:

1 进水闸宜采用锐角进水方式,其前缘线宜与溢流坝坝轴延长线呈 $70^{\circ}\sim 75^{\circ}$ 夹角;

2 冲沙闸前缘线宜与河道主流方向垂直,其底板高程宜低于进水闸闸槛高程,且不宜高于多年平均枯水位时的河床平均高程;

3 进水闸前的拦沙坎断面宜为“r”形,坎顶高程宜高于设计水位时的河床平均高程0.5m~1.0m;

4 冲沙闸前的沉沙槽长度宜为进水闸宽度的1.3倍或比进水闸宽度长5m~10m,其两侧导流墙的顶部高程宜高出溢流坝坝顶0.5m;冲沙槽槽底坡降宜大于渠首所在河段河道底部平均坡降。

5.3.10 有坝(闸)引水渠首位于水量较丰沛的多泥沙河流,或坝(闸)上、下游水位差较大时,可采取表层引水、底部廊道排沙的引水方式。底部冲沙廊道可布置在进水闸前的沉沙槽内,其顶部宜与进水闸底槛齐平,末端宜由冲沙闸控制。

5.3.11 引水渠首进水闸设计流量应根据多年来水过程和需水过程,经过长系列的供需平衡计算,选取满足灌溉设计保证率要求的灌溉期最大灌溉流量作为进水闸设计流量;资料缺乏地区,也可采用典型年法选取满足灌溉设计保证率要求的最大灌溉流量作为进水闸设计流量。供水保证率达不到设计保证率要求时,应减小灌溉面积或增加其他供水水源。

5.3.12 无坝引水渠首进水闸闸前设计水位确定应符合下列规定:

1 无坝引水渠首进水闸闸前设计水位确定可采用满足灌溉设计保证率要求的设计枯水年灌溉期河道的最枯日或旬平均水位,并应考虑大量引水后河道内水位下降、上游水库调节、下游湖库顶托、河道外用水、河道冲淤变化等因素对水位的影响。对引渠较长或引水流量较大的工程,尚应考虑引渠比降和引水时闸前水头损失。

2 闸前设计水位应根据外河平均流量减去设计引水流量相应水位,并结合引水时闸前水面降落等因素综合确定。闸前引水渠较长时,闸前设计水位尚应减去引水渠中的水头损失。

5.3.13 有坝引水渠首进水闸闸前设计水位可取壅水坝的设计水位,应在满足灌溉设计保证率要求条件下,结合对上游淹没和其他综合利用效益的影响,通过技术经济比较后确定。

5.3.14 有坝(闸)引水渠首位于河道狭窄、河岸较陡的山区河流,可采取隧洞引水方式。进水闸可设在隧洞进口处。在多泥沙河流上,也可在隧洞出口后设置沉沙槽,其末端可按正面引水、侧面排沙的方式布置进水闸和冲沙闸。

5.3.15 有坝(闸)引水渠首位于山区多泥沙河流且要求引水流量

较大时,可利用河势和有利地形采取人工弯道引水方式。人工弯道宜布置在引水渠首段,其中心线宜与河道上泄洪闸的中心线呈 $40^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 夹角;弯道的曲率半径可取水面宽度的5倍~6倍,长度不宜小于弯道曲率半径的1.0倍~1.4倍,弯道底部坡降宜缓于河道底部平均坡降。在弯道末端可按正面引水、侧面排沙的方式布置进水闸和冲沙闸。冲沙闸中心线宜与进水闸中心线呈 $35^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 夹角。

5.3.16 有坝(闸)引水渠首位于大粒径推移质较多、水面比降较陡的山区河流时,可采取在溢流堰堰顶设底栏栅引水方式。溢流堰堰顶高程宜高于河床多年平均高程的1.0m~1.5m,底栏栅坡度宜取 $1/10\sim 1/5$ 。

5.3.17 位于多泥沙河流上重要的大型渠首工程,其防沙、排沙设施的设计布置方案宜通过水工模型试验确定。

5.3.18 综合利用的渠首工程,船闸、筏道不应与电站同侧布置,且不宜与进水闸同侧布置。船闸、筏道、鱼道、电站应做专项设计。

5.3.19 自流灌溉引水含沙量和泥沙粒径超过输水渠道允许挟沙能力或对灌区土壤改良不利时,应设置沉沙池。沉沙池设计应按现行行业标准《水利水电工程沉沙池设计规范》SL 269的有关规定执行。

5.4 泵 站

5.4.1 灌溉泵站站址应根据灌区总体规划、泵站规模、运行特点和综合利用要求,结合水源、地形、地质、动力源、枢纽布置、对外交通、占地、拆迁、施工、环境、管理等因素,经技术经济比较选定。

5.4.2 由河流、湖泊、感潮河口、渠道取水的灌溉泵站,其站址选择宜有利于控制提水灌溉范围,输水系统布置经济合理。灌溉泵站取水口宜选择在主流稳定靠岸,应能保证取水,有利于防洪、防潮汐、防沙、防冰及防污的河段。从河道取水的泵站,其取水建筑物设计应与河床变化、河道整治工程相适应。由潮汐河道取水的

灌溉泵站取水口,宜选择在淡水水源充沛、水质适宜灌溉的河段。

5.4.3 从水库取水的灌溉泵站,其站址应根据灌区与水库的相对位置、地质条件和水库水位变化情况,研究论证库区或坝后取水的技术可靠性和经济合理性,选择在岸坡稳定、靠近灌区、取水方便,不受或少受泥沙淤积、冰冻影响的地点。

5.4.4 排水泵站站址宜选择在排水地势低洼、能汇集排水区涝水且靠近承泄区地点,出水口不应设在迎溜、崩岸或淤积严重的河段。

5.4.5 灌排结合泵站站址宜根据有利于外水内引和内水外排,灌溉水源水质不被污染和不致引起或加重土壤盐渍化,并应兼顾灌排渠系的合理布置要求,经综合比较选定。

5.4.6 高扬程提水灌溉工程应根据灌区地形、分区、提蓄结合等因素确定一级或多级设站。多级设站时,应结合工程投资、运行费用、工程管理、装机功率,经综合经济技术比较后确定各级站址。

5.4.7 灌溉泵站的总体布置应根据站址的地形、地质、水流、泥沙、冰冻、动力源、施工、征地拆迁、水利血防、环境等条件,结合整个水利枢纽或灌溉供水系统布局、综合利用要求、机组形式等,做到布置合理、有利施工、运行安全、管理方便、少占耕地、投资节省和美观协调。

5.4.8 排水泵站的布局应根据自排与提排、排除涝水与降低地下水位、排水与灌溉相结合,以及现有和计划兴建的灌排渠系布置的要求,因地制宜选用集中或分散建站、一级或多级排水的方式。有部分自排条件的排水泵站,宜与排水闸合建。

5.4.9 灌溉泵站设计流量应根据设计灌水率、灌溉面积、渠系水利用系数及灌区内调蓄容积等综合分析计算确定。

5.4.10 泵站特征扬程应按下列规定采用:

1 设计扬程应按泵站进、出水池设计运行水位差,并应计入水力损失确定。在设计扬程下,应满足泵站设计流量要求。

2 平均扬程可按加权平均净扬程计入水力损失后确定,或按

泵站进、出水池平均水位差,并应计入水力损失确定。在平均扬程下,水泵应在高效区工作。

3 最高扬程宜按泵站出水池最高运行水位与进水池最低运行水位之差,并应计入水力损失确定。

4 最低扬程宜按泵站出水池最低运行水位与进水池最高运行水位之差,并应计入水力损失确定。

5.4.11 从多泥沙河道取水的灌溉泵站应采取防沙、沉沙、排沙和抗磨蚀等措施,控制过泵水流挟沙量不应超过 7%。不具备自流引水沉沙、冲沙条件时,可在岸边设低扬程泵站并布置相应的沉沙、冲沙设施及其他排沙设施。

5.4.12 水泵选型应能满足设计扬程与设计流量的要求;在加权平均扬程下,水泵应在高效区运行,并具有良好的抗汽蚀性能;在最大扬程与最小扬程下,水泵应能安全稳定运行,不得产生汽蚀。选用的水泵允许采用改变转速、车削叶轮和调整叶片安放角等调节运行工况的措施。

5.4.13 泵站选用的工作机组台数为 3 台~9 台时,可根据泵站的重要性设 1 台备用机组,多于 9 台时,宜设 2 台备用机组。

5.4.14 泵站动力机应首先采用电动机。对电源紧缺且非经常运行的泵站,可采用柴油机,柴油机功率备用系数可采用 1.15~1.50。有条件的地方,宜利用水力、风力或其他能源作为泵站动力源。

5.4.15 灌排泵站设计除应符合本标准规定外,尚应符合现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 的规定。

5.5 机 井

5.5.1 机井设计应根据水文地质条件和地下水资源利用规划,按照合理开发、采补平衡的原则,经技术经济比较确定地下水的开采规模和主要设计参数。

5.5.2 机井设计出水量应选用理论公式计算,并应通过抽水试验确定。

5.5.3 单井控制灌溉面积、井距和机井数量计算应按现行国家标准《机井技术规范》GB/T 50625 执行。

5.5.4 井群布置应符合下列规定：

1 地下水水力坡度较陡的地区应沿等水位线交错布井，地下水水力坡度平缓的地区应按梅花形或方格形布井。

2 地下水水量丰富的地区，可集中布井；地下水水量较贫乏的地区，可分散布井。

3 地面坡度较陡或起伏不平的地区，井位应布设在高处；地面坡度较平缓的地区，井位宜居中布置。

4 沿河地带，可平行河流布井；湖塘地带，可沿湖塘周边布井。

5 应与灌排渠沟或管道系统、道路、林带、输电线路的布置相协调。

5.5.5 井型应根据含水层分布状况及凿井机具、施工条件等选用管井、筒井或筒管井。含水层埋藏浅、透水性强、补源丰富或裂隙发育的地区，也可选用大口井；含水层埋藏浅、厚度薄的黄土含水层地区，还可选用辐射井。

5.5.6 井用水泵应根据地下水位埋深和设计出水量选定。可选用潜水泵、深井潜水泵或长轴深井泵等。机井动水位在满足吸上真空度要求时，可选用卧式离心泵。

5.5.7 机井设计除应符合本标准规定外，尚应符合现行国家标准《机井技术规范》GB/T 50625 的规定。

6 灌溉渠(管)道

6.1 一般规定

6.1.1 灌区设计应根据地形、地质、水源、气象、水文、占地等条件,结合当地经济社会状况等,经方案比选后,择优确定灌溉渠道、灌溉输水管道或渠、管组合的输水方式。

6.1.2 灌溉渠(管)道设计应按照灌溉功能,结合当地自然环境和资源条件,选用不同的断面、管材结构形式和衬砌防渗材料。

6.2 渠系总体布置

6.2.1 灌溉渠道应依干渠、支渠、斗渠、农渠顺序设置固定渠道,也可增设总干渠、分干渠、分支渠和分斗渠,灌溉面积较小的灌区可减少渠道级数。

灌溉渠道系统不宜越级设置渠道。

6.2.2 灌溉渠道的布置应根据灌区的地形、地势、地质等自然条件和社会状况进行,并应符合下列规定:

1 各级渠道应选择在各自控制范围内地势较高地带。干渠、支渠宜沿等高线或分水岭布置,斗渠宜与等高线交叉布置。

2 渠线应避免通过风化破碎的岩层、可能产生滑坡或其他地质条件不良的地段。无法避免时应采取相应的工程措施。

3 渠线宜短而平顺,并应有利于机耕。宜避免深挖、高填和穿越城镇、村庄和工矿企业。无法避免时,应采取安全防护措施。

4 渠系布置宜兼顾行政区划和管理体制。

5 自流灌区范围内的局部高地,经论证可实行提水灌溉。

6 井渠结合灌区不宜在同一地块布置自流与提水两套渠道系统。

6.2.3 “长藤结瓜”式灌溉系统的渠道布置,除应符合本标准第6.2.2条的规定外,尚应符合下列规定:

- 1 渠道不宜直接穿过库、塘、堰;
- 2 渠道布置应便于发挥库、塘、堰的调节与反调节作用;
- 3 库、塘、堰的布置宜满足自流灌溉的需要,也可设泵站或流动抽水机组向渠道补水。

6.2.4 667hm²以上灌区的干渠、支渠应按续灌方式设计,斗渠、农渠应按轮灌方式设计。支渠也可按轮灌方式设计。轮灌组数宜取2组~3组,各轮灌组的供水量宜协调一致。

6.2.5 4级及4级以上的土渠弯道曲率半径应大于该弯道段水面宽度的5倍,石渠或刚性衬砌渠道的弯道曲率半径不应小于水面宽度的2.5倍。通航渠道的弯道曲率半径还应与航运部门的有关要求相协调。

6.2.6 干渠上主要建筑物及重要渠段的上游应设置泄水渠、闸,干渠、支渠和位置重要的斗渠末端应有退水设施。

6.2.7 对渠道沿线沟道坡面洪水应予以截导。必须引洪入渠时,应校核渠道的泄洪能力,并应设置排洪闸、溢洪堰等安全设施。

6.3 渠道水力计算

6.3.1 续灌渠道应按设计流量、加大流量和最小流量进行水力计算。轮灌渠道可只按设计流量进行水力计算,并应符合下列规定:

- 1 正常工作条件下的各级渠道水力要素应按设计流量计算确定,其平均流速应满足渠道不冲不淤的要求;

- 2 续灌渠道的岸顶超高和渠深应按加大流量计算,并按加大流量验算渠道的不冲流速;

3 续灌渠道的最低控制水位应按最小流量计算确定,并按最小流量验算渠道的不淤流速。

6.3.2 续灌渠道的设计流量应按下列公式计算:

$$Q_s = \frac{q_s A_s}{\eta_s} \quad (6.3.2-1)$$

$$Q_s = Q(1 + \sigma L) \quad (6.3.2-2)$$

式中: Q_s ——续灌渠道的设计流量(m^3/s);

q_s ——设计灌水率[$m^3/(s \cdot 100hm^2)$];

A_s ——该渠道灌溉面积($100hm^2$);

η_s ——该续灌渠道至田间的灌溉水利用系数;

Q ——该渠道分出的总流量(m^3/s);

σ ——渠道单位长度的水量损失率(%/km);

L ——该渠道工作长度(km)。支渠工作长度为 L_1 与 αL_2 之和, L_1 为支渠引水口至第一个斗口的长度, L_2 为第一个斗口至最末一个斗口的长度, α 为长度折算系数, 可视支渠灌溉面积的平面形状而定(面积重心在上游时, $\alpha=0.60$; 在中游时, $\alpha=0.80$; 在下游时, $\alpha=0.85$); 干渠工作长度可取工作渠段的总长度。

6.3.3 轮灌渠道的设计流量可按下列式计算确定:

$$Q_n = \frac{N q_n \bar{A}_n}{\eta_n} \quad (6.3.3)$$

式中: Q_n ——轮灌渠道的设计流量(m^3/s);

N ——该渠道轮灌组数;

\bar{A}_n ——该渠道轮灌组平均灌溉面积($100hm^2$);

η_n ——该轮灌渠道至田间的灌溉水利用系数。

6.3.4 续灌渠道加大流量的加大百分数,可按表 6.3.4 采用,湿润地区可取小值,干旱地区可取大值。由泵站供水的续灌渠道加大流量应为包括备用机组在内的全部装机流量。

表 6.3.4 灌溉渠道加大流量的加大百分数

设计流量 (m ³ /s)	<1	1~5	5~20	20~50	50~100	100~300	>300
加大百分数 (%)	35~30	30~25	25~20	20~15	15~10	10~5	<5

6.3.5 续灌渠道的最小流量不宜小于设计流量的 40%，相应的最小水深不宜小于设计水深的 60%。

6.3.6 泄(退)水渠道设计应符合下列规定：

1 灌溉渠首段泄水、排沙渠道的设计流量不应小于灌溉渠首段下游渠道的设计流量。

2 分水建筑物上游泄水渠道的设计流量可按分水建筑物下游最大一条渠道的设计流量确定，也可按分水建筑物上游渠道的设计流量确定，但不应小于分水建筑物上游渠道设计流量的 50%。

3 附近无分水建筑物的泄水渠道，设计流量应与该段渠道的设计流量相同。确实有困难时，设计流量不宜小于该段渠道设计流量的 50%。

4 用于调节渠道流量的泄水渠道条数可根据需要和具体条件而定，各泄水渠道的设计流量可按等于或略小于所在渠段的设计流量确定。

5 渠道末端退水渠道的设计流量不应小于渠道末端设计流量的 50%。

6 泄(退)水渠道的允许不冲流速可采用相同条件下灌溉渠道的 1.1 倍~1.2 倍。

7 泄(退)水渠道的纵、横断面设计方法与灌溉渠道相同，但其边坡系数应比相同条件下的灌溉渠道稍大。

8 泄(退)水渠道的岸顶超高和宽度，可比相同条件下灌溉渠道稍小。

9 泄(退)水渠道出口与承泄区连接处的水位差过大时,应设置衔接建筑物。

10 有条件时,应利用天然沟谷作为泄(退)水渠道。

11 退水渠末端采用抽排方式的渠系建筑物设计尚应按现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 的规定执行。

6.3.7 渠底比降应根据渠道沿线地形、地质条件,设计流量和含沙量等因素,通过计算分析确定,并应符合下列规定:

1 清水渠道的渠底比降可按式计算:

$$i = \left(\frac{Vn}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (6.3.7-1)$$

式中: V ——渠道的平均流速(m/s);

R ——渠道的水力半径(m);

i ——渠底比降;

n ——渠床糙率,可按本标准附录 B 选用。

2 黄土地区浑水渠道的渠底比降可按式计算:

$$i = 0.275 \times n^2 \frac{(\rho\omega)^{\frac{2}{3}}}{Q_h^{\frac{1}{4}}} \quad (6.3.7-2)$$

式中: ρ ——浑水渠道水流挟沙能力(kg/m³);

ω ——泥沙沉降速度(mm/s);

Q_h ——浑水渠道设计流量(m³/s)。

6.3.8 渠道的控制断面设计水位应从水源引水高程自上而下和从灌溉范围内地面控制点高程自下而上逐级推求相结合,经综合比选确定。

各级渠道进口设计水位可按式计算:

$$H_{\text{进口}} = A_0 + h_0 + \Sigma L \cdot i + \Sigma \Delta h \quad (6.3.8)$$

式中: $H_{\text{进口}}$ ——渠道进口处的设计水位(m);

A_0 ——渠道灌溉范围内控制点的地面高程(m);

h_0 ——控制点地面与附近末级固定渠道设计水位的高差(m),宜取 0.10m~0.20m;

L ——各级渠道长度(m)；

i ——渠道比降；

Δh ——水流通过建筑物的水头损失(m)。

6.3.9 各级渠道的平均流速可按本标准式(6.3.7-1)计算确定。

6.3.10 土渠设计平均流速宜控制在 $0.6\text{m/s}\sim 1.0\text{m/s}$ ，但不应小于 0.3m/s 。清、浑水两用土渠的平均流速应按冲淤平衡渠道设计。结合通航的灌溉渠道，设计平均流速宜控制在 $0.6\text{m/s}\sim 0.8\text{m/s}$ ，但不应超过 1.0m/s 。寒冷地区冬、春季输水渠道设计平均流速不宜小于 1.5m/s 。

6.3.11 重要的干、支渠允许不冲流速，应根据渠床材料、过水断面水力要素及泥沙等条件通过试验或选择相应的经验公式计算确定；一般渠道可按本标准附录C选用；渠水含沙量较大且渠床有薄层淤泥时，可按本标准附录C所列数值高值选用。

6.3.12 浑水渠道的允许不淤流速应根据水流挟沙能力，按各地区经验公式计算确定。黄河流域浑水渠道水流挟沙能力可按本标准附录D所列经验公式计算。

6.4 渠道纵横断面设计

6.4.1 渠道的纵、横断面设计应符合下列规定：

- 1 渠道应能保证设计输水能力、边坡稳定和水流安全通畅；
- 2 各级渠道之间和渠道各分段之间以及重要建筑物上、下游水面应平顺衔接；
- 3 末级固定渠道放水口的水位宜高出平整后田面进水端 10cm ；
- 4 渠道渗漏损失量较小；
- 5 渠道占地较少，工程量较小；
- 6 施工、运用和管理方便；
- 7 有通航要求时，尚应与航运部门的有关要求相协调。

6.4.2 渠道横断面应根据灌溉面积、沿线地形、地质条件以及边

坡稳定的需要和是否衬砌等因素,按接近水力最佳断面进行设计。土渠宜采用梯形、弧底梯形断面;混凝土衬砌或石渠宜优先采用U形或矩形断面,并应符合下列规定:

1 渠道横断面尺寸应根据渠道过水面积、设计流量和比降等通过水力计算确定,可按下列式计算:

$$Q=AC\sqrt{Ri} \quad (6.4.2)$$

式中:Q——渠道设计流量(m^3/s);

A——渠道过水断面面积(m^2);

R——水力半径(m);

i——水力比降,在均匀流中与渠底比降一致;

C——谢才系数($\text{m}^{1/2}/\text{s}$),宜采用公式 $C=\frac{1}{n}R^{1/6}$ 计算,其中 n 为渠床糙率。

2 渠道横断面亦可采用实用经济断面,梯形断面计算方法可按本标准附录E执行,弧底梯形和弧形坡脚梯形断面计算方法可按现行国家标准《渠道防渗工程技术规范》GB/T 50600 的规定执行。渠床糙率可根据渠槽及衬砌结构类别的特征按本标准附录B选用。

6.4.3 浑水渠道设计水深及宽深比可按下列公式计算:

$$h=\alpha\times Q^{1/3} \quad (6.4.3-1)$$

$$Q\leq 1.5\text{m}^3/\text{s} \text{ 时}, \beta=N\times Q^{1/3}-m \quad (6.4.3-2)$$

$$1.5\text{m}^3/\text{s}<Q<50\text{m}^3/\text{s} \text{ 时}, \beta=N'\times Q^{1/3}-m \quad (6.4.3-3)$$

式中:h——渠道设计水深(m);

α ——常数, $\alpha=0.58\sim 0.94$,可取0.76;

β ——渠道底宽与设计水深的比值;

N 、 N' ——常数, $N=2.35\sim 3.25$, $N'=1.8\sim 3.4$,黏性土渠道和刚性衬砌渠道取小值,沙性土渠道取大值;

m ——渠道边坡系数。

6.4.4 梯形断面水深小于或等于3m的挖方渠道,最小边坡系数

可按表 6.4.4 确定,也可根据实际情况和经验确定;水深大于 3m 或地下水位较高的挖方渠道,边坡系数应根据稳定分析计算确定;采用机械开挖或位于寒冷地区的挖方渠道,边坡系数可按表 6.4.4 所列数值或稳定分析计算成果选用;采用刚性衬砌的挖方渠道,边坡系数可小于衬砌前土质边坡稳定系数。

表 6.4.4 挖方渠道的最小边坡系数

土 质	渠道水深(m)		
	<1	1~2	2~3
稍胶结的卵石	1.00	1.00	1.00
夹砂的卵石或砾石	1.25	1.50	1.50
新土、重壤土	1.00	1.00	1.25
中壤土	1.25	1.25	1.50
轻壤土、沙壤土	1.50	1.50	1.75
沙土	1.75	2.00	2.25

6.4.5 深挖方渠道可采用复式或阶梯形断面,在渠底以上每隔 5m~10m 应设宽度不小于 1.0m 的戽道,渠道边坡系数应根据稳定分析计算确定。深挖方渠道堤顶以下边坡设计安全系数应采用现行行业标准《碾压式土石坝设计规范》SL 274 中的设计安全系数值。

6.4.6 渠岸以上的高边坡系数应根据岸坡土质条件和其他具体情况,进行稳定分析计算确定。边坡设计安全系数应采用现行行业标准《水利水电工程边坡设计规范》SL 386 中的设计安全系数值。

6.4.7 填方或半挖半填渠道的渠堤填方高度小于或等于 3m 时,其内、外边坡最小边坡系数可按表 6.4.7 确定;渠堤填方高度大于 3m 时,其内、外边坡系数应根据稳定分析计算确定。渠堤填方高度大于 5m 时,宜在其底部以上每隔 5m 设宽度不小于 1.0m 的戽

道。边坡设计安全系数应采用现行行业标准《碾压式土石坝设计规范》SL 274 中的设计安全系数值。

表 6.4.7 填方渠道的最小边坡系数

土质	渠道水深(m)					
	<1		1~2		2~3	
	内坡	外坡	内坡	外坡	内坡	外坡
黏土、重壤土	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.00
中壤土	1.25	1.00	1.25	1.00	1.50	1.25
轻壤土、砂壤土	1.50	1.25	1.50	1.25	1.75	1.50
沙土	1.75	1.50	2.00	1.75	2.25	2.00

6.4.8 渠道岸顶超高应符合下列规定：

1 1级~3级渠道岸顶超高应按土石坝设计要求经论证确定。

2 4级、5级渠道岸顶超高可按下列公式计算确定：

$$F_b = \frac{1}{4} \times h_b + 0.2 \quad (6.4.8-1)$$

式中： F_b ——渠道岸顶超高(m)；

h_b ——渠道通过加大流量时的水深(m)。

3 渠道弯道段的曲率半径小于5倍水面宽度或平均流速大于2m/s时，应增大弯道凹岸的顶部超高，其增加值可按下列公式计算确定：

$$F'_b = \frac{B_b V_b^2}{2gR} \quad (6.4.8-2)$$

式中： F'_b ——弯道凹岸顶部超高增加值(m)；

B_b ——渠道通过加大流量时的水面宽度(m)；

V_b ——渠道通过加大流量时的平均流速(m/s)；

g ——重力加速度(m/s²)；

R ——渠道弯道段中心线的曲率半径(m)。

4 浑水渠道岸顶超高应同时结合渠底可能产生泥沙淤积的影响综合确定。

5 渠堤填方高度大于 3m 时,其岸顶超高应预加沉降高度。

6 渠道衬砌超高值在设计水位以上可采用 0.3m~0.8m,并满足加大水位运行要求,兼作行洪用的傍山灌溉渠道时,其衬砌超高宜选高值。5 级渠道超高不应小于 0.1m。

7 结合通航的灌溉渠道,其岸顶超高和衬砌超高尚应与航运部门的有关要求相协调。

6.4.9 堤顶宽度应根据稳定分析、管理及交通要求确定,667hm²及以上灌区干、支渠堤顶宽度不应小于 2m,斗渠、农渠不宜小于 1m;667hm²以下灌区可减小。

渠道岸顶兼作交通道路时,其宽度应满足车辆通行要求。

6.4.10 引洪淤灌或兼有引洪淤灌任务的渠道,其纵、横断面设计方法可与浑水灌溉渠道相同。

6.5 渠道衬砌及抗冻胀设计

6.5.1 渠系水利用系数不满足本标准第 3.2.8 条的规定,以及水资源紧缺地区或有特殊要求的渠道,均应采取衬砌防渗措施。

6.5.2 4 级及 4 级以上渠道衬砌方案,应经技术经济比较确定。各级渠道的衬砌结构可根据允许最大渗漏量、使用年限及适用条件等,按本标准附录 F 选用。

6.5.3 渠道衬砌结构的横断面应与渠道横断面相协调。寒冷地区 4 级及 4 级以上渠道宜采用弧形底梯形或弧形坡脚梯形断面,5 级渠道可采用 U 形断面。

6.5.4 4 级及 4 级以上渠道的防渗衬砌结构厚度可按表 6.5.4 确定,5 级渠道可减小。渠道水流含推移质较多且粒径较大时,宜按表列数值加厚 10%或 20%。

表 6.5.4 4 级及 4 级以上渠道防渗衬砌结构的适宜厚度

防渗衬砌结构类别		适宜厚度 (cm)
卵石	浆砌卵石、干砌卵石(挂浆)	10~30
	浆砌块石	20~30
	浆砌料石	15~25
	浆砌石板	>3
埋铺式膜料 (土料保护层)	塑料薄膜	0.02~0.06
	膜料下垫层(黏土、沙、灰土)	3~5
	膜料上土料保护层(夯实)	40~70
沥青混凝土	现场浇筑	5~10
	预制铺砌	5~8
混凝土	现场浇筑(未配置钢筋)	6~15
	现场浇筑(配置钢筋)	6~12
	预制铺砌	6~10
	喷射法施工	4~8

6.5.5 现场浇筑混凝土板防渗衬砌结构,应每隔 3m~5m 设一道横向伸缩缝和纵向伸缩缝;预制混凝土衬砌板应每隔 4m~8m 设一道纵向伸缩缝,每隔 6m~8m 设一道横向伸缩缝。伸缩缝宽度不宜小于 1.5cm,缝内应采用能适应结构变形、黏结力强、防渗性能良好的填料灌实,也可埋设止水材料。

6.5.6 渠道衬砌结构设计应符合现行国家标准《渠道防渗工程技术规范》GB/T 50600 的规定。

6.5.7 寒冷地区和严寒地区的渠道设计还应符合现行国家标准《水工建筑物抗冰冻设计规范》GB/T 50662 的规定。

6.6 渠道地基处理

6.6.1 渠道地基处理应根据工程要求、气象、工程地质和水文地质条件等,通过综合分析和经济比较确定处理方案,保证渠道的稳定。

6.6.2 渠道经过黄土、膨胀土、分散土、盐渍土、冻土、沙漠土等,或具有裂隙、断层、滑坡体、溶(空)洞以及地下水位较高的渠段,应采取确保渠基稳定的工程措施。

6.6.3 渠道地基处理措施应符合现行国家标准《渠道防渗工程技术规范》GB/T 50600 的规定。

6.7 灌溉输水管道

6.7.1 灌溉输水管道布置应符合下列规定：

1 管道应短而直、水头损失小、总费用省、占地少、施工和管理运行方便。

2 管道应布置在坚实的地基上，应避开填方区和可能产生滑坡或受山洪威胁的地带。铺设在松软地基、杂填土或有可能发生不均匀沉降地段的管道时，应对管基进行处理。

3 地形复杂处可采用变管坡布置。管道中心线敷设最大纵坡不宜大于 $1:1.5$ ，倾角应小于或等于土壤的内摩擦角。

4 管道工作压力差异较大时，可结合地形条件进行压力分级，采用不同压力等级的管材。

5 管道纵向拐弯处可能产生真空时，应留出 $2\text{m}\sim 3\text{m}$ 水头的余压。

6 固定管道宜埋在地下，易损管材应埋在地下。管顶覆土厚度应满足最大耕作深度要求，不应小于 0.7m ，并应在冻土层以下；冻土层深度大于 $1.5\text{m}\sim 2.0\text{m}$ 时，管顶覆土可小于冻土深度，冬季可采用放空方法运行，管道和管件内不得有存水，管道与管件应满足抗冻要求。

7 铺设在地面上直径大于 100mm 的固定管道，应在拐弯处设置镇墩。镇墩尺寸应通过计算确定，基底深度应置于冻土层以下不小于 0.3m 。岩基上镇墩应加锚杆。两个镇墩之间的管道应设置伸缩节或柔性接头。管道悬空段应经分析计算设置支墩。

8 各级管道进口应设置节制阀，分水口较多的输配水管道上，每隔 3 个~5 个分水口应设置一个节制阀；具有流量调节功能的节制阀宜采用球阀、闸阀、流量调节阀等阀门，不宜采用蝶阀；管道低洼处应设置泄水阀，局部隆起点应设置排气阀。

9 经水力过渡过程分析,设置空气阀、调压塔等水锤防护装置。

10 应根据监测需要设压力、流量计量装置。

11 灌溉输水管道与下游渠系连接处应设防冲刷措施。

6.7.2 灌溉输水管道设计应符合下列规定:

1 管道设计流量应根据控制的灌溉面积计算确定。

2 管道沿程水头损失和局部水头损失,可按下列公式计算:

$$h_f = f \frac{LQ^m}{d^b} \quad (6.7.2-1)$$

$$h_j = \zeta \frac{V^2}{2g} \quad (6.7.2-2)$$

式中: h_f ——管道沿程水头损失(m);

f ——摩阻系数,按表 6.7.2 取值;

L ——管道长度(m);

Q ——流量(m^3/h);

m ——流量指数,按表 6.7.2 取值;

d ——管道内径(mm);

b ——管径指数,按表 6.7.2 取值;

h_j ——管道局部水头损失(m);

ζ ——管道局部阻力系数;

V ——管道流速(m/s);

g ——重力加速度(m/s^2)。

表 6.7.2 各种管材的 f 、 m 、 b 值

管 材		f	m	b	
钢筋混凝土管	糙率	$n=0.013$	1.312×10^6	2.00	5.33
		$n=0.014$	1.516×10^6	2.00	5.33
钢管、铸铁管		6.26×10^5	1.90	5.10	
硬聚氯乙烯塑料管(PVC-U)		0.948×10^5	1.77	4.77	
铝合金管		0.861×10^5	1.74	4.74	
聚乙烯管(PE)		0.948×10^5	1.77	4.77	
玻璃钢(RPMP)		0.948×10^5	1.77	4.77	

3 管道设计流速宜控制在经济流速 $0.9\text{m/s}\sim 1.5\text{m/s}$,超出此范围时应经技术经济比较确定。

4 管道的纵、横断面应通过水力计算确定,并应验算输水管道产生水锤的可能性及水锤压力值。管道转角宜小于 90° 。水锤波产生压力值变化较大时,应计及水锤波对管道压力的影响选择管材。

5 管道的强度可按下列各种荷载组合情况进行计算:

- 1) 填土和运输工具对放空管道的压力;
- 2) 管道中水的工作压力、土压力和运输工具压力;
- 3) 管道最大静水压力;
- 4) 管道中产生水锤时的水压力和土压力。

6.7.3 管材选择应符合下列规定:

1 所选管材的公称压力应大于或等于灌溉管道系统分区或分段的设计工作压力;

2 固定管道宜选用节能管材,管道材料应根据水压、外部荷载、土的性质、施工维护和材料供应等各方面综合确定,宜采用塑料管、钢筋混凝土管、玻璃钢管等非金属材料,不宜采用漏失水量比较大的管材,选用钢管、铸铁管时,应进行防腐蚀处理;

3 所选管材质量、外形、规格、尺寸、公差配合、技术性能指标、管材使用年限应符合国家现行不同管材标准的规定。

6.7.4 管道基础处理应符合下列规定:

1 管道宜铺设在天然地基上,管道天然地基的强度不能满足要求时应采取加固措施。非金属管道宜有 $100\text{mm}\sim 150\text{mm}$ 厚的中粗砂基础找平层。

2 管基土壤含水量较大,不适于压实时,应采取换填和排水等有效措施。

7 排水沟(管)道

7.1 一般规定

7.1.1 排水形式应根据灌区的排水任务与目标,地形与水文地质条件,并应综合考虑投资、占地等因素,通过技术经济比较确定,可选择明沟、暗管、井排水或其他组合排水形式。

7.1.2 有排涝、排渍和改良盐碱地或防治土壤盐碱化任务要求,在无塌坡或塌坡易于处理地区或地段,宜采用明沟。

7.1.3 排渍、改良盐碱地或防治土壤盐碱化地区,当采用明沟降低地下水位,不易达到设计控制深度,或者明沟断面结构不稳定塌坡不易处理时,宜采用暗管。

7.1.4 当采用明沟或暗管降低地下水位,不易达到设计控制深度时且含水层的水质和出水条件较好的地区可采用井排。

7.1.5 血吸虫疫区和毗邻疫区的非流行区的明沟、暗管等排水工程设施,应结合血吸虫病的防治要求配套相应的血防措施。血防措施设置应符合现行行业标准《水利血防技术导则》SL 318的有关规定。

7.2 明沟排水

7.2.1 排水沟的设置应与灌溉渠道相对应,可依干沟、支沟、斗沟、农沟顺序设置固定沟道。沟道的级数可根据排水区的形状和面积大小以及承担的排水任务增减。

7.2.2 排水沟的布置应符合下列规定:

1 排水沟宜布置在低洼地带,并宜利用天然河沟。

2 1级~3级排水沟线路应避免高填、深挖和通过淤泥、流沙及其他地质条件不良地段。

3 排水沟线路宜短而平顺。1级~3级排水沟布设弯道段时,应符合本标准第6.2.5条的规定。

4 1级~3级排水沟之间及其与承泄河道之间的交角宜为 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 。

5 排水沟出口宜采用自排方式。受承泄区或下一级排水沟水位顶托时,应设涵闸抢排或设泵站提排。

6 排水沟可与其他形式的田间排水设施结合布置。

7 水旱间作地区,水田与旱田之间宜布置截渗排水沟。

8 排洪沟(截流沟)应沿傍山渠道一侧及灌区边界布置,并应就近汇入排水干沟或承泄区,交汇处应设防冲蚀护面。

7.2.3 末级固定排水沟的设计应符合下列规定:

1 末级固定排水沟沟深和间距,应依据排水设计标准,并应综合排水区的土壤与水文地质条件、灌排渠沟布置形式等因素,经分析确定。在增设临时浅密明沟时,末级固定排水沟间距可加大。

2 用于排渍和防治土壤盐碱化的末级固定排水沟沟深和间距,宜通过田间试验确定,也可按本标准附录G所列公式进行计算,并经综合分析确定。无试验资料时可按表7.2.3确定。

表 7.2.3 末级固定排水沟沟深和间距(m)

末级固定 排水沟沟深	排水沟间距		
	黏土、重壤土	中壤土	轻壤土、沙壤土
0.8~1.3	15~30	30~50	50~70
1.3~1.5	30~50	50~70	70~100
1.5~1.8	50~70	70~100	100~150
1.8~2.3	70~100	100~150	—

7.2.4 单纯排涝的排水沟可只按排涝进行流量设计。排涝、排渍两用排水沟可按排渍要求确定沟深和间距,应按排涝设计流量进行断面校核;兼有防治土壤盐碱化作用的排水沟,有冲洗要求时,尚应按冲洗排水流量进行断面校核。

7.2.5 排水沟设计流量应根据排水面积、排水模数、产流与汇流

历时以及对地下水位的控制要求等,按本标准第 3.3 节的有关规定分析计算确定。

7.2.6 排水沟纵横断面设计应符合下列规定:

- 1 应保证设计排水能力。排水沟设计水位宜低于地面(或堤顶)不小于 0.2m。干、支、斗沟断面应按分段流量设计。
- 2 排水沟分段处以及重要建筑物上、下游水面应平顺衔接。下一级沟道的设计水位宜低于上一级沟道 0.1m~0.2m。
- 3 正常运行时不应发生冲刷、淤积或边坡坍塌等情况。
- 4 占地应少,工程量应小。
- 5 施工、运行管理应方便。

7.2.7 排水沟沟底设计比降应根据沿线地形,地质条件,上、下级沟道的水位衔接条件,不冲、不淤要求,以及承泄区水位变化情况确定,并宜与沟道沿线地面坡度接近。

7.2.8 排水沟糙率应根据沟槽材料、地质条件、施工质量、管理维修情况等确定。新挖排水沟可取 0.020~0.025;有杂草的排水沟可取 0.025~0.030;排洪沟可比排水沟相应加大 0.0025~0.0050。

7.2.9 土质排水沟宜采用梯形或复式断面,石质排水沟可采用矩形断面。

7.2.10 土质排水沟边坡系数应根据开挖深度、沟槽土质及地下水情况等,经稳定分析计算后确定。开挖深度不超过 5m、水深不超过 3m 的沟道,最小边坡系数可按表 7.2.10 确定,淤泥、流沙地段的排水沟边坡系数宜取高值。

表 7.2.10 土质排水沟最小边坡系数

土 质	排水沟开挖深度(m)			
	<1.5	1.5~3.0	3.0~4.0	>4.0
黏土、重壤土	1.0	1.25~1.5	1.5~2.0	>2.0
中壤土	1.5	2.0~2.5	2.5~3.0	>3.0
轻壤土、砂壤土	2.0	2.5~3.0	3.0~4.0	>4.0
沙土	2.5	3.0~4.0	4.0~5.0	>5.0

7.2.11 排水沟开挖深度大于 5m 时,应从沟底以上每隔 3m~5m 设宽度不小于 0.8m 的栈道。

7.2.12 排水沟的堤顶宽度,应根据排水沟的稳定安全要求和运行管理需要确定,1 级~3 级排水沟不宜小于 2.0m,4 级、5 级排水沟可减小。堤顶兼作交通道路时,其宽度应满足车辆通行要求。

7.2.13 排水沟的弃土和局部取土坑应按相应的水土保持措施治理。

7.2.14 排水沟的设计平均流速可按本标准式(6.3.7-1)计算。允许不冲流速可按本标准附录 C 选用。水流含沙量较大,且沟底有薄层淤泥时,可按本标准附录 C 所列数值加大 10%。排洪沟允许不冲流速可按本标准附录 C 加大 10%~20%。排水沟和排洪沟的最小流速不宜小于 0.3m/s。

7.2.15 排水沟边坡防塌处理,应根据沟坡土质、土体受力和地下水作用等条件进行边坡稳定分析,经技术经济比较,选用投资较省、防治效果明显、施工简单易行的防治措施。

7.2.16 承泄区的选定应符合下列规定:

- 1 干沟排水应具备良好的出流条件;
- 2 承泄区应有足够的承泄能力或滞涝容积;
- 3 以河道、湖泊作为承泄区时,应有稳定河槽(或湖床)和安全堤防;
- 4 不能满足本条第 1 款~第 3 款要求时,应采取工程处理措施。

7.2.17 承泄区的设计水位可采用与排水区设计暴雨重现期相应的洪水位或与设计排水历时相应的多年平均高水位。

7.3 暗管排水

7.3.1 暗管的分级与管道类型及规格应根据所承担的排水任务、规模,地形及土质等因素综合分析确定。

7.3.2 暗管布置应符合下列规定:

1 吸水管应有足够的吸聚地下水能力,其管线平面布置宜相互平行,与地下水流动方向的夹角不宜小于 40° 。

2 集水管宜顺地面坡向布置,与吸水暗管夹角不应小于 30° 且应集排通畅。

3 各级排水暗管的首端与相应上一级灌溉渠道的距离不宜小于3m。

4 吸水管长度超过200m或集水管长度超过300m时宜设检查井。集水管穿越道路或渠、沟的两侧应设置检查井。集水管纵坡变化处或集水管与吸水管连接处也应设置检查井。检查井间距不宜小于50m,井径不宜小于800mm,井的上一级管底应高于下一级管顶100mm,井内应预留300mm~500mm的沉沙深度。明式检查井顶部应加盖保护,暗式检查井顶部覆土厚度不宜小于500mm。

5 水稻区和水旱轮作区的吸水管或集水管出口处宜设置排水控制口门。吸水管出口可逐条设置,也可按田块多条集中设置。

6 暗管排水进入明沟处应采取防冲措施。

7 暗管排水出口的布置方式应符合本标准第7.2.2条第5款的规定。

8 暗管可与浅密明沟或其他形式的排水设施组合布置。

7.3.3 排水暗管埋深与间距的确定应符合下列规定:

1 吸水管埋深应依据允许最小埋深和设计排水标准,结合灌排渠沟布置形式,与吸水管间距一并确定。季节性冻土地区尚应满足防止管道冻裂的要求。

2 吸水管的允许最小埋深应采用地下水位设计控制深度与剩余水头之和确定。剩余水头值可取0.2m。

3 吸水管间距宜通过田间试验确定,也可按本标准附录G所列公式进行计算,经综合分析确定。无试验资料时,可按表7.3.3确定。

表 7.3.3 吸水管埋深和间距(m)

吸水管埋深	吸水管间距		
	黏土、重壤土	中壤土	轻壤土、沙壤土
0.8~1.3	10~20	20~30	30~50
1.3~1.5	20~30	30~50	50~70
1.5~1.8	30~50	50~70	70~100
1.8~2.3	50~70	70~100	100~150

4 集水管埋深应低于集水管与吸水管连接处的吸水管埋深 100mm~200mm, 间距应根据灌溉与排水系统平面布置的要求确定。

7.3.4 排水暗管的设计流量可按下列公式计算确定:

$$Q_p = k_a q_1 A \quad (7.3.4)$$

式中: Q_p ——暗管设计排水流量(m^3/d);

k_a ——排水流量折减系数, 可从表 7.3.4 查得;

q_1 ——地下水排水强度(m/d), 可按本标准附录 H 取值;

A ——暗管控制排水面积(m^2)。

表 7.3.4 排水流量折减系数

控制排水面积(hm^2)	<16	16~50	50~100	100~200
排水流量折减系数	1.00	1.00~0.85	0.85~0.75	0.75~0.65

7.3.5 排水暗管或其他断面形式的地下排水暗沟宜采用无压流, 宜取充盈度为 0.6~0.8 的非满流输水, 水力计算可按下列公式:

$$Q_p = \omega_x C \sqrt{Ri} = K \sqrt{i} \quad (7.3.5-1)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (7.3.5-2)$$

式中: Q_p ——设计排水流量(m^3/s);

K ——特性流量(m^3/s);

R ——水力半径(m);

ω_x ——暗管有效过水断面面积(m^2);

C ——谢才系数($m^{1/2}/s$)；

i ——管道水力比降(‰)，可采用管线的设计比降；

n ——管内壁糙率，可从本标准表 7.3.5 查得。

表 7.3.5 排水管内壁糙率 n 值表

管沟类别	n
光壁塑料管	0.011
波纹管塑料管	0.016
钢筋混凝土管	0.013~0.014
混凝土管	0.013~0.014
石棉水泥管	0.012
陶土管	0.013~0.014

7.3.6 圆形吸水管和集水管的内径可分别按下列公式计算：

$$d_1 = 2(nQ_p/a\sqrt{3i})^{\frac{2}{3}} \quad (7.3.6-1)$$

$$d_2 = 2(nQ_p/a\sqrt{i})^{\frac{2}{3}} \quad (7.3.6-2)$$

式中： d_1 ——吸水管内径(m)；

d_2 ——集水管内径(m)；

n ——管内壁糙率，可从本标准表 7.3.5 查得；

α ——与管内水的充盈度 a 有关的系数，可从表 7.3.6 查得。

表 7.3.6 系数 α 和 β

a	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80
α	1.330	1.497	1.657	1.805	1.934
β	0.425	0.436	0.444	0.450	0.452

注：管内水的充盈度 a 为管内水深与管的内径之比值。管道设计时，可根据管的内径 d 值选取充盈度 a 值：当 $d < 100\text{mm}$ 时，取 $a = 0.6$ ；当 $d = 100\text{mm} \sim 200\text{mm}$ 时，取 $a = 0.65 \sim 0.75$ ；当 $d > 200\text{mm}$ 时，取 $a = 0.8$ 。

7.3.7 圆形吸水管或集水管平均流速可按下列公式计算：

$$V = \frac{\beta}{n} \left(\frac{d}{2} \right)^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (7.3.7)$$

式中： V ——圆形吸水管或集水管平均流速(m/s)；

β ——与管内水的充盈度 α 有关的系数，可从本标准表 7.3.6 查得。

7.3.8 排水管道的设计比降应满足管内最小流速不小于 0.3m/s 的要求。管内径 $d \leq 100\text{mm}$ 时， i 可取 1/300~1/600； $d > 100\text{mm}$ 时， i 可取 1/1000~1/1500。地形平坦地区吸水管首末端高差不宜大于 0.4m，比降不符合本条规定时，可缩短吸水管长度。

7.3.9 吸水管实际选用的内径不得小于 50mm，集水管实际选用的内径不得小于 80mm。吸水管宜采用同一内径，集水管可根据汇流情况分段采用不同内径。

7.3.10 非圆形吸水管或集水管可按其断面积折算成圆形，实际采用的非圆形断面积应分别为折算断面积的 1.5 倍和 1.3 倍，并应据此进行水力计算。

7.3.11 吸水管周围应设置外包滤料，其设计应符合下列规定：

1 外包滤料的渗透系数应大于周围土壤 10 倍。

2 外包滤料宜就地取材，宜选用耐酸、耐碱、不易腐烂、对农作物无害、不污染环境、方便施工的透水材料。

3 外包滤料的厚度可根据当地实践经验选取。散铺外包滤料的压实厚度，在土壤淤积倾向较重的地区，不宜小于 80mm；在土壤淤积倾向较轻的地区，宜为 40mm~60mm；在土壤无淤积倾向的地区，可小于 40mm。

4 散铺外包滤料的粒径级配可根据土壤有效粒径 d_{60} 按表 7.3.11 规定确定。

表 7.3.11 土壤有效粒径与外包滤料粒径级配关系

土壤有效 粒径 d_{60} (mm)	外包滤料粒径级配 d'_n (粒径, mm)					
	d'_0	d'_5	d'_{10}	d'_{30}	d'_{60}	d'_{100}
0.02~ 0.05	0.074~ 0.590	0.30	0.33~ 2.50	0.81~ 8.70	2.00~ 10.00	9.52~ 38.10
0.05~ 0.10	0.074~ 0.590	0.30	0.38~ 3.00	1.07~ 10.40	3.00~ 12.00	9.52~ 38.10
0.10~ 0.25	0.074~ 0.590	0.30	0.40~ 3.80	1.30~ 13.10	4.00~ 15.00	9.52~ 38.10
0.25~ 1.00	0.074~ 0.590	0.30	0.42~ 5.00	1.45~ 17.30	5.00~ 20.00	9.52~ 38.10

注:土壤有效粒径为土壤粒径级配曲线上相应于过筛累计百分数为 60% 土壤粒径, 外包滤料粒径 d_n 为外包滤料级配曲线上相应于过筛累计百分数为 $n\%$ 的滤料粒径。

5 各种化纤外包滤料的厚度和滤水防沙性能应通过试验确定。作为排水暗管外包滤料的土工织物, 可先按下式进行初步选择, 再通过试验确定:

$$O_{90}/d_{85} \approx 4 \quad (7.3.11)$$

式中: O_{90} ——土工织物的有效孔径 (mm), 即在土工织物孔径分布曲线上小于该孔径累计百分数为 90% 的土工织物孔径;

d_{85} ——在土壤粒径级配曲线上相应于过筛累计百分数为 85% 的土壤粒径 (mm)。

7.4 井 排 水

7.4.1 井排水应根据排水区的水文地质条件和排水需要, 经济合理地选择井位、井型和布置形式。

7.4.2 排水井宜采用管井,结构可与灌溉管井相同。当浅层各类岩性的透水性较好时,宜设置成浅井,井管应全部采用过滤管;当浅层岩性透水性较差时,宜选取辐射井、大口井、卧管井等形式的排水井。

7.4.3 排水水质符合灌溉要求时,排水井应作为灌溉补充水源,利用排水量灌溉农田。排水区排水量、水质均满足灌溉要求时,可布置成兼顾排水与灌溉双重任务的“以灌代排”井,井数及井型可结合灌溉要求确定。

7.4.4 改良盐碱地或防治土壤盐碱化需要排除含盐地下水时,排水井的过滤管段宜控制在含盐地下水层内,并应封闭其他含水层段。

7.4.5 排出的含盐水应利用沟(管)道直接排入承泄区。利用排出的含盐水进行灌溉时,应进行专门的试验研究。

7.4.6 排水井群布置形式可采用方格网形、梅花形、圆弧形、线形等。水文地质条件差异小、排水要求基本相同地区或地段,可均匀布井;水文地质条件复杂时,井距应通过现场试验确定。

7.4.7 井排水区的排水设计参数应通过分区专门试验或采用试验与理论计算相结合的方法确定,缺少试验资料地区,可依据排水设计标准及要求,按下列方法确定:

1 排水区的地下水位设计控制深度、排水量、排水模数、排水历时等应综合排水任务、目标、水文地质条件等因素分析确定。

2 排水区只有采取集中时间排水,才能在设计排水历时内将地下水位降至设计控制深度时,宜采用排水模数法确定排水井数,可按下列公式计算:

$$N = \frac{W_p}{QT} \quad (7.4.7-1)$$

$$W_p = 8.64 \times 10^4 A_p q_n T \quad (7.4.7-2)$$

式中: N ——排水井数(眼);

W_p ——设计排水量(m^3);

- A_p ——设计排水面积(km^2);
 q_0 ——设计排水模数 $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)]$;
 Q ——单井出水量(m^3/h),经现场抽水试验确定;
 T ——排水历时(d),依据排水设计标准分析确定;
 t ——日运行时数(h/d)。

3 排水区不需要采取集中时间排水,就可在设计排水历时内将地下水位降至设计控制深度时,宜采用平均排除法确定排水井数,可按下列公式计算:

$$N = \frac{W_n}{QT_n t} \quad (7.4.7-3)$$

$$W_n = W_1 + W_2 + W_3 \quad (7.4.7-4)$$

式中: N ——排水井数(眼);

W_n ——排水区年需排水量(m^3);

W_1 ——排水区入渗补给量(m^3);

W_2 ——排水区地下水位设计下降深度相应排水量(m^3);

W_3 ——排水区侧向径流补给量(m^3);

Q ——单井出水量(m^3/h),经现场抽水试验确定;

T_n ——排水井年运行历时(d);

t ——日运行时数(h/d)。

7.4.8 排水井设计,应符合现行国家标准《机井技术规范》GB/T 50625 的规定。

8 渠系建筑物基本规定

8.1 一般规定

8.1.1 渠系建筑物的建设位置和类型应根据灌溉和排水区总体规划 and 设计要求,按照确保渠道正常运行的原则,结合地形、水文、地质、施工、环保、水保、材料、交通、运行、管理和美观条件,经技术经济比较确定。

8.1.2 渠系建筑物的类型应适应地区经济发展程度和地区特殊要求,借鉴成功经验。有特殊要求的渠系建筑物,应进行相关专题的研究。

8.1.3 渠系建筑物设计与铁路、公路等交叉时,应满足相关行业标准的规定。

8.1.4 量水设计应符合国家现行标准《灌溉渠道系统量水规范》GB/T 21303 和《水工建筑物与堰槽测流规范》SL 537 的规定。

8.2 总体布置原则

8.2.1 渠系建筑物布置应满足水面衔接、泥沙处理、排泄洪水、环境保护、施工、运行管理的要求,适应交通和群众生活、生产的需要。有通航要求的渠系建筑物应进行专题研究。

8.2.2 渠系建筑物宜布置在渠线顺直、水力条件良好的渠段上,在底坡为急坡的渠段上不应改变渠道过水断面形状、尺寸或设置阻水建筑物。

8.2.3 渠系建筑物宜避开不良地质渠段。不能避开时,应采取地基处理措施。

8.2.4 顺渠向的渡槽、倒虹吸管、节制闸、陡坡与跌水等渠系建筑物的中心线应与所在渠道的中心线重合。跨渠向的渡槽、倒虹吸

管、涵洞等渠系建筑物中心线宜与所跨渠道的中心线垂直。

8.2.5 除倒虹吸管和虹吸式溢洪堰之外,渠系建筑物宜采用无压明流流态。

8.3 结构设计计算基本规定

8.3.1 渠系建筑物的结构形式应根据地形、地质、水文气象、施工方法、环境保护、安全经济等条件,经技术经济比较后确定。通过城区、风景旅游区或重要的渠系建筑物,宜采用外形优美、与环境协调的结构形式。

8.3.2 渠系建筑物的结构除应满足强度、刚度和稳定要求外,尚应根据所在部位的气候、环境和工作条件等情况,分别满足防淤、防堵、抗渗、抗冻、抗侵蚀、抗冲刷等要求。

8.3.3 渠系建筑物主要承载受力部位的混凝土强度等级不应低于C25,其伸缩缝处应设置便于更换的止水设施,也可采用两道以上不同形式的止水设施。

8.3.4 渠系建筑物上作用的永久荷载、可变荷载和偶然荷载应包含下列内容:

1 永久荷载:包括结构、上部填料和永久设备自重、土压力、泥沙压力、围岩压力、预应力、其他出现机会较多的荷载;

2 可变荷载:包括静水压力、扬压力、动水压力、漂浮物或船只撞击力、浪压力、外水压力、风压力、雪荷载、冰压力、土的冻胀力、人群荷载、车辆荷载、温度荷载、土壤孔隙水压力、灌浆压力、混凝土收缩及徐变影响力、支座摩阻力、施工荷载、其他出现机会较多的荷载;

3 偶然荷载:包括校核水位的静水压力、地震荷载、其他出现机会较少的荷载。

8.3.5 动水压力、漂浮物或船只撞击力、支座摩阻力、温度荷载及风压力计算应符合本标准附录J的规定。其余荷载可按现行行业标准《水工建筑物荷载设计规范》DL 5077 的规定计算确定。

8.3.6 施工荷载应根据工程施工过程的实际情况确定。采用吊装时,应考虑施工设备的重量及吊装时的动力荷载。施工设备的静重量应按实际重量确定,其动力荷载应按施工设备及起吊构件的静重量乘以数值为 1.1(手动)或 1.3(机动)的动力系数计算。

8.3.7 荷载组合分为基本荷载组合和偶然荷载组合两类。设计时应按作用在渠系建筑物上的最不利荷载组合进行结构计算,尚应增加其他不利的荷载组合。

8.3.8 穿越填方渠道的管、涵等建筑物的变形应与渠道变形相协调,也可采取工程措施。

8.4 地基处理原则

8.4.1 当渠系建筑物的地基不能满足承载力、变形、抗渗或抗冲刷等要求时,应采取地基处理加固措施。

8.4.2 地基处理方案应结合渠系建筑物的结构特点、地基情况、施工条件、运行方式和环境保护要求,按基础及上部结构相协调、因地制宜、简便易行、合理可靠的原则,经技术经济比较后确定。

8.4.3 采用的地基处理方案不应污染地表水、地下水,不应产生持久强烈的振动或噪声,应保证周围已有的建筑物安全,减少对周围环境产生不利影响。

8.4.4 一座渠系建筑物宜位于同一类型的地基上,对岩性不一的地基应采取工程处理措施。

8.4.5 对承载力不足,存在湿陷、沉陷、膨胀、冻胀、冲刷、地震液化等不良物理现象的土基,应选取换填、预压、预浸水、夯实、保温、挤密等单项或综合加固措施,也可采用桩基或沉井深基础。

9 渡 槽

9.1 一般规定

9.1.1 渡槽使用的钢筋混凝土最低强度等级应符合下列规定：

- 1 所用混凝土的强度等级不宜低于表 9.1.1 的规定值。

表 9.1.1 混凝土最低强度等级

物件名称	渡槽级别		
	1	2,3	4,5
槽身、拱式渡槽主拱圈、墩帽	C30	C25	C25
撑架	C25	C25	C25
墩身	C25	C20	C20

- 2 拱式渡槽所用石料的强度等级不应低于 MU30。

- 3 砌筑用砂浆的强度等级不应低于 M7.5。

9.1.2 应根据渡槽所处的环境条件类别和运用要求,对使用的圬工材料提出抗渗、抗冻、抗磨、抗侵蚀要求,并应采取相应的构造措施。对位于三、四、五类和冻融比较严重的二、三类环境条件的渡槽结构,其混凝土强度等级、砌石和砂浆强度等级应提高一级,并应相应采用抗侵蚀性水泥等措施。

9.1.3 渡槽钢筋混凝土结构设计和所遵循的构造要求,应符合其强度、稳定性、抗裂(或限裂)和耐久性需要,且应对混凝土浇筑、拆模、养护和使用添加剂等施工重要环节作出规定。

9.2 总体布置

9.2.1 渡槽应选择技术经济条件最佳的槽址和结构形式,且应控制和减少永久占地、植被破坏、弃渣流失等环境污染。

9.2.2 槽址选择应遵循下列原则：

1 应使渡槽和引渠长度较短、地质条件良好。

2 槽身轴线宜为直线，且宜与所跨河道或沟道正交。当受地形、地质条件限制槽身必须转弯时，弯道半径不宜小于6倍的槽身水面宽度，并应考虑弯道水流的不利影响。大型渡槽宜通过模型试验确定。

3 跨河渡槽的槽址处河势应稳定，渡槽长度和跨度的选取应满足河流防洪规划的要求，减小渡槽对河势和上、下游已建工程的影响。

4 便于在渡槽前布置安全泄空、防堵、排淤等附属建筑物。

9.2.3 槽下净空应符合下列规定：

1 跨越通航河流、铁路、公路的渡槽，槽下净空应符合相关行业标准关于建筑限界的规定。

2 跨越非等级乡村道路的渡槽，槽下净空应根据当地通行的车辆或农业机械情况确定。其槽下最小净高对人行道为2.2m、机动车道为3.5m。槽下净宽不应小于4.0m。

3 非通航河流(渠道)的校核洪水位(加大水位)至梁式渡槽槽身底部的安全净高不应小于1.0m(0.5m)；拱式渡槽的拱脚高程宜略高于河流校核或最高洪水位。双铰拱的拱脚允许校核洪水位淹没但不宜超过拱圈高度的2/3，且拱顶底面至校核水位的净高不应小于1.0m。

9.2.4 渡槽进、出口建筑物布置应符合下列规定：

1 进、出口段宜布置在岩石或挖方土质渠槽上。其底部和两侧应按地质条件设计防漏、防渗、防伸缩沉陷措施和完善的排水系统，有效防渗设施长度均应大于5倍的渠道最大水深。

2 进、出口段与上、下游渠道应平顺连接，避免急转弯。确因地形、地质条件限制而必须转弯时，弯道宜设于距离渡槽进、出口直线长度大于3倍的渠道正常水深以外，且弯道半径宜不小于5倍的渠底宽。

3 进、出口渐变段长度应按两端渠道水面宽度与槽身水面宽度之差所形成的进口水流收缩角和出口水流扩散角控制。适宜的进口水流收缩角为 $11^{\circ}\sim 18^{\circ}$ ，出口水流扩散角宜取 $8^{\circ}\sim 11^{\circ}$ 。

4 槽身和进、出口渐变段之间的连接段长度根据情况具体布置。槽身和进、出口之间的接缝宜设可靠的止水。

9.3 结构形式和构造

9.3.1 渡槽结构形式应根据渡槽级别、规模、地形、地质、地震、建筑材料、施工方法、环境条件、工期造价及运行管理要求等因素，因地制宜，经技术经济比较后确定。常用的梁式、拱式、桁架式、拱梁组合式、斜拉式及落地式等结构形式分别适用于下列条件：

1 地形开阔平坦，槽高不大，地质条件较差以及大型渡槽宜首选梁式渡槽。

2 窄深山谷地形，两岸地质条件良好，场地稳定，承载力较好，有施工场地时，宜采用单跨拱式或大跨度斜拉式渡槽。

3 槽高较大，地基良好或便于处理，施工场地开阔，宜采用桁架式或拱式渡槽。

4 水流湍急，通航放木，冰情严重河（渠）道上的渡槽，宜采用单跨跨度的结构形式。

5 多跨度的渡槽宜采用相同的结构形式和单跨跨度。槽址条件复杂时，采用的结构形式和单跨跨度不宜超过 3 种。

9.3.2 经技术经济比较后，可选用部分预应力或全预应力、单向或多向预应力混凝土结构。

9.3.3 槽身横断面应符合下列规定：

1 槽身横断面的常用形式有矩形和 U 形两种，应根据设计流量、运行要求及建筑材料条件等经技术经济比较后确定。矩形横断面槽身包括有、无拉杆侧墙式、肋板式、多纵梁式、箱式以及多箱梁式。

2 梁式渡槽矩形和箱形槽身的深宽比宜采用 $0.6\sim 0.8$ ，不

兼作纵梁受力或因特殊要求而加宽的矩形槽身不受此限制。箱式横断面在加大水面以上的通气面积不应小于15%和0.4m以上的通气净空高度。

3 槽身侧墙顶端厚度不宜小于12cm,侧墙底部厚度由计算确定。矩形槽身高度与槽壁厚度之比宜为12~16,肋板式矩形槽身高度与槽壁厚度之比宜采用18~21,槽身高度与槽壁厚度之比大于15的U形槽身应论证槽身的稳定性。

4 梁式渡槽U形槽身的深宽比宜采用0.7~0.9,拱式渡槽U形槽身的深宽比可减小。U形槽身的槽壁顶端应加大形成顶梁,顶梁面积(不含槽壁厚)宜为槽身横断面的15%~18%。跨宽比大于或等于4的U形槽槽底弧形段宜加厚。U形槽身两端应设置端肋,端肋外形轮廓宜为倒梯形或折线形。

5 槽身拉杆间距应与槽身侧墙的刚度和计算方法相适应。

6 3级及3级以上的渡槽可采用双槽或多槽式布置。

7 位于寒冷和严寒地区、三~五类环境条件的渡槽不宜采用薄壁结构形式。

9.3.4 钢筋混凝土结构的简支梁式槽身单跨跨度宜采用8m~15m,双悬臂梁式槽身分节长度宜采用15m~30m。预应力混凝土结构大型渡槽槽身宜采用简支梁式,其单跨跨度宜采用25m~50m。槽身距地面高度较大、地基条件较好或基础施工困难的宜选用以上3种槽身跨度的上限值。

9.3.5 拱式渡槽圬工主拱圈的结构形式有板拱、肋拱、箱形拱等,应根据渡槽规模、拱圈跨度、建筑材料以及施工方法等因素合理选用,并应符合下列规定:

1 主拱圈跨度宜采用30m~40m。其矢跨比宜选用以下值:板拱、肋拱 $1/6 \sim 1/3$,箱形拱、刚架拱 $1/10 \sim 1/6$,桁架拱 $1/8 \sim 1/4$ 。

2 主拱圈宽度宜与槽身结构宽度相同。主拱圈宽度与跨度之比不宜小于 $1/20$,对大跨度小流量的拱式渡槽,亦不宜小于

1/30。单拱跨度小于或等于 40m 时宜采用等截面主拱圈,大于 40m 时应采用从拱顶至拱脚逐渐加大截面高度的变截面主拱圈。

3 主拱圈的拱轴线应与渡槽正常运用期荷载产生的压力线接近,在拱圈截面上不宜出现拉应力和不均匀的压应力。

4 主拱圈的拱顶宜略低于或接触槽身底面。

5 板拱主拱圈可采用实体式或空箱式横截面。空箱式板拱主拱圈的顶、底板及两侧腹板厚度应根据结构计算和施工条件确定,箱腹挖空面积宜为箱体全截面的 50%~70%。

6 肋拱式拱圈可采用无铰、两铰或三铰的分离式肋拱结构,肋拱横截面可采用矩形、工字形或箱形。矩形截面肋拱的拱顶厚度宜为拱跨的 1/60~1/40,截面高度与宽度之比宜为 1.5~2.5。拱肋之间沿纵向每隔一定距离,以及在拱肋上设有排架和设铰断面处,应设置与拱肋刚性连接的横系梁。横系梁截面的最小边长不应小于其长度的 1/15。拱肋上排架间距可采用 3m~6m 或拱肋宽度的 15 倍。

7 横墙腹拱式空腹拱渡槽的腹拱跨径宜为主拱圈跨径的 1/15~1/8,主拱圈跨径大时取较小值。腹拱可采用等厚度圆弧拱或半圆拱。浆砌石腹拱厚度不宜小于 30cm,混凝土腹拱厚度不宜小于 15cm。

8 实腹拱的拱上结构两端与墩台之间应设置竖向变形缝,主拱圈跨度较大时,拱顶位置应加设竖向变形缝,多跨实腹拱式渡槽的槽墩顶部的上部结构应设竖向变形缝。空腹式渡槽与墩台相邻的腹孔应采用三铰拱,其他腹拱宜采用三铰拱或两铰拱。铰所在断面的上部结构均应设置竖向变形缝。

9 无铰拱的主拱圈与墩台之间应采用刚性连接,未经妥善处理的软土地基上不宜采用无铰拱结构。

10 严寒地区拱式渡槽的主拱圈应采用较大的矢跨比和较小的拱轴系数,拱上建筑及构造措施应能适应较大的温度变形要求。

9.3.6 梁式及拱式桁架渡槽应符合下列规定:

1 梁式桁架宜取高跨比为 $1/10 \sim 1/5$ 、桁架节间距为 $3\text{m} \sim 6\text{m}$ 。

2 上承梁式桁架的高跨比宜为 $1/6 \sim 1/3$ ，其竖杆位置应使各节间的槽身纵向弯矩值接近且间距不宜小于 5m 。下承梁式桁架的上弦拱轴线宜采用二次抛物线（或采用折线拱或平行弦桁架），其高跨比宜为 $1/10 \sim 1/5$ 。

3 桁架拱拱形弦杆的轴线宜采用二次抛物线或悬链线。桁架节间距宜为跨度的 $1/15 \sim 1/10$ ，桁架拱片各杆截面宽度宜为 $20\text{cm} \sim 50\text{cm}$ 。上承拱式桁架的下弦杆截面高度宜为跨度的 $1/85 \sim 1/70$ ，下弦杆与上弦杆的刚度比宜大于 6，腹杆与上弦杆的刚度比宜小于 1。复拱式拱桁架上、下弦杆的刚度比宜采用 $3 \sim 4$ ，竖杆截面宽度宜小于或等于下弦杆的截面高度。中承式及下承式桁架拱的杆件尺寸也可按本条规定确定。

4 各榀桁架片之间应采用横向联系杆刚性连接成整体结构。

9.3.7 排架、槽墩或墩台等下部支承结构应符合下列规定：

1 排架高度小于 20m 时宜采用单排架， $20\text{m} \sim 35\text{m}$ 时宜采用双排架。A 字形排架宜在顺槽向或横槽向一个方向上布置。受水流冲击的排架下部应采用重力式实体墩（混合式墩架）或全部重力墩。作用于排架的竖向荷载应通过排架立柱组合中心，排架柱底部与基础或重力墩之间宜采用固接方式，有特殊要求时可采用铰接方式连接。

2 重力式槽墩的墩高为 $8\text{m} \sim 15\text{m}$ 时宜采用浆砌石或混凝土实体墩，墩高为 $15\text{m} \sim 40\text{m}$ 时宜采用混凝土或钢筋混凝土空心重力墩。钢筋混凝土空心重力墩的墩壁厚度不应小于 30cm ，混凝土空心重力墩的墩壁厚度不应小于 50cm 。空心墩墩帽下应设置实体过渡段，空心墩内应视应力分布情况沿高度方向每隔 $2.5\text{m} \sim 4.0\text{m}$ 设置水平状钢筋混凝土横隔板或横梁，或设置直立的纵向隔板。

3 多跨连拱式渡槽每隔 3 跨 \sim 5 跨应设置一个加强墩。两侧拱跨对称的拱式渡槽混凝土中墩墩顶厚度宜为拱跨的 $1/25 \sim$

1/15,浆砌石中墩墩顶厚度宜为拱跨的 1/20~1/10,且不应小于 80cm。当槽墩两侧拱跨不对称时,应根据地基和墩体受力条件调整槽墩两侧拱脚(及墩顶)高程和拱矢跨比。

多跨简支式渡槽每隔 7 跨~10 跨应设置一个加强墩(重力式或双排架)。

4 槽台应根据地质和槽台高度等条件分别选用轻型、重力式、U 形、箱形或桩板组合等结构形式,其布置应满足稳定、地基承载力及沉降要求。轻型槽台和重力式槽台高度不宜大于 5m,台身背面应设置集水反滤系统和减压排水孔。台背填土应提出设计密实度要求,其表面应采取排水和防冲蚀措施。

9.3.8 简支梁式槽身的支座形式宜取高程较低端为固定支座,另一端为活动支座。对于多跨简支梁式槽身,各跨的固定支座与活动支座应相间排列。同座渡槽墩(架)顶部同一侧的支座形式应相同。中、小型渡槽的固定支座宜用平面钢板支座或板式橡胶支座,活动支座宜用切线钢板支座或滑动板式橡胶支座。大型渡槽固定支座宜用盆式橡胶支座,活动支座宜用单向或多向盆式橡胶活动支座。

9.4 水力设计

9.4.1 水力设计内容应包括选择槽身纵向底坡、确定槽身过水断面尺寸、通过水面衔接计算确定渡槽底部纵向各部高程,具体应符合下列规定:

1 槽身底坡应为缓坡(排洪渡槽除外),槽内设计流速宜为 1.0m/s~2.5m/s。

2 槽身过水断面通过设计流量时矩形断面的超高不应小于槽内水深的 1/12 加 0.05m,U 形断面超高不应小于槽身直径的 1/10。通过加大流量时槽中水面与无拉杆槽身顶部或有拉杆槽身的拉杆底部高差不应小于 0.10m,平面中轴线为曲线的槽内水深应取弯道处槽内横向最大水深值。

3 水面衔接计算应先计算通过设计流量时渡槽的总水面降

落值,该值略小于或等于渠道规划分配给渡槽的允许值时,据此初定槽身首端、末端及渡槽出口端渠道的底部高程。通过加大流量时由渡槽出口端渠底高程向上推求的进槽水深壅高值不宜超过槽前上游渠道水深的1%~3%,槽内水面不应出现较大的降落或壅高现象,否则应重新计算。

4 寒冷和严寒地区的渡槽槽身出口端底部高程宜高于该处的渠底高程,或在槽身末端底部设置泄空排水阀。

5 水力设计计算公式应按本标准附录 K 计算。

6 渡槽墩台冲刷应包括河床自然演变冲刷、槽下断面的一般冲刷和局部冲刷,其计算方法及计算公式应按现行行业标准《公路工程水文勘测设计规范》JTG C30 执行。

9.4.2 1 级~2 级渡槽的过水能力、各部位水头损失、水面衔接状态以及采用的消除槽内涌浪、漩涡、壅水、落水等各种措施,宜经水工模型试验验证。

9.4.3 扩建、改建渡槽的槽身材料或槽下河(渠)道的砌护材料发生改变时,应相应调整糙率值进行核算。

9.5 结构设计

9.5.1 渡槽结构应满足强度、刚度、稳定性、耐久性、抗裂或限裂要求,严寒地区渡槽的抗冻性要求应符合现行国家标准《水工建筑物抗冰冻设计规范》GB/T 50662 的规定。

9.5.2 上部输水结构、下部支承结构和基础等结构各成独立单元的渡槽,应根据力的传递关系和各部分的具体结构形式,分别进行结构分析。组合拱式渡槽及其他上部槽身与下部支承结构联合受力的渡槽,则应按整体结构进行结构分析。

9.5.3 作用在渡槽上的荷载应符合本标准第 8.3.4 条的规定,荷载计算应按本标准附录 J 计算。

9.5.4 混凝土收缩在超静定拱渡槽引起的附加内力,应按温度降低作用考虑,温度降低值应按表 9.5.4 确定。对 1 级、2 级渡槽,

其混凝土收缩对拱圈内力的影响宜经试验或专门研究确定。混凝土徐变引起的应力松弛,应按对计算拱圈内力乘以影响系数的方式确定。计算温度内力时影响系数应采用 0.70,计算收缩内力时影响系数应采用 0.45。

表 9.5.4 计算混凝土收缩附加应力按温度降低的取值

拱结构形式		相当于温度降低值 (°C)
整体现浇混凝土拱	一般地区	20
	干燥地区	30
整体现浇钢筋混凝土拱		15~20
分段浇筑的混凝土及钢筋混凝土拱		10~15
装配式钢筋混凝土拱		5~15

注:对于砌石拱圈计算混凝土收缩附加应力时按温度降低作用考虑的取值,应参
考表中数值选用。

9.5.5 设计时应将可能同时作用于渡槽的各种荷载进行组合。渡槽结构设计的荷载组合应按表 9.5.5 选用。

表 9.5.5 渡槽设计荷载组合

荷载 组合	计算情况	荷 载														
		自重	水重	静水压力	动水压力	漂浮物撞击力	风压力	土压力	土的冻胀力	冰压力	人群荷载	温度荷载	混凝土收缩和徐变影响力	预应力	地震荷载	其他
基本 组合	设计水深、 半槽水深	√	√	√	√	—	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—
	空槽	√	—	√	√	—	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—
偶然 组合	加大水深、 满槽水深	√	√	√	√	—	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—
	施工情况	√	—	√	√	—	√	√	√	—	√	—	—	√	—	√
	漂浮物撞击	√	—	√	√	√	√	√	—	—	√	√	√	√	—	—
	地震情况	√	√	√	√	—	√	√	√	√	—	√	√	√	√	—

注:温度荷载应分别考虑温升和温降两种情况。

重要、特殊渡槽尚应考虑其他可能的不利荷载组合。

9.5.6 梁式渡槽槽身结构计算内容应包括:纵向和横向断面的内力、正截面和斜截面强度、正截面抗裂(或限裂)及挠度验算。应根据具体结构形式选用相应的计算方法并应符合下列规定:

1 梁式槽身(包括U形)跨宽比大于或等于4时,可按梁理论计算;跨宽比小于4时,应按空间问题采用弹性力学方法计算,4级、5级渡槽槽身也可近似按梁理论计算。对于实腹式、横墙腹拱式及上承式桁架拱等拱上槽身,应按连续弹性支承梁进行计算。

2 槽身跨高比小于或等于5.0时,应按深受弯构件设计。简支深受弯构件的内力可按一般简支梁计算。连续深受弯构件的内力,当跨高比小于2.5时应按弹性理论的方法计算,当跨高比大于或等于2.5时应按一般连续梁计算。深受弯构件的强度计算和抗裂验算方法应按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191的规定执行。

3 渡槽纵向结构计算时,槽身支座摩擦系数大于0.1,则应考虑温降条件下支座摩阻力对槽身内力产生的不利影响。

4 预应力混凝土槽身应力分析宜采用梁理论和弹性理论相结合的方法,相互补充并进行验证。

5 渡槽槽身的最大挠度应按满槽水工况进行计算。简支梁式槽身计算跨度 L 小于或等于10m时,跨中最大挠度应小于 $L/400$,计算跨度 L 大于10m时,跨中最大挠度应小于 $L/500$ 。对于双悬臂或单悬臂梁式渡槽的槽身,跨中挠度的限值同简支梁跨中挠度的限值,悬臂端挠度限值为:当悬臂段计算长度 L' 小于或等于10m时为 $L'/200$;当计算长度 L' 大于10m时为 $L'/250$ 。预应力混凝土槽身最大挠度计算值不应含施加预应力所产生的反拱值。

6 1级~3级渡槽槽身应按抗裂设计,4级、5级渡槽槽身宜按限裂设计,最大裂缝宽度限值应符合现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191的相关规定。

9.5.7 U形槽身端肋的结构计算,当槽身按梁理论计算时,端肋可近似按一次超静定计算,梁高取中部最小截面的高度。当槽身按弹性理论计算时,端肋应与槽身作为整体结构进行计算。

9.5.8 1级、2级以及跨度大、宽跨比大于1/20的拱式渡槽,应采用有限元法进行拱圈结构分析计算。跨度较小的3级~5级拱式渡槽应采用结构力学的方法,应分别计算纵向垂直荷载和横向风压作用下的拱圈结构内力,并应符合下列规定:

1 超静定拱应计算因温度变化在拱圈内引起的附加应力。跨度小于25m、矢跨比大于或等于1/5,由砖石或混凝土预制块砌筑的拱圈,不宜计入温度变化对拱圈内力的影响。

2 土质地基上的超静定拱,应计算因墩台不均匀沉降、水平位移和转动引起的拱圈附加应力,其内力计算成果宜折减50%。

3 无铰拱主拱圈应对拱顶、1/4拱跨和拱脚三个截面进行强度与稳定验算。小跨径拱圈只需计算拱顶和拱脚两个截面,大跨径拱圈应加算1/8和3/8拱跨两个截面,上部支承结构为拱上架的主拱圈应对拱顶、拱脚、拱顶和拱脚附近排架等所在截面以及两排架中间的截面进行强度与稳定验算,裸拱和裸拱肋在施工安装阶段的验算截面应根据实际情况确定。

4 砖石、混凝土主拱圈及其他结构在荷载作用下的偏心距 e_0 不应超过下列规定:

1) 中、小跨径拱圈 e_0 小于或等于 $0.6y$ (y 为截面或换算截面重心至偏心方向截面边缘的距离,mm),其他结构 e_0 小于或等于 $0.5y$;

2) 当混凝土拱圈截面受拉一边设有不小于截面面积0.05%的纵向钢筋时,或是荷载组合中考虑了基础变位影响力时, e_0 可在1)规定值增加 $0.1y$;

3) 截面配筋率符合最小配筋率规定,按钢筋混凝土截面计算,偏心距不受限制。

5 按偏心受压构件计算的钢筋混凝土主拱圈,应按现行行业

标准《水工混凝土结构设计规范》SL191 规范的规定,在其正截面受压承载力计算中考虑结构侧移和主拱圈挠曲引起的二阶效应附加内力。

6 钢筋混凝土主拱圈最大裂缝宽度限值应符合现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191 的规定。

7 采用无支架或吊装施工的主拱圈,应按裸拱进行纵向稳定验算;采用无支架或早期脱架施工的大、中跨径主拱圈,拱上结构未与拱圈共同作用时,应按主拱圈承受全部拱上荷载进行验算;拱上排架无纵向联系且槽身简支于排架顶部时,应按主拱圈承受拱跨结构全部荷载进行验算。

8 长细比不大且矢跨比小于 1/3 的主拱圈,不宜进行纵向稳定验算。长细比 l_0/h_0 大于 30(矩形截面)或 l_0/γ_0 大于 104(非矩形截面)的砖石及混凝土主拱圈(l_0 为直杆的计算长度, h_0 为矩形截面偏心受压构件在弯曲平面内的高度, γ_0 为在弯曲平面内构件截面的回转半径)、长细比 l_0/b_0 大于 50 或 l_0/i_0 大于 174 的钢筋混凝土主拱圈(b_0 为矩形截面短边尺寸, i_0 为截面最小回转半径),拱圈的纵向稳定可按下列公式验算:

$$N_m \leq \frac{1}{K_v} N_L \quad (9.5.8-1)$$

$$N_m = \frac{H_m}{\cos \varphi_m} \quad (9.5.8-2)$$

$$\cos \varphi_m = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{L}\right)^2}} \quad (9.5.8-3)$$

$$N_L = \frac{H_L}{\cos \varphi_m} \quad (9.5.8-4)$$

$$H_L = k_1 \frac{EI_X}{L^2} \quad (9.5.8-5)$$

式中: N_m ——计算荷载作用下的平均轴向压力(kN);

K_v ——纵向稳定安全系数,可采用 4~5;

- N_L ——拱圈丧失纵向稳定时的临界平均轴向压力(kN);
 H_m ——计算荷载作用下拱脚水平推力(kN);
 φ_m ——半拱的弦与水平线的夹角($^\circ$);
 f ——拱的计算矢高(m);
 L ——拱的计算跨度(m);
 H_L ——临界水平推力(kN);
 E ——拱圈材料的弹性模量(kN/m²);
 I_x ——主拱圈截面对水平主轴的惯性矩(m⁴),对于变截面拱圈,可近似采用1/4拱跨处截面惯性矩;
 k_L ——临界推力系数,等截面悬链线拱在均布荷载作用下的 k_L 值可按表9.5.8确定。

表 9.5.8 等截面悬链线拱临界推力系数 k_L 值

支承条件	矢 跨 比				
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
无铰拱	74.2	63.5	51.0	33.7	25.0
双铰拱	36.0	28.5	19.0	12.9	8.5

9 当主拱圈宽跨比小于1/20或采用无支架施工时,应验算拱圈的横向稳定性,可按本标准附录K的公式验算。

9.5.9 排架、槽墩、槽台等下部支承结构的强度计算应符合下列规定:

1 排架应按下端为固接或铰接分别验算横槽向和顺槽向的强度。横槽向内力宜按平面刚架计算,立柱应按迎风面及背风面配筋计算中的大者对称配置受力钢筋。顺槽向单排架宜按顶端为铰或自由端的立柱进行强度验算,并考虑纵向弯曲的影响。采用预制吊装时尚应验算仅承受单侧槽身荷载时的强度。顺槽向双排架可简化为平面刚架计算,A字形排架宜简化为两个横槽向单排架(A字形架在顺槽向)或单A字形排架(A字形架在横槽向)计算。采用预制吊装的排架,应计算起吊时的强度,排架重力应按动力荷载计算。

2 梁式渡槽及拱式渡槽两侧拱跨结构对称相等的重力式槽墩,应验算墩身与墩帽结合面、校核洪水位时漂浮物(或船只)撞击点的墩身上下断面、墩身水平断面突变处、墩身与基础结合面的正应力和剪应力。两侧拱跨不等的不对称墩,应验算小跨拱脚下缘、大跨拱脚上缘与下缘、墩身与基础结合面以及墩面变坡截面的正应力和剪应力。桁架式加强墩除应验算墩帽与墩身结合面的应力外,尚应根据结构内力计算成果对墩柱的不利截面进行应力验算。

3 槽墩应验算施工过程中两侧荷载不对称作用时的纵向强度。拱式渡槽的不对称墩,应验算运用期主拱圈承受最大竖向荷载并计入温升作用的情况。对加强墩应考虑一侧拱跨垮塌时另一侧为空槽加温升的工况。

4 槽台应根据其结构形式、运用工况和地基条件等验算整体抗滑、抗倾覆稳定性和地基承载力,并计算台身各水平断面的正应力和剪应力。U形槽台两侧墙长度不小于同一水平截面前墙全长的40%时,宜按整体U形截面验算其应力。轻型槽台不应产生沿基底面的滑动,但允许绕基底面垂直渡槽水流方向的重心轴产生向岸坡方向的较小转动。

5 支承结构顶部的支座部位应进行局部承压应力验算,并应采取相应措施。

9.5.10 支座结构应满足强度要求,并应适应槽身因温度变化、混凝土收缩、徐变及荷载作用而引起的位移(线位移和角位移)。支座结构的设计、计算方法宜按桥梁工程的支座设计,大型渡槽及高地震烈度区渡槽的支座应进行专门研究。

9.6 地基与基础

9.6.1 渡槽基础应根据槽址处的工程地质、水文气象、建筑材料和施工方法等条件,结合渡槽结构形式,经技术经济比较后,合理选用浅基础、桩基础或沉井基础。

9.6.2 渡槽基础应满足强度、稳定性及耐久性要求。寒冷和严寒地区渡槽的基础设计尚应符合现行国家标准《水工建筑物抗冰冻设计规范》GB/T 50662 的规定。

9.6.3 渡槽的地基允许承载力应根据地质勘察成果采用野外荷载试验、理论计算和类比法综合分析确定。地质情况和结构复杂的大、中型渡槽的地基允许承载力宜经原位测试确定。岩石地基上的小型渡槽也可按附近桥涵建筑物的地质资料分析确定。

9.6.4 渡槽涉水墩台的基底最小埋置深度,应根据修建墩台后引起的槽下一般冲刷、局部冲刷、河床自然演变冲刷以及墩台基底在冲刷线以下的安全埋置深度计算确定。

9.6.5 浅基础设计应符合下列规定:

1 浅基础包括刚性基础和柔性基础。应用于地形较平坦、地基承载力易满足要求、地下水位埋深大、冻土深度浅、冲刷深度小的情况,应合理选用具体的基础结构形式、底面尺寸、埋置深度。

2 实体墩和空心墩宜采用刚性基础。基础顶面每边应大于槽墩底部外缘 25cm,基础底面面积应根据地基允许承载力计算确定;台阶式刚性基础深度应由材料的刚性角决定,满足材料刚性角要求的刚性基础可不作弯曲和剪切验算。刚性基础台阶的刚性角可按下列式计算:

$$\theta = \arctan \frac{C_i}{H_i} \leq [\theta] \quad (9.6.5)$$

式中: θ ——刚性角($^{\circ}$);

C_i ——基础第 i 阶的悬臂长度(m);

H_i ——基础第 i 阶的高度(m);

$[\theta]$ ——刚性角允许值($^{\circ}$)。对于砌片石、块石、粗料石基础,当用 M7.5 及 M7.5 以上水泥砂浆砌筑时, $[\theta]=35^{\circ}$;对于混凝土基础, $[\theta]=40^{\circ}$ 。

3 排架结构宜采用整体板式基础,或采用在基础板上布置纵向加强梁的整体筏板式基础。基础底面面积应根据地基允许承

承载力计算确定,基础板的厚度应满足抗冲切的强度要求。

9.6.6 渡槽浅基础应按横槽向和顺槽向分别验算基底应力。顺槽向尚应验算相邻跨施工荷载不平衡的情况并应符合下列规定:

1 建于非岩石地基上的浅基础底面不容许出现拉应力。验算基底压应力时可假定应力沿基底呈直线分布,按偏心受压公式计算,基础底面边缘的最大压应力应小于地基的容许承载力。

2 建于基岩上的浅基础底面应力仍按偏心受压公式计算。当基底应力的合力偏心距 e_0 超出核心半径 ρ 时($\rho=W/A_f$,其中 W 为相应于应力较小基底边缘的截面抵抗矩, A_f 为基础底面积),应按受压区范围计算基底最大压应力。

3 浅基础基底面下有软土层时,软土层顶面所受的压应力不应超过该软土层顶面土的允许承载力。

9.6.7 非岩石地基上外部为超静定结构的渡槽基础,湿陷性黄土或软土上的基础,槽下净空要求较严格的渡槽基础,以及相邻墩台基础的基底应力或地基土质不同时,应计算地基沉降量。

渡槽基础的地基最终沉降量宜按通过设计流量时的基本荷载组合采用分层总和法计算,地基压缩层计算深度宜按计算层面处土的附加应力与自重应力之比为0.10~0.20(软土地基取小值,坚实地基取大值)的条件确定。运行期的地基沉降量应不大于渡槽墩台基础的允许沉降量,相邻墩台运行期的地基沉降差不应大于渡槽墩台基础的允许沉降差。运行期墩台基础地基的允许沉降量可按式(9.6.7-1)计算,允许沉降差可按式(9.6.7-2)计算:

$$h_1 = 20\sqrt{l} \quad (9.6.7-1)$$

$$\Delta h_1 = 10\sqrt{l} \quad (9.6.7-2)$$

式中: h_1 ——运行期的基础允许沉降量(mm);

l ——相邻墩台间最小跨径长度(m),小于25m时仍以25m计;

Δh_1 ——运行期的基础允许沉降差(mm)。

9.6.8 浅基础应与墩台一起进行抗滑稳定和抗倾覆稳定验算。

抗滑稳定和抗倾覆稳定的安全系数计算值不应小于表 9.6.8-1 规定的允许值。

表 9.6.8-1 抗倾覆和抗滑动稳定安全系数允许值

荷载组合		稳定安全系数类别	渡槽级别	
			1,2,3	4,5
基本组合	空槽、有风	$[K_o]$	1.5	1.4
		$[K_s]$	1.3	1.2
偶然组合	施工、有风	$[K_o], [K_s]$	1.2	1.1
	空槽、有漂浮物撞击	$[K_o], [K_s]$	1.3	1.2

抗滑稳定和抗倾覆稳定的安全系数应按下列公式计算：

1 抗滑稳定安全系数宜按下式计算：

$$K_s = \frac{f_s \sum N}{\sum P} \quad (9.6.8-1)$$

式中： K_s ——抗滑稳定安全系数；

f_s ——基底面与地基土之间的摩擦系数，当缺少实测资料时可按表 9.6.8-2 采用；

$\sum N$ ——作用于基底面所有铅直力的总和(kN)；

$\sum P$ ——作用于基底面所有水平力的总和(kN)。

表 9.6.8-2 摩擦系数 f_s 值

岩土的分类名称		f_s
黏性土	软塑	0.25
	硬塑	0.3
	半坚硬	0.3~0.4
亚黏土、轻亚黏土		0.3~0.4
砂类土		0.4
碎、卵石类土		0.5
软质岩石		0.3~0.5
硬质岩石		0.6~0.7

2 抗倾覆稳定安全系数宜按下式计算:

$$K_0 = \frac{\sum M_v}{\sum M_p} \quad (9.6.8-2)$$

式中: K_0 ——抗倾覆稳定安全系数;

$\sum M_v$ ——所有垂直力对基底面形心轴的力矩总和($\text{kN} \cdot \text{m}$);

$\sum M_p$ ——所有水平力对基底面形心轴的力矩总和($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

9.6.9 当采用浅基础不能满足渡槽基底地基承载力要求或沉降量过大且地基土适宜钻孔时,宜优先采用钻(挖)孔灌注桩(简称为灌注桩)基础。灌注桩应根据工程地质、水文地质和施工条件等因素,合理选用摩擦桩或端承桩。同一墩台基础下应采用同一种形式、桩径或深度相同(或接近)的灌注桩。灌注桩基础设计应符合下列规定:

1 1级、2级渡槽或在淤泥、流沙土层中的灌注桩基础,应进行试桩并经荷载试验验证设计。用于湿陷性黄土或膨胀土中的桩,应采取抗湿陷或抗膨胀等不利影响的措施。

2 灌注桩基宜采用低桩承台,应设置盖梁,并应根据需要设置横系梁。

3 灌注桩直径不宜小于80cm。桩群可采用对称形、梅花形或环形布置。采用摩擦桩时中心距不应小于桩径的2.5倍,桩入土深度自一般冲刷线以下不应小于4m。采用端承桩时中心距不应小于桩径的2.0倍。对于直径(或边长)小于或等于100cm的桩基础,其边桩外侧与承台边缘的距离不应小于0.5倍桩径(或边长)且不应小于25cm;直径(或边长)大于100cm时,其边桩外侧与承台边缘的距离不应小于0.3倍桩径(或边长)且不应小于50cm。

4 灌注桩承台顶面应低于冻结线或最低冰层面以下0.25m,承台厚度不宜小于1.5m,避免流冰、流筏或其他漂浮物的直接撞击。

5 需要设置横系梁时,横系梁的高度宜采用80%~100%灌

注桩(柱)直径,宽度宜采用60%~100%灌注桩(柱)直径。

6 灌注桩顶主筋伸入承台时,灌注桩身应嵌入承台15cm~20cm,灌注桩顶主筋伸入盖梁时,桩身可不嵌入盖梁。桩顶直接埋入承台连接时桩径(或边长)小于60cm的埋入长度不应小于2倍桩径(或边长),桩径(或边长)为60cm~120cm时埋入长度不应小于120cm,桩径(或边长)大于120cm时,埋入长度不应小于桩径(或边长)。

7 承台以上的竖向荷载宜由灌注桩基全部承受,所有水平荷载宜由桩基平均分担。灌注桩基应验算由水平力所产生的挠曲、向前移动及剪切。边桩桩顶位于实体墩、空心墩或桩式墩底面以外的承台应验算外伸部分承台襟边的抗剪强度。

8 灌注桩、承台、盖梁及横系梁的混凝土强度等级不应低于C20,水下浇筑时不应低于C25。

9 灌注桩身宜按内力分段配筋,无须配置受力钢筋的仍应在桩顶3m~5m范围内设置构造钢筋。每根灌注桩内的受力钢筋直径不宜小于14mm且不宜少于8根,主筋间距不应小于80mm,保护层不应小于5cm。箍筋宜采用螺旋状布置,直径不应小于8mm,间距宜采用200mm~400mm,每隔2.0m~2.5m应设置直径为14mm~18mm的加劲箍筋。承台在桩身顶端平面内应设直径为14mm~18mm的钢筋网,钢筋网每1m²的钢筋含量宜为12cm²~15cm²。桩顶作用于承台的压应力大于混凝土允许应力时,应增设1层~2层钢筋网。横系梁的主钢筋应伸入桩内并与桩内主筋连接,横系梁的主钢筋面积不宜小于该梁截面面积的0.1%。

9.6.10 当采用浅基础地基承载力或基础沉降量不能满足要求,且不宜采用灌注桩基础时,应采用沉井基础。沉井基础设计应符合下列规定:

I 地基中有较大漂石、孤石、树根等难以破碎挖除的障碍物或沉井底部基岩层面倾斜严重时不宜采用沉井基础。

2 沉井结构宜简单对称,其尺寸应根据墩台底面尺寸、地基承载力及施工条件确定。沉井平面宜采用圆形或圆端形,沉井外壁按其分节高度宜为台阶形垂直面或坡度为 $1/50\sim 1/20$ 的斜面,内壁宜做成垂直面。井壁分节高度及厚度应根据沉井总高度和结构强度、下沉所需重力以及施工条件确定,混凝土沉井井壁分节高度不宜大于 5m 、厚度宜为 $80\text{cm}\sim 150\text{cm}$,钢筋混凝土沉井井壁不受此限制。

3 沉井井内宜采用砾石、片石混凝土、混凝土作为充填料,无冰冻地区的沉井尚可采用粗砂、砾石或水填充,外力作用较小的沉井宜不充填。沉井封底混凝土厚度应由计算确定,封底混凝土顶面高于沉井底部刃角斜面的高度不应小于 50cm 。沉井顶部应设置足够承担墩台下传荷载的钢筋混凝土盖板。

4 沉井井身、盖板和封底混凝土强度不宜小于 C20,井内充填料混凝土强度不宜小于 C15。钢筋混凝土沉井的最小含筋率不应小于 0.1% 。

5 非岩质地基中的沉井,可采取沿井壁外侧喷射高压水、气等辅助下沉,减小摩阻力和井壁厚度的设计措施。

10 倒虹吸

10.1 一般规定

10.1.1 倒虹吸管应根据水头和跨度,因地制宜地采用不同的布置形式。高水头、大跨度的倒虹吸管宜选取沿稳定且坡度合适的原状土两岸坡铺设坡面管道、设桥架管或河底埋管通过河沟、渠道的布置形式。低水头倒虹吸管平底管的两端可用矩形直井或缓坡池代替坡面管道。对交叉处河水位与渠水位接近的情况还可将河、渠两个开口槽布置为平面中轴线近于正交,槽底槽顶相互嵌套的涵洞式倒虹吸管。

10.1.2 倒虹吸管在进、出口段和管道段纵断面布置中,应统一安排镇墩和细部结构的位置。在横断面布置中应同时选择管身、管座(床)的形式及隔热保温措施。

10.1.3 倒虹吸管管道应密封、抗裂、抗渗、耐磨、防腐,满足强度、稳定和耐久性要求。对钢筋混凝土管道应采取全面严格的降低温差、减少混凝土干缩和提高含筋率、配置细而密的钢筋网等措施并提出施工限制要求。

10.2 总体布置

10.2.1 倒虹吸管的总体布置方案、管道横断面形式、尺寸和材质,应在总水头损失小于或等于渠道系统给定值条件下,经技术经济比较后确定。

10.2.2 管线选择应遵循下列原则:

1 倒虹吸管轴线在平面上的投影宜为直线并与河流、渠沟、道路中心线正交。倒虹吸管宜设在河道较窄、河床及两岸岸坡稳定且坡度较缓处。

2 倒虹吸管应根据地形、地质条件和跨越河流、渠沟、道路等具体情况,选用露天式、埋地式或桥式布置。埋地式倒虹吸管管顶应埋入地面以下0.5m~0.8m,有耕作要求的应埋入耕作层以下,寒冷地区和严寒地区应埋入最大冻土深度以下;跨越渠沟、道路时埋入沟底或路下不宜小于1.0m,跨越河流时应埋入设计洪水冲刷线以下不小于0.5m,必要时采用防护措施。桥式倒虹吸管的桥下净空应满足河(渠)道行洪和原有的通航要求,桥面宽度等应满足交通和施工要求。

3 在倒虹吸管纵断面(沟道横断面)上,当地形较缓时管线宜随地面敷设,管线布置应避免局部凸起,不可避免时应在上凸顶点的管道顶部安装进排气阀。

4 低水头倒虹吸管进、出口采用斜坡池式或竖井式布置时,斜坡池底或竖井底部应略低于倒虹水平管的管底,形成消力水垫或消能空间。

10.2.3 管道形式应符合下列规定:

1 倒虹吸管的管道横断面宜优先采用受力条件和水力条件较好的圆形断面。大流量、低水头或有特殊要求的也可采用矩形或其他合适的断面。

2 倒虹吸管应根据流量、水头、建筑材料、工程造价及施工等条件,分别选用钢筋混凝土管、预应力混凝土管、预应力钢筒混凝土管、玻璃钢夹砂管、钢管、球墨铸铁管或其他管材。高差较大或管道较长的倒虹吸管可分段采用不同管材。

3 倒虹吸管应依据设计流量、输水保证率、水头损失、输沙率、检修方便等要求,经技术经济比较后选用单根管道、双管或多管的布置方案。

10.2.4 进、出口段布置应符合下列规定:

1 倒虹吸管进、出口段宜布置在稳定、坚实的原状地基上。进口前、出口后应设渐变段与渠道平顺连接,进口渐变段长度宜取上游渠道设计水深的3倍~5倍,出口渐变段长度宜取下游渠道

设计水深的4倍~6倍。

2 进口渐变段后宜设控制闸门,也可设拦污栅,确保双管或多管布置的倒虹吸管按设计要求可单管或部分管运行。1级~3级和失事后损失大的倒虹吸管在上游渠侧应设泄水闸或溢流堰等安全设施。

3 渐变段和管道之间,应根据需要设置连接段或压力前(后)池,确保通过不同流量时管道进口均处于淹没状态,并根据渠道来水含沙量和渠道系统的功能,确定在该段设置沉沙池和冲沙闸的必要性。大管径和出口需要消力的尚应设压力后池。沉沙池尺寸的估算方法可按本标准附录L执行。

4 压力前池或竖井式进水口在管道前宜设置通气孔,斜坡式进水口且水深较小时可不设通气孔。

5 出口宜设闸门。

10.2.5 镇墩布置应符合下列规定:

1 镇墩应设置在倒虹吸管轴线方向变化处、管道材质变化处、地面式管段与架空式管段连接处、分段式钢管每两个伸缩接头之间。相邻两镇墩之间根据距离和结构需要宜加设中间镇墩。

2 镇墩分为封闭式和开敞式两类。开敞式镇墩宜用于固定钢管等薄壁管。封闭式镇墩可用于1级~3级和一般倒虹吸管,封闭式镇墩与管道之间宜采用刚性(管、墩浇筑成整体)或有足够摩擦力的柔性(管、墩分离)连接。

3 镇墩应满足结构布置和稳定要求,较长管道应在镇墩上结合布设清淤检修进入孔及泄空冲沙闸阀等设施。

4 镇墩的轮廓尺寸应通过稳定、强度和墩底应力计算确定。底面形状应有利于抗滑稳定和基底应力的均匀分布,宜为水平状、锯齿状或倾斜的阶梯状。

5 镇墩宜设置在岩基上。置于土基或强风化岩基上的镇墩,尚应考虑其基础沉陷对管道安全及管身内力的影响。

10.2.6 管座布置应符合下列规定:

1 管座形式和构造直接影响管道纵横向内力值,应综合考虑地形地质条件、管身横断面形式、管材和受力条件,通过技术经济比较合理选用。

2 按管座对管身的支承方式分为连续式管座和间断式管座。连续式管座常用于管径、壁厚较大、随温度管长伸缩变化较小的倒虹吸管,间断式管座应用于自身具有纵向承载能力、管道长度对温度变化敏感的倒虹吸管。

3 混凝土或浆砌石连续式刚性弧形管座宜用于1级~3级倒虹吸管,其管座包角宜采用 90° ~ 135° ,管座厚度宜采用1.5倍~2.0倍的管壁厚度,单侧管座肩宽宜采用1.0倍~1.5倍管壁厚度且应大于300mm。管座与管道的接触面上应涂抹足够厚度的沥青或直接铺设数层沥青油毡。

4 管径较小的倒虹吸管可直接(或通过砂垫层)铺设在坚固、稳定的水平状或符合管外形的弧形素土(或岩石)地基上。

5 间断式管座的具体形式和要求应符合现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》SL 281的规定。

10.3 水力设计

10.3.1 水力设计应包括下列内容:

- 1 确定管道的根(孔)数和过水断面尺寸;
- 2 确定进、出口段的布置形式、尺寸和各部位高程;
- 3 计算水头损失,校核管道过水能力和计算上、下游水面衔接。

10.3.2 倒虹吸管初拟管内平均流速宜取 1.5m/s ~ 2.5m/s 。具体管内流速应根据渠道规划允许的水头损失值和通过最小流量时的管内最小流速确定,管内最小流速应大于管内不淤允许流速值。计算方法应按本标准附录L执行。

10.3.3 倒虹吸管与上、下游渠道结合起讫断面之间的总水头损失由进口渐变段水头损失、倒虹吸管水头损失和出口扩散渐变段

水头损失三部分组成,其计算方法及公式应按本标准附录 L 执行。

10.3.4 倒虹吸管的过流能力计算公式应按本标准附录 L 执行。

10.3.5 倒虹吸管上、下游水面总落差应按下式计算:

$$\Delta Z = \Delta Z_1 + \Delta Z_2 - \Delta Z_3 \quad (10.3.5)$$

式中: ΔZ_1 ——进口渐变段始末断面间的水面落差(m);

ΔZ_2 ——进口渐变段末端至管道出口断面之间的水面落差(m);

ΔZ_3 ——管道出口断面至出口渐变段末端断面间的水面恢复值(m)。各水面落差值的计算公式应按本标准附录 L.1 执行。

10.3.6 出口渐变段末端(下游渠道起始)断面的底面高程应按下式计算:

$$H_d = H_u + h_u - h_d - \Delta Z \quad (10.3.6)$$

式中: H_d ——下游渠道起始断面底部高程(m);

H_u ——上游渠道末端断面底部高程(m);

h_u ——上游渠道设计水深(m);

h_d ——下游渠道设计水深(m);

ΔZ ——上、下游水面总落差值(m)。

10.3.7 按设计流量初步确定横断面尺寸、管道根(孔)数和渠道进、出口底部高程后,尚应验算下列两种工况的上、下游水面衔接,并应提出改善措施:

1 通过小流量时,管道进、出口应处于淹没状态。

2 通过加大流量时,管道进、出口渠道水面高程、渠堤顶部高程仍应满足安全运行要求。当出口出现远驱水跃时,应加设消力池,消力池的计算方法应按本标准附录 L 执行。

10.3.8 1级、2级倒虹吸管和其他有特殊要求的倒虹吸管宜采用水工模型试验进行验证。

10.4 结构设计

10.4.1 结构设计应包括下列内容：

- 1 确定各部结构形式及其主要尺寸；
- 2 进行荷载计算及确定荷载组合；
- 3 稳定计算；
- 4 强度计算及抗裂验算；
- 5 细部结构设计。

10.4.2 根据各种荷载实际上同时出现的可能性，管身和镇墩的最不利荷载组合分别按表 10.4.2-1 和表 10.4.2-2 计算，尚应考虑其他可能出现的不利荷载组合。

表 10.4.2-1 管身计算的荷载组合

管道类型	荷载组合	永久荷载和可变荷载									偶然荷载			备注	
		自重	满管水重	设计内水压力	外水压力	水流离心力	土压力	风荷载	雪荷载	地面荷载	温度荷载	校核内水压力	施工荷载		冲击力
露天管	基本组合	√	√	√	—	√	—	√	—	—	√	—	—	—	正常运用
	偶然组合 (I)	√	√	—	—	√	—	—	—	√	√	—	—	—	—
	偶然组合 (II)	√	√	√	—	√	—	—	—	√	—	—	√	—	地震
埋管	基本组合 (I)	√	√	√	—	√	√	—	√	√	—	—	—	—	正常运用
	基本组合 (II)	√	—	—	√	—	√	—	√	√	—	—	—	—	空管

续表 10.4.2-1

管道类型	荷载组合	永久荷载和可变荷载									偶然荷载		备注		
		自重	满管水重	设计内水压力	外水压力	水流离心力	土压力	风荷载	雪荷载	地面荷载	温度荷载	校核内水压力		施工荷载	地震力
埋管	偶然组合 (I)	√	√	-	-	√	√	-	√	√	√	√	-	-	-
	偶然组合 (II)	√	-	-	-	-	√	-	-	√	√	-	√	-	施工
	偶然组合 (III)	√	√	√	-	√	√	-	-	√	√	-	-	√	地震

表 10.4.2-2 镇墩计算的荷载组合

管道类型	荷载组合	永久荷载和可变荷载									偶然荷载		备注	
		自重	水重	设计内水压力	外水压力	水流离心力	土压力	雪荷载	地面荷载	不均匀沉降力	温度荷载	校核内水压力		地震力
露天管	基本组合	√	√	√	-	√	-	-	-	√	√	-	-	正常运用
	偶然组合 (I)	√	√	-	-	√	-	-	-	√	√	√	-	-
	偶然组合 (II)	√	√	√	-	√	-	-	-	√	√	-	√	地震

续表 10.4.2-2

管道类型	荷载组合	永久荷载和可变荷载									偶然荷载		备注	
		自重	水重	设计内水压力	外水压力	水流离心力	土压力	雪荷载	地面荷载	不均匀沉降力	温度荷载	校核内水压力		地震力
埋管	基本组合	√	√	√	—	√	√	√	√	√	—	—	—	正常运用
	偶然组合(I)	√	√	—	—	√	√	—	√	√	—	√	—	—
	偶然组合(II)	√	√	√	—	√	√	—	√	√	—	—	√	地震

10.4.3 管道较长、水头较大、分段采用不同材料的倒虹吸管,其管身结构设计应按管道所采用的不同材质管道分段进行。

10.4.4 钢筋混凝土圆管的结构设计应符合下列规定:

1 管壁厚度应根据建筑物级别、管径大小、荷载组合、抗裂安全和施工要求确定:

1) 管壁厚度宜按下式初拟:

$$\delta = \frac{K_1 P_i r_i}{R_t - K_1 P_i} \quad (10.4.4-1)$$

2) 当水头较低(小于或等于 15m)时,宜按下式初拟:

$$\delta \geq (0.1 \sim 0.125) D_i \quad (10.4.4-2)$$

式中: δ ——管壁厚度(mm);

P_i ——设计内水压力(N/mm²);

r_i ——管道内半径(mm);

R_t ——混凝土抗裂强度(N/mm²);

K_1 ——混凝土抗裂安全系数,按表 10.4.4 选用;

D_i ——管道内径(mm)。

表 10.4.4 钢筋混凝土圆管的抗裂安全系数

项次	受力特征	建筑物级别		
		1	2,3	4,5
1	轴心受拉、小偏心受拉构件	1.25	1.20	1.15
2	受弯、偏心受压、大偏心受拉构件	1.15	1.10	1.05

注:对抗裂有严格要求的构件,抗裂安全系数应当提高。

3) 计入曲率对弯曲应力的影响时,管壁宜加厚 10mm ~ 20mm。

4) 初拟的管壁厚度不满足强度、刚度、稳定、抗裂、抗渗以及抗冻等要求时,应重新拟定管壁厚度另行计算。

2 1级、2级和重要倒虹吸管的钢筋混凝土圆管管身内力应按弹性理论空间问题求解,3级~5级钢筋混凝土圆管宜简化为管身纵、横向两个平面问题分别计算。

3 管身横向按封闭圆环型结构计算。对管壁厚度 δ 与管壁平均半径 r_c 比值 δ/r_c 小于或等于 1/8 的薄壁管宜采用结构力学的弹性中心法计算内力,对 δ/r_c 大于 1/8 的厚壁管宜按弹性力学平面问题计算,或采用将均匀内(外)水压力荷载所产生的内力(应力)按弹性力学平面问题计算,而其余荷载所引起的内力按结构力学法计算之后再叠加的方法。

4 钢筋混凝土管管身的纵向内力,对有连续式刚性管座的可不进行计算,但应按抗裂要求布置纵向构造钢筋。对布置于间断式管座上的管身纵向内力,应根据管道跨长 L 与管身内径 D (宽度)的比值采用不同方法计算:当 L/D 大于或等于 3 时为长壳但可近似地按梁理论计算,当 0.5 小于或等于 L/D 小于 3 时按圆柱形中长壳的弯曲理论或半弯曲理论计算,当 L/D 小于 0.5 时按短壳的弯曲理论或半弯曲理论计算。

5 管壁混凝土强度等级不应低于 C25,并根据当地自然条件及运行条件提出抗渗、抗冻等级和抗磨、抗侵蚀等要求。钢筋混凝

土管的强度计算应执行现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191 的规定。

6 现浇钢筋混凝土管管身的分节长度应根据地基、施工、温度以及管座形式等条件,应按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191 关于伸缩缝最大间距的规定,综合分析后确定。

10.4.5 钢筋混凝土矩形管结构设计应符合下列规定:

1 钢筋混凝土矩形管宜直接布设在稳定、坚实的地基上,其纵向内力宜按弹性地基梁计算。4级~5级倒虹吸管纵向管节长度不大且地基坚固的可按构造要求配置纵向钢筋。

2 管壁厚度可按式(10.4.5-1)估算,式中的管壁弯矩可根据作用的主要荷载按式(10.4.5-2)估算:

$$\delta = \sqrt{\frac{6k_1 M}{rR_t}} \quad (10.4.5-1)$$

$$M = \left(\frac{1}{9} \sim \frac{1}{12} \right) q l^2 \quad (11.4.5-2)$$

式中: r ——混凝土塑化系数,对矩形截面,取 $r=1.55$ 或 $r=1.55(1.1-0.1h)$, h 为矩形管截面总高度(m)。

3 矩形倒虹吸管的横向内力,对单孔或等跨多孔等截面的宜按闭合刚架采用结构力学方法计算,对不等跨或不等截面的除采用结构力学力法或变位法计算外,对1级~2级和重要倒虹吸管必要时宜采用有限元法进行应力分析。

4 根据计算内力成果,按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191 进行配筋计算及抗裂验算。

10.4.6 预应力混凝土管结构设计应符合下列规定:

1 预应力混凝土管中,当采用钢棒、螺纹钢筋作为预应力钢筋时,其混凝土强度等级不宜低于C30。当采用消除应力钢丝、钢绞线作为预应力钢筋时,其混凝土强度等级不宜低于C40。

2 预应力混凝土管宜采用圆形过水断面,其结构应符合下

列规定:

- 1) 在内水压力、预应力与其他荷载组合作用下,管道各部位中的拉应力应小于混凝土的轴心抗拉强度标准值。
- 2) 无内水压力作用(空管)时,在预应力与其他荷载组合作用下,管道各部位中的压应力应小于混凝土的轴心抗拉强度标准值。
- 3 预应力混凝土管初拟管壁厚度应按表 10.4.6 执行。

表 10.4.6 预应力混凝土管的管径与管壁厚度参考值(mm)

管径	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
管壁厚	55	60	70	80	90	100	115	130

4 预应力混凝土管应进行强度、配筋计算和抗裂验算,并应符合现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191 的规定。

10.4.7 钢管结构设计应符合下列规定:

1 露天布置的钢管管壁初拟厚度宜按由内水压力产生的环向拉应力进行估算。

1) 计算公式应按式(10.4.7-1)计算,其中钢材允许应力值可按规范值的 75% 采用。

$$\delta = \frac{pD}{2 \times 0.75[\sigma]} \quad (10.4.7-1)$$

式中: δ ——钢管管壁初拟厚度(mm);

D ——钢管内径(mm);

p ——内水压力(MPa);

$[\sigma]$ ——钢材允许应力(MPa)。

2) 初拟的管壁厚度,应按式(10.4.7-1)计算值再增加 1mm~2mm 以上的锈蚀及磨损厚度。

3) 薄壁结构的钢管管壁厚度除应满足按式(10.4.7-1)计算的强度要求外,尚应大于抗外压稳定性要求的管壁最小厚度,管壁最小厚度按表 10.4.7-1 选用。

表 10.4.7-1 钢管管壁最小厚度

钢管内径(mm)	<1600	1600~3200	3300~4800	4900~6400	6500~8000
管壁最小厚度(mm)	6	8	10	12	14

2 按弹性工作状态计算所得的应力不应大于钢管允许应力值,其值应符合表 10.4.7-2 的规定,表中 σ_s 为钢材屈服强度, σ 为钢管管壁厚度。

表 10.4.7-2 钢管允许应力 $[\sigma]$

应力区域		膜应力区		局部应力区			
		基本	偶然	基本		偶然	
荷载组合							
产生应力的内力		轴力		轴力	轴力弯矩	轴力	轴力弯矩
允许应力	明钢管	0.55 σ_s	0.7 σ_s	0.67 σ_s	0.85 σ_s	0.8 σ_s	1.0 σ_s
	地下埋管	0.67 σ_s	0.9 σ_s	—	—	—	—

注:按现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700, Q235 钢 $\delta \leq 16\text{mm}$, $\sigma_s = 235\text{N/mm}^2$;
 $\delta > 16\text{mm} \sim 40\text{mm}$, $\sigma_s = 225\text{N/mm}^2$ 。

3 钢管横断面管壁各计算点的应力计算公式及方法应按现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》SL 281 执行,并应符合下列第四强度理论条件:

1) 按平面问题计算时:

$$\sqrt{\sigma + \sigma_0^2 - \sigma_0\sigma_1 + 3\tau_{20}^2} \leq \phi[\sigma] \quad (10.4.7-2)$$

2) 按空间结构计算时:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_0^2 + \sigma_y^2 - \sigma_0\sigma_x - \sigma_0\sigma_y - \sigma_x\sigma_y + 3(\tau_{0x}^2 + \tau_{0y}^2 + \tau_{xy}^2)} \leq \phi[\sigma] \quad (10.4.7-3)$$

式中: $\sigma_x, \sigma_0, \sigma_y$ —— 轴向、环向、径向正应力 (N/mm^2), 以拉为正;

$\tau_{0x} + \tau_{0y} + \tau_{xy}$ —— 剪应力 (N/mm^2);

ϕ —— 焊缝系数, 单面对接焊 $\phi = 0.9$, 双面对接焊

$\phi = 0.95$;

$[\sigma]$ ——相应计算工况的允许应力(N/mm²)。

4 钢管抗外压稳定验算的公式及方法应按现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》SL 281 的规定执行,抗外压稳定计算安全系数不应小于下列各值:

- 1)明置的钢管管壁和加劲环应为 2.0。
- 2)地下埋管、光面管和锚筋加劲的钢管管壁应为 2.0;用加劲环加劲的钢管管壁和加劲环应为 1.8。

10.4.8 预应力钢筒混凝土管结构设计应符合下列规定:

1 应按其设计条件选用符合现行国家标准《预应力钢筒混凝土管》GB/T 19685 规定的管材;

2 埋设于土壤中的预应力钢筒混凝土管,应对管身外壁进行防腐处理;

3 管节接口处应铺设厚度为管壁厚 1.0 倍~1.5 倍的砂垫层作为过渡层;

4 购置的预应力钢筒混凝土管应尽快安装,并按要求定期洒水养护,避免干裂或预应力损失过大而报废。

10.4.9 玻璃钢夹砂管结构设计应符合下列规定:

1 按其特殊的设计条件应选用符合现行国家标准《玻璃纤维增强塑料夹砂管》GB/T 21238 规定的管材。

2 玻璃钢夹砂管刚度小,对管道基础要求严格,铺设厚度不应小于 150mm 的砂垫层。

3 玻璃钢夹砂管的覆盖土应符合下列规定:

1)回填的覆盖土中不应混含有机材料、冻土以及大于 50mm 的砖石块等硬物,避免损伤管道外壁。

2)管道两侧的回填土应分层同时回填、均匀上升,并夯实达到设计密实度。

3)中型汽车车行道下埋设的玻璃钢夹砂管管顶覆盖土厚度要求应符合表 10.4.9 的规定。

表 10.4.9 玻璃钢夹砂管覆土厚度限值

玻璃钢管刚度级别	SN 5000	SN2500
覆土最大厚度(m)	3.0	1.2
覆土最小厚度(m)	0.8	0.8

10.4.10 镇墩结构设计应符合下列规定：

1 镇墩应设在稳定的地基上，并按现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 的规定对镇墩进行抗滑、抗倾覆稳定及地基强度等验算。稳定安全系数允许值应符合表 10.4.10 的规定。

表 10.4.10 稳定安全系数值

荷载组合	基本组合	偶然组合
抗滑稳定	1.30	1.10
抗倾覆稳定	1.50	1.20

2 镇墩基础底面上不应产生拉应力，土基上的基底最大压应力应小于地基允许承载力，且基底最大压应力与最小压应力之比不宜大于 2.0。

3 验算镇墩结构强度。

4 倒虹吸管的镇墩宜采用混凝土结构，其强度等级不应低于 C20。寒冷地区镇墩的底部应深埋至冻土线以下，并应规定混凝土材料的抗冻等级。

5 倒虹吸管的镇墩内宜配置抗温度变化等的构造钢筋，内壁上凸状弯管的封闭式镇墩尚应配置锚固钢筋以加强整体性。

10.4.11 桥式倒虹吸管结构设计包括下列内容：

1 跨河沟的桥式倒虹吸管部分，其布置和结构设计应符合本标准渡槽的有关规定进行，支承结构的基础应置于可靠的持力层中并应满足最小埋置深度的要求。

2 桥式倒虹吸管管身的管材应根据设计要求和自身支承结构类型选用。

10.4.12 进、出口建筑物的结构设计，应在进、出口水力设计方案

确定后进行,并应包括下列内容:

- 1 整体稳定计算(抗滑、抗倾覆);
- 2 地基应力计算;
- 3 整体和各部结构的强度、刚度、稳定计算;
- 4 细部结构设计;
- 5 地基处理设计。

10.5 细部结构设计

10.5.1 倒虹吸管管道外部应采取防护措施。钢筋混凝土管道应采取覆土填埋、包裹保温层和加强施工保护等措施,玻璃钢夹砂管应采取防止紫外线辐射的抗老化措施,钢管应加强表面抗氧化和防腐蚀措施,露天钢管且应借助间断式管座脱离地面布置。

10.5.2 现浇钢筋混凝土管分节形成的伸缩沉陷缝内应设置止水,中、高水头的伸缩沉陷缝内应同时设置两种不同形式且便于更换的止水。

10.5.3 钢管的分节长度和节间止水形式应视温度变幅、地基性质和敷设方式等条件合理确定。钢管应在两镇墩之间的较高侧设置特制的伸缩沉陷柔性接头。

10.5.4 工厂化生产的管道应优先采用承插式接头,两个镇墩之间伸缩沉陷量较大的应增设柔性接头。小型倒虹吸管可采用套管式接头并采取可靠的密封措施。

10.5.5 管身孔口布置应符合下列规定:

1 泄水孔、冲沙孔底部高程应高于河道枯水位,宜布置在位置最低的镇墩上或桥式倒虹吸管管道的最低部位。

2 1级~4级倒虹吸管宜设置检修进人孔,其孔径不宜小于800mm,间距宜为200m~400m。

3 管道上开设的所有孔洞应设置封口盖板或阀门,盖板或阀门应满足强度、刚度、密封止水和防破坏性能。

11 涵 洞

11.1 一般规定

11.1.1 同一座涵洞宜采用同一断面形式。在满足过流能力条件下其横断面应优先选用单孔断面,当流量较大或涵洞高度受限时可选用相同的多孔断面。

11.1.2 涵洞设计除本身的进、出口、洞身及消能防冲设施设计外,尚应包括沟(溪)道上、下游整治、道路连接、进、出口外沟床防冲加固处理、进、出口顶部渠(路)堤边坡的铺砌加固和环境改善等工程设计内容。

11.2 总体布置

11.2.1 涵洞轴线布置应符合下列规定:

1 涵洞轴线宜为直线,其走向应有利于选择涵洞流态和形式、涵洞进、出口水流平顺或交通通畅。

2 渠涵轴线应与渠道中心线一致,其进、出口水面应与渠道水面平顺衔接,符合渠道设计及运用要求。

3 渠下涵的轴线宜与渠道正交,连接山区沟(溪)或等级道路的涵洞轴线宜与水流或路线方向一致。

11.2.2 渠涵的洞身段纵坡不应小于该段渠道的纵坡,其各部底面高程应满足与渠道水面衔接的要求。

11.2.3 渠下涵的洞身底面高程应等于或接近所在渠、沟(溪)的底面高程,其纵坡应等于或稍大于所在渠、沟(溪)纵坡并不宜大于5%,渠下涵的水流速度应小于洞身材料和出口土壤的允许不冲流速。交通涵洞的纵坡应有利于洞内排水。

11.2.4 渠下涵流态及洞型选择应符合下列条件:

- 1 渠下涵宜选用无压流态。
- 2 渠下涵选用有压或半有压流态应具备下列条件：
 - 1) 涵前地形陡峻或允许短期存在不致造成淹没损失的较高积水深度；
 - 2) 所在渠道的填土质量良好，不致因积水水压或渗流而失稳；
 - 3) 洞身材料应具有足够强度、允许流速较大且接缝止水可靠。
- 3 不应采用急坡长洞半有压流态。

11.2.5 涵洞横断面形式应符合下列规定：

- 1 小流量涵洞宜采用预制圆管涵；
- 2 无压涵洞当洞顶填土高度较小时宜选用盖板涵洞或箱涵，涵顶填土高度较大时宜采用城门洞型、蛋型（高升拱）或管涵；
- 3 有压涵洞应选用管涵或箱涵；
- 4 拱涵或四铰涵不应使用于沉陷量大的地基上；
- 5 无压涵洞内设计水面以上的净空面积宜取涵洞断面面积的10%~30%，且涵洞内顶点至最高水面之间的净空高度应符合表11.2.5的规定，并不应小于0.4m。

表 11.2.5 无压涵洞的净空高度(m)

进口净高	净空高度		
	圆涵	拱涵	矩形涵洞
≤3	≥D/4	≥D/4	≥D/6
>3	≥0.75	≥0.75	≥0.5

注：表中D为涵洞内侧高度或者圆涵内径(m)。

6 交通涵洞的设计除满足交通行业的有关标准规定，尚应满足渠道安全运行要求。

11.2.6 渠下涵的孔径除应满足正常要求外，尚应满足防止流冰、泥石及漂浮物堵塞，控制涵前允许积水高度和涵后冲刷等特殊要求。

11.2.7 渠下涵的孔径应符合下列规定:

- 1 应满足平顺通过河(沟)道设计洪水的需要。
- 2 选定的孔径尺寸应符合所在沟(溪)道上、下游设计水位或天然水位的要求。当有明确的涵前允许最高壅水位规定时,设计孔径应确保涵前水位低于允许壅水位。
- 3 涵前允许短期积水的渠下涵,应结合选定的涵身底部高程及纵坡通过积水调蓄演算合理选择孔径尺寸。

4 涵前积水或不积水时涵洞应保持同样的水流形态。考虑积水后的过涵设计流量值不宜小于其设计洪水流量值的 $3/4$ 。

11.2.8 涵洞进、出口的形式、尺寸和底面高程应结合地形、地质条件、水流特性、防冲加固和消能措施等综合选择确定,确保过涵水流平稳顺利和附近渠堤稳定安全。渠涵进、出口宜采用扭面或八字墙形式,其平面扩散角应为 $6^{\circ}\sim 12^{\circ}$ 。渠下涵的进、出口形式宜选用八字墙式、端墙式等。

11.2.9 涵洞纵向变形缝应按下列位置设置:

- 1 地基土质发生变化、基础埋深不一以及基础为填、挖方形式的交界处。
- 2 涵身和端墙、进、出口翼墙及护底等结构的分段处。
- 3 洞身纵向长度大于 $8\text{m}\sim 12\text{m}$ 处。

11.2.10 洞身防渗与防水应符合下列规定:

1 沿涵洞洞身外壁及出口段末端处的渗透水力坡降和渗水流速应分别小于涵洞外周及出口段末端处土壤的允许渗透水力坡降和渗水流速。当不能满足要求时宜采取提高涵周土壤密实度或在涵身外壁设置截水环等措施。截水环纵向间距宜为 $4\text{m}\sim 8\text{m}$,其材料、尺寸和数量应根据安全渗径长度的需要决定。

2 渠下涵的洞顶填土高度宜大于 1.0m ,或涵顶应低于渠道防渗层底部 0.5m 以上。

3 涵洞内水不应外渗。涵身变形缝的缝宽宜为 $20\text{mm}\sim 30\text{mm}$,缝内应设止水。高水头有压涵洞的缝内宜设形式不同的

两道止水,无压涵洞和低水头有压涵洞的缝内宜设一道止水。

4 涵内水质需加保护的输水渠下涵,以及交通涵洞的外壁上应设置阻止外水内渗的防水层。

11.2.11 涵洞基础形式应依据涵洞形式、孔径及地基土质条件确定。

11.2.12 位于良好地基上的圆涵宜采用浆砌石或混凝土连续刚性弧形管座,其包角为 $90^{\circ}\sim 135^{\circ}$ 。当管径小且地基土层压缩性不大时宜直接置于弧形土基或碎石三合土垫层上。岩基上的圆涵可开槽直接浇筑管身或在槽内铺混凝土垫层再敷设管道。

11.2.13 拱涵及盖板涵孔径较大且地基条件较好的宜采用分离式基础,孔径较小或地基承载力较低的宜采用整体式基础。

11.2.14 箱涵在不大于地基允许承载力的情况下可不另设基础,仅在底板下设置方便施工的水泥砂浆垫层。

11.2.15 涵洞基础埋置深度应符合下列规定:

1 涵洞基础不应受冲刷,不设底板的涵洞底部宜采取铺底保护措施。铺底采用浆砌片石或混凝土砌筑,厚度不应小于0.3m,且应在进、出口两端的铺底层下加设防渗截水齿墙。

2 涵洞进、出口段翼墙的基础埋深应为河沟洪水冲刷线以下不小于1.50m。

11.2.16 涵洞基础面积应满足地基承载力及应力分布要求。

11.3 水力设计

11.3.1 水力设计应包括下列内容:

- 1 过流能力计算;
- 2 过涵水面曲线计算;
- 3 出口防冲或消能设计。

11.3.2 涵洞设计流量应符合下列规定:

1 灌溉渠道上的渠涵应按渠道设计流量设计,加大流量校核;

2 排水沟道上的渠涵应按沟道设计流量设计；

3 渠下排水涵洞应按所在沟(溪)的断面设计洪峰流量设计。

11.3.3 涵洞流态判别及过流能力计算应符合本标准附录 M 的规定。

11.3.4 涵洞应计算过涵水面曲线,准确判别涵洞流态、复核过流能力、涵内净空高度、出流形态和进行上、下游水面衔接。

11.3.5 出口消能防冲措施应根据出口流速、水深、涵后土壤的耐冲能力和水流扩散条件,综合比较后选择设消力池,或在出口加设防冲齿墙(垂帘)、局部地面及渠堤外坡脚砌护加固等措施。

11.4 结构设计

11.4.1 涵洞结构计算应包括下列内容：

- 1 确定各部结构形式及其主要尺寸；
- 2 进行荷载计算及确定荷载组合；
- 3 稳定计算；
- 4 强度计算及抗裂验算；
- 5 细部结构设计。

11.4.2 涵洞设计荷载组合应符合表 11.4.2 的规定,按荷载的基本组合设计,偶然组合校核,尚应考虑其他可能的不利组合。

表 11.4.2 涵洞的荷载组合

荷载组合	计算情况	荷载										
		涵洞自重	填土压力	设计内水压力	校核内水压力	设计外水压力	校核外水压力	地面静荷载	地面车辆荷载	温度变化荷载	施工荷载	地震荷载
基本组合	完建或检修	√	√	—	—	√	—	√	√	√	—	—
	正常运行	√	√	√	—	√	—	√	√	√	—	—

续表 11.4.2

荷载组合	计算情况	荷 载										
		涵洞自重	填土压力	设计内水压力	校核内水压力	设计外水压力	校核外水压力	地面静荷载	地面车辆荷载	温度变化荷载	施工荷载	地震荷载
偶然组合	施工情况	√	√	—	—	—	—	—	—	√	√	—
	非常运行	√	√	—	√	—	√	√	√	√	—	—
	地震情况	√	√	√	—	√	—	√	—	—	—	√

11.4.3 涵洞内力计算应根据设计实践经验或者工程类比法先拟定各部尺寸,按结构形式选择适用的计算方法。圆涵、盖板涵、拱涵及箱涵均应取单位长度的横断面,采用结构力学方法或查表法计算内力,圬工侧墙可按材料力学方法验算稳定性和截面应力。

11.4.4 钢筋混凝土构件的横断面尺寸应满足构造和施工要求,并按横向内力计算成果配置横向钢筋。采用间隔式支墩的圆涵管除外,涵洞纵向应按构造要求配筋。

11.4.5 涵洞宜按限裂构件设计,有较高防渗要求的应采取加设专用防渗面层的保护措施。

11.4.6 软基上的涵洞应进行沉降变形计算,并与连接渠道变形相协调。

12 跌水与陡坡

12.1 一般规定

12.1.1 组成跌水与陡坡的进口连接控制段、跌墙(或陡槽段)、消力池和出口连接整流段等四个基本段,各段可选用不同的建筑材料,分别满足抗冲耐磨、抗渗、抗冻要求。下游为耐冲河沟时,其后两段可用挑流消能段取代。

12.1.2 跌水与陡坡宜采用明流开敞式布置。

12.1.3 跌差小于5m、要求消能效果较好时宜采用单级跌水,跌差大于或等于5m时宜采用多级跌水或符合斜坡地形的陡坡。

斜管式跌水或直落式跌井宜用于泄洪、退水渠末端或有抗冻要求的4级、5级渠道上。

12.1.4 跌水与陡坡宜选取高差集中、边坡稳定、地基坚实、地下水位低的场地。

12.1.5 跌水与陡坡应布置在直线渠段上,其上、下游应有长度大于10倍渠道底宽的直线渠段,中轴线应与渠道中心线重合。渠外跌水与陡坡的中轴线宜与其首端闸、堰或泄洪、退水渠的中心线重合。当陡坡的陡槽段中轴线为折线时,应采取克服急流折冲波的措施。

12.2 总体布置

12.2.1 跌水与陡坡的布置应符合下列原则:

- 1 符合渠道设计功能,水力条件良好;
- 2 与上、下游渠(河沟)道水面平顺衔接;
- 3 通过不同流量时上游灌溉渠道内均不应产生过大的壅水或降水;

- 4 陡坡陡槽内表面宜采取加糙措施；
- 5 具备完善的防渗和排水系统；
- 6 消能充分，出流平稳；
- 7 渠外跌水与陡坡的下泄水流应有合理出路。

12.2.2 跌水与陡坡的各段侧墙高度应根据各段实际的加大水深、允许壅水高度、掺气水深及安全超高之和确定。安全超高值宜取 0.3m~0.5m，糙率大者取较大值。

12.2.3 进口连接控制段的布置应符合下列规定：

- 1 进口连接段及其后的控制段(跌口或控制堰口)应按渠道中心线对称布置、渐变收缩，纵向底面高程及纵坡应与上游渠道一致。进口连接段长度 L 应根据上游渠道底宽 B 与设计水深 h 的比值 B/h 确定。当 B/h 小于 2 时，取 L 小于或等于 $2.5h$ ， B/h 等于 2.0~2.5 时，取 L 等于 $3h$ ， B/h 大于 2.5 时，取 L 等于 $3.5h$ ，对 B/h 大于 3.5 的宽浅型渠道， L 宜加长，其底边收缩线与渠道中心线夹角应小于 45° 。

- 2 跌口纵向长度应小于 1.0m 或设闸门控制。控制段的横断面形状：当渠道流量变化小或有闸门控制时宜为矩形，流量变化较频繁及较大时宜采用梯形，流量及含沙量小的渠道上宜采用台堰式，流量大时宜用复式跌口。跌水的跌口末端底部应设伸出跌水墙外扩散水流的跌舌。

- 3 渠外跌水与陡坡的进口连接控制段纵坡宜小于临界坡，平面形状应适合于泄水闸(堰)，堰顶较长的溢流堰堰后应以每侧不大于 22° 的收缩角对称收缩至跌口。

12.2.4 陡坡陡槽段的布置应符合下列规定：

- 1 陡槽段宜为直线、对称扩散(每侧的扩散角应小于 11°)，末端与消力池(或下游渠底)等宽。但适用于低跌差的菱形陡坡例外。
- 2 陡槽段横断面宜为矩形，土基上的陡槽可采用边坡为 $1:1.0\sim 1:1.5$ 的梯形。当陡槽纵坡大于 0.02 时，其横断面湿周应小于 10 倍水深。

3 陡槽段纵向宜采取同一坡度,或按上缓下陡的原则分段设坡。陡槽纵坡宜取 $1:2.5\sim 1:50$,岩基上可达 $1:1$,均应满足陡槽段与水平面的夹角小于或等于地基土壤内摩擦角的原则。

4 陡槽段内的流速应小于材料抗冲允许流速。流速大于 10m/s 时,应考虑掺气、加糙、槽底设台阶等减蚀措施。

5 陡槽段的底板和边墙应设间距为 $10\text{m}\sim 15\text{m}$ 的纵、横向变形缝,变形缝宜为半搭接缝、全搭接缝或键槽式缝,缝内应设可靠止水,缝下游侧 0.25m 范围内的底板表面应呈倒坡状,且近缝端局部应降低 $0.03\text{m}\sim 0.05\text{m}$ 。

6 陡槽段底板下缘沿纵向应设三角形防滑齿墙(土基)或锚筋(岩基)。

12.2.5 跌水墙布置应符合下列规定:

1 沿渠道纵向,跌水墙为下游面直立的挡土墙,其墙顶与设计渠顶同高,墙底与消力池底面持平,另加墙基厚度。

2 沿渠道横向,跌水墙墙顶应持平并伸进渠外兼作防渗齿墙,中部留出若干个跌口。中段跌水墙的墙基底面宽度应大于消力池底宽加防渗齿墙深度,两侧的跌水墙应按 $6\text{m}\sim 12\text{m}$ 间距设竖向变形缝并呈台阶状分级抬高基底高程。

3 跌水墙结合墙高及当地材料情况宜采取重力式浆砌石、扶臂式钢筋混凝土等结构形式,并应在下游水面以上的墙体上设置减压排水管(孔)。

12.2.6 消力池的布置应符合下列规定:

1 消力池的宽度应等于或大于渠道底宽,宜按单宽流量小于 $10\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 、跃前水流弗劳德数为 $4\sim 9$ 的要求初拟池宽。

2 消力池长度应大于水跃长度(陡坡)或大于跌落水舌的水平投影长度加水跃长度(跌水)。池深应按水跃跃后水面不高于下游渠道设计水面高程的原则选取。

3 消力池横断面宜为矩形或复合形。对来流弗劳德数为 $2.5\sim 4.5$ 的消力池,宜增加消力墩、尾槛等辅助消能工。

4 结合陡坡或跌水的总体布置,应优先选用通过工程类比、水工模型试验或实践证明有效的消力池形式。

12.2.7 出口连接整流段的布置应符合下列规定:

1 当消力池的宽度不等于下游渠道底宽时应设出口连接段,下游渠道(建筑物)防冲能力差时应设出口整流段,其建筑材料与消力池相同。

2 出口连接段平面应为对称收缩形式,长度宜使每侧的收缩角为 $8^{\circ}\sim 20^{\circ}$ 。出口整流段的长度应大于下游渠道水深的3倍,断面尺寸和纵坡应与下游渠道相同。

3 出口连接整流段总长度应根据下游渠道衬砌情况取8倍~15倍的跃后水深,消力池内加设有消能工的不应小于3倍跃后水深。

12.2.8 防渗排水设施布置应符合下列规定:

1 跌差大、地下水位高、处于软弱或抗渗性较差地基上的跌水与陡坡,其砌护层下应加设防渗排水设施。

2 防渗设施由上游铺盖段、跌水或陡坡的衬砌层及其伸缩沉降缝止水和各段的齿墙构成。也可在进口增加帷幕灌浆等深层防渗设施。

3 排水设施应由设于各段衬砌层下的纵、横向排水管、沟道系统或连续排水层组成。其排水出路应直接排入或通过设在下游设计水面以上的边墙孔(管)排入下游渠道。

4 排水系统应采用防淤、防堵、防冻的结构并加强出口反滤措施。

12.2.9 多级跌水(多级陡坡)布置应符合下列规定:

1 多级跌水(多级陡坡)的级数、级差(坡度)应根据地形、地质、水力学和运行管理等条件综合比较后确定。宜采用每级级差(坡度)相等和各级首尾相互衔接的布置形式。

2 多级跌水的每级跌差不应大于5m。

3 多级跌水(多级陡坡)应在各级消力池末端至下一级的跌

口(或下一级陡坡的陡槽起点)之间设置一段底坡为零的整流段,整流段的纵向顶长应大于水跃的跃后水深。

4 最末一级消力池的下游为沟(河)道时,应按出口断面下游沟(河)道的实际水深确定池深。平时无水沟(河)道的实际水深应取为零。

12.2.10 斜管式跌水布置应符合下列规定:

1 以成品预制管道取代陡坡陡槽段形成的斜管式跌水,适用于跌差小于6m、管顶有覆土、保温或交通要求的情况,当采用单根管道不能满足要求时,应布置为多管式。

2 斜管段的纵坡应大于临界坡度且不应陡于1:2。

3 常用的压力流斜管式跌水的跌水管内应保持压力流流态,不应出现明流交替流态。

4 无压流斜管式跌水适应较大的跌差,其跌水管内应保持无压流流态且不应出现水跃。

5 斜管式跌水出口消能方式宜采取专用的潜没式或半压力式消力池,并加设撞击、分散等辅助消能工。无压流斜管式跌水还可采用底流消能的消力池方式。

12.2.11 跌井布置应符合下列规定:

1 寒冷地区要求封闭保温或地形高差较大的4级、5级渠道上,宜采用以竖井取代陡坡陡槽段形成的跌井。

2 包括跌井顶部在内的进口连接段形态,应确保渠水均匀平稳地进入竖井且不应出现涡流漏斗流态。

3 跌差较小的圆筒竖井宜为上小下大的喇叭状,下落水舌应脱离井壁。竖井底部应设置低于下游渠底的圆形消力池,以足够深度的水垫或圪工碰撞消能墩作为主要消能措施。井底与下游渠道之间应以无压隧洞或涵洞相连接。

4 跌差较大的圆筒竖井横断面可取为等截面或上大下小的变截面,井底通过弯管以及逐渐加高的水平状无压隧洞与下游渠道连接,在洞外考虑消能措施。

12.3 水力设计

12.3.1 水力设计应包括下列主要内容:

- 1 过流能力计算;
- 2 陡槽段水面曲线推求;
- 3 陡槽段掺气水深计算;
- 4 水跃及消能计算。

12.3.2 跌水或陡坡的过水能力应按照确定的跌口断面采用宽顶堰公式计算,并应符合本标准附录 N 的规定。多级跌水(多级陡坡)的过流能力由其中最小一级的过流能力控制。

12.3.3 陡坡陡槽段应以跌口末端(陡槽起点)为控制断面,取其水深为临界水深,采用分段求和法向下游推求 b_2 型降水水面线,并应控制流速。

重要或跌差大的陡坡水面线宜通过试验确定。

12.3.4 陡坡陡槽段掺气水深计算应符合本标准附录 N 的规定。

12.3.5 应将下泄流量按数值分级,分别进行水跃计算。应选用水跃跃后水深与下游渠道水深之差最大者所对应的流量设计消力池。应针对选定的消力池形式选取相应的计算方法。平底矩形消力池的水跃计算和消力池设计方法应符合本标准附录 N 的规定。

12.4 结构设计

12.4.1 陡坡与跌水应采用抗冲耐磨材料。材料的最低设计强度等级应为:C20 混凝土,M7.5、MU30 水泥砂浆砌石。

12.4.2 跌水墙和消力池边墙应按挡土墙设计,并进行强度、稳定和地基承载力验算。

12.4.3 陡槽段的底板和边墙应能在自重、静水压力、水流脉动压力及拖曳力、扬压力、土的冻胀力和施工等荷载作用下保持稳定。

12.4.4 消力池底板的设计厚度应考虑自重、静水压力、跌水水舌冲击力、地下水浮托力、基底扬压力、土的冻胀力、清淤机械重力等

荷载作用。消力池前半部分的底板厚度宜加大。

12.4.5 斜管式跌水的成品预制管道,应根据其实际承受的荷载计算选用。

12.4.6 跌井的竖井圆筒衬砌层应按井内无水、井外承受土压力、地下水水压力等不利荷载组合设计。

12.4.7 高跌差、大流量的陡坡宜按现行行业标准《溢洪道设计规范》SL 253 的规定进行设计。

<https://www.sljzjxx.com>
水利造价信息网



13 排洪建筑物

13.1 一般规定

13.1.1 渠道排洪建筑物应分为入渠、非入渠及平交排洪建筑物三类。应根据洪水流量、地形、地质条件、渠道级别和运行方式合理选用。

13.1.2 入渠排洪建筑物应包括引洪入渠口、排泄已入渠洪水的排洪闸、溢洪侧堰、虹吸溢流堰等。

非入渠排洪建筑物应包括跨越渠顶的排洪渡槽(桥)和穿越渠底填方体的排洪涵洞、排洪倒虹吸管等。

平交排洪建筑物应包括在水面高程接近的河、渠交叉口一至四个方向上所设的控制闸和护岸等。

13.1.3 排洪建筑物的布置应按“因地制宜、分片分段排泄”的原则,连通可靠的洪水出路。具体布置形式应根据地形条件、自身功能和洪水与渠水的高程关系,通过方案比较合理确定。

13.1.4 排洪建筑物的设计排洪流量应按其所控制的集水面积通过设计洪水及其进口前的允许积水计算确定。

13.1.5 排洪建筑物应具有自行启动运行能力。启闭设备宜采用手、电两用型,有条件的宜具备自控或遥控能力。

13.2 总体布置

13.2.1 入渠排洪建筑物布置应符合下列规定:

1 按照分片分段和就近排洪的原则,合理布置引洪入渠口和排洪堰(闸)等建筑物;

2 各渠段经引洪入渠口引入的洪水流量与渠道自身流量(或事先已泄空)之和应小于该渠段的加大流量;

3 引洪入渠口宜设置在洪水集中通道处或排洪沟道末端,应减少其个数和对渠道功能的影响;

4 排洪堰、闸的位置宜靠近洪水容泄区,场址应稳定。

13.2.2 引洪入渠口设计应符合下列规定:

1 引入渠道的洪水不应严重污染、淤堵或破坏渠道。

2 引洪入渠口应由设在渠堤外的沉沙池、进口段,渠顶过水段(过水路面或涵管),影响范围内的渠床防冲砌护段及必要的渠底消力池段组成。渠深较大时的引洪入渠口宜按陡坡设计。

3 引洪入渠口不应改变渠道过水断面形状,不应影响渠道顺利通过加大流量,必要时宜局部抬高该渠段的渠顶高程。

13.2.3 溢洪侧堰布置应符合下列规定:

1 溢洪侧堰应平行于渠道水流方向,堰顶长度应满足渠道排泄入渠洪水总流量的要求。

2 溢洪侧堰宜采用流量系数大且自身稳定的实用堰型,堰顶高程宜与渠道设计水位齐平,或采用在较低的堰顶上加设控制设施。

3 溢洪侧堰下游侧应结合地形条件布置侧槽式或正向渐变收缩式集水道,以平稳的流态连接下游泄洪退水渠。

13.2.4 虹吸溢流堰布置应符合下列规定:

1 虹吸溢流堰应具有能自动启闭功能、对水位变化反应灵敏、泄洪能力大。虹吸溢流堰宜单独设置或作为安全保护措施加设在泄洪闸等建筑物侧旁。

2 虹吸管进口应淹没于渠道设计水位以下,进口管顶部应设通气孔,泄洪堰顶不应低于渠道设计水位,下游堰面上宜设置水平状连续挑流低坎。

3 各部位形状和尺寸应按压力流估算,也可经水工模型试验确定。

13.2.5 排洪闸布置应符合下列规定:

1 排洪闸中心线与渠道中心线夹角宜为 $60^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 。

2 排洪闸闸槛高程宜低于或等于渠底高程,闸孔总宽度应满足排泄控制渠段洪水要求,闸门顶高不应低于渠道加大水位。

3 排洪闸宜结合渠道节制闸布置。

4 有事故泄空要求的宜采用无渠道节制闸的潜没式排洪闸,即闸前渠底设有能容纳渠道加大流量的弯道式导流槽,槽末设带有胸墙的潜没式排洪闸。

13.2.6 非入渠排洪建筑物的布置应符合下列规定:

1 应用于洪水与渠道水面高差明显、洪水含沙量高、水质差、污染大的情况。

2 当洪水位高于渠顶时应采用排洪渡槽(桥)跨越,洪水位低于渠顶时应采用渠下涵或倒虹吸管穿越渠道排洪。

3 非入渠排洪建筑物中心线宜与渠道中心线正交。

13.2.7 排洪渡槽(桥)布置应符合下列规定:

1 在洪水频次少的北方地区,宜采用宽浅型排洪渡槽,兼顾枯水期日常交通(即排洪桥)。

2 排洪渡槽(桥)在渠堤之外应设置收集引导洪水的堤、沟式进、出口和必要的出口消能防冲设施,不应降低渠顶高度或影响渠堤检修交通。

3 槽(桥)身段宜采用较大纵坡,槽(桥)身梁底至渠道加大水位之间的净空高度不宜小于0.5m。

4 排洪渡槽(桥)的具体布置和设计应符合本标准第9章和第16章的规定。

13.2.8 渠下排洪涵洞或排洪倒虹吸管布置应符合下列规定:

1 洪水水面低于渠底时应设渠下排洪涵洞,洪水水面仅低于渠顶时应设倒虹吸管泄洪。

2 排洪建筑物的长度不应小于渠床底部宽度,顶高不应影响渠道防渗设施,自身不应淤积堵塞。

3 排洪涵洞宜兼顾日常交通,洞底不应积水。

4 排洪倒虹吸管或排洪涵洞的设计流量和布置设计应符合

本标准第 10 章和第 11 章的规定。

13.2.9 平交排洪建筑物布置应符合下列规定：

1 洪水与渠道水面高程接近、水质适于灌溉且需互相补换水量的天然河(溪)道与渠道交叉时,宜设置平交排洪建筑物；

2 平交排洪建筑物应由在河、渠交叉口四个方向中的一至四个方向水道上设置的节制闸和护岸组成,必要时宜增设专用排沙及通航设施；

3 一个方向平交布置形式用于河溪水位略低于渠道水位时,应在交叉口下游侧的河溪上设闸壅高洪水补给渠道；

4 两个方向平交布置形式应在交叉口下游侧的河溪和渠道上分别设闸壅水并控制入渠流量；

5 三个方向或四个方向平交布置形式应能更灵活地调控水量。

13.2.10 排洪建筑物出口宜避开工业、村镇和企事业单位等重要设施,也可采取工程措施。

13.3 水力设计

13.3.1 水力设计应包括下列内容：

1 设计洪水计算；

2 排洪建筑物前积水计算；

3 过流能力计算；

4 出口消能防冲计算。

13.3.2 排洪建筑物的设计洪水,应根据其洪水标准和控制的集水面积等要素按现行行业标准《水利水电工程设计洪水计算规范》SL 44 计算。

13.3.3 排洪建筑物过流能力、出口消能防冲、结构计算和地基处理应分别符合本标准第 9 章~第 12 章的规定。

14 水 闸

14.1 一般规定

14.1.1 闸址应根据灌排区规划确定的渠系布置、规模、使用功能、运行特点、地形地质、管理维修和环境保护等条件,综合比较选定。

14.1.2 闸址宜选择在地形开阔、岸坡稳定、岩土坚实和地下水位较低的地点,地基宜优先选用地质良好的天然地基。

14.1.3 闸址位置宜使进闸和出闸水流均匀和平顺,闸前和闸后宜避开上、下游可能产生有害冲刷和泥沙淤积的地方。

14.1.4 水闸的形式、水力、防渗排水、结构和地基处理设计等应按现行行业标准《水闸设计规范》SL 265 的规定执行。

14.2 总体布置

14.2.1 各类渠系水闸应分别设在渠道的下列位置:

1 节制闸应设在灌溉渠道轮灌组分界处、渠道断面急剧变化处、泄水闸或分水闸的被泄(分)水渠道下游侧处等需要壅高水位、调节或截断渠道水流的位置。

2 分水闸应设在分水渠道的进口处。宜将多条分水渠道的首部集中,按单向、双向、多向分水,也可增设节制闸。

3 泄水闸(退水闸)应设在渠道流经重要城镇、工矿区、险工难工、傍山或岸边有坡面洪水等特殊渠段和重要渠系建筑物的上游渠侧,长距离输水渠道的邻近容泄区处,以及重要的斗渠和斗渠以上渠道末端。

4 排水闸宜设在骨干排水沟道出口处,以及需防止外水倒灌处。

5 中小型水闸可与就近的渡槽、跌水、桥涵等其他渠系建筑物联合布置。

14.2.2 渠系水闸的总体布置应符合下列规定：

1 节制闸的闸孔净面积和渠道过水面积应大致相等，闸孔数目宜为奇数。

2 分水闸、泄水闸与渠道的中心线夹角宜为 $60^{\circ}\sim 90^{\circ}$ ，其闸室进口与上级渠道之间应平顺连接并保持渠堤交通顺畅。

3 多泥沙灌溉渠道上的分水闸底板或闸槛顶部应高于上级渠道底面10cm以上。

4 闸孔宽度应根据水深、流量、闸门和启闭设备类型经技术经济比较后合理选定。闸孔孔径应符合现行行业标准《水利水电工程钢闸门设计规范》SL 74的闸门孔口尺寸系列标准。

5 上游翼墙顺水流向的投影长度应大于或等于铺盖长度，下游翼墙每侧的平均扩散角宜采用 $7^{\circ}\sim 12^{\circ}$ ，其顺水流向投影长度应大于消力池长度。

6 大中型水闸闸门槽前尚应设检修门槽和叠梁式检修闸门。

7 严寒和寒冷地区的闸室及上、下游连接段的侧墙背后，底板之下，应采取妥善的排水、保温、抗冻胀措施。

15 隧 洞

15.1 一 般 规 定

15.1.1 隧洞宜采用低流速、不产生水跃的无压隧洞布置形式，纵向坡度宜缓，但应满足不淤流速的要求。沿程纵坡不应变化过多，不宜设置平坡和负坡。

15.1.2 隧洞应根据围岩条件、防渗要求、运行特点和工程重要性确定是否衬砌。衬砌形式应综合断面形状和尺寸、运行条件及内水压力、围岩条件（覆盖层厚度、围岩分类、承担内水压力能力、地下水分布及连通情况、地质构造及影响程度）、防渗要求、支护效果、施工方法等因素，经过技术经济比较确定。

15.1.3 混凝土和钢筋混凝土衬砌的隧洞，混凝土强度等级不应低于 C25。锚喷衬砌的隧洞，喷混凝土强度等级不应低于 C20。

15.1.4 隧洞的水力计算、支护与衬砌、灌浆、防渗和排水的设计应按现行行业标准《水工隧洞设计规范》SL 279 的规定执行。

15.2 总 体 布 置

15.2.1 隧洞应选在线路短、沿线地质构造简单、岩体完整稳定、上覆岩土层厚度适中、水文地质条件有利及施工方便的地区。

洞线宜为直线，必须设置弯道时，其转弯半径应大于 5 倍洞宽（洞径），转角宜小于 60° ，弯道两端应设置长度大于 5 倍洞宽（洞径）的直线段，且应满足施工机械的通行要求。

进、出口洞脸应避免设在可能产生山崩、滑坡及其他地质条件不良的地段。

15.2.2 隧洞设计纵坡不应小于邻近段的渠道纵坡。多泥沙渠道上的长隧洞宜在进口前增设集石、排沙设施。

15.2.3 无压隧洞的进、出口应设置连接段与渠道平顺衔接。进口连接段的长度应为 3 倍~5 倍的渠道水深,出口连接段长度应大于进口连接段的长度。

15.2.4 隧洞横断面形式应根据地质、围岩、埋深、洞径和施工方法等条件,经技术经济综合比较后确定。当地质条件良好、上覆岩土厚度较小时宜选用圆拱直墙式断面,当地质条件较差、山岩压力和洞径较大时宜选用圆形、马蹄形或蛋形(高拱形)断面,采用掘进机施工的应选用圆形。

15.2.5 隧洞横断面尺寸应根据进、出口高程和加大流量计算确定。最小断面尺寸除应满足运行要求外,尚应符合施工要求。

15.2.6 恒定流条件下,衬砌隧洞洞内水面线以上的空间不宜小于隧洞横断面面积的 15%,净空高度不宜小于 0.4m;非恒定流条件下,净空面积和净空高度数值可减小;不衬砌隧洞,其数值宜加大。

15.2.7 开敞式进口的灌溉隧洞及深式短管进口的灌溉隧洞,其过水能力应按本标准附录 M 所列无压力流计算公式及压力流计算公式计算。

16 农 桥

16.1 一 般 规 定

16.1.1 农桥的总体布置和荷载标准按本章的规定执行,其构造及结构设计应按现行行业标准《铁路桥涵设计规范》TB 10002 和《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 执行。

16.1.2 农桥的行车设计速度应统一采用 20km/h。其洪水标准不应低于所跨或所在渠道、河沟的洪水标准。

除所连接的已成乡村道路确为双车道和位于 1 级、2 级灌溉渠道(同样流量的河流)上全长大于 100m(或单跨跨度大于或等于 40m)的跨渠农桥应按双车道桥梁设计外,其余农桥均宜按单车道桥梁设计。

16.1.3 跨越较大河流、宽深沟道的渠堤专用检修路宜就近绕道,利用已成的公路桥涵连接交通,或与渠系交叉建筑物(如渡槽、涵洞或桥式倒虹吸管等)结合修建。

16.2 总 体 布 置

16.2.1 跨渠桥的桥位应选在渠线顺直、水流平缓、渠床及两岸地质条件良好的渠段上。桥梁与渠道的纵轴线宜为正交,当斜交不可避免时,其相交的锐角应大于 45°。

16.2.2 桥孔布置应符合下列规定:

1 跨渠桥两端桥台迎水面之间的总长度宜大于渠道加大流量对应的水面宽度。因桥墩(台)的影响而产生的渠道水面壅高值不应大于 0.10m。

2 在流速大于临界流速的急流渠道横断面中不应布置桥墩(台)。缓流渠道中桥墩(台)顺水流方向的轴线应与渠道中心线方

向一致,且不宜布置在渠道主流位置上。

3 桥孔形状宜与渠道形状一致,当桥孔与渠道过水断面相当而形状或流速相差较大时,应按照收缩(或扩散)角为 $6^{\circ}\sim 10^{\circ}$ 的要求,在桥梁上、下游布置足够长度的防冲、抗渗渐变连接段。

4 通过非岩基渠道和河流的桥梁,应考虑桥孔和桥墩(台)压缩水流而产生的桥下冲刷。冲刷深度计算方法应符合现行行业标准《公路工程水文勘测设计规范》JTG C30 的规定。

5 渠堤专用检修桥的孔径,应结合所跨道路的等级、沟溪的防洪标准、地质、沟溪整治加固方式和墩台基础埋置深度等条件,综合比较确定。

6 跨渠桥梁的下部结构及上、下游连接段结构应与渠道防渗措施妥善连接,不应降低渠道原有的防渗标准。

16.2.3 跨渠桥的桥下净空应根据所跨渠道级别,按渠道加大水位、壅水高度、风浪高与下列规定的安全加高之和确定:

1 在不通航的桥孔内,跨渠桥梁梁底以下的渠道安全加高应为:对于1级、2级、3级渠道分别取1.0m、0.7m及0.5m,对于4级、5级渠道取 $(h_b/4)+0.2$ m(h_b 为渠道通过加大流量时的水深,单位为m)。

2 有铰拱的拱脚铰应至少高出渠道加大水位0.25m。无铰拱的拱脚允许被渠道加大水位淹没,但因两侧拱圈阻水所造成的壅水高度不应大于0.1m。

16.2.4 农桥桥面总宽度及净空高度应符合下列规定:

1 农桥桥面总宽度依交通量和所连接的道路宽度决定。单车道农桥的桥面总宽度当不设人行道时为4.0m,设人行道时为5.0m。作为特例的双车道农桥桥面总宽度应为6.5m(无人行道)或8.0m(有人行道)。

2 农桥行车道以上的净高应为4.2m,桥面以上净空限界内,不应修建其他建筑物。

3 农桥中人行便桥的桥面总宽度应限制机动车辆通行,宜取

1.5m~2.0m,人行便桥桥面以上的净高应大于2.2m。

16.2.5 当跨渠桥从渠堤检修路上空立体交叉通过时,其桥下的净高不宜小于4.2m,相应桥孔的净宽宜大于4.0m或不小于渠堤顶宽。

16.2.6 渠堤专用检修桥与其他道路立体交叉时,其桥下净空尺寸应根据当地通行的车辆类型和交叉情况而定;当桥下为人行通道时净高不应小于2.2m,净宽不应小于4.0m,为农用汽车通道时净高不应小于3.2m、净宽不应小于4.0m或根据交通量和通行的农业机械类型增大,当桥下为汽车通道时净高不应小于3.5m、净宽不应小于6.0m。

16.2.7 电信线、电力线、电缆和管道等装置不应侵入桥梁净空限界之内,不应损害农桥的构造和设施,不应妨碍农桥交通安全。严禁天然气输送管道、输油管道利用农桥跨越渠道、沟道或河流。天然气输送管道离开农桥的安全距离不应小于100m。高压电线不应与农桥交叉,两者平面投影的最小间距应大于一倍塔(杆)高度。

16.2.8 农桥桥上及桥头引道等各项技术指标均应按四级公路的最低标准值确定。桥头两端引道线形应与桥上线形相配合,当桥头渠堤顶部宽度不足时,宜局部加大渠堤顶部路面宽度。

16.2.9 农桥两侧应设置防护设施。根据需要,可两侧设置高度不小于1.1m的护栏或一侧设置护栏一侧设置路缘石。

16.3 农桥荷载标准

16.3.1 农桥汽车荷载等级可采用现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTGD60公路-II级荷载标准。

16.3.2 农桥的人群荷载标准值应按下列规定采用:

- 1 人行便桥和农桥人行道的人群荷载标准值应为 4.0kN/m^2 。
- 2 作用在农桥栏杆柱顶的水平推力标准值应为 0.75kN/m ,作用在农桥栏杆扶手上的竖向力标准值应为 1.0kN/m 。

17 田间工程

17.1 一般规定

17.1.1 田间工程应根据水源、水质、地形、土壤、气象和作物种植结构等条件,选择地面灌溉、低压管道输水灌溉、喷灌和微灌及其组合的灌溉方式。现代设施农业或有条件地区,应选用喷灌、微灌或其他灌溉方式。

17.1.2 田间工程的布置应符合下列规定:

- 1 灌排渠沟(管)道布置应因地制宜、节约土地;
- 2 灌排系统完善、建筑物配套齐全;
- 3 方便配水与灌溉,灌排顺畅及时;
- 4 有利于井渠结合,地表水与地下水宜优化配置;
- 5 田块形状与大小宜有利于农业机械作业。

17.1.3 田间工程应根据灌排分区选择具有代表性的典型区进行设计。各类典型区面积总和不宜小于灌区设计灌溉面积的1%~5%。

17.1.4 田间量水设施与设备应根据运行管理需要配设,可设置为与田间工程相适应的量水堰(槽)或量水仪(表)。

17.2 典型设计

17.2.1 典型区选择应能代表不同灌排分区特征和不同灌溉方式。每一分区可提出1个~2个典型设计,每一个典型设计可覆盖1个~2个独立的配水系统。

17.2.2 田间典型工程设计应包括输水系统、配水系统、排水系统、土地平整等布置,纵横断面和建筑物设计及工程量计算。

17.2.3 典型设计平面布置图比例尺可采用1/1000~1/5000。

17.3 灌水沟畦与格田

17.3.1 灌水沟畦技术要素宜通过分区专门试验或采用试验与理论计算相结合的方法确定,也可根据当地或邻近地区的实践经验确定。

17.3.2 旱作灌水沟的长度、沟底比降和入沟流量可按表 17.3.2 确定。灌水沟间距宜与采取的沟灌作物行距一致。

表 17.3.2 灌水沟技术要素

土壤透水性(m/h)	沟底比降(%)	沟长(m)	入沟流量(L/s)
强(>0.15)	<2	30~40	1.0~1.5
	2~5	40~60	0.7~1.0
	>5	50~100	0.7~1.0
中(0.10~0.15)	<2	40~80	0.8~1.0
	2~5	60~90	0.6~0.8
	>5	70~100	0.4~0.6
弱(<0.10)	<2	60~80	0.4~0.6
	2~5	80~100	0.3~0.5
	>5	90~150	0.2~0.4

17.3.3 旱作灌水畦长度、畦田纵向比降和单宽流量可按表 17.3.3 确定。畦田不应有横坡,宽度应为农业机具宽度的整倍数,且不宜大于 4m。

表 17.3.3 灌水畦技术要素

土壤透水性(m/h)	畦田比降(%)	畦长(m)	单宽流量[m ³ /(s·m)]
强(>0.15)	<2	40~60	5×10 ⁻³ ~8×10 ⁻³
	2~5	50~70	5×10 ⁻³ ~6×10 ⁻³
	>5	60~100	3×10 ⁻³ ~6×10 ⁻³

续表 17.3.3

土壤透水性(m/h)	畦田比例(%)	畦长(m)	单宽流量[m ³ /(s·m)]
中(0.10~0.15)	<2	50~70	5×10 ⁻³ ~7×10 ⁻³
	2~5	70~100	3×10 ⁻³ ~6×10 ⁻³
	>5	80~120	3×10 ⁻³ ~5×10 ⁻³
弱(<0.10)	<2	70~90	4×10 ⁻³ ~5×10 ⁻³
	2~5	80~100	3×10 ⁻³ ~4×10 ⁻³
	>5	100~150	3×10 ⁻³ ~4×10 ⁻³

17.3.4 采用长畦分段灌或水平畦灌时,灌水畦技术要素应通过试验或采用试验与理论计算相结合的方法确定,也可根据当地或邻近地区的实践经验确定。

17.3.5 灌溉方式根据当地田间工程状况和灌溉条件,也可采用波涌畦(沟)灌等其他灌溉方式。

17.3.6 采用覆膜畦灌时,灌水畦规格可同畦灌,畦长不宜大于240m。覆膜开孔率宜选用3%~5%,入膜流量宜根据实验资料测定,当缺少实验资料时,可按下列公式计算:

$$q_b = \frac{100 f_0 (k_k w_k + k_l w_l)}{6 B_b} \quad (17.3.6-1)$$

$$w_k = \frac{\pi d^2 L N_k}{4 S} \quad (17.3.6-2)$$

$$w_l = L b_l N_l \quad (17.3.6-3)$$

式中: q_b ——覆膜畦灌入膜单宽流量[L/(s·m)];

f_0 ——土壤稳定入渗率(m/min);

L ——畦田长度(m);

B_b ——畦田宽度(m);

w_k ——畦田内灌溉水流通过的膜孔面积(m²);

w_l ——畦田内灌溉水流通过的膜缝面积(m²);

k_k ——膜孔旁侧入渗影响系数,取值1.46~3.86,黏性土取大值,砂性土取小值;

k_t ——膜缝旁侧入渗影响系数,取值 1.46~3.22,黏性土取大值,砂性土取小值;

N_k ——畦田内开孔排数,包含放苗孔和专用灌水孔;

N_f ——畦田内灌水膜缝数量;

S ——膜孔间距(m);

b_f ——膜缝宽度(m);

d ——膜孔直径(m)。

17.3.7 采用覆膜沟灌时,灌水沟形状与规格同沟灌,沟长不宜大于 300m。覆膜开孔率宜选用 3%~5%,入膜流量宜根据实验资料测定,当缺少实验资料时,可按下列公式计算:

$$q_f = \frac{100Kf_0w}{6} \quad (17.3.7-1)$$

$$w = \frac{\pi d^2 L_f N}{4 S} \quad (17.3.7-2)$$

式中: q_f ——覆膜沟灌入膜流量(L/s);

w ——开孔面积(m²);

K ——旁侧入渗影响系数,取值 1.46~3.86,黏性土取大值,砂性土取小值;

f_0 ——土壤稳定入渗率(m/min);

N ——灌水沟内渗流的膜孔排数,包含放苗孔和专用灌水孔;

L_f ——覆膜沟长度(m)。

17.3.8 采用试验或试验与理论计算相结合的方法评定沟畦灌水质量时,宜按下列公式分别计算田间水利用系数、灌水供需比、灌水均匀系数。田间水利用系数应达到 0.90 以上,灌水供需比和灌水均匀系数应达到 0.85 以上:

$$\eta_t = W_s/W_t \times 100\% \quad (17.3.8-1)$$

$$E_s = W_s/W_n \times 100\% \quad (17.3.8-2)$$

$$C_u = (1 - \overline{\Delta Z}/\bar{Z}) \times 100\% \quad (17.3.8-3)$$

式中： η_i ——田间水利用系数；

W_s ——灌后储存在土壤计划湿润层中的水量(m^3)；

W_i ——灌入田间的水量(m^3)；

E_s ——灌水供需比；

W_0 ——灌前土壤计划湿润层所需的水量(m^3)；

C_u ——灌水均匀系数；

$\Delta\bar{Z}$ ——灌后沿沟畦测点土壤实际蓄水深度与平均储水深度的差值(m)；

\bar{Z} ——灌后土壤平均储水深度(m)。

17.3.9 平原水稻区格田长度宜为60m~120m,宽度宜为20m~30m,山丘区可根据地形、土地平整及耕作条件等调整。盐碱地冲洗灌溉格田长度宜为50m~100m,宽度宜为10m~20m。对于无水层的格田灌溉,土壤入渗能力强,灌溉水流推进较慢时,可适当减小格田规格。格田灌溉的流量应根据实验确定,无资料时可按下式计算:

$$q = \left(\frac{h}{t} + \bar{i} \right) A \quad (17.3.9)$$

式中： q ——单个格田的灌水流量(m^3/h)；

h ——需要建立的水层深度(m)；

t ——建立水层深度所需的时间(h)；

\bar{i} ——土壤的平均入渗速度(m/h)；

A ——单个格田的面积(m^2)。

17.3.10 土地平整应符合下列规定：

1 旱作灌区宜以末级固定渠道控制范围作为土地平整的基本单元,水稻灌区和稻麦轮作灌区宜以格田作为土地平整的基本单元。

2 土地平整精度,旱作沟畦灌应符合灌水沟畦对坡度的要求,田面相对高程标准偏差宜小于60mm;水稻格田田面相对高程标准偏差宜小于20mm。

3 挖填分界明显和平整地块面积较大时,宜采用方格网法进行土地平整设计。方格网边长可采用 20m~40m,机械化施工时可适当增加边长。

4 地形起伏较大和挖填深度较大,且地块不规则时,宜采用横断面法进行土地平整设计。断面布置应能反映地形变化特征,断面间距宜采用 20m~50m,断面变化小时宜取大值,断面变化大时宜取小值。

5 地形起伏不大,地面凹凸不平的非均匀变化的地块和挖填分界不明显的地块,宜采用散点法进行土地平整设计。测点布置应包括田块的角、边高程点和田块的最高、最低、次高、次低以及代表不同高程位置的高程点。

6 地形极为复杂,高低悬殊较大时,宜对多个土地平整基本单元进行统一设计。

17.4 低压管道输水灌溉

17.4.1 管道系统布置应与灌溉排水工程形式、规格相适应,应满足低压管道输水条件下的灌水沟畦技术要素要求。

17.4.2 低压管道输水灌溉系统,宜采用单水源管道系统,采用多水源汇流管道系统应经技术经济论证。

17.4.3 管道布置宜平行于沟、渠、路,应避开填方区和可能产生滑坡或受山洪威胁的地带。

17.4.4 管网布置形式应根据水源、地形、灌水沟畦技术要素及用户用水情况等,通过方案比较确定。

17.4.5 管道级数应根据系统控制的灌溉面积或系统流量等因素确定。旱作物区,当系统流量小于 $30\text{m}^3/\text{h}$ 时,可采用一级固定管道;系统流量在 $30\text{m}^3/\text{h}\sim 60\text{m}^3/\text{h}$ 时,可采用干管、支管两级固定管道;系统流量大于 $60\text{m}^3/\text{h}$ 时,可采用两级或多级固定管道;同时宜增设地面移动管道。水田区可采用两级或多级固定管道。

17.4.6 管道布置宜遵循总长度短、管线平直,并应减少折点和起伏的原则。

17.4.7 田间固定管道长度,宜为 $90\text{m}/\text{hm}^2 \sim 150\text{m}/\text{hm}^2$ 。

17.4.8 末级固定管道走向宜垂直于作物种植方向,间距宜采用 $50\text{m} \sim 150\text{m}$,单向灌水时宜取较小值,双向灌水时宜取较大值。

17.4.9 给水栓应按灌溉面积均衡布设,并应根据作物种类确定布置密度。每个给水栓灌溉面积宜为 $0.25\text{hm}^2 \sim 0.60\text{hm}^2$,单向灌水宜取较小值,双向灌水宜取较大值。田间配套地面移动管道时,每个给水栓灌溉面积可扩大至 1hm^2 。

17.4.10 低压管道输水灌溉条件下的灌水沟畦技术要素,应根据当地试验资料确定;无资料地区可按本标准 17.3 节的有关规定分析确定。

17.4.11 低压管道输水灌溉系统设计,应符合现行国家标准《管道输水灌溉工程技术规范》GB/T 20203 的规定。

17.5 喷 灌

17.5.1 喷灌系统选型应符合下列规定:

1 地形起伏较大、地面灌溉困难或不适宜平整的浅薄层土壤地区,灌溉对象生育期灌水频繁,劳动力缺乏地区,宜选用固定管道式喷灌系统。

2 劳动力相对丰富、土地比较平整、灌溉对象为大田粮食作物、气候寒冷和冻土层较深的地区,宜选用半固定管道式或移动管道式喷灌系统。

3 土地开阔连片,田间障碍物较少,土地集约化经营程度相对较高,管理水平较高的地区,宜选用平移式或中心支轴式喷灌机组系统。

4 耕地比较分散的丘陵地区,水源比较分散,无电源或供电保证程度较低的地区,宜选用轻小型机组式喷灌系统。

17.5.2 喷灌系统的泵站应具有随机用水条件下可自动调节流

量、压力的功能。

17.5.3 管道式喷灌系统,控制面积在 100hm^2 以上的宜按输配水系统和用户系统两个层次分别进行设计。

17.5.4 管道式喷灌系统的用户系统设计应符合下列规定:

1 各用户系统的喷灌面积应集中连片,且不宜小于 5hm^2 ,系统内各点工作压力差应在喷头允许压差范围内。

2 用户系统配水点位置的确定,应有利于缩短输配水管网长度及田间喷灌设备的布置和运行。用户系统范围内地形变化悬殊或面积超过 20hm^2 ,可设置多个配水点。

3 配水点应设置调节流量、压力的给水栓和量测设备。根据给水栓控制面积的大小及所在位置,可设 1 个~4 个取水口。取水口的尺寸和供水流量应标准化、系列化。

4 喷灌支管应平行耕作方向布置。地形高差较大时,支管也可垂直等高线布置,必要时支管上各个喷头应单独设计或按设计工作压力分别安装消能装置。

5 喷灌支管的流量、直径和长度,应由支管上任意两喷头工作压力差不大于设计工作压力的 20%,以及地块形状和喷头组合要求等因素确定。

6 用户系统范围内应实行轮灌。轮灌周期宜为 5d~10d,每天净喷灌时间不宜少于 12h。应根据轮灌组数及支管布置要求,确定同时工作的支管条数。采用移动支管时,备用支管条数不得少于同时工作的支管条数。

7 轮灌编组应避免支管以上管道流量过分集中,且各组管路沿程水头损失基本一致,并方便操作为原则。

8 用户系统设计流量应为同时工作的支管设计流量之和。支管设计流量应为喷头数与喷头额定流量的乘积。

9 用户系统配水点设计工作压力,应在满足灌水均匀度的前提下,根据最不利轮灌组所需工作压力推算确定。

17.5.5 管道式喷灌系统的输配水系统设计应符合下列规定:

1 输配水系统可分为总干管、干管和分干管三级,应形成环状管网、树枝状管网或混合式管网。

2 输配水系统的布置,应使管道总长度最短或管网系统综合投资最小。

3 输配水系统的设计流量、设计压力应满足全部用户系统设计流量和大部分用户系统设计压力的需要。少数用户系统需要压力较高,而提高整个输配水系统压力又不经济时,应另建增压泵站。

4 在随机用水的条件下,可控制同一等级取水口的平均开启率在 75%,输配水系统各节点的设计流量可按下式计算:

$$Q = \sum_{i=1}^k n_i q_i p_i + U \sqrt{\sum_{i=1}^k n_i q_i^2 p_i p'_i} \quad (17.5.5-1)$$

式中: Q ——各节点设计流量(m^3/s);

k ——取水口等级的数目;

n_i ——第 i 等级取水口的数目;

q_i ——第 i 等级取水口的标准流量(m^3/s);

p_i ——第 i 等级取水口的平均开启率;

p'_i ——第 i 等级取水口的不开启率;

U ——正态分布函数中的自变量,可按管网设计流量保证率 p 由表 17.5.5 查得。

表 17.5.5 管网设计流量保证率 p 与 U 的关系表

$p(\%)$	70	80	85	90	95	99
U	0.525	0.842	1.033	1.282	1.643	2.370

5 输配水系统各管段直径应经技术经济比较确定,并可按沿程水头损失不变的原则,将同一管段设计成略大于和略小于计算管径的市售管径两段,按下式计算大管径设计长度占全管段长度的比例。大管径长度小于 50m 全管段时可采用小管径:

$$X = \frac{D^{-b} - D_2^{-b}}{D_1^{-b} - D_2^{-b}} \quad (17.5.5-2)$$

式中: X ——大管径设计长度占全管段长度的比例;

D ——计算管径(mm);

D_1 ——略大于计算管径的市管管径(mm);

D_2 ——略小于计算管径的市管管径(mm);

b ——沿程水头损失中的管径指数。

6 大部分节点计算水压力与设计工作压力相差较大时,应调整管网首部设计工作压力。

17.5.6 机组式喷灌系统的用户系统设计除应符合本标准

17.5.4 条的有关规定外,尚应符合下列规定:

1 配水点位置和控制面积的安排,应有利于连接管和喷灌机组的布置和运行;

2 配水点设计流量、设计压力应满足工作机组的需要,同一用户系统提供的机组工作压力宜一致;

3 中心支轴式喷灌机组所造成的未喷地角,应进行补喷;

4 井灌地区可利用机井作为配水点,直接向机组供水;

5 满足机组工作压力的单根压力供水管可直接与中心支轴式喷灌机组的吸水管连接;

6 两根以上压力供水管向同一台中心支轴式喷灌机组供水时,宜在中心支座位置设置压力水箱,各供水管应汇入压力水箱向机组供水,各供水管汇入口压力应满足压力水箱的设计工作压力。

17.5.7 喷灌机组选型应符合下列规定:

1 平移式、中心支轴式大型喷灌机组的喷灌作物种植应集中连片,单台喷灌机最小控制灌溉面积不宜小于 26.7hm^2 (400 亩);

2 地形坡度小于 $1/1000$ 的成矩形地块,且其长宽比大于 2 时,宜选用平移式喷灌机;

3 地块形状近似于圆形或方形,宜选用中心支轴式喷灌机;

4 作物种植集中连片面积较小时,可根据动力、水源条件宜

选用绞盘式或其他小型喷灌机；

5 平移式、中心支轴式大型喷灌机组不能覆盖的边角区，可根据边角区面积、形状等条件在其尾端增加自感应地角臂，也可选配各种小型喷灌机。

17.5.8 喷灌系统设计应符合现行国家标准《喷灌工程技术规范》GB/T 50085 的规定。

17.6 微 灌

17.6.1 微灌方式可根据节水和灌溉对象的需要，选择滴灌、微喷灌和涌泉灌(小管出流灌)等灌溉方式。宽行距旱作物、设施农业区宜选用滴灌，在旱作物覆塑料薄膜种植地区可结合覆膜选用膜下滴灌，园林绿化宜选用微喷灌。

17.6.2 微灌工程设计内容应包括系统选型、首部枢纽和管网设计。

17.6.3 微灌系统应与设施农业及园林绿化建设的规格、标准、形式，农作物栽培模式、农业机械等农业生产条件协调一致。

17.6.4 一套首部系统控制的灌溉面积，应根据水源、运行条件、投资等综合因素分析确定。

17.6.5 微灌系统设计应符合下列规定：

1 微灌用水应经过净化处理，不得含有泥沙、杂草种子、鱼卵、藻类及其他有可能堵塞管道和灌水器的物质。

2 微灌管网布置可根据地形、地块条件选择不同的形式和管道级数，输水管道宜设置为地埋式，与毛管连接的支管可设置为地面式。支管布置应有利于毛管沿等高线、作物种植方向或果树行间设置。

3 微灌用户与喷灌用户共用同一输配水系统时，从输配水管路节点上引出的微灌用户系统，应在连接处设置水质净化装置。

4 由集中排列的多条毛管组成的微灌小区，应设阀门控制。微灌小区之间宜按轮灌进行设计。同一微灌小区内灌水器的平均

流量应与各灌水器的设计流量基本一致,微灌均匀系数不应低于0.8。

17.6.6 微灌系统设计应符合现行国家标准《微灌工程技术规范》GB/T 50485 的规定。

17.7 田间渠道与排水沟

17.7.1 平原地区斗渠、斗沟以下各级渠沟宜相互垂直。斗渠长度宜为1000m~3000m,间距宜为400m~800m;末级固定渠道(农渠)长度宜为400m~800m,间距宜为100m~200m,并应与农具宽度相适应。

17.7.2 末级固定渠道与排水沟(农沟)可根据地形条件采用平行相间布置或平行相邻布置。地形复杂地区可因地制宜布设。

17.7.3 旱作区临时渠道与排水沟可采用纵向或横向布置。排水沟畦坡度小于1/400时,宜选用横向布置;大于1/400时,宜选用纵向布置。

17.7.4 水稻区的格田长边宜沿等高线布置。每块格田均应在渠沟上设置进排水口。受地形条件限制必须布置串灌串排格田时,其串联数量不得超过三块。

17.7.5 斗渠、农渠宜防渗衬砌。渠道上配水、灌水、量水和交通等建筑物,以及斗沟、农沟上的交通和控制建筑物,应配备齐全。

17.8 田间道路与林带

17.8.1 田间道路与林带的布置应与灌排渠沟相结合,应与灌溉方式相适应。

17.8.2 田间道路宜为单车道。人力车道或畜力车道路面宽宜为1.5m~2.0m;机动车道路面宽宜为2.5m~3.5m。

17.8.3 斗渠、农渠外坡及田间道路旁宜两侧或一侧植树1行~2行。

17.8.4 风沙地区农田防护林应结合灌排渠沟布置进行布设。

17.8.5 林带与铁路路基和高压电线的安全距离,以及树冠与通信线的垂直距离应符合国家现行林业、铁路、电力和通信等行业标准的规定。

17.8.6 喷灌和微灌区的田间道路与林带应结合喷灌和微灌系统的布置进行布设,应满足喷灌和微灌设施与设备的工作、移位、检修等运行要求。

<https://www.sizjxx.com>
水利造价信息网

18 监 测

18.1 一般规定

18.1.1 灌区监测设计应根据工程规模、灌区特点、构筑物组成、生产管理运行等要求,综合分析确定监测设计的项目和内容。

18.1.2 灌溉与排水系统的监测内容应主要包括工程安全监测、水量及水质监测、环境监测和水土保持监测。

18.2 工程安全监测

18.2.1 水源工程、渠系建筑物及重要渠(沟)段,可根据相应的工程等级、规模、建筑物级别和结构形式及其重要性,选择对水位、流量、位移、扬压力、流态、冲刷、淤积、挠度、变形、渗流、应力、应变、温度、裂缝、边坡稳定等项目内容进行监测。

18.2.2 安全监测方法应包括巡视检查和精确监测,重点和专门安全监测项目应采用精确监测的方法,一般安全监测项目应采用巡视检查。

18.2.3 监测断面以及监测点的布设、监测方法、监测频次应按国家现行相关标准执行。

18.3 水量、水质监测

18.3.1 灌溉渠(管)道系统实施水量监测应符合下列规定:

- 1 灌溉量水测站网应按经济、合理、实用原则进行全面规划、统一布设;
- 2 观测频次应确保灌区运行过程中能够及时准确地监测水量;
- 3 灌溉管道量水装置(仪表)可根据需要与量测精度要求,选

用分流式、孔板式、文丘里式、旋翼式、旋杯式、滑片式、超声波式或电磁式等；

4 灌溉渠道系统水量监测应符合现行国家标准《灌溉渠道系统量水规范》GB/T 21303 要求。

18.3.2 水质监测应符合下列规定：

1 应综合考虑污染物分布和水系流向，按“入水处多布、出水处少布、重污染多布、轻污染少布”的原则，合理布设监测点。

2 灌溉用水水质监测项目应包括基本控制项目和选择性控制项目。基本控制项目应符合现行国家标准《农田灌溉水质标准》GB 5084 对污染物控制的相关要求；选择性控制项目应根据灌区水源和可能的污染物种类选择相应的污染物监测项目。

3 灌溉用水水质监测布点、监测方法、监测频率及监测技术要求，应符合现行行业标准《农用水源环境质量监测技术规范》NY/T 396 的规定。

18.4 环境监测

18.4.1 灌溉与排水系统及受其影响的附近区域应设置环境监测网。监测网的布设应符合下列规定：

- 1 对所监测的环境因子的时空变化应具有控制作用；
- 2 监测网宜与灌溉、排水观测项目共用；
- 3 在未受其影响的邻近地区，可设有对比监测点。

18.4.2 环境监测应包括工程实施前的现状监测、施工期监测和工程建成后的运行期监测。

18.4.3 各时期环境监测项目、周期及频次应根据灌区规模、运行要求、环境特点和保护对象等因素确定。主要监测项目的监测内容应符合下列规定：

- 1 地表水应主要监测化学、毒理学、细菌学等范畴的水质指标；
- 2 地下水应主要监测水位、含盐量变化等指标；
- 3 土壤主要监测耕作层土壤含盐量、土壤肥力等指标；

4 根据工程需要及环境特点,还可增加气候、水温、农业生态、水生生物、陆生生物、人群健康等监测项目。

18.4.4 各环境监测项目的测点布设及监测技术要求,应符合国家现行有关标准的规定。

18.5 水土保持监测

18.5.1 灌溉与排水系统及受其影响的附近区域应设置水土保持监测网,应通过设立典型观测断面、观测点、观测基准等,对工程在生产建设和运行初期的水土流失及其防治效果进行监测。

18.5.2 水土流失因子监测应包括下列项目:

- 1 地形、地貌和水系的变化情况;
- 2 工程占用地面积、扰动地表面积;
- 3 项目挖方、填方数量及面积,弃土、弃石、弃渣量及堆放面积;
- 4 灌区林草覆盖度。

18.5.3 水土流失状况监测应包括下列项目:

- 1 水土流失面积变化情况;
- 2 水土流失量变化情况;
- 3 水土流失程度变化情况;
- 4 对下游和周边地区造成的危害及其趋势。

18.5.4 水土流失防治效果监测应包括下列项目:

- 1 防治措施的数量和质量;
- 2 林草措施成活率、保存率、生长情况及覆盖度;
- 3 防护工程的稳定性、完好程度和运行情况;
- 4 各项防治措施的拦渣保土效果。

18.5.5 监测方法应采用定位观测和实地调查方法,也可采用遥感监测方法。

18.5.6 水土保持监测项目、监测原则、监测方法、监测时段及监测技术要求应符合现行行业标准《水土保持监测技术规程》SL 277 的规定。

19 灌区信息化

19.1 一般规定

19.1.1 20000hm²及以上灌区应在功能需求分析的基础上进行灌区信息化设计,其他灌区宜根据当地水资源供需状况、当地经济社会发展水平进行灌区信息化设计。

19.1.2 灌区信息化应结合灌区水利设施的特点和地理分布,应用自动控制技术、计算机技术和现代通信技术进行设计。

19.1.3 灌区信息化系统应包括信息采集、数据传输、信息存储及综合应用等内容。

19.1.4 灌区信息化系统结构宜采用分层分布式设计,宜分为监控层(信息中心层)、汇集层(信息分中心层)和现地层(现地采集监控层),并应符合下列规定:

1 灌区管理信息中心应包括灌区运行的监测、监控、调度和会商系统,应具有信息收集、存储、发布、接收上级部门的指令和数据共享功能。

2 分中心应采集和监控管辖范围内的各类信息,向信息中心提供所辖渠系运行信息,接受信息中心的统一调度。

3 现地采集监控层指分布在各监测、监控设备或设施现场的信息化设备,按设备、设施或建筑物的不同类型、规模分别配置,可实现对灌区运行基础数据的采集、寄存、发送和调度指令的执行。

19.2 监测及控制

19.2.1 监测及控制宜根据灌区运行调度的需要,对布设在水源地、分水口、泄水口、关键控制断面相应的水位、流量、水质监测、水工建筑物安全监测等设施,进行自动化监测,同时应符合下

列规定：

1 水位监测采集信息宜采用 4mA~20mA 模拟量信号或现地总线等方式接入现场采集终端；

2 流量监测应根据情况选用超声波流量计、电磁流量计、缆道测流或通过水位与闸门开度测算等方式，采用 4mA~20mA 模拟量信号或现场总线等方式接入现地采集终端；

3 在线水质监测宜采用 4mA~20mA 模拟信号或现地总线等方式接入现地采集终端，或根据灌区实际情况，辅以人工采样，后台分析和手工录入方式；

4 水雨情自动测报宜接入水雨情采集终端，配置相应的应用软件，实现应答式、自报式或混合式的数据采集功能；

5 墒情自动测报可根据墒情站点，进行土壤含水量信息采集，接入墒情采集终端，配置相应的应用软件，实现数据采集功能；

6 水工建筑物安全自动监测信息应接入监测终端，并应配置相应的应用软件，实现数据采集功能；

7 地下水监测信息应接入监测终端，并应配置相应的应用软件，实现数据采集功能。

19.2.2 灌区信息化系统可根据灌区实际情况配备闸门监控、泵站监控、水电站监控、视频监控等设备，其功能应符合下列规定：

1 闸门监控可根据闸门的规模进行一对一配置或一对多配置等，监视闸门状态，也可对闸门进行远方操作；

2 泵站可进行计算机监控，设置相应的现地控制单元(LCU)设备和站内上位机设备，构成泵站的监控系统，能独立完成泵站内主要机电设备的运行监控，并远传泵站各相关信息和接受远方控制；

3 水电站内可设置信息采集终端，与电站监控系统接口通信，采集电站流量和开停机状态等主要信息，并下达调度指令；

4 灌区主要建筑物及信息中心、分中心、管理所等生产区域和主要办公区宜进行视频监控。

19.3 通信通道

19.3.1 通信通道应包括现地层与汇集层、集控层的通信方式选择,汇集层与集控层的通信方式选择,以及集控层与外界、上级主管等部门的接口通信等。

19.3.2 现地层与汇集层、集控层可结合灌区情况进行经济技术比选后,选用公网或自建专网的通信方式。

19.3.3 集控层与汇集层、集控层与上级部门通信方式,应结合灌区情况进行经济技术比选,选用公网或自建专网的通信方式,带宽应根据需要选定。

19.4 信息平台建设

19.4.1 信息平台建设可根据灌区规模和重要性、数据交换带宽需求和多业务要求选择配置网络设备、防火墙等。

19.4.2 信息平台建设可根据业务管理和对外联系、上级接口等要求,配置合适的数据服务器、应用服务器、存储设备、操作员工作站等设备。

19.4.3 信息平台建设可根据需要配置监控核心软件、开发组态软件、通信软件、安全监测分析、水雨情报警以及视频监控等功能软件。

19.4.4 数据库系统应选用数据库管理软件,建立灌区信息化数据库系统,并应具备扩展能力。

19.4.5 信息平台建设应重点针对水源点,特别是水库,以及有防洪任务的灌区,建立防洪调度模型,开发防洪调度应用子系统;有条件的灌区宜建立供配水调度模型,开发调配水应用子系统,以合理利用水资源和满足灌区用水需要为目的;有条件的灌区可采用地理信息系统(GIS)等技术作为实现防洪调度和优化调配水方案决策的信息化管理的辅助手段。

19.4.6 会商室宜配置显示设备和音视频等设备,作为信息化系

统的信息共享和会商终端。

19.4.7 系统应预留外部接口,从有关部门获得气象、国土、墒情、社会信息、农作物等信息,经处理形成相应的数据库数据。

19.5 办公自动化及语音通信

19.5.1 办公自动化系统应根据办公用房的分布和规模,配置相应的网络设备、数据服务器、服务器及其冗余设备等。

19.5.2 系统应设置安全防护和与生产管理的物理隔离措施,并确保办公自动化系统运行不受外界影响或攻击。

19.5.3 灌区语音通信应包括生产调度通信、行政通信和应急通信。

19.6 设备用房及功能房间设置

19.6.1 现地测控点设备用房宜与永久建筑物用房相结合,并满足采集设备、控制终端箱等设备安装以及巡视和维护的需要,并应有良好的防雷接地、防盗等设施。

19.6.2 管理信息中心、分中心的设备用房及功能房间可包括信息中心控制室、计算机设备机房、水情室、监测室、电源室、会商室、水质分析室等,其设置应满足运行值守、监控管理及不同功能用房的需要。

19.6.3 管理信息中心、分中心应配套相应的不间断电源(UPS)设备,防雷接地设施应符合现行国家标准《建筑物防雷设计规范》GB 50057 的规定。

20 管理设施

20.1 一般规定

20.1.1 管理设施应包括交通、维护、安全、试验站、生产管理等设施,设计应与主体工程同步进行。

20.1.2 工程管理范围应根据灌排渠系及建筑物级别确定,主要包括渠(沟)道,两侧护渠(沟)地,防渗与观测设施,管理设施,渠(沟)系建筑物和其安全保护区及专用地,生产管理区等。

20.1.3 新建灌区渠(沟)道两侧应预留护渠(沟)地,其宽度应满足堤身防渗、导渗设施的布置,避免两侧土地使用或开发对渠道干扰和影响。加固改造灌区应根据土地利用的具体情况预留护渠(沟)地。

20.1.4 在护渠(沟)地外侧,紧邻工程用地边界线以外宜划定一定的区域,作为工程保护范围。

20.2 交通设施

20.2.1 灌区交通设施布置应符合下列原则和要求:

1 灌区道路布置应充分利用灌区范围内现有交通道路;

2 1级渠(沟)道一侧宜设满足双车道行驶宽度要求的巡检道路,2级、3级渠(沟)道应在一侧设满足单车道行驶宽度要求的巡检道路,4级、5级渠(沟)道可根据实际情况确定巡检道路宽度。

20.2.2 灌区道路设计应符合下列条件:

1 1级渠(沟)道巡检道路宜采用混凝土或沥青混凝土路面,2级、3级渠(沟)道巡检道路宜采用沥青路面,4级、5级渠(沟)道巡检道路宜采用碎石或泥结石路面。

2 渠(沟)道一侧已有交通道路的渠段,可直接利用现有交通

道路作为巡检道路。

3 巡检道路与交通桥平交时应与交通桥平顺衔接,并应设置安全警示牌。

4 单车道巡检道路可每 0.5km~1.0km 设一个错车道,宽度不应小于 6.5m,长度不应小于 20m。

5 当遇到渡槽、隧洞、涵洞、跌水、陡坡、倒虹吸等建筑物无法通车时,巡检道路应设引道或回车场与附近交通路网连接,并应设置警示牌。

6 在路口或农桥两端应设置符合公路要求的标志牌,标明允许通行的车辆类型或其载重后的总质量。

20.2.3 灌区应根据灌区规模和管理需要配备一定数量的交通工具。

20.3 维护设施

20.3.1 兼有供水或防洪功能的 1 级~3 级渠(沟)道填方渠段,宜根据供水对象或防洪保护对象的重要性,储备一定数量的土料、砂石料等防汛物资。管理单位相应配置定位仪、水准仪、全站仪、隐患探测仪等观测探测仪器,并配备除草机。

20.3.2 长度超过 500m 的 1 级~3 级输水隧洞或涵洞,宜在进、出口布置入渠(沟)引道。

20.3.3 渠(沟)道沿线每 0.5km~1.0km 宜设里程桩,重要建筑物位置应增设标志桩,渠(沟)道及沿线建筑物的占地边线宜设界桩。

20.3.4 穿越自然保护区的渠(沟)道,应在野生动物通道处布设相应的标识设施。

20.3.5 老灌区的加固改造设计有白蚁、鼠洞防治要求时,应提出防治措施和配备防治设施。

20.4 安全设施

20.4.1 衬砌渠(沟)道设计水深大于 1.5m 时宜每 500m~

1000m 设一处救生踏步,并宜沿渠(沟)道两侧错开布置,在人口聚居渠(沟)段宜取小值,在人烟稀少渠(沟)段宜取大值;在渡槽、隧洞、水闸等重要渠(沟)系建筑物进、出口处宜增设踏步。

20.4.2 1 级~4 级渠(沟)道和渠道设计水深大于 1.5m 的 5 级渠道跌水、倒虹吸、渡槽、隧洞等主要建筑物进、出口及穿越人口聚居区应设置安全警示牌、防护栏杆等防护设施。

20.4.3 设置踏步或人行道的渡槽、水闸等建筑物应设防护栏杆,建筑物进人孔、闸孔、检修井等位置应设安全井盖。

20.5 试验站设施

20.5.1 灌区应依据水利部灌溉试验站网建设规划和各省灌溉试验工作规划,以及当地对灌溉试验的需求,经论证后可设置试验站点。

20.5.2 试验站应有专用试验场,应根据试验任务确定试验场的位置和面积,并提出试验场的设计。

20.5.3 灌溉试验站应根据承担的任务配置相应的试验设施、仪器、仪表设备和资料室、办公室、理化分析室、库房及生活设施。

20.5.4 试验场应包括试验区 and 气象观测场,试验场内的气象、地形、地貌、土壤、水文地质和农业生产等方面的条件应具有较好的代表性,试验场不宜靠近水库、渠(沟)道、河道、湖泊、铁路、公路、高耸建筑物以及对试验有影响的工厂和污染源,试验场的周围如有房屋、围墙、树林等障碍物,距离应大于障碍物高度的 5 倍。

20.5.5 试验场应有充足的灌溉水源和完整的灌溉与排水系统。

20.5.6 试验场区域内的地面宜平坦,试验田的土壤结构及其肥力应均匀一致,试验场建设如需平整土地,不应扰动原有土壤结构,试验站的道路布置应满足生产、生活、田间管理和观测记载的需要。

20.5.7 老灌区改造设计中,应对已有的灌溉试验站进行安全检测,依据检测结论配备相应设备、试验场和生产生活设施。

20.5.8 试验站应根据任务要求进行专题设计。

20.6 生产管理设施

20.6.1 生产管理设施应按有利管理、经济适用的原则合理确定。

20.6.2 生产管理设施应包括办公用房、生产和辅助生产建筑和文化及附属设施,以及管理单位环境绿化、道路交通和美化等设施。

20.6.3 生产管理区场地选择应符合下列规定:

1 位置宜适中,能照顾工程全局;地形地质条件较好,有利工程管理。

2 场地宜靠近交通便利的地点或城镇区。

3 场地宜平整,基础设施建设费用较低。

4 少占用耕地。

20.6.4 管理单位生产管理设施的建筑面积应按下列规定合理分析计算确定:

1 办公用房应按定编职工人数人均建筑面积 $10\text{m}^2 \sim 15\text{m}^2$ 确定。定编人数小于 50 人的管理单位,宜取大值,定编人数大于或等于 50 人的管理单位,宜取小值。专用设施用房的建筑标准,应按其使用功能、设备布置和管理操作等按当地同类建筑的标准确定。

2 生产和辅助生产的维修车间、设备材料仓库、车库等设施的建筑面积,应根据其生产及仓储物资的性质、规模及管理运用等按当地同类建筑的标准确定。

3 文化及附属设施的建筑面积,可按定编职工人数人均 $35\text{m}^2 \sim 40\text{m}^2$ 综合指标确定。

20.6.5 生产管理附属设施应包括供、排水设施、供电设施、取暖设施、交通设施及环境美化设施等。生产管理附属设施应符合下列规定:

1 应根据当地的水源、地形等自然条件,因地制宜,建设经济

适用的供、排水系统。位于城镇区的管理单位,应充分利用当地公用供、排水设施。

2 生产管理附属设施应利用区域电网供电。

3 冬季需要供热取暖时,可选择集中供热或分散供热方式,建设相应的供热设施。

4 生产管理区的道路系统,除应满足对外交通要求外,尚应创造条件,便利内部各公用设施和住宅间的交通联系。

5 生产管理区的庭院规划布局,应充分结合环境绿化、美化要求,因地制宜、形式多样地进行庭院式园林布置。

<https://www.sizjxx.com>
水利造价信息网

附录 A 排涝模数计算

排涝模数主要与设计暴雨历时、强度和频率、排涝面积、排水区形状、地面坡度、植被条件和农作物组成、土壤性质、地下水埋深、河网和湖泊的调蓄能力、排水沟网分布情况和排水沟底比降等因素有关,可根据排水区的具体情况分别选用下列公式计算。

A.0.1 平原区设计排涝模数应按经验公式法计算:

$$q = KR^m A^n \quad (\text{A.0.1})$$

式中: q ——设计排涝模数 [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$];

R ——设计暴雨产生的径流深 (mm);

A ——设计控制的排水面积 (km^2);

K ——综合系数(反映降雨历时、流域形状、排水沟网密度、沟底比降等因素);

m ——峰量指数(反映洪峰与洪量关系);

n ——递减指数(反映排涝模数与面积关系)。

K 、 m 、 n 应根据具体情况,经实地测验确定。

A.0.2 平原区旱地、水田、湖泊和洼地等设计排涝模数应采用平均排除法计算。

1 平原区旱地设计排涝模数应按下式计算:

$$q_d = \frac{R}{86.4T} \quad (\text{A.0.2-1})$$

式中: q_d ——旱地设计排涝模数 [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$];

T ——排涝历时 (d)。

2 平原区水田设计排涝模数应按下式计算:

$$q_w = \frac{P - h_1 - ET_3 - F}{86.4T} \quad (\text{A.0.2-2})$$

式中： q_w ——水田设计排涝模数 $[m^3/(s \cdot km^2)]$ ；

P ——历时为 T 的设计暴雨量(mm)；

h_1 ——水田滞蓄水深(mm)；

ET_3 ——历时为 T 的水田蒸发量(mm)；

F ——历时为 T 的水田渗漏量(mm)。

3 平原区旱地和水田综合设计排涝模数应按下式计算：

$$q_p = \frac{q_d A_d + q_w A_w}{A_d + A_w} \quad (A. 0. 2-3)$$

式中： q_p ——综合设计排涝模数 $[m^3/(s \cdot km^2)]$ ；

A_d ——旱地面积(km^2)；

A_w ——水田面积(km^2)。

4 圩区内无较大湖泊、洼地作承泄区时的设计排涝模数应按下式计算：

$$q_i = \frac{PA - h_1 A_w - h_2 A_2 - h_3 A_3 - E_w A_1 - FA_w}{3.6 T t A} \quad (A. 0. 2-4)$$

式中： q_i ——泵站向外河机排的设计排涝模数 $[m^3/(s \cdot km^2)]$ ；

A ——排水区总面积(km^2)；

h_2 ——河网、沟塘滞蓄水深(mm)；

A_2 ——河网、沟塘水面面积(km^2)；

h_3 ——旱地及非耕地的初损与稳渗量(mm)；

A_3 ——旱地及非耕地面积(km^2)；

E_w ——历时为 T 的水面蒸发量(mm)；

A_1 ——河网、沟塘及水田面积(km^2)；

t ——水泵在 1d 内的运转时间(h)。

5 圩区内有较大湖泊、洼地作承泄区时，自排区的设计排涝模数应按下式计算：

$$q_s = \frac{PA_s - h_1 A_w - h_2 A_2 - h_3 A_3 - E_w A_1 - FA_w}{86.4 T A_s} \quad (A. 0. 2-5)$$

式中： q_1 ——圩区内自排区的设计排涝模数 $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)]$ ；

A_1 ——圩区内自排区面积 (km^2) 。

6 圩区内有较大湖泊、洼地作承泄区时，抢排与排湖的机排设计排涝应按下式计算：

$$q_r = \frac{3.6Ttq_0A_1 + 86.4Tq_2A_2 - h_3A_h}{3.6TtA} \quad (\text{A. 0. 2-6})$$

式中： q_r ——泵站向外河抢排与排湖的机排设计排涝模数 $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)]$ ；

q_0 ——圩区内抢排区设计排涝模数 $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)]$ ，可按式(A. 0. 2-4)计算，但式中 A 应改为 A_0 ；

A_0 ——圩区内抢排区面积 (km^2) ；

h_3 ——圩区内湖泊死水位至正常蓄水位之间的水深 (mm) ；

A_h ——圩区内湖泊死水位至正常蓄水位之间的平均水面面积 (km^2) 。

附录 B 渠床糙率

B.0.1 土渠糙率应符合表 B.0.1 的规定。

表 B.0.1 土渠糙率

渠道流量(m ³ /s)	渠槽特征	灌溉渠道	泄(退)水渠道
>20	平整顺直,养护良好	0.0200	0.0225
	平整顺直,养护一般	0.0225	0.0250
	渠床多石,杂草丛生,养护较差	0.0250	0.0275
1~20	平整顺直,养护良好	0.0225	0.0250
	平整顺直,养护一般	0.0250	0.0275
	渠床多石,杂草丛生,养护较差	0.0275	0.0300
<1	渠床弯曲,养护一般	0.0250	0.0275
	支架以下的固定渠道	0.0275	0.0300
	渠床多石,杂草丛生,养护较差	0.0300	0.0350

B.0.2 石渠糙率应符合表 B.0.2 的规定。

表 B.0.2 石渠糙率

渠槽表面的特征	糙率
经过良好修整	0.0250
经过中等修整无凸出部分	0.0300
经过中等修整有凸出部分	0.0330
未经修整有凸出部分	0.0350~0.0450

B.0.3 防渗衬砌渠槽糙率应符合表 B.0.3 的规定。

表 B.0.3 防渗衬砌渠槽糙率

防渗衬砌结构类别及特征		糙率
卵石	浆砌料石、石板	0.0150~0.0230
	浆砌块石	0.0200~0.0250
	干砌块石	0.0250~0.0350
	浆砌卵石	0.0230~0.0275
	干砌卵石,砌工良好	0.0250~0.0325
	干砌卵石,砌工一般	0.0275~0.0375
	干砌卵石,砌工粗糙	0.0325~0.0425
膜料	土料保护层	0.0225~0.0275
沥青混凝土	机械现场浇筑,表面光滑	0.0120~0.0140
	机械现场浇筑,表面粗糙	0.0150~0.0170
	预制板浇筑	0.0160~0.0180
混凝土	抹光的水泥砂浆面	0.0120~0.0130
	金属模板浇筑,平整顺直,表面光滑	0.0120~0.0140
	刨光木模板浇筑,表面一般	0.0150
	表面粗糙,缝口不齐	0.0170
	修整及养护较差	0.0180
	预制板砌筑	0.0160~0.0180
	预制梁槽	0.0120~0.0160
	平整的喷浆面	0.0150~0.0160
	不平整的喷浆面	0.0170~0.0180
	波状断面的喷浆面	0.0180~0.0250

附录 C 渠道允许不冲流速

C.0.1 黏性土渠道允许不冲流速应符合表 C.0.1 的规定。

表 C.0.1 黏性土渠道允许不冲流速

土 质	允许不冲流速(m/s)
轻壤土	0.60~0.80
中壤土	0.65~0.85
重壤土	0.70~0.95
黏土	0.75~1.00

注:表中所列允许不冲流速值为水力半径 $R=1.0\text{m}$ 时的情况,当 $R \neq 1.0\text{m}$ 时,表中所列数值应乘以 R^α 。指数 α 值可按下列情况采用:疏松的壤土、黏土, $\alpha=1/4 \sim 1/3$;中等密实和密实的壤土、黏土, $\alpha=1/5 \sim 1/4$ 。

C.0.2 非黏性土渠道允许不冲流速应符合表 C.0.2 的规定。

表 C.0.2 非黏性土渠道允许不冲流速(m/s)

土质	粒径(mm)	水深(m)			
		0.4	1.0	2.0	≥ 3.0
淤泥	0.005~0.050	0.12~0.17	0.15~0.21	0.17~0.24	0.19~0.26
细沙	0.050~0.250	0.17~0.27	0.21~0.32	0.24~0.37	0.26~0.40
中沙	0.250~1.000	0.27~0.47	0.32~0.57	0.37~0.65	0.40~0.70
粗沙	1.000~2.500	0.47~0.53	0.57~0.65	0.65~0.73	0.70~0.80
细砾石	2.500~5.000	0.53~0.65	0.65~0.80	0.75~0.90	0.80~0.95
中砾石	5.000~10.000	0.65~0.80	0.80~1.00	0.90~1.10	0.95~1.20
大砾石	10.000~15.000	0.80~0.95	1.00~1.20	1.10~1.30	1.20~1.40
小卵石	15.000~25.000	0.95~1.20	1.20~1.40	1.30~1.60	1.40~1.80

续表 C.0.2

土质	粒径(mm)	水深(m)			
		0.4	1.0	2.0	≥3.0
中卵石	25.000~40.000	1.20~1.50	1.40~1.80	1.60~2.10	1.80~2.20
大卵石	40.000~75.000	1.50~2.00	1.80~2.40	2.10~2.80	2.20~3.00
小漂石	75.000~100.00	2.00~2.30	2.40~2.80	2.80~3.20	3.00~3.40
中漂石	100.00~150.000	2.30~2.80	2.80~3.40	3.20~3.90	3.40~4.20
大漂石	150.000~ 200.000	2.80~3.20	3.40~3.90	3.90~4.50	4.20~4.80
顽石	>200.000	>3.20	>3.90	>4.50	>4.80

注:表中所列允许不冲流速值为水力半径 $R=1.0\text{m}$ 时的情况,当 $R \neq 1.0\text{m}$ 时,表中所列数值应乘以 R^{α} ,指数 α 值可采用 $\alpha=1/5 \sim 1/3$ 。

C.0.3 石渠允许不冲流速应符合表 C.0.3 的规定。

表 C.0.3 石渠允许不冲流速(m/s)

岩性	水深(m)			
	0.4	1.0	2.0	3.0
砾石、泥灰岩、页岩	2.0	2.5	3.0	3.5
石灰岩、致密的砾岩、砂岩、白云石灰岩	3.0	3.5	4.0	4.5
白云砂岩、致密的石灰岩、硅质石灰岩、大理石	4.0	5.0	5.5	6.0
花岗岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、石英岩、斑岩	15.0	18.0	20.0	22.0

C.0.4 防渗衬砌渠道允许不冲流速应符合表 C.0.4 的规定。

表 C.0.4 防渗衬砌渠道允许不冲流速

防渗衬砌结构类别		允许不冲流速(m/s)	
砌石	干砌卵石(挂梁)	2.50~4.00	
	浆砌石	单层	2.50~4.00
		双层	3.50~5.00
	浆砌料石	4.0~6.0	
	浆砌石板	<2.5	

续表 C.0.4

防渗衬砌结构类别		允许不冲流速(m/s)
膜料 (土料保护层)	砂壤土、轻壤土	<0.45
	中壤土	<0.60
	重壤土	<0.65
	黏土	<0.70
	沙砾料	<0.90
沥青混凝土	现场浇筑	<3.00
	预制铺砌	<2.00
混凝土	现场浇筑	<8.00
	预制铺砌	<5.00
	喷射法施工	<10.00

注:表中土料类和膜料类(土料保护层)防渗衬砌结构允许不冲流速值为水力半径 $R=1.0\text{m}$ 时的情况;当 $R \neq 1.0\text{m}$ 时,表中所列数值应乘以 R^{α} , 指数 α 值可按下列情况采用:疏松的土料或土料保护层, $\alpha=1/4 \sim 1/3$;中等密实和密实的土料或土料保护层, $\alpha=1/5 \sim 1/4$ 。

附录 D 黄河流域浑水渠道水流挟沙能力计算

D.0.1 黄河中游地区浑水渠道水流挟沙能力可按式计算：

$$\rho = \frac{Kd}{\omega^{\frac{1}{3}}} \left[\frac{V - V_{01}R^{0.2}}{\sqrt{R}} \right]^n \quad (\text{D.0.1})$$

式中： ρ ——浑水渠道水流挟沙能力(kg/m³)；

ω ——泥沙沉降速度(mm/s)；

d ——泥沙粒径(mm)；

R ——水力半径(m)；

K ——水流挟沙系数，与不淤保证率有关，可从表 D.0.1-1 选取；

V ——断面平均流速(m/s)；

V_{01} ——挟动么速(m/s)，当泥沙随水流进入渠道呈运动状态时，挟动么速等于止动么速，即 $V_{01} = V_{01}$ ；

V_{H1} ——明渠水流水力半径 $R=1.0\text{m}$ 时的止动么速(即泥沙由运动状态转变为静止状态时的临界流速)可从表 D.0.1-2 查得；

n ——指数，与水流的弗劳德数 Fr 有密切关系，即：缓流 $Fr \leq 0.8, n=2$ ；急流 $Fr > 0.8, n=3$ 。

表 D.0.1-1 水流挟沙系数

不淤保证率(%)	水流挟沙系数	饱和程度	变化趋势	备注
0.01	3160.0	超饱和	波动显著	极限
0.10	2000.0			

续表 D.0.1-1

不淤保证率(%)	水流挟沙系数	饱和程度	变化趋势	备注
1.00	1120.0	高饱和	淤积不显著	均方差
10.00	525.0			
15.90	440.0			
20.00	376.0	中饱和	不冲不淤	中值
30.00	299.0			
40.00	248.0			
50.00	200.0			
60.00	161.0			
70.00	134.0			
80.00	106.0			
84.10	91.0	低饱和	冲刷不显著	均方差
90.00	76.0			
99.00	36.7			
99.90	20.0	未饱和	冲刷显著	极限
99.99	12.6			

表 D.0.1-2 止动流速

粒径 (mm)	止动流速 (m/s)	粒径 (mm)	止动流速 (m/s)	粒径 (mm)	止动流速 (m/s)
0.001	0.11	0.060	0.24	1.500	0.73
0.002	0.12	0.070	0.25	2.000	0.82
0.003	0.13	0.080	0.26	3.000	0.95
0.004	0.13	0.090	0.27	4.000	1.05
0.005	0.13	0.100	0.28	5.000	1.14
0.006	0.14	0.150	0.31	6.000	1.22
0.007	0.14	0.200	0.36	8.000	1.36
0.008	0.14	0.300	0.41	10.000	1.48
0.009	0.15	0.400	0.46	20.000	1.99
0.010	0.15	0.500	0.49	30.000	2.24
0.015	0.17	0.600	0.53	40.000	2.49
0.020	0.18	0.700	0.56	50.000	2.71
0.030	0.20	0.800	0.58	60.000	2.90
0.040	0.21	0.900	0.61	80.000	3.22
0.050	0.23	1.000	0.63	100.000	3.53

D.0.2 黄河中、下游地区浑水渠道水流挟沙能力可按式计算：

$$\rho = 77 \frac{V^3}{gR\bar{\omega}} \left(\frac{H}{B} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{D.0.2})$$

式中：H——断面平均水深(m)；

B——水面宽度(m)；

g——重力加速度(m/s²)；

$\bar{\omega}$ ——泥沙沉降速度的加权平均值(cm/s)。

D.0.3 黄河下游地区衬砌渠道水流挟沙能力可按式计算：

$$\rho = 0.117 \left(\frac{V^2}{gR} \right)^{0.361} \left(\frac{V}{\omega} \right)^{0.91} \quad (\text{D.0.3})$$

附录 E 梯形渠道实用经济断面的计算方法

E. 0.1 梯形渠道水力最佳断面水力要素可按下列公式计算：

$$h_0 = 1.489 \left\{ \frac{nQ}{[2(1+m^2)^{1/2} - m]\sqrt{i}} \right\}^{2/3} \quad (\text{E. 0.1-1})$$

$$b_0 = 2[(1+m^2)^{1/2} - m]h_0 \quad (\text{E. 0.1-2})$$

$$A_0 = b_0 h_0 + m h_0^2 \quad (\text{E. 0.1-3})$$

$$x_0 = b_0 + 2(1+m^2)^{1/2} h_0 \quad (\text{E. 0.1-4})$$

$$R_0 = A_0 / x_0 \quad (\text{E. 0.1-5})$$

$$V_0 = Q / A_0 \quad (\text{E. 0.1-6})$$

式中： h_0 ——水力最佳断面水深(m)；

n ——渠床糙率；

Q ——渠道设计流量(m^3/s)；

m ——渠道内边坡系数；

i ——渠底比降；

b_0 ——水力最佳断面底宽；

A_0 ——水力最佳断面的过水断面面积(m^2)；

x_0 ——水力最佳断面湿周(m)；

R_0 ——水力最佳断面的水力半径(m)；

V_0 ——水力最佳断面流速(m/s)。

E. 0.2 梯形渠道实用经济断面与水力最佳断面的水力要素可按下列公式计算：

$$\alpha = V_0 / V = A / A_0 = (R_0 / R)^{2/3} = (A_0 x / A x_0)^{2/3} \quad (\text{E. 0.2-1})$$

$$(h/h_0)^2 - 2\alpha^{3/2} (h/h_0) + \alpha = 0 \quad (\text{E. 0.2-2})$$

$$\beta = b/h = [\alpha / (h/h_0)^2] [2(1+m^2)^{1/2} - m] - m \quad (\text{E. 0.2-3})$$

式中： α ——水力最佳断面流速(或过水断面面积)与实用经济断面流速(或过水断面面积)的比值；

h ——实用经济断面水深(m)；

V ——实用经济断面流速(m/s)；

A ——实用经济断面的过水面积(m²)；

x ——实用经济断面湿周(m)；

R ——实用经济断面的水力半径(m)；

b ——实用经济断面底宽(m)；

β ——实用经济断面底宽与水深的比值。

α 、 β 和 m 、 h/h_0 关系应符合表 E.0.2 的规定。

表 E.0.2 α 、 β 和 m 、 h/h_0 关系

m	β				
	α				
	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04
	h/h_0				
	1.000	0.823	0.761	0.717	0.683
0.00	2.000	2.985	3.525	4.005	4.453
0.25	1.562	2.453	2.942	3.373	3.792
0.50	1.236	2.091	2.559	2.997	3.374
0.75	1.000	1.862	2.334	2.755	3.155
1.00	0.829	1.728	2.222	2.662	3.080
1.25	0.702	1.662	2.189	2.658	3.104
1.50	0.606	1.642	2.211	2.717	3.198
1.75	0.532	1.654	2.270	2.818	3.340
2.00	0.472	1.689	2.357	2.951	3.516
2.25	0.425	1.741	2.463	3.106	3.717
2.50	0.386	1.808	2.584	3.278	3.938
2.75	0.353	1.880	2.717	3.463	4.172
3.00	0.325	1.961	2.859	3.658	4.418

续表 E.0.2

m	β				
	α				
	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04
	A/λ_0				
	1.000	0.823	0.761	0.717	0.683
3.25	0.301	2.049	3.007	3.861	4.673
3.50	0.281	2.141	3.162	4.070	4.834
3.75	0.263	2.232	3.320	4.285	5.202
4.00	0.247	2.327	3.483	4.504	5.474

附录 F 渠道防渗衬砌结构适用条件

表 F 渠道防渗衬砌结构适用条件

防渗衬砌结构类别	主要原材料	允许最大渗透量 [$m^3/(m^2 \cdot \text{漏})$]	使用年限 (a)	适用条件	
砌石	干砌卵石 (挂浆)	卵石、 块石、 砾石、 石板、 砂、 水泥等	0.20~0.40	25~40	抗冻、抗冲、耐磨和耐久性好,施工简便,但防渗效果一般不易保证。可用于石料来源丰富、有抗冻、抗冲、耐磨要求的各级渠道衬砌。
	浆砌块石 浆砌料石 浆砌石板	0.09~0.25			
埋管式膜厚	土料保护层	膜料、 土料、 砂、石、 水泥等	0.04~0.08	20~30	防渗效果好,重量轻,运输量小,当采用土料保护层时,造价较低,但占地多,允许流速小,可用于4级、5级渠道衬砌;采用刚性保护层时,造价较高,可用于各级渠道衬砌。
	刚性保护层				
沥青混凝土	现场浇筑	沥青、 砂、石、 骨粉等	0.04~0.14	20~30	防渗效果好,适应地基变形能力较强,造价与混凝土防渗衬砌结构相近,可用于有冻害地区且沥青料来源有保证的各级渠道衬砌。
	预制铺砌				

续表 F

防渗衬砌结构类别		主要原材料	允许最大渗流量 [$\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$]	使用年限 (a)	适用条件
混凝土	现场浇筑	砂、石、水泥、速凝剂等	0.04~0.14	30~50	防渗效果、抗冲性和耐久性好。可用于各类地区和各种运用条件下各级渠道衬砌；喷射法施工宜用于岩基、风化岩基以及深挖方或高填方渠道衬砌
	预制铺砌		0.06~0.17	20~30	
	喷射法施工		0.05~0.16	25~35	

附录 G 末级固定排水沟和吸水管间距计算

G.0.1 水稻区田面有淹水层、排水沟边坡陡直、不计沟中水深、稳定渗流情况下的排水沟间距可按下列公式计算(图 G.0.1):

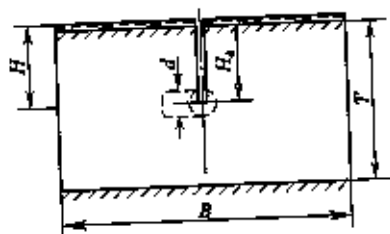


图 G.0.1 排水沟(管)间距计算示意图

$$B = \frac{kH}{q\phi_0} \quad (\text{G.0.1-1})$$

$$\phi_0 \approx 0.5 + 0.174 \frac{H_d}{T} \quad (\text{G.0.1-2})$$

式中: B ——末级固定排水沟间距(m);
 K ——排水地段含水层平均渗透系数(m/d);
 H ——田面水位与沟底高程之差,即排水沟的作用水头(m);
 q ——设计要求的稻田渗漏强度(m/d);
 ϕ_0 ——稳定渗流情况下,排水沟排水地段的渗流阻抗系数;
 H_d ——排水沟的有效深度(m);
 T ——排水地段含水层的平均厚度(m)。

G.0.2 水稻区田面有淹水层、吸水管内充满水、稳定渗流情况下的吸水管间距可按下列公式计算(图 G.0.1,其中虚线表示吸水管):

$$\phi_0 \approx \frac{1}{\pi} \ln \sqrt{\frac{8T}{\pi d} \tan \frac{\pi H_d}{2T} - 1} \quad (\text{G.0.2})$$

式中: B ——吸水管间距(m);

H_0 ——吸水管埋深(m);

H ——吸水管的作用水头(m),管内为有压水时, H 为田面水位与吸水管承压水位之差;管内为无压水时, H 为田面水位与吸水管中心高程之差;

d ——吸水管外圈直径(m);

ϕ_0 ——稳定渗流情况下,吸水管排水地段的渗流阻抗系数。

G. 0.3 旱作区或水旱轮作区田面无淹水层,地下水位逐渐降落,起始地下水面形状近似二次方曲线,不考虑蒸发影响,非稳定渗流情况下的排水沟(管)间距可按下列公式计算(图 G. 0.3):

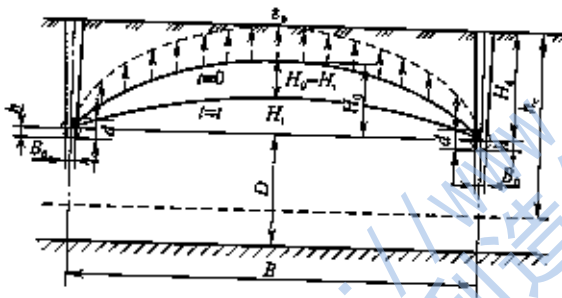


图 G. 0.3 排水沟(管)间距计算示意图

$$B = \frac{kt}{\mu d \phi \ln \frac{H_0}{H_1}} \quad (\text{G. 0.3-1})$$

$$\text{当 } D \leq B/2 \text{ 时 } \quad \phi = \frac{1}{\pi} \ln \frac{2D}{\pi B_0} + \frac{B}{8D} \quad (\text{G. 0.3-2})$$

$$\text{当 } D > B/2 \text{ 时 } \quad \phi = \frac{1}{\pi} \ln \frac{2B}{\pi B_0} \quad (\text{G. 0.3-3})$$

式中: H_0 ——地下水位降落起始时刻,排水地段中部地下水位高于沟内水面的作用水头(m);

H_1 ——地下水位降落到 t 时刻,排水地段中部地下水位高于沟内水面的作用水头(m);

H_0 ——排水沟内水面至地面的垂直距离,即排水沟的有效深度(m);

t ——设计要求地下水位由 H_0 降到 H_1 的历时(d);

μ ——地下水变动范围内的土层平均给水度;

Ω ——地下水形状校正系数,采用 $\Omega \approx 0.7 \sim 0.8$;

ϕ ——非稳定渗流情况下,排水沟排水地段的渗流阻抗系数;

D ——沟内水面至水平不透水层表面的垂直距离(m);

B_0 ——沟内水面宽度(m)。

G.0.4 计算条件应满足本标准附录 G.0.3 的规定,但起始地下水面的形状近似四次方抛物线,该情况下的排水沟间距可按下列公式计算(图 G.0.3):

$$B = \pi \sqrt{\frac{kDt}{\mu \left(1 + \frac{8D}{\pi B} \ln \frac{D}{\chi}\right) \ln \left(1.16 \frac{H_0}{H_1}\right)}} \quad (\text{G.0.4-1})$$

$$\chi = b + 2(1+m^2)^{\frac{1}{2}} h \quad (\text{G.0.4-2})$$

式中: χ ——排水沟梯形过水断面湿周(m);

b ——沟底宽度(m);

h ——沟内水深(m);

m ——边坡系数。

G.0.5 计算条件应满足本标准附录 G.0.3 的规定,但考虑蒸发影响,地下水蒸发强度与埋深关系指数 $n \geq 1$,该情况下的排水沟间距可按下列公式计算(图 G.0.3,虚线箭头表示地下水蒸发沿程分布):

$$B = \frac{kt}{\mu \Omega \phi \sum C_{ni}} \quad (\text{G.0.5-1})$$

$$\sum C_{ni} = \sum_{i=0}^{\bar{n}} \frac{C(H_0 - H_i)}{2\bar{m} \left[\frac{\Omega \varepsilon_0}{k} B \phi \left(1 - \frac{H_0 - H_i}{h_s}\right)^n + H_i \right]} \quad (\text{G.0.5-2})$$

$$H_i = H_0 - i \frac{H_0 - H_1}{\bar{m}} = H_1 + (\bar{m} - i) \frac{H_0 - H_1}{\bar{m}} \quad (\text{G.0.5-3})$$

式中： \bar{m} ——地下水位下降幅度 $H_0 - H_i$ 的等分数， \bar{m} 取值越大，
计算结果精度越高，通常取 $\bar{m} = 5 \sim 10$ ；

i ——等分 $H_0 - H_i$ 的排列序号，即 $i = 0, 1, 2, \dots, \bar{m}$ ；

C_0 ——相应于排列序 i 的正整数值，当 $i = 0$ 和 $i = \bar{m}$ 时， $C = 1$ ；当 $i = 1, 2, 3, \dots, \bar{m} - 1$ 时， $C = 2$ ；

H_i ——排列序号为 i 的排水地段中部地下水位高于沟内水面的作用水头 (m)；

e_0 ——地下水位埋深为零时的蒸发强度 (m/d)，若不考虑蒸发影响时， $e_0 = 0$ ；

h_s ——地下水停止蒸发时的水位埋深 (m)；

n ——地下水蒸发强度与水位埋深关系指数，通常 $n \geq 1$ 。

G. 0. 6 计算条件应满足本标准附录 (G. 0. 3) 的规定，吸水管间距可按式 (G. 0. 3-1) 和式 (G. 0. 3-2) 或式 (G. 0. 3-3) 计算 (图 G. 0. 3)。

其中虚线表示吸水管)，但式中 $\Omega = 0.8 \sim 0.9$ ， B_0 以 $2\sqrt{\Omega \bar{H}d}$ 代替， \bar{H} 为非稳定渗流情况下吸水管排水地段的作用水头 (m)，可按下式计算：

$$\bar{H} = \frac{H_0 - H_i}{\ln \frac{H_0}{H_i}} \quad (\text{G. 0. 6})$$

G. 0. 7 计算条件应满足本标准附录 G. 0. 4 的规定，吸水管间距可按式 (G. 0. 4-1) 计算 (图 G. 0. 3)，但式中 $x = \pi d$ 。

G. 0. 8 计算条件应满足本标准附录 G. 0. 5 的规定，吸水管间距可按式 (G. 0. 5-1) ~ 式 (G. 0. 5-3) 计算 (图 G. 0. 3)，但式中 $\Omega = 0.8 \sim 0.9$ ， B_0 以 $2\sqrt{\Omega \bar{H}d}$ 代替。

附录 H 地下水排水强度计算

H.0.1 水稻田田面有淹水层时,稳定渗流情况下的地下水排水强度 q 为水稻日渗漏量的设计值 (m/d),其值应等于水稻田适宜日渗漏量与无排水条件时水稻田日渗漏量之差。

H.0.2 水稻田田面无积水时,非稳定渗流情况下的地下水平均排水强度 q (m/d) 可按下列公式计算:

$$q = \frac{\mu \Omega (H_0 - H_1)}{t} - \epsilon_0 \left(1 - \frac{H_1 - \bar{H}}{h_e} \right)^n \quad (\text{H.0.2-1})$$

$$\bar{H} = \frac{H_0 - H_1}{\ln \frac{H_0}{H_1}} \quad (\text{H.0.2-2})$$

式中: μ ——地下水面变动范围内的土层平均给水度;

Ω ——地下水面形状校正系数,采用 $\Omega = 0.7 \sim 0.9$;

H_0 ——地下水位降落起始时刻,排水地段的作用水头 (m);

H_1 ——地下水位降落到 t 时刻,排水暗管排水地段的作用水头 (m);

t ——设计要求地下水位由 H_0 降到 H_1 的历时 (d);

H_d ——排水沟有效深度或暗管埋深 (m);

\bar{H} ——地下水位由 H_0 降到 H_1 历时 t ,排水暗管排水地段的作用水头 (m);

ϵ_0 ——地下水位埋深为零时的蒸发强度 (m/d),若不考虑蒸发影响时 $\epsilon_0 = 0$;

h_e ——地下水停止蒸发或蒸发极微弱时的水位埋深 (m);

n ——地下水蒸发强度与水位埋深关系指数,通常 $n \geq 1$ 。

附录J 荷载计算

J.0.1 作用在墩(架)上的河(渠)道水流动水压力可按式计算:

$$P_p = k_p \frac{\gamma v_d^3}{2g} A_p \quad (\text{J.0.1})$$

式中: P_p ——作用于一个墩(架)上的动水压力(kN);

γ ——水的容重(kN/m³);

v_d ——河(渠)道水流的设计流速(m/s);

g ——重力加速度(m/s²);

A_p ——墩(架)阻水面积,即河(渠)道水面以下至一般冲刷线处墩(架)在水流正交面上的投影面积(m²);

k_p ——墩(架)形状系数,可按表J.0.1选用。

表 J.0.1 墩(架)形状系数 K_p

槽墩(架)迎水面形状	K_p
方 形	1.5
矩形(长边与水流方向平行)	1.3
圆 形	0.8
尖圆形	0.7
圆弧形	0.6

J.0.2 位于河(渠)道中的墩(台)承受的漂浮物或船只撞击力可按式估算:

$$p_d = \frac{W_d V_c}{g t_d} \quad (\text{J.0.2})$$

式中: p_d ——漂浮物或船只的撞击力(kN);

W_d ——漂浮物或船只的重力(kN),应根据实际情况或调查确定;

V_c ——水流速度(m/s);

t_d ——撞击时间(s),如无实际资料时,可取 $t_d=1.0s$ 。

J.0.3 槽身支座产生的摩阻力可按下列公式计算:

$$F = f_b V \quad (\text{J.0.3})$$

式中: F ——支座摩阻力(kN),其方向与位移方向相反;

V ——作用于活动支座的竖向反力(kN);

f_b ——支座的摩擦系数,可按表 J.0.3 选用。

表 J.0.3 支座摩擦系数 f_b

支座种类	f_b	支座种类	f_b
滚动支座或摆动物座	0.05	(1)盆式橡胶支座	
弧形钢板滑动支座	0.20	常温型活动支座	0.04
平面钢板滑动支座	0.30	耐寒型活动支座	0.06
油毛毡垫层(老化后)	0.60	(2)充填聚四氟乙烯滑板	
—	—	常温型活动支座	0.08
—	—	耐寒型活动支座	0.12

J.0.4 温度荷载计算应符合下列规定:

1 简支或双悬臂梁式渡槽槽身等静定结构因温度变化影响,槽身长度产生的伸长或缩短值 ΔL 可按下列公式计算:

$$\Delta L = \alpha \Delta t l \quad (\text{J.0.4-1})$$

式中: α ——线膨胀系数,各种结构的线膨胀系数见表 J.0.4;

Δt ——温度变幅值,温度上升时 $\Delta t = T_1 - T_2$,温度下降时 $\Delta t = T_3 - T_2$ 。其中 T_1 、 T_2 为当地最高和最低月平均气温($^{\circ}\text{C}$), T_3 为槽身浇筑或安装时的气温($^{\circ}\text{C}$);

l ——构件的长度(m)。

表 J.0.4 结构材料的线膨胀系数 α

构件种类	α (以 $^{\circ}\text{C}$ 计)
钢结构	0.00012
混凝土、钢筋混凝土及预应力混凝土构件	0.00010
混凝土预制块砌体	0.00009
石砌体	0.00008
砖砌体	0.00007

2 拱、桁架等超静定结构在均匀的温度升高或降低作用下将在结构内产生温度应力,温度应力随温度变幅和结构刚度的增大而加大,可用结构力学等方法求得。温度变幅值 Δt 为当地最高和最低月平均气温与封拱温度的差值。封拱温度应取封拱时的当地实际温度,或者选择低于当地年平均气温的预估温度进行估算。

3 重要的大型渡槽,必要时还应考虑日照辐射、槽内水温等引起的温度应力。可通过试验确定其边界条件,采用数学模型计算其温度场与温度应力。

4 混凝土及钢筋混凝土倒虹吸管在管内外壁温差作用下,将产生温度应力,温度应力大小与温度变幅、浇筑温度、管壁厚度、弹性模量等有关,可由结构力学方法求得。管内外壁温差及其分布可按下列情况分别计算:

1) 对地下埋管,管外壁混凝土表面温度 T_2 和管内壁混凝土表面温度 T_1 ,沿环向可近似看作均匀分布,沿环向各点内外壁温差 $T_d = T_2 - T_1$,为一常数,无实测资料时,可近似取 $T_d = \pm 3^{\circ}\text{C} \sim 5^{\circ}\text{C}$ 。

2) 施工中未覆盖土的露天管和架空梁式管,管内壁表面温度 T_1 接近水温,可按日平均气温考虑,并视为均匀分布。管外壁温度视不同部位而异:管顶 T_2 较日最高气温约高 $12^{\circ}\text{C} \sim 16^{\circ}\text{C}$;管脚 T_2 接近日最高气温;管底 T_2 可近似取

日平均气温,由管顶到管脚一段中,管外壁表面混凝土温度按沿环向直线变化规律计算。

3)管壁环向温度分布曲线,对称于管的垂直轴线。

4)管壁内温度沿管的径向为曲线分布,可用下式表示:

$$T = T_i + \left(\frac{y - y_0}{y_1 - y_0} \right)^n T_d(\varphi) \quad (\text{J. 0. 4-2})$$

式中: y ——计算点至管中心的距离(m);

y_0 ——管的内半径(m);

y_1 ——管的外半径(m);

$T_d(\varphi)$ ——管内外温差($^{\circ}\text{C}$);

n ——指数,随管壁厚度 δ 而变;当 $100\text{mm} < \delta \leq 200\text{mm}$ 时, $n=2$;当 $200\text{mm} < \delta \leq 400\text{mm}$ 时, $n=3$;当 $\delta > 400\text{mm}$ 时, $n=4$ 。

5)计算管道纵向应力的温差为管道浇筑温度与运行期最低温度之差。

J. 0. 5 渡槽风压力应按下列公式计算:

1 对于较高的排架、梁式渡槽,基本自振周期 $T(\text{s})$ 可按下列公式计算:

$$T(\text{s}) = 3.63 \sqrt{\frac{H^3}{EJ} (M + 0.236 \rho A H)} \quad (\text{J. 0. 5-1})$$

式中: H ——槽身重心至地面的高度(m);

M ——搁置于排架顶部的槽身质量(空槽情况)或槽身及槽中水体的总质量(kg);

E ——排架材料的弹性模量(N/m^2);

J ——排架横截面的惯性矩(m^4);

A ——为排架的横截面面积(m^2);

ρ ——排架材料的密度(kg/m^3)。

2 横槽方向垂直作用于渡槽表面的风压力应按下列公式计算:

$$W_k = \beta_z \mu_s \mu_z \mu_t W_0 \quad (\text{J. 0. 5-2})$$

$$W_0 = V_0^2 / 1600 \quad (\text{J. 0. 5-3})$$

式中: W_k ——风压力(kPa);

W_0 ——基本风压(kPa), 当有可靠风速资料时, 按公式(J. 0. 5-3)计算, 其中 V_0 (m/s)为当地比较空旷平坦地面离地10m高处统一所得的30年一遇10min平均最大风速; 如无风速资料, 应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中全国基本风压分布图采用, 但不应小于0.25kPa;

μ_t ——地形、地理条件系数, 对于与大风方向一致的谷口、山口, 可取 $\mu_t = 1.2 \sim 1.5$; 对于山间盆地、谷地等闭塞地形, 则取 $\mu_t = 0.75 \sim 0.85$;

β_z ——Z高度处的风振系数, 对于高度较大的排架、梁式渡槽, 当结构的基本自振周期 T 大于0.25s时, 应计入风振影响, β_z 值可按表J. 0. 5-1采用。不属于上述情况者可不考虑风振影响, 取 $\beta_z = 1.0$;

μ_s ——风压高度变化系数, 按表J. 0. 5-2选用。表中离地面高度一栏, 对于槽身, 指风力在槽身上的着力点(即迎风面的形心)距地面的高度; 对于排架或槽墩, 指排架顶或墩顶距地面的高度。若槽墩(架)很高, 可沿高度方向分成若干段, 各段选用相应的风压高度变化系数值;

μ_z ——风载体型系数, 可按表J. 0. 5-3所列数值选用。对于重要的具有特殊结构形式的渡槽, 风载体型系数应由风洞试验确定。

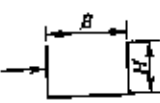
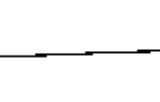
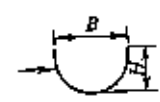
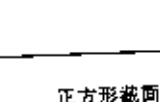






表 J. 0. 5-1 风振系数 β_z

T(s)	0.25	0.50	1.00	1.50	2.00	3.50	5.00
β_z	1.25	1.40	1.45	1.48	1.50	1.55	1.60

表 J.0.5-2 风压高度变化系数 μ_z

离地面高度 (m)	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90
μ_z	0.80	1.00	1.14	1.25	1.42	1.56	1.67	1.77	1.86	1.95	2.02

表 J.0.5-3 风载体型系数 μ_s

风载体型	示意图	高宽比 H/B				
		0.6	0.9	1.2		
槽		空	均匀流场	1.61	1.88	2.07
		槽	紊流场	1.56	1.62	1.76
		空	均匀流场	1.64	1.87	2.16
		槽	紊流场	1.47	1.50	1.78
拱		空	平稳流场	0.61	1.01	1.42
		拱	紊流场	0.68	0.92	1.06
		空	平稳流场	0.64	1.05	1.39
		拱	紊流场	0.56	0.90	0.99
排架拱	正方形截面		$\mu_s = 1.4$			
	圆形截面		$\mu_s = 0.8$			
	矩形截面		$l/b \leq 1.5 \quad \mu_s = 1.4; l/b > 1.5 \quad \mu_s = 0.9$			
	矩形截面		$l/b \leq 1.5 \quad \mu_s = 1.4; l/b > 1.5 \quad \mu_s = 1.3$			
槽	圆端形截面		$l/b \geq 1.5 \quad \mu_s = 0.3$			
	圆端形截面		$l/b \leq 1.5 \quad \mu_s = 0.8; l/b > 1.5 \quad \mu_s = 1.1$			

续表 J.0.5-3

桁架	两排平行桁架的整体体型系数: $\mu_s = 1.3\varphi(1+\eta)$					
	n 排平行桁架的整体体型系数: $\mu_s = 1.3\varphi \frac{1-\eta^n}{1-\eta}$					
式中: $\varphi = A_n/A$ ——桁架的挡风系数;						
A_n ——桁架杆件和节点挡风的净投影面积;						
A ——桁架的轮廓面积;						
η ——与两排桁架间距。						
b、桁架高度 h 及挡风系数 φ 有关,当 $b/h \leq 1$ 时, η 可按下表采用。						
φ	≤ 0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	≥ 0.6
η	1.0	0.85	0.66	0.50	0.33	0.15

注:一般认为在田园地带(地表面起伏不超过 20cm),地面上流场的谢流度为 15%~20%,如流场谢流度小于 4%则为均匀流场。

附录 K 渡槽设计计算

K.1 渡槽水力设计计算

K.1.1 槽身过流能力应按下列公式计算:

1 槽身长度大于或等于渡槽进口渐变段前上游渠道正常水深的 15 倍时,应按明渠均匀流公式(K.1.1-1)计算:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (\text{K.1.1-1})$$

式中: Q ——渡槽的过水流量(m^3/s);

A 、 R ——槽身过水断面面积(m^2)和水力半径(m);

i ——槽底比降;

n ——槽身过水断面的壁面糙率,钢筋混凝土槽身可取 $n = 0.013 \sim 0.015$;砌石槽身可取 $n \geq 0.017$ 。

2 槽身长度小于渡槽进口渐变段前渠道正常水深的 15 倍时,应按淹没宽顶堰流公式计算:

1) 槽身为矩形断面时应按式(K.1.1-2)~式(K.1.1-4)计算:

$$Q = \epsilon \epsilon_0 m B \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (\text{K.1.1-2})$$

$$\epsilon = 1.071 \left(1 - \frac{b_0}{b_s}\right)^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_s}} \quad (\text{K.1.1-3})$$

$$H_0 = h' + \frac{v_1^2}{2g} \quad (\text{K.1.1-4})$$

式中: H_0 ——渡槽进口水头(m);

v_1 ——渡槽进口渐变段前渠道断面平均流速(m/s);

B ——矩形槽身底宽(m);

h' ——渡槽进口渐变段前渠道断面平均水深(m);

m ——流量系数,渡槽进口较平顺时取 $m = 0.35 \sim 0.38$;进

口不平顺可取 $m=0.32\sim 0.34$;

ϵ ——侧向收缩系数,可取 $\epsilon=0.80\sim 0.92$;

b_0 ——槽身净宽(m);

b_1 ——渡槽进口前渠道水宽与渠底宽度的平均值(m);

σ_1 ——淹没系数,按表 M.0.3-1 采用。

2)槽身为 U 形或梯形断面时应按下列公式计算:

$$Q_m = \epsilon \varphi A \sqrt{2gZ_0} \quad (\text{K. 1. 1-5})$$

$$Z_0 = Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (\text{K. 1. 1-6})$$

式中: φ ——流速系数,可取 $\varphi=0.89\sim 0.95$;

Z_0 ——计入行近流速水头在内的渡槽上、下游水位差(m);

Z_1 ——渡槽上、下游水位差(m),初步估算时,可取 $Z_1=0.10\sim 0.15\text{m}$;

g ——重力加速度(m/s^2)。

K. 1. 2 渡槽总水头损失(图 K. 1. 2)应按下列公式计算:

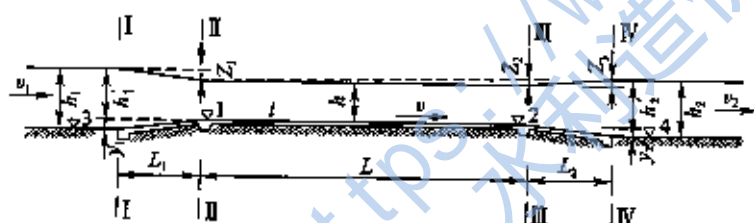


图 K. 1. 2 渡槽水力计算图

1 对于 1 级~3 级渡槽,总水头损失采用能量法计算。

1)进口段水面降落值应按公式(K. 1. 2-1)计算:

$$Z'_1 = \frac{(1 + \sum \xi_1)(v^2 - v_1^2)}{2g} + J_{1-2}L_1 \quad (\text{K. 1. 2-1})$$

式中: J_{1-2} ——进口段的平均水力坡降;

L_1 ——进口段长度(m);

$\sum \xi_1$ ——进口段(含节制闸)局部水头损失系数之和,即进口渐

变段水头损失系数与门槽水头损失系数之和；

v_1 ——进口渐变段上游渠道断面平均流速(m/s)；

v ——槽身断面平均流速(m/s)。

当槽身采用双槽或多槽方案时,中间设有隔墙,进口渐变段共用。由隔墙侧收缩引起的水面降落 Δh (m)可按式进行计算:

$$\Delta h = 2k(k+10\omega-0.6)(a+15a')\frac{v^2}{2g} \quad (\text{K. 1. 2-2})$$

式中: k ——隔墙头部形状系数,对半圆形可取 0.9;

ω ——槽内流速水头与水深之比;

a ——隔墙总厚度与槽宽之比;

v ——槽内流速(m/s)。

进口渐变段水面总降落值为:

$$Z_1 = Z'_1 + \Delta h$$

2) 槽身段水面降落值。在长槽情况下,槽身段水流为均匀流,根据槽身长度 L 和槽底比降 i 可求得该段水面降落值为:

$$Z_2 = iL \quad (\text{K. 1. 2-3})$$

3) 出口渐变段水面回升值。渡槽出口水流经过渐变段时,槽身末端的水流动能一部分消耗于摩阻、断面扩大及其他原因引起的沿程水头损失和局部水头损失,一部分恢复为位能而产生水面回升。出口渐变段水面回升值可按式计算:

$$Z_3 = \frac{(1 - \sum \xi_2)(v^2 - v_2^2)}{2g} - J_{2-1}L_2 \quad (\text{K. 1. 2-4})$$

式中: J_{2-1} ——出口渐变段的平均水力坡降;

L_2 ——出口渐变段长度(m);

$\sum \xi_2$ ——出口渐变段(含检修闸)局部水头损失系数之和,即出口渐变段水头损失系数与门槽水头损失系数之和;

v_2 ——出口渐变段末端下游渠道断面平均流速(m/s)。

4) 渡槽总水头损失(即通过渡槽的总水面降落)应按下式计算:

$$\Delta Z = Z_1 + Z_2 - Z_3 \quad (\text{K. 1. 2-5})$$

式中: ΔZ ——渡槽总水头损失(m),应等于或略小于渠系规划中允许的水头损失值。

当槽身为短槽时($L \leq 15h_1$),槽中水流为非均匀流,对求得的槽宽与水深应按非均匀流进行水面线复核,若复核所得的进、出口水位差超过了规划给定的允许值,应调整槽身断面尺寸重新计算。


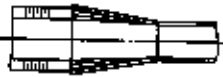
2 对于4级、5级渡槽,总水头损失 ΔZ 的计算公式中,槽身段水面降落值 Z_2 仍用公式(K. 1. 2-3)计算,进、出口段可按下列公式计算:

$$\text{进口段水面降落值 } Z_1 = (1 + \xi_1)(v^2 - v_1^2) / 2g \quad (\text{K. 1. 2-6})$$

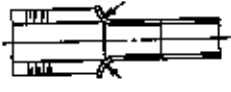
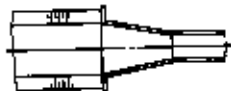

$$\text{出口段水面回升值 } Z_2 = (1 + \xi_2)(v^2 - v_2^2) / 2g \quad (\text{K. 1. 2-7})$$

式中: ξ_1 、 ξ_2 ——分别为渡槽进口渐变段、出口渐变段局部水头损失系数,可根据渐变段形式由表 K. 1. 2 查得。

表 K. 1. 2 进、出口水头损失系数

渐变段形式	示意图(以梯形断面和矩形断面连接为例)	进口渐变段局部水头损失系数 ξ_1	出口渐变段局部水头损失系数 ξ_2
曲线形反弯扭曲面		0.1	0.2
直线形扭曲面		$\theta_1 = 15^\circ \sim 37^\circ$ $\xi_1 = 0.05 \sim 0.3$	$\theta_2 = 10^\circ \sim 17^\circ$ $\xi_2 = 0.3 \sim 0.5$

续表 K.1.2

渐变段形式	示意图(以梯形断面和矩形断面连接为例)	进口渐变段局部水头损失系数 ζ_1	出口渐变段局部水头损失系数 ζ_2
圆弧宽墙		0.2	0.5
八字形		0.3	0.5
直角形		0.4	0.75

注:表中 θ_1 表示进口渐变段水面收缩角; θ_2 表示出口渐变段水面扩散角。

渡槽总水面降落应按下列公式计算:

$$\Delta Z = Z_1 + Z_2 - Z_3 \quad (\text{K. 1. 2-8})$$

K.1.3 水面衔接应按下列公式计算:

1 渡槽进口、出口槽身底部高程及出口处下游渠道底部高程按式(K. 1. 3-1)~式(K. 1. 3-3)计算。

2 渡槽进口槽身底部高程 ∇_1 应按下列公式计算:

$$\nabla_1 = \nabla_3 + h_1 - Z_1 - h \quad (\text{K. 1. 3-1})$$

式中: ∇_3 ——渡槽进口渐变段前上游渠底高程(m);

h_1, h ——渡槽通过设计流量时相应的上游渠道水深及槽内水深(m)。

3 渡槽出口槽身底部高程 ∇_2 应按下列公式计算:

$$\nabla_2 = \nabla_1 - iL \quad (\text{K. 1. 3-2})$$

4 渡槽出口渐变段末端下游渠底高程 ∇_4 应按下列公式计算:

$$\nabla_4 = \nabla_2 + h + Z_2 - h_2 \quad (\text{K. 1. 3-3})$$

式中： h_2 ——渡槽通过设计流量时相应的下游渠道水深(m)。

K. 1.4 弯道处凹岸与凸岸间的槽身内横向最大水面差 Δh 可按下列公式计算：

$$\Delta h = \frac{\alpha_1 v^2 A}{gr h} \quad (\text{K. 1. 4})$$

式中： α_1 ——弯道上游槽身直段水流的动能修正系数，可取 $\alpha_1 = 1.0$ ；

v ——弯道上游槽身直段过水断面的平均流速(m/s)；

r ——弯道的弯曲半径(m)；

A ——弯道上游槽身直段过水断面面积(m²)；

h ——弯道上游槽身直段槽内水深(m)；

g ——重力加速度(m/s²)。

K. 2 拱圈横向稳定性验算

K. 2.1 宽跨比小于 1/20 的板拱或采用单肋合拢时的拱肋，可按下列公式验算拱圈(肋)的横向稳定：

$$N_m \leq \frac{1}{K_H} N'_L \quad (\text{K. 2. 1-1})$$

$$N'_L = \frac{H'_L}{\cos \varphi_m} \quad (\text{K. 2. 1-2})$$

$$H'_L = K'_L \frac{EI_y}{8fL} \quad (\text{K. 2. 1-3})$$

式中： K_H ——横向稳定安全系数，可采用 4~5；

N'_L ——拱圈(肋)丧失横向稳定时的临界轴向压力(kN)；

H'_L ——临界推力(kN)；

I_y ——拱圈(肋)截面对其自身竖直轴的惯性矩(m⁴)；

f 、 L ——拱圈(肋)的计算矢高和计算跨度(m)；

E ——拱圈(肋)材料的弹性模量(kN/m²)；

K'_L ——临界荷载系数，可按表 K. 2. 1 确定；

N_m 、 φ_m ——意义与式(5. 5. 8-1)~(5. 5. 8-5)相同。

表 K. 2.1 等截面抛物线双铰拱横向稳定临界荷载系数 K'_L

f/L \ λ	0.7	1.0	2.0
0.1	28.5	28.5	28.5
0.2	41.5	41.0	40.0
0.3	40.0	38.5	36.5

注:表中 λ 为截面抗弯刚度与抗扭刚度之比, $\lambda = EI_y/GI_x$, 其中 I_x 为扭转惯性矩 (m^4), G 为剪切弹性模量, $G = 0.43E$ (kN/m^2)。

K. 2.2 具有横向联系构件的肋拱或无支架施工时采用双肋合拢的拱肋, 在验算横向稳定时, 可将拱展开成一个与拱轴等长的平面桁架, 按组合压杆进行计算, 组合杆的长度等于拱轴线长度 S_a 。拱圈(肋)的横向稳定验算公式与公式(K. 2. 1-1)相同, 但式中临界轴向压力 N'_L 为:

$$N'_L = \frac{\pi^2 E_a I'_y}{(L')^2} \quad (K. 2. 2-1)$$

$$L' = a' S_a \sqrt{1 + \frac{\pi^2 E_a I'_y}{(\alpha' S_a)^2} \left(\frac{a' b'}{12 E_b I_b} + \frac{a'^2}{24 E_b I_b} \right)} \quad (K. 2. 2-2)$$

- 式中: I'_y —— 两拱肋截面对其公共竖直轴的惯性矩 (m^4);
 E_a —— 拱肋材料的弹性模量 (kN/m^2);
 L' —— 组合压杆计算长度 (m);
 S_a —— 拱轴线长度 (m);
 α' —— 系数, 无铰拱为 0.5, 双铰拱为 1.0;
 a', b' —— 分别为横系梁(或夹木)中距和两拱肋中距 (m);
 I_a, I_b —— 分别为一个拱肋和一根横系梁(或夹木)对自身竖直轴的惯性矩 (m^4);
 E_b —— 横系梁(或夹木)材料的弹性模量 (kN/m^2)。

附录 L 倒虹吸管设计计算

L.1 倒虹吸管水力计算

L.1.1 有压管流挟沙流速应按下列式进行计算：

$$v_{np} = \left(\omega_0 \sqrt{\rho} \sqrt[4]{\frac{4Q_{np}}{\pi d_{75}^3}} \right)^{1.35} \quad (\text{L. 1. 1})$$

式中： v_{np} ——有压管流挟沙流速（不淤极限流速，m/s）；

ω_0 ——泥沙沉降速度（mm/s）；

ρ ——挟沙水流中含沙量（以重量百分比计算）；

Q_{np} ——出现 v_{np} 时管内通过的流量（m³/s）；

d_{75} ——小于该粒径的泥沙重量占 75% 的泥沙粒径（mm），可由渠道泥沙级配曲线上查得；管道通过设计流量时流速 v 应能满足 $v > v_{np}$ 的要求，而通过小流量时若 $v < v_{np}$ ，仍会产生淤积。此时应采用双管或者多管布置，以提高单管过水流速 v 来满足不淤要求。

L.1.2 倒虹吸管进口渐变段（图 L.1.2-1），其局部水头损失按公式（L.1.2-1）计算：

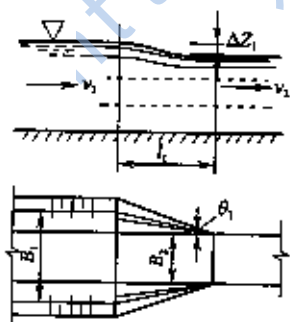


图 L.1.2-1 倒虹吸管进口渐变段示意图

$$h_p = \xi_1 \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 2-1})$$

忽略渐变段起始断面与末端断面间的沿程损失, 两断面间的水面落差 ΔZ_1 (图 L. 1. 2-2) 应按式 (L. 1. 2-2) 计算:

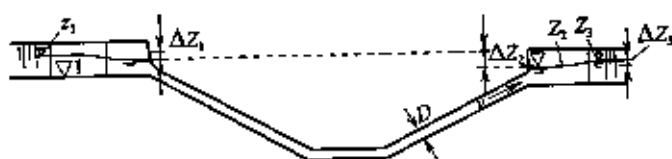


图 L. 1. 2-2 倒虹吸管水面落差示意图

$$\Delta Z_1 = (1 + \xi_1) \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 2-2})$$

式中: h_p ——进口渐变段的局部水头损失 (m);

ΔZ_1 ——进口渐变段的水面落差 (m);

v_1 、 v_2 ——分别为渠道进口渐变段始、末断面的平均流速 (m/s);

g ——重力加速度 (m/s²);

ξ_1 ——进口渐变段的局部损失系数, 与渐变段的形式有关, 按表 L. 1. 2 选取。

表 L. 1. 2 渐变段局部损失系数表

渐变段形式	ξ_1	ξ_2	适用条件
反弯扭曲面	0.10	0.20	水面收敛角 θ_1 和水面扩散角 θ_2 均 $\leq 12.50^\circ$
1/4 圆弧	0.15	0.25	
方头型	0.30	0.75	
直线扭曲面	0.05~0.30	0.30~0.50	$\theta_1 = 150^\circ \sim 370^\circ$ $\theta_2 = 100^\circ \sim 170^\circ$

L. 1. 3 倒虹吸管出口渐变段 (图 L. 1. 3), 其局部水头损失按公式 (L. 1. 3-1) 计算:

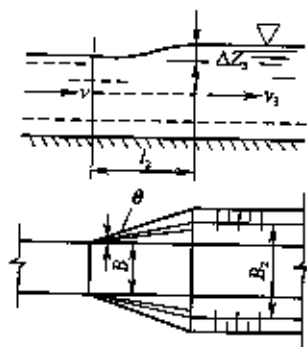


图 L. 1. 3 倒虹吸管出口渐变段示意图

$$h_{j2} = \xi_2 \frac{v^2 - v_2^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 3-1})$$

忽略渐变段起始断面与末端断面间的沿程损失, 两断面间的水面恢复值 ΔZ_3 应按下式计算:

$$\Delta Z_3 = (1 - \xi_2) \frac{v^2 - v_2^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 3-2})$$

式中: h_{j2} —— 出口渐变段的局部水头损失 (m);

ΔZ_3 —— 出口渐变段的水面恢复值 (m);

v, v_2 —— 分别为管道出口和出口渐变段末断面的平均流速 (m/s);

ξ_2 —— 出口渐变段的局部损失系数, 与渐变段的形式有关, 按表 L. 1. 2 选取。

L. 1. 4 倒虹吸管的水头损失包括局部水头损失和沿程水头损失两大类。倒虹吸管的水头损失按下列公式计算:

1 倒虹吸管的局部水头损失应按下式计算:

$$h_j = \left[\sum \xi \left(\frac{\varphi}{\varphi_1} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 4-1})$$

式中: h_j —— 倒虹吸管的局部水头总损失 (m);

φ, φ_1 —— 分别表示管道出口断面面积和局部阻力损失处的相应断面面积 (m^2);

ξ_i ——为某一局部水头损失系数,如拦污栅、闸门槽、进水口、弯管、出水口等的局部水头损失系数(不包括 ξ_1 和 ξ_2)。

各类水头损失系数的计算方法如下:

1) 拦污栅水头损失系数 ξ_s 。

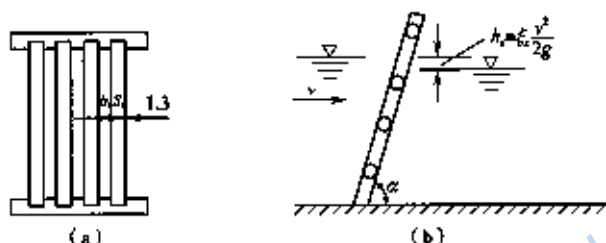


图 L. 1. 4-1 拦污栅水头损失系数计算图

当拦污栅无独立支墩时(图 L. 1. 4-1),应按下式计算:

$$\xi_s = \beta_1 \left(\frac{s_1}{b_1} \right)^{\frac{4}{3}} \sin \alpha \quad (\text{L. 1. 4-2})$$

当拦污栅有独立支墩时,应按下式计算:

$$\xi_s = \left[\beta_1 \left(\frac{s_1}{b_1} \right)^{\frac{4}{3}} + \beta_2 \left(\frac{s_2}{b_2} \right)^{\frac{4}{3}} \right] \sin \alpha \quad (\text{L. 1. 4-3})$$

式中: ξ_s ——拦污栅水头损失系数;

β_1, β_2 ——分别为拦污栅栅片及拦污栅支墩形状系数,可按表 L. 1. 4-1 取值;

s_1, b_1 ——分别为拦污栅栅片厚度及栅片间距(mm);

s_2, b_2 ——分别为拦污栅支墩厚度及支墩间净距(mm);

α ——拦污栅栅面的倾角(度)。

表 L. 1. 4-1 栅条形状系数

形状							
β_1, β_2	2.42	1.83	1.79	1.67	1.04	0.92	0.76

2) 进水口水头损失系数 ξ 。

进水口水头损失系数与进口形状是否圆顺有关,可按表 L. 1. 4-2 取值。竖井式倒虹吸管进口损失系数可取 1.0,缓坡式无修圆进口,可取 0.5。

表 L. 1. 4-2 进水口水头损失系数表

进口完全修圆		$\xi_{\text{进口}} = 0.05 \sim 0.10$
进口稍加修圆		0.20 ~ 0.25
进口没有修圆		0.50

3) 闸门槽水头损失系数 ξ_m , 平板门门槽水头损失系数 ξ_a 为 0.05 ~ 0.15。

4) 压力管道渐变段水头损失系数 ξ_b 。

当压力管道由方变圆或收缩时, $\xi_b = 0.05$; 当压力管道由圆变方或扩大时, $\xi_b = 0.10$ (扩散角不宜大于 10°)。

5) 压力管道的弯道水头损失系数 ξ_w 。

压力管道的弯道水头损失系数与拐角 θ 、拐弯半径 R 及管道内径 D_0 有关,可先由表 L. 1. 4-3 查出 ξ_{w0} 值(图 L. 1. 4-2),再从表 L. 1. 4-4 查出 γ ,则 $\xi_w = \gamma \xi_{w0}$ 。

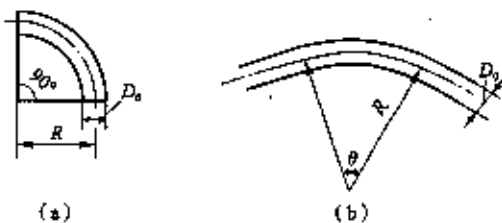


图 L. 1. 4-2 弯道水头损失系数计算图

表 L. 1. 4-3 直角弯道损失系数 ξ_{sv} 表

R/D_0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0
ξ_{sv}	1.20	0.80	0.60	0.48	0.36	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23

表 L. 1. 4-4 任意角弯道损失系数修正系数 γ 值表

$\theta(^{\circ})$	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	140
γ	0.125	0.23	0.40	0.55	0.65	0.75	0.83	0.88	0.95	1.00	1.05	1.13	1.20

6) 旁通管的水头损失系数 ξ_p :

倒虹吸管的冲沙、放空、进人孔等旁通管的损失系数, 一般采用 0.10。

7) 管道出口水头损失系数 ξ_e :

倒出口吸管出口入明渠的损失系数可按表 L. 1. 4-5 选取。

表 L. 1. 4-5 倒虹吸管出口入明渠的损失系数

ω_g/ω_s	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
ξ_e	0.81	0.64	0.40	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01

2 倒虹吸管的沿程阻力水头损失可按下列公式计算:

$$h_f = \left[\sum \frac{2g L_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 4-4})$$

$$C_i = \frac{1}{n} R_i^{\frac{1}{3}} \quad (\text{L. 1. 4-5})$$

式中: h_f ——倒虹吸管沿程阻力总水头损失(m);

C_i ——管身计算段水流的谢才系数($\text{m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$), 谢才系数 C 与糙率有关;

R_i ——管身计算段水流的水力半径;

L_i ——管身计算段的管长(m);

ω ——管道出口横断面面积(m^2);

ω_i ——管身计算段横断面面积(m^2);

n ——边壁糙率, 与边壁材料有关。

3 倒虹吸管的总水头损失 h_L 应按下式计算:

$$h_w = h_i + h_f = \left[\sum \xi_i \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 + \sum \frac{2g L_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 4-6})$$

4 进口渐变段末端至管道出口的总水面降落 ΔZ_2 的计算。进口渐变段末端至管道出口水面降落由两部分组成：一是进口渐变段至倒虹吸进口间的连接段的水面降落 $\left(\frac{v^2 - v_i^2}{2g} \right)$ ；二是管道进口至出口的总水头损失 (h_w)。由此，进口渐变段末端至管道出口的总水面降落 ΔZ_2 应按下式计算：

$$\Delta Z_2 = \left[\sum \xi_i \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 + \sum \frac{2g L_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2 - v_i^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 4-7})$$

L. 1. 5 倒虹吸管过流能力应按下列公式计算：

$$Q = \omega v = \mu \omega \sqrt{2g \Delta Z_2} \quad (\text{L. 1. 5-1})$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \xi_i \frac{\omega^2}{\omega_i^2} + \sum \frac{2g L_i}{C_i^2 R_i} \frac{\omega^2}{\omega_i^2} + 1 - \frac{\omega^2}{\omega_2^2}}} \quad (\text{L. 1. 5-2})$$

式中： Q ——管道的泄流量 (m^3/s)；

ω ——管道出口的横断面积 (m^2)；

v ——管道的断面平均流速 (m/s)；

ΔZ_2 ——进口渐变段末端断面至管道出口断面的水面落差 (m)；

g ——重力加速度 (m/s^2)；

μ ——流量系数；

ω_2 ——进口渐变段末端的过水面积 (m^2)。

L. 1. 6 倒虹吸管进口渐变段起始断面至出口渐变段末端断面之间的水面总落差 ΔZ 应按下式计算：

$$\Delta Z = \Delta Z_1 + \Delta Z_2 + \Delta Z_3 \quad (\text{L. 1. 6})$$

L. 1. 7 倒虹吸管出口消力池计算：

倒虹吸管出口与下游渠道之间，常以渐扩式扭曲面联结，并根

据需要在该联结段内设置消力池,边界条件比较复杂。初步估算时,可取池长 $L \geq (3 \sim 4)h$ (h 为渠道设计水深,单位为 m),池深 $T \geq (0.5D + \delta + 0.3m)$ (D 为管内径或管高, δ 为管壁厚度,单位均为 m)。

消力池的尺寸(图 L. 1. 7-1)可采用计及铅直边墙阻力在内的理论公式进行近似估算。

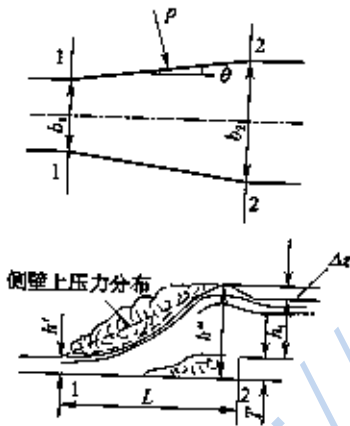


图 L. 1. 7-1 消力池计算示意图

1 扩散式消力池的共轭水深应按下列公式计算:

$$4Fr^2 = \frac{\beta\eta}{\beta\eta - 1} [(1 + \beta)(\eta^2 - 1)] \quad (L. 1. 7-1)$$

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{gh'}} \quad (L. 1. 7-2)$$

$$\beta = \frac{b_2}{b_1} \quad (L. 1. 7-3)$$

$$\eta = \frac{h''}{h} \quad (L. 1. 7-4)$$

式中: Fr ——跃前断面弗劳德数;

v_1, h' ——跃前断面平均流速和水深(m);

β ——共轭断面底宽比;

b_1, b_2 ——跃前与跃后断面的宽度(m);

η ——共轭断面水深比;

h'' ——跃后断面第二共轭水深(m)。

为方便设计, $\eta = f(Fr, \beta)$ 的关系可由图 L. 1. 7-2 查算。

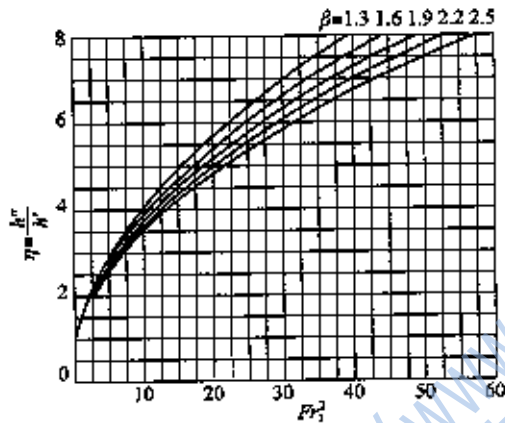


图 L. 1. 7-2 $\eta = f(Fr, \beta)$ 关系曲线图

2 消力池池深 T 可按下列公式计算:

$$T = \sigma h'' - h_1 - \Delta Z \quad (\text{L. 1. 7-5})$$

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gb_2^3} \left(\frac{1}{\varphi^3 h_1^3} - \frac{1}{\sigma^3 h''^3} \right) \quad (\text{L. 1. 7-6})$$

式中: σ ——安全系数, 可取 $\sigma = 1.05 \sim 1.10$;

ΔZ ——消力池出口水面落差(m);

Q ——倒虹吸管过流量(m^3/s);

b_2 ——消力池出口宽度(m);

φ ——水流自消力池出流的流速系数, 一般取 $\varphi = 0.95$;

h_1 ——消力池出口渠底以上水深(m)。

3 水跃长度 L' 可按下列公式计算:

$$\text{当 } 3 < Fr_1^2 < 6 \text{ 时 } L' = (1 + 0.6 Fr_1^2) h'' \quad (\text{L. 1. 7-7})$$

$$\text{当 } 6 < Fr_1^2 < 17 \text{ 时 } L' = 4.6 h'' \quad (\text{L. 1. 7-8})$$

池长可取 $l=(0.7\sim 0.8)L'$ (L. 1. 7-9)

L. 2 倒虹吸管进口沉沙池的设置及尺寸

L. 2. 1 倒虹吸管的进水口前是否设置沉沙池,应根据渠道来水的含沙量、渠道功能和整体设计确定。在黄土高原、花岗岩地区的多泥沙渠道上以及沿渠道坡面来水处理不当、泥沙容易入渠的倒虹吸管进水口前宜设置沉沙池和冲沙闸。

L. 2. 2 含沙量较少渠道上倒虹吸管进口沉沙池的尺寸按下列公式估算:

$$L \geq (4 \sim 5)h \quad (\text{L. 2. 2-1})$$

$$B \geq 1.5b \quad (\text{L. 2. 2-2})$$

$$T \geq 0.5D + \delta + 0.2 \quad (\text{L. 2. 2-3})$$

式中: L ——池长(m);

B ——池宽(m);

T ——渠底以下池深(m);

h ——渠道的设计水深(m);

b ——渠底宽度(m);

D ——管径或管高(m);

δ ——管壁厚度(m)。

L. 2. 3 含沙量较多渠道上倒虹吸管进口沉沙池的尺寸,在初步拟定水深 $H=(h+T)$ 和池宽 B 后,应按下式核算其断面的平均流速 v 是否满足沉沙要求:

$$v = \frac{Q}{HB} \quad (\text{L. 2. 3})$$

式中: Q ——渠道流量(m^3/s);

H ——水深(m);

B ——池宽(m);

v ——断面的平均流速(m/s)。当泥沙沉降最小粒径为 $0.05\text{mm} \sim 0.10\text{mm}$ 时,满足沉沙要求的池内平均流

速为 0.05m/s~0.15m/s;当泥沙沉降最小粒径为 0.25mm 时,满足沉沙要求的池内平均流速为 0.25m/s~0.55m/s;当泥沙沉降最小粒径为 0.35mm 时,满足沉沙要求的池内平均流速为 0.40m/s~0.80m/s。

L.2.4 根据实验,泥沙沉降的水平长度 L' 与沉沙池内水深 H 、平均流速 v 以及泥沙沉降速度 ω_0 有关,可按下列公式计算:

$$L' = \frac{vH}{\omega_0} \quad (\text{L. 2. 4-1})$$

沉沙池估算长度,

$$L = kL' \quad (\text{L. 2. 4-2})$$

当粒径 $d_{75} \leq 0.1\text{mm}$ 时:

$$\omega_0 = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1800\mu} d_{75}^2 \quad (\text{L. 2. 4-3})$$

当粒径 $0.15\text{mm} < d_{75} < 1.5\text{mm}$ 时:

$$\omega_0 = 6.77 \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} d_{75} + \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1.92\gamma_w} \left(\frac{t}{26} - 1 \right) \quad (\text{L. 2. 4-4})$$

当粒径 $d_{75} > 1.5\text{mm}$ 时:

$$\omega_0 = 33.1 \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma_w}{10\gamma_w} d_{75}} \quad (\text{L. 2. 4-5})$$

式中: k ——安全系数,宜取 1.2~1.5;

ω_0 ——泥沙沉降速度(cm/s)。与泥沙粒径、水温及水的动黏滞系数有关;

μ ——动力黏滞系数($\text{g} \cdot \text{s}/\text{cm}^2$);

γ_s ——泥沙颗粒密度,宜取 $\gamma_s = 2.65\text{g}/\text{cm}^3$;

γ_w ——水的密度(g/cm^3);

t ——水温($^{\circ}\text{C}$)。

附录 M 涵洞流态判别及过流能力计算

M.0.1 应由涵洞水流流态决定过流能力所采用的计算公式。涵洞的流态主要根据进口水深(从进口洞底算起的上游进口水深)、出口水深(从出口洞底算起的下游出口水深)与洞高的关系,分为无压流、半压力流、非淹没压力流及淹没压力流,应按下列标准进行判别:

1 进口水深 $H \leq 1.2D$ (D 为洞高, H 、 D 单位均为 m) 时;当出口水深 $h < D$, 为无压流;当 $h \geq D$, 为淹没压力流。

2 $1.2D < H \leq 1.5D$ 时;当 $h < D$, 为半压力流;当 $h \geq D$, 为淹没压力流。

3 $H > 1.5D$ 时;当 $h < D$, 为非淹没压力流,当 $h \geq D$, 为淹没压力流。

M.0.2 无压流涵洞流态还与洞身长度有关,分为长洞与短洞,应按下列标准进行判别; $L < 8H$ 时为短洞; $L \geq 8H$ 时为长洞。式中的 L 为洞身长度(m)。

M.0.3 涵洞过流能力可按下列不同流态分别计算:

1 无压流涵洞过流能力可按下列公式计算:

$$Q = \sigma \epsilon m B \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (\text{M.0.3-1})$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (\text{M.0.3-2})$$

$$\sigma = 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left(1 - \frac{h_s}{H_0}\right)^{0.4} \quad (\text{M.0.3-3})$$

$$h_s = h - iL (\text{短洞}) \quad (\text{M.0.3-4})$$

式中: Q ——涵洞过流量(m^3/s);

B ——洞宽(m);

- m ——流量系数,可近似采用 $m=0.36$;
 ϵ ——侧收缩系数,可近似取 $\epsilon=0.95$;
 H_0 ——包括行近流速水头在内的进口水深(m);
 g ——重力加速度, $g=9.81(\text{m/s}^2)$;
 σ ——淹没系数,可按表 M. 0. 3-1 查得;
 h_e ——洞进口内水深(m),对短洞,可按式(M. 0. 3-4)计算求得,对长洞需以出口水深为控制水深,从出口断面向上游推算水面线以确定洞进口内水深;
 v ——上游行近流速(m/s);
 α ——动能修正系数,可采用 $\alpha=1.05$ 。

表 M. 0. 3-1 淹没系数 σ 值表

h_s/H_0	≤ 0.72	0.75	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91
σ	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.93	0.90	0.87	0.83	0.80
h_s/H_0	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.995	0.998
σ	0.77	0.74	0.70	0.66	0.61	0.55	0.47	0.36	0.28	0.19

2 半压力流涵洞过流能力可按式计算:

$$Q = m_1 A \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_1 D)} \quad (\text{M. 0. 3-5})$$

式中: m_1 ——流量系数,由表 M. 0. 3-2 查取;

A ——洞身断面面积(m^2);

β_1 ——修正系数,由表 M. 0. 3-2 查取;

i ——洞底坡降。

表 M. 0. 3-2 流量系数 m_1 及修正系数 β_1 值表

进口形式	m_1	β_1
圆锥形护墩	0.625	0.735
八字墙、扭曲面翼墙	0.670	0.740
走廊式翼墙	0.576	0.715

3 压力涵洞过流能力可分别按非淹没压力流与淹没压力流进行计算:

1) 非淹没压力流涵洞过流能力可按下列公式计算:

$$Q = m_2 A \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_2 D)} \quad (\text{M. 0. 3-6})$$

$$m_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} \quad (\text{M. 0. 3-7})$$

$$R = \frac{A}{\chi} \quad (\text{M. 0. 3-8})$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{3}} \quad (\text{M. 0. 3-9})$$

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_4 + \xi_5 \quad (\text{M. 0. 3-10})$$

式中: m_2 ——流量系数;

β_2 ——修正系数, 可采用 $\beta_2 = 0.85$;

R ——水力半径(m);

χ ——湿周(m);

C ——谢才系数($\text{m}^{0.5}/\text{s}$);

n ——糙率, 混凝土洞可采用 0.014;

$\sum \xi$ ——除出口损失系数以外的局部水头损失系数总和;

ξ_1 ——进口损失系数, 顶部修圆的进口可采用 0.1~0.2;

ξ_2 ——拦污栅损失系数, 与栅条形状尺寸及间距有关, 一般可采用 0.2~0.3;

ξ_3 ——闸门槽损失系数, 可采用 0.05~0.1;

ξ_4 ——进口渐变段损失系数, 可按表 M. 0. 3-3 查得;

ξ_5 ——出口渐变段损失系数, 可按表 M. 0. 3-3 查得。

表 M. 0. 3-3 渐变段水头损失系数

渐变段形式	进口	出口
扭曲面	0.1~0.2	0.3~0.5
八字斜墙	0.2	0.5
圆弧直墙	0.2	0.5

2) 淹没压力流涵洞过流能力可按下列公式计算:

$$Q = m_3 A \sqrt{2g(H_0 + iL - h)} \quad (\text{M. 0. 3-11})$$

$$m_3 = \frac{1}{\sqrt{\sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} \quad (\text{M. 0. 3-12})$$

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_4 + \xi_5 + \xi_6 \quad (\text{M. 0. 3-13})$$

$$\xi_6 = \left(1 - \frac{A}{A_T}\right)^2 \quad (\text{M. 0. 3-14})$$

式中： m_3 ——流量系数；

$\sum \xi$ ——局部水头系数的总和，较非淹没压力流的 $\sum \xi$ 值多一个出口损失系数 ξ_6 ；

A_T ——出口后下游过水断面面积(m^2)；

ξ_6 ——出口损失系数。当出口后下游过水断面较大，比值 A/A_T 下很小时， ξ_6 可近似取为1。

附录 N 跌水与陡坡设计计算

N.1 单级跌水与陡坡的过流能力和掺气水深

N.1.1 单级跌水与陡坡过流能力应区分不同情况进行计算:

I 单级跌水过流能力可按下列公式计算:

跌口为矩形或台堰形时:

$$Q = \epsilon m b_c \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (\text{N.1.1-1})$$

跌口为梯形时:

$$Q = \epsilon m_1 [b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0] \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (\text{N.1.1-2})$$

进口为扭曲面连接时:

$$m = 0.474 - \frac{0.018b_c}{H_0} \quad (\text{N.1.1-3})$$

进口为八字墙连接时:

$$m = 0.470 - \frac{0.017b_c}{H_0} \quad (\text{N.1.1-4})$$

进口为横隔墙连接时:

$$m = 0.402 - \frac{0.008b_c}{H_0} \quad (\text{N.1.1-5})$$

$$H_0 = h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} \quad (\text{N.1.1-6})$$

$$m_1 = 0.508 - \frac{0.034(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0)}{h_1} \quad (\text{N.1.1-7})$$

式中: Q ——单级跌水设计流量(m^3/s);

m ——矩形或台堰形跌口流量系数;

b_c ——矩形或台堰形跌口宽度(m);

g ——重力加速度(m/s^2);

H_0 ——包含堰前流速水头的堰上水头(m);

ϵ ——边界收缩系数,可取 1.0;

m_1 ——梯形跌口流量系数,适用于上游渠道边坡系数 $m_0 = 0.25 \sim 1.0$,连接段长度 $L_1 \geq 3h_{\max}$ (h_{\max} 为上游渠道最大水深);

b_{CB} ——梯形跌口底宽(m);

m_{CB} ——梯形跌口边坡系数;

h_1 ——堰前渠道水深(m);

α ——流速分布系数,可取 1.05~1.10;

V_1 ——堰前渠道断面平均流速(m/s)。

2 单级等底宽陡坡过流能力可按式(N. 1. 1-1)计算,但式中 b_0 应以陡坡底宽 b_d 代替。

N. 1. 2 陡槽段水流掺气水深可按下式计算:

$$h_0 = \left(1 + \frac{\xi v}{100}\right) h \quad (\text{N. 1. 2})$$

式中: h 、 h_0 ——分别为陡槽计算断面的水深及掺气后的水深(m);

v ——不掺气情况下陡槽计算断面的流速(m/s);

ξ ——修正系数(s/m),可取 1.0~1.4,流速大者取大值。

N. 2 跌水与陡坡消力池计算

N. 2. 1 单级跌水的消力池宽度可按下列公式计算:

单一跌口为矩形或台堰形时:

$$b_s = 0.1L_1 + b_0 \quad (\text{N. 2. 1-1})$$

单一跌口为梯形时:

$$b_s = 0.1L_1 + b_{CB} + 0.3m_{CB}H_0 \quad (\text{N. 2. 1-2})$$

$$L_1 = 1.64 \sqrt{H_0(P + 0.24H_0)} \quad (\text{N. 2. 1-3})$$

式中: b_s ——消力池宽度(m);

L_1 ——水舌抛射长度(m);

P ——水流跌差(m)。

N. 2. 2 有多个跌口时,应计入跌口之间的隔墩厚度。单级跌水

消力池宽度 b_s 可按下列公式计算:

多个跌口为矩形或台堰形时:

$$b_s = 0.1L_1 + nb_c + (n-1)b_z \quad (\text{N. 2. 2-1})$$

多个跌口为梯形时:

$$b_s = 0.1L_1 + n(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0) + (n-1)b_z \quad (\text{N. 2. 2-2})$$

式中: n ——跌口个数;

b_c ——隔墩厚度(m)。

N. 2. 3 单级跌水的消力池长度可按下列公式计算:

$$L_s = L_1 + (3.2 \sim 4.3)h_c'' \quad (\text{N. 2. 3-1})$$

$$h_c'' = 0.5h_c' \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c'^3}} - 1 \quad (\text{N. 2. 3-2})$$

$$h_c' = q/\varphi \sqrt{2gz_0} \quad (\text{N. 2. 3-3})$$

其中, 单一跌口为矩形或台堰形时:

$$q = Q/b_c \quad (\text{N. 2. 3-4})$$

单一跌口为梯形时:

$$q = Q/(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0) \quad (\text{N. 2. 3-5})$$

多个跌口为矩形或台堰形时:

$$q = Q/nb_c \quad (\text{N. 2. 3-6})$$

多个跌口为梯形时:

$$q = Q/n(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0) \quad (\text{N. 2. 3-7})$$

式中: L_s ——消力池长度(m);

L_1 ——陡坡消力池斜坡段投影长度或跌水消力池中抛射水舌的投影长度(m);

h_c'' ——水跃跃后共轭水深(m);

h_c' ——水舌跌落处的收缩断面水深(m); 消力池断面为矩形时, 按公式(N. 2. 3-3)计算;

q ——水舌跌落处的单宽流量 [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$];

φ ——流速系数, 可取 0.90~0.95;

z_0 ——计及流速水头的上游断面与 h_c' 断面的水位差(m)。

N. 2. 4 单级跌水消力池深度可按下列公式计算:

$$d_s \geq (1.10 \sim 1.15)h_c'' - h_s \quad (\text{N. 2. 4})$$

式中: d_s ——消力池深度(m);

h_s ——池后渠道水深(m)。

N. 2. 5 单级等底宽陡坡采用矩形断面消力池时,消力池宽度即陡坡底宽 b_s ,消力池长度 $L_s = 4.5h_c''$,消力池深度 $d_s \geq (1.10 \sim 1.15)h_c'' - h_s$;单级等底宽陡坡采用梯形断面消力池,且进口水流跌差 $P \leq 20\text{m}$ 时,水跃共轭水深应分别按下列公式计算:

$$h_c' = 0.385 P q'^{4/3} / \varphi'^2 E_0^2 \quad (\text{N. 2. 5-1})$$

$$h_c'' = [1.741g(\varphi' E_0 / q'^{2/3}) + 0.28] h_c' \quad (\text{N. 2. 5-2})$$

$$\varphi' = 0.832(m' q'^{2/3} / p)^{0.1} \quad (\text{N. 2. 5-3})$$

$$E_0 = P + h_{cB} + \frac{v_{cB}^2}{2g} \quad (\text{N. 2. 5-4})$$

式中: h_c' ——陡槽末端的收缩断面水深(m);

h_c'' ——水跃后共轭水深(m);

P ——进口水流跌差(m);

q' ——陡槽末端的单宽流量 [$\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$];

φ' ——陡坡流速系数;

E_0 ——消力池进口控制断面处对于下游渠道底的总能头(m);

m ——消力池进口控制断面处边坡系数(m);

h_{cB} ——消力池进口控制断面处水深(m);

v_{cB} ——消力池进口控制断面流速(m/s)。

$m' q'^{2/3} / p \geq 3.0\text{m}$ 时, $\varphi' \approx 1.0$,消力池长度 $L_d = (6 \sim 7)h_c''$,消力池深度 $d_s \geq (1.10 \sim 1.15)h_c'' - h_s$ 。

N. 2. 6 单级跌水或单级等底宽陡坡增设分流墩、消能墩、尾槛等辅助消能工的消力池,其长度可缩短 20%~30%,其深度仍按无辅助消能工的消力池深度采用。

本标准用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1)表示很严格,非这样做不可的;

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”;

2)表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”;

3)表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;

4)表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为:“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 《建筑结构荷载规范》GB 50009
《建筑物防雷设计规范》GB 50057
《喷灌工程技术规范》GB/T 50085
《防洪标准》GB 50201
《泵站设计规范》GB 50265
《微灌工程技术规范》GB/T 50485
《渠道防渗工程技术规范》GB/T 50600
《机井技术规范》GB/T 50625
《水工建筑物抗冰冻设计规范》GB/T 50662
《碳素结构钢》GB/T 700
《地表水环境质量标准》GB 3838
《农田灌溉水质标准》GB 5084
《污水综合排放标准》GB 8978
《预应力钢筒混凝土管》GB/T 19686
《管道输水灌溉工程技术规范》GB/T 20203
《灌溉渠道系统量水规范》GB/T 21303
《玻璃纤维增强塑料夹砂管》GB/T 21238
《水利水电工程设计洪水计算规范》SL 44
《水利水电工程钢闸门设计规范》SL 74
《水工混凝土结构设计规范》SL 191
《水利水电工程等级划分及洪水标准》SL 252
《溢洪道设计规范》SL 253
《水闸设计规范》SL 265
《水利水电工程沉沙池设计规范》SL 269

- 《碾压式土石坝设计规范》SL 274
- 《水土保持监测技术规程》SL 277
- 《水工隧洞设计规范》SL 279
- 《水电站压力钢管设计规范》SL 281
- 《水利血防技术规范》SL 318
- 《再生水水质标准》SL 368
- 《水利水电工程边坡设计规范》SL 386
- 《水工建筑物与堰槽测流规范》SL 537
- 《水工建筑物荷载设计规范》DL 5077
- 《公路工程水文勘测设计规范》JTG C30
- 《公路桥涵设计通用规范》JTG D60
- 《农用水源环境水质监测技术规范》NY/T 396
- 《铁路桥涵设计规范》TB 10002

http://www.slzjxx.com
水利造价信息网

http://www.sizjxx.com
水利造价信息网

中华人民共和国国家标准

灌溉与排水工程设计标准

GB 50288-2018

条文说明

<https://www.sizjxx.com>
水利造价信息网

http://www.sizjxx.com
水利造价信息网

编制说明

《灌溉与排水工程设计标准》GB 50288—2018,经住房和城乡建设部 2018 年 3 月 16 日以第 32 号公告批准发布。

本标准是在《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288—1999 的基础上修订而成,上一版的主编单位是水利部农田灌溉研究所、华北水利水电学院北京研究生部和水利部水利水电规划设计总院,参编单位是江苏省水利勘测设计研究院、陕西省水利电力勘测设计研究院、山东省水利勘测设计院、中国水利水电科学研究院、武汉水利电力大学、西北农业大学和陕西省水利厅,主要起草人是余开德、窦以松、司志明、陈登毅、高启仁、茹智、翟兴业、袁可法、丁夫庆、朱凤书、魏永曜、黄林泉、董冠群、朱树人、刘清奎、林世皋、李占柱、廖永诚、王兰桂和仲伯俊。

本标准修订过程中,编制组在广泛征求意见的基础上,总结了我国近年灌溉与排水工程设计及管理的实践经验,同时参考了国内外现行的技术法规和标准,并通过灌区运行管理中的成熟经验等取得了一系列重要技术参数。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本标准时能正确理解和执行条文规定,《灌溉与排水工程设计标准》编制组按章、节、条顺序编制了本标准的条文说明,对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明。但是,本条文说明不具备与标准正文同等的法律效力,仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

http://www.sizjxx.com
水利造价信息网

目 次

1	总 则	(205)
3	工程等级与设计标准	(207)
3.1	工程等级划分	(207)
3.2	灌溉标准	(209)
3.3	排水标准	(210)
3.4	灌溉水质标准	(220)
4	总体设计	(221)
4.1	一般规定	(221)
4.2	总体布置	(223)
5	水源工程	(226)
5.2	蓄水枢纽	(226)
5.3	引水枢纽	(227)
5.4	泵站	(230)
5.5	机井	(231)
6	灌溉渠(管)道	(232)
6.2	渠系总体布置	(232)
6.3	渠道水力计算	(233)
6.4	渠道纵横断面设计	(234)
6.5	渠道衬砌与抗冻胀设计	(238)
6.7	灌溉输水管道	(238)
7	排水沟(管)道	(240)
7.1	一般规定	(240)
7.2	明沟排水	(241)
7.3	暗管排水	(247)

7.4	井排水	(252)
8	渠系建筑物基本规定	(253)
8.1	一般规定	(253)
8.2	总体布置原则	(253)
8.3	结构设计计算基本规定	(254)
8.4	地基处理原则	(255)
9	渡槽	(256)
9.2	总体布置	(256)
9.3	结构形式和构造	(257)
9.4	水力设计	(260)
9.5	结构设计	(262)
9.6	地基与基础	(263)
10	倒虹吸	(265)
10.2	总体布置	(265)
10.3	水力设计	(269)
10.4	结构设计	(278)
10.5	细部结构设计	(283)
11	涵洞	(285)
11.1	一般规定	(285)
11.2	总体布置	(285)
11.3	水力设计	(287)
12	跌水与陡坡	(289)
12.1	一般规定	(289)
12.2	总体布置	(290)
12.3	水力设计	(294)
12.4	结构设计	(295)
13	排洪建筑物	(296)
13.1	一般规定	(296)
13.2	总体布置	(297)

14	水 闸	(301)
14.1	一般规定	(301)
14.2	总体布置	(301)
15	隧 洞	(305)
15.1	一般规定	(305)
15.2	总体布置	(305)
16	农 桥	(307)
16.1	一般规定	(307)
16.2	总体布置	(308)
16.3	农桥荷载标准	(309)
17	田间工程	(310)
17.1	一般规定	(310)
17.3	灌水沟畦与格田	(310)
17.4	低压管道输水灌溉	(312)
17.5	喷灌	(312)
17.6	微灌	(315)
17.7	田间渠道与排水沟	(315)
17.8	田间道路与林带	(316)
18	监 测	(318)
18.2	工程安全监测	(318)
18.3	水量、水质监测	(318)
18.4	环境监测	(318)
18.5	水土保持监测	(319)
19	灌区信息化	(320)
19.1	一般规定	(320)
19.2	监测及控制	(320)
19.3	通信通道	(321)
19.4	信息平台建设	(321)
19.5	办公自动化及语音通信	(321)

19.6	设备用房及功能房间设置	(322)
20	管理设施	(323)
20.1	一般规定	(323)
20.2	交通设施	(323)
20.3	维护设施	(324)
20.4	安全设施	(324)
20.5	试验站设施	(324)
20.6	生产管理设施	(325)

<https://www.sizjxx.com>
水利造价信息网

1 总 则

1.0.1 1999年颁布的《灌溉与排水工程设计规范》GB 50288—1999,在统一我国灌溉与排水工程设计标准、满足农田灌排工程设计中发挥了重要作用。经过十多年的使用,随着国民经济的不断发展和国家相应行业标准的修编,原规范涵盖范围需要进一步延伸和调整。本次修编除保留了原规范与灌溉排水工程技术发展相适应的主要部分。根据水利部有关要求,将《灌溉与排水渠系建筑物设计规范》的主要内容并入本标准。

1.0.3 基本资料是进行灌区工程设计的基础,均应经过有关部门的审查或鉴定以后才能使用,主要包括:

(1)地形资料。

比例尺为1/10000~1/100000的地形图;比例尺为1/1000~1/5000的典型地块地形图;比例尺为1/1000~1/2000有特殊要求的带状地形图等;比例尺为1/200~1/1000的局部地形图。

(2)水文气象资料:包括降水(含暴雨)、蒸发、湿度、气温、风力、风向、日照、霜期、冰冻期、冻土深度,以及天然河沟、水库、承泄区的水文、泥沙、水质、水温等。

(3)工程地质与水文地质资料:包括干渠、支渠或干沟、支沟沿线和重要建筑物位置的工程地质勘探资料,以及灌区地下水层特征,潜水动态、流向、埋深、补给与排泄条件和可开采量等。

(4)土壤资料:

土壤物理性质,如土壤类型、质地、结构、分布状况、容重、比重、孔隙率等;

土壤化学性质,如含盐量、盐分组成、pH值,以及氮、磷、钾和有机质含量等;

土壤水分特性,如饱和含水量、渗透系数、渗吸速度、给水度、田间持水量、毛管水上升高度等。

(5)作物灌溉排水资料:包括需水量,灌溉方法,耐渍、耐淹、耐盐能力,排涝、防渍、防盐碱要求等。

(6)建筑材料资料:包括各种材料的来源、储量、运输方式、运距、单价等。

(7)水利工程现状资料:包括已有灌溉、排水、防洪等工程设施,当地地表水和地下水资源利用现状,以及渠道防渗、防冻胀状况等。

(8)自然灾害资料:包括历年发生旱、涝、渍、盐碱等自然灾害的范围、面积、成因及损失等。

(9)社会经济发展状况资料:包括行政区划、人口、农业人口、农业劳动力、土地面积(山、川、丘陵、平原)、耕地面积(水田、水浇地、旱地)、作物组成、耕作制度、机械化发展水平、单产、总产、农业成本、农业纯收益、人均收入等,以及农业、林业、牧业、副业、渔业、工业、交通、能源、环境保护等方面的发展现状与规划资料等。

(10)水资源评价成果。

1.0.4 新技术、新工艺、新材料的推广使用,应通过一定的工程实践或必要的科学试验,并经过国家有关部门或权威机构的鉴定认证,结合灌区特点做到成熟可靠、经济适用、节省资源。

1.0.6 为满足灌溉与排水工程抗震设计要求,减轻地震破坏及防止次生灾害,本次修订增加了建筑物抗震设计的相关规定。

3 工程等级与设计标准

本次修订本应对灌区规模划分做出规定,但由于目前国家计划设计部门与国家统计、管理部门所采用的划分指标不尽相同,故暂不作规定,可参照国家相关标准执行。

3.1 工程等级划分

3.1.2 引水枢纽工程等级是保证引水枢纽工程安全的重要指标,设计流量是直接反映引水枢纽工程规模的指标值。因此引水枢纽工程应根据设计流量的大小进行分等。本标准表 3.1.2 所列引水枢纽工程分等指标值是根据河北、山西、内蒙古、辽宁、黑龙江、山东、安徽、新疆、四川等 9 省区提供的 93 座已建引水枢纽工程设计资料经统计概化出来的。按本标准表 3.1.2 所列引水枢纽工程分等指标和本标准表 3.1.4 规定的级别划分方法,重新划定 93 座已建引水枢纽工程的等级,并与原设计采用的等级相比较,符合率达 60.2%。同时,本标准表 3.1.2 所列引水枢纽工程分等指标值与本标准表 3.1.3 中按单站装机流量规定的提水枢纽分等指标值是一致的,即当引水枢纽工程的设计流量与提水枢纽工程的单站装机流量相同时,前者与后者的工程等级是相同的。

与拦河闸联合布置的引水枢纽工程等级划分应根据过闸流量确定。

3.1.3 提水枢纽工程等级是保证提水枢纽工程安全的重要指标,泵站装机流量或装机功率是直接反映工程规模的两项主要指标。因此,提水枢纽工程应根据泵站的装机流量和装机功率的大小进行分等。低扬程提水枢纽工程一般按泵站装机流量的大小分等,高扬程提水枢纽工程一般按泵站装机功率的大小分等。由于泵站

设计取用的防洪或挡潮标准挡水部位顶部安全超高值和各种安全系数允许值,一般只与单个泵站的设计级别和运用条件有关,故作为提水枢纽工程分等指标的装机流量或装机功率应为单站装机流量或单站装机功率。本标准表 3.1.3 所列提水枢纽工程分等指标值与现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 中泵站工程分等指标值是一致的。

3.1.5 灌溉渠道与排水沟道级别是保证渠、沟工程安全的重要指标。灌溉或排水流量是直接反映灌排渠沟建筑物规模的指标值。因此,灌溉渠道和排水沟应分别按灌溉设计流量或排水设计流量的大小进行分级。由于灌排渠沟的重要性较低于渠首引水枢纽工程,且多属土石方工程,遭受损坏后又较易修复,因此,本标准表 3.1.5 所列灌排渠沟分级指标值比相应等级的引水枢纽工程分等指标值大。

3.1.6 灌溉与排水渠系建筑物级别是保证建筑物安全的重要指标,设计流量是直接反映渠系建筑物规模的主要指标值。因此渠系建筑物应根据设计流量的大小进行分级。由于渠系建筑物分布在灌区内部,其重要性一般均低于渠首引水枢纽工程,但与灌排渠沟工程的重要性是相同的,因此本标准表 3.1.6 所列渠系建筑物分级指标值亦比相应等级的引水枢纽工程分等指标值大。

3.1.7 与铁路或公路交叉布置的渠系建筑物级别是保证建筑物安全的重要指标。渠系建筑物与铁路或公路工程分级指标的形式、内容互不相同,二者从指标值上难以比较,本条强调应按相交工程中最重要工程的工程级别和特殊要求为准的原则确定。

3.1.8 堤防上修建的渠系建筑物级别是保证建筑物安全的重要指标。堤防工程级别按现行国家标准《堤防工程设计规范》GB 50286 的规定确定。堤防上修建的渠系建筑物与堤防同时起挡水作用,不能因渠系建筑物失事导致堤防破坏而造成损失,故规定渠系建筑物级别不应低于堤防工程的级别。

3.1.9 联合布置渠系建筑物,只有按其中的最高级别确定其工程

级别才能有效地保证共同安全。对于多用途的渠系建筑物,则应按不同行业规定的级别最高者确定。

3.1.10 “高填方”一般是指堤坡高度在 15m 以上的填方,“大跨度”一般是指 40m 以上的跨度,“高排架”一般是指高度在 30m 以上的排架,“高水头”一般是指 50m 以上的水头,“大落差”一般是指 10m 以上的落差。

3.2 灌溉标准

3.2.1、3.2.2 长期以来,我国灌溉工程均采用灌溉设计保证率进行设计,积累了较丰富的经验,故本标准仍推荐使用。本标准表 3.2.2 所列灌溉设计保证率,是根据我国灌溉工程实践经验,参照我国已颁布的有关设计规范、手册等拟定的。

对于西北内陆干旱地区,灌溉设计保证率宜选用较大值;对于设施农业的灌溉保证率也宜选用较大值;对于引洪淤灌系统的灌溉设计保证率可取 30%~50%。

本次修订结合现行行业标准《牧区草地灌溉与排水技术规范》SL 334,增加了牧草和林地的灌溉保证率。

3.2.5 根据节水灌溉要求,本次修订结合现行国家标准《节水灌溉工程技术规范》GB/T 50363 增加了灌溉水利用系数的规定。

3.2.6 渠系水利用系数可用各级渠道的渠道水利用系数连乘求得。渠道水利用系数的计算无实测资料时,原规范采用公式(1)计算,即:

$$\eta_0 = 1 - \sigma L \quad (1)$$

本次修订由 99 版规范式(3.1.9-1)推导复核,该公式应为:

$$\eta_0 = \frac{Q_{d1}}{Q_d} = \frac{Q_{d1}}{Q_{d1} + Q_{d1}\sigma L} = \frac{1}{1 + \sigma L} \quad (2)$$

3.2.8 渠系水利用系数是反映灌区各级渠道的运行状况和管理水平的综合性指标。根据以往调查结果,20000hm²以上自流灌区未衬砌渠道的渠系水利用系数一般在 0.55 左右,而衬砌渠道的渠

系水利用系数大于此值;20000hm²以下自流灌区的渠系水利用系数一般都在0.65以上,提水灌区的渠系水利用系数一般在0.68~0.88之间。本标准表3.2.8所规定的渠系水利用系数反映了全国各类灌区的平均水平。随着国家经济社会的发展和节水改造工程的实施,渠系水利用系数值还将逐步提高,故表中数值为设计采用的下限值。

3.3 排水标准

3.3.1~3.3.3 设计排涝标准一般有三种表达方式:

(1)以排水区发生一定重现期的暴雨,农作物不受涝作为设计排涝标准。当实际发生的暴雨不超过设计暴雨时,农田的淹水深度和淹水历时不应超过农作物正常生长所允许的耐淹水深和耐淹历时。这种表达方式在概念上能较全面地反映出排水区设计排涝标准的有关因素。

(2)以排水区农作物不受涝的保证率作为设计排涝标准。农作物不受涝的保证率亦称经验保证率,是指排涝工程实施后农作物能正常生长的年数与全系列总年数之比。实际应用时,先假定不同的排水工程规模,分别进行全系列的排涝演算,求出相应条件下农作物能正常生长的经验保证率,然后选择经验保证率与排涝设计保证率相一致的排涝工程规模,作为设计采用值。

(3)以某一定量暴雨或涝灾严重的典型年作为排涝设计标准。选择定量暴雨或典型年时需进行频率分析。

目前我国对设计排涝标准没有统一规定,本标准采用目前使用最普遍的第一种表达方式。

设计排涝标准中的暴雨重现期,应根据排水区的自然条件、雨涝成灾的灾害轻重程度及其影响大小等因素,经技术经济论证确定。设计排涝标准定得过高,则工程规模过大,投资增多,工程设施利用率降低,造成经济上的浪费,而且经济效益未必明显增加;反之,设计排涝标准定得过低,则工程规模过小,投资减少,又未必

能取得应有的经济效益。根据各地区的排涝经验,本标准规定设计暴雨重现期可采用 5a~10a 是符合我国大部分地区的自然条件 and 生产发展水平的。目前我国各地区采用的设计暴雨重现期见表 1,从表 1 中可知,上海郊县(区)、江苏水网圩区设计暴雨重现期已达 10a 以上,而河南安阳、信阳地区设计暴雨重现期只有 3a~10a。因此本标准做了有特殊要求的地区,可适当提高标准。

设计排涝标准除应规定一定重现期的设计暴雨外,还应规定暴雨历时和排除时间。根据华北平原地区实测资料分析,排水面积为 $100\text{km}^2 \sim 500\text{km}^2$ 的排水区,洪峰流量主要由 1d 暴雨形成;而排水面积为 $500\text{km}^2 \sim 5000\text{km}^2$ 的排水区,洪峰流量一般由 3d 暴雨形成。又据黑龙江省三江平原地区实测资料,在近 1000km^2 的耕地上,以暴雨历时与农作物减产率的相关性进行分析,年最大 3d 暴雨关系最密切,最大 1d 暴雨次之。因此本标准规定设计暴雨历时一般采用 1d~3d 是适宜的。我国各地区目前采用的设计暴雨历时见表 1。

涝水排除时间应根据农作物的种类及耐淹水深和耐淹历时确定,并应因地制宜,综合分析后慎重确定。我国各地区目前采用的涝水排除时间见表 1。

表 1 各地区设计排涝标准

地 区	设计暴雨 重现期(a)	设计暴雨历时和排除时间
上海郊县(区)	10~20	1d 暴雨(200mm), 1d~2d 排出(蔬菜, 当日暴雨当日排出)
江苏水网圩区	10 以上	1d 暴雨(200mm~250mm), 雨层 2d 排出
天津郊县(区)	10	1d 暴雨(130mm~160mm), 2d 排出
浙江杭嘉湖地区	10	1d 暴雨, 2d 排出, 3d 暴雨(276mm), 4d 排至作物耐淹深度
湖北平原地区	10	1d 暴雨(190mm~210mm), 3d 排至作物耐淹深度

续表 1

地 区	设计暴雨重现期(t)	设计暴雨历时和排除时间
湖南洞庭湖地区	10	3d暴雨(200mm~280mm),3d排至作物耐淹深度
广东珠江三角洲	10	1d暴雨,4d排至作物耐淹深度
广西平原区	10	1d暴雨,3d排至作物耐淹深度
陕西东方红抽水灌区	10	1d暴雨,1d排出
辽宁中部平原区	5~10	3d暴雨(150mm~220mm),3d排至作物耐淹深度
吉林丰满以下第二松花江流域	5~10	1d暴雨(118mm),1d~2d排出
黑龙江三江平原	5~10	1d暴雨,2d排出
安徽巢湖、芜湖、安庆地区	5~10	3d暴雨(190mm~260mm),3d排至作物耐淹深度
福建闽江、九龙江下游地区	5~10	3d暴雨,3d排至作物耐淹深度
江西鄱阳湖地区	5~10	3d暴雨,3d~5d排至作物耐淹深度
河北白洋淀地区	5	1d暴雨(114mm),3d排出
河南安阳、信阳地区	3~10	3d暴雨(140mm~175mm),旱作区雨后1d~2d排出

根据已有实验资料的分析结果,本标准规定旱作区涝水排除时间一般可采用从作物受淹起 1d~3d 排至田面无积水,水稻区涝水排除时间一般可采用 3d~5d 排至耐淹水深是适宜的。

农作物的耐淹水深和耐淹历时因农作物种类、生育阶段、土壤性质、气候条件等不同而变化,是一个动态指数。鉴于我国目

前还没有系统的农作物耐淹试验资料可供应用,因此各种农作物的耐淹水深和耐淹历时应根据各地实际调查和科学试验资料分析确定。不同农作物的耐淹能力是不同的,如小麦、棉花的耐淹能力较差,通常在地面积水 10cm 的情况下,受淹 1d 就会减产,受淹 5d~7d 以上就会死亡;而玉米、春谷、高粱的耐淹能力则相对较强。同一种农作物的不同生育阶段,其耐淹能力也是不同的。在一般情况下,幼苗期的耐淹能力总是比成熟期差。此外,生长在黏性土壤中和在气温较高时,耐淹历时较短;生长在砂性土壤中和在气温较低时,耐淹历时较长。本标准表 3.3.3 所列几种主要农作物的耐淹水深和耐淹历时,仅供无试验或调查资料时选用。

3.3.4 目前计算设计排涝模数的常用方法有两种:

(1)经验公式法。这种计算方法适用于集水面积较大的排水沟和河道排涝设计,一般多根据集水面积大于 50km² 的河道水文测站实测暴雨径流资料,经统计分析求出平原区排涝模数经验公式 $q=KR^m A^n$ 中的待定参数 K 、 m 、 n 。目前平原区多采用这一计算方法,以确定较大集水面积且无调蓄容积条件下的设计排涝流量。 K 、 m 、 n 值应根据各地区具体情况,经实地测验分析确定。我国部分地区根据实测暴雨径流资料经统计分析求出的 K 、 m 、 n 值列于表 2 可供无实测资料时选用。

表 2 我国部分地区参数 K 、 m 、 n 值

地 区	适用范围 (km ²)	K	m	n	设计暴雨 历时(d)	
江宁中部平原区	>50	0.0127	0.93	-0.176	3	
河北省	平原区	30~1000	0.0400	0.92	-0.330	3
	黑龙滩地区	200~1500	0.0320	0.92	-0.250	3
		>1500	0.0580	0.92	-0.380	3

续表 2

地 区		适用范围 (km ²)	K	m	n	设计暴雨 历时(d)	
山西省太原地区		—	0.0310	0.82	-0.250	—	
山 东 省	鲁北地区	—	0.0340	1.00	-0.250	—	
	沂沐泗 地区	邹苍地区	100~500	0.0310	1.00	-0.250	1
		湖西地区	2000~7000	0.0310	1.00	-0.250	3
河南省豫东、 沙颍河平原区		—	0.0300	1.00	-0.250	1	
安徽省淮北平原区		500~5000	0.0260	1.00	-0.250	3	
江苏省苏北平原区		10~100	0.0255	1.00	-0.180	3	
		100~500	0.0335	1.00	-0.240	3	
		500~6000	0.0490	1.00	-0.300	3	
湖北省平原湖区		≤500	0.0135	1.00	-0.200	3	
		>500	0.0170	1.00	-0.238	3	

(2)平均排除法。这种计算方法只适用于集水面积较小的排水沟排涝设计,而对于集水面积较大的河道排涝设计是不宜采用的。

平原区:集水面积在 10km² 以下的田间排水沟,其设计排涝模数的推求与集水面积较大的骨干排水河道不同,不考虑地面径流汇流后所形成的洪峰大小和洪水流量过程线的形状,而且允许地面径流在短时间内漫出沟槽,因此不必采用设计暴雨情况下产生的最大流量计算,而是按照排涝面积上的径流深,在规定的排涝历时内采用平均排除加以确定。如旱地排涝模数计算公式和水田排涝模数计算公式见本标准附录 A。旱地和水田的排涝历时 T —

般可分别取旱作物和水稻的耐淹历时。水田滞蓄水深 h_1 与设计暴雨发生时间、水稻类别、品种、生长期以及耐淹历时有关,可根据当地试验或调查资料确定;无资料时也可按 $h_1 = h_m - h_0$ 推求, h_m 和 h_0 分别为水稻的耐淹水深和适宜水深。江苏省苏北、苏南地区和安徽省巢湖地区水稻适宜水深和耐淹水深分别见表 3 和表 4,可供参考。水田日蒸发量 ET_0 一般可取 3mm/d~5mm/d,日渗漏量 F 一般可取 2mm/d~8mm/d,黏性土取较小值,砂性土取较大值。

表 3 江苏省苏北、苏南地区水稻适宜水深及耐淹水深

地区	生育阶段	返青、分蘖(初期)	分蘖(盛期)	拔节	孕穗	抽穗	乳熟、黄熟	
苏北	早熟中稻生长期(日期)	5.31~6.15	6.16~7.50	7.9~7.25	7.26~8.50	8.60~8.10	8.11~9.60	
	迟熟中稻生长期(日期)	5.28~6.19	6.20~7.10	7.14~7.31	8.10~8.12	8.13~8.19	8.20~10.40	
	早熟、迟熟中稻适宜水深(mm)	30~40	30~50	30~50	30~50	30~50	干干湿湿	
	早熟、迟熟中稻不同淹水天数时耐淹水深(mm)	1d	70~80	190~200	320	350	350	—
		2d	60~70	160~190	300	320	320	—
		3d	40~60	140~160	250	270	270	—

续表 3

地区	生育阶段	返青、分蘖(初期)	分蘖(盛期)	拔节	孕穗	抽穗	乳熟、黄熟	
苏南	单季晚稻生长期(日期)	6.24~7.19	7.20~7.30	8.3~8.25	8.26~9.60	9.70~9.13	9.14~10.20	
	双季晚稻生长期(日期)	7.27~8.20	8.21~8.27	8.31~9.60	9.7~9.18	9.19~9.23	9.24~11.10	
	单季、双季晚稻适宜水深(mm)	20~40	20~45	20~45	30~50	30~50	干干湿湿	
	单季、双季晚稻不同淹水天数时耐淹水深(mm)	1d	70~80	180~200	250	260	260	—
		2d	60~70	160~180	220	230	230	—
		3d	40~60	140~160	190	200	200	—
	双季早稻生长期(日期)	4.25~5.12	5.13~5.31	6.40~6.15	6.16~6.25	6.26~7.10	7.20~7.25	
	双季早稻适宜水深(mm)	20~30	20~45	20~45	30~50	30~50	干干湿湿	
	双季早稻不同淹水天数时耐淹水深(mm)	1d	60~70	150~180	250	260	260	—
		2d	50~60	140~150	220	230	230	—
		3d	40~50	120~140	190	200	200	—

注:分蘖期与拔节期之间放水烤田。

表 4 安徽省巢湖地区水稻适宜水深及耐淹水深

生育阶段	返青、 分蘖 (初期)	分蘖 (盛期)	拔节	孕穗	抽穗	乳熟	成熟
单季晚稻 生长期 (日期)	6.11~ 7.70	7.11~ 7.28	8.10~ 8.15	8.16~ 8.31	9.10~ 9.15	9.16~10.31	
双季晚稻 生长期 (日期)	7.21~ 8.10	8.14~ 8.28	9.10~ 9.15	9.16~ 9.25	9.26~ 10.5	10.6~10.31	
单季晚稻 适宜水深 (mm)	20~50	20~80	20~80	20~80	20~80	20~80	—
双季晚稻 适宜水深 (mm)	20~50	20~60	20~60	20~80	20~80	20~80	—
单季晚 稻、双 季晚稻 不同淹 水天数 时耐淹 水深 (mm)	3d	70~80	160~175	190	210	260	—
	5d	60~70	140~180	175	190	230	—
	7d	50~60	120~140	160	170	200	—
双季早稻 生长期 (日期)	5.10~ 5.20	5.24~ 6.70	6.11~ 6.17	6.18~ 6.24	6.25~ 7.10	7.20~ 7.90	7.10~ 7.20
双季早稻 适宜水深 (mm)	20~50	20~80	20~80	20~80	20~80	20~60	落干

续表 4

生育阶段		返青、 分蘖 (初期)	分蘖 (盛期)	拔节	孕穗	抽穗	乳熟	成熟
双季早 稻不同 淹水天 数时耐 淹水深 (mm)	3d	50~60	140~155	170	190	240	—	—
	5d	40~50	120~140	155	170	210	—	—
	7d	30~40	100~120	140	150	180	—	—

注：分蘖初期与分蘖盛期之间，分蘖盛期与拔节期之间两次放水烤田。

圩区：一般集水面积较小（特别是小圩区），可采用平均排除法计算确定设计排涝模数。由于圩区排水情况比较复杂，特别是圩区内的河网、沟塘均具有一定的调蓄能力，有的还与湖泊、洼地相连接，更可作为排水承泄区；加之既有内河与外河之分，又有自排与提排之别，因此必须根据圩区的具体情况，分别计算确定设计排涝模数。如圩区内无较大承泄区，其设计排涝模数计算公式见本标准附录 A 式(A. 0. 2-4)，圩区内有较大承泄区时的设计排涝模数计算公式分别见本标准附录 A 式(A. 0. 2-5)和式(A. 0. 2-6)。

3.3.5~3.3.7 农作物设计排渍深度是指控制农作物不受渍害的农田地下水排降深度。农作物的耐渍深度是指农作物在不同生育阶段要求保持一定的地下水适宜埋藏深度。当地下水位经常维持在农作物的耐渍深度时，则农作物不受渍害。

各种农作物的耐渍深度和耐渍时间应根据当地或邻近地区作物种植经验的实地调查或试验资料，并考虑到一些动态因素的影响分析确定。鉴于我国目前还没有系统的农作物耐渍试验资料，表 5 列出的几种主要农作物排渍标准，可供无试验或调查资料时参考选用。

表 5 几种主要农作物的排渍标准

农作物	生育阶段	设计排渍深度(m)	耐渍深度(m)	耐渍时间(d)
棉花	开花、结铃	1.0~1.3	0.4~0.5	3~4
玉米	抽穗、灌浆	1.0~1.2	0.4~0.5	3~4
甘薯	生长前期、后期	0.9~1.1	0.5~0.6	7~8
小麦	生长前期、后期	0.8~1.1	0.5~0.6	3~4
大豆	开花	0.8~1.0	0.3~0.4	10~12
高粱	开花	0.8~1.0	0.3~0.4	12~15
水稻	晒田	0.4~0.6	—	—

目前我国各地区对水稻田做了一些适宜日渗漏量的试验研究,但成果差别很大,尚需进一步探求符合节水、高产原则的适宜标准。本标准规定的水稻田适宜日渗漏量取值范围,仅供排水工程设计时参考选用。

为了便于农业机械在田间适时、高效地进行作业,应根据各地区农业机械耕作的具体要求,以保持适宜的地下水埋深作为确定设计排渍深度的依据。根据河北省芦台农场的种植经验,机耕、机收时要求地下水最小埋深一般为 0.7m~0.8m;黑龙江省查哈阳农场采用重型拖拉机带动联合收割机下田时,要求地下水最小埋深一般为 0.9m~1.0m;辽宁省盘锦地区采用机耕时,要求地下水最小埋深一般为 0.7m~1.0m;江苏省农田采用机耕时,要求地下水最小埋深一般为 0.6m~1.0m。又据国外有关资料,为满足履带式拖拉机下田要求的地下水最小埋深一般为 0.4m~0.5m,为满足轮式拖拉机机耕要求的地下水最小埋深一般为 0.5m~0.6m。因此根据我国当前农业机械实际使用的情况,本标准规定适于使用农业机械作业的设计排渍深度一般可采用 0.6m~0.8m。

3.3.9 改良盐碱土和防治土壤次生盐碱化的地区,应采取水利、农业、化学、生物等方面的综合性措施。地下水位临界深度是指为了保证不致引起耕作层土壤盐碱化所要求保持的地下水最小埋藏

深度。控制地下水位的临界深度主要与当地土壤性质、地下水矿化度等因素有关。

3.4 滴排水质标准

3.4.2 灌溉水温对农作物(特别是水稻)的正常生长有很大影响。试验资料证明,当灌溉水温高于农田地温 10°C 以上时,一些农作物因骤然受热影响生育而减产;当灌溉水温低于农田地温 10°C 以下时,一些农作物因猛然受冷而减产。水稻的正常生长不仅要求灌溉水温与稻田地温的差值不能超过 10°C ,而且还要求灌溉水温在 $15^{\circ}\text{C}\sim 35^{\circ}\text{C}$,最高不应超过 38°C ,最低不应低于 12°C 。

<https://www.sizjxx.com>
水利造价信息网

4 总体设计

4.1 一般规定

4.1.1 近年来,我国大力加强水资源管理,目前全国年供水能力超过 7000 亿 m^3 ,2010 年万元工业增加值用水量比 2005 年下降 36.1%,2011 年农田灌溉水利用系数达 0.51。国务院批复的《全国水资源综合规划(2010—2030 年)》提出到 2030 年全国用水总量控制在 7000 亿 m^3 以内;用水效率达到或接近世界先进水平,万元工业增加值用水量降低到 40m^3 以下,农田灌溉水利用系数提高到 0.6 以上;主要污染物入河湖总量控制在水功能区纳污能力范围之内,水功能区水质达标率提高到 95% 以上作为水资源管理目标“三条红线”的控制指标。

4.1.3 灌区划分不同类型的灌排分区和土壤改良分区,目的主要是为了分区制定合理的灌溉制度、灌溉用水量、灌排渠系布置及土壤改良措施。

4.1.4 一般来说,提水灌区分区、分级越多,各级提水设备的功率越小,耗用电费(或燃料费)也就越少;但泵站座数及管理人员增多,工程投资和管理费用增加,同时也增加上、下级泵站用水协调的复杂性,因此,进行技术经济论证是必要的。

4.1.5、4.1.6 这两条规定了灌区总体设计的主要内容,不同设计阶段的设计深度有所不同。

可行性研究阶段的灌区总体设计,要求初选灌区范围、灌排方式、灌排分区、土地利用及产业结构、灌溉面积、作物组成、轮作制度和复种指数等;调查灌区内城乡生产、生活供水设施现状,分析现状供水能力;确定设计水平年,分析论证水源不同水平年的可供水量;确定灌溉、排水及供水设计标准,预测不同水平年灌区经济

社会发展指标、工农业生产生活用水定额和需水量,分析作物耗水量、灌溉定额,分析不同水平年的灌溉制度和灌溉需水量;基本选定灌溉水利用系数,提出灌区年供水量和年内分配,进行灌区水量供需平衡分析,基本选定灌区水土资源配置方案;选定灌区总体布局、主要建设内容和分期实施方案;基本选定水源工程、灌排渠系工程的规模、布置和主要设计参数;基本确定典型区田间工程布置,初拟监测、信息化、管理设施设计方案和建设内容。

初步设计阶段的灌区总体设计,要求论述灌溉供水水源条件,复核不同水平年的地表径流过程及年内分配情况,复核灌区地下水(含灌溉回归水)资源总量、补给量及可开采量,对多泥沙河流论述河流泥沙冲淤条件及其对灌溉供水水源的影响;论证土地分类评价和水土资源的条件,确定灌区土地利用规划,农、林、牧业产业结构,作物组成,轮作制度和复种指数等;进一步分析论证灌区可能产生旱、涝、渍、碱的原因,复核灌区灌溉、排水、供水范围及灌排面积和城乡供水对象,确定灌区开发方式和灌排分区,提出综合治理措施;确定灌溉设计水平年和灌溉、供水设计保证率,复核灌溉定额,制定灌溉制度,确定灌溉需水量;复核不同水平年灌区经济社会发展指标、工农业生产生活用水定额和需水量,结合现状工程供水能力确定城乡供水规模。确定灌溉水利用系数、总需水量及不同保证率的年内分配,复核水土资源供需平衡分析和水资源配置成果;确定排涝标准、排渍标准、改良和预防盐碱化的排水标准和承泄区水位标准,分析确定排水模数;复核灌区总体布局方案;对水源工程、灌排渠系及主要建筑物进行方案比较,确定工程布置、规模和设计参数;确定典型区田间工程布置;确定监测内容、主要检测项目、灌区信息化和管理设施设计方案;提出工程运行管理机构和管理办法。

4.1.7 常用的灌溉方式包括地面灌溉、低压管道输水灌溉、喷灌和微灌等,适宜的灌溉方式不仅可以保证田间灌水均匀,而且可以节约用水,有利于保持土壤结构和肥力。各种灌溉方式都有一定

的适用范围,应区分不同的情况,考虑作物的组成、地形、土壤、水源和经济等条件,合理确定。

4.1.8 正确的排水方式可使排水通畅,及时排除涝(渍)水,有效控制地下水,防止土壤盐碱化、沼泽化,有利于农作物的正常生长,节省工程投资。

4.2 总体布置

4.2.1 为了合理确定灌区总体布局,搜集当地农、林、牧和水利及城镇建设等相关规划设计成果是必要的。

4.2.2 在满足水量、水位及水质情况下,水源工程靠近灌区可减少输水损失、降低工程投资。

4.2.3 蓄、引、提相结合的“长藤结瓜”式灌溉水源工程布置应合理利用灌区地形条件和已成水库、塘坝工程,按照不同功能和作用,确定骨干水源及塘坝工程布置。

新建改造灌区内已建的平原水库实际利用效果差,且具备修建山区控制性枢纽的条件,经综合分析,可逐步废弃平原水库,恢复耕种。

4.2.5 在具备自流条件的灌区采用自流灌排、局部高地采用抽灌或抽排;在地形落差大、天然河沟发育的山区、丘陵灌区不单独布设排水系统可有效利用灌区地形条件和水头落差,节约工程投资,提高工程的综合效益。山区、丘陵区采用的“长藤结瓜”式灌溉工程比较充分地利用了可能利用的水资源,盘山开渠,引水上山,扩大了耕地和灌溉面积,为旱地改水田提供了有利条件;同时,由于在渠系内部连接了许多水库、塘堰的容积,把非灌溉季节的水存蓄起来,供灌溉季节用,从而提高了水库、塘堰的调蓄能力和渠系的引水灌溉能力,因此应大力提倡在山区、丘陵区推广“长藤结瓜”式灌溉工程。

平原灌区具有易旱、易涝、易碱的特点。但由于所处自然地理位置不同,地形、地貌、水文地质条件及水源分布差异,各地存在的

主要问题不尽相同,应区分不同情况,分区治理。

采用灌排分开的灌溉与排水工程,不仅可以及时排除涝水和有效地控制地下水,起到排涝、防渍、防止土壤盐碱化和次生盐碱化的作用,而且可以通过灌溉系统引用河水进行灌溉或洗盐,并利用深沟排水达到改良土壤和淡化地下水的目的。

对于受盐碱化威胁严重的平原灌区,田间灌排渠沟可以合一,为防止土壤积盐,必须使排水沟水位经常保持在地面以下一定深度,提水进行灌溉,但必须严格控制渠沟蓄水位和蓄水时间。

沿江、滨湖的圩垸灌区均属江湖冲积平原,地形平坦,土壤肥沃,水网密布,水源较丰沛,但因地面高程较低,大部分地面高程均在江河、湖泊洪、枯水位之间,洪、涝、渍、旱灾威胁较严重,因此要采取联圩并垸、整治河道、修筑堤防涵闸等一系列工程措施,有效控制内河水位和地下水位,达到能蓄、能灌、能降、能排的要求。

为滞蓄涝水,减小排水闸、排涝泵站工程规模,并加以田间排水,进行综合利用,一般圩区需要有一定的蓄涝区。蓄涝区的大小可根据圩垸灌区的具体情况确定。根据江苏、湖南、湖北、江西等省的排涝经验,当有蓄涝区的圩垸灌区,其蓄涝水面率为10%时,仅为无蓄涝区的圩垸灌区排涝装机功率的1/4。如圩区内部无天然湖泊,需开挖新河网进行滞涝时,则河网的滞涝水面面积以占圩垸灌区总面积的5%~10%为宜。考虑到全国各地的实际情况,本标准规定蓄涝区一般为灌区排水面积的5%~10%。同时根据一些圩垸灌区的实践,本标准还规定设计蓄涝水位一般控制在排水地面以下0.2m~0.3m,起蓄水位一般可低于地面1m~2m。

滨海感潮灌区的土壤含盐量一般较高,部分咸田由于缺乏淡水水源冲洗,每年都要遭受不同程度的危害。对这些地区,一方面采取防止咸潮入侵的措施,另一方面需引蓄淡水,做到拒咸蓄淡,适时灌排。

排水干沟与承泄区河道的连接布置应保证有良好的出流条

件,而不应因排水造成壅水、淹没或出现泥沙淤积的情况,为此,排水干沟与承泄河道岸边宜呈锐角相交,根据一些工程实施经验,此交角宜为 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 。

灌溉干、支渠道一般应设置退水设施。泄水渠、闸等退水设施位置选定应合理,一方面确保了灌溉渠道的运行安全,另一方面结合引水口位置、交叉建筑物布置、渠道流量分级设置的退水构筑物可有效减小渠道断面尺寸,降低工程造价。

4.2.7 典型区的数量及设计工作深度既要满足灌区总体布置的要求,又要能指导灌区田间工程的配套,以便能较准确地估算田间工程量及其投资。

5 水源工程

5.2 蓄水枢纽

5.2.4 水库径流调节计算方法,在具有较长水文系列资料时,可采用长系列法;缺乏水文资料时,可采用典型年法。根据灌溉工程实践经验,大、中型水库的调节计算一般采用长系列法,因为灌区农作物用水过程逐年不同,长系列法概念直观,方法简单,便于调整用水量的变化,可逐年、逐月、逐旬求得灌溉需水量,可供水量、损失水量、弃水量、库水位等各种参数;但长系列法的计算精度与采用的时历系列长短有密切关系,时历系列越长,计算精度越高。鉴于我国各地目前都积累了较长的水文系列资料,因此本标准规定采用的时历系列不应少于30a。小型水库一般多采用典型年法,可逐月、逐旬进行水量调节平衡计算;关键是要选取与相当于灌区灌溉设计保证率的年来水量所对应的年份作为设计代表年,但由于年内水量分配上的差异,影响到所选典型年的代表性,一般至少应选取接近灌区灌溉设计保证率的三个代表年进行计算,经分析比较后选用其中较大库容的代表年为典型年。

5.2.7 “长藤结瓜”式灌溉系统一般都有多项蓄水工程(库、塘、堰),并由其中骨干水库利用非灌溉期和丰水年的来水量充蓄灌区内的库、塘、堰,作为灌溉期与骨干水库同时向灌区供水的水源。由输水渠道将库、塘、堰相连通的“长藤结瓜”式灌溉系统工程,在我国南、北方各有特点,本标准仅从共性方面对其水量调节计算做出规定,各地执行时还可结合本地区的具体情况进行适当的调整和补充。

5.2.8 以灌溉水稻等为主的水库采用分层取水的方式,主要是为了防止水稻等作物因受到“冷害”而减产。由于水库不同深度的水

温不同,因此分层取水可满足水稻对灌溉水温的要求。我国以往大、中型水库设计多采用深层取水方式。这对水稻的正常生产和产量都有一定的影响;日本和美国的水库设计采用分层取水的方式较多,显然比深层取水方式好得多。近些年来,我国在大、中型水库设计中逐步推广了分层取水的方式,收到了较显著的效果。如辽宁大伙房水库、吉林朝阳水库、四川升钟水库和江西泡桐水库分别采用圆筒式伸缩闸门和浮式管型表层取水等都可作为水库工程设计的借鉴。

5.3 引水枢纽

5.3.4 本标准式(5.3.4)中,系数 K 值主要与分沙比 ϵ 值有关,如图1所示。由图1可见,当 $K=0.6\sim 1.0$ 时, $\epsilon < 10\%$; 当 $K=0.8$ 时, ϵ 值最小。因此,本标准规定系数 K 值一般取 0.8。

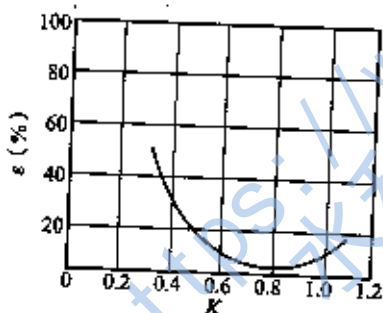


图1 K - ϵ 关系曲线图

5.3.5 无坝引水的引水比确切地说应为引水流量比,又称引水率或分流比,即引水渠首工程多年平均引水总量与多年平均河道来水总量的比值。为了与《中国水利百科全书》用词保持一致,本标准采用“引水比”一词。如果采用的引水比过大,将会引起引水口下游的河道流量减小,特别是对于多泥沙河流,由于下游河道挟沙量的加大和输沙能力的降低将导致泥沙的严重淤积。据统计,当清水河流上无坝引水的引水比超过 50%,多泥沙河流上无坝引水

的引水比超过 30% 时,引水口下游的河道就将存在泥沙淤积的问题。同时大量泥沙入渠,对渠道的正常运用也是不利的。《水工设计手册》一书提出,无坝引水渠首的引水比宜小于 50%,多泥沙河流无坝引水的引水比宜小于 30%。《泥沙手册》一书提出,自流引水流量为河道流量的 20%~30%;在条件有利的河流弯道段可达到 40%~50%。从陕西交口抽渭灌溉工程模型试验结果及多年实际运用情况来看,引水比一般为 50%~60%,而当河道流量小于设计流量时,甚至可将河道来水全部引进,即引水比为 100%。这就说明对不同地区,不同河流的特性和来水、来沙条件等应作具体分析。为了防止泥沙被大量带入输水渠道和防止泥沙严重淤积在引水口下游河道,本标准规定无坝引水的引水比宜小于 50%,多泥沙河流无坝引水比宜小于 30%。如经模型试验或其他专门论证,引水比可适当提高。

5.3.6 引水口进水方向与河道水流方向的夹角称为引水角。对无坝引水的引水角所作的限制,主要是为了使入渠水流平顺,增大引水量,并防止过多泥沙被带入渠内。引水角愈小,引水口前沿宽度愈长,进口流速分布则愈不均匀;但引水角过大,引水口前沿宽度小了,又将影响进口引水量。

5.3.7 导流堤在河道中应顺河道方向布置,使其与河道岸边之间形成引水通道。根据工程实践经验,导流堤与水流成 $10^{\circ}\sim 20^{\circ}$ 的夹角时,引水效果最好。我国古代的“迎水湃”实际上就是导流堤。宁夏的汉渠和唐徕渠都有很长的导流堤,名为“十里长湃”。四川都江堰工程是利用导流堤和弯道环流原理进行无坝引水的典型实例,其中鱼嘴和金刚堤就起了导流堤的作用。

5.3.8、5.3.9 侧面引水、正面排沙的有坝(闸)引水渠首布置是一种传统的布置形式,即所谓“印度式渠首”,其进水闸前缘线与拦河溢流坝轴线的夹角为 90° (即进水闸的引水角为 90°),这种布置如用于多泥沙河流,可将大量泥沙引入渠道。本条所述侧面引水、正面排沙的有坝(闸)引水渠首,是指经改进的印度式有坝(闸)引

水渠首,其布置参见图2。印度北方邦灌溉研究所的模型实验结果表明,当进水闸前缘线与拦河溢流坝坝轴延长线夹角为 $70^{\circ}\sim 75^{\circ}$ 时,较夹角为 90° 时的防沙效果提高近6倍。我国三盛公、横排头、滹子溪等大型引水渠首工程都采用了这种布置形式。

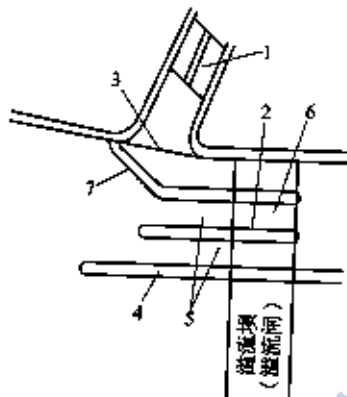


图2 有坝(闸)引水渠首布置图

1—进水闸;2—冲沙闸;3—拦沙坎;4—导流墩;5—沉沙槽;6—冲沙槽;7—导沙坎

5.3.10 冲沙廊道有底部冲沙廊道和侧向冲沙廊道两种,后者在我国采用较少。底部冲沙廊道可布置在沉沙槽内,占槽宽的一部分或全部,其顶部与进水闸底槛齐平,末端由冲沙槽控制。印度大型渠首多采用这种布置形式,如印度东柯西渠首,廊道净高1.55m,宽2.9m,上层水流入渠,含有底沙的水通过冲沙廊道和冲沙闸排到河道下游。

5.3.12、5.3.13 无坝引水进水闸的闸前设计水位可选取每年灌溉季节中的最低旬平均水位,通过频率分析求出相应于灌溉设计保证率的水位作为闸前设计水位。若进水闸引水流速引起的水面降落较大时,还要考虑由于引水所造成的水面降落。闸前水面降落一般采用经验公式进行计算。对于大江大河,当引水流量较小时,水位降落一般较小,可忽略不计。无坝和有坝进水闸的过闸设计水头一般可采用 $0.1\text{m}\sim 0.3\text{m}$ 。

5.3.14 隧洞引水方式在我国陕西采用较多,如宝鸡峡引渭渠首工程,在引水隧洞后面紧接着布置沉沙槽,水流经沉沙槽通过进水闸正向引入渠道,定期打开侧向布置的冲沙闸,将沉沙槽内沉积的泥沙排入渭河,使用效果很好。

5.3.15 人工弯道引水方式是利用河势和有利地形人为地做成的弯道式引水渠道,在充分利用横向环流作用的基础上,做到凹岸引水,凸岸排沙。这种引水方式在我国新疆、甘肃等省区采用较多。

5.3.16 利用设有溢流堰堰顶的底栏栅引水的方式,称为底栏栅式引水,又称跌落式引水,这是山区河流上的一种特有的引水方式,只适用于大粒径推移质较多、水面比降较陡的山区河流上的引水渠首工程。引水廊道设在堰内,廊道顶部铺设栏栅,水流经过栅孔跌落到廊道内,再经进水闸流入渠道。细颗粒泥沙随水流引入渠道,再由设在渠道上的冲沙闸排到河道下游;而大粒径推移质(砂石、卵石)则由栅顶直接排到河道下游;设计栏栅时一定要防止栅条产生弯曲变形或栅条间发生“卡石”现象,并要求方便栏栅的清理和检修。堰顶设有底栏栅的溢流堰轴线应与水流正交,以使水流均匀地跌入廊道。在一般情况下,堰顶底栏栅可高出枯水期河床平均高程 $1.0\text{m}\sim 1.5\text{m}$ 。但由栏栅顶部直接排入下游河道的推移质日渐堆积起来,必须定期进行清理。这种底面引水方式在我国新疆采用较多。

5.3.19 现行行业标准《水利水电工程沉沙池设计规范》SL 269对水利工程的沉沙池设计技术标准做出了详细规定,本次修编删除了沉沙池设计的相关条款。

5.4 泵 站

5.4.1~5.4.5 站址选择除应满足灌溉、排水、城乡生活供水的总体规划外,还要考虑工程扩建的可能性,特别是分期实施的泵站工程,要为今后的扩建留有余地;站址选择应选在有利于提水且灌区输、排水系统布置比较经济的地点;水库取水的灌溉泵站,应认真

研究水库水位的变化对泵站机组选型及建成后运行情况的影响。

5.4.7 我国部分地区曾有过血吸虫流行的历史,由于血吸虫危害难以根治,因此在疫区的泵站设计中,应根据疫区的实际情况,按水利血防的要求,采取有效的灭螺工程措施,防止钉螺在站区滋生繁殖或向其他承泄区(受水区)扩散。

5.4.9、5.4.10 泵站设计流量、特征水位和特征扬程的确定,应结合灌、排泵站的水源和供(排)水对象的不同特点分析确定,具体计算方法应符合现行国家标准《泵站设计规范》GB 50265 的规定。

5.4.14 动力机功率备用系数为所选动力机额定功率与水泵运行范围内最大轴功率的比值,水泵轴功率越大,动力机功率备用系数越小。具体选择可参照《机电排灌设计手册》。

5.5 机 井

我国北方地区凿井汲取地下水灌溉农田历史悠久,目前地下水年开采量约 $1000 \times 10^8 \text{ m}^3$,用于农田灌溉的占 54% 左右,机井数达 470.94 万眼,井灌面积为 $0.165 \times 10^8 \text{ hm}^2$ (2.48 亿亩),约占全国有效灌溉面积的 29.5%,在农田灌溉工程中发挥着重要的作用。

5.5.1 近年来,一些地区为满足地方经济发展对水资源的需求,盲目超量开采地下水资源,致使部分地区出现地面沉降、海水倒灌等生态环境问题,应根据确定的地下水可开采范围和可开采量,在地下水资源利用现状的基础上,提出新建机井工程的规模和布置,对于地下水开采区应分别采取禁采、压采和限采措施。

5.5.4 本条对井群布置做了一些原则性的规定,具体井位还应根据布井区的水文地质条件、地形条件和地理位置,结合灌排渠道(管道)系统、道路、林带、输电线路等进行布置。

6 灌溉渠(管)道

6.2 渠系总体布置

6.2.1 灌溉渠道一般分为固定渠道和临时渠道两大类。固定渠道由干渠、支渠、斗渠、农渠四级组成,农渠以下为临时渠道,分为毛渠、灌水沟两级灌水渠道。

地形复杂的大型灌区,固定渠道也可设置为总干渠、干渠、分干渠;支渠、分支渠;斗渠,分斗渠等。

灌区地形特殊或面积较小时,整个灌区或灌区的某些区域也可越级设置渠道。

6.2.2 目前,我国灌区基层管理基本上是以行政区划管理单位,维修、养护、配水、量水、水费征收等均以行政单位为管理单元。因此渠系布置时,需要参照行政区划,合理布设输配水系统和配水口。

6.2.3 “长藤结瓜”式灌溉渠道系统是我国山区、丘陵区在合理开发利用灌区水资源并保证供需平衡的基础上,将灌区范围内多项蓄水工程连接成水资源相互调剂、统一调配的灌溉系统。灌区群众通常形象地把渠道比喻为“藤”,把灌区内众多的库、塘、堰比喻为“瓜”。通过对“藤”(渠)和“瓜”(库、塘、堰)的合理调度运用,就可使整个灌区做到忙时灌田,闲时蓄水,以蓄补灌,以丰补缺。

6.2.4 轮灌渠道的主要特点是水量集中、输水时间短,所需渠道断面较大,土方和建筑物工程量以及建设费用较大,因此干、支渠一般不应按轮灌方式设计。支渠只有当水面比降小、水流泥沙含量高、容易产生淤积,有必要增加输水流量或缩短灌溉周期时,才可按轮灌方式设计,但必须经技术经济方案比较论证确定。

6.3 渠道水力计算

- 6.3.1 按续灌方式设计的干、支渠,采用按设计流量、加大流量和最小流量进行水力计算,即以设计流量计算确定各级渠道在正常工作条件下的水力要素,平均流速应满足渠道不冲不淤要求;以加大流量计算确定渠道的岸顶超高和渠深,并验算渠道的不冲条件;以最小流量确定渠道的最低控制水位,并验算渠道的不淤条件。
- 6.3.2 关于支渠长度折算系数 α ,在以往灌区工程设计中多采用0.75。原《灌溉排水渠系设计规范》采用了陕西省水利电力勘测设计院对支渠长度折算系数的分析计算成果,即支渠灌溉面积重心分别在上游、中游或下游时,支渠长度折算系数分别为0.60、0.80、0.85。所谓灌溉面积重心在上游或下游,系指灌溉区形状基本上为三角形或梯形;灌溉面积重心在中游,系指灌溉区形状基本上接近为方形或长方形。本标准继续采用这一计算分析成果。
- 6.3.4 对于单纯农田灌溉的续灌渠道,可采用表6.3.4中的数值;对于综合利用的渠道加大流量的加大百分数可根据实际情况确定。
- 6.3.5 根据国内灌区实际调查情况,本次对单纯农田灌溉的续灌渠道设计最小流量时相应的最小水深做了修订,认为最小流量不宜小于设计流量的40%,相应的最小水深不宜小于设计水深的60%;有节制闸控制时可不受此限制;对于综合利用渠道按实际情况确定。
- 6.3.7 本标准式(6.3.7-2)是由原水利部西北水利科学研究所提出的经验公式,适用于从多泥沙河流引水的浑水渠道。根据陕西省洛惠渠的实践经验,在渠底比降较大的条件下,可以引用泥沙含量超过40%的浑水进行淤灌。
- 6.3.10 土质渠道设计平均流速控制不小于0.3m/s,目的是为了防 止滋生杂草。寒冷地区冬、春季输水的渠道,设计平均流速控制不小于1.5m/s,目的是为了防 止水面结冰。
- 6.3.11 渠道允许不冲流速系指渠床土粒将要移动而尚未移动时

的临界流速,是渠道允许过流的上限值。计算允许不冲流速值的经验公式很多,如适用于沙质土、砾石土、砂卵石渠床的列维公式,适用于黄土渠床的沙玉清公式和原西北水利科学研究所公式,以及适用于缺乏有关水力要素时的吉尔什坎公式等。这些公式都有一定的适用条件,不可盲目使用。为此,本标准对重要的干、支渠道允许不冲流速值的计算确定做了原则性的规定,而一般渠道允许不冲流速值可不进行计算,直接由本标准附录 C 查得。

6.3.12 渠道水流在某一特定条件下能够挟运某种粒径泥沙不致使渠道发生淤积的最大数量,称为渠道水流挟沙能力,或称渠道水流饱和含沙量。渠道水流的挟沙能力与水流流速、水力半径、泥沙粒径及沉降速度有关。由于水流中泥沙运动规律的复杂性,目前还没有完善的理论计算公式,而用于计算渠道水流挟沙能力的经验公式虽然比较多,但都有一定的局限性。本标准附录 D 中推荐采用的三个经验公式,是目前使用较多的计算公式。沙玉清公式适用于黄河中游地区渠道泥沙中值粒径在 0.02mm 左右及水流弗劳德数 $Fr \leq 0.8$ 的情况,当 $Fr > 0.8$ 时,这一公式不能使用。黄委水利科学研究院公式适用于黄河中、下游地区,但因适用范围覆盖的面积很大,条件很复杂,因此按这一公式计算的结果误差会大一些。山东省水利科学研究院公式仅适用于黄河下游地区的衬砌渠道,适用范围相对更窄一些。

6.4 渠道纵横断面设计

6.4.2 渠道横断面尺寸一般依据渠道均匀流计算公式确定。在渠底比降和渠床糙率已定的条件下,通过某一规定流量所需的最小渠道横断面,称为水力最佳断面。在灌区工程设计中,为了节省输水渠道土石方以及衬砌工程量,尽量少占地,一般均采用窄深式断面;而配水渠道为使水流较为稳定,不易产生冲刷和淤积,多采用宽浅式断面。本标准推荐采用梯形渠道实用经济断面计算方法。

6.4.3 陕西省水利电力勘测设计研究院根据原西北水利科学研

研究所对陕西 9 个灌区的实测资料及其分析成果,即本标准所列的公式(6.4.3-1),结合宝鸡峡、大佛寺两个灌区的设计资料,绘制了关系曲线(见图 3)。该曲线介于按吉尔什坎公式和西北水利科学研究所公式所绘制的两曲线之间,并以 $Q=1.5\text{m}^3/\text{s}$ 分界,概括为两个经验公式,即本标准所列式(6.4.3-2)、式(6.4.3-3)。上述分析成果作为计算从多泥沙河流引水渠道水深和宽深比的公式,已纳入原规范,本次修编认为分析结果正确,计算结果合理,故继续采用。

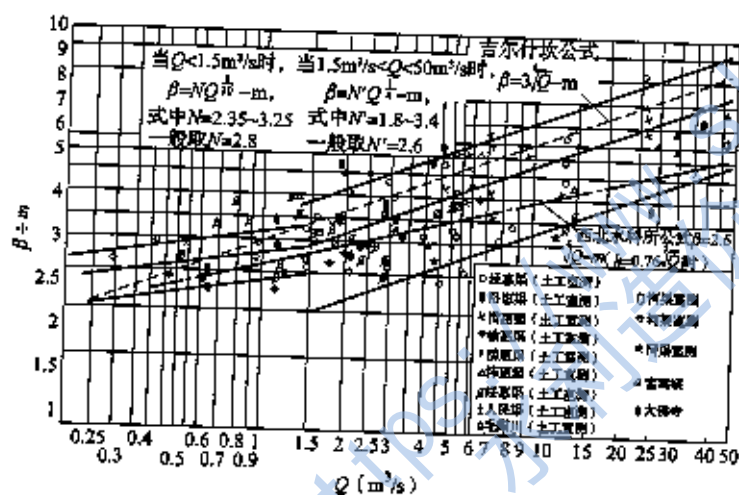


图 3 深水渠道 $(\beta/m) - Q$ 关系曲线图

- 6.4.5 深挖方渠道一般是指挖土深度大于 15m 的渠道。
- 6.4.6 黄土地区渠岸以上的边坡可分为低边坡和高边坡,其界限一般以边坡高度 15m 分界。
- 6.4.7 填方渠道的渠堤填方高度是指堤顶高于地面的高度。
- 6.4.8 根据桥梁和跌水、陡坡等渠系建筑物引起的壅水,闸门调节时引起的暂时渠内水位上升,渠道运用期间渠床糙率变化引起的渠内水位变化,以及强烈毛细管作用对渠堤的影响等因素,经综合分析后提出的计算土渠顶部超高的公式,见本标准式(6.4.8-1),

是一个简单实用的经验公式,不少设计单位对此反映良好。现在将国内部分渠道实际采用的超高值,以及美国有关计算公式和曲线图的验算值与该式计算结果进行比较见表 6。由表 6 可知,大多数干渠、总干渠的实际采用值与该式计算结果最为接近,因此本标准继续采用。

表 6 国内部分渠道采用超高值及验算值比较

渠道名称	Q (m ³ /s)	A(m)	F _b (m)	按 F _b = A ₀ /4+0.2 计算值(m)	按 F _b = 0.552 √ch ₀ 验算值(m)	按曲线图 查得 F _b 值 (m)
三盛公灌区总干渠	620	4.17	—	1.24	1.79	2.00
溧史杭灌区总干渠	300	5.00	1.50~2.00	1.45	1.95	1.76
长征渠总干渠	275	7.25	2.00	2.01	2.34	1.75
东雷抽黄灌区总干渠	120	3.60	1.20	1.10	1.63	1.44
打渔张灌区总干渠	120	2.40	0.60	0.80	1.35	1.44

续表 6

渠道名称	Q (m ³ /s)	h(m)	F ₀ (m)	按 F ₀ = h ₀ /4+0.2 计算值(m)	按 F ₀ = 0.552 √ch ₀ 验算值(m)	按曲线图 查得 F ₀ 值 (m)
人民胜利渠总干渠	100	2.60	0.50	0.85	1.41	1.42
京密引水干渠	70	3.08	1.00~1.50	0.97	1.47	1.32
宝鸡峡灌区引渭总干渠	60	3.17	1.03	0.97	1.46	1.26
冯家山水库灌区总干渠	47	3.75	0.85	1.14	1.53	1.21
蔚山灌区总干渠	40	3.50	1.00	1.08	1.44	1.16
泾惠渠总干渠	27	2.50	1.50	0.83	1.17	1.07

续表 6

渠道名称	Q (m ³ /s)	h(m)	F _b (m)	按 F _b = h _b /4+0.2 计算值(m)	按 F _b = 0.552 √ch _b 验算值(m)	按曲线图 查得 F _b 值 (m)
渭惠渠北干渠	17	1.98	1.02	0.70	1.01	0.96
洛惠渠总干渠	15	2.00	1.00	0.70	1.00	0.93

注:1 表中公式按 $F_b = 0.552 \sqrt{ch_b}$ 为美国垦务局提出的计算公式,见该局所编《渠道及其有关建筑物》一书第 10 页。当流量 $Q = 0.57 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,系数 $c = 1.5$;当 $Q = 85 \text{ m}^3/\text{s}$ 时, $c = 2.5$ 。按上述公式计算 F_b ,当 $Q \leq 85 \text{ m}^3/\text{s}$ 时, c 值采用内插法求得;当 $Q > 85 \text{ m}^3/\text{s}$, c 值仍采用 2.5。

2 表中所述曲线图见美国土木工程师协会编《在争用资源年代里的灌溉与排水》一书第 330 页图 103-D-341。

6.5 渠道衬砌与抗冻胀设计

6.5.2 渠道衬砌结构适用条件表是按照现行国家标准《渠道防渗工程技术规范》GB/T 50600—2010 中表 4.2.3 制定的,表中所列允许最大渗流量指标是根据国内外不同防渗衬砌渠道的实际防渗效果,经分析研究后拟定的。

6.5.4、6.5.5 本次修订,按照现行国家标准《渠道防渗工程技术规范》GB/T 50600 的规定,对原规范表 6.5.5 中浆砌卵石、干砌卵石(挂淤)、埋铺式膜料、沥青混凝土、混凝土等渠道防渗衬砌结构的适宜厚度进行了调整;对现场浇筑混凝土板及预制混凝土衬砌板的伸缩缝间距、缝型做了修订。

6.7 灌溉输水管道

6.7.1 我国地域辽阔,南北方气候变化差异较大,高寒地区及季

节性冻土地区管道基础冻胀对管道危害非常大,尤其对非金属管道破坏尤其严重。灌溉管道埋在冻土层以下,是为了避免在冬季冻坏管道。在冻土层较薄或无冻土地区,为确保安全与稳定,根据国内工程实践经验及有关规范要求,本次修订管道埋深不应小于0.7m。

由于具有流量调节功能的节制阀种类较多,本次修订对流量调节阀门的选用做了规定,同时建议给水栓接口采用金属连接管件。

6.7.2 近几年,灌溉用管材种类越来越多,尤其是聚乙烯管、玻璃钢管、预应力钢筒混凝土管等管材广泛应用,本次修订补充了上述管材的计算参数值。

经济流速是根据管道造价和运行费用之和最小而确定的,故管道流速一般不应超出此范围。

根据实际调查,直径小于DN600的输水管道,产生破坏性水锤的概率及危害程度较小,故水锤防护要求较低,可经分析并参照同类工程做出水锤防护措施;直径DN600~DN1200的输水管道,产生破坏性水锤时,往往危害较大,修复困难,故应经专门计算分析确定其防护措施并预测防护效果;直径大于DN1200的大型输水管道,应特别重视水锤防护问题,建议由两家以上单位计算,经论证后确定合理的水锤防护方案。

7 排水沟(管)道

7.1 一般规定

7.1.1~7.1.4 据资料显示,我国盐渍化土壤面积约 $3693 \times 10^4 \text{hm}^2$,残余盐渍化土壤面积约 $4487 \times 10^4 \text{hm}^2$,潜在盐渍化土壤面积约 $1733 \times 10^4 \text{hm}^2$,在耕地中约有三分之一是盐碱、涝洼造成的中低产田,另有分布在沿海、沿河、沿湖平原区相当多未被开发利用的盐碱地,因此改造中低产田和开发未利用盐碱地任务十分艰巨。根据各地区的地质、地貌、土壤、气象、水文地质条件,盐碱地种类及分布,水盐变化规律及涝害、渍害、盐碱化的成因等,选择适宜的排水工程形式,做到因地制宜改良土壤是非常必要的。

明沟既可排涝,也可用于排渍和改良盐碱地或防治土壤盐碱化,是常用的排水形式。明沟可迅速、有效地排除地面涝水,因此排涝更适宜采用明沟排水。明沟施工简单,运行维护方便,工程投资及运行成本低,是比较简便、适用的排水形式。因此有排涝、排渍和改良盐碱地或防治土壤盐碱化任务的灌区通常采用明沟排水。明沟的缺点是占地多,需建桥涵多,不利于机耕机收,易淤积,易生杂草,同时在塌坡地区或地段,其塌坡不易处理,会造成排水沟淤积,影响排水效果。因此在选择明沟时应重点考虑明沟的占地和断面结构稳定因素。

暗管具有占地少、交叉工程少、不妨碍机耕机收、埋深比明沟深度大、密度不受限制的优势,同时可解决在塌坡地区或地段采用明沟塌坡不易处理的难题,因此在耕地紧缺地区及明沟塌坡地区或地段,用于治渍、改良盐碱地时,宜采用暗管排水。但采用暗管排水工程投资及运行成本增加,运行维护不方便,采用暗管时应综合考虑这些因素。

井排系统只有在水文地质条件满足抽水要求时才能达到排水效果,同时井排系统运行需要动力,消耗能源,运行费增加。因此在排水水质满足灌溉要求地区结合灌溉采用“以灌代排”井实现排水目的,在地形及水文地质特殊地区采用井排形式时,应综合考虑其工程占地、工程投资和运行动力费等因素,经技术经济比较论证确定。

7.1.5 本条主要是为有防治血吸虫病需要地区而设置的规定。根据相关资料,血吸虫生活史的许多阶段都必须在有水的条件下完成。血吸虫唯一中间宿主钉螺的分布扩散与水密切相关,钉螺为水陆两栖淡水螺类,滋生在1月平均温度0℃以上,年平均在15℃以上,全年降水在250mm以上的地区,存活于杂草丛生的江湖、洲滩、湖汊、河岸水线上下、稻田出水口、沟渠处。

7.2 明沟排水

7.2.1 农沟是最末级的固定排水沟,农沟以下可根据需要设置毛沟、腰沟、埝沟等临时性排水沟。干、支、斗沟三级组成骨干输水沟网,其作用主要是承纳田间集水沟网的排水,并输入承泄区,在排涝区可及时排除暴雨径流,同时可适量滞蓄涝水。农沟以下的临时性排水沟组成田间集水沟网,其作用主要是汇集田面径流,控制和降低地下水位,将涝水和渍水排入骨干输水沟网。我国一些除涝、治渍排水区采用的排水沟一般规格见表7,可供布置明沟时参考。

表7 排水沟道一般规格(m)

排水沟道名称	深度	间距
支沟	2.0~2.5	1000~5000
斗沟	1.5~2.0	300~1000
农沟	1.0~1.5	100~300
毛沟	0.8~1.0	50~100
腰沟	0.5~0.8	30~50

7.2.2 各级排水沟应尽量布置在低洼地带,使之能快速通畅地自流排水,同时也为合理布置田间排水工程和选取良好的排水出路创造条件。排水面积较大的排水区,利用天然河道及原有沟道作为骨干排水沟,可使工程量大大减少。

1级~3级排水沟之间及其与承泄河道之间最好相互垂直,而在连接处则要求呈 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 交角,以利排水和避免出现冲淤情况。

1级~3级排水沟线路,宜尽量避免穿过淤泥、流沙及其他地质条件不良地段。难于避免时,必须采取相应的工程措施。

排水沟出口排水方式有畅排和托排两种。畅排即多数情况下排水出口均可自排,这是最经济的排水方式。托排即排水出口受下一级排水沟或承泄区水位顶托,如果短期内不能自排时,可修建排水涵闸利用排水出口水位高于下一级排水沟或承泄区水位的短暂时期抢排涝水;如果下一级排水沟道或承泄区水位长期高于排水出口水位,而上一级排水沟道蓄涝容积又不能满足调蓄要求时,则必须修建排水泵站进行抽排。当然也可在排水出口两侧修建回水堤,使回水范围以外的涝水能够自排,回水范围以内的涝水通过排水涵闸或排水泵站抽排,但是这种做法只适用于回水长度不大的情况。

布置排洪沟应按实际情况尽量增建一些塘库工程,以减少排洪沟的工程量。对于截流沟的布置,在地形条件允许的情况下,也可采用适当分散的布置方案,但在选择时应以截流效益大、占地面积少、工程量小为原则。截流沟应尽量沿地形等高线布置,弯道应有足够的曲率半径,沟底比降可适当放缓,同时也应尽量避免高填方、深挖方。排洪沟(截流沟)是重要的排水工程,其排水标准可略大于排水区的排涝标准。广东省环山排洪沟或截流沟的排水标准见表8,可供参考。

表 8 广东省环山排洪沟或截流沟的排水标准

排洪(截流)面积(km ²)	防护对象	设计暴雨重现期(a)
>150	重要城镇或工矿企业	≥20
150~50	一般城镇或工矿企业	20~10
50~5	村镇	10
<5	村庄	10~5

7.2.3 末级固定排水沟的深度和间距有一定的优化组合关系。为了满足排涝、排渍或防治土壤次生盐碱化的需要,在一定的时间内要求排除一定量的地面涝水,以及控制地下水在一定的深度以下。排水沟的间距越大,则所需开挖的排水沟深度也越大,排水沟的开挖土方量可能越小;反之间距越小,深度越小,开挖土方量则可能越大。因此,对于末级固定排水沟是采用深沟大间距,还是采用浅沟小间距,需经技术经济比较确定。

单纯排涝的末级固定排水沟(多数是在地下水位较低的地区,没有降低地下水位的要求),应根据当地农业机耕或其他要求先确定间距,然后再按排涝要求计算确定断面尺寸。排涝、排渍两用的末级固定排水沟(在地下水位较高的地区,且有降低地下水位的要求),则应根据农作物对地下水位的控制要求先初定沟深,然后再按排涝、排渍要求计算确定其断面和间距。但应指出,排涝、排渍两用沟道的深度一般不宜定得太深,否则多数会造成严重的边坡坍塌。根据广东省佛山地区的经验,在控制地下水位 0.3m~0.6m 时,水稻区排涝、排渍两用排水沟沟深和间距见表 9,江苏省一些地区排涝、排渍两用排水沟沟深和间距见表 10。

表 9 广东省佛山地区排涝、排渍两用排水沟沟深和间距(m)

土质	深度	间距
黏土	0.8~1.2	50~60
壤土	0.8~1.2	60~70
沙土	0.8~1.2	70~80

表 10 江苏省一些地区排涝、排渍两用排水沟沟深和间距(m)

地区	土壤与农作物	深度	间距
徐淮平原及 滨海垦区	沙土、旱作物	1.0~1.5	200
	黏土、棉花	1.5~2.0	100
苏南地区	重壤土、水旱轮作	1.0~1.5	80~100

排渍和防治土壤次生盐碱化的末级固定排水沟沟深和间距, 因为对地下水位的控制要求高, 而且影响因素复杂, 故宜通过试验确定, 也可参照计算成果综合分析确定。无试验资料时, 可参照临近地区的经验数据确定, 也可按本标准表 7.2.3 确定。

本标准表 7.2.3 系根据我国多数地区排水工程实践的成功经验, 并考虑防止沟道边坡坍塌的因素提出的。本标准附录 G 所列末级固定排水沟间距计算公式都是比较实用的理论公式或半经验公式。

7.2.7 排水沟沟底设计比降可取与沟道设计水位线相同的比降, 且尽可能与沟道沿线地面坡度相接近, 以节省沟道的开挖工程量。当然, 取用的沟底设计比降还应满足沟道不冲、不淤的要求。对于连通内湖与排水闸的排水沟道, 其沟底比降还应考虑内湖与外河水位的情况; 对于连通排水泵的排水沟道, 其沟底设计比降应考虑水泵安装高程的要求。平原地区排水沟沟底设计比降一般可在下列范围内选取: 干沟为 $1/10000 \sim 1/30000$, 支沟为 $1/5000 \sim 1/10000$, 斗沟为 $1/2000 \sim 1/5000$, 农沟为 $1/1000 \sim 1/2000$ 。

7.2.8 排水沟内一般常年有水, 边坡潮湿, 易长杂草, 影响行水, 故在实用中应选用较大的糙率。

7.2.9 梯形断面广泛适用于各级土质排水沟, 施工方便; 当土质排水沟开挖深度大于 5m 时, 为满足边坡稳定的需要, 常采用复式断面。矩形断面仅适用于石质或人工护砌的排水沟, 可节省开挖工作量和减少占地。

7.2.10、7.2.11 土质排水沟边坡系数主要与沟道开挖深度、沟槽

土质及地下水情况有关。排水沟道开挖深度越大,沟槽土质越松软,或地下水位越高,取用的边坡系数应越大;反之,则取用的边坡系数应越小。由于沟坡经常受到地下水渗出时的渗透压力作用和地面径流的冲刷作用,加之沟内滞涝时还受到波浪的冲刷作用等,沟道边坡容易坍塌,故排水沟道的边坡系数一般比灌溉渠道的边坡系数大。本标准表 7.2.10 所列的土质排水沟最小边坡系数根据我国南方和北方平原地区土质排水沟常用的经验值综合而成,可供土质排水沟设计时选用。排水沟开挖深度大于 5.0m 时,为满足边坡稳定的需要,应从沟底以上每隔 3m~5m 设宽度不小于 0.8m 的戽道。位于设计水位以上的边坡,其最小边坡系数可略小于本标准表 7.2.10 所列数值。位于淤泥、流沙地段的排水沟道,其边坡系数可能需加 6~10,但占地会增加较大,设计中是选择加大边坡系数还是采取防护措施,需要通过经济技术比较确定。

7.2.14 为防止因流速过大造成排水沟道冲刷,或因流速过小使沟底产生泥沙淤积,要求排水沟的设计平均流速应小于允许的不冲流速,同时应大于不淤流速。本标准规定的排水沟和排洪沟最小流速不宜小于 0.3m/s,这是为了防止沟槽过水时易长杂草而引起阻水,但符合这一规定时,应验算满足排水沟道不淤流速条件的要求。

7.2.15 轻质土地区及淤泥、流沙地段的排水沟边坡极易坍塌,使排水沟堵塞,排水不畅,严重影响排水效果。防治排水沟边坡坍塌,应在分析引起边坡坍塌内外因素的基础上,经技术经济比较,选用经济可行的防治措施。黄河内蒙古河套灌区排水沟普遍存在边坡坍塌问题,边坡坍塌的内因是土质,外部因素主要是地下水渗入排水沟时对边坡产生的渗透压力,其次还包括盐碱化降低边坡土体力学指标、降雨冲刷边坡、冻融破坏土体结构及管理不善等人为因素。针对上述引起边坡坍塌的内外因素,河套灌区采用以下综合措施防治边坡坍塌,取得了较好的效果,可供同类地区参考。

(1) 塑料薄膜截渗减压防塌措施:在排水沟两侧埋设塑料截渗墙,增长地下水的渗径,改变边坡渗流条件,降低排水沟边坡出逸点,减小边坡逸出带的渗透坡降,使边坡的逸出坡降小于允许逸出坡降,达到稳定边坡的目的。

(2) 暗管排水减压防塌措施:在排水沟两侧一定深度埋设与排水沟平行的排水暗管,间隔一定距离设置集水井,垂直于排水沟设出水管,将暗管里的水再排入沟内。排水沟边坡内的地下水排入暗管,降低了边坡内的逸出高度,减小了对边坡的渗透压力,保证排水沟边坡稳定。

(3) 顶托梁式混凝土板护坡防塌措施:坡面防护采用混凝土滤水板或混凝土空心板,板后设砂滤料或反滤无纺布,防止坡面产生渗透破坏;在混凝土板下端,顺排水沟内坡脚设托梁,间隔一定距离在沟底垂直于排水沟走向设顶梁,对顶两面边坡脚的托梁,防止护坡混凝土板下滑或倾覆,形成稳定的护坡结构体,保证排水沟边坡稳定。

(4) 砂桩排水固坡措施:在排水沟两侧埋设垂直砂桩,采用砂桩排水消散土体内的孔隙水压力,保持孔隙水压力小于正应力,增加土的有效应力来稳定边坡,防止土体液化或滑坡。

(5) 褥垫式土工织物加筋排水固坡防塌措施:采用反滤材料在边坡体内铺设排水垫层,控制渗流条件,降低边坡渗透坡降,减小边坡的饱和土体和渗透压力,增加边坡的稳定性。

(6) 块石护脚砂砾料护坡防塌措施:护脚采用干砌块石沿水流方向砌筑条形护脚体,防止护坡砂砾料下滑,护坡采用沿边坡先铺设反滤无纺布,再铺设混合砂砾料,形成稳定的护坡结构体,保证排水沟边坡稳定。

上述 6 种防塌措施中,措施 6 是比较简单、经济、适用的防塌措施。在实践中,视排水沟边坡坍塌情况,6 种措施可单独使用,也可组合使用。

7.2.16 天然条件下的承泄区有时难以全部满足本标准所列选定

承泄区的三项要求,此时可采取的工程措施主要有:

1 在条件允许情况下,可在承泄区上游修建水库,以消减排入承泄区的洪峰流量,降低承泄区水位,为干沟排水创造良好的条件。

2 扩大原有承泄河道或开挖新河,以增加承泄河道的承泄能力或滞涝容积。

3 疏浚承泄河道的河槽和岸边浅滩,清除河槽和浅滩上的阻水障碍;对过于弯曲的河段,应予裁弯取直,以利通畅排水。

4 对不稳定的堤防险段必须进行加固,防止溃决造成意外的损失。

7.2.17 当排水区设计暴雨与承泄区(承泄河道)洪水位同时遭遇的可能性较大时,承泄区(承泄河道)的设计水位可采用与排水区设计暴雨重现期相应的洪水位,但应考虑排水时引起的水位壅高;当排水区设计暴雨与承泄区(承泄河道)洪水位同时遭遇的可能性不大时,承泄区(承泄河道)的设计水位应根据各地区的具体情况确定,可采用与设计排水历时相应的多年平均高水位。如从偏于安全出发,也可采用与排水区设计暴雨重现期相应的洪水位。承泄区为外湖时的设计水位一般需经调节计算确定。有时还需根据湖区地形条件和防洪安全要求等分析确定。承泄区为感潮河段时,其设计潮位的确定原则上与一般承泄河道设计水位确定的方法相同,但应考虑潮汐的影响,即一般可取排涝设计标准为5a~10a重现期、排水历时为3d~5d的平均高潮位作为承泄河道的设计水位。

7.3 暗管排水

7.3.1 暗管排水系统一般由吸水管、集水管(或明沟)及附属建筑物组成。吸水管一般指埋设在田间的最末一级暗管,其作用是直接排除土壤中因降雨或灌溉入渗而产生的多余水量或由侧向地下径流和下部含水层补给的多余水量,以调控农作物根系活动层内

的地下水位,防止农田受渍。集水管作用是及时汇集并排泄吸水管来水,相当于田间末级固定排水沟(农沟)。吸水管与排水明沟(末级固定排水沟)直通时称单级暗管排水工程,吸水管与集水管连接时称双级或多级暗管排水工程。用于排水控制和管路检修的附属建筑物主要有检查井和控制口门,有的暗管排水系统还设有节制井、通风井等。

暗管埋深可比明沟深度大,且密度不受限制,因此在降低地下水位方面可比明沟降得低,特别是不占地,不妨碍机耕机收,不存在明沟的边坡坍塌问题,是暗管排水系统的突出优点;但暗管只能排除地下水,不能直接排除地表涝水,同时工程投资大,维修管理比较麻烦,目前我国主要只在人多地少、生产发展水平较高的地区采用。

7.3.2 为有利于吸水管能充分吸聚地下水和集水管集、排通畅,根据排水工程实践经验,吸水管管线与地下水的流动方向的夹角不宜小于 40° ,集水管与吸水管管线之间夹角不应小于 30° 。为减少暗管开沟铺设的工程量,要求在吸水管作用下的渗流方向与修整后的地面坡向一致,集水管亦宜顺地面坡布置。

为了不影响灌溉渠道的控制运用,要求各级排水暗管的首端与灌溉渠道的距离不宜小于3.0m。

检查井是为管路清淤、检修而设置的附属建筑物。修建在道路或渠、沟两侧的检查井,是为了便于检查和维修穿越道路或渠、沟段的管路而设置的。修建在集水管的纵坡变化处或集水管与吸水管连接处的检查井,在有的排水区被称为集水井或排水井,是为了便于检查和维修纵坡变化段或连接段管路而设置的。为了保持通畅排水,检查井的上一级管底应高于下一级管顶100mm,同时井内应预留300mm~500mm的沉沙深度,以利沉沙。

为便于田间水管理,当稻田区一块田内只有一条吸水管时,宜逐条设置排水控制口门;当有两条或两条以上吸水管时,可按田块多条集中设置。

在透水性较差的黏性土地区,为及时排除田间雨涝积水或犁底层的上层水,在埋设暗管的基础上,可在田间增设浅密明沟、鼠道,构成复合式排水网络,以加速排除涝渍水量,提高除涝治渍效果。但应注意,鼠道不能与吸水管直接连通,以防止鼠道排水时挟带泥沙流入吸水管,造成吸水管淤堵。

7.3.3 吸水管的埋深与间距共同影响控制地下水位的深度。当埋深大时,间距可相应增大,当埋深小时,间距也可减小,应通过经济技术比较选择吸水管的埋深与间距。但吸水管的允许最小埋深,应满足地下水水位设计控制深度的要求。

确定吸水管间距的三种方法虽均可采用,但各有其实用意义。田间试验法最符合当地实际情况,因而试验成果最为合理,但需一定的试验经费和试验时间,不可能对各类渍害田和盐碱化土地都同时开展试验。公式计算法(见本标准附录 G)是在对自然条件进行概化后,利用渗流理论计算确定吸水管间距的方法,使用方便;但因有关参数不易测准,因而影响计算成果的准确性,特别是每一个计算公式都有其特定的初始条件和边界条件,如果盲目选用,计算成果可能出现很大的差异。经验数值法是一种经验性的方法,本标准表 7.3.3 是我国排水工程实践经验的概括,可供无田间试验资料时选用。

7.3.4 本标准表 7.3.4 所列的排水流量折减系数系根据美国垦务局《排水手册》中有关数据作适当合并、调整而成,并结合我国暗管排水工程现状,本标准表 7.3.4 仅列出排水控制面积 200hm^2 以下的排水流量折减系数。

7.3.5 排水暗管的断面结构形式除常采用圆形断面结构外,还包括了各种材料砌筑、浇筑而成的多种断面结构形式。本标准式(7.3.5-1)及式(7.3.5-2)水力计算公式,适用于各种断面结构的排水暗管(沟)的水力计算,是工程设计中各种断面排水暗管(沟)水力计算的基本公式。由表 11 可以看出,排水暗管(沟)满流时,虽然过水断面最大,但流速并非最大,其输水流量小于非满流的输

水流量。当充盈度取 0.8 时,非满流与满流的输水流量基本相同,但非满流的输水流速增加,排水效果更好。因此工程设计中排水暗管(沟)宜取充盈度为 0.6~0.8 的非满流输水进行水力计算。

表 11 满流和非满流圆管水力要素关系表

充盈度 α	断面比 $\alpha^2/\alpha_{\text{满}}^2$	水力半径比 $R/R_{\text{满}}$	流速比 $u/u_{\text{满}}$	流量比 $Q/Q_{\text{满}}$
0.1	0.052	0.254	0.401	0.021
0.2	0.143	0.482	0.615	0.088
0.3	0.252	0.684	0.776	0.196
0.4	0.373	0.857	0.902	0.337
0.5	0.500	1.000	1.000	0.500
0.6	0.620	1.110	1.072	0.671
0.7	0.784	1.185	1.120	0.838
0.8	0.858	1.217	1.140	0.988
0.9	0.949	1.192	1.124	1.066
1.0	1.000	1.000	1.000	1.000

7.3.8 为使排水暗管内不出现淤积的情况,要求管内最小流速不应小于 0.3m/s。为防止由于吸水管两端埋深差异过大,造成田块内土壤水分不均匀而影响农作物的正常生长,本标准规定地形平坦地区,吸水管首末端高差不宜大于 0.4m。

7.3.9 如果吸水管和集水管内径过小,由于泥沙沉淀、根系伸入等原因,管内极易淤堵,所需疏通费用较大,且将缩短管的使用年限,因此本标准规定吸水管实际选用的内径不得小于 50mm,集水管实际选用的内径不得小于 80mm。在集水管的汇流面积较大,长度较长的情况下,可分段采用不同的内径,以节省工程投资。

7.3.10 为防止由于管道淤积造成过水能力的降低,排水暗管实际采用的断面积应大于计算断面积。因吸水管直径比集水管直径小,在相同淤积量的情况下,吸水管过水能力所受的影响比集水管

大,因此吸水管的加大倍数应比集水管大。按设计排水流量的60%~70%求得吸水管的加大倍数为1.43~1.67,取其平均值约为1.5倍;按设计排水流量为75%~80%求得集水管的加大倍数为1.25~1.33,取其平均值约为1.3倍。

7.3.11 在吸水管周围设置外包滤料,主要是为了防止土粒随水流进入吸水管引起淤堵,并改善吸水管周围的水流条件,增大进水量,以保证良好的排水效果。吸水管周围设置的外包滤料有天然有机材料、无机材料和人工合成材料三类。天然有机材料如秫秸、芦苇、棕皮等,多用于土壤淤积倾向较轻的地区,其中有的滤料虽取材容易,施工方便,但较易腐烂;无机材料如沙砾、石屑、炉渣等,是较好的滤料,目前使用广泛;人工合成材料如透水泡沫塑料、土工织物、玻璃纤维等,也是较好的滤料,但玻璃纤维在铁锰含量较高的土壤中不宜使用。

本标准表7.3.11所列土壤有效粒径与外包滤料粒径级配关系数据系美国垦务局按滤层选用准则通过试验确定的。

外包滤料的厚度目前多数是根据当地实践经验选取的,一般为100mm~200mm。本标准规定的散铺外包滤料压实厚度,系根据国内外有关资料综合确定的。必须指出,由于暗管排水作用水头比闸坝作用水头小得多,因此其外包滤料厚度不要求按反滤层进行设计,只需采用一种混合滤料即可。土壤的淤积倾向可用黏粒含量与粉粒加细沙粒含量的比值 R_g 作为判别指标。 $R_g \geq 0.6$ 时,无淤积倾向; $R_g = 0.5$ 左右时,淤积倾向较轻; $R_g < 0.4$ 时淤积倾向较重。

根据国外有关资料介绍,对于土壤淤积倾向的判断方法除本标准采用的黏粒含量与粉粒加细沙粒含量比值法外,尚有粒径均匀系数法和塑料指数法等。本标准采用的黏粒含量与粉粒加细沙粒含量的比值 R_g 判断指标,系由湖北省嘉鱼县暗管排水试验区开挖检查和取样分析总结得出的。

随着化纤材料的发展,使用薄层化纤织物作为排水暗管外包

滤料日益增多,但因目前积累的经验还不多,因此选用化纤织物作为排水暗管外包滤料应通过试验确定。近年来,土工织物在暗管排水工程中日益得到广泛的应用。本标准式(7.3.11)是初步选择土工织物的依据。作为排水暗管外包滤料的土工织物,按其使用功能应能满足稳定性和透水性两方面的要求。在稳定性方面,要求 $O_{90}/d_{25} < 4$;在透水性方面,要求 $O_{90}/d_{85} > 4$ 。由于暗管排水的作用水头一般都不大,因此选择土工织物作为排水暗管外包滤料时,可以不发生涌沙为条件,只需满足透水性要求标准的下限,而略超过满足稳定性要求标准的上限即可,故定为 $O_{90}/d_{85} \approx 4$ 。

7.4 井 排 水

7.4.1、7.4.2 井排水主要是利用机井控制地下水位,为农作物提供良好的生长环境。排水井设置应主要依据排水区地层岩性特征条件选择相应的结构形式。

7.4.7 井排水区的地下水位设计控制深度、排水量、排水模数、排水历时、排水井数量等排水设计参数,应通过分区专门试验或采用试验与理论计算相结合的方法确定,缺少试验资料地区,应综合排水任务、目标、水文地质条件等因素分析确定。

排水井数量及井型是由排水任务目标、设计标准、水文地质和边界条件等综合因素决定的,在排水目标及设计标准确定条件下,不同水文地质参数和边界条件地区其排水井数量、深度、井距差异较大,通常情况下,集中时间排水时需要井数较多,非集中时间排水时需要的井数较少,因此设计中应综合考虑这些因素。

8 渠系建筑物基本规定

8.1 一般规定

8.1.1 渠系建筑物的设计,包括其服务对象和范围、规划布局、座数、设计方案、结构形式、施工方法、投资以及在某等级同一条渠道上所有渠系建筑物产生的总水头损失值等,均应满足渠道工程总体设计的要求。

8.1.2 渠系建筑物设计在经济发达地区可优先采用斜拉式桥(渡槽)、预应力混凝土结构等先进技术和精密量水等仪器,并借鉴以往成功的经验。同时应满足各地区渠道可能突出存在的抗冻、抗震、防泥沙淤积等特殊要求,并进行相关专题的研究。

8.2 总体布置原则

8.2.2 本条所述的“急坡”是指渠道纵坡大于其临界坡度的水力学专用名词。由于急坡所具有的水力学特性,在急坡段将会发生分水闸不能正常引水、下游产生冲击折射波强烈冲刷渠槽、水流跃出渠槽等严重后果。

8.2.3 渠道长度和范围大,渠系建筑物有条件时宜尽量避开不良地质渠段,或者在不良地质渠段中选用比较容易处理的渠段,努力降低地基处理费用和缩短处理时间。当受条件限制,渠系建筑物确需修建在不良地质渠段上时,则应分析研究采用适宜的布置方案、结构形式和工程措施使其达到设计要求。

8.2.4 做到本条对几种建筑物布置原则的规定,则可基本满足水力条件好和工程量小的要求。条文中采用“宜”字的规定还兼顾了其他因素的综合要求。例如,分水闸或设于渠道一侧的泄水闸,其中心线与上级渠道中心线的夹角不宜为 90° ,以有利于引水、泄

水,连接与渠道斜交公路的农桥在安全范围内也可不是正交以方便交通等。

8.2.5 明流流态的水头损失较小,能使渠道控制较大的灌溉面积。

8.3 结构设计计算基本规定

8.3.1 采用外形优美的新结构需要额外的资金支持,故本条对使用范围做出了一定限制。

8.3.3 根据全国经验,使用强度等级为 C25 以上的混凝土所增加的投资有限,但混凝土的抗碳化能力有很大提高。在重要部位如渡槽槽身、倒虹吸管管壁、涵洞洞壁、隧洞混凝土衬砌等部位,止水发生破坏的可能性较大,采用两道不同形式止水的规定是确保建筑物安全正常运行的必要措施。

8.3.5 长期以来,渡槽的风压力一直参照现行行业标准《工业与民用建筑结构荷载规范》TJ 9 及其以后的修订版给出的方法及公式进行计算。但渡槽和工业与民用建筑有较大区别,特别是风压力公式中的风载体型系数,工业与民用建筑不能完全概括渡槽的体型情况。近些年,同济大学土木工程防灾国家重点实验室根据水利工程中出现的渡槽风毁情况,对渡槽进行了风洞实验,提出并发表了有关研究成果,其风载体型系数 μ_s 值见附录 J.0.5 表 J.0.5-3 中的槽身部分。该表中的排架、拱圈及槽墩的风载体型系数参考现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60 定出,桁架部分则主要参考现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 定出。在计算排架或拱肋风压力时,是否考虑前肢(或肋)对后肢(或肋)的影响,视渡槽布置情况确定,为安全计通常不予考虑。表 J.0.5-1 的风振系数 β_z 取自现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60。对于重要的高排架梁式渡槽的抗风计算还应参考有关书籍进行。

温度荷载对大体积水工混凝土建筑物的影响一直受工程界重视,但对于渠系建筑物的影响则研究甚少。从国内已建渠系建筑

物的情况看,如渡槽、倒虹吸管,基本上是无槽不裂、无管不裂,这与设计中未充分考虑温度应力有密切关系。由于渡槽、倒虹吸管长期经受持续变化的日温、日照辐射及槽、管内水温的影响,并在外表面与外界进行着持续复杂的热交换,产生了相当大的温度应力。温度变化主要来自两方面:一是施工期混凝土在凝固过程中发生的水化热引起混凝土体内温度发生变化;二是混凝土结构在运行期间,受周围介质温度变化而导致混凝土结构发生温度变化。为此,除应分析探索渡槽、倒虹吸管的温度应力计算方法之外,更加重要的是设计中必须采取遮阳、苫盖、埋藏等针对性强的保温措施,只有将温度变差降低到最低程度的前提下,才能有效防止因温度变化而引起的混凝土开裂。本标准附录 J.0.4 给出了渡槽及倒虹吸管温度荷载的计算方法,温度应力可由结构力学方法求得。

8.4 地基处理原则

8.4.1 地基处理费用占渠系建筑物总造价的比例常较大,因此宜避开不良地段,无法避让时,应对不良地基采取处理措施。

8.4.2~8.4.5 地基处理的方法很多,发展也很快,建筑、公路行业均单独发布了地基处理规范。本标准只提示性地做了原则规定。

9 渡 槽

9.2 总体布置

9.2.2 渡槽位置选择主要是选定渡槽中心线及槽身起止点位置。渠系规划布置时,已从全局考虑确定了渡槽的位置。对于地形、地质条件简单且长度不大的渡槽,一般无多大选择余地。对于地形、地质条件复杂、长度大的大、中型渡槽,渠系规划布置所定的跨越溪谷、河流的槽址位置可在数十米、数百米乃至数千米范围内变化。可以找寻地质条件较佳的位置,还可以用渠道沿河沟绕向上游后再设渡槽以求减小渡槽的跨度或降低高度等。特别是对跨越宽度很大河流的大型渡槽,当河势复杂、每延米渡槽造价又很高时,往往应找出几个较好槽址的位置,通过方案比较论证后选定。

对于跨越较大河流的大、中型渡槽,其长度和跨度的确定以不对当地防洪排涝规划造成大的影响为准,为此宜进行壅水计算,就初拟渡槽长度和跨度复核各有关频率洪水对应的河道最高洪水位,并通过分析论证确定渡槽长度。

9.2.4 渡槽进、出口建筑物尽可能布置在挖方渠道上,如因条件限制需布置在填方渠道上时,根据经验,填方高度(从渠顶算起)宜在6m~8m以内,且应做到填方沉陷小、接头可靠。

槽身与两岸渠道或其他建筑物连接处,应做好防渗排水处理,以防止接缝漏水而影响渠坡及渡槽安全。对于大、中型渡槽,必要时应进行防渗计算,验算渗流逸出处的渗透稳定性,以免发生管涌或流土,危及渡槽进、出口的安全。

渐变段与槽身间常因各种需要可再设置一节连接段,其长度应由布置要求决定,其与渐变段间的接缝需设止水。

渡槽进、出口两端的急弯会造成槽内水流不平稳或发生壅水

现象,严重影响渡槽过流能力。重要渡槽宜通过水工模型试验检验弯道的布置效果。

渐变段两侧一般为挡土墙结构,其形式与长度直接影响工程量的大小和施工难易。收缩角或扩散角越小,则水流条件越好,水头损失越小,但渐变段长度随之增加,工程量及造价会提高。故应通过分析比较,选择经济合理的长度(收缩角或扩散角)。

渡槽槽身接缝漏水是一普遍现象,已成为严重威胁渡槽安全运行和浪费水量的突出问题,在设计和施工中应给予高度重视。止水形式主要是选择止水结构形式及止水材料。在结构形式上,宜采用既能适应变形又不至于在止水带中产生较大应力,并做好接缝口设计。在止水材料方面,应根据渡槽伸缩形状、变形和运行环境等因素综合考虑选择。

9.3 结构形式和构造

9.3.1 渡槽结构形式的选择主要是选定槽跨段各组成部分(槽身、支承结构及基础等)的结构形式、材料和跨度。

梁式、拱式及桁架式渡槽是较常用的渡槽形式。斜拉式渡槽是以墩台、塔架为支承,用高强缆索将梁以弹性支承形式吊挂在塔架上的输水结构。斜拉结构较早地用于桥梁,20世纪80年代在渡槽中引入了这一结构形式。20世纪80年代末在渡槽工程建设中应用了拱梁组合式这一新型结构形式,拱梁组合式是用槽身作为桁架拱的上弦杆,和竖杆(排梁)、下弦杆(拱)组成整体,联合作用、共同受力。 π 形拱渡槽是最简单的拱梁组合式渡槽,即用两根斜杆代替竖杆和下弦杆,与槽身组成联合受力的 π 形刚架。

对于大型、特大型渡槽,其荷载特别大,纵向支承以梁式为主。地形、地质条件对渡槽结构形式选择起重要作用。如地形平坦、槽高不大,宜采用梁式渡槽;对窄深的山谷地形,如两岸地质条件较好,宜建大跨度拱式渡槽;又如对跨越河流的渡槽,如河道水深流急、槽底距河床高度大,而滩地部分的槽底距地面高度不大,则可

在河槽部分采用拱式或其他形式的大跨度渡槽,在滩地则采用梁式、桁架式或中、小跨度拱式渡槽等。建筑材料有时对确定渡槽类型起重要作用,应贯彻就地取材和因材设计的原则。施工方法还应根据渡槽规模、可使用的经费、施工场地和交通运输条件、施工进度要求等,综合分析比较后选定。

9.3.2 目前,在大、中型渡槽工程中,越来越多地采用了预应力钢筋混凝土结构,该结构可以显著地提高渡槽的承载力及抗拉能力以减少裂缝、减轻自重、加大跨度。根据槽身在使用阶段的受力状态,可在槽身纵向,或纵、横两向,或纵、横、竖三向施加预应力。施加预应力方法有先张法和后张法,渡槽工程多用后张法。但采用预应力需增加机具设备,施工方法也较复杂,相应地也增加了投资,应针对每一工程的具体情况经技术经济比较论证后选定。

9.3.3 中、小型渡槽槽身横断面采用的是单槽的矩形或U形断面形式,当跨度及槽身荷载较大时,为减小槽壁厚度可于槽身横向加肋或槽底设置纵梁。多槽互联式矩形槽是近年来为适应如南水北调这样一些过水流量大的特大型渡槽的需要而发展起来的一种形式。其特点是,在槽中加设纵向隔墙,将输水结构与承重结构相结合,承载力大大增加,并可提高渡槽的纵向跨越能力,减少下部支承结构的工程量,但分槽不宜过多。U形渡槽若采用多槽互联,仅在直壁段互联,节省材料有限,但施工复杂,故采用多个单槽形式更合适。

对于跨宽比大于或等于4的梁式U形槽身,槽底弧形段常加厚是用以加大槽身纵向刚度并便于布置纵向钢筋。但对于跨宽比小于4的U形槽身,计算研究表明,横向应力是控制条件,底部若加厚,反而使横向应力状态恶化。

9.3.4 梁式渡槽纵向结构形式除简支梁式、双悬臂梁式外,还有单悬臂及连续梁式。单悬臂梁式一般只在双悬臂梁式向简支梁式过渡或与进、出口建筑物连接时采用。连续梁式槽身虽较简支梁式槽身受力条件好,但各支点较难保证连续梁式的支承要求,因而

对地基要求高,故采用较少。规范中给出简支梁式和双悬臂梁式的常用跨度及每节长度范围仅是统计的一般情况。大型渡槽采用预应力结构后,其跨越能力大大提高,采用较大的跨度较为经济,而且外形协调、美观。在同样槽身断面尺寸条件下,如何结合支承方式,进行经济跨度的选择是需要研究解决的问题。

9.3.5 跨度、矢高、拱宽及拱脚高程是主拱圈(也是拱式渡槽)的基本尺寸,一经选定,主拱圈的应力及稳定便基本定局。矢跨比的选定将影响到拱圈的力学特性、拱圈的变形、稳定及施工难易等一系列问题,过大或过小均不利。规范中给出的矢跨比的选用范围是根据实践经验得出的,可供参考。

宽跨比对主拱圈的横向稳定性影响很大,为了满足横向稳定,一般要求宽跨比大于 $1/20$ 。但该值并不能确切表明主拱圈的横向稳定性,我国一些大跨度渡槽,宽跨比虽小于 $1/20$,但拱在横向仍是稳定的。反之,如果拱结构的刚度和整体性差,宽跨比虽大于 $1/20$,拱在横向仍可能是不稳定的。为了有效地增强这类大跨度、小宽跨比渡槽的侧向稳定性,近些年,我国先后修建了一批拱体变宽、造型新颖、布置轻巧的板拱及肋拱,其跨径在 $80\text{m}\sim 100\text{m}$ 以上,最小宽跨比达 $1/50\sim 1/40$,取得了良好效果。合理选择主拱圈拱轴线形式是减小拱圈内最大压应力,减小甚至避免出现拉应力的重要措施。一般小跨度拱式渡槽的主拱圈可采用圆弧拱;跨度较大的实腹式和横墙腹拱式拱上结构下面的主拱圈宜采用悬链线拱;跨度较大的排架式拱上结构下面的主拱圈常采用二次抛物线拱或高次抛物线拱。

9.3.6 梁式桁架是指在铅重荷载作用下,支承点只产生竖向反力的桁架,其作用与梁同,称梁式桁架。有简支和双悬臂两种形式。桁架梁式渡槽与梁式桁架不同的是,以矩形截面槽身的侧墙和 $1/2$ 槽底板(呈L形)取代梁式桁架的下弦杆或上弦杆而成,取代下弦杆的称下承梁式桁架渡槽,取代上弦杆的称上承梁式桁架渡槽。

拱式桁架渡槽由于兼备桁架和拱结构的有利因素,故能充分

发挥材料的受力性能,其主要缺点是杆件较纤细,制作较复杂,对混凝土浇筑和施工吊运要求较高。但由于其优点较多,如果在承受拉力的弦杆(如下承拱式桁架的下弦杆)再结合施加预应力,则其优点更为突出,故在一些流量较大的渡槽中采用较多。目前,南水北调工程中的一些特大型渡槽在方案比较中也采用了桁架拱渡槽。

9.3.7 混合式墩架不仅用于跨越河流的渡槽,当槽高较大,用加大立柱截面尺寸以满足稳定要求不经济时,或位于两岸山坡上的排架,为了防止排架立柱因承受土压力而断裂时,均宜采用下部为重力墩,上部为排架的混合式墩架。这时,重力墩以上的排架高度由柱的稳定(纵向弯曲)计算决定。

桩柱式槽架的桩柱在横槽向可以是单根、双根或多根,在柱顶浇筑盖梁,其上搁置槽身。槽架高度大于6m时,两柱间应设置横梁。

对于两种跨度不等的不对称槽墩,应采取措施来改善墩体及其地基受力条件,满足稳定和强度要求。一般采取的措施是,跨度大的一侧宜采用较大的矢跨比和较轻的拱上结构并降低拱脚高程;跨度小的一侧则采用较小的矢跨比和较重的拱上结构并抬高拱脚高程。

在实际工程中,多跨拱式渡槽每隔3跨~5跨应设加强墩,有的小型多跨连拱渡槽,甚至连续十余跨才设一个,常用的加强墩有重力式、柱墩式和桁架式等结构形式。

9.4 水力设计

9.4.1 按设计流量工况确定了渡槽各处底部高程后,还应按通过加大流量工况进行水面衔接校核,控制槽身首末端及渡槽上、下游渠道中不存在太大的壅水、落水现象。

对于进、出口渐变段的局部水头损失系数国内外均做了大量研究工作,指出局部水头损失系数不仅与渐变段形式有关,还

受水面收缩(扩散)角的影响。现有各种资料列出的进、出口局部损失系数 ξ_1 、 ξ_2 均有出入,而且每种渐变段形式所列值均有一定变化范围,使局部水头损失系数的选用带有一定的任意性。不过对于长渡槽,如果所选用的损失系数值不是相差很悬殊,计算成果的出入并不大。因此,对于允许水头损失值较大的中、小型渡槽,可按附录K中的表K.1.2取用 ξ_1 、 ξ_2 值;但对于允许水头损失值很小的大型渡槽,则应通过水工模型试验求得合理的 ξ_1 、 ξ_2 值。水流通过渡槽的总水头损失 ΔZ 中,进、口水头损失之和常在0.1m~0.3m之间,故长度大的渡槽, ΔZ 值主要决定于槽身的沿程水头损失 $Z_f=iL$,即主要决定于槽底纵坡 i 。但 i 值的选择不仅影响渡槽的总水头损失,而且还对槽身过水面积、槽中流速、工程量大小、工程总投资以及自流灌溉面积的大小等均将产生一系列影响,故 i 值的选定在渠系规划布置中即应引起充分注意,以免造成工程设计的被动局面而增加设计工作量 and 拖延设计时间。

实际工程中,部分渡槽进口前设有泄水闸,而且由于地形条件限制及为了减少工程量,泄水闸多紧靠槽身设置在进口一侧,使进口连接段变成不对称形式,这种不对称布置的进口连接段,其局部水头损失系数应较对称布置情况下进口渐变段的值为大,初步考虑时,进口局部水头损失可采用0.3,对重要渡槽准确值应通过水工模型试验确定。

在寒冷地区,渡槽出口端与渠道的连接宜设计为正坡,以免冬季停灌后,渠道或建筑物结冰,造成冻融破坏。

本条第6款所述的河床冲刷问题十分复杂,对于重要渡槽或跨越大江大河的渡槽,常常是采用多种方法进行分析比较。例如,南水北调中线穿黄河工程比较方案中的弧柏嘴穿黄渡槽槽墩的局部冲刷,主要是依据局部模型试验,但同时也将试验值与计算值、黄河实测的桥墩冲刷深度以及本河段的整体模型试验等进行分析对比,确定最大局部冲刷深度。对于跨越河流的一般渡槽,则常用公式计算确定。如果选用的计算公式中所需资料数据缺乏时,应

将基底埋深安全值适当加大,并参考槽址附近条件类似桥墩冲刷深度加以确定。目前在渡槽工程中采用较多的是参照现行行业标准《公路工程水文勘测设计规范》JTG C30 中的公式。

河床自然演变的冲刷深度,目前尚无可靠的计算方法,一般多通过调查或利用槽址上、下游水文站历年实测断面资料,根据河道特性及历史演变情况分析确定。

9.4.2 渡槽布置形式多样,常出现由于渡槽布置形式、出口转弯过急、下游渠道横断面、纵坡变化等情况而影响渡槽过流能力的事例,因此强调对 1 级~2 级进行水工模型试验是必要的。

9.5 结构设计

9.5.6 进行矩形槽身纵向结构计算时,对于简支及等弯矩双悬臂梁式槽身的跨中部分底板,因处于受拉区,故在强度计算中不考虑底板的作用,但在抗裂验算中应加以考虑。如底板处于受压区(双悬臂梁式槽身),只要底板与侧墙的结合能保证整体受力,就应按翼缘宽度的规定计入部分或全部底板的作用。对于 U 形槽身,由于断面形式较复杂,纵向配筋多按总拉力法计算,即考虑受拉区混凝土已开裂,不能承受拉力,因而形心轴以下全部拉力由钢筋承担。

对于大、中型预应力槽身结构,其三维受力效应明显,设计中宜采用梁理论与弹性理论相结合的分析方法,即先按常规的结构力学方法,分别按纵向和横向进行内力计算,初步确定预应力筋及普通钢筋数量并进行钢筋布置,然后分析结构在外荷载作用及预应力作用下的应力,进行初步的抗裂验算。但上述结构力学分析方法难以反映大型预应力槽身结构的应力分布以及纵、横、竖向相互影响的空间效应,故在结构及配筋方案基本确定后,需再进行槽身结构三维有限元分析验证。

9.5.8 根据主拱圈组合内力验算主拱圈强度及稳定性时应注意,对跨度较大的空腹拱式渡槽主拱圈,最大弯矩及相应的应力不一

定产生在拱顶及拱脚截面处,而产生在靠近拱顶和拱脚的集中力作用的截面处,如果这些截面的尺寸满足安全要求,而且也不保守,则认为原拟结构尺寸合适。否则,应根据验算成果调整结构尺寸,再做验算。

土质地基上的超静定拱,墩台位移后引起拱的塑性变形,计算墩台位移引起的拱圈附加应力应考虑塑性变形的影响,将其按弹性变形计算的附加应力折减 50%。

9.5.10 中、小型渡槽荷载较小,采用的是一端两支点的支承方式。但对于大型渡槽,如南水北调工程中的渡槽,荷载大,一般采用多槽形式,当选用矩形断面时,往往多槽互联,此时,槽身两端形成多点支承,支座变位及承载力分布复杂,应进行专门研究分析。支座的材料及结构形式对渡槽的减震效果影响很大,地震烈度 7 度以上地区的大型渡槽应包含支座结构进行整体动力有限元分析和抗震性能的试验研究。

9.6 地基与基础

9.6.1~9.6.3 水利行业没有专门的地基与基础的行业标准,设计时主要参考其他行业标准,过去参考使用较多的是国家现行标准《公路桥涵地基与基础设计规范》JTJ D63、《铁路桥涵设计规范》TB 10002、《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTJ D62 和《建筑地基基础设计规范》GB 50007。这些规范,有的采用允许应力设计法,有的采用以概率论为基础的极限状态设计法,而且表达式也不同。在参考使用其他行业标准设计渡槽基础时,必须充分注意渡槽的特点。其最大特点是,基础所受竖向荷载远大于工业民用建筑及公路、铁路桥梁,而且还受水环境对他产生的许多直接作用以及由风和浪等所产生的巨大水平力作用,这就使其在设计理论和施工技术中有许多需要考虑的特殊问题,如基础类型的选择、基础埋深的确定、外荷载的计算以及地基承载力与沉降量的确定等。这些均不能完全套用工业与民用建筑和桥梁的

地基基础设计规范,应对所设计渡槽的基础的各种影响因素进行综合分析后,通过研究,必要时进行试验来加以确定。

9.6.9 在我国大、中型渡槽工程中,桩基采用较多,这是因为大、中型渡槽的荷载一般较大,而槽址处地基情况往往很复杂,整个槽段地基均较好,并能满足承载力及沉降量要求的较少,故在大、中型渡槽中桩基使用较广泛。据不完全统计,在大、中型渡槽中,整个槽段或部分槽段采用桩基的占50%以上,可见桩基使用的普遍性。对于特大型渡槽,由于其上部荷载大,地基承载力难以满足要求,更是需要采用桩基。在渡槽桩基中又以技术比较成熟的钻孔灌注桩使用得最多。钻孔灌注桩可作为排架或重力墩和槽台等的基础,也可向地面以上延伸而做成桩柱式槽架。

渡槽工程桩基设计时,应结合渡槽的结构形式及所在地的具体情况选择合适的规程及设计方法。在桩基设计中,桩基承载力的确定是关键,其计算公式很多,规范所用公式也不尽相同,故应结合所设计渡槽的具体情况采用合理的公式。单桩竖向承载力有现场静荷载试验法及静力学公式计算法。对于重要的大型渡槽,宜通过现场静荷载试验,并结合静力触探、标准贯入等原位测试方法综合确定。单桩水平承载力常用“m”法进行计算,大量试验和工程实践验证,“m”法比较符合实际,单桩水平承载力的确定有水平静载试验和计算分析两类方法,水平静载试验最能反映实际情况。

9.6.10 沉井基础是铁路部门习惯采用的成熟技术,特点是不需要钻机等大型设备,依靠人工便可施工,适用于多个基础同时施工、上部荷载大、覆盖层厚度小于30m、没有顽石、树根和不易粉碎挖出障碍等情况。

10 倒虹吸

10.2 总体布置

10.2.2 有关倒虹吸管管线的布置原则说明如下:

1 采用直线、正交布置的管线通常工程量较小。

2 高差大的倒虹吸管,其管身露天敷设有开挖工程量小、便于检修的优点,但在气温影响下内、外管壁将产生较大温差,易引起纵向裂缝而漏水,故钢管以外的倒虹吸管一般均浅埋于地面以下。试验表明,管道埋于地面下对减小温差应力的作用较显著。同时试验还表明,当埋深大于 0.8m 时减小内、外壁温差的作用已不明显,且增大了土压力及填土工程量,故埋深一般以 0.5m~0.8m 为宜。其余情况的埋深均出于管道安全的要求。

3 倒虹吸管内应无空气,以免发生气蚀破坏。

4 倒虹吸管两端可采用斜(缓)坡式或竖井式结构。一般来说,岸坡较缓者,宜采用斜(缓)坡式结构;反之,岸坡较陡或者流量不大、压力水头较小的跨路工程,则采用竖井式结构且井底常设 0.5m~0.8m 的集沙坑。一般来说,竖井施工的难度和造价大于斜(缓)坡式结构,但因当地具体条件所限,较大型甚至大型的工程也有采用竖井式结构的。如重庆主城区过江排污工程,设计流量 16.2m³/s、工作水头 67.5m、横穿长江河段水平长 900m,为三条 $D=2\text{m}$ 圆形断面的隧道,进出口两端均采用竖井式布置;又如南水北调穿黄河工程的孤柏咀倒虹吸管,采用两条 $D=8.2\text{m}$ 的隧道,长 3.5km,每条隧道的设计流量为 220m³/s,加大流量为 250m³/s,进口利用施工竖井采用竖井式结构,为便于将来检修,出口布置为斜井式;再如南水北调穿越白河的渠道倒虹吸管,河道

宽 2000m,其中主河宽 500m,设两个并排箱体,每箱设 2 孔,每孔过流能力为 $82.5\text{m}^3/\text{s}$,两岸进、出口均采用 1:4 的斜井形式。总之,倒虹吸管两岸进、出口形式的确定应因地制宜、通过技术经济比较后确定。

10.2.3 管道形式包括管道、管床选型、管身布置形式和管道材料选择等方面内容:

1 倒虹吸管的断面形式主要有圆形与矩形两种。圆形断面由于受力条件及水力条件均好,以往多采用圆形断面,只有小型跨道路工程(管径 $D \leq 600\text{mm}$)采用矩形断面。随着引滦入津、南水北调和平原区大型灌区的发展,许多低水头、大流量倒虹吸管工程为方便施工,多采用矩形箱涵。例如南水北调滹沱河倒虹吸,设计流量 $170\text{m}^3/\text{s}$,加大流量 $200\text{m}^3/\text{s}$,采用矩形箱涵式钢筋混凝土管身,为 3 孔一联结构,单孔断面 $6.0\text{m} \times 6.2\text{m}$ 。又如北京永定河倒虹吸,设计流量 $Q = 50\text{m}^3/\text{s}$,加大流量为 $60\text{m}^3/\text{s}$,采用 4 孔一联,单孔断面为 $3.8\text{m} \times 3.8\text{m}$ 的矩形箱涵式。目前的工程现状是:高、中水头的小流量倒虹吸管多采用圆形断面,低水头、大流量倒虹吸管,多采用矩形箱式断面。结合地形、地质条件和管座形式,经过论证还可以采用其他合适的断面形式。

2 管身通常采用地埋式和桥式两种布置形式,应视当地的地形、地质条件、河沟水文气象条件以及运行要求,经技术经济比较而定。一般来说,地埋式比桥式经济,但通过深沟大河时也常采用桥式露天布置。例如深圳大坝河倒虹吸管,系深圳市东部供水水源工程跨大坝河穿越坑梓一坪地公路的建筑物,总长 951m,设计流量 $30\text{m}^3/\text{s}$,工作水头 35m,采用长 840m 的两根 $\phi 3100\text{mm}$ 钢管,其中管桥段长 159m,最大跨度 30m。又如湖南欧阳海灌区大市倒虹吸管,设计流量 $20\text{m}^3/\text{s}$,工作水头 18m,跨末水段采用桥式结构共 14 跨,每跨宽 28m。

10.2.4 有关进、出口段布置说明如下:

1 倒虹吸管的进水口前是否设置沉沙池,应根据渠道来

水的含沙量和渠道的整体设计来确定。一般在黄土高原区、花岗岩地区以及沿渠道坡面来水处理不当、泥沙容易入渠的倒虹吸管进水口前宜设置沉沙池。在沉沙池下游侧还需配套设置冲沙闸,此闸亦可兼作泄水闸,冲沙泄洪时与进口节制闸配合使用。

2 进水口前拦污栅一般布置在管道进口工作闸门之前,不宜太靠近管口。拦污栅有活动式及固定式两种,栅面倾角一般为 $70^{\circ}\sim 80^{\circ}$,栅条距 $100\text{mm}\sim 250\text{mm}$,采用人工清污时,过栅流速控制在 $0.8\text{m/s}\sim 1.0\text{m/s}$;采用机械清污时,过栅流速控制在 $1.0\text{m/s}\sim 1.25\text{m/s}$ 。

3 进水口形式应比较圆顺,具有较好的水流条件,以减少水头损失,增大泄量。对大型倒虹吸管,进水口顶部宜采用椭圆曲线,侧壁的曲线亦宜圆顺。进水口与管身常用弯道连接,转弯半径一般采用 2.5 倍 ~ 4 倍管径(如图4所示)。对于小型工程,为方便施工,也可将管身直接插入挡水墙内,而不用弯管连接(如图4所示)。

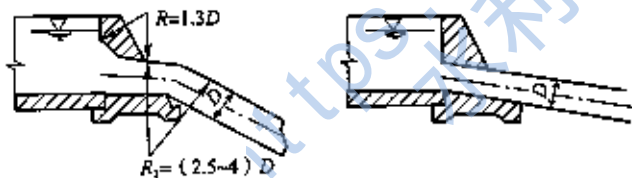


图4 进水口示意图

5 出口设置闸门主要是控制进口水位、调节流量、保证管内呈压力流态和通过任意流量时均能与渠道水面平顺衔接。

10.2.5 封闭式镇墩与管的连接分刚性和柔性两种。采取刚性连接的镇墩适用于坡度大的斜管且地基为岩基或承载力大的较好土基。否则,应进行地基处理,以免由于不均匀沉降而使管身产生裂缝,甚至开裂漏水。柔性连接的镇墩适应不均匀沉降,管身伸缩变形能力较好,但施工较复杂。位于斜坡上的中间镇墩,应采取上游

端为刚性、下游端为柔性连接的形式,使管身纵向只受压不受拉。水平管段可一端做成刚性的,另一端做成柔性的,以适应纵向伸缩变形。

10.2.6 管座是管身的一种支撑结构。管座形式选择时应考虑当地的地形地质条件、管身断面形式、管材特性及管身结构的受力条件等,其主要目的是,应使选用的管座在当地自然地理条件下,既能改善管身的应力状态,又便于施工。

一般钢管都采用间断式支座(管座),3级以上的钢筋混凝土管则大部分采用连续式管座,对3级以下的钢筋混凝土管,上述两种管座形式均可采用,视具体条件经比较分析研究后确定。

连续式管座最常用的是刚性弧形管座,对1级~3级倒虹吸管应采用浆砌石或混凝土的刚性管座,以增加管身的抗滑稳定性,并改善地基的受力条件,其包角采用 $90^{\circ}\sim 135^{\circ}$,包角越大,则管壁应力越均匀(基础应力也均匀),因此对大直径、高填方的钢筋混凝土倒虹吸管,从施工及受力条件考虑,以采用包角 $2\alpha=180^{\circ}$ 为宜。座垫厚度可采用1.5倍~2.0倍的管壁厚度,座垫肩宽可采用1.0倍~1.5倍的管壁厚度,从施工考虑,座垫厚度和肩宽均不宜小于300mm,管道与管座之间应涂沥青或铺设沥青油毡(见图5),以利于管道纵向自由滑动。

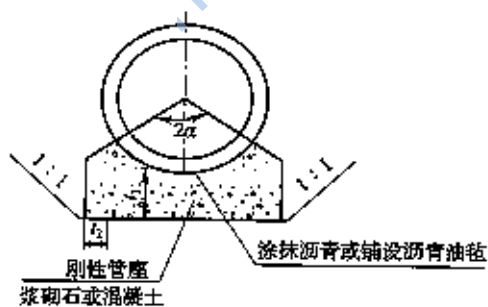


图5 刚性弧形管座

对素土平基及弧形土基础的两种管座,只在管径较小、地基条件良好时,方可考虑采用。

间断式管座,多用于钢管或预制混凝土管材的倒虹吸管或3级以下钢筋混凝土倒虹吸管。对钢管,其支座形式与管径大小有关,管座形式选择可参照现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》SL 281的有关规定进行。

10.3 水力设计

10.3.1 倒虹吸管通过水力设计选定管道横断面尺寸、管道数量、进出口段各部分的布置形式、尺寸和有关高程。为此,在渠道工程设计中,应给出上、下游渠道的断面形状、糙率、流量、水深、上游渠底高程,同时还应给出倒虹吸管的设计流量和允许的水头损失作为设计计算的条件。

倒虹吸管水力设计和计算的内容包括:根据工程具体情况和设计条件,通过工程总体布置和管道的布置,初步拟定管道及其进、出口的布置形式和结构形式,选择适宜的流速和经济过水断面,按压力流公式计算管道的实际水头损失及进、出口的水面衔接。

当倒虹吸管通过最小流量时进、出口管道没有充分淹没、管内流速和总水头损失不符合设计条件或出口需要消能等情况时,应调整布置,并重新计算管道横断面尺寸。

10.3.2 倒虹吸管内平均流速一般根据允许的水头损失和管内不淤流速值来选取。水头损失与流速的平方成正比,流速越大,水头损失越大,因此流速的选择对于倒虹吸管,特别对于平原地区水头宝贵的渠道上的倒虹吸管尤为重要。从已建和在建工程的统计,倒虹吸管设计流量工况下的平均流速多在1.5m/s~2.5m/s范围以内。个别工程为了减少过水断面和工程量,也可适当增加管道平均流速,如南水北调穿越黄河的孤柏咀倒虹吸管工程,通过设计流量440m³/s时,选择了双排D=8.2m的倒虹吸管,

其平均流速达 4.16m/s。已建和在建倒虹吸管的平均流速见表 12。

表 12 倒虹吸管平均流速选择统计表

工程名称	Q_{Σ} (m ³ /s)	管径(m)	面积(m ²)	$v_{\text{平}}$ (m/s)
新安铺(湖南)	7.5	2.0(圆管)	3.14	2.39
大市(湖南)	20.0	3.5(圆管)	9.62	2.10
黄庄(山东)	176.0	7-4.2×4.0(矩形管)	117.6	1.50
四头河(山东)	58.0	4-2.5×2.9(矩形管)	29.0	2.00
白河(河南)	330.0	4-6.2×6.2(方管)	153.16	2.15
孤柏咀(河南)	440.0	2-8.2(圆管)	105.62	4.16
西赵河(河南)	630.0	8-5.8×5.8(方管)	269.12	2.34
小洼槽(新疆)	30.5	2-3.1(圆管)	15.1	2.00
三个泉(新疆)	30.5	2-2.8(圆管)	12.32	2.48
永定河(北京)	50.0	4-3.8×3.8(方管)	57.76	0.90
滦沱河(河北)	170.0	3-6×6.2(矩形管)	111.60	1.52
深圳大坝河 (广东)	30.0	2-3.1(圆管)	15.1	1.99
重庆过江隧道 (重庆)	16.2	3-2.0(圆管)	9.42	1.72
洛水(陕西)	52.0	2-3.25(圆管)	8.30	3.13
		2.0(钢管)	3.14	3.94

为了防止泥沙在倒虹吸管内淤积,管道的最小流速应大于按附录 L.1 公式计算的有压管流挟沙流速 V_{sp} 。如 $V_{\text{平}} < V_{\text{sp}}$, 则应缩小管径、增加管道数或加大上下游水面高差。

10.3.3 关于水头损失计算说明如下:

(1) 根据工程具体情况,倒虹吸管的总体布置不同时,其水头损失和水面降落计算也因具体布置而各不相同。

如图 L. 1. 2-1、图 L. 1. 2-2 所示,一般渠道与倒虹吸进水口之间设一渐变段,平顺连接。水流过渐变段时,由于断面和流速的变化,会产生某一水面落差 ΔZ_1 。该水面落差 ΔZ_1 可按附录 L 第 L. 1. 2 条的公式进行计算。

水流由进口渐变段末端断面进入进水口,截至出口,由于管道的沿程损失和各个局部阻力的影响,会造成水头损失 ΔZ_2 。该水头损失 ΔZ_2 可按附录 L. 1. 4 公式进行计算。

倒虹吸管管道出口与下游渠道之间通常也设渐变段平缓连接。由于能量的转化,将产生某些水面恢复 ΔZ_3 。该水面恢复值 ΔZ_3 可按附录 L 第 L. 1. 3 条的公式进行计算。

(2)倒虹吸管的局部阻力损失系数:对于圆形管道按附录 L. 1 选取。对于矩形压力管的局部阻力损失系数,目前研究尚不充分,一般也仿照圆形管的局部阻力损失系数来选取。鉴于南水北调采用矩形断面的倒虹吸管较多,长江科学院选择西赵河渠道倒虹吸管(总长 277m,管道由 8 根 $5.8\text{m} \times 5.8\text{m}$ 的方管组成,最大过流量为 $800\text{m}^3/\text{s}$,其布置图见图 6)和堰子河段的河道倒虹吸管(总长 298m,管道由 6 根 $5\text{m} \times 5\text{m}$ 的方管组成,百年一遇洪水流量达 $655\text{m}^3/\text{s}$)分别进行了专门的水工模型试验,获得管道局部和沿程损失系数,见表 13,可供类似工程参考。

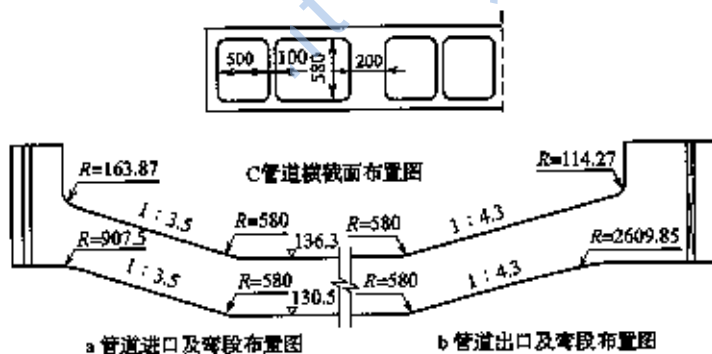


图 6 西赵河倒虹吸管布置示意图

表 13 管道局部和沿程损失系数

建筑物形式	流量 (m ³ /s)	局部水头损失系数				沿程损失系数 λ
		进口 ξ_1	上游弯道 ξ_2	下游弯道 ξ_3	出口 ξ_4	
渠道倒虹吸管	630	0.06	0.04	0.03	0.08	0.016
	800	0.06	0.04	0.03	0.09	0.016
	885	0.06	0.05	0.03	0.10	0.016
河道倒虹吸管	405	0.07	—	0.04	0.15	0.014
	542	0.10	0.08	0.04	0.12	0.015
	655	0.08	0.06	0.03	0.17	0.016
	828	0.10	0.05	0.03	0.17	0.017

倒虹吸管的进、出口渐变段均采用扭曲面形式与渠道相接。渐变段的水头损失系数分别为： $\xi_1=0.10$ ， $\xi_4=0.30$ 。

(3) 压力管道边壁的糙率 n 值与管道材料及其表面的光洁程度有关。鉴于 n 值的选用对管道断面的大小及工程造价影响很大，故应慎重选取。对于焊接钢管： $n=0.011\sim0.0125$ ，正常值为 0.012；对于铆接钢管： $n=0.0125\sim0.015$ ，正常值为 0.0135；对于钢筋混凝土管，我国早期用 $n=0.016\sim0.017$ ，随着施工工艺水平的提高，现在多用 $n=0.014\sim0.015$ 。

工程实际运行情况：

(1) 钢筋混凝土管的 n 值：

湖南新安铺倒虹吸管，设计流量 $Q=7.5\text{m}^3/\text{s}$ ，管径 2m，全长 4368.08m，最大工作水头 140m，采用一阶段预应力钢筋混凝土管，设计糙率系数 $n=0.015$ 。运行 19 年后，于 1998 年进行了原型观测。施放 $Q=3.67\text{m}^3/\text{s}$ 、 $v=1.16\text{m/s}$ 时，实测水头损失 4.03m，推算得 $n=0.0164$ ，实测 n 值大于设计 n 值。究其原因，是

由于在磨损和侵蚀的双重作用下,孔壁出现了许多的空穴和凹凸不平的麻面所致。

引滦入津尔王庄泵站至市区宜兴埠泵站全长 26km,2 孔 $3.35\text{m}\times 3.35\text{m}$ 方涵,用钢模板浇筑。1996 年,在工程运行 13 年后进行了原型试验,6 组流量下实测的 $n=0.0116\sim 0.0107$,平均 $n=0.0113$ 。

引滦入津明流隧洞,长 12km,断面为城门洞型,净宽 5.7m,设计流量 $60\text{m}^3/\text{s}$,洞壁采用钢筋混凝土衬砌,设计糙率系数 $n=0.015$,1983 年通水。钢模板接缝处凹凸不平,平均高差 4.3mm。电力部昆明勘测设计院和天津市引滦隧洞管理处合作于 1985 年和 1996 年做了两次原型观测。流量范围为 $22.3\text{m}^3/\text{s}\sim 62.36\text{m}^3/\text{s}$,7 个流量、5 个区段的糙率值 $n=0.01125\sim 0.0128$,区段平均值 $n=0.0124$ 。2004 年对壁面进行加固处理后重新观测,得 $n=0.0122$ 。

三个工程的原型观测表明,新安铺倒虹吸管由于壁面磨损和侵蚀,凹凸不平, n 值偏大;引滦入津两个工程,用钢模板施工,平均 n 值分别为 0.0113 和 0.0122。足见随着施工水平的提高(采用钢模板等措施),钢筋混凝土的 n 值有逐渐减小的趋势。对比欧美一些国家采用钢模板施工的工程所取的 $n=0.0118\sim 0.0125$,我国采用类似方法施工的 n 值取 0.012~0.013 也不是没有可能的。

(2) 预应力钢筒混凝土管是标准化、工厂化和特别工艺生产的混凝土管。我国自 1998 年引进专门生产线以来,已有许多厂家和生产线生产,最大管径已达到 4m。1992 年山东水利科学研究院曾对 PCCP-E 管(浇注管)做过野外测试,7 组试验的总平均值 $n=0.0107$ 。另外测得 PCCP-L(离心管) $n=0.012$ 。

为积累经验,在天津市丽湖新地河扬水泵站进行了 PCCP-E 原状管的糙率测试。测试段长 45m,最大供水流量 $7.5\text{m}^3/\text{s}$,管内平均流速 $1.5\text{m}/\text{s}\sim 3.75\text{m}/\text{s}$ 。13 组试验获得的平均糙率值 $n=$

0.01005(由 $\lambda=0.0109$ 换算, $n=0.0102$)。

对比国际上 PCCP-E 管取 $n=0.010$,我国暂取 $n=0.011$ 左右也是有可能的。

(3)玻璃钢管同样为工厂化生产,厂家提供的糙率系数 $n=0.008\sim 0.009$,目前国内还无原型观测资料可供参考。

10.3.7 关于进、出口水面衔接形式说明如下:

(1)倒虹吸管进口的淹没条件。

为了避免在倒虹吸管内产生急流水跃等不良流态,要求在通过不同流量,特别是通过小流量时管道进口处仍保持充分淹没状态,亦即要求倒虹吸管始终按压力流态工作。

根据地形、地质条件、流量大小、水头高低和管道铺设形式等的差别,通常倒虹吸管的进水口和管身的连接有如下三种形式:

一是深式进水口。例如引黄入卫穿卫倒虹吸管和南水北调北京永定河倒虹吸管等均采用此类深式进水口,其特点是工作闸门后有较长一段水平管道段,然后接斜坡管身段,如图7所示。

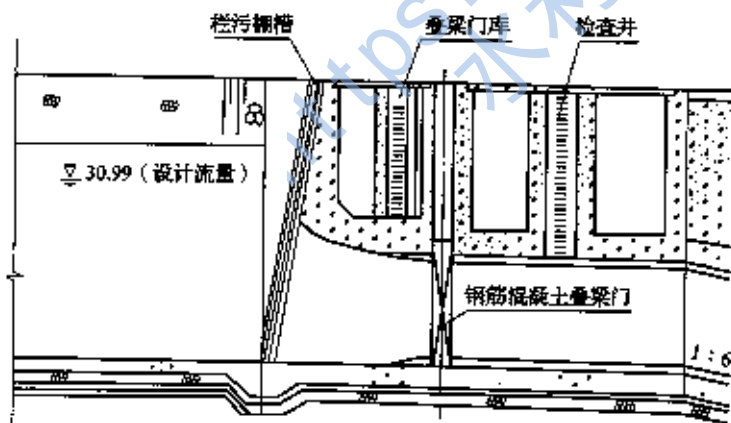


图7 某倒虹吸管深式进水口示意图

二是竖井式进水口。例如重庆城区过江排污倒虹吸管和南水北调孤柏咀倒虹吸管工程均采用此种布置形式,如图 8 所示。

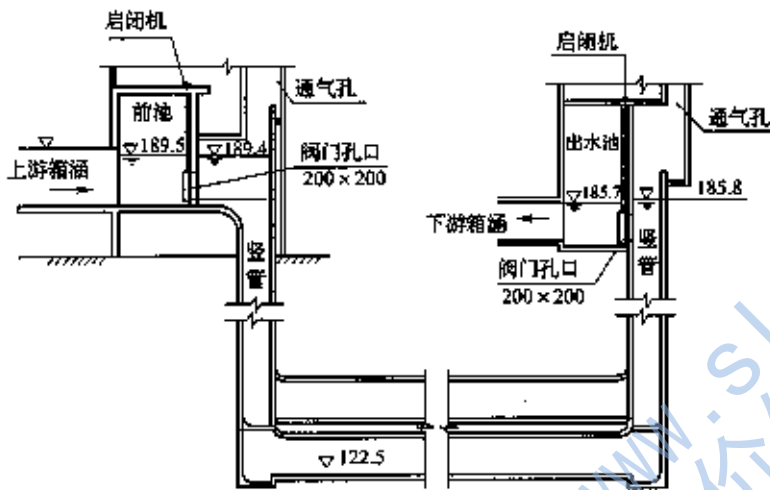


图 8 某倒虹吸管竖井式进水口示意图

三是斜坡式进水口。进水口的管身沿斜坡铺设,管身头部直接插入挡水胸墙,管身底部平渠底或低于渠底。例如湖南的新安铺、大市等多处倒虹吸管和陕西宝鸡峡津水倒虹吸管以及河北的南排水河穿南运河等采用矩形压力箱涵的倒虹吸管工程,都采用了类似的布置,见图 9。

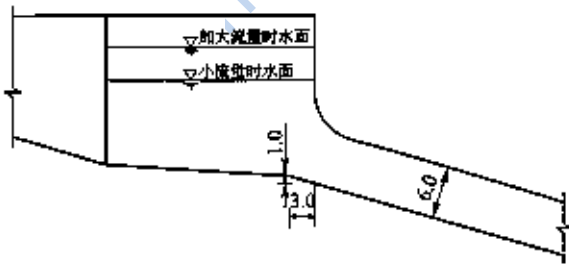


图 9 某倒虹吸管斜坡式进水口示意图

以上三种进水口布置形式的工程实例情况见表 14。

表 14 进水口布置形式和特性表

工程名称	进口与管道连接形式	设计流量 (m ³ /s)	断面形状	孔数和孔径 (m)	通气孔	管长 (m)	水头损失 (m)
引黄入卫	深式	75	方形	3-3.5×3.5	设检查孔	238.2	0.65
永定河	深式	50	矩形	4-3.8×3.5	设通气孔	2500	0.65
重庆主城区过江排污工程	竖井式	16.2	圆形	3-2.0	设通气孔	水平段长约 900	进出口高差 3m
孤柏咀	进口竖井式 出口斜井式	440	圆形	2-8.2	设通气孔	3752	进出口高差 3m
新安铺	斜坡式	7.5	圆形	1-2.0	未设	4368.3	14.36
大市	斜坡式	20	圆形	1-3.5	未设	1251.7	1.68
滩水	斜坡式	52	圆形	2-3.25, 1-2.9	未设	880	3.29
南排天河	斜坡式	526	方形	22-3.5×3.5	未设	133.1	0.50
长江河渠倒虹吸管	斜坡式	40	方形	2-3.0×3.0	未设	135.0	0.50
黄庄	斜坡式	176	矩形	7-4.2×4.0	未设	378	0.48

进水口与管身的连接形式不一样,则倒虹吸管压力流形成的条件也不一样。

深式进水口与通常水电站的压力进水口以及压力泄洪洞进水口的工作条件类似。由于工作闸门后有较长一段水平管道,充水过程中必然存在明满流过渡,并在水平管道内产生水跃连接。为防止工作闸门后出现负压等不良情况,一般在门后

设通气孔或检修孔加以改善。经验同时表明,当进水口淹没深度不够高时,上游水面常出现串通的挟气漩涡,并把空气带到管道内,不利于管道的运行。对于此种布置形式的倒虹吸管的进水口,在通过小流量时宜按现行行业标准《水利水电工程进水口设计规范》SL 285—2003 附录 B. 2 的要求进行复核,保证进水口有最小的淹没深度。反之,要采取其他补救措施,如加大进水口埋深、关小出口闸门壅高进口水位等措施来达到上述要求。

竖井式进水口水流从孔口或闸门下进入竖井。当竖井内的水位低于孔口时,孔口或出闸水流以跌水或水跃形式进入竖井,不利于竖井的运行。这时,若孔口以上的竖井顶部封闭,则应预留通气孔,否则将造成竖井上方的负压,不利于运行。为保证出闸孔的水流平稳进入竖井,其必要条件是闸孔为淹没出流。由此,倒虹吸管通过小流量时,应复核竖井里的水位高程是否能形成闸孔的淹没出流,即下游渠道水位加上倒虹吸管的水头损失值后所形成的上游竖井水位是否构成闸孔的淹没出流。

斜坡式进水口为堰流与管道压力流相衔接。如管道内水位过低,则有可能在管道内形成跌水或水跃,不利管道的运行。为使整个管道按压力流工作,其必要条件是下游渠道水位加上倒虹吸管水头损失值后的管道进口处水位,应使进水口的控制堰(平底宽顶堰或实用堰)为淹没出流并能淹没管口。

(2) 倒虹吸管出口的淹没条件。

倒虹吸管出口段的水流流态一般为有压流与明流的淹没缓流结构,即出口 $Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} < 1.0$, 管顶以上淹没水深应为 $\Delta h = \frac{v^2}{g}$,

几个已建和在建倒虹吸工程出口管顶以上淹没水深与计算淹没水深的对比见表 15。由表 15 可见,除新安铺、大市两个倒虹吸管出口淹没度尚不足外,多数工程的出口淹没度均满足要求。

表 15 倒虹吸管出口管顶以上淹没水深与计算淹没水深的对比表

工程名称	孔径或孔高 (m)	孔口流速 (m/s)	出口孔顶以上水深(m)	
			v^2/g (计算值)	采用值
新安铺(湖南)	2.0	2.39	0.54	-0.38
大市(湖南)	3.5	2.10	0.45	-0.10
黄庄(山东)	4.0	1.50	0.23	0.72
四头河(山东)	2.5	2.00	0.41	1.10
西赵河(河南)	5.8	2.34	0.56	2.44
城区排污工程(重庆)	2.0	1.72	0.30	1.10
白河(河南)	6.2	2.15	0.47	3.80

10.4 结构设计

10.4.3 对管道较长、水头较大的倒虹吸管,按不同水头分段计算荷载时,通常对 50m 以下水头的管段,用 10m 一级进行计算;对 50m 以上水头的管段,用 5m 一级进行计算。

10.4.4、10.4.5 关于现浇钢筋混凝土管说明如下:

(1)现浇钢筋混凝土管(包括圆形和矩形)具有耐久、价廉、变形小、节约钢材、制造简便、糙率变化小、抗震性能好等优点,应用非常广泛。按其过水断面形状不同,常用的有钢筋混凝土圆形管与钢筋混凝土矩(箱)形管两大类。

(2)钢筋混凝土圆形管由于其受力条件和水力条件均较好,在一般倒虹吸管设计中是优先考虑采用的结构形式。但由于受施工条件限制,一般其管径不宜大于 4m,否则施工难度增大,因此过水流量受到一定限制。另外因其抗裂性能较差,所以能够承受的水头(内水压力)也受到了一定限制,因此当水头 $H > 50\text{m} \sim 60\text{m}$ 时,一般要采用抗裂性能和防渗性能均较好的其他材料管道,如预应力钢筋混凝土管、钢管等。

钢筋混凝土圆形管管身内力计算是弹性理论空间问题,计算

复杂,适用于特殊重要管道。对于常规管道宜简化为纵、横向两个平面问题分别计算。即横向按封闭的圆环形结构计算,纵向按截面为圆环形的梁计算。

横向内力计算:通常取 1m 管长作为计算单元,按管壁厚度 δ 和平均半径 r_c 的比值 δ/r_c 先判别属于薄壁管还是厚壁管,然后进行内力计算。

$$\text{薄壁管:} \quad \frac{\delta}{r_c} \leq \frac{1}{8}$$

$$\text{厚壁管:} \quad \frac{\delta}{r_c} > \frac{1}{8}$$

薄壁管内力计算:按一个三次静定的圆环形结构计算,当作用在管道上的荷载及其相应的管座反力确定后,即可按结构力学的弹性中心法求解内力。宜分别计算在各项荷载作用下的管道内力,然后叠加求出管道在设计荷载组合作用下的截面最大内力 (M, N)。

厚壁管内力计算,在理论上应按弹性力学平面问题求解内力。由于计算工作量大,故除均匀内(外)水压力作用下所引起内力(应力)按此方法计算外,其他荷载所引起内力宜按薄壁管的结构力学方法计算。

纵向内力计算:圆形钢筋混凝土管的纵向管座形式,分为连续式管座与间断式管座两大类,其纵向的结构计算也相应分为两大类。

连续式刚性管座上管身的纵向内力计算,宜按弹性地基梁计算。由于管座是刚性结构,其弧形支承面上都铺设便于管身随温度变化而自由滑动伸缩的材料(如沥青油毡等),管身每节长度均控制在一定的防裂范围之内,因此采用这类管座形式的管身纵向内力通常不是设计控制条件,可不进行计算,在管壁内按抗裂的构造要求布置纵向钢筋即可。

间断式管座上管身的纵向内力计算,宜按横断面为圆环形的梁式管计算。其应力状态与管道跨长 L 和管身内径 D (宽度)的

比值有关:

当 $\frac{L}{D} \geq 3$ 时,按长壳近似用梁理论计算。

当 $\frac{1}{2} \leq \frac{L}{D} < 3$ 时,按圆柱形中长壳的弯曲理论或半弯曲理论计算。

当 $\frac{L}{D} < \frac{1}{2}$ 时,按短壳的弯曲理论或半弯曲理论计算。

拟定架空梁式管道的跨度时,应尽量使其 $\frac{L}{D} \geq 3$,满足长壳条件,以便采用比较简单的梁理论进行计算(按圆环形截面的简支梁、双悬臂梁、连续梁等)。

(3)钢筋混凝土矩形箱式管施工方便,适用于过水流量较大,地基条件较差的倒虹吸管。若管顶填土压力较大时,则需将其顶底部改成圆弧形,以改善其受力条件,减少工程量和工程造价。

钢筋混凝土矩形倒虹吸管按规模大小其各部位壁厚可设计为等截面或变截面,按布置方式可分为单孔管和多孔管。

矩形管的横向内力计算的计算简图应按布置取为单孔或多孔闭合刚架,各个杆件的计算长度为杆件形心轴之间的距离,即水平杆件的计算长度为竖直杆件形心轴轴线间的距离,竖直杆件的计算长度为顶底板形心轴轴线间的距离。矩形管内角加腋的作用显著,但加腋边长 $a \leq 0.1L$ (L 为孔跨)时应不考虑其影响,按等截面计算。

单孔或等跨多孔等截面矩形倒虹吸管的横向内力计算应沿水流方向截取一米长管段,按闭合刚架计算其内力。根据各项不同外荷载分别采用相应公式计算出各杆内力,然后按荷载组合将其叠加求得最终的各项内力。不等截面或不等跨矩形倒虹吸管的横向内力计算宜用结构力学方法进行计算,特大型矩形倒虹吸管宜采用有限元方法进行应力分析。

10.4.6 关于预应力钢筋混凝土管说明如下:

1 预应力钢筋混凝土管由于抗裂和抗渗性能均比普通钢筋混凝土管好,而且比同直径、同水头条件下的普通钢筋混凝土管省20%~30%钢筋,比钢管省60%以上的钢材,因此在我国应用比较广泛。但预应力混凝土管壁薄、性脆、抗外压能力低、施工技术比较复杂、远程运输后预应力可能会有一定损失等,所以在推广使用上受到一定限制。

2 预应力钢筋混凝土管按其施加预应力方法不同,分为三阶段工艺法、一阶段工艺法和自应力制管工艺法三种。其中自应力制管工艺法,限于管径 $D \leq 600\text{mm}$ 及承受水头较低的中小型管道的制作。三阶段法具有工艺较简单、设备投资少、钢筋预应力值容易控制、承接口光滑等优点,但其质量不如一阶段法好,加之车间卫生条件差、耗用水泥多等缺点,现很少采用。目前,一般工厂或现场生产多采用一阶段法生产,其质量好、水泥省。如湖南大圳灌区新安铺倒虹吸管,管径 $D=2.0\text{m}$,设计水头 $H=140\text{m}$,管壁厚 $\delta=130\text{mm}$,就是采用一阶段法生产的。

10.4.7 关于钢管说明如下:

(1) 钢制倒虹吸管由于管壁材料具有很高强度和不透水性,并具有管节可以较长(伸缩节之间间距可达70m~80m)、接头少、表面光滑、糙率系数小、水头损失小等特性,故可用于一般水头较高($H>50\text{m}$)、管径较大的倒虹吸管工程。其缺点是刚度较小,承受外荷的能力较小,不宜用于回填土较大的情况。而且其制造技术要求较高,防锈与维护费用也高,其耐久性不及钢筋混凝土管,故在倒虹吸管中采用较少,常被预应力混凝土管和预应力钢筒混凝土管所取代,只在桥式倒虹吸等有特殊要求地方采用。如引大入秦灌溉工程总干渠上的先明峡倒虹吸管,设计水头167m,设计流量 $32\text{m}^3/\text{s}$,采用2根管径为2.65m钢管。

(2) 钢制倒虹吸管的结构设计,实质就是压力钢管设计问题。其具体计算要求、理论公式及方法与水电站压力钢管设计基本一样。因此在本条中,只列出了设计中对几个主要问题(管壁厚度、

允许应力、应力计算要求等)的要求,其详细设计计算要求及计算公式参见现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》SL 281。

10.4.8 关于预应力钢筒混凝土管说明如下:

预应力钢筒混凝土管又称 PCCP 管(Prestressed Concrete, Cylinder Pipe),在美国、加拿大等国的管网工程应用比较普遍。我国于 1987 年~1988 年引进 PCCP 管生产技术,目前在我国的引水工程中,已有不少工程开始大量采用,因他可以工厂化、标准化、定型化、成批生产,适用于高水头,大流量(管径较大)。它比钢管造价低,维修工作量小,是一种具有推广价值的好管材,缺点是重量较大,运输和施工不便。

现行国家标准《预应力钢筒混凝土管》GB/T 19685 对保证这种管材生产的质量提供了必要的依据。

10.4.9 关于玻璃钢夹砂管说明如下:

玻璃钢夹砂管又称 GRP 管(glass reinforced plastics),通常是指玻璃纤维增强树脂塑料管,属热固性塑料管。

(1)玻璃钢夹砂管特点:

耐腐蚀性能好。在一般情况下,能够长期保持管道的安全运行。

抗老化性能和耐热性能好。玻璃钢夹砂管可在 40℃~70℃ 温度范围内长期使用,采用特殊的耐高温树脂还可在 200℃ 以上温度下正常工作,也可长期用于露天使用的管道。其外表添加有紫外线对管道的辐射,可延缓玻璃钢夹砂管的老化。

抗冻性能好。可用于零下 20℃ 以下,管内结冰后,不会发生冻裂。

重量轻,强度高,运输方便,安全技术简单,容易安装各种分支管。

水力条件好,内壁光滑,不结垢,不生锈,水阻小。

在阳光直接照射下易老化,不宜露天式布置。

受力不均时管身容易变形,并导致接头处漏水。

(2)玻璃钢夹砂管管壁一般按其功能不同可分为三大层:即防腐防渗内衬层、结构层、表面层(外保护层)。

防腐防渗内衬层又分为内表面层和次内层。其中内表面层的树脂含量在90%以上,也称作富树脂层,可根据介质不同选用合适树脂。内表面层的作用主要是防腐蚀、防渗漏。次内层含一定量的短切纤维,但树脂含量仍高达70%~80%,其作用是防腐、防渗的第二道防线。内衬层总厚度为1.5mm~5.0mm。

结构层的作用主要是承受荷载,抵抗变形,它是由连续纤维缠绕层和树脂砂浆层组成。

表面层由抗老化添加剂(如紫外光吸收剂)和树脂配制而成。它主要是防老化。管外表面的巴氏硬度应不小于40。

(3)玻璃钢夹砂管在我国已经标准化、定型化在工厂成批生产,其管道配套件齐全,设计工作可由生产厂家自主完成。在采购中只须明确管径、管道长度(纵剖面布置)工作压力、覆盖土厚度、土壤类别以及地面荷载等技术参数和要求即可。

(4)目前我国有许多厂家生产玻璃钢夹砂管,管径300mm~3100mm,压力等级0.1MPa~2.5MPa,管道刚度 $1250\text{N/m}^2 \sim 10000\text{N/m}^2$ 。采用玻璃钢夹砂管的工程也很多,如新疆某供水工程,全长400km,全部采用玻璃钢夹砂管。其中小洼槽倒虹吸管全长13km,直径为3100mm,刚度为 7500N/m^2 ,压力为0.4MPa,总工程量达1.433万t。是目前我国采用玻璃钢夹砂管口径最大、用量较多的工程实例。

10.5 细部结构设计

10.5.1 钢筋混凝土管裂缝产生原因是错综复杂的,一般主要是由于温度应力过大(超过混凝土抗裂强度允许值),设计不当(分节过长,支座形式不适宜,配筋不当)或施工不当(质量差,养护不到位)等所致,其中由于温度应力过大而引起裂缝是最常见的。根据湖南大圳新安铺预应力钢筋混凝土管的现场观测,夏天管身内外最

大温差可达 26.4℃,试验表明,采取管身外侧填土(厚度 0.5m~0.8m)或采用泡沫混凝土作保温层(厚度 0.1m)对减小温度应力效果显著,是防止裂缝最有效的措施。其他如选择合适的管道分节长度、选配合适的变形钢筋也是较为理想的措施,对高水头倒虹吸管宜采用预应力钢筒混凝土管等。

10.5.2 为适应地基不均匀沉降而引起的弯曲变形和由于温度降低和混凝土凝固而引起的纵向收缩变形,管道应设置永久性伸缩缝,缝间设止水。缝间距:土基上宜取 20m~25m,岩基上可取 15m~20m,露天取小值,完工后及时填土的埋管可取大值。管壁与管座接触面上铺设沥青油毡(中间 1/3 管长可不设),以减小摩擦阻力。对于预制安装的管道,每节间一般均采用柔性接头;设于刚性管座或坚实地基上的预制管,可采用刚性接头,但每隔一定长度仍需设一柔性接头。缝间止水,对于较高水头过去常用金属止水片,随着塑料工业的发展,已逐渐被无套管的塑料止水接头所取代,加固时或采用环氧基液贴橡皮止水。各种接缝止水形式中,应注意塑料(或橡皮)不能直接与沥青类材料接触,以免加速其老化。

10.5.5 进入孔通常可与泄水孔结合布置在镇墩内。若布置在管身上,则应将管壁局部加厚,并设密封盖(或泄水闸阀)以防漏水。进入孔有斜向、水平向和竖向布置几种,前一种适用于露天管,后两种适用于浅埋式管,且盖板宜高出地面。在生产中,由于盖板密封不严而引起漏水的教训不少,故要求制作安装工艺应严密精细。这些孔洞的盖板或者闸阀还应不为非管理人员轻易打开,以确保输水安全。

11 涵 洞

11.1 一 般 规 定

11.1.1 渠道穿越道路、圩堤、高地时宜选用渠道涵洞(简称渠涵),填方渠道被沟溪、道路或其他渠道穿越时宜设渠下排洪、交通或输水涵洞(统称渠下涵)。上述涵洞的进、出口均不设闸门,采取明挖、建涵、填埋的方式施工。

本章内容不宜直接应用于进(出)口设置闸门控制水位、流量的涵洞式水闸,以及渠首引水、分水和渠道泄水、冲沙等建筑物中的涵洞部分。

在过水能力相同的条件下,单孔涵洞比多孔涵洞经济,应优先选取单孔涵方案。

11.2 总 体 布 置

11.2.1 涵洞进、出口及洞身水流应顺畅,对于渠下排水涵,当河沟与渠(路)大致成一角度时,不宜强求正交。一般不应采用小于 45° 夹角的斜交涵洞,可在河沟上下分别采取改沟、加设导流和构造物方法,增大水流方向与渠(路)相交的夹角。

11.2.4 涵洞的水流形态与洞型选择是相互关联的,应统筹考虑。涵洞一般优先选用无压流态。其理由是:

(1)虽然在通过相同流量时断面尺寸比有压和半有压涵洞大,但其水头损失小、出口流速低、出口只需简单防冲加固,而有压及半有压涵洞则要设消能防冲设施。

(2)其上游壅水低于有压和半有压涵洞,可降低对渠(路)堤的高度及质量要求,能减少进口护砌工程量。

(3)由于整个断面不充满水及上游水深较小,故对防渗要求也

相应降低。

(4)有压流虽可减小涵洞断面尺寸,但由于洞内流速较高,压力大,涵前积水较深,因而水流对涵洞和渠(路)基的破坏性较大。

此外,有压排水涵洞在排泄洪水时,因流量变化大,可能出现明满流交替状态而产生振动,影响工程安全,宜慎用。半有压流由于在流量变化大时流态更不稳定,也不宜采用。

11.2.5 涵洞的各种横断面形式具有明显的构造和受力特点,合理利用这些特点是保证工程安全和经济的前提条件。盖板涵的盖板结构虽然不能承担很大压力,但其空间高度小、可预制安装、施工方便,适用于涵洞高度受限或者施工条件苛刻的地段。盖板涵的结构缝多,不适宜有较大内水压力的有压流。拱涵受力条件好,适用于涵顶填土较高及跨度较大的无压涵洞。箱涵多为刚结点矩形钢筋混凝土结构,具有较好的静力工作条件,承载能力高,对地基不均匀沉降的适应性能好,适用于洞顶覆土较厚、洞跨较大、地基较差的无压和低压涵洞,唯施工较复杂。圆管主要用于小流量的排水涵洞,便于采用预制管安装,一般多不进行结构设计,可直接根据设计荷载,按定型产品的性能指标,选用相应规格的圆涵即可。

关于净空面积和高度的要求,是在实践中总结出的保持无压流态的必要条件,应按本条规定执行。

11.2.6、11.2.7 渠下涵孔径尺寸的选定主要有两种情况:一种情况是已知设计流量、进口水深及出口水深,确定洞身断面尺寸。对于矩形断面,此时的洞高及洞宽均为未知,且涵洞流态判别又与洞高有关,有的流量计算公式还含有洞高要素,故需试算;另一种常见情况是,对从渠底穿过的排水涵洞,多需根据拟定的洞身断面尺寸及出口水深,计算确定进口壅高水深。此时,一般是拟定多个不同断面尺寸的布置方案,分别计算确定进口水深,然后根据上游地形、地物允许的淹没条件,经方案分析比较后,确定出比较经济合理的洞身断面尺寸布置方案。当上游沟、河断面较大,或有低洼地

带,具有一定的蓄水容积和调蓄作用,可使设计洪水时涵洞的下泄流量相应减小,则往往还应结合调洪演算确定比较经济合理的洞身断面尺寸。

考虑涵前积水时,不应使选定的涵洞设计水流形态有所改变,或使涵洞出口流速过大。如果考虑涵前积水,由于积水的调蓄作用,通过涵洞的最大流量必然小于上游天然来水的最大流量,从而使涵洞设计流量减小,达到使涵洞孔径尺寸减小,降低工程造价的目的。但由于涵前壅水计算影响因素众多,较难得出切合实际的计算结果,为安全计,其最大减小值不应超过对应于防洪标准时的洪水流量的 25%。

11.3 水力设计

11.3.2 排水涵洞的流量计算属小流域洪水流量计算。在渠系建筑物中,排水涵洞所在河(沟)道的流域面积一般较小,多在 100km^2 以下。例如湖南韶山灌区的穿渠排水涵洞,上游流域面积多在 10km^2 以内;河南省陆深灌区总干渠及东一干渠 170 余座穿渠排水涵洞,除极少数上游流域面积为 $5\text{km}^2 \sim 10\text{km}^2$ 外,其余均小于 5km^2 ;南水北调中线工程,在其总干渠规划中,将河渠交叉建筑物中河(沟)道上游流域面积小于 20km^2 称作“排水建筑物”,穿渠排水涵洞就包括在其中;平原地区排水涵洞所在河(沟)道的流域面积大些,但一般也多不超过 100km^2 。

小流域洪水的特征是:洪水暴涨暴落;流量小而洪水历时短;没有实测的洪水流量资料,设计流量只能按无实测资料进行推算,暴雨往往是形成洪峰流量的根本原因。推算无实测资料设计洪水流量的方法很多,在我国水利系统中,对于山丘区,是按推理公式由设计暴雨间接计算洪峰流量,在推理公式中有一些设计参数,我国各省区水利系统均编制有用于本地区查算确定这些参数值的图集供选用;对于平原地区,则由设计暴雨确定的排涝模数计算洪峰流量。我国公路系统计算洪水流量的方法一般有径流形成法、形

态调查法、直接类比法等。由于影响小流域流量计算的因素错综复杂,采用的计算确定方法又多,在选用时,应尽量选用适合本地区情况且比较成熟的地方性计算方法及公式,并尽可能与其他计算公式所得结果进行比较对照,在设计中要注意某些简化的条件及使用范围,切忌随意搬用。

11.3.3 20世纪50年代,我国较早而全面系统介绍有关涵洞水力计算方法及计算公式的是苏联版的《水工手册》,以后的《水工设计手册》、《水力计算手册》以及一些水力学书籍和某些规范等所介绍的基本计算方法与计算公式也多与《水工手册》相同,但在某些方面相互间又有一定出入,有的所介绍的个别计算公式尚有值得商讨之处,且计算方法较为烦琐。最近出版的取水输水建筑物丛书中的《涵洞》一书,在长期生产实践中,对上述各种文献中介绍的有关涵洞水力计算方法及计算公式曾作了较全面的对比、分析和校正,根据生产实践经验,对原公式进行了改进,提出了一套实用而合理的计算方法与计算公式,这些方法与公式经长期生产实践证明是正确合理而简便实用的,本标准在附录M中给出了这一计算方法与相应的计算公式。

12 跌水与陡坡

12.1 一般规定

12.1.1~12.1.3 在我国西北黄土高原及国内其他丘陵地区的灌溉渠道中,跌水与陡坡是较为普遍的建筑物,其用途很广泛。除了在通过高差较大或坡度较陡地段作为调整渠道比降和避免深挖方或高填方的上、下游渠道连接建筑物外,在干支渠分水处,如二者高差较大时,常作为连接两级渠道的建筑物。在渠道与塘、库、沟等串联补水工程中,常作为进水道等的连接建筑物。为保证渠道安全、调节干支渠流量等,一般在渠道的适当地段,或在重要渠系建筑物(如渡槽、倒虹吸)上游处均设置安全泄水或调节分水的闸(堰),其后也需要使用跌水或陡坡来连接渠道或河(沟)道。

跌水与陡坡形式的选择应根据当地具体情况及技术经济条件确定,通常主要决定于地形、落差、流量等因素。从地形上说,要满足安全经济则应是挖填方工程量少(水面线宜低于地面),即要选择地面落差集中处布置,或者随地形坡降而布置。由于跌水的土方开挖量、跌水墙的工程量和跌水产生的噪声污染均与跌差成正比,所以全国各地已建成的灌区中,跌水的落差很少有超过5m的。加之跌水的消能效果又远比陡坡好,故跌差小于5m时一般均采用跌水。在实际工程中,陡坡比跌水的应用要广泛,如地形合适,陡坡可以顺地面布置,土方量较小,只要陡槽土坡稳定,槽内水流流速不超过建筑材料的耐冲流速,跌差可以较大,工程实践中常见几十米落差的陡坡仍安全无恙。陡坡的适应性强,当陡槽纵坡在1:3~1:5时,陡槽材料只是护面性质。如跌差较大,可做多级跌水或多级陡坡。

斜管式跌水和跌井为地下封闭结构,具有土方开挖量、工程量

和占地面积都小的优点,斜管段覆土后可以绿化复耕,恢复景观或者通行道路,特别是能很好地适应高寒地区的抗冻胀要求,在我国东北等寒冷地区的多年运用经验表明,其防冻胀效果明显。在我国北方黄土高原沟壑区的大落差塬边和城市给排水管道上,为了节省土方开挖量,也常采用跌井形式。此外,有些退水渠,如遇有陡坎且落差较大,土质较好、边坡稳定时,则宜用跌井,特别是当退水闸靠近河岸,水流要直接退到河道时,采用跌井则工程量更小。一般已建成的斜管式跌水和跌井的流量多不超过 $6\text{m}^3/\text{s}$,大流量高跌差的跌井则应按照水库工程中的竖井式溢洪道设计。

12.1.5 陡坡陡槽段的轴线如为折线会产生折冲波、水流不对称、淤积和空蚀等一系列问题,应慎重对待或采取相应处置措施。

12.2 总体布置

12.2.3 跌水与陡坡进口段布置应满足泄流能力的要求;使水流尽量平顺通过进口控制段进入跌落或陡坡;并在通过各级流量时,均能保证上游渠道要求的水位,不发生过大的壅水和降水现象,为此,本标准规定了进口的形状、长度并要求设置缩小过水断面的跌口。对上游水面降落渠段内无分水口和已衬砌耐冲的渠道,就不需要再设跌口,以加大单宽流量,节约工程投资。

12.2.4 陡坡陡槽段的主要水力特性是坡陡、流急,水流对边界条件的变化非常敏感,故应尽量减少陡槽边墙的扩散、收缩和转弯,使其保持同一纵坡或者采用越来越陡的纵坡,这对防止出现折冲波和水流不脱离槽底,以减少空蚀是十分必要的。

必须转弯的陡坡应设置缓流段进行转弯,并应在陡槽转弯段采取克服急流折冲波的有效措施。

陡槽段的纵坡涉及陡槽长短及材料用量,一般应随地形而定,过陡会增大土方开挖量并可能造成土坡失稳。只要陡槽段斜面与水平面之夹角(倾角)小于地基土壤潮湿或者饱和水状态(以陡槽衬砌效果确定)下的内摩擦角,就能保证陡槽土坡稳定。

陡槽段流速较急,实验表明,一般当流速达到 $7\text{m/s}\sim 8\text{m/s}$ 左右时,水流会出现掺气现象,掺气后水深加大,陡槽边墙应随之加高。当流速超过 14m/s 后就增加了空蚀破坏的可能性,因此限制表面平整度和采用人工掺气都是行之有效的减蚀措施。

人工加糙使陡槽糙率增加,从而加大水深并降低水流速度,减小陡坡下游消能压力,效果比较显著,在落差不大的工程中采用较多。人工加糙一般由一定形式、一定间距、高于陡槽的突出物组成。若其间距过小或者形式及其他参数选取不当,轻者会使槽内急流脱离陡槽底面而产生不同程度的负压,造成空蚀破坏,重者能引起陡槽底板或边墙振动,严重影响建筑物自身安全,所以选择加糙形式时必须慎重或经试验确定。工程中常用的加糙形式有棋盘式、交错式、单人字形、双人字形、矩形横条和台阶式加糙等,可根据具体情况选择,同时应加大陡槽边墙高度。

陡槽段的主要任务是平稳安全地输送水流,矩形断面是最合适的形式。但在宽度大、水深浅、坡度大的陡槽中,可能发生横贯陡槽连续不断的滚波,造成急流不稳。通过限制湿周来限制陡槽宽度或者采用人工加糙来增加水深都是防止滚波现象的措施。

陡槽的衬砌应设置沉陷伸缩结构缝,接缝处若不平整而存在升坎、跌坎、凸起体时,往往会成为高速水流产生空蚀的最重要的原因。此外,高速水流若沿伸缩缝钻入衬砌底面或岩石缝隙还会产生动水压力,掀起底板,引起工程安全事故,因此应严格控制接缝的施工质量。

12.2.6 陡坡和跌水(主要是陡坡)下游冲刷的影响因素很多,最主要的是跌水口的单宽流量,消力池的长度、深度和形式,消力池与下游渠道的连接形式以及运行管理情况等。根据对陡坡、跌水下游渠道产生冲刷原因分析,可采取以下一些措施:

(1)根据实地观测,下游冲刷往往是由于跌口单宽流量过大所致,故设计跌口时,不仅应满足过水能力及不便建筑物前产生过大

壅水和降水,而且应使跌口单宽流量 q_k 与上游渠道单宽流量 q_0 维持一定比例,该比值以 $q_k/q_0 = 1.3 \sim 1.6$ 为好。有时为了使跌口单宽流量不致过大,可采用台堰式跌口,或在跌口前设置跌舌,对于陡坡则可采用扩散式陡槽。

(2)消力池的宽度应能使消力池的单宽流量小于或等于 $10\text{m}^3/\text{s} \sim 15\text{m}^3/\text{s}$,跃前水流佛汝德数大于2.5,在4.5~9.0之间;消力池深度应按照水跃跃后水深大于下游渠道水深和淹没系数等于1.05倍~1.10倍的原则选取。池长应大于陡坡的水跃长度或者跌水自由跌落水舌的水平投影长度与水跃长度之和,详细计算见附录N.2。跌差较小而流量较大的陡坡, b_2 型降水曲线长度多大于陡槽长度,陡槽末端出现水跃跃前水深。跌差较大而流量较小的陡坡,降水曲线会在陡槽内结束,陡槽末端水深已经趋于正常水深,其所需消力池的长度不再随跌差增加而增大。应注意,消力池的最大池长和池深并不一定与渠道最大设计流量相对应,应将通过陡坡或者跌水的流量按数值分级并分别求其水跃跃后水深和下游渠道水深,选用水跃跃后水深和下游渠道水深之最大差值所对应的流量值来设计消力池。

(3)应保证消力池出口断面的流速分布均匀。消力池设计过小或过短,是造成下游冲刷的重要原因,应予重视。为了降低出口平均流速,出口流速最好控制在下游渠道最大允许流速的50%~70%范围内。

(4)国内外在渠系建筑物新型消能设备方面的研究成果较多,在大量试验的基础上提出了一些新型消力池,如格栅式、USBR式、SAF式、冲击式和菱形陡坡消力池等,多数已经过实践考验,设计思想新颖,消能效果明显,工程费用节省。但其针对性很强,各有不同的适用条件,应结合具体工程情况详细类比选择,跌差较大而重要的跌水或陡坡的消力池的布置形式,宜进行水工模型试验确定。

12.2.8 跌水与陡坡本身是连接落差的建筑物,渗透水流具有较

大的水头位能。因渗流及其冻胀作用会造成地基土壤、砌体的淘刷破坏,河旁库边的大跌差陡坡会在河库水位骤降时引发地基土壤滑塌失稳,会加大跌水墙背的填土容重,因此在进口加强防渗措施的同时,应在布置陡槽及消力池段时设置基础排水设施。陡坡基础排水设施一般可分段设置横向排水沟(管),并与沿陡坡两侧或中轴线设置的纵向排水沟(管)相连通,使渗水沿纵、横向排水网和分段设在陡坡衬砌体水面以上的排水孔排入消力池或下游渠槽中。消力池水深以上的跌水墙上应视渗流量设1层~2层排水孔将渗水排入消力池。所有排水孔内侧应做好反滤。

12.2.9 要求多级跌水(多级陡坡)在各级消力池末端至下一级的跌口(或下一级陡坡的陡槽起点)之间设置一段底坡为零的整流段,整流段的纵向顶长应大于其水跃的跃后水深,是为了使从消力池出来的极度紊乱的水流能在整流段中得到调整并达到稳匀后再进入下一级,使下级陡槽中不出现折冲波。为了适应地形,各级消力池后还可以用渠道连接再伺机下跌。最后一级采用消力池时,应保证下游渠槽水深大于池中跃后水深。如果池后为河道或宽浅沟道,则应按出口断面处河道或宽浅沟道的实际水深来确定消力池深度,无水河沟的水深应取为零。要求各级的落差基本相同,主要是为了减小设计工作量和方便施工。

12.2.10 为了保证斜管式跌水管内为压力流态,应确保进口充分淹没或者限制其工作跌差小于6m,以便在管末不能保持满管压力流态时负压有限。斜管式跌水管内若为全无压明流状态,则浪费了管道断面,如无充分理由不应采用。斜管跌水应满足下述要求:管道接头不漏水,斜管的坡度应大于临界底坡,纵断面不应从陡坡变为缓坡以免在管内发生水跃、因地制宜地采用有效的消力池形式。

12.2.11 我国东北寒冷地区为了保温,城市市政暗渠或为了使暗管少占地,多采用跌井形式,其流量、跌差一般均不大,且井筒全部砌护。我国西北黄土地区塬高沟深,一些小流量支、斗渠上人工开

挖的跌井工程量较小, 跌差有时超过 20m。跌井的竖井为上小下大形状的, 设计简单, 而上大下小的竖井、弯管和横洞不应为满管有压流, 设计比较复杂。跌井存在的问题一是进口淹没水深小、进口和井口顶坎的形状欠佳而常出现漏斗状漩涡, 二是消能不完全, 常造成出口冲刷破坏。

12.3 水力设计

12.3.1、12.3.2 在跌水与陡坡水力设计中, 过流能力和水跃消能计算是必须进行的基本内容。推求陡槽段水面线和掺气水深计算是大跌差、大流量、高流速陡坡或者重要工程必须进行的内容。

水跃计算首先应确定跃前水深, 跃前水深一般由降水曲线推求。对下游水深较大, 淹没式水跃在陡槽末端开始的情况应推求跃前水深, 再推求跃后水深。各种消力池均有特定的设计方法, 本标准只简述了平底矩形消力池的设计原则, 并在附录 N.2 中给出了其计算公式。消力池应能导致发生并容纳整个淹没式水跃, 池深应能使跃后水面略低于下游渠道水面。跌水的消力池长度应略大于跌水水舌与水跃长度之和, 池宽应大于经全部跌口后扩散下泄后的水舌宽度, 单宽流量越小, 消能效果越好。

12.3.3 陡坡上的水面线为 b_2 型降水曲线, 推求陡槽水面线时首先应确定起始断面及其水深。大量试验表明, 陡坡起始断面的水深一般小于临界水深, 临界水深发生在跌口上游, 距离跌口控制断面大约 1 倍临界水深的范围内。在跌口控制断面及其下游一段距离内水流为急变流, 并逐渐过渡到渐变流, 最终向正常水深趋近。在实际工程设计中, 为了简化计算, 一般采用临界水深作为陡坡起始断面即控制断面的水深, 并以此推求陡坡中的水面线。这样算出的水面线高于实际值是偏于安全的, 对于一般陡坡是适宜的。但对流量、跌差较大的重要陡坡, 则应准确计算控制断面的水深, 进而推求水面曲线或由水工模型试验确定陡槽水面曲线。

12.4 结构设计

12.4.7 关于跌水与陡坡消力池挡土墙及陡槽荷载的计算方法，可参考现行行业标准《溢洪道设计规范》SL 253 的相关规定。北方一些跌水与陡坡的消力池经常淤积严重且石块巨大，需要用机械清除，凡可能发生这种情况的，消力池底板设计中应考虑清淤机械的荷载。

<https://www.sljzjxx.com>
水利造价信息网

13 排洪建筑物

13.1 一般规定

13.1.1、13.1.2 灌溉渠道由于下列原因易遭受洪水破坏：傍山修建的盘山渠道截断了天然洪水排泄的通道导致暴雨洪水夺渠而入，渠道因大量塌方、渠旁树木、杂物进入渠中阻塞漫溢而形成的意外事故，渠首或其他闸门操作失误造成的事故，以及渠道下游泵站或水电站突然停机关闭使引水渠道水位上涨漫溢等。我国四川等地区还有灌溉汛期兼做排洪渠道的习惯。修建排洪建筑物的目的就是防止由于上述原因而造成渠水漫溢、渠堤决口垮塌及对渠系建筑物的破坏。此外，在一定长度的渠道上或重要渠系建筑物、重点保护区上游也需设置兼有泄空退水功能的排洪建筑物。

当洪水水位等于或高于渠道且流量不大，而渠道设计水位以上的超高断面可以容纳该洪水顺利通过时，或者渠道可以停水全力排洪时，可引其进入渠道择机排出。流量较大、污染严重的洪水应视其与渠道高程的关系，采取跨渠或穿过渠底的建筑物排泄。对排、引结合且水面高程基本持平的可采用平交排洪建筑物，在条件允许时，应尽量采用非入渠排洪建筑物，不让洪水入渠以减轻渠道负担并方便管理。

本章主要规定渠道排洪建筑物的设计，不包括相关的河流、沟溪防洪保护、坡面排水、退水渠道和容泄区整治等工程设计内容。

13.1.3 排洪建筑物的数量、位置、结构形式、功能和布置应根据地形、地质和运用条件通过方案比较综合确定，满足渠道防洪设计的统一要求。不必强求等距离设置或过分集中排泄，应尽量减少

附属工程数量。排洪建筑物应尽量利用原有的洪水通道,新建的也应尽量与原洪水通道连通。

在不影响自身运用且有条件时,与其他渠系建筑物结合布置可以减少对渠道的干扰和工程量。例如:排洪闸与泄空退水闸结合、排洪渡槽与桥结合、渠下排洪涵洞与交通涵洞结合等。

13.1.4 渠道洪水的成因类型通常有暴雨型、融雪型、沟溪小水库的溃坝型或其复合型。形成渠道洪水的汇流面积一般不大,应采用小流域设计洪水的计算方法或当地适用的经验、推理公式计算。对入渠的洪水,通常是在渠道以外先行收集洪水,经入渠口引入渠道。沿途汇集几个人渠口引入的洪水后,再经渠侧排洪建筑物排出,故其设计流量应是几个人渠口所引入洪水的流量之和。

13.1.5 一般的排洪建筑物应尽可能具有自动启用运行功能,以提高安全可靠性能。

13.2 总体布置

13.2.1、13.2.2 入渠排洪建筑物的功能是将洪水安全地引入渠道,以便增加灌溉水源或利用渠道超高断面的过流能力输送洪水并将其由排洪建筑物泄入天然溪沟。

(1)引洪入渠口宜结合地形或防洪设计分散、多处设置。应准确推算入渠洪水流量,确保引洪入渠口正常运行,使洪水安全通过。实际工程中常见因洪水超过设计流量以及施工弃渣改变了洪水流道位置等原因,导致毁坏人渠口,使洪水不能从设计的引洪入渠口顺利入渠的事故。含沙量大的引洪入渠口前应设置沉沙池,避免泥沙入渠。

四川省等一些多雨地区的灌溉渠道,是唯一便利的泄洪通道。在灌溉季节遭遇洪水时宁肯停止灌溉,也要腾出渠道全力泄洪。

(2)进入渠道的洪水流量应小于或等于渠道设计水位以上安

全超高断面所具有的泄洪能力。

13.2.3 溢洪侧堰是最简单的开敞式堰堤溢洪建筑物,过堰水流方向与渠道水流方向垂直,其泄流能力主要由堰顶长度、高度和堰型决定。堰顶应与渠道设计水位齐平,溢流时,堰前最高水位允许达到渠道加大水位。应以组合洪峰流量和渠道设计流量的差值作为设计流量,其宣泄能力较小,宜作为渠道上的辅助泄洪建筑物。为了加大泄量,常采用降低堰顶,并加设自动翻板闸门、自溃式子坎等措施。溢洪侧堰应设在稳定的场地和良好的地基上,堰后有完善的消能防冲设施和洪水出路,确保安全泄洪。

13.2.4 虹吸溢流堰是在渠堤上利用虹吸作用自动宣泄水量的泄洪建筑物,由设于渠顶的矩形过水断面虹吸管、驼峰状堰、通气孔和末端消力池组成。堰顶高程与渠道设计水位或加大水位齐平,虹吸管断面尺寸根据作用水头和要求泄量按有压流估算,一般不宜过小,以便进行检修。其特点是:在相同水头下,其有压流的泄量远大于溢洪侧堰无压流的泄量,或者是泄量相同时需要的水头及堰顶长度较小。虹吸管道进口应有足够的淹没深度,进口断面尺寸至少为堰顶断面的两倍以上,以避免带入空气、漂浮物和减少水头损失。在堰顶下游具有一定水头的堰面上设挑流低坎,将刚开始溢出的水流(尚未充满虹吸管的)成水帘状挑向对面管顶以封闭虹吸管,避免空气由管尾进入,促进形成有压流。虹吸溢流堰结构紧凑,能自行启闭,可作为单独的安全溢流设施,也可作为重要排洪闸的安全保险措施同时建设,实用效果好。

13.2.5 排洪闸泄量大并可很快泄空渠道水量,兼有排洪、排沙和事故退水功能,分开敞式和涵洞式两种。排洪闸底槛高程宜与渠道底齐平或降低,出口宜设置陡坡或跌水及消能防冲设施。与渠道节制闸联合布置的排洪闸,可加快泄洪、拉沙,便于管理。陕西省 20 世纪 70 年代开始采用一种在被泄渠道上不设节制闸的无渠

闸式泄洪闸。其潜设式泄洪闸开启后,被泄渠道的水流全部进入闸前渠底凹槽后泄出,这种形式具有投资少、效果好等优点,可以推广。

提高排洪闸自动运行能力是十分必要的安全措施。加强养护、提高遥控能力、允许从关闭的闸门顶部溢流和闸旁设置虹吸式溢洪堰都是实践证明可行的方法。排洪闸的设计流量应包括渠道设计流量和进入该渠段的洪水流量。

13.2.6~13.2.8 非入渠排洪建筑物包括与渠道立体交叉的排洪渡槽(桥)、涵洞、倒虹吸管等渠系建筑物,用以将被渠道截断的天然溪沟洪水、收拢的坡面雨洪和洼地积水通过渠顶或渠下排走,避免洪水入渠。

排洪渡槽(桥)的布置和设计方法与常规渡槽相同,所不同的是对水头损失和进、出口水流平顺条件要求不严格,故可以采用较大的纵坡,简化细部结构,必要时增设出口陡坡和消能防冲措施,以减小槽身段过水断面,节约投资。排洪渡槽(桥)不应阻断渠顶检修道路,渡槽两端过渠顶段应采用过水路面或埋设涵洞等形式,既满足渡槽过水,又保障渠顶道路畅通。排洪渡槽(桥)下部构造和净空应满足渠道运行要求,不影响渠道正常输水和渠堤道路畅通。北方地区的排洪渡槽每年泄洪次数有限,可以兼作农桥沟通日常交通,做到物尽其用。

渠下倒虹吸管、渠下涵洞的设计要点:一是要防止其淤积堵塞,进口应设沉沙池,断面不应过小;二是对水头损失要求不高,可采用较大纵坡;三是应注重维护渠道各类设施安全,确保渠道和排洪建筑物共同安全正常运行。

采用渠下涵洞泄洪时,有条件的宜兼作交通涵洞。

13.2.9 在湖北、湖南两省的平原、圩垸水网发达区,溪沟或河道的洪枯水量差别不大,含沙量较小,渠道与溪沟的水面高程接近,且水稻等农作物需水量较大。针对这些特点采用平交排洪建筑物可以使两相交水流在不同的时段内,根据需要或将河水引入渠道

灌溉,或将渠道洪水泄向下游溪沟,同时满足了渠道和河道安全运行的需要。

可将平交的河沟与渠道比拟为十字路口交叉的两条大街,把节制闸比拟为设于路口的红绿灯,就可充分体会到平交排洪建筑物之妙处。

<http://www.sizjxx.com>
水利造价信息网

14 水 闸

14.1 一般规定

14.1.1~14.1.3 闸址选择应以渠道规划为主,同时考虑地形、地质等条件。宜优先选用地质条件良好的天然地基,最好选用新鲜完整的岩石地基,或承载力大、抗剪强度高、压缩性低、透水性小、抗渗稳定性好的土质地基。淤泥、淤泥质黏土或粉沙、细沙地基最差,特别是粉沙、细沙地基抗渗稳定性差,应尽可能避开。中等土质地基若设计采取的措施失当,也有可能发生局部渗流破坏或局部冲刷,对此应予以注意。

14.1.4 渠道水深有限、灌溉渠道水头宝贵,采用开敞式水闸的过闸水头损失和工程费均较小。对过水流量和孔口尺寸较小并位于渠堤上的水闸,以涵洞及填土代替桥梁沟通渠堤交通,同时也经济美观。

为了避免与现行行业标准《水闸设计规范》SL 265 重复,本章只就渠道水闸设计特点进行补充性的规定,具体设计应执行现行行业标准《水闸设计规范》SL 265 的规定。

14.2 总体布置

14.2.1 对本条关于水闸分类和功能的有关款项补充以下说明:

冲沙闸常设在有坝或无坝渠首中配合其他设施冲沙。特殊需要时才配合节制闸在干、支渠一侧设置冲沙闸,排泄淤积于部分渠段中的泥沙。由于其在渠系中使用较少,且其组成、构造及设计要点与一般水闸相同,故未列入条款。

斗门是小型分水闸,用于调节、控制进入斗渠的流量,设于干、支渠渠岸侧旁。一般以 90° 的分水角引水,多采用涵洞式,规模较小,故未列入条款。

本条第 2 款提倡将就近的多个闸集中在一起,建成水闸枢纽。

排水闸、泄水闸、退水闸的分类,各种书中不尽一致。例如,《中国水利百科全书》(水工建筑物分册)将泄水闸、退水闸、挡潮闸等均归并到排水闸一类中,然后根据水闸所处位置与具体作用再加以区分与定义。排水闸是排泄洪涝渍水的水闸,又称排涝闸。通常设在洪涝地区向江河排水的出口处。灌溉渠道上的排水闸用来排出灌溉渠道内多余的水量,如洪水期排除渠系集水面积内的洪水,一般称为泄水闸。位于渠道末端,用以排除渠内积水、便于检修渠道,称为退水闸。建于沿海排水河道出口处的排水闸,亦称挡潮闸。在现行行业标准《水闸设计规范》SL 265 中,则将排水闸(排涝闸)、泄水闸(退水闸)、挡潮闸分别列出,但把排水闸与排涝闸、泄水闸与退水闸等同定义(即括号内部分)。在原规范中,把泄水闸与退水闸分别列出,但采用了退(排)水闸的表示,即将退水闸与排水闸等同定义。本标准基本按现行行业标准《水闸设计规范》SL 265 的规定采用,退水闸虽单独列出,但在条文中作为泄水闸的一种特例。

排水闸常建于排水渠道末端的江河堤防上。当外河水位高于堤内水位时,关闸挡水,当堤外江河水位低于堤内涝水位时开闸排水,减免农田遭受洪涝灾害。当堤内农田有蓄水灌溉要求时,根据需要可关闸蓄水或从外河引水,因此排水闸常具有双向挡水和双向泄水的特点。

14.2.2 关于渠系水闸的总体布置说明如下:

节制闸闸孔数较少,一般小于 10 孔。孔数较少的节制闸宜选用奇数孔,主要是为了保证节制闸开闸运行时,闸下有较好的流态。

分水闸闸址宜选在顺直渠段或弯道凹岸顶点稍偏下游处。在弯曲渠段深槽一般是靠近凹岸一侧,无论水位高低,主流随深槽而偏向弯道凹岸,不仅对分水闸引水有利,而且因弯道环流作用,底沙向凸岸推进,从而减少底沙被挟带入渠。

泄水闸、退水闸、排水闸闸址宜选择在距离容泄区近、地势低洼、出水通畅处,这样可缩短水头损失和土方量,增加有效排水量,减少工程投资。渠道上的泄水闸一般都建在傍山塬腰、河旁沟边、高边坡等地形条件较差的渠段上,布置时应确保自身稳定性,闸后应设相应的泄水渠道,将渠水引入容泄区。例如陕西省宝鸡峡引渭灌溉工程原上总干渠 98km 的渠段位于渭河地塬北坡的黄土塬边半腰上,渠段所经之处塬高坡陡、沟壑纵横、连续分布古老滑坡 170 多处,最高边坡达 80m,塬下即有陇海铁路和城镇。渠道沿线设置了多处泄水闸和退水道,以便发生事故能及时泄空,确保下游塬边渠道和塬下人民生命安全。目前工程已安全运行了三十多年,泄水闸的安全作用功不可没。

为了保证过闸单宽流量和过闸水头损失不致影响渠道运行,闸孔净面积与渠道过水面积大致相等。

闸孔总净宽的确定主要涉及两个问题:一是过闸单宽流量的大小;二是闸室总宽度与渠道总宽的关系。渠系上的节制闸闸孔总净宽宜等于渠道总宽。分水闸、泄水闸闸孔总净宽宜等于或略小于闸后的渠道总宽。

水闸总净宽可根据闸的具体结构形式和设计水流条件进行计算。开敞式分水闸、涵洞式分水闸分别按宽顶堰或压力涵管淹没出流的条件进行计算;闸底与渠底齐平的节制闸按淹没式宽顶堰计算;泄水闸设计流量应等于或大于渠道设计流量,水力计算应分淹没出流或自由出流两种情况进行,详见现行行业标准《水闸设计规范》SL 265 规范。

在水闸设计中,过闸单宽流量的采用,对水闸的工程造价和下游消能防冲设施的安全运用都有直接的影响。根据长江中、下游各省土基上建闸的经验,在水闸的可行性研究阶段,其过闸单宽流量可按下列数据选用:粉砂、细砂、粉土和淤泥 $5\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})\sim 10\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$,沙壤土 $10\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})\sim 15\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$,壤土 $15\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})\sim 20\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$,黏土 $15\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})\sim 25\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。

奇数闸孔便于使过闸水流对称于渠道中心线,从而减少渠道冲刷。根据水闸的运用要求,其上、下游水位,过闸流量,以及泄流方式(如闸门的开启程序、开启孔数和开启高度)等是复杂多变的,因此水闸的闸下消能防冲设施应能够满足任何可能出现的水力条件下,消散动能、均匀扩散水流的要求,且应与下游渠(河)道有良好的连接。

为了保证分水闸能得到足够的分水量,减少分水闸闸前泥沙淤积,泄水闸能够及时有效地排除渠道内的余水,分水闸、泄水闸的中心线与渠道中心线的交角宜为 $60^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 。对分水闸较多的闸枢纽,因位置所限,也有交角更小的可能,但不宜小于 30° 。泄水闸下游的引渠宜短而直,以利迅速泄水,并减少泥沙在下游引渠中淤积。

闸底板或闸槛高程的确定,不仅对闸孔的形式、尺寸和闸室的稳定有着决定性的影响,而且直接关系到整个水闸工程的工程量和造价。应根据渠底高程、水流、泥沙、闸址地形、地质等条件,结合选用的堰型、门型,经技术经济比较确定。多泥沙河流上的分水闸,在满足分水条件下,闸槛高程可比渠底高程略高一些,以防止大量推移质泥沙被挟带入渠。排水闸、泄水闸,在满足排水、泄水条件下,闸底板或闸槛高程应低于渠底高程,以保证排出渠系集水面积内的洪水。

工作闸门门槽应设在闸墩水流较平顺部位,可避免产生因水流流态不好对闸门运行带来不利的影响。

水闸的墙体相对单薄,我国北方地区的水闸常因冻胀原因造成墙体歪斜倾倒。抗冻胀措施以加大尺寸、加强排水为主,在墙背换填砂砾料、泡沫塑料板等措施也常采用。

15 隧 洞

15.1 一般规定

15.1.1 由于灌溉隧洞进口水深和过洞落差一般都不大,故多数采用低流速无压隧洞的布置形式。所谓低流速,一般是指小于 1.5m/s 的流速。为保证洞身输水安全,无压隧洞洞内应避免产生水跃。

15.1.3 根据国内隧洞工程实施情况和有关规范要求,将混凝土和钢筋混凝土衬砌的强度等级适当提高,对隧洞单、双层钢筋混凝土衬砌厚度作了界定。

15.1.4 隧洞设计应执行现行行业标准《水工隧洞设计规范》SL 279。本章仅做了一些补充性的规定,以方便理解和使用。

15.2 总体布置

15.2.1 隧洞选线与地形、地质条件有密切关系,特别是地质条件,有时甚至是决定隧洞能否打成的关键,因此隧洞选线对沿线地质有严格的要求。

15.2.4 无压隧洞洞身断面形式和尺寸很大程度上取决于围岩特性和地应力分布情况。圆拱直墙式断面轴线与实际内力分布状态有较大差别,但施工方便、水流平稳,适用于地质条件较好,铅直围岩压力较小而无侧向围岩压力情况。其断面高宽比宜为 $1:1.5$,洞内水位变化较大时取大值,垂直地应力大于水平地应力时宜采用较大高宽比,反之取用小值。

当地质条件差,岩石较破碎,铅直及侧向围岩压力均较大时,可选用马蹄形。马蹄形断面有两种标准形式,即顶拱内缘均为半径 R_1 的圆弧,而侧墙及底板内缘侧分别为 $R_2=2R_1$ 或 $R_2=3R_1$

的圆弧。

蛋形断面在最大宽度以上的轮廓线一般由三圆心曲线组成,其受力条件比前二者好,适合于地质条件差、围岩压力大的情况。

<http://www.sljzjxx.com>
水利造价信息网

16 农 桥

我国交通部公路规范仅适用于四级及四级以上各级公路及其桥梁,没有对四级公路以下道路进行分级的规定。因此,本标准规定四级公路以下的乡村道路和渠堤专用检修路为等外级道路,在其上的桥梁为等外级桥梁,并定义为农桥。本章对农桥的设计等级与荷载做出了规定。乡村道路泛指村与村、乡镇与村庄之间交通部没有规定等级的公路,田间道路是指村庄和种植田园之间或者种植田园内部的机耕路,放牧道路是指牧区很少通行中型车辆的道路,渠堤检修路也属于该范围,为了统一名称又不要分级过多,把与渠道相关的乡村道路上的桥梁统一命名为农桥。本章的规定只适用于与渠道相关的桥梁。

16.1 一般规定

16.1.2 根据国内外观测研究,当设计速度高时,汽车运行速度低于设计速度;当设计速度低时,汽车运行速度高于设计速度。这也说明设计速度与汽车运行安全有关。表 16 摘录了我国交通部规定的各级公路设计速度,说明农桥已经采取了与四级公路相同的设计速度。

表 16 各级公路设计速度

公路等级	高速公路			一级公路			二级公路		三级公路		四级公路
设计速度 (km/h)	120	100	80	100	80	60	80	60	40	30	20

四级公路可以是双车道,也可以是单车道。因此交通量更低的农桥按单车道设计是可行的,仅对特殊情况予以放宽。

16.2 总体布置

16.2.2 桥孔布置关系渠道运行安全、渠道输水能力、灌溉或排水面积及效益,所有跨渠桥梁的桥孔布置应符合本条规定,才能确保不影响渠道功能和安全。同一渠道上的桥梁宜采用同一结构形式,以有利于优化设计和便于施工,且美观整齐。实现桥梁结构形式和跨度的标准化,可以达到提高质量、缩短工期、减小造价的目的。

16.2.3 本条第1款的安全高度值系参考本标准及现行行业标准《碾压式土石坝设计规范》SL 274的有关规定制定。

16.2.4 参考现行行业标准《公路桥涵设计通用规范》JTG D60—2015第3.3节的规定,考虑单车道农桥长度较小,为了便于农业机械通行,一般可以按人与汽车不同时过桥的情况设计,不设人行道而只设路缘石。

关于农桥宽度,本标准编制组调查了国内农业机械生产供应情况,调查结果表明条文内容是合适的。调查结果如下:

为了解目前国内大型农业机械的结构外形尺寸,先后对国内20多家大、中型农机制造企业进行了调查考证,其中包括目前全国较大的农机制造公司约翰迪尔佳联合收获机械有限公司和山东双力集团股份有限公司。

目前,手扶拖拉机宽度基本上在0.96m~1.929m范围内。常州东风农机集团有限公司生产的东风牌系列手扶拖拉机最小宽度为0.96m,江苏悦达盐城拖拉机制造有限公司生产的黄海金马系列拖拉机宽度在0.96m~1.929m范围内。

农机尺寸大小不等,大多在0.5m~2.7m之间。江苏悦达盐城拖拉机制造有限公司生产的1LS-125型单铧犁宽度仅0.5m,单铧犁可以组装成三铧犁、六铧犁等。湖州中收星光收割机有限公司生产的新三王-骐子联合收割机4LZ-2.5型宽度为2.7m。目前国内最大的收获机械为山东双力集团股份有限公司生产的双力

3588 自走式纵向轴流广谱联合收割机,最大割幅达 4.0m(大豆),据厂家专业人员介绍,机械最大零部件均可拆卸,能满足公路运输。约翰迪尔佳联合收获机械有限公司专业人员介绍,该公司生产的大型收获机械一般适用于大型农场,不适用于山区,但这些机械都采用把部件运至使用地点再组装成型的方式,每个部件及其包装均能满足公路运输的要求。

目前,公路运输最宽的平板挂车为郑州白云机电装备股份有限公司生产的 YMK9270 栏板半挂车,宽度 2.5m。

因此,目前生产的农机,符合公路运输的规范要求。本标准采用的车行道宽度与公路规范一致,并考虑大型农机只是季节性过桥下田,无须因此而增加桥面宽度。

16.2.5 本条要求当跨渠桥从渠堤检修路上空立体交叉通过时,其桥下净空除应满足桥下公路的功能要求外,还应满足视距和前方信息识别的要求,同时应满足渠堤宽度的要求。

16.2.8 本条内容是长期实践的总结,合适的桥上和桥头引道纵坡可使桥路衔接顺畅,满足行车要求,充分发挥桥梁作用。

16.2.9 对小农桥可以采用一侧栏杆一侧路缘石的布置形式,既方便了满载秸秆的车辆通行,行人也有一侧栏杆保护。对跨度和高度更小的农桥,即万一有人掉下去也无危险的只设路缘石。

16.3 农桥荷载标准

16.3.2 考虑到专用人行农桥过桥的人负重较大,所以人群荷载标准值取值为 4.0kN/m^2 ,稍大于公路专用人行桥的 3.5kN/m^2 。农桥栏杆的设计荷载值与公路规范相同。

17 田间工程

17.1 一般规定

17.1.3 典型区应具有一定的面积,应能充分揭示田间工程配套中可能遇到的问题并加以解决。实践中选择的典型区能代表不同灌排分区特征条件和不同灌溉方式,对于田间工程的建设示范作用和控制投资其意义更大。因此,为了满足不同规模灌区工程设计需要,典型区面积宜取灌区总面积的1%~5%。灌溉面积较大的灌区宜取小值,灌溉面积较小的灌区宜取大值。

17.3 灌水沟畦与格田

17.3.1 灌水沟畦是田间灌溉系统中最末级工程,是直接受水区。灌水沟畦要素决定灌溉效率和效果。因此选择不同灌溉方式下的灌水沟畦技术要素,是典型工程设计的关键。灌水沟畦的理论计算,具体方法可参考有关研究成果资料。

17.3.2~17.3.7 田间工程是灌区灌排工程中重要的组成部分,畦灌、沟灌、格田灌是常用的地面灌溉方式,随着灌溉技术的不断发展,地面灌溉方式也在不断改进,逐步发展了更加节水的长畦分段灌、水平畦灌、波涌畦灌、波涌沟灌、覆膜畦灌、覆膜沟灌等,因此,田间工程设计可根据需要选择。

长畦分段灌、水平畦灌、波涌畦灌、覆膜畦灌等灌溉方式通常适用于密植作物灌溉;沟灌、波涌沟灌、覆膜沟灌等灌溉方式通常适用于宽行距旱作物灌溉;格田灌通常适用于水稻及盐碱地冲洗灌溉。改进式地面灌溉需要增加输水软管、入口流量自动控制系统及覆膜等配套措施,需要精细化管理,运行管理要求也更高,但

其灌水均匀度高,灌溉更加节水。因此,在干旱缺水、有节水要求的地区可选用。

采用波涌畦灌时,田面纵向坡度宜为1%~6%,不宜存在局部倒坡或洼地,畦宽不宜超过4m,畦长不宜大于240m。

采用波涌沟灌时,灌水沟的间距(沟距)应与灌水沟的湿润范围相适应,并满足农作物耕作栽培和机耕要求,轻质土壤的间距宜为500mm~600mm,中质土壤宜为600mm~700mm,重质土壤宜为700mm~800mm。沟长应根据沟底坡度、土壤入渗能力、入沟流量、土地平整程度以及农机作业效率等因素确定。

长畦分段灌溉可以实现 $450\text{m}^3/\text{hm}^2$ 左右的低定额灌溉,灌溉效率可提高一倍左右,投资小,技术操作简单。水平畦灌的特点是畦田面积大(可达 3.33hm^2),入畦流量大,水流推进速度快,深层渗水少,灌水均匀度高。

17.3.8 η_e 、 E_s 和 C_d 三项指标综合评价地面灌水质量的方法,国内、外均有采用。其含意是当灌水量不足时,虽 η_e 可达到1,但 E_s 较低,不能满足作物生长所需要的水分,达不到高产的目的;灌水量虽然适当,如 C_d 不高,则可能导致某些地区出现深层渗漏,某些地区又有灌水量不足的现象,作物长势不均匀,产量也不会高;如果超量灌水, E_s 、 C_d 都可能达到1,但 η_e 却较低,达不到节水的目的,还可能引起生态方面的负效应。所以必须同时用三项指标才能综合反映出灌水质量的优劣。从我国北方地面灌水技术现状分析,三项指标达到0.85以上,经过努力是可以做到的。

本标准式(17.3.8-1)~式(17.3.8-3)中的 W_s 、 W_n 及 $\overline{\Delta Z}$ 可按下列公式计算:

$$W_s = AyH(\omega - \omega_0) \quad (3)$$

$$W_n = AyH(\omega_{\max} - \omega_0) \quad (4)$$

$$\overline{\Delta Z} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |Z_i - \bar{Z}| \quad (5)$$

式中： W_0 ——灌后储存在土壤计划湿润层中的水量(m^3)；
 W_n ——灌前土壤计划湿润层所需的水量(m^3)；
 A ——试区面积(m^2)；
 γ ——土壤容重(t/m^3)；
 H ——计划湿润层深度(m)；
 ω ——试区灌水后平均土壤含水率(占干土重%)；
 ω_0 ——试区灌水前平均土壤含水率(占干土重%)；
 ω_{max} ——试区 H 深度内土壤田间持水率(占干土重%)；
 Z_i ——灌后第 i 点土壤中的实际储水深度(mm)；
 \bar{Z} ——灌后试区各点土壤中的平均储水深度(mm)；
 n ——试区内土壤储水深度测点总数目。

17.3.10 土地平整可提高灌水均匀度,提高灌水效率,实现节水灌溉,是田间工程建设中非常重要和关键的建设内容,是提高地面灌溉效果的主要工程措施。因此在田间工程设计中应高度重视。土地平整应满足灌水沟畦对坡度的要求,精度宜采用田面相对高程标准偏差进行描述。旱作灌水沟畦的田面相对高程标准偏差宜小于 60mm,是根据试验资料和工程实践资料确定的,当采用激光平地技术时精度可适当提高;水稻格田的田面相对高程标准偏差宜小于 20mm。

17.4 低压管道输水灌溉

17.4.1~17.4.11 低压管道输水灌溉是我国发展较快的节水灌溉方式,是利用管道输水、灌水沟畦、格田直接受水的灌溉方式,是灌水沟畦、格田与管道的组合灌溉系统。因此管道系统布置,应与灌水沟畦与格田的形式、规格相适应,并满足灌水沟畦与格田的技术要素要求。

17.5 喷 灌

17.5.1 喷灌应在适宜性分析的基础上,通过技术经济比较进

行选择。喷灌系统适用于作物集中连片的种植条件,为最大限度地发挥其综合效益,应尽量与农业适度规模经营相结合。喷灌系统类型较多,按设备组成特点可分为管道式和机组式,管道式系统又可分为固定管道式、半固定管道式和移动管道式,机组式系统又可分为轻型、小型、中型等定喷机组或中心支轴、平移、绞盘、悬臂式等行喷机组。各种类型均有其适用条件,并且其投资造价和运行成本各异,管理运行要求不同,生产效率与喷洒质量也有区别。

17.5.4 配水点既是用户的水源点,又是输配水管网的出水点和两个层次管网的交接点,他的设置应有利于用户管网的布置,且应使输配水管网系统最经济。

配水点一般采用给水栓进行配水。一个给水栓可有1个~4个取水口,每个取水口上有计量调压装置。取水口可通过安装在它上面的标准出流套管,使其供水流量标准化、系列化。供水流量的等级,由用户管网控制面积确定。给水栓尚应有防冻等功能,保证在任何气候条件下正常供水。

在地形高差较大、基本上无法实现机耕的条件下,喷灌支管可垂直等高线布置。这时支管上各喷头处由于地形高差造成压力不等,多余压力可通过在喷头座处加设消能装置(如孔板)予以消除。

17.5.5 输配水系统投资较大,其投资额与通过流量(管径)和管道总长度有关。在流量已定情况下,管道总长度对投资的影响很大,可通过调整管道布置,使输配水管道总长度最短。

管网设计流量系各节点设计流量之和,设计时,首先假定管网设计流量保证率 p ,从标准正态分布函数表(本标准表17.5.5)中查得自变量 U 值,再用随机流量公式[本标准式(17.5.5-1)]求出该节点的设计流量。式中取水口等级是以流量划分的。

17.5.7 喷灌机组选型应主要根据喷灌地块的形状,以降低投资为目标进行选择。在喷灌效果相同条件下,喷灌机组类型不同时,

其单位面积的投资造价相差较大;而单台机组控制喷灌面积不同,其单位面积的投资造价也有差异。根据内蒙古黄河南岸引黄灌区引进美国大型平移式喷灌机组的实践(如表 17 和表 18 所示)可以看出:单台机组控制喷灌面积越大,喷灌机及土建工程的每公顷投资越小,无论地块长宽比大于 2,还是地块长宽比小于 2,公顷投资均随机组灌溉面积增大而下降;喷灌面积相同时,地块长宽比大,则每公顷投资小,地块长宽比小,则每公顷投资大,如表 17 中 2# 机组,地块长宽比为 2.6,其每公顷投资为 12675 元;9# 机组,地块长宽比为 1.4,其每公顷投资为 14205 元,后者比前者每公顷投资增加 1530 元,说明地块长宽比大于 2 时,宜选择平移式喷灌机组。

表 17 地块长宽比大于 2 的平移机组每公顷投资

喷灌机 编号	地块规格		长宽比	喷灌面积 (hm ²)	喷灌机及土建 投资(万元)	投资 (元/hm ²)
	长度(m)	宽度(m)				
1#	931	438	2.1	40.73	63.05	15480
2#	1205	461	2.6	55.53	70.40	12675
3#	1438	599	2.4	56.13	89.19	10350
4#	1317	518	2.6	130.27	105.61	8100
5#	1696	836	2.0	141.93	98.20	6915

表 18 地块长宽比小于 2 的平移机组每公顷投资

喷灌机 编号	地块规格		长宽比	喷灌面积 (hm ²)	喷灌机及土建 投资(万元)	投资 (元/hm ²)
	长度(m)	宽度(m)				
6#	638	438	1.5	20.73	57.78	20685
7#	809	489	1.7	39.60	66.27	16740
8#	882	500	1.8	44.13	68.61	15585
9#	922	657	1.4	60.60	86.08	14205
10#	1106	634	1.7	70.13	74.57	10635

17.6 微 灌

17.6.1~17.6.5 微灌主要包括微喷灌和滴灌,因其可以对作物根部实行局部灌溉或创造作物生长所需要的空气湿度环境,具有比喷灌更高的灌溉水利用率。我国开始引进时主要用于灌溉瓜果、蔬菜、茶叶、花卉、食用菌等经济作物,随着微灌技术的不断推广,目前在北方干旱缺水地区用于大田作物灌溉的面积增加较快,同时在旱作物覆塑料薄膜种植地区结合覆膜发展采用了膜下滴灌形式。随着微灌技术的不断推广使用,其产品研制、设计、施工以及运行管理水平逐步提高。微灌系统应根据设施农业及园林绿化建设的规格、标准、形式,农作物栽培模式、农业机械等条件选择布置形式。

一套首部系统控制的灌溉面积,主要根据灌溉水源的可供水量,同时考虑系统运行条件及投资等综合分析确定。目前新疆地区地表水滴灌单一作物时,一套首部系统控制的灌溉面积一般为 $33.33\text{hm}^2 \sim 200\text{hm}^2$ 。新疆地区的经验是,比较经济的一套首部滴灌系统控制的灌溉面积为 $33.33\text{hm}^2 \sim 100\text{hm}^2$,且大多数是灌溉单一作物。

微灌的高效节水、小型化特点,对于水资源严重缺乏且干旱少雨地区,开发利用细小水源,解决分散小面积农田灌溉,更具实际意义,是一种值得推广应用的新技术。

17.7 田间渠道与排水沟

17.7.2 田间末级固定渠道的布置有两种基本形式:一种是平行相邻布置,即灌溉渠道与排水沟相邻平行布置,这种布置形式适用于地形有单一坡向、灌排方向一致的地区;另一种是平行相间布置,即渠道向两侧灌水,排水沟承泄两侧排水,这种布置形式适用于地形平坦或有一定波浪状但起伏不大的地区,渠道布置在高处,排水沟布置在低洼处。两种布置形式都有利于控制地形水位,不仅对

北方干旱、半干旱地区十分必要,对南方地区也很有必要。因为稻田地下水位过高,土温降低,土壤冷浸,通气和养分状况变坏,对水稻生长也十分不利。同时,灌溉渠道与排水沟分开布置,按各自需要分别进行控制,两者没有矛盾,有利于及时灌排。

17.7.4 水稻区的格田尺寸和布置,应能适应机耕,便利灌排,方便生产,有利于作物生长。根据我国南方各省经验,丘陵地区格田面积一般为 $0.067\text{hm}^2\sim 0.2\text{hm}^2$,宽 $20\text{m}\sim 30\text{m}$,长 $60\text{m}\sim 80\text{m}$;平原地区格田面积一般为 $0.2\text{hm}^2\sim 0.33\text{hm}^2$,宽 $25\text{m}\sim 30\text{m}$,长约 100m 。上、下格田的高差不宜过大,否则,不利于农机下田操作。为适应地形条件,格田长边往往沿等高线布置,以利于灌排;同时,每块格田设单独的进排水口,以防串灌串排。

17.8 田间道路与林带

17.8.1 田间道路是农田基本建设的重要组成部分,关系到农业生产、交通运输、农民生活和实现农业机械化等各方面的需要。路、渠、沟的结合形式,应有利于灌排、机耕、运输和田间管理,且不影响田间作物光照条件,并能节约土地,减少平整土地和修建田间渠系建筑物的工程量。常见形式有“沟—渠—路”、“路—沟—渠”和“沟—路—渠”三种。“沟—渠—路”是将道路布置在田块上端,位于灌溉渠道的一侧,这对农机下田耕作有利,且有扩宽余地,可兼作管理道路,但道路跨过下级渠道需修建桥梁,路面起伏较大。“路—沟—渠”是道路布置在田块下端,位于排水沟一侧,路面较平坦,便于农机下田和运输,但与下级排水沟相交需修建桥梁等交叉建筑物,如孔径不足,影响排水,且雨季田块和道路易积水或受淹。“沟—路—渠”是将道路布置在灌水田块下端,介于渠道和排水沟之间,便于渠沟维修管理,但农机下田必须跨越渠沟,需修建较多的桥梁,且今后扩宽道路也有困难。以上三种结合形式,应根据各地区具体情况进行分析确定。

17.8.3 根据灌区调查资料,多数灌区通常在斗渠、农渠及田间生产道路两侧或一侧植树 1 行~2 行。在田间生产道路两侧植树时,应对每个田块留 8m~10m 缺口,以便农机下田。若在道路一侧植树,当林带为南北向时,应在西侧植树,当林带为东西向时,应在南侧植树,这样可减少作物生长的影响。

http://www.sljzjxx.com
水利造价信息网

18 监 测

18.2 工程安全监测

18.2.1~18.2.3 水源工程及渠系建筑物种类繁多,其各自适用条件、功能、运行条件及要求不同,各监测项目、监测断面以及监测点的布设、监测方法、监测频次及要求亦不同,应根据建筑物的具体情况和特点,设置必要的监测项目、监测设施和监测制度。

18.3 水量、水质监测

18.3.1 灌溉水量监测是灌区实施实时监测与监督管理的一项重要内容,通过水量监测,及时掌握灌溉用水需求,供水实时状况,实现对灌区水资源的合理化调配。灌溉水量监测应符合国家现行有关标准的规定。

18.3.2 为防止土壤、地下水和农产品污染,国家制定了灌溉水质强制性标准,灌溉水质监测是对灌溉水质达标情况进行监督管理的重要手段。因此灌溉水质监测应符合国家现行有关标准的规定。

18.4 环境 监测

18.4.1~18.4.4 灌区灌排工程是一个复杂的系统工程。由于地理位置、水文气象、土壤作物等条件的不同,各灌区工程对环境的影响不尽相同。对环境影响较大的灌区工程,需编制环境监测报告;对环境影响较小的灌区工程,可不编制环境监测报告,或只针对个别较突出的影响项目,编制环境监测报告。本节规定了环境监测网布置、设置监测项目的要求。环境监测是灌区工程中一项十分重要的工作,通过环境监测,可及时了解 and 预测因兴建灌区工程所引起的环境动态变化,以便及早采取措施,防范不利的环境问题。

18.5 水土保持监测

18.5.1~18.5.6 开发建设项目水土保持监测是对各类开发建设项目实施实时监测与监督管理的一项重要内容。通过对项目区水土流失情况的监测,检验开发建设项目的水土流失预测成果以及建设过程中水土流失是否得到有效控制,是否达到水土保持方案提出的目标和国家规定的标准;及时了解水土流失的动态变化情况,判断项目水土保持防护工程技术合理性;为建设单位和监管部门提供实时信息,发现突发的水土流失并及时提供对策,同时,也为建设项目水土保持达标验收提供科学依据;开发建设项目水土保持监测是项目进行后评价的重要手段。因此水土保持监测应符合国家现行有关标准的规定。

19 灌区信息化

19.1 一般规定

19.1.1 20000hm²以下灌区宜根据灌区具体特点,适当简化信息化系统设计。

19.1.2 灌溉工程设施分布范围广、类型多样,对当地社会、经济有较大影响,应用先进的自动控制技术、计算机技术和现代通信技术进行设计是必要的。灌区信息化是提高灌区工程安全保障、合理和高效运行的重要手段,也是灌溉与排水工程实现管理现代化的重要途径;通过对灌区运行各类信息的综合采集、存储、处理和应用,可全面、动态、及时地了解灌区工情、水情、雨情、墒情、水质、气象、农作物及当地社情,以及用水需求和供水实时状况,可实现对灌区各主要水利设施运行的监测、监控和调度;便于实现灌区防洪调度可靠预警和快速决策,实现对灌区水资源的合理化调配。

19.1.4 灌区管理信息中心是整个灌区运行的管理、监控中心,也是灌区信息化建设的核心内容,其设置和具备完善功能是必要的。信息化设备、实施的日常管理、维护可根据灌区的具体管理机构设置和职能,由管理信息中心或由分中心(管理所)负责。

19.2 监测及控制

19.2.1 灌区各主要信息的自动采集、监测是灌区信息化的构成部分和基础。信息化系统所需信息以满足灌区运行调度和相关应用、决策要求为前提,是在灌区各类水利设施的监测、保护布设站点的基础上,选取主要的、可实现自动采集的信息,进行信息化监测。

19.2.2 对控制对象的监控方式应因地制宜,选取合适的控制方

式和信息化设备配置方案,力求便于现地和远方操作、控制和接口通信。

19.3 通信通道

19.3.1~19.3.3 各监控点经技术经济比较,结合施工条件,可自建专网或选用超短波、无线以太网、卫星及移动公网等无线方式。

19.4 信息平台建设

19.4.1、19.4.2 为了满足数据交换容量、多业务需求,同时考虑与办公自动化、对外信息发布以及上级部门和数据交换的需要,灌区集控层配备较为先进的硬件设备是必要的。

根据灌区的灌溉规模和重要程度,对灌区管理信息中心的主要设备及通信网络平台进行配置,选用双冗余、高带宽、工业级、高性能和专业级的各类硬件设备,可加强可靠性和先进性,对软件系统选用合适的数据库管理、操作系统、应用软件及专业化、模块化的防洪调度及水调度模型及其高级应用软件等,并进行有针对性的二次开发,使软件功能合理、界面友好和功能完备。考虑不同的功能房间和人员配备,以满足全灌区集中监控、运行值守、日常管理和会商决策的需要。

19.4.3 为了便于数据共享、实现无缝对接和功能扩充,需要配置具有针对性、稳定性、先进性、模块化、组态化的信息化系统软件。

19.5 办公自动化及语音通信

19.5.1、19.5.2 办公自动化及其综合布线是灌区信息化的业务延伸,是满足信息资源管理与共享要求,方便日常办公,实现办公的自动化和无纸化。

19.5.3 大多数灌区当前均采用市话实现生产和行政通信。对于建立了专用光纤综合传输网络的灌区,宜配备相应的语音通信设备及其接入设备,可实现灌区生产调度通信和行政通信等功能。

灌区可根据具体情况和防汛抗旱需要,配备应急通信设备,主要包括移动公网通信终端设备、对讲机、车载电话和卫星电话等。

19.6 设备用房及功能房间设置

19.6.1 大部分灌区处于平原地区,属于雷击高发区域,测站宜有良好的防雷措施,防止雷电对设备的破坏,测站选用专用接地装置时,接地电阻不宜大于 4Ω 。

19.6.2、19.6.3 管理信息中心、分中心、管理所用房应满足运行值班要求和设备用房及业务人员办公用房要求。管理信息中心、分中心、管理所设备用房应有良好的防雷措施,防止雷电对计算机及电源设备的破坏,中心、分中心、管理所选用共用接地装置时,接地电阻不宜大于 1Ω 。

20 管理设施

20.1 一般规定

20.1.1 原规范中的管理设施主要为生产生活用房、试验站和通信系统的设置,本次修编增加了交通设施、维护设施、安全设施等内容。

20.1.2~20.1.4 由于灌区所在区域的土地开发利用情况差异悬殊,工程管理范围、保护范围难以在规范中统一量化。本次修编依据相关规范,划定了护渠(沟)地宽度和工程的保护范围(见表19和表20),同时可按照《水利水电工程项目建设用地指标》的规定执行。

表19 护渠(沟)地宽度

渠(沟)级别	1	2,3	4,5
宽度(m)	5~15	2~10	0~5

表20 保护范围宽度

渠(沟)级别	1	2,3	4,5
保护范围宽度(m)	20~100	10~50	5~20

20.2 交通设施

20.2.1、20.2.2 灌区交通设施包括灌区内交通路网和灌区渠(沟)系巡检道路。由于巡检道路造价在渠(沟)道造价中所占比例较高,在调查了我国多个灌区的实际运行情况和需求后,本标准明确提出了依渠(沟)道规模,配套相应标准的巡检道路。并对不同级别的渠(沟)道对应的路面宽度和路面类型进行了具体要求。

由于灌区渠(沟)系建筑物种类繁多,在有渡槽、隧洞、涵洞、跌

水、陡坡、倒虹吸等建筑物的渠段,渠(沟)道无法通车,因此建筑物进出口应设引道或回车场与附近交通路网连接,确保车辆能够到达重要的建筑物位置。

20.3 维护设施

20.3.1 灌区渠(沟)道大多有综合利用功能,据调查,我国很多灌区的骨干渠(沟)系兼有防洪和供水功能。综合考虑渠(沟)堤的重要程度和渠(沟)堤失事可能影响的范围大小,规范提出对于1级~3级的填方渠(沟)道,配套相应的防汛物资,储备防汛物资种类及数量可按照现行行业标准《防汛物资储备定额编制规程》SL 298或现行有关规程。

20.3.2、20.3.3 为促进灌区工程运行管理标准的提高,除大力加强各项基础设施的建设外,还应重视维护设施的建设,这类设施包括引道、里程碑、界碑等,本次修编做了具体规定。

20.3.5 白蚁、鼠洞等动物洞穴是灌区渠(沟)堤的主要安全隐患,对于旧灌区改造设计,应对渠(沟)堤进行相应的探查,根据需要提出防治措施。

20.4 安全设施

20.4.2、20.4.3 这两条为强制性条文,必须严格执行。历年来,全国灌区输水渠道落水事故时有发生,必须从工程建设的源头采取有效的安全措施。本次修编专设此节内容,从渠道和建筑物的安全防护措施到救助措施提出了要求,设计中应引起重视。救生踏步设计应便于落水者逃生,并能防止非管理人员下渠。

20.5 试验站设施

20.5.1 灌区设置的试验站点可为灌区水资源的合理调度提供数据支持。我国灌溉试验站网建设正逐步完善,为避免重复建设,站点的设置应与省级重点试验站结合布置。

20.6 生产管理设施

20.6.1 随着经济社会的发展,提高灌区管理水平的要求越来越强烈。为迅速改变这种被动局面,必须加强灌区生产管理设施建设。本次修编从总体上规定了建设各类生产管理设施的基本原则。旨在促进管理单位搞好生产管理区建设,为逐步建立良性运行机制创造条件。

20.6.2 灌区生产管理设施建设,按其建筑性质和使用功能区分对各类设施列举了基本的建设项目。需要建设的其他特殊项目,可在设计中酌情考虑。

20.6.3 生产管理区建设场地的选择,提出了四个方面的选址要求。其中在第1项中强调位暨适中,照顾工程全局,有利工程管理,方便职工生活是基本的核心要求,其他要求可作为补充条件,有条件时择优选择。

20.6.4 本次修订对各类生产管理设施的建筑面积做了具体规定。采用的各项综合指标,参照了现行行业标准《堤防工程管理设计规范》SL 171、《水库工程管理设计规范》SL 106及《水闸设计规范》SL 265的相关规定,并结合全国大型灌区管理设施调查的情况及管理单位的要求,经测算调整后拟定。

http://www.sizjxx.com
水利造价信息网

http://www.sizjxx.com
水利造价信息网

http://www.slzjxx.com
水利造价信息网

S/N:155182·0346



9 155182 034600



统一书号: 155182·0346

定 价: 60.00 元