

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



资源下载QQ群：61754465

最新资源网盘：www.GuiFan5.com

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

中华人民共和国住房和城乡建设部公告

2018 第 32 号

住房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。

本标准在住房城乡建设部门户网站（www.mohurd.gov.cn）公开，并由住房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

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	周晓杰
刘咏峰				

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	灌排水质标准	(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)



资源下载QQ群：61754465

最新资源网盘：www.GuiFan5.com

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	Maintainence 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,并应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

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	$< 300, \text{且} \geq 100$	$< 100, \text{且} \geq 20$	$< 20, \text{且} \geq 5$	< 5
排水设计流量 (m^3/s)	≥ 500	$< 500, \text{且} \geq 200$	$< 200, \text{且} \geq 50$	$< 50, \text{且} \geq 10$	< 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	$< 300, \text{且} \geq 100$	$< 100, \text{且} \geq 20$	$< 20, \text{且} \geq 5$	< 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 或水资源紧缺地区	以旱作为主	50~75
		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式计算:

$$\eta = \eta_s \eta_t \quad (3.2.4)$$

式中: η ——灌溉水利用系数;
 η_s ——渠系水利用系数;
 η_t ——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,应按下式计算:

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

式中: η_0 ——渠道水利用系数;
 Q_{dj} ——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)土渠渗水不受地下水顶托的条件下,可按下式计算:

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

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)土渠渗水受地下水顶托的条件下,可按下式修正:

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

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 土渠渗水损失修正系数

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	0.94	—	—
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) 衬砌渠道可按下式修正:

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

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、涝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 生产发展水平等,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 设计排渍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,可按下式计算:

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

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

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	1.8~2.0	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°C 。水稻田灌溉水温宜为 $15^{\circ}\text{C} \sim 35^{\circ}\text{C}$ 。

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溪布置排水系统。

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,但应控制渠沟蓄水位和蓄水时间。

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 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ ，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“Γ”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1/10~1/5。

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。

最新资源网盘 5.5 机井 www.LuiFan.com

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,并应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 $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot 100\text{hm}^2)]$;

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($\%/ \text{km}$);

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式计算确定:

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

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 续灌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下式计算:

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

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下式计算:

$$i = 0.275 \times n^2 \frac{(\rho\omega)^{\frac{3}{5}}}{Q_h^{\frac{1}{4}}} \quad (6.3.7-2)$$

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下式计算:

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

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:

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

$$Q \leq 1.5 \text{ m}^3/\text{s} \text{ 时, } \beta = N \times Q^{\frac{1}{10}} - m \quad (6.4.3-2)$$

$$1.5 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 50 \text{ m}^3/\text{s} \text{ 时, } \beta = N' Q^{\frac{1}{4}} - m \quad (6.4.3-3)$$

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
夹沙的卵石或砾石	1.25	1.50	1.50
黏土、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、沙壤土	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，其增加值可按式计算确定：

资源下载QQ群：61754465

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

最新资源网：www.Gu5.com

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)
砌石	浆砌卵石、干砌卵石(挂淤)	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)	8~12
	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,通过综合分析和技术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	$n=0.013$	1.312×106	2.00	5.33
		$n=0.014$	1.516×106	2.00	5.33
钢管、铸铁管			6.25×105	1.90	5.10
硬聚氯乙烯塑料管(PVC-U)			0.948×105	1.77	4.77
铝合金管			0.861×105	1.74	4.74
聚乙烯管(PE)			0.948×105	1.77	4.77
玻璃钢管(RPMP)			0.948×105	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、玻璃钢管等非金属管材, 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 血吸虫病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级排水沟线路宜避免高填、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、沙壤土	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 的戽道。

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式计算确定:

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

式中: Q_p ——暗管设计排水流量(m^3/d);

k_q ——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 ——暗管有效过水断面积(m^2);

C ——谢才系数($\text{m}^{\frac{1}{2}}/\text{s}$);

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:

$$d_1 = 2 (nQ_p / \alpha \sqrt{3i})^{\frac{3}{8}} \quad (7.3.6-1)$$

$$d_2 = 2 (nQ_p / \alpha \sqrt{i})^{\frac{3}{8}} \quad (7.3.6-2)$$

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:

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

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

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_h ——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

构 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
排架	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 1/6~1/3,箱形拱、刚架拱 1/10~1/6,桁架拱 1/8~1/4。

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槽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 ~ 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 $1/20 \sim 1/10$,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 \sim 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 $1.0\text{m/s} \sim 2.5\text{m/s}$ 。

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 $1\%\sim 3\%$,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	漂浮物冲击力	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排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_a/h_a 大于 30(矩形截面)或 l_a/γ_w 大于 104(非矩形截面)的砖石及混凝土主拱圈(l_a 为直杆的计算长度, h_a 为矩形截面偏心受压构件在弯曲平面内的高度, γ_w 为在弯曲平面内构件截面的回转半径)、长细比 l_a/b_0 大于 50 或 l_a/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:

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

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

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

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

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

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	$[K_0]$	1.5	1.4
		$[K_c]$	1.3	1.2
偶然组合	施工、有风	$[K_0], [K_c]$	1.2	1.1
	空槽、有漂浮物撞击	$[K_0], [K_c]$	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：

$$K_c = \frac{f_c \sum N}{\sum P} \quad (9.6.8-1)$$

式中： K_c ——抗滑稳定安全系数；

f_c ——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_c 值

岩土的分类名称		f_c
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能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:

1 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 80cm~150cm,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。低水头倒虹吸管水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、地埋式或桥式布置。地埋式倒虹吸水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;穿越渠沟、道路时埋入沟底或路下不宜小于 1.0m,穿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,管线布置宜避免局部凸起,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,形成消力水垫或清淤空间。

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人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 $90^{\circ}\sim 135^{\circ}$,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 $1.5\text{m/s}\sim 2.5\text{m/s}$ 。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	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
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:

$$\delta = \frac{K_f P_i r_i}{R_f - K_f P_i} \quad (10.4.4-1)$$

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_f ——混凝土抗裂强度(N/mm²);

K_f ——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,抗裂安全系数应适当提高。

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:

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

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

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			
荷载组合		基本	偶然	基本		偶然	
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	$0.55\sigma_s$	$0.7\sigma_s$	$0.67\sigma_s$	$0.85\sigma_s$	$0.8\sigma_s$	$1.0\sigma_s$
	地下埋管	$0.67\sigma_s$	$0.9\sigma_s$	—	—	—	—

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:

$$\sqrt{\sigma + \sigma_\theta^2 - \sigma_\theta \sigma_x + 3\tau_{x\theta}^2} \leq \phi[\sigma] \quad (10.4.7-2)$$

2)按空间结构计算时:

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

式中: σ_x 、 σ_θ 、 σ_y ——轴向、环向、径向正应力(N/mm^2),以拉为正;

$\tau_{\theta x} + \tau_{\theta y} + \tau_{xy}$ ——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 玻璃钢夹砂管覆盖土厚度极值

玻璃钢管刚度级别	SN 5000	SN2500
覆盖土最大厚度(m)	3.0	1.2
覆盖土最小厚度(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，内置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 桥式倒虹吸管的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入孔,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(垂裙)、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,应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 $0.3\text{m}\sim 0.5\text{m}$,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 $2.0\sim 2.5$ 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
陷缝止水 and 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,不应出现明满流交替流态。

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。

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,有条件的应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,场地应稳定。

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、傍山或塬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 级灌排渠道(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》JTG D60 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	0.6~1.0
	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	$5 \times 10^{-3} \sim 8 \times 10^{-3}$
	2~5	50~70	$5 \times 10^{-3} \sim 6 \times 10^{-3}$
	>5	60~100	$3 \times 10^{-3} \sim 6 \times 10^{-3}$

续表 17.3.3

土壤透水性(m/h)	畦田比降(‰)	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:

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

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

$$w_f = L b_f N_f \quad (17.3.6-3)$$

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_f ——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:

$$\eta_f = W_s / W_f \times 100\% \quad (17.3.8-1)$$

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

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

式中： η_f ——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_f ——灌入田间的水量(m^3)；

E_s ——灌水供需比；

W_n ——灌前土壤计划湿润层所需的水量(m^3)；

C_u ——灌水均匀系数；

$\overline{\Delta Z}$ ——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 喷灌系统的泵站宜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 $5\text{d}\sim 10\text{d}$,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 轮灌编组应以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:

$$Q = \sum_{i=1}^k n_i q_i p_i + U \sqrt{\sum_{i=1}^j n_i q_i^2 p_i p'_i} \quad (17.5.5-1)$$

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	1.648	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售管径(mm);

D_2 ——略小于计算管径的市售管径(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,并应与农机具宽度相适应。

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。灌水沟畦坡度小于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。

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 and 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,宜分为集控层(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,并应提出试验场的设计。

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和气象观测场,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;有利工程管理的。

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。

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:

$$q_d = \frac{R}{86.4 T} \quad (\text{A. 0. 2-1})$$

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:

$$q_w = \frac{P - h_1 - ET_3 - F}{86.4 T} \quad (\text{A. 0. 2-2})$$

式中: q_w ——水田设计排涝模数 [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$];

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:

$$q_p = \frac{q_d A_d + q_w A_w}{A_d + A_w} \quad (\text{A. 0. 2-3})$$

式中: q_p ——综合设计排涝模数 [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$];

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:

$$q_i = \frac{PA - h_1 A_w - h_2 A_2 - h_3 A_3 - E_w A_1 - FA_w}{3.6 T t A} \quad (\text{A. 0. 2-4})$$

式中: q_i ——泵站向外河机排的设计排涝模数 [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$];

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:

$$q_z = \frac{PA_z - h_1 A_w - h_2 A_2 - h_3 A_3 - E_w A_1 - FA_w}{86.4 T A_z} \quad (\text{A. 0. 2-5})$$

式中： q_z ——圩区内自排区的设计排涝模数 $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)]$ ；

A_z ——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：

$$q_y = \frac{3.6 T_t q_q A_q + 86.4 T q_z A_z - h_q A_h}{3.6 T_t A} \quad (\text{A. 0. 2-6})$$

式中： q_y ——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_q ——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_q ；

A_q ——圩区内抢排区面积(km^2)；

h_q ——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
	支渠以下的固定渠道	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
砌石	浆砌料石、石板	0.0150~0.0230
	浆砌块石	0.0200~0.0250
	干砌块石	0.0250~0.0330
	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
	预制板砌筑	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
	预制渠槽	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	0.65~0.75	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	4.20~4.90
顽石	>200.000	>3.20	>3.90	>4.50	>4.90

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、大理岩	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。

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(挂淤)		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)	沙壤土、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下式计算：

$$\rho = \frac{Kd}{\omega^{\frac{4}{3}}} \left[\frac{V - V_{01} R^{0.2}}{\sqrt{R}} \right]^n \quad (\text{D. 0. 1})$$

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 $V_{01} = V_{H1}$ ；

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	淤积显著	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			
90. 00	76. 0	低饱和	冲刷不显著	均方差
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 止动么速

粒径 (mm)	止动么速 (m/s)	粒径 (mm)	止动么速 (m/s)	粒径 (mm)	止动么速 (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. 93
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/s^2)；

$\bar{\omega}$ ——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：

$$\rho = 0. 117 \left(\frac{V^2}{gR} \right)^{0. 381} \left(\frac{V}{\omega} \right)^{0. 91} \quad (\text{D. 0. 3})$$

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：

$$h_0 = 1.189 \left\{ \frac{nQ}{[2(1+m^2)^{1/2} - m]\sqrt{i}} \right\}^{\frac{3}{8}} \quad (\text{E. 0. 1-1})$$

$$b_0 = 2[(1+m^2)^{\frac{1}{2}} - m]h_0 \quad (\text{E. 0. 1-2})$$

$$A_0 = b_0 h_0 + m h_0^2 \quad (\text{E. 0. 1-3})$$

$$x_0 = b_0 + 2(1+m^2)^{\frac{1}{2}} h_0 \quad (\text{E. 0. 1-4})$$

$$R_0 = A_0 / x_0 \quad (\text{E. 0. 1-5})$$

$$V_0 = Q / A_0 \quad (\text{E. 0. 1-6})$$

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：

$$\alpha = V_0 / V = A / A_0 = (R_0 / R)^{\frac{2}{3}} = (A_0 x / A x_0)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{E. 0. 2-1})$$

$$(h/h_0)^2 - 2\alpha^{2.5} (h/h_0) + \alpha = 0 \quad (\text{E. 0. 2-2})$$

$$\beta = b/h = [\alpha / (h/h_0)^2] [2(1+m^2)^{\frac{1}{2}} - m] - m \quad (\text{E. 0. 2-3})$$

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. 378	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. 729	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. 806	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
	h/h_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	4.934
3.75	0.263	2.232	3.320	4.285	5.202
4.00	0.247	2.337	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	允许最大渗漏量 [$\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{漏})$]	使用年限 (a)	适用条件
砌石	干砌卵石 (挂淤)	卵石、块石、料石、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		
埋铺式膜料	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、沙、石、矿粉等	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 渗漏量 [$\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{漏})$]	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):

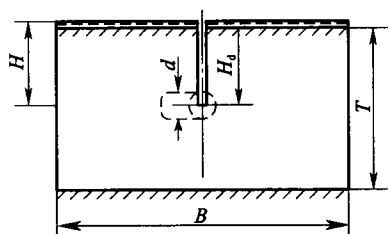


图 G. 0. 1 排水沟(管)间距计算示意图

$$B = \frac{kH}{q\phi_0} \quad (\text{G. 0. 1-1})$$

$$\phi_0 \approx 0.5 + 0.174 \frac{H_d}{T} \quad (\text{G. 0. 1-2})$$

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_d ——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 ——吸水管外围直径(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):

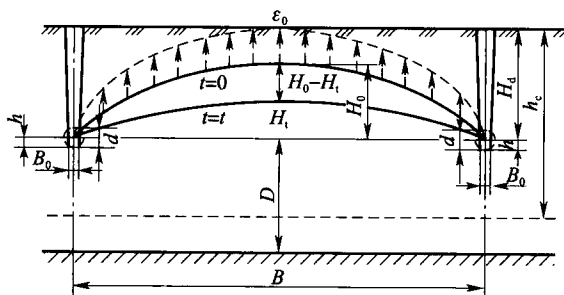


图 G. 0.3 排水沟(管)间距计算示意图

$$B = \frac{kt}{\mu\Omega\phi \ln \frac{H_0}{H_i}} \quad (\text{G. 0.3-1})$$

$$\text{当 } D \leq B/2 \text{ 时} \quad \phi = \frac{1}{\pi} \ln \frac{2D}{\pi B_0} + \frac{B}{8D} \quad (\text{G. 0.3-2})$$

$$\text{当 } D > B/2 \text{ 时} \quad \phi = \frac{1}{\pi} \ln \frac{2B}{\pi B_0} \quad (\text{G. 0.3-3})$$

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_i ——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_d ——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_i 的历时(d);

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 $\Omega \approx 0.7 \sim 0.8$;

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):

$$B = \pi \sqrt{\frac{kDt}{\mu \left(1 + \frac{8D}{\pi B} \ln \frac{D}{\chi}\right) \ln \left(1.16 \frac{H_0}{H_i}\right)}} \quad (\text{G. 0. 4-1})$$

$$\chi = b + 2(1 + m^2)^{\frac{1}{2}} h \quad (\text{G. 0. 4-2})$$

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):

$$B = \frac{kt}{\mu \Omega \phi \sum C_{ni}} \quad (\text{G. 0. 5-1})$$

$$\sum C_{ni} = \sum_{i=0}^{\bar{m}} \frac{C(H_0 - H_i)}{2\bar{m} \left[\frac{\Omega \epsilon_0}{k} B \phi \left(1 - \frac{H_d - H_i}{h_e} \right)^n + H_i \right]} \quad (\text{G. 0. 5-2})$$

$$H_i = H_0 - i \frac{H_0 - H_1}{\bar{m}} = H_1 + (\bar{m} - i) \frac{H_0 - H_1}{\bar{m}} \quad (\text{G. 0. 5-3})$$

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 $i = 0, 1, 2, 30$ 列 \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 $i = 1, 2, 3, \bar{m} - 1$ 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);

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:

$$q = \frac{\mu \Omega (H_0 - H_t)}{t} - \epsilon_0 \left(1 - \frac{H_d - \bar{H}}{h_e} \right)^n \quad (\text{H. 0. 2-1})$$

$$\bar{H} = \frac{H_0 - H_t}{\ln \frac{H_0}{H_t}} \quad (\text{H. 0. 2-2})$$

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_t ——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_t 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_t 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下列式计算:

$$P_p = k_p \frac{\gamma v_d^2}{2g} A_p \quad (\text{J. 0. 1})$$

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
圆端形	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下列式估算:

$$p_d = \frac{W_d V_c}{g t_d} \quad (\text{J. 0. 2})$$

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式计算:

$$F = f_b V \quad (J.0.3)$$

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
滚动支座或摆动支座	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 可按式:

$$\Delta L = \alpha \Delta t l_t \quad (J.0.4-1)$$

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_3 为当地最高和最低月平均气温($^{\circ}C$), T_2 为槽身浇筑或安装时的气温($^{\circ}C$);

l_t ——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	0.000012
混凝土,钢筋混凝土及预应力混凝土构件	0.000010
混凝土预制块砌体	0.000009
石砌体	0.000008
砖砌体	0.000007

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_e 和管内壁混凝土表面温度 T_i ,沿环向可近似看作均匀分布,沿环向各点内外壁温差 $T_d = T_e - T_i$,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_i 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_e 较日最高气温约高 $12^{\circ}\text{C} \sim 16^{\circ}\text{C}$;管脚 T_e 接近日最高气温;管底 T_e 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:

$$T = T_i + \left(\frac{y - y_0}{y_1 y_0} \right)^n T_d(\psi) \quad (\text{J. 0. 4-2})$$

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);

$T_d(\psi)$ ——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 $T(\text{s})$ 可按下式计算:

$$T(s) = 3.63 \sqrt{\frac{H^3}{EJ}} (M + 0.236 p A H) \quad (\text{J. 0. 5-1})$$

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 ——为排架的横截面积(m^2);

P ——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:

$$W_k = \beta_z \mu_1 \mu_z \mu_s W_0 \quad (\text{J. 0. 5-2})$$

$$W_0 = V_0^2 / 1600 \quad (\text{J. 0. 5-3})$$

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_1 ——地形、地理条件系数, 对于与大风方向一致的谷口、山口, 可取 $\mu_1 = 1. 2 \sim 1. 5$; 对于山间盆地、谷地等闭塞地形, 则取 $\mu_1 = 0. 75 \sim 0. 85$;

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_z ——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_s ——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。

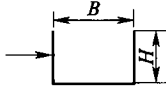
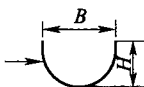
表 J. 0. 5-1 风振系数 β_z



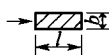

$T(\text{s})$	0. 25	0. 50	1. 00	1. 50	2. 00	3. 50	5. 00
β_z	1. 25	1. 40	1. 45	1. 48	1. 50	1. 55	1. 60

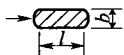

表 J. 0. 5-2 风压高度变化系数 μ_z

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

槽身		高宽比 H/B		0.6	0.9	1.2
		空槽	均匀流场	1.61	1.88	2.07
			湍流场	1.56	1.62	1.76
		满槽	均匀流场	1.64	1.87	2.16
	湍流场		1.47	1.50	1.78	
		高宽比 H/B		0.5	0.8	1.1
		空槽	平稳流场	0.61	1.01	1.42
			湍流场	0.68	0.92	1.06
满槽		平稳流场	0.64	1.05	1.39	
	湍流场	0.56	0.90	0.99		

排架拱圈	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		$l/b \leq 1.5 \quad \mu_s = 1.4; l/b > 1.5 \quad \mu_s = 1.3$		

槽墩	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

两榀平行桁架的整体体型系数： $\mu_s = 1.3\varphi(1 + \eta)$

n 榀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 ——与两榀桁架间距。

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), 地面上流场的湍流度为 15%~20%, 如流场湍流度小于 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:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (\text{K. 1. 1-1})$$

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:

$$Q = \epsilon \sigma_s m B \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (\text{K. 1. 1-2})$$

$$\epsilon = 1.071 \left(1 - \frac{b_0}{b_s}\right)^4 \sqrt{\frac{b_0}{b_s}} \quad (\text{K. 1. 1-3})$$

$$H_0 = h' + \frac{v_1^2}{2g} \quad (\text{K. 1. 1-4})$$

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 $m=0.32\sim0.34$;

ϵ ——侧向收缩系数,可取 $\epsilon=0.80\sim0.92$;

b_0 ——槽身净宽(m);

b_s ——渡槽进口前渠道水宽与渠底宽度的平均值(m);

σ_s ——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 $\varphi=0.89\sim0.95$;

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 $Z_1=0.10\sim0.15\text{m}$;

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:

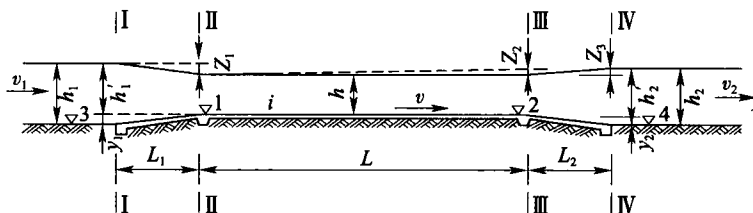


图 K. 1. 2 渡槽水力计算图

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：

$$\Delta h = 2k(k + 10\omega - 0.6)(\alpha + 15\alpha^4) \frac{v^2}{2g} \quad (\text{K. 1. 2-2})$$

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；

α ——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：

$$Z_3 = \frac{(1 - \sum \xi_2)(v^2 - v_2^2)}{2g} - J_{3-4}L_2 \quad (\text{K. 1. 2-4})$$

式中： J_{3-4} ——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。


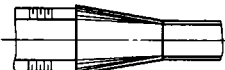
2 对于4级、5级渡槽,总水头损失 ΔZ 的计算公式中,槽身段水面降落值 Z_2 仍用公式(K. 1. 2-3)计算,进、出口段可按下列公式计算:

$$\text{进口段水面降落值 } Z_1 = (1 + \xi_1)(v^2 - v_1^2)/2g \quad (\text{K. 1. 2-6})$$


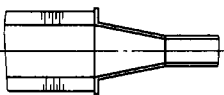

$$\text{出口段水面回升值 } Z_2 = (1 + \xi_2)(v^2 - v_2^2)/2g \quad (\text{K. 1. 2-7})$$

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、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 ξ_1	出口渐变段局部水头损失系数 ξ_2
圆弧直墙		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、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 应按下式计算:

$$\nabla_4 = \nabla_2 + h + Z_3 - h_2 \quad (\text{K. 1. 3-3})$$

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：

$$N_m \leq \frac{1}{K_H} N'_L \quad (\text{K. 2. 1-1})$$

$$N'_L = \frac{H'_L}{\cos \phi_m} \quad (\text{K. 2. 1-2})$$

$$H'_L = K'_L \frac{EI_y}{8fL} \quad (\text{K. 2. 1-3})$$

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。 $\lambda = EI_y / GI_k$ ，其中 I_k 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：

$$N'_L = \frac{\pi^2 E_a I'_y}{(L')^2} \quad (K. 2. 2-1)$$

$$L' = \alpha' S_a \sqrt{1 + \frac{\pi^2 E_a I'_y}{(\alpha' S_a)^2} \left(\frac{a' b'}{12 E_b I_b} + \frac{a'^2}{24 E_a I_a} \right)} \quad (K. 2. 2-2)$$

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式进行计算：

$$v_{np} = \left(\omega_0 \sqrt[6]{\rho \sqrt{\frac{4Q_{np}}{\pi d_{75}^2}}} \right)^{\frac{1}{1.25}} \quad (\text{L. 1. 1})$$

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：

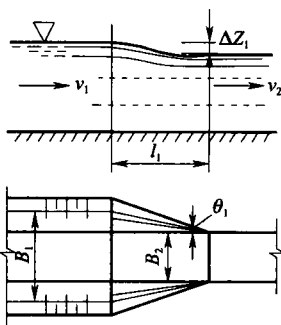


图 L. 1. 2-1 倒虹吸管进口渐变段示意图

$$h_{j1} = \xi_1 \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 2-1})$$

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:

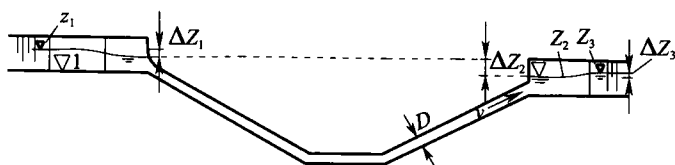


图 L. 1. 2-2 倒虹吸管水面落差示意图

$$\Delta Z_1 = (1 + \xi_1) \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 2-2})$$

式中: h_{j1} ——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/s^2);

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 ≤ 12.50
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	$\theta_1 = 150 \sim 370$ $\theta_2 = 100 \sim 170$

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:

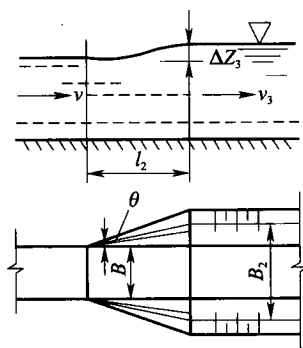


图 L. 1. 3 倒虹吸管出口渐变段示意图

$$h_{i2} = \xi_2 \frac{v^2 - v_3^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 3-1})$$

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:

$$\Delta Z_3 = (1 - \xi_2) \frac{v^2 - v_3^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 3-2})$$

式中: h_{i2} ——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_3 ——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列公式计算:

$$h_j = \left[\sum \xi_i \left(\frac{\varphi}{\varphi_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 4-1})$$

式中: h_j ——倒虹吸管的局部水头总损失(m);

φ, φ_i ——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(m²);

ξ_1 ——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 。

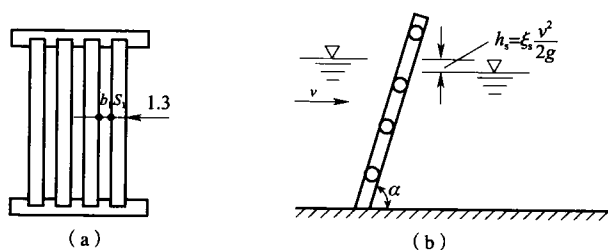


图 L. 1. 4-1 拦污栅水头损失系数计算图

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)。


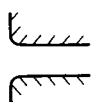
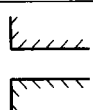
表 L. 1. 4-1 栅条形状系数

形状							
$\beta_1 \beta$	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_i 。

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		$\xi_{\text{进口}} = 0.05 \sim 0.10$
进口稍微修圆		0.20 ~ 0.25
进口没有修圆		0.50

3) 闸门槽水头损失系数 ξ_m , 平板门槽水头损失系数 ξ_m 为 0.05 ~ 0.15。

4) 压力管道渐变段水头损失系数 ξ_{jb} 。

当压力管道由方变圆或收缩时, $\xi_{jb} = 0.05$; 当压力管道由圆变方或扩大时, $\xi_{jb} = 0.10$ (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_{90° 值 (图 L. 1. 4-2), 再从表 L. 1. 4-4 查出 γ , 则 $\xi_w = \gamma \xi_{90^\circ}$ 。

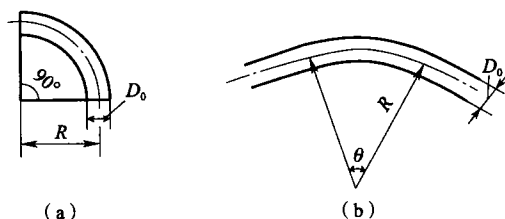


图 L. 1. 4-2 弯道水头损失系数计算图

表 L. 1. 4-3 直角弯道损失系数 ξ_{90° 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_{90°	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、进入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_c :

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_q	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
ξ_c	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:

$$h_f = \left[\sum \frac{2gL_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 4-4})$$

$$C_i = \frac{1}{n} R_i^{\frac{1}{6}} \quad (\text{L. 1. 4-5})$$

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 ——管道出口横断面积(m^2);

ω_i ——管身计算段横断面积(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_w 应按下式计算:

$$h_w = h_j + h_t = \left[\sum \xi_i \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 + \sum \frac{2g L_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 4-6})$$

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 $\left(\frac{v^2 - v_2^2}{2g} \right)$ ；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：

$$\Delta Z_2 = \left[\sum \xi_i \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 + \sum \frac{2g L_i}{C_i^2 R_i} \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \right] \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2 - v_2^2}{2g} \quad (\text{L. 1. 4-7})$$

L. 1. 5 倒虹吸管过流能力应按下列公式计算：

$$Q = \omega v = \mu \omega \sqrt{2g \Delta Z_2} \quad (\text{L. 1. 5-1})$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \xi_i \frac{\omega^2}{\omega_i^2} + \sum \frac{2g L_i \omega^2}{C_i^2 R_i^2 \omega_i^2} + 1 - \frac{\omega^2}{\omega_2^2}}} \quad (\text{L. 1. 5-2})$$

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。

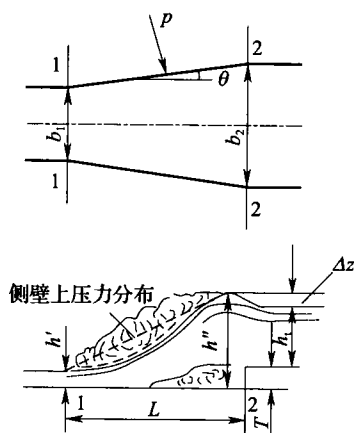


图 L. 1. 7-1 消力池计算示意图

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。

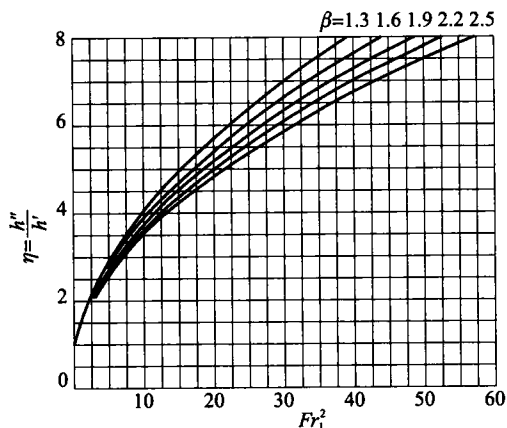


图 L. 1. 7-2 $\eta = f(Fr, \beta)$ 关系曲线图

2 消力池池深 T 可按下式计算:

$$T = \sigma h'' - h_1 - \Delta Z \quad (\text{L. 1. 7-5})$$

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gb_2^2} \left(\frac{1}{\varphi^2 h_1^2} - \frac{1}{\sigma^2 h''^2} \right) \quad (\text{L. 1. 7-6})$$

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,应按下列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 0.05mm~0.10mm 时,满足沉沙要求的池内平均流

速为 $0.05\text{m/s} \sim 0.15\text{m/s}$; 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 $0.25\text{m/s} \sim 0.55\text{m/s}$; 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 $0.40\text{m/s} \sim 0.80\text{m/s}$ 。

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 $1.2 \sim 1.5$;

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:

$$Q = \sigma \epsilon m B \sqrt{2gH_0}^{\frac{3}{2}} \quad (\text{M. 0. 3-1})$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (\text{M. 0. 3-2})$$

$$\sigma = 2.31 \frac{h_s}{H_0} \left(1 - \frac{h_s}{H_0}\right)^{0.4} \quad (\text{M. 0. 3-3})$$

$$h_s = h - iL (\text{短洞}) \quad (\text{M. 0. 3-4})$$

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_s ——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下式计算:

$$Q = m_1 A \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_1 D)} \quad (\text{M. 0. 3-5})$$

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
圆锥形护坡	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:

$$Q = m_2 A \sqrt{2g(H_0 + iL - \beta_2 D)} \quad (\text{M. 0. 3-6})$$

$$m_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} \quad (\text{M. 0. 3-7})$$

$$R = \frac{A}{\chi} \quad (\text{M. 0. 3-8})$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (\text{M. 0. 3-9})$$

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_5 + \xi_6 \quad (\text{M. 0. 3-10})$$

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_5 ——进口渐变段损失系数,可按表 M. 0. 3-3 查得;

ξ_6 ——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:

$$Q = m_3 A \sqrt{2g(H_0 + iL - h)} \quad (\text{M. 0. 3-11})$$

$$m_3 = \frac{1}{\sqrt{\sum \xi + \frac{2gL}{C^2 R}}} \quad (\text{M. 0. 3-12})$$

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_4 + \xi_5 + \xi_6 \quad (\text{M. 0. 3-13})$$

$$\xi_4 = \left(1 - \frac{A}{A_F}\right)^2 \quad (\text{M. 0. 3-14})$$

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_4 ;

A_F ——出口后下游过水断面面积(m^2);

ξ_4 ——出口损失系数。当出口后下游过水断面较大,比值 A/A_F 下很小时, ξ_4 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：

1 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：

$$Q = \epsilon m_1 [b_{CB} + 0.8 m_{CB} H_0] \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (\text{N. 1. 1-2})$$

进口为扭曲面连接时：

$$m = 0.474 - \frac{0.018 b_c}{H_0} \quad (\text{N. 1. 1-3})$$

进口为八字墙连接时：

$$m = 0.470 - \frac{0.017 b_c}{H_0} \quad (\text{N. 1. 1-4})$$

进口为横隔墙连接时：

$$m = 0.402 - \frac{0.008 b_c}{H_0} \quad (\text{N. 1. 1-5})$$

$$H_0 = h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} \quad (\text{N. 1. 1-6})$$

$$m_1 = 0.508 - \frac{0.034 (b_{CB} + 0.8 m_{CB} H_0)}{h_1} \quad (\text{N. 1. 1-7})$$

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_c 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:

$$h_b = \left(1 + \frac{\zeta v}{100}\right) h \quad (\text{N. 1. 2})$$

式中: h 、 h_b ——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);

ζ ——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:

$$b_s = 0.1L_1 + b_c \quad (\text{N. 2. 1-1})$$

单一跌口为梯形时:

$$b_s = 0.1L_1 + b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0 \quad (\text{N. 2. 1-2})$$

$$L_1 = 1.64 \sqrt{H_0(P + 0.24H_0)} \quad (\text{N. 2. 1-3})$$

式中: b_s ——消力池宽度(m);

L_1 ——水舌抛射长度(m);

P ——水流落差(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:

$$b_s = 0.1L_1 + nb_c + (n-1)b_g \quad (\text{N. 2. 2-1})$$

多个跌口为梯形时:

$$b_s = 0.1L_1 + n(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0) + (n-1)b_g \quad (\text{N. 2. 2-2})$$

式中: n ——跌口个数;

b_g ——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_d ,消力池长度 $L_d = 4.5 h_c''$,消力池深度 $d_d \geq (1.10 \sim 1.15) h_c'' - h_s$;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:

$$h_c' = 0.385 P q'^{4/3} / \varphi'^2 E_0^2 \quad (\text{N. 2. 5-1})$$

$$h_c'' = [1.741 g (\varphi' E_0 / q'^{2/3}) + 0.28] h_c' \quad (\text{N. 2. 5-2})$$

$$\varphi' = 0.832 (m' q'^{2/3} / p)^{0.1} \quad (\text{N. 2. 5-3})$$

$$E_0 = P + h_{CB} + \frac{v_{CB}^2}{2g} \quad (\text{N. 2. 5-4})$$

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 19685
- 《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
《农用水源环境质量监测技术规范》NY/T 396
《铁路桥涵设计规范》TB 10002