

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50286 — 2013

堤防工程设计规范

Code for design of levee project

2012 — 12 — 25 发布

2013 — 05 — 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

中华人民共和国国家标准

堤防工程设计规范

Code for design of levee project

GB 50286 - 2013

主编部门:中华人民共和国水利部

批准部门:中华人民共和国住房和城乡建设部

施行日期:2013年5月1日

中国计划出版社

2013 北 京

中华人民共和国国家标准

堤防工程设计规范

GB 50286-2013

☆

中国计划出版社出版

网址: www.jhpress.com

地址: 北京市西城区木樨地北里甲11号国宏大厦C座3层

邮政编码: 100038 电话: (010) 63906433 (发行部)

新华书店北京发行所发行

北京世知印务有限公司印刷

850mm×1168mm 1/32 6印张 153千字

2013年5月第1版 2013年5月第1次印刷

☆

统一书号: 1580242·036

定价: 36.00元

版权所有 侵权必究

侵权举报电话: (010) 63906404

如有印装质量问题, 请寄本社出版部调换

中华人民共和国住房和城乡建设部公告

第 1578 号

住房城乡建设部关于发布国家标准 《堤防工程设计规范》的公告

现批准《堤防工程设计规范》为国家标准,编号为GB 50286—2013,自 2013 年 5 月 1 日起实施。其中,第 7.2.4、7.2.5、10.1.3 条为强制性条文,必须严格执行。原国家标准《堤防工程设计规范》GB 50286—98 同时废止。

本规范由我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

2012 年 12 月 25 日

前 言

本规范是根据原建设部《关于印发〈二〇〇二~二〇〇三年度工程建设国家标准制定、修订计划〉的通知》(建标[2003]102号)的要求,对原国家标准《堤防工程设计规范》GB 50286—98 进行修订而成的。

本规范在修订过程中,修订组对我国堤防工程建设情况进行了广泛调查研究,征求了堤防工程设计、科研、施工及管理等单位 and 专家的意见,收集了国内外相关资料,结合堤防工程建设的需要,对关键性技术问题开展了专题论证,最后经审查定稿。

本规范共分 13 章和 6 个附录,主要内容包括:总则,术语,堤防工程的级别及设计标准,基本资料,堤线布置及堤型选择,堤基处理,堤身设计,护岸工程设计,堤防稳定计算,堤防与各类建筑物、构筑物的连接,堤防工程的加固、扩建与改建,安全监测设计,堤防工程管理设计等。

与原规范相比,本次修订的主要技术内容包括:

- (1)增加第 2 章术语、第 12 章安全监测设计。
- (2)第 6 章中增加堤基垂直防渗的内容。
- (3)第 9 章中增加抗倾稳定计算的内容。
- (4)第 13 章中增加管理体制和机构设置、工程管理范围和保护范围、工程运行管理的内容。
- (5)附录 E 中增加堤基的排水减压沟、防洪墙底部渗流计算的内容。

本规范中以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。

本规范由住房和城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释,由水利部负责日常管理工作,由水利部水利水电规划设计总院

负责具体技术内容的解释。各单位在执行过程中,应认真总结实践经验,积累资料,将有关意见和建议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:100011),以供修订时参考。

本规范主编单位、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

参编单位:长江勘测规划设计研究院

黑龙江省水利水电勘测设计研究院

长江科学院

黄河勘测规划设计有限公司

湖北省水利水电规划勘测设计院

河海大学

水利部防洪抗旱减灾工程技术研究中心

主要起草人:梅锦山 李维涛 刘加海 张明光 余文畴

姜家荃 蒋 肖 管枫年 戴春胜 刘亚丽

张家发 刘克传 王府义 张艳春 丁留谦

宋春山 徐文仲 郭 浩 潘少华 周欣华

主要审查人:刘志明 肖向红 刘咏峰 匡少涛 付成伟

何孝侏 杨光照 马贵生 胡一三 郑永良

郭东浦 何华松 戴力群 王 雷 郭 辉

胡 强 闫振真 周雪晴 袁文喜 胡永林

黄锦林

目 次

1 总 则	(1)
2 术 语	(2)
3 堤防工程的级别及设计标准	(4)
3.1 堤防工程的防洪标准及级别	(4)
3.2 安全加高值及稳定安全系数	(5)
4 基本资料	(8)
4.1 气象与水文	(8)
4.2 社会经济	(8)
4.3 工程地形	(8)
4.4 工程地质	(10)
5 堤线布置及堤型选择	(11)
5.1 堤线布置	(11)
5.2 堤距确定	(11)
5.3 堤型选择	(12)
6 堤基处理	(13)
6.1 一般规定	(13)
6.2 软弱堤基处理	(13)
6.3 透水堤基处理	(15)
6.4 多层堤基处理	(15)
6.5 岩石堤基的防渗处理	(16)
6.6 堤基垂直防渗	(16)
7 堤身设计	(18)
7.1 一般规定	(18)
7.2 筑堤材料与填筑标准	(18)

7.3	堤顶高程	(19)
7.4	土堤堤顶结构	(20)
7.5	堤坡与戗台	(21)
7.6	护坡与坡面排水	(21)
7.7	防渗与排水设施	(22)
7.8	防洪墙	(23)
8	护岸工程设计	(25)
8.1	一般规定	(25)
8.2	坡式护岸	(26)
8.3	坝式护岸	(28)
8.4	墙式护岸	(29)
8.5	其他护岸形式	(30)
9	堤防稳定计算	(32)
9.1	渗流及渗透稳定计算	(32)
9.2	抗滑和抗倾稳定计算	(33)
9.3	沉降计算	(35)
10	堤防与各类建筑物、构筑物的连接	(36)
10.1	一般规定	(36)
10.2	穿堤建筑物、构筑物	(36)
10.3	临堤建筑物、构筑物	(38)
10.4	跨堤建筑物、构筑物	(38)
11	堤防工程的加固、扩建与改建	(39)
11.1	一般规定	(39)
11.2	加固与扩建	(39)
11.3	改建	(42)
12	安全监测设计	(43)
13	堤防工程管理设计	(45)
13.1	一般规定	(45)
13.2	工程管理范围和保护范围	(46)

13.3 交通与通信设施	(47)
13.4 其他管理维护设施	(47)
附录 A 堤基处理计算	(49)
附录 B 设计潮位计算	(52)
附录 C 波浪计算	(57)
附录 D 护岸计算	(67)
附录 E 渗流计算	(78)
附录 F 抗滑稳定计算	(101)
本规范用词说明	(105)
引用标准名录	(106)
附:条文说明	(107)

Contents

1	General provisions	(1)
2	Terms	(2)
3	Grade and design standards of levee project	(4)
3.1	Flood control standard and grade of levee project	(4)
3.2	Security heightened value and stability safety factor	(5)
4	Basic data	(8)
4.1	Meteorology and hydrology	(8)
4.2	Social economy	(8)
4.3	Engineering topography	(8)
4.4	Engineering geology	(10)
5	Levee line layout and selection of levee type	(11)
5.1	Levee line layout	(11)
5.2	Determination of the spacing of levee	(11)
5.3	Selection of levee type	(12)
6	Levee foundation treatments	(13)
6.1	General requirement	(13)
6.2	Soft levee foundation treatments	(13)
6.3	Pervious levee foundation treatments	(15)
6.4	Multi-layer levee foundation treatments	(15)
6.5	Anti-seepage treatments for rock levee foundation	(16)
6.6	Vertical anti-seepage for levee foundation	(16)
7	Design of levee body	(18)
7.1	General requirement	(18)
7.2	Standards for levee materials and earth levee filling	(18)

7.3	Crest elevation of levee	(19)
7.4	Crest structure of earth levee	(20)
7.5	Levee slope and berm	(21)
7.6	Slope protection and slope drainage	(21)
7.7	Anti-seepage and drainage facilities	(22)
7.8	Flood wall	(23)
8	Design of revetment	(25)
8.1	General requirement	(25)
8.2	Slope-type revetment	(26)
8.3	Dam-type revetment	(28)
8.4	Wall-type revetment	(29)
8.5	Other types of revetment	(30)
9	Levee stability calculation	(32)
9.1	Seepage field calculation and seepage stability estimation	(32)
9.2	Calculation of stability against sliding and toppling	(33)
9.3	Settlement calculation	(35)
10	Connection between levee and buildings or structures	(36)
10.1	General requirement	(36)
10.2	Buildings and structures constructed through levee	(36)
10.3	Buildings and structures constructed near levee	(38)
10.4	Buildings and structures constructed across levee	(38)
11	Strengthening, extension and reconstruction of levee project	(39)
11.1	General requirement	(39)
11.2	Strengthening and extension	(39)
11.3	Reconstruction	(42)
12	Design of safety monitoring	(43)

13	Design of levee project management	(45)
13.1	General requirement	(45)
13.2	Scope of project management and protection	(46)
13.3	Facilities of traffic and communication	(47)
13.4	Facilities of other management and maintenance	(47)
Appendix A	Calculation of levee foundation treatments	(49)
Appendix B	Design tide level calculation	(52)
Appendix C	Wave calculation	(57)
Appendix D	Bank protection calculation	(67)
Appendix E	Seepage calculation	(78)
Appendix F	Calculation of stability against sliding	(101)
	Explanation of wording in this code	(105)
	List of quoted standards	(106)
	Addition; Explanation of provisions	(107)

1 总 则

1.0.1 为适应堤防工程建设的需要,统一堤防工程设计标准和技术要求,做到技术先进、经济合理、安全适用,使堤防工程有效地防御洪(潮)水危害,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于新建、加固、扩建、改建堤防工程的设计。

1.0.3 堤防工程设计应以流域、区域综合规划或防洪(潮)规划为依据。城市防洪堤工程设计还应与城市总体规划相协调。

1.0.4 堤防工程设计应具备可靠的气象水文、水系水域、地形地质、生态环境及社会经济等基本资料。堤防工程加固、扩建设计还应具备堤防工程现状及运用情况等资料。

1.0.5 堤防工程设计应满足稳定、应力、变形、渗流控制等方面的要求,还应兼顾河道生态、周边环境及景观要求。

1.0.6 堤防工程设计应贯彻因地制宜、就地取材的原则,并结合工程具体情况,采用安全、经济的新技术、新工艺、新材料。

1.0.7 位于地震动峰值加速度 $0.10g$ 及以上地区的 1 级堤防工程,经主管部门批准,应进行抗震设计。

1.0.8 堤防工程设计除应符合本规范外,尚应符合国家现行标准的有关规定。

2 术 语

2.0.1 戗台 berm

为保障堤防工程安全,对堤身较高的堤段,在堤坡适当部位设置的具有一定宽度的平台。

2.0.2 防浪墙 wave wall

为防止波浪翻越堤顶而在堤顶挡水前沿设置的墙体。

2.0.3 护坡 slope protection

防止堤防边坡受水流、雨水、风浪的冲刷侵蚀而修筑的坡面保护设施。

2.0.4 护岸工程 bank protection works

为防止岸滩冲蚀而修建的平顺护岸、丁坝、矶头、顺坝等防护工程。

2.0.5 减压井 relief well

为降低堤防、闸、坝等建筑物下游覆盖层的渗透压力而设置的井式减压排渗设施。

2.0.6 治导线 regulation line

河道整治后在设计流量下的平面轮廓线。

2.0.7 穿堤建筑物 buildings through levee

以引、排水为目的,从堤身或堤基穿过的管、涵、闸等水利建筑物的总称。

2.0.8 临堤建筑物 buildings near levee

在河道堤防管理范围或堤脚线以外修建的不穿越堤身、堤脚的建筑物。

2.0.9 跨堤建筑物 buildings across levee

跨越堤防的建筑物。

2.0.10 决口 breach

堤防由于填筑物料、填筑质量、高程等缺陷在水流的作用下冲刷坍塌,形成缺口,造成水流出现象。

2.0.11 设计枯水位 low water

用于护岸工程设计护坡与护脚的分界,通常选取为枯水期水位的多年平均值或相应于某一重现期的枯水位。

3 堤防工程的级别及设计标准

3.1 堤防工程的防洪标准及级别

3.1.1 堤防工程保护对象的防洪标准应按现行国家标准《防洪标准》GB 50201 的有关规定执行。堤防工程的防洪标准应根据保护区内保护对象的防洪标准和经审批的流域防洪规划、区域防洪规划综合研究确定,并应符合下列规定:

1 保护区仅依靠堤防工程达到其防洪标准时,堤防工程的防洪标准应根据保护区内防洪标准较高的保护对象的防洪标准确定。

2 保护区依靠包括堤防工程在内的多项防洪工程组成的防洪体系达到其防洪标准时,堤防工程的防洪标准应按经审批的流域防洪规划、区域防洪规划中堤防工程所承担的防洪任务确定。

3 蓄、滞洪区堤防工程的防洪标准应根据经审批的流域防洪规划、区域防洪规划的要求确定。

3.1.2 根据保护对象的重要程度和失事后遭受洪灾损失的影响程度,可适当降低或提高堤防工程的防洪标准。当采用低于或高于规定的防洪标准时,应进行论证并报水行政主管部门批准。

3.1.3 堤防工程的级别应根据确定的保护对象的防洪标准,按表 3.1.3 的规定确定。

表 3.1.3 堤防工程的级别

防洪标准 [重现期(年)]	≥ 100	< 100 且 ≥ 50	< 50 且 ≥ 30	< 30 且 ≥ 20	< 20 且 ≥ 10
堤防工程的级别	1	2	3	4	5

3.1.4 遭受洪(潮)灾或失事后损失巨大、影响十分严重的堤防工程,其级别可适当提高;遭受洪(潮)灾或失事后损失及影响较小或使用期限较短的临时堤防工程,其级别可适当降低。提高或降低堤防工程级别时,1级、2级堤防工程应报国务院水行政主管部门批准,3级及以下堤防工程应报流域机构或省级水行政主管部门批准。

3.1.5 堤防工程上的闸、涵、泵站等建筑物及其他构筑物的设计防洪标准,不应低于堤防工程的防洪标准。

3.2 安全加高值及稳定安全系数

3.2.1 堤防工程的安全加高值应按表 3.2.1 的规定确定。1 级堤防工程重要堤段的安全加高值,经过论证可适当加大,但不得大于 1.5 m。山区河流洪水历时较短时,可适当降低安全加高值。

表 3.2.1 堤防工程的安全加高值

堤防工程的级别		1	2	3	4	5
安全加高值(m)	不允许越浪的堤防	1.0	0.8	0.7	0.6	0.5
	允许越浪的堤防	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3

3.2.2 防止渗透变形的允许水力比降应以土的临界比降除以安全系数确定,无黏性土的安全系数应为 1.5~2.0,黏性土的安全系数不应小于 2.0。无试验资料时,对于渗流出口无滤层的情况,无黏性土的允许水力比降可按表 3.2.2 选用,有滤层的情况可适当提高,特别重要的堤段,其允许水力比降应根据试验的临界比降确定。

表 3.2.2 无黏性土渗流出口的允许水力比降

渗透变形形式	流土型			过渡型	管涌型	
	$C_u \leq 3$	$3 < C_u \leq 5$	$C_u > 5$		级配连续	级配不连续
允许水力比降	0.25~0.35	0.35~0.50	0.50~0.80	0.25~0.40	0.15~0.25	0.10~0.20

注: C_u 为土的不均匀系数。

3.2.3 土堤边坡抗滑稳定采用瑞典圆弧法或简化毕肖普法计算时,安全系数不应小于表 3.2.3 的规定。

表 3.2.3 土堤边坡抗滑稳定安全系数

堤防工程级别			1	2	3	4	5
安全系数	瑞典圆弧法	正常运用条件	1.30	1.25	1.20	1.15	1.10
		非常运用条件 I	1.20	1.15	1.10	1.05	1.05
		非常运用条件 II	1.10	1.05	1.05	1.00	1.00
	简化毕肖普法	正常运用条件	1.50	1.35	1.30	1.25	1.20
		非常运用条件 I	1.30	1.25	1.20	1.15	1.10
		非常运用条件 II	1.20	1.15	1.15	1.10	1.05

注:运用条件详见本规范第 9.2.2 条。

3.2.4 软弱地基上土堤的抗滑稳定安全系数,当难以达到规定数值时,经过论证,并报行业主管部门批准后,可适当降低。

3.2.5 防洪墙沿基底面的抗滑稳定安全系数不应小于表 3.2.5 的规定。岩基上防洪墙采用抗剪断公式计算抗滑稳定时,防洪墙沿基底面的抗滑稳定安全系数正常运用条件不应小于 3.00,非常运用条件 I 不应小于 2.50,非常运用条件 II 不应小于 2.30。

表 3.2.5 防洪墙沿基底面的抗滑稳定安全系数

地基性质		岩 基				土 基			
堤防工程级别		1	2	3	4、5	1	2	3	4、5
安全系数	正常运用条件	1.15	1.10	1.08	1.05	1.35	1.30	1.25	1.20
	非常运用条件 I	1.05	1.05	1.03	1.00	1.20	1.15	1.10	1.05
	非常运用条件 II	1.03	1.03	1.00	1.00	1.10	1.05	1.05	1.00

3.2.6 土基上防洪墙基底应力的最大值与最小值之比,不应大于表 3.2.6 规定的允许值。

表 3.2.6 土基上防洪墙基底应力的最大值与最小值之比的允许值

地基土质	荷载组合	
	基本组合	特殊组合
松软	1.50	2.00
中等坚实	2.00	2.50
坚实	2.50	3.00

3.2.7 岩基上防洪墙抗倾覆稳定安全系数不应小于表 3.2.7 的规定。

表 3.2.7 岩基上防洪墙抗倾覆稳定安全系数

堤防工程级别		1	2	3	4	5
安全 系数	正常运用条件	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
	非常运用条件 I	1.50	1.45	1.40	1.35	1.30
	非常运用条件 II	1.40	1.35	1.30	1.25	1.20

4 基本资料

4.1 气象与水文

4.1.1 堤防工程设计应具备气温、风况、蒸发、降水、水位、流量、流速、泥沙、潮汐、波浪、冰情、冻土、地下水等气象、水文资料。

4.1.2 堤防工程设计应具备与工程有关地区的水系分布、水域分布、河势演变和冲淤变化等资料。

4.2 社会经济

4.2.1 堤防工程设计应具备堤防保护区及堤防工程区的社会经济资料。

4.2.2 堤防工程保护区的社会经济资料应包括下列主要内容：

- 1 面积、耕地、人口、城镇分布等社会概况。
- 2 农林牧副渔业、工矿企业、交通、能源、通信、文化设施等行业的规模、资产、产量、产值等国民经济概况。
- 3 生态环境状况。
- 4 历史洪、涝、潮灾害情况。
- 5 相关社会经济发展规划。

4.2.3 堤防工程建设区和料场区的社会经济资料应包括下列主要内容：

- 1 面积、地类、人口、房屋、固定资产等。
- 2 农林牧副渔业、工矿企业、交通、通信、文化教育等设施。
- 3 文物古迹、旅游设施、墓地等。

4.3 工程地形

4.3.1 堤防工程不同设计阶段的地形测量资料应符合表 4.3.1 的规定。

表 4.3.1 堤防工程设计各设计阶段的测图要求

图别	建筑物类别	设计阶段	比例尺	图幅范围及断面间距	备注
地形图	堤防及护岸	规划	1 : 10000~ 1 : 50000	横向自堤中心线向 两侧带状展开 100m~ 300m,纵向应闭合至 自然高地或已建堤防、 路、渠堤	砂基及双层 地基背水侧应 适当加宽,以涵 盖压、盖重范 围。 临水侧为侵 蚀性滩岸时,宜 扩至深泓或侵 蚀线外
		1 : 1000~ 1 : 10000			
	交叉 建筑物	1 : 200~ 1 : 500	包括建筑物进出口 及两岸连接范围	初步设计 比例尺宜取 大比例尺	
纵断面图	堤防	可行性研究、 初步设计	竖向 1 : 100~ 1 : 200	—	初步设计宜 取大比例尺。 堤线长度 超过 100km 时,横向比例 尺可采用 1 : 25000 ~ 1 : 50000
			横向 1 : 1000~ 1 : 10000	—	
横断面图	堤防及 护岸		竖向 1 : 100	新建堤防每 100m~ 200m 测一断面,测宽 200m~600m。 加固堤防及护岸每 50m~100m 测一断 面,测宽 200m~600m	初步设计 断面间隔宜 取大比例尺。 曲线段断面 间距宜缩小。 横断面宽度超 过 500m 时,横 向比例尺可采 用 1 : 2000。 老堤加固横向 比例尺可采用 1 : 200
			横向 1 : 500~ 1 : 1000		

4.3.2 新建堤防工程应提供堤中心线纵断面图;加固、扩建堤防工程应同时提供堤顶及临水、背水堤脚线纵断面图。

4.4 工程地质

4.4.1 3级及以上堤防工程设计的工程地质及筑堤材料资料,应符合现行行业标准《堤防工程地质勘察规程》SL 188的有关规定。

4级、5级堤防工程设计的工程地质及筑堤材料资料可适当简化。

4.4.2 堤防工程设计应充分利用已有堤防工程及堤线上修建工程的地质勘测资料,并应收集险工地段的历史和现状险情资料,同时应查明历史险工段和决口堤段的范围、地层结构、防汛抢险和堵口采用的材料等情况。

5 堤线布置及堤型选择

5.1 堤线布置

5.1.1 堤线布置应根据防洪规划,地形、地质条件,河流或海岸线变迁,结合现有及拟建建筑物的位置、施工条件、已有工程状况以及征地拆迁、文物保护、行政区划等因素,经过技术经济比较后综合分析确定。

5.1.2 堤线布置应符合下列原则:

1 堤线布置应与河势相适应,并宜与大洪水的主流线大致平行。

2 堤线布置应力求平顺,相邻堤段间应平缓连接,不应采用折线或急弯。

3 堤线应布置在占压耕地、拆迁房屋少的地带,并宜避开文物遗址,同时应有利于防汛抢险和工程管理。

4 湖堤、海堤堤线布置宜避开强风或暴潮正面袭击。

5 城市防洪堤的堤线布置应与市政设施相协调。

6 堤防工程宜利用现有堤防和有利地形,修筑在土质较好、比较稳定的滩岸上,应留有适当宽度的滩地,宜避开软弱地基、深水地带、古河道、强透水地基。

5.1.3 海涂围堤、河口堤防及其他重要堤段的堤线布置,应与地区经济社会发展规划相协调,并应分析论证对生态环境和社会经济的影响,必要时应进行模型试验后分析确定。

5.2 堤距确定

5.2.1 新建或改建河堤的堤距应根据流域防洪规划分河段确定,上下游、左右岸应统筹兼顾。

5.2.2 河堤堤距应根据河道的地形、地质条件,水文泥沙特性,河床演变特点,冲淤变化规律,经济社会长远发展、生态环境保护要求和不同堤距的技术经济指标,并综合权衡有关自然因素和社会因素后分析确定。

5.2.3 受山嘴、矶头或其他建筑物、构筑物等影响,排洪能力明显小于上、下游的窄河段,应采取清除障碍或展宽堤距的措施。

5.3 堤型选择

5.3.1 堤防工程的形式应根据堤段所在的地理位置、重要程度、堤址地质、筑堤材料、水流及风浪特性、施工条件、运用和管理要求、环境景观、工程造价等因素,经过技术经济比较,综合确定。

5.3.2 加固、改建、扩建的堤防,应结合原有堤型、筑堤材料等因素选择堤型。

5.3.3 城市防洪堤应结合城市总体规划、市政设施建设、城市景观与亲水性等选择堤型。

5.3.4 相邻堤段采用不同堤型时,堤型变换处应做好连接处理。

6 堤基处理

6.1 一般规定

6.1.1 堤基处理应根据堤防工程级别、堤高、堤基条件和渗流控制要求,选择经济合理的方案。

6.1.2 堤基处理应符合下列要求:

1 渗流控制应保证堤基及背水侧堤脚外土层的渗透稳定。

2 堤基应满足静力稳定要求,按抗震要求设计的堤防还应满足抗震动力稳定要求。

3 竣工后堤基和堤身的总沉降量和不均匀沉降量不应影响堤防的安全和运用。

6.1.3 堤基处理应探明堤基中的暗沟、古河道、塌陷区、动物巢穴、墓坑、窑洞、坑塘、井窖、房基、杂填土等隐患,并应采取处理措施。

6.2 软弱堤基处理

6.2.1 软弱堤基处理应研究软黏土、湿陷性黄土、易液化土、膨胀土、泥炭土和分散性黏土等软弱堤基的物理力学特性和渗透性,并应分析其对工程可能产生的影响。

6.2.2 堤基中浅埋的薄层软黏土宜挖除。当厚度较大难以挖除或挖除不经济时,可采用铺垫透水材料加速排水和扩散应力、在堤脚外设置压载、打排水井或塑料排水带、放缓堤坡、控制施工荷载速率等方法进行处理。垫层、排水井等可按本规范附录 A 的规定确定。

6.2.3 当软黏土堤基采用铺垫透水材料加速排水固结时,其透水材料可使用砂砾、碎石、土工织物,也可结合使用。在防渗体部位

应避免出现渗流通道。

6.2.4 在软黏土堤基上采用连续施工法修筑堤防,当填筑高度达到或超过软土堤基所能承载的高度时,可在堤脚外设置压载。一级压载不满足要求时,可采用两级压载,压载的高度和宽度应由稳定计算确定。

6.2.5 软黏土堤基可采用排水砂井和塑料排水带等加速固结,排水井应与透水垫层结合使用。在软黏土层下有承压水并危及堤防安全时,应避免排水井穿透软黏土层。

6.2.6 在软黏土地基上筑堤,可采用控制填土速率的方法。填土速率和间歇时间应通过计算、试验或结合类似工程分析确定。

6.2.7 在软黏土地基上修筑重要的堤防,可采用振冲法或搅拌桩等方法加固堤基。

6.2.8 在湿陷性黄土地基上修筑堤防,可采用预先浸水法或表面重锤夯实法处理。在强湿陷性黄土地基上修建较高或重要的堤防,应专门研究处理措施。

6.2.9 对于必须处理的可液化土层,当挖除有困难或挖除不经济时,可采取人工加密的措施处理。对于浅层的可液化土层,可采用表面振动压密等措施处理;对于深层的可液化土层,可采用振冲、强夯、围封、设置砂石桩加强堤基排水等方法处理。

6.2.10 泥炭土无法避开且又不可能挖除时,应根据泥炭土的压缩性采取碎石桩、填石强夯等相应的措施,有条件时,应进行室内试验和试验性填筑。

6.2.11 膨胀土堤基,在查清膨胀土性质和分布范围的基础上,必要时应采用挖除、表层防护等方法处理。

6.2.12 分散性黏土堤基,在堤身防渗体以下部分应掺入石灰,石灰掺量应根据土质情况由试验确定,其重量比可采用2%~4%;均质土堤处理深度可采用0.2m~0.3m,心墙或斜墙土石堤在防渗体下处理深度可采用1.0m~1.2m。在防渗体下游部位可采用满足保护分散性黏土要求的滤层。

6.3 透水堤基处理

6.3.1 表层透水堤基处理可采用截水槽、铺盖、地下防渗墙及灌浆截渗等方法处理。

6.3.2 浅层透水堤基宜采用黏性土截水槽截渗。截水槽底部应达到相对不透水层,截水槽宜采用与堤身防渗体相同的土料填筑,其压实密度不应小于堤体的同类土料。截水槽的底宽应根据回填土料、下卧的相对不透水层的允许渗透比降及施工条件确定。

6.3.3 透水层较厚且临水侧有稳定滩地的堤基,宜采用铺盖防渗措施。铺盖的长度和断面应通过计算确定。计算时,应计算下卧层及铺盖本身的渗透稳定。当利用天然弱透水层作为防渗铺盖时,应查明天然弱透水层及下卧透水层的分布、厚度、级配、渗透系数和允许渗透比降等情况,在天然铺盖不足的部位应采取人工铺盖补强措施。缺乏铺盖土料时,可采用土工膜或复合土工膜,在其表面应设保护层及排气排水系统。

6.3.4 经技术经济比较,透水堤基可设置地下防渗墙时,防渗墙的设计应符合本规范第 6.6 节的要求。

6.3.5 需要在砂砾石堤基内进行灌浆截渗时,应通过室内及现场试验确定堤基的可灌性,并应按现行行业标准《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》SL 62 的有关规定执行。可灌性判别可采用本规范附录 A 的方法。

6.4 多层堤基处理

6.4.1 对多层堤基,可采用堤防临水侧垂直截渗,堤背水侧加盖重、减压沟、减压井等处理措施,也可多种措施结合使用。

6.4.2 表层弱透水层较厚的堤基,宜采用盖重处理措施。盖重宜采用透水材料。计算可采用本规范附录 A 的方法。

6.4.3 表层弱透水层较薄、下卧的透水层基本均匀且厚度足够时,宜采用减压沟处理措施。减压沟可采用明沟,也可采用暗沟。

6.4.4 弱透水层下卧的透水层呈层状沉积、各向异性且强透水层位于地基下部或其间夹有黏土薄层和透镜体时,宜采用减压井处理措施,应根据渗流控制要求和地层情况,结合施工等因素,合理确定井距和井深。

6.4.5 减压沟、减压井宜靠近堤防背水侧坡脚或在盖重末端设置。

6.5 岩石堤基的防渗处理

6.5.1 当岩石堤基有下列情况之一时,应进行防渗处理:

1 强风化或裂隙发育的岩石,可能使岩石或堤体受到渗透破坏的。

2 因岩溶等原因,渗水量过大,可能危及堤防安全的。

6.5.2 当岩石堤基强烈风化可能使堤基或堤身受到渗透破坏时,防渗体下的岩石裂隙应采用砂浆或混凝土封堵,并应在防渗体下游设置滤层;非防渗体下宜采用滤料覆盖。

6.5.3 对岩溶地区,应在查清岩溶发育情况的基础上,根据当地材料情况,填塞漏水通道。必要时,可加防渗铺盖。

6.5.4 当岩石堤基需设置灌浆帷幕时,可按现行行业标准《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》SL 62 的有关规定执行。

6.6 堤基垂直防渗

6.6.1 防渗墙宜布置在堤基中心区或临水侧堤脚附近处,当堤基和堤身均需采取渗控措施时,防渗墙应结合堤身防渗要求布置。

6.6.2 防渗墙可采用悬挂式、半封闭式或封闭式等形式。防渗墙的具体形式应在分析渗流控制效果和对地下水环境的影响后综合确定。

6.6.3 防渗墙深度应满足渗透稳定的要求。半封闭式和封闭式防渗墙深入相对不透水层的深度不应小于1.0m,当相对不透水层为基岩时,防渗墙深入相对不透水层的深度不宜小于0.5m。

6.6.4 黏土、水泥土、混凝土、塑性混凝土、自凝灰浆、固化灰浆和

土工合成材料等,均可作为防渗墙墙体材料。采用土工合成材料时,其厚度不应小于 0.5mm,采用其他材料时,墙体的厚度可按下列式计算,并结合施工要求综合分析确定:

$$D = \frac{\Delta H}{J_{\text{允}}} \quad (6.6.4)$$

式中: D ——墙体厚度(m);

ΔH ——上、下游水头差(m);

$J_{\text{允}}$ ——墙体材料的允许比降。

7 堤身设计

7.1 一般规定

7.1.1 堤身的结构设计应经济实用、就地取材、便于施工和维护,并应满足防汛和管理的要求。

7.1.2 堤身设计应依据堤基条件、筑堤材料及运行要求分段进行。堤身各部位的结构与尺寸,应经稳定计算和技术经济比较后确定。

7.1.3 土堤堤身设计应包括堤身断面布置、填筑标准、堤顶高程、堤顶结构、堤坡与戕台、护坡与坡面排水、防渗与排水设施等。防洪墙设计应包括墙身结构形式、墙顶高程和基础轮廓尺寸及防渗、排水设施等。

7.1.4 通过古河道、堤防决口堵复、海堤港汊堵口等地段的堤身断面,应根据水流、堤基、施工方法及筑堤材料等条件,结合各地的实践经验,经专门研究后确定。

7.2 筑堤材料与填筑标准

7.2.1 土料、石料及砂砾料等筑堤材料的选择,应符合下列规定:

1 均质土堤的土料宜选用黏粒含量为10%~35%、塑性指数为7~20的黏性土,且不得含植物根茎、砖瓦垃圾等杂质;填筑土料含水率与最优含水率的允许偏差为 $\pm 3\%$;铺盖、心墙、斜墙等防渗体宜选用防渗性能好的土;堤后盖重宜选用砂性土。

2 砌墙及护坡的石料应质地坚硬,冻融损失率应小于1%,石料外形应规整,边长比宜小于4。护坡石料粒径应满足抗冲要求,填筑石料最大粒径应满足施工要求。

3 垫层和反滤层的砂砾料宜为连续级配、耐风化、水稳定性

好。砂砾料用于反滤时含泥量宜小于 10%。

7.2.2 下列土不宜作堤身填筑土料,当需要时,应采取相应的处理措施:

- 1 淤泥类土、天然含水率不符合要求或黏粒含量过多的黏土。
- 2 冻土块、杂填土。
- 3 水稳定性差的膨胀土、分散性土等。

7.2.3 土堤的填筑标准应根据堤防级别、堤身结构、土料特性、自然条件、施工机具及施工方法等因素,综合分析确定。

7.2.4 黏性土土堤的填筑标准应按压实度确定。压实度值应符合下列规定:

- 1 1 级堤防不应小于 0.95。
- 2 2 级和堤身高度不低于 6m 的 3 级堤防不应小于 0.93。
- 3 堤身高度低于 6m 的 3 级及 3 级以下堤防不应小于 0.91。

7.2.5 无黏性土土堤的填筑标准应按相对密度确定,1 级、2 级和堤身高度不低于 6m 的 3 级堤防不应小于 0.65,堤身高度低于 6m 的 3 级及 3 级以下堤防不应小于 0.60。有抗震要求的堤防应按现行行业标准《水工建筑物抗震设计规范》SL 203 的有关规定执行。

7.2.6 用石渣料作堤身填料时,其固体体积率宜大于 76%,相对孔隙率不宜大于 24%。

7.2.7 决口堵复、港汊堵口、水中筑堤、软弱堤基上的土堤,设计填筑标准应根据采用的施工方法、土料性质等条件,并结合已建成的类似堤防工程的填筑标准分析确定。

7.3 堤顶高程

7.3.1 堤顶高程应按设计洪水位或设计高潮位加堤顶超高确定。设计洪水位应按现行行业标准《水利工程水利计算规范》SL 104 的有关规定计算。设计高潮位应按本规范附录 B 计算。堤顶超高应按下式计算:

$$Y=R+e+A \quad (7.3.1)$$

式中:Y——堤顶超高(m);

R——设计波浪爬高(m),可按本规范附录C计算确定;

e——设计风壅水面高度(m),可按本规范附录C计算确定;对于海堤,当设计高潮位中包括风壅水面高度时,不另计;

A——安全加高值,按本规范表3.2.1确定(m)。

7.3.2 流冰期易发生冰塞、冰坝的河段,堤顶高程除应按本规范第7.3.1条的规定计算外,尚应根据历史凌汛水位和风浪情况进行专门分析论证后确定。

7.3.3 当土堤临水侧堤肩设有防浪墙时,防浪墙顶高程计算应与本规范第7.3.1条堤顶高程计算相同,但土堤顶面高程应高出设计水位0.5m以上。

7.3.4 土堤应预留沉降量。沉降量可根据堤基地质、堤身土质及填筑密度等因素分析确定,宜取堤高的3%~5%。当有下列情况之一时,沉降量应按本规范第9.3节的规定计算:

1 土堤高度大于10m。

2 堤基为软弱土层。

3 因筑堤材料、施工条件等限制而导致压实度较低的土堤。

7.3.5 区域沉降量较大的地区,在本规范第7.3.4条预留沉降量的基础上,可适当增加预留沉降量。

7.4 土堤堤顶结构

7.4.1 堤顶宽度应根据防汛、管理、施工、构造及其他要求确定。堤顶宽度,1级堤防不宜小于8m;2级堤防不宜小于6m;3级及以下堤防不宜小于3m。

7.4.2 回车场、避车道、存料场可在堤顶设计宽度以外设置,其具体布置及尺寸可根据需要确定。

7.4.3 上堤坡道的位置、坡度、顶宽、结构等可根据需要确定。『临

水侧上堤坡道宜顺水流方向布置。

7.4.4 堤顶路面结构应根据防汛、管理的要求,并结合堤身土质、气象、是否允许越浪等条件进行选择。

7.4.5 堤顶应向一侧或两侧倾斜,坡度宜采用 2%~3%。

7.4.6 防浪墙可采用浆砌石、混凝土等结构形式。防浪墙净高不宜超过 1.2m,埋置深度应满足稳定和抗冻要求。风浪大的海堤、湖堤的防浪墙临水侧可做成反弧曲面。防浪墙应设置变形缝,并进行强度和稳定性核算。

7.5 堤坡与戕台

7.5.1 堤坡应根据堤防级别、堤身结构、堤基、筑堤土质、风浪情况、护坡形式、堤高、施工及运用条件,经稳定计算确定。1 级、2 级土堤的堤坡不宜陡于 1:3。

7.5.2 戕台应根据堤身稳定、管理、排水、施工的需要分析确定。堤高超过 6m 时,背水侧宜设置戕台,戕台的宽度不宜小于 1.5m。

7.5.3 风浪大的堤段临水侧宜设置消浪平台,其宽度可为设计浪高的 1 倍~2 倍,且不宜小于 3m。消浪平台应采用浆砌大块石、竖砌条石、混凝土等进行防护。

7.6 护坡与坡面排水

7.6.1 护坡的结构形式应安全实用、便于施工和维护。对不同堤段或同一坡面的不同部位可选用不同的护坡形式。

7.6.2 临水侧护坡的形式应根据风浪大小、近堤水流、潮流情况,结合堤防级别、堤高、堤身与堤基土质等因素确定。通航河流船行波作用较强烈的堤段应分析船行波的作用和影响。背水侧护坡的形式应根据当地的暴雨强度、越浪要求,并结合堤高和土质情况确定。

7.6.3 土堤堤坡宜采用草皮等生态护坡;受水流冲刷或风浪作用强烈的堤段,临水侧坡面可采用砌石、混凝土等护坡形式。

7.6.4 护坡的结构尺寸可按本规范附录 D 进行计算。高度低于

3m 的堤防,其护坡结构尺寸可按已建同类堤防选定。

7.6.5 砌石、混凝土等护坡与土体之间应设置垫层。垫层可采用砂、砾石或碎石、石渣和土工织物,砂石垫层厚度不应小于 0.1m。风浪大的堤段的护坡垫层可适当加厚。

7.6.6 浆砌石、混凝土等护坡应设置排水孔,孔径可为 50mm~100mm,孔距可为 2m~3m,宜呈梅花形布置。浆砌石、混凝土护坡应设置变形缝。

7.6.7 砌石、混凝土护坡在堤脚、戕台或消浪平台两侧或改变坡度处,均应设置基座,堤脚处基座埋深不宜小于 0.5m,护坡与堤顶相交处应牢固封顶,封顶宽度可为 0.5m~1.0m。

7.6.8 海堤临水侧可采用斜坡式、陡墙式或复合式防护形式,并应根据堤身、堤基、堤前水深、风浪大小以及材料、施工等因素经技术经济比较确定。陡墙式护坡宜采用重力挡土墙结构,其断面尺寸应由稳定和强度计算确定。砌置深度不宜小于 1.0m,墙与土体之间应设置过渡层,过渡层可由砂砾、碎石或石渣填筑,其厚度可为 0.5m~1.0m。复合式护坡宜结合变坡设置平台,平台的高程应根据消浪要求确定。

7.6.9 风浪强烈的海堤临水侧坡面的防护宜采用混凝土或钢筋混凝土异型块体,异型块体的结构及布置可根据消浪的要求,经计算确定。重要堤段应通过试验确定。

7.6.10 高于 6m 的土堤受雨水冲刷严重时,宜在堤顶、堤坡、堤脚以及堤坡与山坡或其他建筑物结合部设置排水设施。

7.6.11 平行堤轴线的排水沟可设在戕台内侧或近堤脚处。坡面竖向排水沟可每隔 50m~100m 设置一条,并应与平行堤轴向的排水沟连通。排水沟可采用混凝土或砌石结构,其尺寸与底坡坡度可由计算或结合已有工程的经验确定。

7.7 防渗与排水设施

7.7.1 堤身防渗的结构形式应根据渗流计算及技术经济比较合

理确定。堤身防渗宜采用均质土堤形式,也可采用心墙、斜墙或其他防渗墙形式。防渗材料可采用黏土、混凝土、沥青混凝土、土工膜等材料。堤身排水可采用深入背水坡脚或贴坡滤层。滤层材料可采用砂、砾料或土工织物等材料。

7.7.2 堤身的防渗体应满足渗透稳定以及施工与构造的要求。

7.7.3 堤身的防参与排水体的布设应与堤基防参与排水设施统筹布置,并使堤身防渗和堤基防渗紧密结合。

7.7.4 防渗体的顶部应高出设计水位 0.5m。

7.7.5 土质防渗体的断面应自上而下逐渐加厚。顶部的水平宽度不宜小于 1m,底部厚度不宜小于堤前设计水深的 $1/4$ 。砂、砾石排水体的厚度或顶宽不宜小于 1m。

7.7.6 土质防渗体的顶部和斜墙的临水侧应设置保护层。保护层的厚度不应小于当地冻结深度。

7.7.7 采用土工膜作为堤身防渗材料时,可用斜向或垂直铺塑形式,土工膜与土工织物的使用应符合现行国家标准《土工合成材料应用技术规范》GB 50290 的有关规定。

7.7.8 堤身采用贴坡排水时,排水体的顶部应高出浸润线出逸点 0.5m~1.0m。

7.8 防 洪 墙

7.8.1 城市、工矿区等修建土堤受限制的地段,可采用防洪墙。防洪墙宜采用钢筋混凝土结构,当高度不大时,可采用混凝土或浆砌石结构。墙顶高程应按本规范第 7.3.1 条计算确定。

7.8.2 防洪墙可采用重力式、悬臂式、扶臂式、加筋式、空箱式等结构形式。

7.8.3 防洪墙应按本规范第 9 章的规定进行抗倾、抗滑和地基整体稳定计算。地基稳定、承载力、变形不满足要求时,应对地基进行加固或调整防洪墙基础尺寸。地基加固可采取置换、复合地基、桩基等措施。

7.8.4 防洪墙应满足强度和抗渗要求。结构强度计算应按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191 的有关规定执行。钢筋混凝土、混凝土、浆砌石等材料建筑的防洪墙,其底部的渗流计算可用改进阻力系数法,计算方法应符合本规范附录 E 的规定。

7.8.5 防洪墙基础埋置深度应满足抗冲刷和冻结深度的要求。

7.8.6 防洪墙应设置变形缝,钢筋混凝土墙缝距宜为 15m~20m,混凝土及浆砌石墙宜为 10m~15m。地基土质、墙高、外部荷载、墙体断面结构变化处,应增设变形缝,变形缝应设止水。

8 护岸工程设计

8.1 一般规定

8.1.1 河岸受水流、潮汐、风浪作用可能发生冲刷破坏影响堤防安全时,应采取防护措施。护岸工程的设计应统筹兼顾、合理布局,并宜采用工程措施与生物措施相结合的方式防护。

8.1.2 护岸工程可选用下列形式:

- 1 坡式护岸。
- 2 坝式护岸。
- 3 墙式护岸。
- 4 其他形式护岸。

8.1.3 护岸工程的结构、材料应符合下列要求:

- 1 应坚固耐久,抗冲刷、抗磨损性能应强。
- 2 适应河床变形能力应强。
- 3 应便于施工、修复、加固。
- 4 应就地取材,并应经济合理。

8.1.4 护岸的位置和长度应根据水流、潮汐、风浪特性,以及河床演变及河岸崩塌情况等综合分析确定。

8.1.5 护岸工程的上部护坡,其顶部应与滩面相平或略高于滩面。护岸工程的下部护脚延伸范围应符合下列规定:

1 在深泓近岸段应延伸至深泓线,并应满足河床最大冲刷深度的要求。河床最大冲刷深度应按本规范附录 D 计算。

2 在水流平顺、岸坡较缓段,宜护至坡度为 $1:3 \sim 1:4$ 的缓坡河床处。

8.1.6 护坡与护脚应以设计枯水位为界。设计枯水位可按月平均水位最低的三个月的平均值计算。

8.1.7 无滩或窄滩段护岸工程与堤身防护工程的连接应良好。

8.2 坡式护岸

8.2.1 坡式护岸可分为上部护坡和下部护脚。上部护坡的结构形式应根据河岸地质条件和地下水活动情况,采用干砌石、浆砌石、混凝土预制块、现浇混凝土板、模袋混凝土等,经技术经济比较选定。下部护脚部分的结构形式应根据岸坡地形地质情况、水流条件和材料来源,采用抛石、石笼、柴枕、柴排、土工织物枕、软体排、模袋混凝土排、铰链混凝土排、钢筋混凝土块体、混合形式等,经技术经济比较选定。

8.2.2 护坡工程可根据岸坡的地形、地质条件、岸坡稳定及管理要求设置枯水平台,枯水平台顶部高程应高于设计枯水位 $0.5\text{m}\sim 1.0\text{m}$,宽度可为 $1\text{m}\sim 2\text{m}$ 。当枯水平台以上坡身高度大于 6m 时,宜设置宽度不小于 1m 的戗台。

8.2.3 护坡厚度可按本规范附录D计算确定。砌石护坡石层的厚度宜为 $0.25\text{m}\sim 0.30\text{m}$,混凝土预制块或模袋混凝土的厚度宜为 $0.10\text{m}\sim 0.12\text{m}$ 。砂砾石垫层厚度宜为 $0.10\text{m}\sim 0.15\text{m}$,粒径可为 $2\text{mm}\sim 30\text{mm}$ 。当滩面有排水要求时,坡面应设置排水沟。

8.2.4 抛石护脚应符合下列要求:

1 抛石粒径应根据水深、流速情况,按本规范附录D的有关规定计算或根据已建工程分析确定。

2 抛石厚度不宜小于抛石粒径的2倍,水深流急处宜增大。

3 抛石护脚的坡度宜缓于 $1:1.5$ 。

8.2.5 柴枕护脚应符合下列要求:

1 柴枕护脚的顶端应位于多年平均最低水位处,其上应加抛接坡石,厚度宜为 $0.8\text{m}\sim 1.0\text{m}$;柴枕外脚应加抛压脚块石或石笼等。

2 柴枕的规格应根据防护要求和施工条件确定,枕长可为 $10\text{m}\sim 15\text{m}$,枕径可为 $0.5\text{m}\sim 1.0\text{m}$,柴、石体积比宜为 $7:3$ 。柴枕

可为单层抛护,也可根据需要抛两层或三层;单层抛护的柴枕,其上压石厚度宜为 0.5m~0.8m。

8.2.6 柴排护脚应符合下列要求:

1 采用柴排护脚的岸坡不应陡于 1:2.5,排体顶端应位于多年平均最低水位处,其上应加抛接坡石,厚度宜为 0.8m~1.0m。

2 柴排垂直流向的排体长度应满足在河床发生最大冲刷时,排体下沉后仍能保持缓于 1:2.5 的坡度。

3 相邻排体之间的搭接应以上游排覆盖下游排,其搭接长度不宜小于 1.5m。

8.2.7 土工织物枕及土工织物软体排护脚可根据水深、流速、河岸及附近河床土质情况,采用单个土工织物枕抛护,可 3 个~5 个土工织物枕抛护,也可土工织物枕与土工织物垫层构成软体排形式防护,并应符合下列要求:

1 土工织物材料应具有抗拉、抗磨、耐酸碱、抗老化等性能,孔径应满足反滤要求。

2 当护岸土体自然坡度陡于 1:2 且坡面不平顺有大的坑洼起伏及块石等尖锐物时,不宜采用土工织物枕及土工织物软体排。

3 土工织物枕、土工织物排的顶端应位于多年平均最低水位以下,其上应加抛接坡石,厚度宜为 0.8m~1.0m。

4 土工织物软体排垂直流向的排体长度应满足在河床发生最大冲刷时,排体随河床变形后坡度不应陡于 1:2.5。

5 土工织物软体排垫层顺水流方向的搭接长度不宜小于 1.5m,并应采用顺水流方向上游垫布压下游垫布的搭接方式。

6 排体护脚处及其上、下端宜加抛块石。

8.2.8 铰链混凝土排护脚应符合下列要求:

1 排的顶端应位于多年平均最低水位处,其上应加抛接坡石,厚度宜为 0.8m~1.0m。

2 混凝土板厚度应根据水深、流速经防冲稳定计算确定。

3 沉排垂直于流向的排体长度应符合本规范第 8.2.7 条的规定。

4 顺水流向沉排宽度应根据沉排规模、施工技术要求确定。

5 排体之间的搭接应以上游排覆盖下游排,搭接长度不宜小于 1.5m。

6 排的顶端可用钢链系在固定的系排梁或桩墩上,排体坡脚处及其上、下端宜加抛块石。

8.3 坝式护岸

8.3.1 坝式护岸布置可选用丁坝、顺坝及丁坝、顺坝相结合的勾头丁坝等形式。坝式护岸可按结构材料、坝高及与水流、潮流流向关系,选用透水或不透水、淹没或非淹没、正挑、下挑或上挑等形式。

8.3.2 坝式护岸应按治理要求依河岸修建。丁坝坝头和顺坝坝线的位置不得超越规划的治导线。

8.3.3 丁坝的平面布置应根据整治规划、水流流势、河岸冲刷情况和已建同类工程的经验确定,必要时,应通过河工模型试验验证。丁坝的平面布置应符合下列要求:

1 丁坝的长度应根据河岸与治导线距离确定。

2 丁坝的间距可为坝长的 1 倍~3 倍;河口与滨海地区的丁坝,其间距可为坝长的 3 倍~8 倍。

3 非淹没丁坝宜采用下挑形式布置,坝轴线与水流流向的夹角可采用 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$;潮汐河口与滨海地区的丁坝,其坝轴线宜垂直于潮流方向。

8.3.4 丁坝可采用抛石丁坝、土心丁坝、沉排丁坝等结构形式。丁坝的结构尺寸应根据水流条件、运用要求、稳定需要、已建同类工程的经验分析确定,并应符合下列要求:

1 抛石丁坝坝顶的宽度宜采用 1.0m~3.0m,坝的上、下游坡度不宜陡于 1:1.5,坝头坡度宜采用 1:2.5~1:3.0。

2 土心丁坝坝顶的宽度宜采用 5m~10m,坝的上、下游护砌坡度宜缓于 1:1,护砌厚度可采用 0.5m~1.0m;坝头部分宜采用抛石或石笼。

3 沉排丁坝坝顶宽宜采用 2.0m~4.0m,坝的上、下游坡度宜采用 1:1~1:1.5;护底层的沉排宽度应加宽,其宽度应满足河床最大冲刷深度的要求。

8.3.5 土心丁坝在土与护坡之间应设置垫层。垫层可采用砂砾石,厚度不应小于 0.15m;也可采用土工织物上铺砂砾石保护层,保护层厚度不应小于 0.1m。

8.3.6 在中细砂组成的河床修建丁坝,坝根与岸滩衔接处应加强防护;坝头处和坝上、下游侧宜采用沉排护底,沉排的铺设宽度应满足河床产生最大冲刷深度情况下坝体不受破坏的要求。丁坝局部冲刷深度的计算应符合本规范附录 D 的有关规定。

8.3.7 不透水淹没式丁坝的坝顶面宜做成坝根斜向河心的纵坡,其坡度可为 1%~3%。

8.3.8 河口与滨海地区用于消浪保滩的顺坝宜布置在滩岸前沿,顺坝坝顶高程宜高于平均高潮位,迎浪面可根据风浪情况采用不同形式的异形块体。顺坝与滩岸之间可设置透水格坝。

8.4 墙式护岸

8.4.1 对河道狭窄、堤防临水侧无滩易受水流冲刷、保护对象重要、受地形条件或已建建筑物限制的河岸,宜采用墙式护岸。

8.4.2 墙式护岸的结构形式可采用直立式、陡坡式、折线式等。墙体结构材料可采用钢筋混凝土、混凝土、浆砌石、石笼等,断面尺寸及墙基嵌入河岸坡脚的深度,应根据具体情况及河岸整体稳定计算分析确定。在水流冲刷严重的河岸应采取护基措施。

8.4.3 墙式护岸在墙后与岸坡之间宜回填砂砾石。墙体应设置排水孔,排水孔处应设置反滤层。在水流冲刷严重的河岸,墙后回填体的顶面应采取防冲措施。

8.4.4 墙式护岸沿长度方向应设置变形缝,钢筋混凝土结构护岸分缝间距可为15m~20m,混凝土、浆砌石结构护岸分缝间距可为10m~15m。在地基条件改变处应增设变形缝,墙基压缩变形量较大时应适当减小分缝间距。

8.4.5 墙式护岸墙基可采用地下连续墙、沉井或桩基,结构材料可采用钢筋混凝土或混凝土,其断面结构尺寸应根据结构应力分析计算确定。

8.5 其他护岸形式

8.5.1 护岸形式可采用桩式护岸维护陡岸的稳定、保护坡脚不受强烈水流的淘刷、促淤保堤。

8.5.2 桩式护岸的材料可采用木桩、钢桩、预制钢筋混凝土桩、大孔径钢筋混凝土桩等。桩式护岸应符合下列要求:

1 桩的长度、直径、入土深度、桩距、材料、结构等应根据水深、流速、泥沙、地质等情况,通过计算或已建工程运用经验分析确定;桩的布置可采用1排桩~3排桩,排距可采用2.0m~4.0m。

2 桩可选用透水式和不透水式;透水式桩间应以横梁连系并挂尼龙网、铅丝网、竹柳编篱等构成屏蔽式桩坝;桩间及桩与坡脚之间可抛块石、混凝土预制块等护桩护底防冲。

8.5.3 具有卵石、砂卵石河床的中、小型河流在水浅流缓处,可采用杙槎坝。杙槎坝可采用木、竹、钢、钢筋混凝土杆件做杙槎支架,可选择块石或土、砂、石等作为填筑料,构成透水或不透水的杙槎坝。

8.5.4 有条件的河岸应采取植树、植草等生物防护措施,可设置防浪林台、防浪林带、草皮护坡等。防浪林台及防浪林带的宽度、树种、树的行距、株距,应根据水势、水位、流速、风浪情况确定,并应满足消浪、促淤、固土保岸等要求。

8.5.5 用于河岸防护的树、草品种,应根据当地的气候、水文、地形、土壤等条件及生态环境要求选择。

8.5.6 在发生强烈崩岸形成大尺度崩窝影响堤防和有关设施安全的情况下,对崩窝的整治可采用促淤保滩或锁口回填还坡还滩的工程措施。

8.5.7 崩窝的促淤保滩工程可由上、下游裹头、锁口坝、窝内护坡以及必要的沉树等组成。上、下游裹头可采用抛石;锁口坝可根据水流情况采用沉梢坝、堆石坝或袋装土坝;窝内护坡工程应根据岸坡土质和险情选择适当的形式。

8.5.8 崩窝的锁口回填还坡还滩工程由上、下游裹头、锁口坝、岸坡填筑和护脚、护坡组成。上、下游裹头设计应符合本规范第 8.5.7 条的规定。锁口坝坝心枯水位以下可用袋装中砂或中细砂填筑,枯水位以上可用黏性土填筑并压实;锁口坝护坡枯水位以下可采用抛石,枯水位以上可采用预制混凝土板等,并应做导渗设施;当边坡陡于 1:2 时,应进行稳定计算。

9 堤防稳定计算

9.1 渗流及渗透稳定计算

9.1.1 堤防应进行渗流及渗透稳定计算,计算求得渗流场内的水头、压力、比降、渗流量等水力要素,应进行渗透稳定分析,并应选择经济合理的防渗、排水设计方案或加固补强方案。

9.1.2 土堤渗流计算断面应具有代表性,并应进行下列计算,计算应符合本规范附录 E 的有关规定:

1 应核算在设计洪水或设计高潮持续时间内浸润线的位置,当在背水侧堤坡逸出时,应计算出逸点的位置、逸出段与背水侧堤基表面的出逸比降。

2 当堤身、堤基土渗透系数大于或等于 $1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 时,应计算渗流量。

3 应计算洪水或潮水水位降落时临水侧堤身内的自由水位。

9.1.3 河、湖的堤防渗流计算应计算下列水位的组合:

1 临水侧为设计洪水位,背水侧为相应水位。

2 临水侧为设计洪水位,背水侧为低水位或无水。

3 洪水降落时对临水侧堤坡稳定最不利的情况。

9.1.4 感潮河流河口段的堤防渗流计算应计算下列水位的组合:

1 以设计潮水位或台风期大潮平均高潮位作为临海侧水位,背海侧水位为相应的水位、低水位或无水等情况。

2 以大潮平均高潮位计算渗流浸润线。

3 以平均潮位计算渗流量。

4 潮位降落时对临水侧堤坡稳定最不利的情况。

9.1.5 进行渗流计算时,对比较复杂的地基情况可作适当简化,并应符合下列规定:

1 对于渗透系数相差 5 倍以内的相邻薄土层可视为一层,可采用加权平均的渗透系数作为计算依据。

2 双层结构地基,当下卧土层的渗透系数小于上层土层的渗透系数 100 倍及以上时,可将下卧土层视为不透水层;表层为弱透水层时,可按双层地基计算。

3 当直接与堤底连接的地基土层的渗透系数大于堤身的渗透系数 100 倍及以上时,可视为堤身不透水,可仅对堤基进行渗流计算。

9.1.6 渗透稳定应进行下列判断和计算:

- 1 土的渗透变形类型。
- 2 堤身和堤基土体的渗透稳定。
- 3 堤防背水侧渗流出逸段的渗透稳定。

9.1.7 土的渗透变形类型的判定,应按现行国家标准《水利水电工程地质勘察规范》GB 50487 的有关规定执行。

9.1.8 背水侧堤坡及地基表面逸出段的渗流比降应小于允许比降;当出逸比降大于允许比降时,应采取反滤、压重等保护措施。

9.2 抗滑和抗倾稳定计算

9.2.1 堤防工程设计应根据不同堤段的防洪任务、工程级别、地形地质条件,结合堤身的结构形式、高度和填筑材料等因素,选择有代表性的断面进行抗滑和抗倾稳定计算。

9.2.2 堤防抗滑稳定计算可分为正常运用条件和非常运用条件,计算内容应符合表 9.2.2 的规定。

表 9.2.2 堤防抗滑稳定计算内容

计 算 工 况	计 算 内 容
正常运用条件	设计洪水水位下的稳定渗流期或不稳定渗流期的背水侧堤坡; 设计洪水水位骤降期的临水侧堤坡

续表 9.2.2

计 算 工 况		计 算 内 容
非常运用 条件	非常运用条件 I	施工期的临水、背水侧堤坡
	非常运用条件 II	多年平均水位时遭遇地震; 其他稀遇荷载的临水、背水侧堤坡

9.2.3 多雨地区的土堤应根据填筑土的渗透和堤坡防护条件,核算长期降雨期堤坡的抗滑稳定性,其安全系数可按非常运用条件 I 采用。

9.2.4 土堤抗滑稳定计算可采用瑞典圆弧法或简化毕肖普法。当堤基存在较薄软弱土层时,宜采用改良圆弧法。土堤抗滑稳定计算应符合本规范附录 F 的规定,其抗滑稳定的安全系数应符合本规范第 3.2 节的有关规定。

9.2.5 土的抗剪强度应根据各种运用条件选用,并应符合本规范附录 F 的规定。

9.2.6 作用在防洪墙上的荷载可分为基本荷载和特殊荷载。基本荷载应包括自重、设计洪水位或多年平均水位时的静水压力、扬压力及风浪压力、土压力、冰压力以及其他出现机会较多的荷载;特殊荷载应包括地震荷载以及其他稀遇荷载。

9.2.7 防洪墙设计的荷载组合可分为正常运用条件和非常运用条件。正常运用条件应由基本荷载组合;非常运用条件应由基本荷载和一种或几种特殊荷载组合;应根据各种荷载同时出现的可能性,选择不利的情况进行计算。

9.2.8 防洪墙的抗滑和抗倾覆稳定安全系数计算应符合本规范附录 F 的有关规定。其安全系数不应小于本规范表 3.2.5 和表 3.2.7 规定的数值。

9.2.9 防洪墙在各种荷载组合的条件下,基底的最大压应力应小于地基的允许承载力。土基上的防洪墙基底的压应力最大值与最小值之比的允许值,不应大于本规范表 3.2.6 规定的数值。

9.2.10 岩基上的防洪墙基底不应出现拉应力。土基上的防洪墙

除应计算堤身或沿基底面的抗滑稳定性外,还应核算堤身与堤基整体的抗滑稳定性。

9.3 沉降计算

9.3.1 沉降量计算应包括堤顶中心线处堤身和堤基的最终沉降量。

9.3.2 堤防设计应根据堤基的地质条件、土层的压缩性、堤身的断面尺寸和荷载分为若干段,每段应选取代表性断面进行沉降量计算。

9.3.3 堤身和堤基的最终沉降量,可按式计算:

$$S = m \sum_{i=1}^n \left(\frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \right) \quad (9.3.3)$$

式中: S ——最终沉降量(mm);

n ——压缩层范围的土层数;

e_{1i} ——第 i 土层在平均自重应力作用下的孔隙比;

e_{2i} ——第 i 土层在平均自重应力和平均附加应力共同作用下的孔隙比;

h_i ——第 i 土层的厚度(mm);

m ——修正系数,可取 1.0,软土地基可采用 1.3~1.6。

9.3.4 堤基压缩层的计算厚度,可按式确定:

$$\frac{\sigma_z}{\sigma_B} = 0.2 \quad (9.3.4)$$

式中: σ_B ——堤基计算层面处土的自重应力(kPa);

σ_z ——堤基计算层面处土的附加应力(kPa)。

9.3.5 实际压缩层的厚度小于本规范公式(9.3.4)的计算值时,应按实际压缩层的厚度计算其沉降量。

10 堤防与各类建筑物、构筑物的连接

10.1 一般规定

10.1.1 与堤防交叉的各类建筑物、构筑物,宜选用跨越的形式。需要穿堤的建筑物、构筑物,应合理规划,并应减少其数量。

10.1.2 与堤防交叉、连接的各类建筑物、构筑物,应根据自身的结构特点、运用要求、堤防工程的级别和结构等情况,选择安全合理的位置和交叉、连接结构形式。

10.1.3 修建与堤防交叉、连接的各类建筑物、构筑物,应进行洪水影响评价,不得影响堤防的管理运用和防汛安全。

10.1.4 位于淤积性河段中的堤防和穿堤、临堤建筑物和构筑物的设计,应按设计使用年限计及淤积影响。

10.2 穿堤建筑物、构筑物

10.2.1 穿堤的建筑物、构筑物的底部高程宜高于堤防设计洪水位,当在设计洪水位以下时,应设置能满足防洪要求的闸门或阀门,并应能在防洪要求的时限内关闭。压力管道,热力管道,输送易燃、易爆流体的各类管道,宜跨堤布设,并应采取相应的安全防护措施。确需穿过堤防时,应进行专门论证。

10.2.2 穿堤的涵闸、泵站、船闸等建筑物、构筑物的设计,应符合下列要求:

- 1 位置应选择在水流流态平顺、岸坡稳定且不影响行洪安全的堤段。
- 2 应采用整体性强、刚度大的结构。
- 3 荷载、结构布置宜对称,基底压力的偏心距应小。
- 4 结构分块、止水等对不均匀沉降的适应性应好。

5 应减小过流引起的震动。

6 进出口引水、消能结构应合理可靠。

7 边墙与两侧堤身连接的布置应能满足堤身、堤基稳定和防止接触冲刷的要求。

10.2.3 穿堤建筑物、构筑物与土堤的接合部应满足渗透稳定要求,在建筑物、构筑物外围应设置截流环或刺墙等,渗流出口应设置反滤排水。

10.2.4 穿堤建筑物、构筑物宜建在坚硬、紧密的天然地基上。其基础应沿长度方向,在结构断面或地基条件改变处应设置变形缝和止水。

10.2.5 穿堤建筑物、构筑物周围的回填土干密度不应低于堤防工程设计的要求。

10.2.6 穿堤建筑物、构筑物与土堤的接合部周围受水流冲刷、淘刷的堤身和堤岸部位,应采取防护措施。

10.2.7 采用顶管法施工修建穿堤建筑物、构筑物时,应选择土质坚实的堤段进行,沿管壁不得超挖,其接触面应进行充填灌浆处理。

10.2.8 当堤防工程扩建加高时,应对穿堤的各类建筑物、构筑物按新的设计条件进行验算,并应符合下列要求:

1 应满足防洪要求。

2 运用工况应良好。

3 应满足结构强度要求。

4 外周的覆盖土层应满足设计要求的厚度和密实度。

5 分段的接头和止水应良好。

6 外周与土堤结合部应满足渗透稳定要求。

7 当不能满足本条第1款~第6款的要求时,应进行加固、改建或拆除重建。

10.2.9 当陆上交通确需穿堤时,应在穿堤部位设置挡水交通闸,并应设置闸门及启闭设施。

10.3 临堤建筑物、构筑物

10.3.1 设在临水侧的临堤码头、港口、泵站等建筑物、构筑物的位置,应选择在水流平顺、岸坡稳定的堤段,并应符合岸线整治规划的要求,不得破坏堤防的渗控措施,不得影响河段的行洪安全。

10.3.2 临堤建筑物、构筑物自身应满足稳定、安全的要求。与堤防连接时,不应降低堤顶高程,不应削弱堤身设计断面,连接部位应采取加固措施。

10.3.3 临堤建筑物、构筑物与土堤接合部周围受水流冲刷、淘刷的堤身和堤岸部位,应采取防护措施。

10.4 跨堤建筑物、构筑物

10.4.1 桥梁、渡槽、管道等跨堤建筑物、构筑物,其支墩不应布置在堤身设计断面以内。

10.4.2 跨堤建筑物、构筑物与堤顶之间的净空高度,应满足交通、防汛抢险、管理维修等方面的要求。

11 堤防工程的加固、扩建与改建

11.1 一般规定

11.1.1 已建的堤防、穿堤建筑物或护岸等工程的防洪标准不满足要求或存在安全隐患或需调整堤线时,经论证应进行加固、扩建或改建。

11.1.2 堤防安全评价应包括现状调查分析、现场检测和复核计算工作。具体工作内容应符合下列规定:

1 收集堤防建设、运行及出险情况等历史资料。

2 对安全监测资料进行分析,开展检测和隐患探测工作,必要时还应补充勘测、试验工作。

3 复核堤顶高度、堤坡的抗滑稳定、堤身堤基渗透稳定、堤岸的稳定及穿堤建筑物安全等。

4 在本条第1款~第3款工作的基础上对已建堤防进行安全评价。

11.2 加固与扩建

11.2.1 加固与扩建设计应按不同堤段存在问题的特点分段进行,应经技术经济比较提出不同堤段的加固与扩建方案。

11.2.2 堤身出现局部滑塌时,宜开挖后重新填筑压实,必要时可放缓堤坡。

11.2.3 堤身存在较大范围裂缝、孔洞、松土层或堤防与穿堤建筑物结合部出现贯穿性裂缝时,应开挖后回填密实。难以开挖部分宜采用充填灌浆、锥探灌浆、劈裂灌浆进行加固。当需结合灌浆消灭白蚁时,可在浆液中掺入适量的灭蚁药物。

11.2.4 堤身断面不能满足抗滑稳定或渗透稳定要求或堤顶宽度

不满足防洪抢险需要的堤段,可用填筑压实法或机械吹填法帮宽堤身或加修戗台。

11.2.5 当堤身渗径不足且帮宽加戗受场地限制时,可在临水坡增建黏土或其他防渗材料构成的斜墙,也可采用塑性混凝土截渗墙、高压定喷墙、土工膜截渗,必要时,应在堤背水坡脚加修砂石或土工织物排水。

11.2.6 堤基渗透稳定不能满足要求时,宜采用临水侧防渗铺盖、垂直防渗、背水侧盖重、排水减压沟(井)等加固处理。

11.2.7 修建于透水地基或双层、多层地基上的堤防,经渗流计算,堤防背水坡或背水侧地面渗流出逸比降不能满足本规范第9.1节的规定或洪水期曾出现过严重渗漏、管涌或流土破坏险情时,应按本规范第6.3节、第6.4节和附录A的有关规定采取加固措施,并应符合下列要求:

1 堤基两侧地面的天然黏性土层因近堤取土遭受破坏时,迎水坡侧宜用黏性土回填加固,背水坡侧宜用砂性土回填加固。

2 堤基黏性土覆盖层较薄时,可在背水侧堤脚外施加盖重,也可设置减压沟或埋设塑料微孔排水管,其位置、深度和断面尺寸应由计算确定。

3 堤基下卧的透水层不深时,宜采用垂直截渗墙加固。

4 覆盖层较厚且下卧强透水层较深的堤基,可在背水堤脚外设置减压井。其井径、井深和井距等,应由计算确定。减压井井管和滤网材料的选择,应满足防腐蚀和防止化学淤堵的要求。

5 当堤背水侧地面需施加盖重时,可采用压实填筑法或吹填法。其盖重材料宜采用透水性大于堤基覆盖层的透水土料。盖重厚度可按本规范公式(A.3.1)计算确定。盖重范围应由计算并结合已发生险情的实际部位综合分析确定。

11.2.8 遭受强风暴潮或洪水严重破坏的堤防,应及时加固修复。因块石重量偏小或砌筑厚度不足而遭受破坏的砌石护坡,加固时,应采用坚硬大块石并加大砌体厚度,新老砌体应牢固结合。堤脚

遭受淘刷或堤基、堤坡坍塌的堤段,可采用土石填塘固基或增设平台、放缓边坡等措施进行加固。

11.2.9 防洪墙的加固措施应根据原有墙的结构形式、河道情况、航运要求、墙后道路及施工条件等进行技术经济比较后确定,并应符合下列要求:

1 墙基渗径不足时,宜在临水侧增设铺盖或垂直截渗墙。

2 墙的整体抗滑稳定不足时,可在墙的临水侧或背水侧增设齿墙或戗台,也可修阻滑板或在墙基前沿加打钢筋混凝土桩或钢板桩。

3 墙身断面强度不足时,应加固墙体。需在原砌石墙临水面加贴钢筋混凝土墙面时,应将原墙面凿毛,并应插设锚固钢筋;加固钢筋混凝土墙体时,应将老墙体临水面碳化层凿除,新加钢筋与原墙体钢筋应焊接牢固,新加混凝土层厚不应小于0.20m。

4 墙体及基础变形缝止水破坏失效时,应修复或重新设置。

11.2.10 土堤宜采用临水侧帮宽加高。当临水侧滩面狭窄或有防护工程时,可采用背水侧帮宽加高,堤弯过急段可两侧或一侧帮宽加高。靠近城镇、工矿区或取土占地受限制的堤段,宜采取在土堤顶增设防浪墙或在堤脚加挡土墙的方式加高。

11.2.11 砌石或混凝土防洪墙加高应符合下列要求:

1 墙的整体抗滑稳定、渗透稳定、断面尺寸和结构强度均有较大裕度时,可在原墙身顶部直接加高。

2 墙的整体抗滑稳定或渗透稳定不足但墙身断面尺寸和结构强度有较大裕度时,应加固堤基、接高墙身。

3 墙的整体抗滑稳定、渗透稳定、断面尺寸和结构强度均不足时,应结合加高全面进行加固,无法加固时,应拆除重建。

11.2.12 堤防扩建时对新老堤防的结合部位及穿堤建筑物与堤身连接的部位,应进行专门设计。经核算不能满足要求时,应采取加固措施。

11.2.13 土堤扩建所用的土料应与原堤身土料的特性相近,当土料特性差别较大时,应增设过渡层。扩建所用土料的填筑标准不应低于原堤身的填筑标准。

11.3 改 建

11.3.1 当现有堤防存在下列情况时,经分析论证,可进行改建:

- 1 堤距过窄或局部形成卡口,影响洪水的正常宣泄。
- 2 主流逼岸,堤身坍塌,难以固守。
- 3 海涂冲淤变化较大,需调整堤线位置。
- 4 原堤线走向不合理。
- 5 原堤身存在严重问题,难以加固。
- 6 其他有必要改建时。

11.3.2 改建堤段应按新建堤防进行设计。

11.3.3 改建堤段应与原有堤段平顺连接,改建堤段的断面结构与原堤段不相同,结合部位应设置渐变段。

12 安全监测设计

12.0.1 堤防工程设计应根据堤防工程的级别、水文气象、地形地质条件以及堤型及工程运用要求设置必要的安全监测设施。安全监测设施的设置应符合有效、可靠、牢固、方便及经济合理的原则。

12.0.2 堤防工程安全监测设计内容应包括设置监测项目、布置监测设施、拟定监测方法、提出整理分析监测资料的技术要求。

12.0.3 监测设施应符合下列要求：

1 选定监测项目和监测点布设应能够反映工程运行的主要工作状况。

2 监测的断面和部位应选择有代表性的堤段,并应做到一种设施多种用途。

3 在特殊堤段或地形地质条件复杂的堤段,可根据需要适当增加监测项目和监测断面。

4 监测点应具有较好的交通、照明等条件,且应有安全保护措施。

5 应选择技术先进、实用方便的监测仪器、设备。

12.0.4 堤防工程可设置下列一般性安全监测项目：

1 堤身垂直位移、水平位移。

2 水位、潮位。

3 堤身浸润线。

4 堤基渗透压力、渗透流量。

5 表面观测,包括裂缝、滑坡、坍塌、隆起、渗透变形及表面侵蚀破坏等。

12.0.5 1级、2级堤防可根据工程安全和管理运行的需要,有选择地设置下列专门性安全监测项目:

- 1 近岸河床的冲淤变化。
- 2 护岸工程的变化。
- 3 河道水流形态及河势变化。
- 4 滩岸地下水的出逸情况。
- 5 冰情。
- 6 波浪。

13 堤防工程管理设计

13.1 一般规定

13.1.1 堤防工程管理设计应为堤防工程正常运用、工程安全和充分发挥工程效益创造条件,促进堤防工程管理规范化、现代化,提高管理水平。

13.1.2 堤防工程管理设施应与主体工程同步建设,并应同时投入运用。

13.1.3 堤防工程管理设计应按工程级别、运行管理需要进行,应包括下列设计内容:

- 1 工程管理范围和保护范围。
- 2 根据管理体制、岗位设置和人员编制,明确管理设施要求。
- 3 交通与通信设施。
- 4 其他维护管理设施。
- 5 管理单位生产、生活区建设。

13.1.4 堤防工程管理设计应以加强管理、提高效率、健全责任制为原则。

13.1.5 堤防工程管理设计应依据国家对水利工程的分类、定性原则,以及工程级别、规模、功能和管理任务,并结合行政区域划分进行。

13.1.6 大中型穿堤、跨堤交叉建筑物可单独进行管理设计,沿堤防的小型穿堤建筑物可按属地实行统一管理设计。

13.1.7 堤防工程运行期管理设计应根据工程任务提出调度运用原则,明确各项工程设施管理要求;应测算年运行费并说明资金来源。

13.1.8 加固、改建和扩建堤防工程的管理设计,应根据本规范的规定,在原有管理基础上补充、完善。

13.2 工程管理范围和保护范围

13.2.1 堤防工程管理范围应包括下列工程和设施的建筑场地和管理用地：

- 1 堤身及防渗导渗工程。
- 2 堤临、背水侧护堤地。
- 3 穿堤、跨堤交叉建筑物。
- 4 监测、交通、通信等附属工程设施。
- 5 护岸工程。
- 6 管理单位生产、生活区。

13.2.2 护堤地宽度应从堤脚计起，并应根据工程级别结合当地的自然条件、历史习惯和土地资源开发利用等情况综合分析确定。背水侧护堤地宽度可按表 13.2.2 确定，临水侧护堤地宽度可结合河道管理需要及工程实际情况确定。大江大河重要堤防、城市防洪堤、重点险工险段的堤背水侧护堤地宽度，可根据具体情况调整确定。

表 13.2.2 护堤地宽度

工程级别	1	2、3	4、5
护堤地宽度(m)	30~20	20~10	10~5

13.2.3 堤防工程保护范围的宽度应自背水侧紧临护堤地边界线计起，并应根据工程级别按表 13.2.3 确定；临水侧宽度可结合河道管理需要及工程实际情况确定。

表 13.2.3 堤防工程保护范围

工程级别	1	2、3	4、5
保护范围宽度(m)	300~200	200~100	100~50

13.2.4 在堤防的保护范围内不得从事开挖土方、打井、爆破等危害工程安全的活动。

13.3 交通与通信设施

13.3.1 堤防工程设计应为管理单位配备必要的交通和通信设施。

13.3.2 堤防工程的交通设施应符合下列要求：

1 应充分利用现有的交通道路。

2 交通运输能力应满足正常管理和防洪抢险的物资运输和人员交通的需要。

3 应满足各管理区、段与生产管理、生活区之间的正常联系。

4 对内交通与对外交通应合理衔接。

5 当有水运条件时,应充分利用水运和水陆联运。堤防工程管理的专用码头、渡口、船只,应根据经常性管理及防汛抢险需要设置。

13.3.3 上堤防汛专用道路宜沿堤线每 10km~15km 布置一条,并应与公路干线相连接。

13.3.4 堤顶防汛道路的宽度,1 级堤防工程应满足双车道行车要求,其他堤防工程应满足单车道行驶的最小宽度。当堤顶宽度小于 6m 时,应按一定距离设置坡道或错车段。

13.3.5 交通道路应设置安全、维修、养护及管理等设施,路口应设置安全管理标志和限行设施。

13.3.6 管理单位应配置必要的通信设施。通信设施应满足管理单位与防汛指挥部门之间信息传输迅速、准确、可靠的要求。通信系统建设应以利用当地公共通信设施为主。

13.4 其他管理维护设施

13.4.1 防浪林带、防护林带宜在堤防的临、背水侧护堤地范围内设置。堤身和戕台范围内不宜种植树木。

13.4.2 堤防工程的重要堤段和险工段应按维修管理及防汛抢险的需要,在堤防的背水侧设堆料平台。

13.4.3 堤防工程管理单位的生产管理和生活设施应包括生产办公设施、生产附属设施、生活设施、环境绿化设施等。地处偏僻乡村、交通闭塞的管理单位,可选择附近的城镇区建立后方生活基地。

13.4.4 3级及以上的堤防工程应沿堤线设置防汛屋,其间距、面积应按实际需要确定。

13.4.5 堤防工程应按行政区划和分段管理范围设立界碑和里程碑。堤防的管理范围应设立界标。

附录 A 堤基处理计算

A.1 软弱堤基

A.1.1 堤基软土的固结可采用铺垫法。垫层可采用砂石、土工织物,也可砂石和土工织物结合使用。垫层厚度宜根据计算确定,可采用下列厚度:

- 1 砂垫层应为 0.5m~1.0m,碎石或砾石垫层应大于 0.7m。
- 2 土工织物垫层应满足堤基土的反滤要求。

A.1.2 在天然软土地基上用连续施工方法修筑石堤时,其容许施加荷载可按式计算:

$$P = 5.52 \frac{C_u}{k} \quad (\text{A.1.2})$$

式中: P ——容许施加荷载(kN/m^2);

C_u ——天然地基不排水抗剪强度(kN/m^2),由无侧限三轴不排水剪试验或原位十字板剪切试验测定;

k ——安全系数,宜采用 1.1~1.5。

A.1.3 排水井法应符合下列要求:

1 排水砂井宜以等边三角形布设。对采用打入钢管施工的砂井,陆上施工井径宜采用 200mm~300mm,水上施工井径宜采用 300mm~400mm;井距应按一定范围的井径比确定,工程上常用的井径比应为 6~8。袋装砂井井径宜为 100mm,井径比宜为 10~20。

2 设计时可塑料排水带按下式换算成相当直径的砂井后,按砂井方案计算:

$$D_p = \alpha \frac{2(b+\delta)}{\pi} \quad (\text{A.1.3})$$

式中: D_p ——换算成砂井直径(mm);

b ——塑料排水板宽度(mm);

δ ——塑料排水板厚度(mm);

α ——换算系数,可采用 0.75。

A.2 透水堤基

A.2.1 砂砾石堤基灌浆宜先按可灌比判别其可灌性。可灌比大于 10 时可灌注水泥黏土浆,可灌比小于等于 10 时可灌注黏土浆。可灌比可用下式计算:

$$M = \frac{D_{15}}{d_{85}} \quad (\text{A.2.1})$$

式中: M ——可灌比;

D_{15} ——受灌地层中 15% 的颗粒小于该粒径(mm);

d_{85} ——灌注材料中 85% 的颗粒小于该粒径(mm)。

A.2.2 灌浆帷幕厚度可按下式作初步估算:

$$T = \frac{H}{J} \quad (\text{A.2.2})$$

式中: T ——灌浆帷幕厚度(m);

H ——最大作用水头(m);

J ——帷幕的允许比降,对一般水泥黏土浆可采用 $J \leq 3$ 。

A.3 多层堤基

A.3.1 土石堤背水侧各点的透水盖重厚度可按下式计算(图 A):

$$t_i = \frac{Kh_i \rho_w - (G_s - 1)(1 - n)t_1 \rho_w}{\rho} \quad (\text{A.3.1})$$

式中: t_i —— i 处的盖重厚度(m);

h_i ——根据渗流计算求得的 i 处的表层弱透水层承压水头,可按本规范附录 E 计算(m);

G_s ——表层弱透水层土粒的比重;

- n ——表层弱透水层土粒的孔隙率；
 t_1 ——表层弱透水层厚度(m)；
 ρ ——盖重土石料的密度(kg/m^3)；
 ρ_w ——水的密度(kg/m^3)；
 K ——盖重安全系数，当强透水层可能出现的破坏形式为管涌时， K 可取 1.5，当强透水层可能出现的破坏形式为流土时， K 可取 2.0。

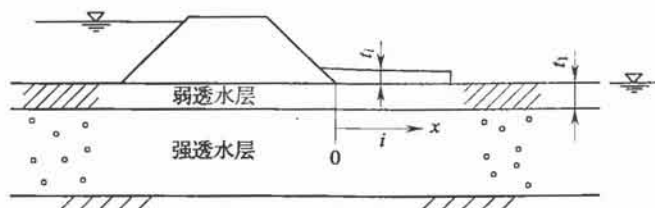


图 A 盖重厚度计算

附录 B 设计潮位计算

B. 0.1 设计重现期的潮位应采用频率分析的方法确定,应具有不少于连续 20 年的年最高潮位资料,并应调查历史上出现的特高潮位。

B. 0.2 设计重现期潮位频率分析的线型,在海岸地区宜采用极值 I 型分布曲线;在感潮河段宜采用皮尔逊 III 型分布曲线。经过分析论证,也可采用其他线型进行潮位频率分析计算。

B. 0.3 按极值 I 型分布律进行频率分析时,应符合下列规定:

1 对 n 年连续的年最高潮位系列 h_i ,可按下列公式计算统计参数和频率为 P 的高潮位:

$$\bar{h} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_i \quad (\text{B. 0.3-1})$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_i^2 - \bar{h}^2} \quad (\text{B. 0.3-2})$$

$$h_p = \bar{h} + \lambda_{p_n} S \quad (\text{B. 0.3-3})$$

式中: \bar{h} ——潮位系列的均值;

S ——潮位系列的均方差;

h_p ——频率为 P 的高潮位;

λ_{p_n} ——与频率 P 及资料年数 n 有关的系数,可按表 B.0.3 确定。

2 对在 n 年连续的年最高潮位系列外,应根据调查在考证期 N 年中有 a 个特高潮位,其年最高潮位均值 \bar{h} 和均方差 S 可按下列公式计算确定,在确定 λ_{p_n} 时的资料年数应取为 N :

$$\bar{h} = \frac{1}{N} \left(\sum_{j=1}^a h_j + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n h_i \right) \quad (\text{B. 0.3-4})$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{N} \left(\sum_{j=1}^a h_j^2 + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n h_i^2 \right) - \bar{h}^2} \quad (\text{B. 0. 3-5})$$

式中: h_j ——特高潮位值 ($j=1, 2, \dots, a$);

h_i ——连续年最高潮位系列 ($i=1, 2, \dots, n$)。

B. 0. 4 按皮尔逊 III 型分布律进行频率分析时, 统计参数应符合下列规定:

1 对 n 年连续的年最高潮位系列 h_i , 其均值 \bar{h} 可按本规范公式 (B. 0. 3-1) 计算, 离差系数 C_v 可按下列式计算:

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{\bar{h}} - 1 \right)^2} \quad (\text{B. 0. 4-1})$$

2 对在 n 年连续的年最高潮位系列外, 应根据调查在考证期 N 年中有特高潮位 a 个, 其年最高潮位均值可按本规范公式 (B. 0. 3-4) 计算确定, 离差系数 C_v 可按下列式计算确定:

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[\sum_{j=1}^a \left(\frac{h_j}{\bar{h}} - 1 \right)^2 + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{\bar{h}} - 1 \right)^2 \right]} \quad (\text{B. 0. 4-2})$$

B. 0. 5 频率分析的经验频率计算应符合下列规定:

1 n 年连续的年最高潮位系列, 按递减次序排列的第 m 项潮位的经验频率 P_m 可按下列式计算确定:

$$P_m = \frac{m}{n+1} \quad (m = 1, 2, \dots, n) \quad (\text{B. 0. 5-1})$$

2 在 n 年连续的年最高潮位系列外, 根据调查在考证期 N 年中有 a 个特高潮位, 其连续潮位系列的经验频率可按本规范公式 (B. 0. 5-1) 计算确定, 第 M 项特高潮位的经验频率 P_M 可按下列式计算确定:

$$P_M = \frac{M}{N+1} \quad (M = 1, 2, \dots, a) \quad (\text{B. 0. 5-2})$$

表 B.0.3 极值 I 型分布律的 λ_n

年数 n	频率 P(%)											
n	0.1	0.2	0.5	1	2	4	5	10	25	50	75	90
8	7.103	6.336	5.321	4.551	3.779	3.001	2.749	1.953	0.842	-0.130	-0.897	-1.458
9	6.909	6.162	5.174	4.425	3.673	2.916	2.670	1.895	0.814	-0.133	-0.879	-1.426
10	6.752	6.021	5.055	4.322	3.587	2.847	2.606	1.848	0.790	-0.136	-0.865	-1.400
11	6.622	5.905	4.957	4.238	3.516	2.789	2.553	1.809	0.771	-0.138	-0.854	-1.378
12	6.513	5.807	4.874	4.166	3.456	2.741	2.509	1.777	0.755	-0.139	-0.844	-1.360
13	6.418	5.723	4.802	4.105	3.404	2.699	2.470	1.748	0.741	-0.141	-0.836	-1.345
14	6.337	5.650	4.741	4.052	3.360	2.663	2.437	1.724	0.729	-0.142	-0.829	-1.331
15	6.266	5.586	4.687	4.005	3.321	2.632	2.408	1.703	0.718	-0.143	-0.823	-1.320
16	6.196	5.523	4.634	3.959	3.283	2.601	2.379	1.682	0.708	-0.145	-0.817	-1.308
17	6.137	5.471	4.589	3.921	3.250	2.575	2.355	1.664	0.699	-0.146	-0.811	-1.299
18	6.087	5.426	4.551	3.888	3.223	2.552	2.335	1.649	0.692	-0.146	-0.807	-1.291
19	6.043	5.387	4.518	3.860	3.199	2.533	2.317	1.636	0.685	-0.147	-0.803	-1.283
20	6.006	5.354	4.490	3.836	3.179	2.517	2.302	1.625	0.680	-0.148	-0.800	-1.277

22	5.933	5.288	4.435	3.788	3.138	2.484	2.272	1.603	0.669	-0.149	-0.794	-1.265
24	5.870	5.232	4.387	3.747	3.104	2.457	2.246	1.584	0.659	-0.150	-0.788	-1.255
26	5.816	5.183	4.346	3.711	3.074	2.433	2.224	1.568	0.651	-0.151	-0.783	-1.246
28	5.769	5.141	4.310	3.681	3.048	2.412	2.205	1.553	0.644	-0.152	-0.799	-1.239
30	5.727	5.104	4.279	3.653	3.026	2.393	2.188	1.541	0.638	-0.153	-0.766	-1.232
35	5.642	5.027	4.214	3.598	2.979	2.356	2.153	1.515	0.625	-0.154	-0.768	-1.218
40	5.576	4.968	4.164	3.554	2.942	2.326	2.126	1.495	0.615	-0.155	-0.762	-1.208
45	5.522	4.920	4.123	3.519	2.913	2.303	2.104	1.479	0.607	-0.156	-0.758	-1.198
50	5.479	4.881	4.090	3.491	2.889	2.283	2.086	1.466	0.601	-0.157	-0.754	-1.191
60	5.410	4.820	4.038	3.446	2.852	2.253	2.059	1.446	0.591	-0.158	-0.748	-1.180
70	5.359	4.774	4.000	3.413	2.824	2.230	2.038	1.430	0.583	-0.159	-0.744	-1.172
80	5.319	4.738	3.970	3.387	2.802	2.213	2.022	1.419	0.577	-0.159	-0.740	-1.165
90	5.287	4.709	3.945	3.366	2.784	2.199	2.008	1.409	0.572	-0.160	-0.737	-1.160
100	5.261	4.686	3.925	3.349	2.770	2.187	1.998	1.401	0.568	-0.160	-0.735	-1.155
200	5.130	4.568	3.826	3.263	2.698	2.129	1.944	1.362	0.549	-0.162	-0.723	-1.134
500	5.032	4.481	3.752	3.200	2.645	2.086	1.905	1.333	0.535	-0.164	-0.714	-1.117
1000	4.992	4.445	3.722	3.174	2.623	2.069	1.889	1.321	0.529	-0.164	-0.710	-1.110
∞	4.936	4.395	3.679	3.137	2.592	2.044	1.886	1.305	0.520	-0.164	-0.705	-1.110

B. 0.6 只具有短期潮位观测资料的工程地点,当该地与邻近长期站的潮汐性质相似,经过分析论证,可采用相关分析的方法确定工程地点的设计潮位。

B. 0.7 风暴潮危害严重地区的 3 级及以上堤防工程,宜对风暴潮的影响进行专门分析。

附录 C 波浪计算

C.1 波浪要素确定

C.1.1 计算风浪的风速、风向、风区长度、风时与水域水深的取值,应符合下列规定:

1 风速应采用水面以上 10m 高度处的自记 10min 平均风速。

2 计算风浪的主风向宜在计算堤段处的向岸风的方位角中选定,其允许偏差为 $\pm 22.5^\circ$ 。

3 当计算风向两侧较宽广、水域周界比较规则时,风区长度可采用由计算点逆风向量到对岸的距离;当水域周界不规则、水域中有岛屿或有转弯、汊道时,风区长度可采用等效风区长度 F_e 〔图 C.1.1(a)、图 C.1.1(b)、图 C.1.1(c)〕, F_e 可按下列公式计算确定:

$$F_e = \frac{\sum_i r_i \cos^2 \alpha_i}{\sum_i \cos \alpha_i} \quad (\text{C.1.1-1})$$

$$\alpha_i = i \Delta \alpha \quad (\text{C.1.1-2})$$

式中: r_i ——在风向两侧各 45° 范围内,每隔 $\Delta \alpha$ 由计算点引到对岸的射线长度(m);

α_i ——射线 r_i 与主风向上射线 r_0 之间的夹角($^\circ$)。计算时可取 $\Delta \alpha = 7.5^\circ (i=0, \pm 1, \pm 2, \dots, \pm 6)$ 。

4 当风区长度 F 小于或等于 100km 时,可不计风时的影响。

5 水深可按风区内水域平均深度确定。当风区内水域的水深变化较小时,水域平均深度可按计算风向的水下地形剖面图确定。

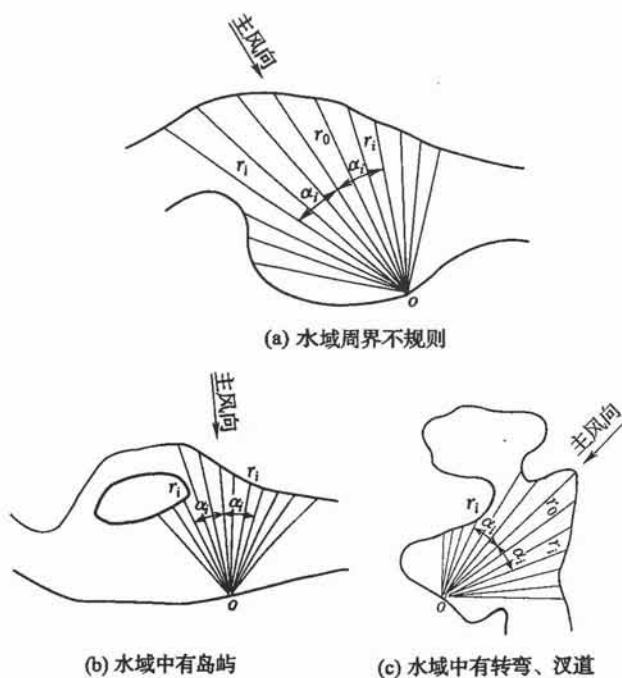


图 C.1.1 等效风区长度计算

C.1.2 风浪要素可按下列公式计算确定:

$$\frac{g\bar{H}}{V^2} = 0.13 \text{th} \left[0.7 \left(\frac{gd}{V^2} \right)^{0.7} \right] \text{th} \left\{ \frac{0.0018 \left(\frac{gF}{V^2} \right)^{0.45}}{0.13 \text{th} \left[0.7 \left(\frac{gd}{V^2} \right)^{0.7} \right]} \right\} \quad (\text{C.1.2-1})$$

$$\frac{g\bar{T}}{V} = 13.9 \left(\frac{g\bar{H}}{V^2} \right)^{0.5} \quad (\text{C.1.2-2})$$

$$\frac{g\bar{l}_{\min}}{V} = 168 \left(\frac{g\bar{T}}{V} \right)^{3.45} \quad (\text{C.1.2-3})$$

式中: \bar{H} ——平均波高(m);

\bar{T} ——平均波周期(s);

V ——计算风速(m/s);

F ——风区长度(m);

d ——水域的平均水深(m);

g ——重力加速度;

t_{\min} ——风浪达到定常状态的最小风时(s)。

C.1.3 不规则波波列中,累积频率为 P 的波高 H_P 与平均波高 \bar{H} 的比值 H_P/\bar{H} 可按表 C.1.3 确定。

表 C.1.3 不同累积频率波高换算

\bar{H}/d	$P(\%)$									
	0.1	1	2	3	4	5	10	13	20	50
0	2.97	2.42	2.23	2.11	2.02	1.95	1.71	1.61	1.43	0.94
0.1	2.70	2.26	2.09	2.00	1.92	1.86	1.65	1.56	1.41	0.96
0.2	2.46	2.09	1.96	1.88	1.81	1.76	1.59	1.51	1.37	0.98
0.3	2.23	1.93	1.82	1.76	1.70	1.66	1.52	1.45	1.34	1.00
0.4	2.01	1.78	1.69	1.64	1.60	1.56	1.44	1.39	1.30	1.01
0.5	1.80	1.63	1.56	1.52	1.49	1.46	1.37	1.33	1.25	1.01

C.1.4 不规则波的周期可采用平均波周期 \bar{T} 表示,按平均波周期计算的波长 L 可按下式确定:

$$L = \frac{g \bar{T}^2}{2\pi} \operatorname{th} \frac{2\pi d}{L} \quad (\text{C.1.4})$$

C.1.5 设计波浪推算应符合下列规定:

1 对河、湖堤防,设计波浪要素可采用风速推算的方法,并按本规范第 C.1.2 条计算确定。设计波浪的计算风速还可采用历年汛期最大风速平均值的 1.5 倍。

2 对河口、海岸堤防,可按下列方法确定:

1) 当工程地点有 20 年以上的长期测波资料时,设计波高可采用年最大波高系列进行频率分析的方法确定,其重现期可采用设计潮位的重现期。

2)当工程地点无长期测波资料时,在风区长度不大于100km条件下,设计波浪要素可采用风速推算的方法,并按本规范第C.1.2条计算确定,计算风速重现期可采用设计潮位的重现期。在开敞水域条件下,可采用历史地面天气图确定风场,并采用风场推算风浪要素方法确定设计波高。

3)与设计波高对应的波周期,对有限水域可按本规范公式(C.1.2-2)计算确定;对开敞水域宜通过分析确定。

C.1.6 近岸波浪浅水变形计算应符合下列规定:

1 波浪向近岸浅水区传播时,可假定平均波周期不变,任意水深处的波长可按本规范公式(C.1.4)或本规范表C.1.6确定。

2 浅水区任意水深处的波高应按浅水变形计算确定。当水底坡度平缓,且波浪传播距离较长时,浅水变形计算宜计入底摩阻的影响。

3 浅水波浪变形计算得到的设计波高不应大于该处水深条件下的极限波高。

C.2 风壅水面高度计算

C.2.1 有限风区水域的风壅水面高度可按下式计算:

$$e = \frac{KV^2F}{2gd} \cos\beta \quad (\text{C.2.1})$$

式中: e ——计算点的风壅水面高度(m);

K ——综合摩阻系数,可取 3.6×10^{-6} ;

V ——设计风速,按计算波浪的风速确定;

F ——由计算点逆风向量到对岸的距离(m);

d ——水域的平均水深(m);

β ——风向与堤轴线的法线的夹角(°)。

C.2.2 对水深小、风区长度大的水域风壅水面高度计算,宜进行专门分析确定。

表 C.1.6 波长-周期、水深关系

水深(m)	周期(s)													
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20
1.0	5.21	8.68	11.99	15.23	18.43	21.61	24.78	27.94	31.10					
2.0	6.04	11.30	16.22	20.94	25.57	30.14	34.68	39.19	43.68					
3.0	6.21	12.67	18.95	24.92	30.71	36.40	42.02	47.59	53.14					
4.0	6.23	13.39	20.85	27.93	34.76	41.42	47.99	54.49	60.94					
5.0		13.75	22.19	30.30	38.07	45.64	53.06	60.39	67.66	82.05	96.32	110.57	124.73	138.87
6.0		13.92	23.12	32.17	40.85	49.25	57.48	65.58	73.60	89.44	105.17	120.79	136.35	151.86
7.0		13.99	23.76	33.67	43.20	52.40	61.39	70.22	78.94	96.00	113.20	130.13	146.97	163.75
8.0		14.02	24.19	34.87	45.21	55.18	64.88	74.20	83.79	102.31	120.60	138.74	156.78	174.76
9.0		14.03	24.48	35.82	46.92	57.62	68.03	78.21	88.24	107.99	127.46	146.75	165.94	185.05
10.0		14.04	24.56	36.58	48.39	59.80	70.88	81.70	92.34	113.27	133.87	154.28	174.55	194.72
12.0		14.05	24.85	37.62	50.71	63.46	75.82	87.88	99.70	112.86	145.60	168.00	190.39	212.58
14.0			24.92	38.24	52.40	66.38	79.95	93.17	106.11	131.39	156.14	180.56	204.77	228.83
16.0			24.95	38.59	53.60	68.69	83.42	97.75	111.75	139.05	165.71	191.98	217.97	243.78
18.0			24.97	38.78	54.44	70.52	86.32	101.72	116.75	145.99	174.49	202.50	230.20	257.67
20.0				38.89	55.02	71.95	88.76	105.18	121.20	152.32	182.57	212.27	241.60	270.67
22.0				38.95	55.42	73.07	90.80	108.19	125.17	158.10	190.07	221.40	252.29	282.88
24.0				38.98	55.68	73.92	92.50	110.81	128.71	163.42	197.04	229.95	262.56	294.42
26.0				39.00	55.86	74.58	93.50	113.09	131.88	168.31	203.55	237.99	271.87	305.37
28.0				39.00	55.97	75.07	95.06	115.06	134.72	172.82	209.64	245.57	280.89	315.78
30.0				39.01	56.05	75.44	96.02	116.77	137.25	176.99	215.35	252.75	289.47	325.70

续表 C.1.6

水深(m)	周期(s)													
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20
32.0					56.09	75.72	96.79	118.25	139.51	180.84	220.72	259.54	297.63	335.19
34.0					56.12	75.92	97.42	119.52	141.52	184.40	225.77	265.99	305.42	344.27
36.0					56.14	76.07	97.93	120.61	143.32	187.70	230.52	272.12	312.87	352.99
38.0					56.16	76.18	98.34	121.53	144.91	190.74	234.99	277.96	319.99	361.35
40.0					56.17	76.26	98.66	122.33	146.32	193.56	239.22	283.30	326.82	369.41
42.0					56.17	76.32	98.92	123.00	147.57	196.17	243.20	288.82	333.37	377.16
44.0					56.17	76.36	99.13	123.56	148.67	198.58	246.96	293.88	339.67	384.63
46.0					56.18	76.39	99.29	124.04	149.64	200.81	250.51	298.70	345.71	391.84
48.0						76.41	99.42	124.11	150.49	202.87	253.87	303.32	351.53	398.81
50.0						76.43	99.52	124.78	151.24	204.76	257.04	307.73	357.12	405.54
55.0						76.45	99.71	125.49	152.93	208.88	264.21	317.93	370.23	421.43
60.0						76.46	99.78	125.78	158.76	212.22	270.42	327.07	382.19	436.09
65.0						76.47	99.82	126.02	154.49	214.91	275.80	335.25	393.12	449.66
70.0							99.85	126.17	155.00	217.06	280.43	342.59	403.13	462.24
深水波	6.24	14.05	24.97	39.02	56.19	76.47	99.88	126.42	156.07	224.74	305.89	399.54	505.67	624.28

注:表中波长单位为 m。

C.3 波浪爬高计算

C.3.1 在风的直接作用下,正向来波在单一斜坡上的波浪爬高可按下列要求确定:

1 当斜坡坡率 $m=1.5\sim 5.0$ 、 $\bar{H}/L\geq 0.025$ 时,可按下列公式计算:

$$R_p = \frac{K_\Delta K_v K_P}{\sqrt{1+m^2}} \sqrt{\bar{H}L} \quad (\text{C.3.1-1})$$

$$m = \cot\alpha \quad (\text{C.3.1-2})$$

式中: R_p ——累积频率为 P 的波浪爬高(m);

K_Δ ——斜坡的糙率及渗透性系数,根据护面类型按表 C.3.1-1 确定;

K_v ——经验系数,可根据风速 $V(\text{m/s})$ 、堤前水深 $d(\text{m})$ 、重力加速度 $g(\text{m/s}^2)$ 组成的无量纲 V/\sqrt{gd} ,按表 C.3.1-2 确定;

K_P ——表示 R_p 和平均爬高 \bar{R} 比值 R_p/\bar{R} 的爬高累积频率换算系数,可按表 C.3.1-3 确定。对不允许越浪的堤防,爬高累积频率宜取 2%;对允许越浪的堤防,应根据越浪量大小,采取相应的防护措施;

m ——斜坡坡率;

α ——斜坡坡角($^\circ$);

\bar{H} ——堤前波浪的平均波高(m);

L ——堤前波浪的平均波长(m)。

2 当 $m\leq 1.0$ 、 $\bar{H}/L\geq 0.025$ 时,可按下列公式计算:

$$R_p = K_\Delta K_v K_P R_0 \bar{H} \quad (\text{C.3.1-3})$$

式中: R_0 ——无风情况下,光滑不透水护面($K_\Delta=1$)、 $\bar{H}=1\text{m}$ 时的爬高值(m),可按表 C.3.1-4 确定。

3 当 $1.0 < m < 1.5$ 时,可由 $m=1.0$ 和 $m=1.5$ 的计算值按内插法确定。

表 C. 3. 1-1 斜坡的糙率及渗透性系数 K_{Δ}

护面类型	K_{Δ}
光滑不透水护面(沥青混凝土、混凝土)	1.0
混凝土板	0.95
草皮	0.90
砌石	0.80
抛填两层块石(不透水堤心)	0.60~0.65
抛填两层块石(透水堤心)	0.50~0.55

注: $m \leq 1.0$, 砌石护面取 $K_{\Delta} = 1.0$ 。

表 C. 3. 1-2 经验系数 K_v

V/\sqrt{gd}	≤ 1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	≥ 5
K_v	1	1.02	1.08	1.16	1.22	1.25	1.28	1.30

表 C. 3. 1-3 爬高累积频率换算系数 K_p

H/d	$P(\%)$									
	0.1	1	2	3	4	5	10	13	20	50
< 0.1	2.66	2.23	2.07	1.97	1.90	1.84	1.64	1.54	1.39	0.96
$0.1 \sim 0.3$	2.44	2.08	1.94	1.86	1.80	1.75	1.57	1.48	1.36	0.97
> 0.3	2.13	1.86	1.76	1.70	1.65	1.61	1.48	1.40	1.31	0.99

表 C. 3. 1-4 R_0 值

$m = \cot \alpha$	0	0.5	1.0
R_0	1.24	1.45	2.20

C. 3. 2 带有平台的复式斜坡堤(图 C. 3. 2)的波浪爬高, 可先确定该断面的折算坡率 m_e , 再按坡率为 m_e 的单坡断面确定其爬高。折算坡率 m_e 可按下列公式计算:

1 当 $\Delta m = (m_f - m_e) = 0$ 时:

$$m_e = m_{\pm} \left(1 - 4.0 \frac{|d_w|}{L} \right) K_b \quad (\text{C. 3. 2-1})$$

$$K_b = 1 + 3 \frac{B}{L} \quad (\text{C. 3. 2-2})$$

2 当 $\Delta m > 0$ 时:

$$m_e = (m_{\pm} + 0.3\Delta m - 0.1\Delta m^2)(1 - 4.5 \frac{d_w}{L})K_b \quad (\text{C. 3. 2-3})$$

3 当 $\Delta m < 0$ 时:

$$m_e = (m_{\pm} + 0.5\Delta m + 0.08\Delta m^2)(1 + 3.0 \frac{d_w}{L})K_b \quad (\text{C. 3. 2-4})$$

式中: m_{\pm} ——平台以上的斜坡坡率;

m_{\mp} ——平台以下的斜坡坡率;

d_w ——平台的水深,当平台在静水位以下时取正值;平台在静水位以上时取负值(图 C. 3. 2); $|d_w|$ 表示取绝对值(m);

B ——平台宽度(m);

L ——波长(m)。

折算坡率法适用条件: $m_{\pm} = 1.0 \sim 4.0$, $m_{\mp} = 1.5 \sim 3.0$, $d_w/L = -0.025 \sim +0.025$, $0.05 < B/L \leq 0.25$ 。

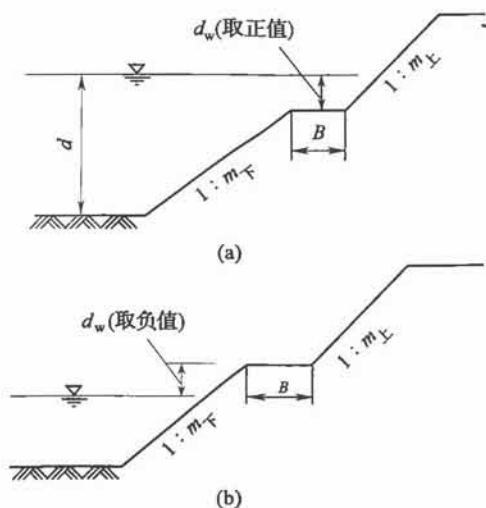


图 C. 3. 2 带平台的复式斜坡堤

C. 3. 3 当来波波向线与堤轴线的法线成 β 角时,波浪爬高应乘以系数 K_β ,当堤坡坡率 $m \geq 1$ 时, K_β 可按表 C. 3. 3 确定。

表 C. 3. 3 系数 K_β

$\beta(^{\circ})$	≤ 15	20	30	40	50	60	90
K_β	1	0.96	0.92	0.87	0.82	0.76	0.6

C. 3. 4 1级、2级堤防或断面形状复杂的复式堤防的波浪爬高,宜通过模型试验验证。

附录 D 护岸计算

D.1 岸坡抗滑稳定计算

D.1.1 坡式护岸的稳定计算应包括整体稳定和边坡内部稳定计算,并应符合下列要求:

1 整体稳定计算应包括护岸及岸坡基础土的滑动和沿护坡底面的滑动。护岸及岸坡基础土的滑动可采用本规范附录 F 的方法计算。沿护坡底面的滑动可简化成沿护坡底面通过堤基的折线整体滑动(图 D.1.1-1)。土体 BCD 的稳定安全系数可按下列公式计算:

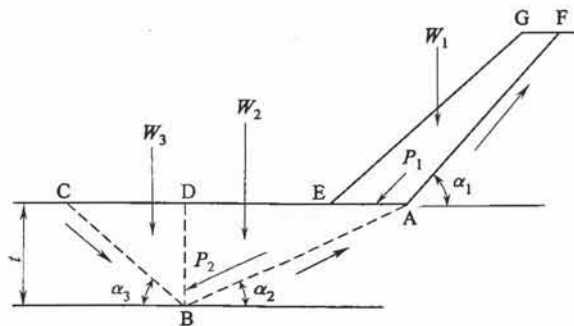


图 D.1.1-1 边坡整体滑动计算

$$K = \frac{W_3 \sin \alpha_3 + W_3 \cos \alpha_3 \tan \varphi + ct / \sin \alpha_3 + P_2 \sin(\alpha_2 + \alpha_3)}{P_2 \cos(\alpha_2 + \alpha_3)} \quad (\text{D. 1. 1-1})$$

$$P_1 = KW_1 \sin \alpha_1 - f_1 W_1 \cos \alpha_1 \quad (\text{D. 1. 1-2})$$

$$P_2 = KW_2 \sin \alpha_2 + KP_1 \cos(\alpha_1 - \alpha_2) - W_2 \cos \alpha_2 \tan \varphi - ct / \sin \alpha_2 - P_1 \sin(\alpha_1 - \alpha_2) \tan \varphi \quad (\text{D. 1. 1-3})$$

式中: K ——抗滑安全系数;

P_1 ——滑动体 GEAF 沿滑动面 FA 方向的下滑力;

P_2 ——滑动体 ABD 沿滑动面 AB 方向的下滑力;

f_1 ——护坡与土坡的摩擦系数;

φ ——基础土的内摩擦角($^{\circ}$);

c ——基础土的凝聚力(kN/m^2);

t ——滑动深度(m);

W_1 ——护坡体重量(kN);

W_2 ——基础滑动体 ABD 重量(kN);

W_3 ——基础滑动体 BCD 重量(kN);

α_1 、 α_2 、 α_3 ——滑动面 FA、AB、BC 与水平面的夹角。

2 当坡式护岸自身结构不紧密或埋置较深不易发生整体滑动时,应进行护坡内部的稳定计算(图 D. 1. 1-2)。枯水期水位较低,全滑动面为 abc 折线时,维持极限平衡所需的护坡体内部摩擦系数 f_2 值和石护坡稳定安全系数 K 可按下列公式计算:

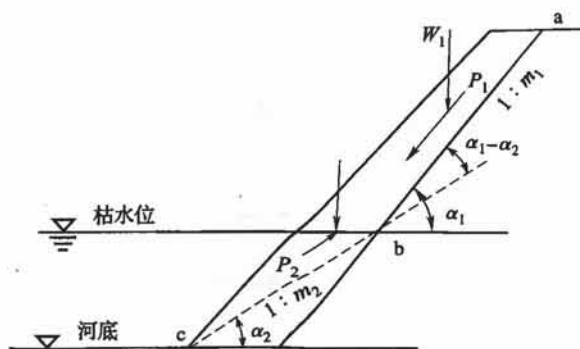


图 D. 1. 1-2 边坡内部滑动计算

$$Af_2^2 - Bf_2 + C = 0 \quad (\text{D. 1. 1-4})$$

$$A = \frac{mm_1(m_2 - m_1)}{\sqrt{1 + m_1^2}} \quad (\text{D. 1. 1-5})$$

$$B = \frac{m_2 W_2}{W_1} \sqrt{1 + m_1^2} + \frac{m_2 - m_1}{\sqrt{1 + m_1^2}} + \frac{n(m_1^2 m_2 + m_1)}{\sqrt{1 + m_1^2}} \quad (\text{D. 1. 1-6})$$

$$C = \frac{W_2}{W_1} \sqrt{1 + m_1^2} + \frac{1 + m_1 m_2}{\sqrt{1 + m_1^2}} \quad (\text{D. 1. 1-7})$$

$$n = \frac{f_1}{f_2} \quad (\text{D. 1. 1-8})$$

$$K = \frac{\tan \varphi}{f_2} \quad (\text{D. 1. 1-9})$$

式中: m_1 ——折点 b 以上护坡内坡的坡率;

m_2 ——折点 b 以下滑动面的坡率;

f_1 ——护坡和基土之间的摩擦系数;

f_2 ——护坡材料的内摩擦系数;

φ ——护坡体内摩擦角。

D. 1. 2 重力挡墙结构稳定性计算应符合下列要求:

1 抗滑稳定(图 D. 1. 2-1)可按下列公式验算:

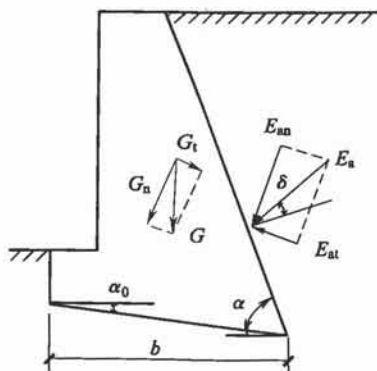


图 D. 1. 2-1 有限填土土压力计算

$$F_{\text{抗滑}} = \frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \quad (\text{D. 1. 2-1})$$

$$G_n = G \cos \alpha_0 \quad (\text{D. 1. 2-2})$$

$$G_t = G \sin \alpha_0 \quad (\text{D. 1. 2-3})$$

$$E_{at} = E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta) \quad (\text{D. 1. 2-4})$$

$$E_{an} = E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta) \quad (\text{D. 1. 2-5})$$

式中: G ——挡土墙每延米自重(kN);

E_a ——主动土压力(kN);

α_0 ——挡土墙基底的倾角($^\circ$);

α ——挡土墙墙背的倾角($^\circ$);

δ ——土对挡土墙墙背的摩擦角($^\circ$),可按表 D. 1. 2-1 选用;

μ ——土对挡土墙基底的摩擦系数,由试验确定,也可按表

D. 1. 2-2 选用。

表 D. 1. 2-1 土对挡土墙墙背的摩擦角 δ

挡土墙情况	摩擦角 δ
墙背平滑,排水不良	$(0 \sim 0.33) \varphi_k$
墙背粗糙,排水良好	$(0.33 \sim 0.50) \varphi_k$
墙背很粗糙,排水良好	$(0.50 \sim 0.67) \varphi_k$
墙背与填土间不可能滑动	$(0.67 \sim 1.00) \varphi_k$

注: φ_k 为墙背填土的内摩擦角标准值。

表 D. 1. 2-2 土对挡土墙基底的摩擦系数 μ

土的类别		摩擦系数 μ
黏性土	可塑	0.25~0.30
	硬塑	0.30~0.35
	坚硬	0.35~0.45
粉土		0.30~0.40
中砂粗砂砾砂		0.40~0.50
碎石土		0.40~0.60
软质岩		0.40~0.60
表面粗糙的硬质岩		0.65~0.75

注: 1 对易风化的软质岩和塑性指数 I_p 大于 22 的黏性土,基底摩擦系数应通过试验确定。

2 对碎石土,可根据其压实程度、填充物状况、风化程度等确定。

2 抗倾覆稳定(图 D. 1. 2-2)应按下列式验算:

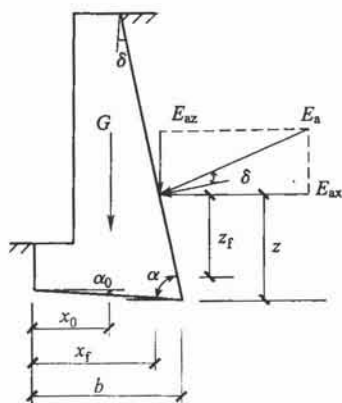


图 D. 1. 2-2 挡土墙抗倾覆稳定验算

$$F_{\text{抗倾}} = (Gx_0 + E_{ax}x_f)/E_{ax}z_f \quad (\text{D. 1. 2-6})$$

$$E_{ax} = E_a \sin(\alpha - \delta) \quad (\text{D. 1. 2-7})$$

$$E_{ay} = E_a \cos(\alpha - \delta) \quad (\text{D. 1. 2-8})$$

$$x_f = b - z \cot \alpha \quad (\text{D. 1. 2-9})$$

$$z_f = z - b \cot \alpha_0 \quad (\text{D. 1. 2-10})$$

式中: E_{ax} ——主动土压力沿水平方向的分力;

E_{ay} ——主动土压力沿竖向的分力;

z ——土压力作用点离墙踵的高度(m);

x_f —— E_{ax} 作用点离墙趾的水平距离;

z_f —— E_{ax} 作用点离墙趾的垂直距离;

x_0 ——挡土墙重心离墙趾的水平距离(m);

b ——基底的水平投影宽度(m)。

3 主动土压力计算应符合下列要求:

1) 主动土压力可采用适用于砂性土的库仑公式, 可按下列公式计算:

$$E = \frac{1}{2} \gamma H (H + 2h_0 k_q) k \quad (\text{D. 1. 2-11})$$

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad (\text{D. 1. 2-12})$$

$$k_q = \frac{\cos \alpha \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (\text{D. 1. 2-13})$$

$$k = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(90^\circ - \alpha - \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2 \sin(90^\circ - \alpha - \delta) \cos^2 \alpha} \quad (\text{D. 1. 2-14})$$

式中: E ——主动土压力;

k_q ——均布荷载分布系数;

γ, φ ——填土的容重(kN/m^3)和内摩擦角($^\circ$);

α ——墙背与竖直线所成的倾角($^\circ$),墙背仰斜时, α 为负值;
墙背俯斜时, α 为正值;

δ ——外摩擦角,土与墙背间的摩擦角($^\circ$);

β ——填土表面与水平线所成的坡角($^\circ$);

k ——主动土压力系数;

q ——均布荷载(kN/m^2);

h_0 ——外荷等代土层高度(m);

H ——墙背填土高度(m)。

2)库仑公式用于黏性土时,通过加大土内摩擦角,采用等值内摩擦角(φ_D)将黏着力(C)包括进去,可采用下式计算:

$$\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_D}{2}\right) = \sqrt{\frac{\gamma H^2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 4CH \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{4C^2}{\gamma}}{\gamma H^2}} \quad (\text{D. 1. 2-15})$$

3)重力式坝岸砌体背坡若呈折线型式,可分段计算主动土压力,计算段以上土体按均布荷载情况处理,并按公式(D. 1. 2-2)计算。

4)堤防按地震设防时,重力式护岸主动土压力库仑计算公式应采用下列公式:

$$E = \frac{1}{2} \frac{\gamma}{\cos \varepsilon} H (H + 2h_0 k_q) k \quad (\text{D. 1. 2-16})$$

$$k = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha - \varepsilon)}{\cos^2(\alpha + \varepsilon) \cos(\alpha + \delta + \varepsilon) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \varepsilon)}{\cos(\alpha + \delta + \varepsilon) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (\text{D. 1. 2-17})$$

式中: ε ——地震角, $\varepsilon = \tan^{-1} \mu$, 可按表 D. 1. 2-3 取值。

表 D. 1. 2-3 地震角 ε 及地震系数 μ

地震烈度	7 度	8 度	9 度
地震系数 μ	1/40	1/20	1/10
地震角 ε	1°25'	3°	6°

D. 2 护岸工程冲刷深度计算

D. 2. 1 丁坝冲刷深度计算应符合下列规定:

1 丁坝冲刷深度与水流、河床组成、丁坝形状与尺寸以及所处河段的具体位置等因素有关,其冲刷深度计算公式应根据水流条件、河床边界条件以及观测资料分析、验证选用。

2 非淹没丁坝冲刷深度可按下列公式计算:

$$\frac{h_s}{H_0} = 2.80 k_1 k_2 k_3 \left(\frac{U_m - U_c}{\sqrt{g H_0}} \right)^{0.75} \left(\frac{L_D}{H_0} \right)^{0.08} \quad (\text{D. 2. 1-1})$$

$$k_1 = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.246} \quad (\text{D. 2. 1-2})$$

$$k_3 = e^{-0.07m} \quad (\text{D. 2. 1-3})$$

$$U_m = \left(1.0 + 4.8 \frac{L_D}{B} \right) U \quad (\text{D. 2. 1-4})$$

$$U_c = \left(\frac{H_0}{d_{50}} \right)^{0.14} \sqrt{17.6 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} d_{50} + 0.000000605 \frac{10 + H_0}{d_{50}^{0.72}}} \quad (\text{D. 2. 1-5})$$

$$U_c = 1.08 \sqrt{g d_{50} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} \left(\frac{H_0}{d_{50}} \right)^{\frac{1}{7}} \quad (\text{D. 2. 1-6})$$

式中: h_s ——冲刷深度(m);

k_1 、 k_2 、 k_3 ——丁坝与水流方向的交角 θ 、守护段的平面形态及丁坝坝头的坡比对冲刷深度影响的修正系数。位于弯曲河段凹岸的单丁坝, $k_2 = 1.34$; 位于过渡段或顺直段的单丁坝, $k_2 = 1.00$;

m ——丁坝坝头坡率;

U_m ——坝头最大流速(m/s);

U ——行近流速(m/s);

L_D ——丁坝的有效长度(m);

B ——河宽(m);

U_c ——泥沙起动流速(m/s), 对于黏性与砂质河床可采用张瑞瑾公式(D. 2. 1-5)计算;

d_{50} ——床沙的中值粒径(m);

H_0 ——行近水流水深(m);

γ_s 、 γ ——泥沙与水的容重(kN/m^3);

g ——重力加速度(m/s^2)。

3 对于卵石的起动流速, 可采用长江科学院的起动公式(D. 2. 1-6)计算。

D. 2. 2 顺坝及平顺护岸冲刷深度可按下列公式计算:

$$h_s = H_0 \left[\left(\frac{U_{cp}}{U_c} \right)^n - 1 \right] \quad (\text{D. 2. 2-1})$$

$$U_{cp} = U \frac{2\eta}{1 + \eta} \quad (\text{D. 2. 2-2})$$

式中: h_s ——局部冲刷深度(m);

H_0 ——冲刷处的水深(m);

U_{cp} ——近岸垂线平均流速(m/s);

n ——与防护岸坡在平面上的形状有关, 取 $n = 1/4 \sim 1/6$;

η ——水流流速不均匀系数,根据水流流向与岸坡交角 α 查表 D. 2. 2 采用。

表 D. 2. 2 水流流速不均匀系数

α	$\leq 15^\circ$	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
η	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00

D. 3 护坡护脚计算

D. 3. 1 斜坡干砌块石护坡的斜坡坡率为 1.5~5.0 时,护坡厚度可按下列公式计算:

$$t = K_1 \frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma} \frac{H}{\sqrt{m}} \sqrt[3]{\frac{L}{H}} \quad (\text{D. 3. 1-1})$$

$$m = \cot \alpha \quad (\text{D. 3. 1-2})$$

式中: t ——斜坡干砌块石护坡厚度(m);

K_1 ——系数,对一般干砌石可取 0.266,对砌方石、条石取 0.225;

γ_b ——块石的容重(kN/m³);

γ ——水的容重(kN/m³);

H ——计算波高(m),当 $d/L \geq 0.125$,取 $H_{4\%}$,当 $d/L < 0.125$,取 $H_{13\%}$, d 为堤前或岸坡前水深(m);

L ——波长(m);

m ——斜坡坡率。

D. 3. 2 采用人工块体或经过分选的块石作为斜坡堤的护坡面层且斜坡坡率为 1.5~5.0 时,波浪作用下单个块体、块石的质量 Q 及护面层厚度,可按下列公式计算:

$$Q = 0.1 \frac{\gamma_b H^3}{K_D \left(\frac{\gamma_b}{\gamma} - 1 \right)^3 m} \quad (\text{D. 3. 2-1})$$

$$t = nc \left(\frac{Q}{0.1 \gamma_b} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{D. 3. 2-2})$$

式中: Q ——主要护面层的护面块体、块石个体质量(t), 当护面由两层块石组成, 则块石质量可在 $0.75Q \sim 1.25Q$ 范围内, 但应有 50% 以上的块石质量大于 Q ;

γ_b ——人工块体或块石的容重(kN/m^3);

γ ——水的容重(kN/m^3);

H ——设计波高(m), 当平均波高与水深的比值 $\bar{H}/d < 0.3$ 时, 宜采用 $H_{5\%}$; 当 $\bar{H}/d \geq 0.3$ 时, 宜采用 $H_{1\%}$;

K_D ——稳定系数, 可按表 D. 3. 2-1 确定;

t ——块体或块石护面层厚度(m);

n ——护面块体或块石的层数;

c ——系数, 可按表 D. 3. 2-2 确定。

表 D. 3. 2-1 稳定系数 K_D

护面类型	构造型式	K_D	备注
块石	抛填二层	4.0	—
块石	安放(立放)一层	5.5	—
方块	抛填二层	5.0	—
四脚锥体	安放二层	8.5	—
四脚空心方块	安放二层	14	—
扭工字块体	安放二层	18	$H \geq 7.5\text{m}$
扭工字块体	安放二层	24	$H < 7.5\text{m}$

表 D. 3. 2-2 系数 c

护面类型	构造型式	c	备注
块石	抛填二层	1.0	—
块石	安放(立放)一层	1.3~1.4	—
四脚锥体	安放二层	1.0	—
扭工字块体	安放二层	1.2	定点随机安放
扭工字块体	安放二层	1.1	规则安放

D. 3.3 混凝土板作为土堤护面时,满足混凝土板整体稳定所需的护面板厚度可按下式确定:

$$t = \eta H \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma} \frac{L}{Bm}} \quad (\text{D. 3. 3})$$

式中: t ——混凝土护面板厚度(m);

η ——系数,对开缝板可取 0.075;对上部为开缝板,下部为闭缝板可取 0.10;

H ——计算波高,取 $H_{1\%}$ (m);

γ_b ——混凝土板的容重(kN/m^3);

γ ——水的容重(kN/m^3);

L ——波长(m);

B ——沿斜坡方向(垂直于水边线)的护面板长度(m)。

D. 3.4 在水流作用下,防护工程护坡、护脚块石保持稳定的抗冲粒径(折算粒径)可按下列公式计算:

$$d = \frac{V^2}{C^2 2g \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} \quad (\text{D. 3. 4-1})$$

$$W = \frac{\pi}{6} \gamma_s d^3 \quad (\text{D. 3. 4-2})$$

式中: d ——折算粒径(m),按球型折算;

W ——石块重量(kN);

V ——水流流速(m/s);

g ——重力加速度(m/s^2);

C ——石块运动的稳定系数;水平底坡 $C=1.2$,倾斜底坡 $C=0.9$;

γ_s ——石块的容重(kN/m^3);

γ ——水的容重(kN/m^3)。

附录 E 渗流计算

E.1 一般规定

E.1.1 本附录适用于最常用的均质土堤的渗流计算,其他类型堤防的渗流计算可按有关规定执行。

E.1.2 渗流计算可根据实际情况分为不稳定渗流计算和稳定渗流计算。大江大河(湖泊)的堤防或中小河流重要的堤段可按稳定渗流根据公式法计算,重要堤防的渗流计算宜采用有限元法。

E.2 不透水堤基均质土堤渗流计算

E.2.1 下游坡无排水设备或有贴坡式排水时,可按下列公式进行渗流计算(图 E.2.1):

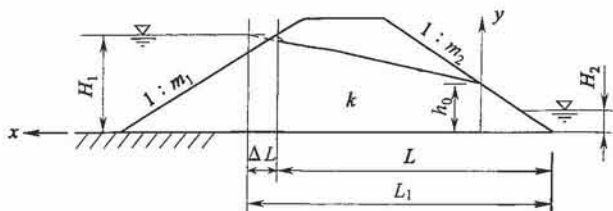


图 E.2.1 无排水设备土堤计算

$$\frac{q}{k} = \frac{H_1^2 - h_0^2}{2(L_1 - m_2 h_0)} \quad (\text{E.2.1-1})$$

$$\frac{q}{k} = \frac{h_0 - H_2}{m_2 + 0.5} \left[1 + \frac{H_2}{h_0 - H_2 + \frac{m_2 H_2}{2(m_2 + 0.5)^2}} \right] \quad (\text{E.2.1-2})$$

$$L_1 = L + \Delta L \quad (\text{E. 2. 1-3})$$

$$\Delta L = \frac{m_1}{2m_1 + 1} H_1 \quad (\text{E. 2. 1-4})$$

$$y = \sqrt{h_0^2 + 2 \frac{q}{k} x} \quad (\text{E. 2. 1-5})$$

式中: q ——单位宽度渗流量 [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$];

k ——堤身渗透系数 (m/s);

H_1 ——上游水位 (m);

H_2 ——下游水位 (m);

h_0 ——下游出逸点高度 (m);

m_1 ——上游坡坡率;

m_2 ——下游坡坡率;

L ——上游水位与上游堤坡交点距下游堤脚或排水体上游端部的水平距离 (m);

ΔL ——上游水位与堤身浸润线延长线交点距上游水位与上游堤坡交点的水平距离 (m);

L_1 ——渗流总长度 (m);

y ——浸润线上任意一点距下游堤脚的垂直高度 (m);

x ——浸润线上任意一点距出逸点的水平距离 (m).

E. 2. 2 下游有褥垫式排水时, 可按下列公式进行渗流计算 (图 E. 2. 2);

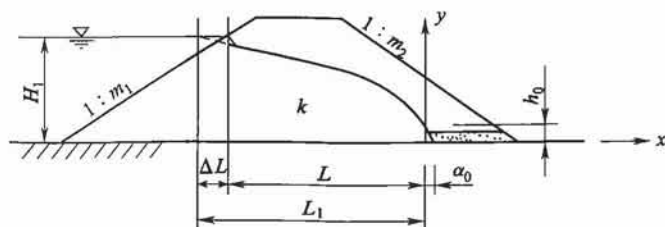


图 E. 2. 2 有褥垫式排水土堤计算

$$h_0 = \sqrt{L_1^2 + H_1^2} - L_1 \quad (\text{E. 2. 2-1})$$

$$\frac{q}{k} = h_0 = \sqrt{L_1^2 + H_1^2} - L_1 \quad (\text{E. 2. 2-2})$$

$$\alpha_0 = \frac{1}{2} h_0 \quad (\text{E. 2. 2-3})$$

$$y = \sqrt{h_0^2 - 2h_0 x} \quad (\text{E. 2. 2-4})$$

式中: α_0 ——褥垫式排水体的工作长度(m)。

E. 2. 3 下游有排水棱体时,可按下列公式进行渗流计算(图 E. 2. 3):

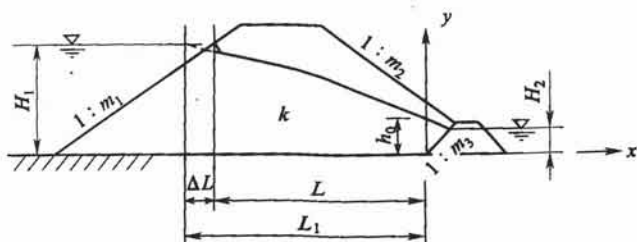


图 E. 2. 3 有排水棱体土堤计算

$$h_0 = H_2 + \sqrt{(cL_1)^2 + (H_1 - H_2)^2} - cL_1 \quad (\text{E. 2. 3-1})$$

$$\frac{q}{k} = \frac{H_1^2 - h_0^2}{2L_1} \quad (\text{E. 2. 3-2})$$

$$y = \sqrt{h_0^2 - 2 \frac{q}{k} x} \quad (\text{E. 2. 3-3})$$

式中: c ——无量纲系数,与棱体临水坡坡率 m_3 有关,可查表 E. 2. 3 确定。

表 E. 2. 3 系数 c

m_3	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	∞
c	1.347	1.248	1.183	1.142	1.115	1.098	1.085	1.000

E. 3 透水堤基均质土堤渗流计算

E. 3. 1 透水堤基上的均质土堤应将堤身和堤基的渗流量分开计

算, 堤身、堤基单位宽度渗流量之和可按式计算(图 E. 3. 1):

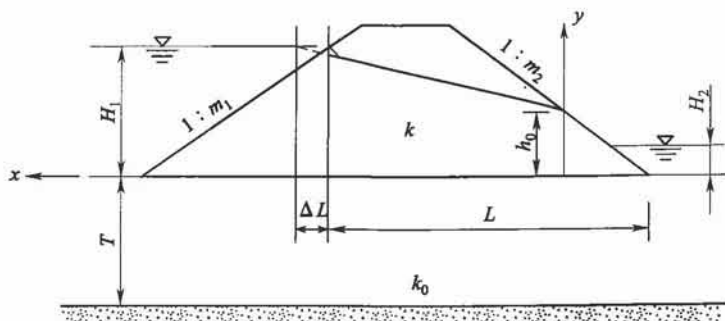


图 E. 3. 1 透水地基均质土堤计算

$$q = q_0 + k_0 \frac{(H_1 - H_2)T}{L + m_1 H_1 + 0.88T} \quad (\text{E. 3. 1})$$

式中: q ——堤身、堤基单位宽度渗流量之和 $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})]$;

q_0 ——不透水地基上求得的不同排水形式的均质土堤单位宽度渗流量 $[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})]$ 。

E. 3. 2 计算透水地基上的均质土堤的浸润线时, 应根据下游不同的排水形式首先计算特征水深, 然后再计算浸润线。特征水深和浸润线计算应符合下列规定:

1 下游坡有贴坡排水或无排水设备时, 特征水深可按下列公式计算:

1) 当 $k > k_0$ 时 (k 为堤身渗透系数, k_0 为地基渗透系数):

$$h_0 - H_2 = q \left\{ \frac{k}{m_2 + 0.5} \left[1 + \frac{(m_2 + 0.5)H_2}{(m_2 + 0.5)(h_0 - H_2) + \frac{m_2 H_2}{2(m_2 + 0.5)}} \right] + \frac{k_0 T}{(m_2 + 0.5)(h_0 - H_2) + m_2 H_2 + 0.44T} \right\} \quad (\text{E. 3. 2-1})$$

2) 当 $k \leq k_0$ 时:

$$h_0 - H_2 = q / \left\{ \frac{k}{m_2} \left[1 + \frac{(m_2 + 0.5)H_2}{(m_2 + 0.5)(h_0 - H_2) + 0.5H_2} \right] + \frac{k_0 T}{m_2 h_0 + 0.44 T} \right\} \quad (\text{E. 3.2-2})$$

2 下游有褥垫式排水($H_2=0$)时,特征水深可按式计算:

$$h_0 = \frac{q}{k + \frac{k_0}{0.44}} \quad (\text{E. 3.2-3})$$

3 下游有排水棱体时,特征水深可按下列公式计算:

1)下游有水($H_2 \neq 0$)时:

$$(0.44k + m_3 k_0)h_0^2 - (0.44qm_3 + k_0 m_3 H_2)h_0 - 0.44kH_2^2 = 0 \quad (\text{E. 3.2-4})$$

2)下游无水($H_2=0$)时:

$$h_0 = \frac{0.44qm_3}{0.44k + m_3 k_0} \quad (\text{E. 3.2-5})$$

4 求得特征水深 h_0 后,无论堤身采用何种排水形式,浸润线均可按下列公式计算:

$$x = k_0 T \frac{y - h_0}{q'} + k \frac{y^2 - h_0^2}{2q'} \quad (\text{E. 3.2-6})$$

$$q' = k \frac{H_1^2 - h_0^2}{2 \left(L + \frac{m_1}{2m_1 + 1} H_1 - m_2 h_0 \right)} + k_0 T \frac{H_1 - h_0}{L + m_1 H_1 - m_2 h_0} \quad (\text{E. 3.2-7})$$

5 对于采用褥垫式排水和排水棱体的土堤,可取 $m_2=0$ 。

E. 4 不稳定渗流计算

E. 4.1 堤防在挡水过程中,未能形成稳定渗流时,可按不稳定渗流计算(图 E. 4.1)。渗流在背水坡坡脚出现所需时间 T 可按下列公式计算:

$$T = \frac{n_0 H}{4k} \left(m_1 + m_2 + \frac{b'}{H} \right)^2 \quad (\text{E. 4.1-1})$$

$$n_0 = n(1 - S_w \%) \quad (\text{E. 4.1-2})$$

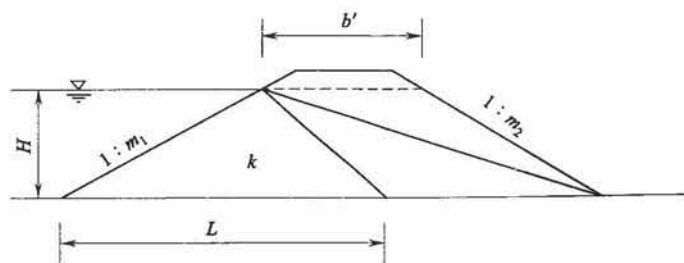


图 E.4.1 不稳定渗流浸润线计算

式中： k ——堤身渗透系数，采用大值平均值或试验数据中的较大值(m/s)；

n_0 ——土的有效孔隙率；

n ——孔隙率；

$S_w\%$ ——饱和度。

E.4.2 当洪水持续时间 $t < T$ 时，应计算浸润线锋面距迎水坡脚距离 L ，可按下列式计算：

$$L = 2 \sqrt{\frac{kHt}{n_0}} \quad (\text{E.4.2})$$

E.5 背水坡渗流出口比降计算

E.5.1 不透水地基上均质土堤坡面渗流比降计算应符合下列规定：

1 下游无水($H_2 = 0$) (图 E.5.1-1) 时，渗出点 A 点、堤坡与不透水面交点 B 点的渗流比降可分别按下列公式计算：

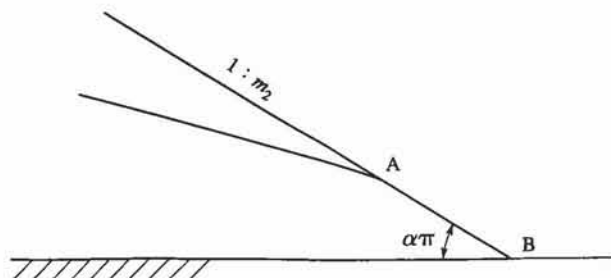


图 E.5.1-1 下游无水计算($\alpha\pi$ 以弧度角计)

$$J_0 = \sin \alpha \pi = \frac{1}{\sqrt{1+m_2^2}} \quad (\text{E. 5. 1-1})$$

$$J_0 = \tan \alpha \pi = \frac{1}{m_2} \quad (\text{E. 5. 1-2})$$

式中: J_0 ——下游无水背水坡出口比降。

A、B 两点之间的渗流比降按线性插值确定。

2 下游有水(图 E. 5. 1-2)时,可按下列公式计算:

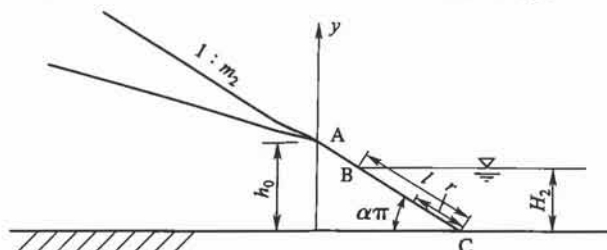


图 E. 5. 1-2 下游有水计算($\alpha \pi$ 以弧度角计)

1) 渗出段 AB,可按下列公式计算:

$$J = J_0 \left(\frac{h_0 - H_2}{y - H_2} \right)^n \quad (y \geq H_2, H_2 \neq 0) \quad (\text{E. 5. 1-3})$$

$$J_0 = \sin \alpha \pi = \frac{1}{\sqrt{1+m_2^2}} \quad (\text{E. 5. 1-4})$$

$$n = 0.25 \frac{H_2}{h_0} \quad (\text{E. 5. 1-5})$$

式中: J ——下游有水背水坡出口比降。

2) 浸没段 BC,可按下列公式计算:

$$J = \frac{\alpha_0}{1 + b_0 \frac{H_2}{h_0 - H_2}} \left(\frac{\gamma}{l} \right)^{\frac{1}{\alpha_0} - 1} \quad (\text{E. 5. 1-6})$$

或

$$J = \frac{\alpha_0}{1 + b_0 \frac{H_2}{h_0 - H_2}} \left(\frac{y}{H_2} \right)^{\frac{1}{\alpha_0} - 1} \quad (\text{E. 5. 1-7})$$

$$\alpha_0 = \frac{1}{2\alpha(m_2 + 0.5) \sqrt{1 + m_2^2}} \quad (\text{E. 5. 1-8})$$

$$b_0 = \frac{m_2}{2(m_2 + 0.5)^2} \quad (\text{E. 5. 1-9})$$

式中: α_0 、 b_0 ——系数;

$\alpha\pi$ ——坡面的坡角(以弧度计)。

3) 公式(E. 5. 1-6)、公式(E. 5. 1-7)的适用范围为 $\frac{r}{l}$ 或 $\frac{y}{H_2} \leq 0.95$ 。

E. 5. 2 透水地基均质土堤坡面渗流比降计算应符合下列规定:

1 下游无水($H_2=0$)(图 E. 5. 2-1)时,沿渗出段 AB、沿地基段 BC 的渗流比降可分别按下列公式计算:

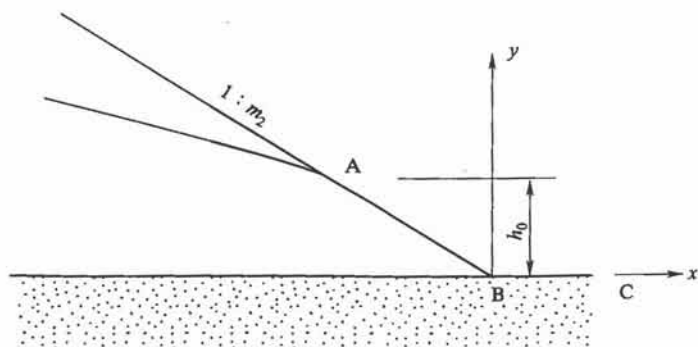


图 E. 5. 2-1 透水地基下游无水计算

$$J = \frac{1}{\sqrt{1 + m_2^2}} \left(\frac{h_0}{y} \right)^{0.25} \quad (\text{E. 5. 2-1})$$

$$J = \frac{1}{2\sqrt{m_2}} \sqrt{\frac{h_0}{x}} \quad (\text{E. 5. 2-2})$$

2 下游有水(图 E. 5. 2-2)时,沿渗出段 AB 的渗流比降采用本规范公式(E. 5. 2-1)计算,沿浸没坡 BC、沿浸没地基面 CD 的渗流比降可分别按下列公式计算:

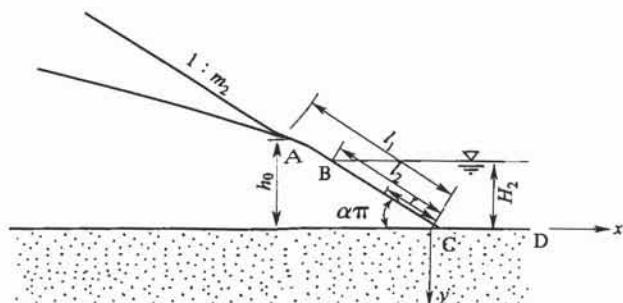


图 E. 5. 2-2 透水地基下游有水计算 ($\alpha\pi$ 以弧度角计)

$$J = \frac{\alpha_1 (h_0 - H_2)}{2\gamma^{\alpha_1} \sqrt{(l_1^{\alpha_1} - l_2^{\alpha_1})(l_2^{\alpha_1} - \gamma^{\alpha_1})}} \quad (\text{E. 5. 2-3})$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \alpha} \quad (\text{E. 5. 2-4})$$

$$J = \frac{\alpha_1 (h_0 - H_2)}{2x^{\alpha_1} \sqrt{(l_1^{\alpha_1} - l_2^{\alpha_1})(l_2^{\alpha_1} + x^{\alpha_1})}} \quad (\text{E. 5. 2-5})$$

E. 6 水位降落时均质土堤的浸润线

E. 6. 1 当 $k/\mu/V$ 小于或等于 $1/10$ 时,可按水位开始降落前的浸润线位置进行堤坡稳定分析;当 $k/\mu/V$ 大于 60 时,可不进行上游坡的水位降落稳定计算;当 $k/\mu/V$ 大于 $1/10$ 且小于或等于 60 时,应进行上游坡的稳定分析,按照缓降过程计算浸润线下降的位置(图 E. 6. 1)。 k 为土体的渗透系数(m/d); V 为水位降落的速度; μ 为土体的给水度,按公式(E. 6. 1-1)计算:

$$\mu = \alpha n \quad (\text{E. 6. 1-1})$$

$$\alpha = 113.7 \times 0.0001175^{0.607^{(6+\lg k)}} \quad (\text{E. 6. 1-2})$$

式中: k ——土体的渗透系数(cm/s);

n ——土体的孔隙率。

E. 6. 2 均质土堤水位下降时浸润线位置可按下式近似计算:

$$\frac{h_0(t)}{H} = 1 - 0.31 \left(\frac{t}{T} \right) \left(\frac{k}{\mu V} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{E. 6. 2})$$

式中: H ——降距(图 E. 6. 1)(m);

T ——水位从初始位置至降落到堤脚或降落到最大降距所需的时间(s);

t ——计算时刻距始降时刻的时间间隔(s), t 小于或等于 T 。

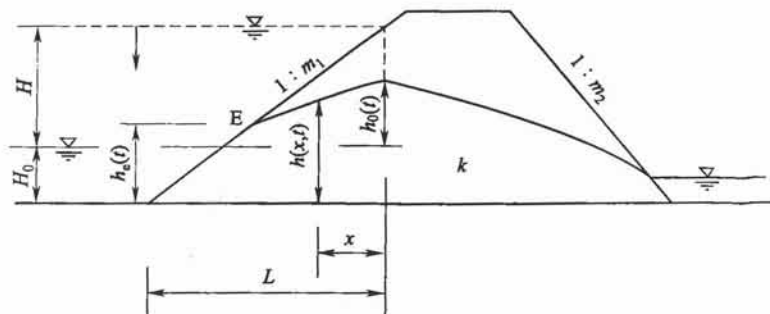


图 E. 6. 1 水位降落时浸润线计算

E. 6. 3 求得 $h_0(t)$ 后, 浸润线可按下式计算:

$$h(x, t) = \sqrt{[H_0 + h_0(t)]^2 - 2x \frac{q(t)}{k}} \quad (\text{E. 6. 3})$$

E. 6. 4 h 以上游堤基为基面, $q(t)/k$ 可由下列公式联合求解, 符号含义见本规范图 E. 6. 1:

$$\frac{q(t)}{k} = \frac{[H_0 + h_0(t)]^2 - h_e(t)^2}{2[L - m_1 h_e(t)]} \quad (\text{E. 6. 4-1})$$

$$\frac{q(t)}{k} = \frac{h_e(t) - H_0}{m_1} \left[1 + \ln \frac{h_e(t)}{h_e(t) - H_0} \right] \quad (\text{E. 6. 4-2})$$

式中: $q(t)$ ——表示 t 时刻由上游坡出渗的流量(m^3/s);

$h_e(t)$ ——表示 t 时刻上游坡出渗点高度(m)。

E. 6. 5 解联立方程可用一组 $h_e(t)$ 值 $[H_0 < h_e(t) < (H_0 + h_0(t))]$ 分别代入本规范公式(E. 6. 4-1)和公式(E. 6. 4-2), 分别画出两条曲线, 曲线的交点即为解, 可求得 $h_e(t)$ 和 $q(t)/k$ 。

E. 7 双层地基渗流计算

E. 7.1 地基中若表层土透水性较弱,下部透水性较强,两层的渗透系数之比大于 100 即可称为双层地基,双层地基在全国各地广泛存在。背水侧无限长等厚双层地基(图 E. 7. 1),其弱透水层底部的承压水头可用下列公式计算:

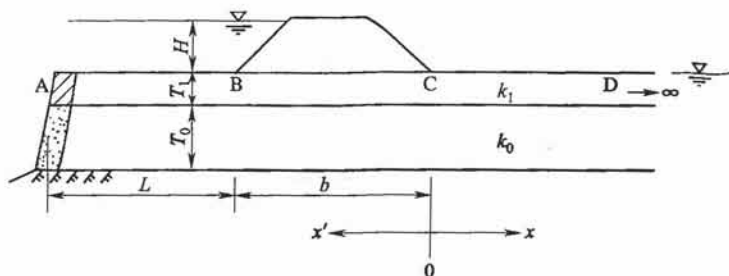


图 E. 7. 1 背水侧无限长等厚双层地基渗流计算

$$\text{CD 段: } h = \frac{H}{1 + Ab + \text{th}AL} e^{-Ax} \quad (\text{E. 7. 1-1})$$

$$\text{BC 段: } h = \frac{H}{1 + Ab + \text{th}AL} (1 + Ax') \quad (\text{E. 7. 1-2})$$

式中: h ——弱透水底部承压水头(m);

A ——越流系数。

$$A = \sqrt{\frac{k_1}{k_0 T_1 T_0}}$$

E. 7. 2 透水地基上弱透水层等厚有限长(图 E. 7. 2)可用下列方法计算弱透水层底下透水层水位:

1 可用下列公式试算 ζ , 确定出逸段与非出逸段的分界点:

$$\frac{H - H_1}{\frac{1}{A} \text{th}A(L_1 + d') + b + \frac{1}{A} \text{th}A(L_2 - \zeta)} \frac{1}{\text{ch}A(L_2 - \zeta)} = \frac{H_1 - H_0}{\zeta + 0.441 \frac{T_0}{T_1}}$$

(E. 7. 2- 1)

T_1 ——弱透水层厚度(m);

x ——AB段横坐标;

x' ——BC段横坐标;

$\Delta x'$ ——可根据表 E. 7. 2 计算求得。

表 E. 7. 2 $\Delta x'$ 计算

x'/T_0	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3
$\Delta x'/\Delta_0$	1.00	0.76	0.56	0.39	0.26	0.19	0.14	0.10	0.07	0.05	0.03	0.02	0.01	0

E. 7. 3 弱透水层不等厚或不均质(各段渗透系数不同)可用递推公式求得临水侧和背水侧的不透水等效长度 S_L 和 S_F , 再按不透水底板求出弱透水层底面各点的承压水头。用递推法计算背水侧 S_F 时, 应满足地表水淹没弱透水层条件(图 E. 7. 3-1), 并应符合下列规定:

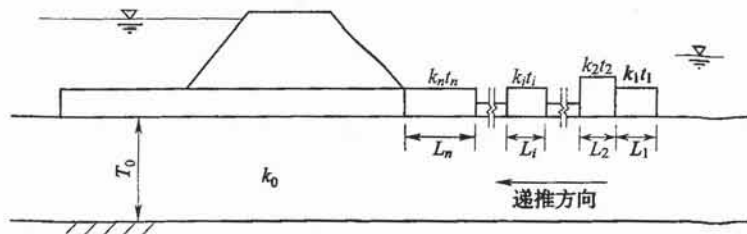


图 E. 7. 3-1 递推计算

1 越流系数可按式计算:

$$A_i = \sqrt{\frac{k_i}{k_0 T_0 t_i}} \quad (\text{E. 7. 3 - 1})$$

式中: A_i ——第 i 段的双层地基越流系数;

k_0 ——强透水层的渗透系数(m/s);

T_0 ——强透水层的厚度(m);

k_i ——第 i 段弱透水层的渗透系数(m/s);

t_i ——第 i 段弱透水层的厚度(m)。

2 递推公式可按下列公式计算：

$$D_{i-1} = \frac{\frac{1}{A_i} + S_{i-1}}{\frac{1}{A_i} - S_{i-1}} \quad (\text{E. 7. 3-2})$$

$$S_i = \frac{1}{A_i} \frac{D_{i-1} e^{\beta_i} - 1}{D_{i-1} e^{\beta_i} + 1} \quad (\text{E. 7. 3-3})$$

$$\beta_i = 2A_i L_i \quad (\text{E. 7. 3-4})$$

3 采用公式(E. 7. 3-2)和公式(E. 7. 3-3)递推临水侧等效长度时,从临水侧向背水侧递推,一直推到堤脚,所得 S 值即为临水侧的等效长度 S_{\pm} ;背水侧从背水侧向临水侧递推,如图 E. 7. 3-1 所示,方法同前,算出背水侧等效长度 S_{\mp} ,递推过程如图 E. 7. 3-2 所示。

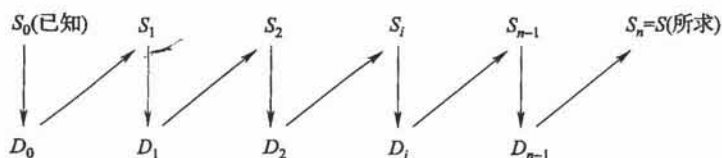


图 E. 7. 3-2 临水侧等效长度递推过程

4 弱透水层无限长时, $S_0 = 0$;弱透水层为有限长时,在弱透水层端部 $S_0 = 0.441T_0$ 。

5 弱透水层渗透系数没有变化和等厚时,可只要递推一次就推到堤前。渗透系数或厚度有变化时,应按不同渗透系数或不同厚度分段递推。

6 求得 S_{\pm} 、 S_{\mp} 以后,可用下列公式求出背水侧弱透水层下各点的承压水头(图 E. 7. 4-1):

$$h = \frac{S_{\mp} - x}{S_{\pm} + b + S_{\mp}} H \quad (\text{E. 7. 3-5})$$

$$0 \leq x \leq S_{\mp} \quad (\text{E. 7. 3-6})$$

式中: S_L ——临水侧等效长度;

S_F ——背水侧等效长度。

E. 7.4 加盖重以后,如盖重材料的渗透系数很大,通过弱透水层的渗透水能畅通排出,可不再核算。如果加盖重材料的渗透系数不是很大,则加盖重后等效长度应加长,应采用递推公式重新计算盖重(图 E. 7. 4-1、图 E. 7. 4-2),可按下列方法具体计算:

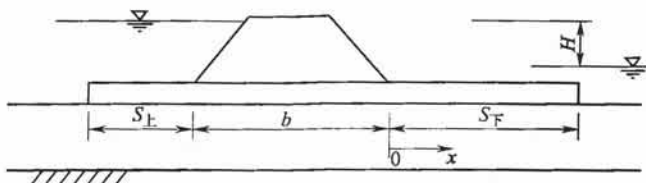


图 E. 7. 4-1 承压水头计算

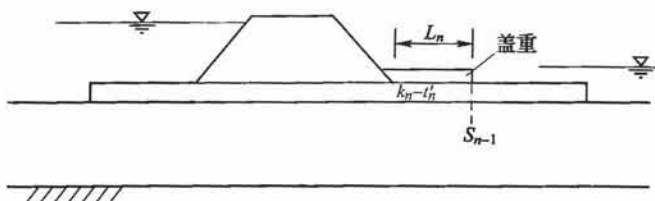


图 E. 7. 4-2 盖重计算

1 盖重所用材料的渗透系数,一般情况下与其下的弱透水层不同,如 n 段弱透水层的渗透系数和厚度为 k_n 、 t_n ,首先把盖重材料的 k' 、 t' 换算成与其下的弱透水层相同渗透系数的厚度 t'_1 , $t'_1 = \frac{k_n}{k'} t'$,使 $t' = t'_n + t'_1$,再以 k_n 、 t'_n 和前一段 S_{n-1} 为参数代入递推公式计算,可按下列公式计算:

$$A_n = \sqrt{\frac{k_n}{k_0 T_0 t'_n}} \quad (\text{E. 7.4-1})$$

$$D_{n-1} = \frac{\frac{1}{A_n} + S_{n-1}}{\frac{1}{A_n} - S_{n-1}} \quad (\text{E. 7.4-2})$$

$$S_n = \frac{1}{A} \frac{D_{n-1} e^{\beta_n} - 1}{D_{n-1} e^{\beta_n} + 1} \quad (\text{E. 7. 4-3})$$

$$\beta_n = 2A_n L_n \quad (\text{E. 7. 4-4})$$

2 盖重如做成梯形,可划分成若干个阶梯形等厚的段落,逐段递推,分段越多越精确。

3 求得加盖重的等效长度以后,采用本规范公式(E. 7. 3-5)求得各点承压水头,核算盖重段及盖重后各段的渗透及抗浮稳定。

E. 7. 5 堤基排水减压沟的沟半顶宽 $b \leq 0.3T$ (T 为透水层厚度)、沟深 $S \leq 0.3T$ 时,可采用半理论半经验计算方法进行计算。可按下列方法具体计算。

1 排水减压沟的正、反对称流态如图 E. 7. 5 所示。

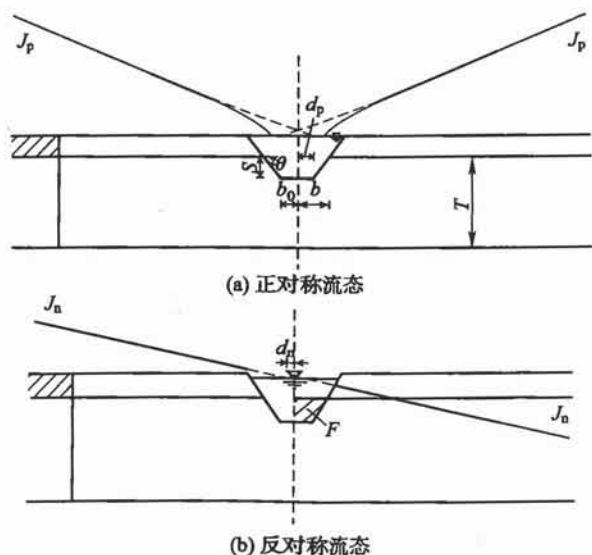


图 E. 7. 5 减压沟的正反对称流态示意

b_0 —沟的半底宽(m); b —沟的半顶宽(m); S —沟深(m);

J_p —正对称流的水力比降; J_n —反对称流的水力比降;

θ —边坡倾角($^\circ$); T —透水层厚度(m); F —半沟断面面积(m^2);

d_p —正对称流的附加渗径长度(m); d_n —反对称流的附加渗径长度(m)

2 附加渗径长度可按下列公式计算：

$$\left. \begin{aligned} d_p &= \frac{T}{\pi} \ln \frac{1}{2.5 \left[\bar{b} + \bar{S}^2 + 3.5 \frac{1 + \bar{b}^2 - \bar{S}^2}{(\bar{b}\bar{S})^{1.4}} \bar{F}^{2.4} \right]} \\ d_n &= -T \frac{\pi}{4} [\bar{b}(1 - 0.2\bar{b}^2)]^{\frac{2 - 1.4 \frac{\bar{F} \sin \theta}{\bar{b} \sqrt{\bar{S}}}}{2}} \\ \bar{b} &= \frac{b}{T}, \bar{S} = \frac{S}{T}, \bar{F} = \frac{F}{T^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{E. 7. 5-1})$$

3 覆盖层不透水,或渗透系数甚小的情况,正、反对称流的水力比降可按下列公式计算：

$$\left. \begin{aligned} J_p(L_1 + d_p) + J_n(L_1 + d_n) &= H_1 \\ J_p(L_2 + d_p) - J_n(L_2 + d_n) &= H_2 \end{aligned} \right\} \quad (\text{E. 7. 5-2})$$

式中： H_1 ——设沟水位为零的上游水位(m)；

H_2 ——设沟水位为零的下游水位(m)；

L_1 ——沟中心至上游边界距离(m)；

L_2 ——沟中心至下游边界距离(m)。

4 覆盖层不透水,或渗透系数甚小的情况,渗透流量可按下列公式计算：

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= (J_p + J_n)kT \\ q_2 &= (J_p - J_n)kT \\ q &= q_1 + q_2 = 2J_p kT \end{aligned} \right\} \quad (\text{E. 7. 5-3})$$

式中： k ——透水层渗透系数(m/d)；

q_1 ——上游入沟单宽流量[m³/(d·m)]；

q_2 ——下游入沟单宽流量[m³/(d·m)]。

5 覆盖层不透水,或渗透系数甚小的情况,透水层的水位分布可按下列公式计算：

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= J_p(x + d_p) + J_n(x + d_n) \\ h_2 &= J_p(x + d_p) - J_n(x + d_n) \end{aligned} \right\} \quad (\text{E. 7. 5-4})$$

式中: h_1 ——沟上游透水层的水位分布(m);

h_2 ——沟下游透水层的水位分布(m);

x ——离沟中心的距离(m)。

6 下游无限延伸, $L_2 = \infty$, 或沟下游离沟边 T 以远区域砂层尖灭封闭时, 应为 $J_p = J_n, q_1 = q, q_2 = 0$, 正反对称流的水力比降和沟下游砂层的剩余水位 h_e , 可按下列公式计算:

$$\left. \begin{aligned} J_p = J_n &= \frac{H_1}{2L_1 + d_p + d_n} \\ h_e = H_2 &= \frac{d_p - d_n}{2L_1 + d_p + d_n} H_1 \end{aligned} \right\} \quad (\text{E. 7. 5-5})$$

7 覆盖层透水的情况, 可用下列公式将 x 换算为 x' , 再用 x' 代替本规范公式(E. 7. 5-4)中的 x , 算出透水层中的水位:

$$\left. \begin{aligned} x' &= \frac{1}{A} [\text{th}AL(1 - \text{ch}Ax) + \text{sh}Ax] \\ x' &= \frac{1}{A} (1 - e^{-Ax}), L \rightarrow \infty \\ A &= \left(\frac{k'}{kTT'} \right)^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{E. 7. 5-6})$$

式中: A ——越流系数;

k ——透水层渗透系数(m/d);

k' ——覆盖层渗透系数(m/d);

T ——透水层厚度(m);

T' ——覆盖层厚度(m);

L ——计算上游时用 L_1 , 计算下游时用 L_2 。

E. 8 防洪墙底部渗流计算

E. 8. 1 防洪墙底部渗流计算可采用阻力系数法(图 E. 8. 1)。

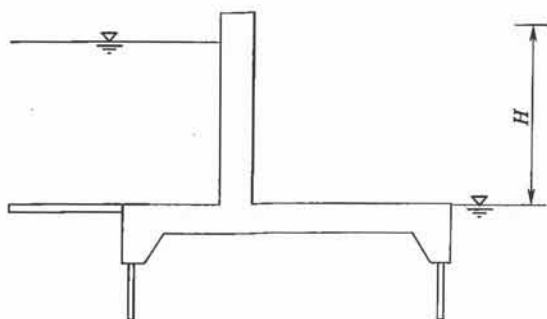


图 E. 8. 1 防洪墙底部渗流计算

E. 8. 2 防洪墙地基的有效深度可按下列公式计算：

当 $\frac{L_0}{S_0} \geq 5$ 时：

$$T_e = 0.5L_0 \quad (\text{E. 8. 2-1})$$

当 $\frac{L_0}{S_0} < 5$ 时：

$$T_e = \frac{5L_0}{1.6 \frac{L_0}{S_0} + 2} \quad (\text{E. 8. 2-2})$$

式中： T_e ——土基上底板的地基有效深度， T_e 值大于地基实际深度时，应按地基实际深度采用(m)；

L_0 ——地下轮廓的水平投影长度(m)；

S_0 ——地下轮廓的垂直投影长度(m)。

E. 8. 3 分段阻力系数可按下列公式计算：

1 进、出口段(图 E. 8. 3-1)可按下式计算：

$$\xi_0 = 1.5 \left(\frac{S}{T} \right)^{\frac{3}{2}} + 0.441 \quad (\text{E. 8. 3-1})$$

式中： ξ_0 ——进、出口段的阻力系数；

S ——板桩或齿墙的入土深度(m)；

T ——地基透水层深度(m)。

2 内部垂直段(图 E. 8. 3-2)可按下式计算:

$$\xi_y = \frac{2}{\pi} \operatorname{In} \cot \left[\frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{S}{T} \right) \right] \quad (\text{E. 8. 3-2})$$

式中: ξ_y ——内部垂直段的阻力系数。

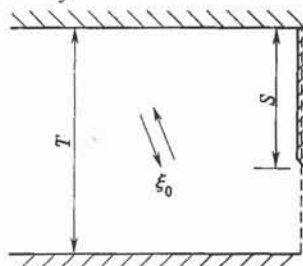


图 E. 8. 3-1 进、出口段

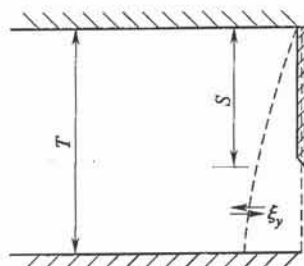


图 E. 8. 3-2 内部垂直段

3 水平段(图 E. 8. 3-3)可按下式计算:

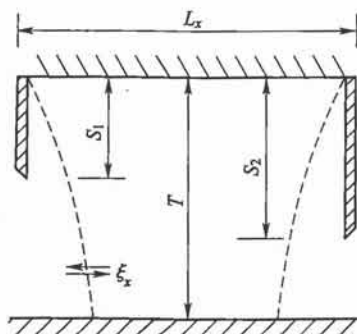


图 E. 8. 3-3 水平段

$$\xi_x = \frac{L_x - 0.7(S_1 + S_2)}{T}$$

式中: ξ_x ——水平段的阻力系数;

L_x ——水平段长度(m);

S_1 、 S_2 ——进、出口段板桩或齿墙的人土深度(m)。

E. 8. 4 各分段水头损失值可按下列公式计算:

$$h_i = \xi_i \frac{H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} \quad (\text{E. 8. 4-1})$$

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n = \sum h_i \quad (\text{E. 8. 4-2})$$

式中: h_i ——各分段水头损失值(m);

ξ_i ——各分段的阻力系数;

n ——总分段数。

E. 8. 5 底板深入地基并有板桩时,进、出口段水头损失值和渗透压力分布图形可按下列方法进行局部修正。

1 进、出口段修正后的水头损失值可按下列公式计算(图 E. 8. 5-1);

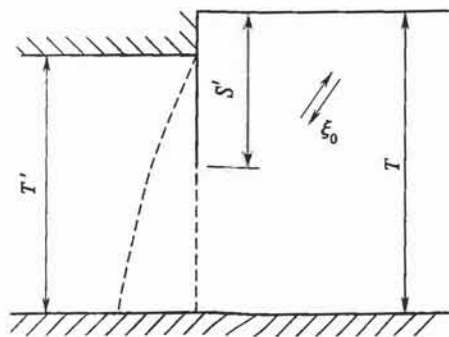


图 E. 8. 5-1 进、出口段修正后的水头损失值

$$h'_0 = \beta' h_0 \quad (\text{E. 8. 5-1})$$

$$h_0 = \sum_{i=1}^n h_i \quad (\text{E. 8. 5-2})$$

$$\beta' = 1.21 - \frac{1}{\left[12 \left(\frac{T'}{T} \right)^2 + 2 \right] \left(\frac{S'}{T} + 0.059 \right)} \quad (\text{E. 8. 5-3})$$

式中: h'_0 ——进、出口段修正后的水头损失值(m);

h_0 ——进、出口段水头损失值(m);

β' ——阻力修正系数,当计算的 $\beta' \geq 1.0$ 时,采用 $\beta' = 1.0$;

S' ——底板埋深与板桩入土深度之和(m);

T' ——板桩另一侧地基透水层深度(m)。

2 修正后水头损失的减小值可按式计算:

$$\Delta h = (1 - \beta') h_0 \quad (\text{E. 8. 5-4})$$

式中: Δh ——修正后水头损失的减小值(m)。

3 水力比降呈急变形式的长度可按式计算:

$$L'_x = \frac{\frac{\Delta h}{H} T}{\sum_{i=1}^n \xi_i} \quad (\text{E. 8. 5-5})$$

式中: L'_x ——水力比降呈急变形式的长度(m)。

4 出口段渗透压力分布图形可按图 E. 8. 5-2 进行修正。

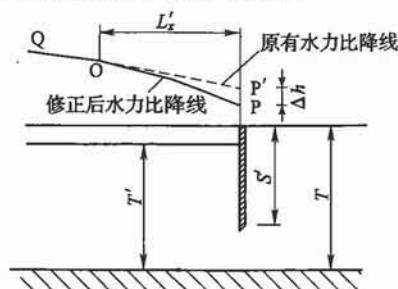


图 E. 8. 5-2 出口段渗透压力分布

QP'——原有水力比降线

E. 8. 6 进、出口段齿墙不规则部位可按下列方法进行修正(图 E. 8. 6)。

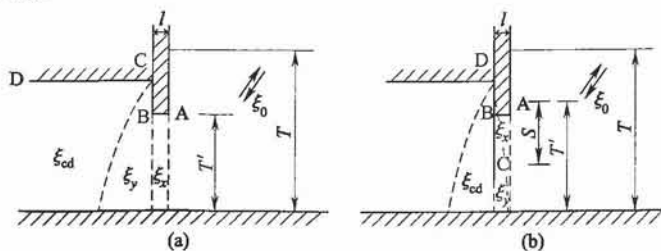


图 E. 8. 6 进、出口段齿墙不规则部位渗流修正计算简图

1 当 $h_x \geq \Delta h$ 时,可按下列式进行修正:

$$h'_x = h_x + \Delta h \quad (\text{E. 8. 6-1})$$

式中: h_x ——水平段的水头损失值(m);

h'_x ——修正后的水平段水头损失值(m)。

2 当 $h_x < \Delta h$ 时,可按下列情况分别进行修正:

1) 若 $h_x + h_y \geq \Delta h$,可按下列公式进行修正:

$$h'_x = 2h_x \quad (\text{E. 8. 6-2})$$

$$h'_x = h_y + \Delta h - h_x \quad (\text{E. 8. 6-3})$$

式中: h_y ——内部垂直段的水头损失值(m);

h'_y ——修正后的内部垂直段水头损失值(m)。

2) 若 $h_x + h_y < \Delta h$,可按本规范公式(E. 8. 6-2)和下列公式进行修正:

$$h'_y = 2h_y \quad (\text{E. 8. 6-4})$$

$$h'_{\text{CD}} = h_{\text{CD}} + \Delta h - (h_x + h_y) \quad (\text{E. 8. 6-5})$$

式中: h_{CD} ——图 E. 8. 6-1 和图 E. 8. 6-2 中 CD 段的水头损失值(m);

h'_{CD} ——修正后的 CD 段水头损失值(m)。

E. 8. 7 出口段渗流比降值可按下列式计算:

$$J = \frac{h'_0}{S'} \quad (\text{E. 8. 7})$$

附录 F 抗滑稳定计算

F.0.1 稳定渗流期应采用有效应力法,施工期可采用总应力法,外水位降落期可同时采用有效应力法和总应力法,并应以较小的安全系数为准。

F.0.2 土的抗剪强度指标可用三轴压缩试验测定,亦可用直剪试验测定,应按现行行业标准《土工试验规程》SL 237 规定进行。抗剪强度指标的测定和应用方法可按表 F.0.1 选用。当堤基为饱和黏性土,并以较快的速度填筑堤身时,可采用快剪或不排水剪的现场十字板强度指标。

表 F.0.1 土的抗剪试验方法和强度指标

堤的工作状态	强度计算方法	使用仪器	试验方法与代号	强度指标
施工期	总应力法	直剪仪	快剪(Q)	c_u, φ_u
		三轴仪	不排水剪(UU)	
稳定渗流期	有效应力法	直剪仪	慢剪(S)	c', φ'
		三轴仪	固结排水剪(CD), 或固结不排水剪测孔隙压力(CU)	
水位降落期	有效应力法	直剪仪	慢剪(S)	c', φ'
		三轴仪	固结排水剪(CD), 或固结不排水剪测孔隙压力(CU)	
	总应力法	直剪仪	固结快剪(R)	c_{cu}, φ_{cu}
		三轴仪	固结不排水剪(CU)	

F. 0.3 圆弧滑动(图 F. 0.3)稳定可按下列公式计算:

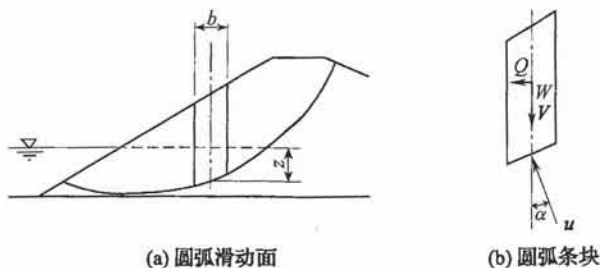


图 F. 0.3 圆弧滑动条分法计算

1 瑞典圆弧法可按下列公式计算:

$$K = \frac{\sum \{ [(W \pm V) \cos \alpha - ub \sec \alpha - Q \sin \alpha] \tan \varphi' + c' b \sec \alpha \}}{\sum [(W \pm V) \sin \alpha + M_c / R]} \quad (\text{F. 0.3-1})$$

2 简化毕肖普法可按下列公式计算:

$$K = \frac{\sum \{ [(W \pm V) \sec \alpha - ub \sec \alpha] \tan \varphi' + c' b \sec \alpha \} / (1 + \tan \alpha \tan \varphi' / K)}{\sum [(W \pm V) \sin \alpha + M_c / R]} \quad (\text{F. 0.3-2})$$

式中: W ——土条重量(kN);

Q 、 V ——水平和垂直地震惯性力(V 向上为负,向下为正)(kN);

u ——作用于土条底面的孔隙压力(kN/m²);

α ——条块重力线与通过此条块底面中点的半径之间的夹角(°);

b ——土条宽度(m);

c' 、 φ' ——土条底面的有效凝聚力(kN/m²)和有效内摩擦角(°);

M_c ——水平地震惯性力对圆心的力矩(kN·m);

R ——圆弧半径(m)。

F. 0.4 运用本规范公式(F. 0.3-1)、公式(F. 0.3-2)时,应符合下列规定:

1 静力计算时,地震惯性力应等于零。

式中: W ——土体 $B'BCC'$ 的有效重量(kN);

c, φ ——软弱土层的凝聚力(kN)及内摩擦角($^{\circ}$);

P_a ——滑动力(kN);

P_n ——抗滑力(kN)。

F. 0. 6 防洪墙的抗滑稳定安全系数应按下式计算:

$$K_c = \frac{f \sum W}{\sum P} \quad (\text{F. 0. 6})$$

式中: K_c ——抗滑稳定安全系数;

$\sum W$ ——作用于墙体上的全部垂直力的总和(kN);

$\sum P$ ——作用于墙体上的全部水平力的总和(kN);

f ——底板与堤基之间的摩擦系数。

F. 0. 7 防洪墙的抗倾稳定安全系数应按下式计算:

$$K_0 = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} \quad (\text{F. 0. 7})$$

式中: K_0 ——抗倾稳定安全系数;

M_v ——抗倾覆力矩(kN · m);

M_H ——倾覆力矩(kN · m)。

F. 0. 8 防洪墙基底压应力应按下式计算:

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{\sum G}{A} \pm \frac{\sum M}{\sum W} \quad (\text{F. 0. 8})$$

式中: $\sigma_{\max, \min}$ ——基底的_{最大和最小}压应力(kPa);

$\sum G$ ——垂直荷载(kN);

A ——底板面积(m^2);

$\sum M$ ——荷载对底板形心轴的力矩(kN · m);

$\sum W$ ——底板的截面系数(m^3)。

本规范用词说明

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

- 《防洪标准》GB 50201
- 《土工合成材料应用技术规范》GB 50290
- 《水利水电工程地质勘察规范》GB 50487
- 《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》SL 62
- 《水利工程水利计算规范》SL 104
- 《堤防工程地质勘察规程》SL 188
- 《水工混凝土结构设计规范》SL 191
- 《水工建筑物抗震设计规范》SL 203
- 《土工试验规程》SL 237

中华人民共和国国家标准

堤防工程设计规范

GB 50286 - 2013

条文说明

修 订 说 明

本规范系根据建设部关于印发《二〇〇二~二〇〇三年度工程建设国家标准制定、修订计划》的通知(建标[2003]102号)的要求,在《堤防工程设计规范》GB 50286—98的基础上,由水利水电规划设计总院为主编单位,长江勘测规划设计研究院、黑龙江省水利水电勘测设计研究院为副主编单位,会同湖北省水利水电勘测设计院、山东黄河勘测设计研究院、河海大学共同编制完成。

修订工作中以原《堤防工程设计规范》GB 50286—98为基础,坚持科学性、先进性和实用性原则;在本规范中,既要有原则规定,又要体现一定的灵活性;既要反映我国近年来堤防工程设计中成熟的技术成果和经验,又要借鉴并吸收国外先进经验和新理论、新技术;既要结合我国堤防工程规划设计的实际需要,又要体现国内和国际上 21 世纪以来的最新技术水平。

编制组于 2007 年初完成本规范修订征求意见稿,水利部水利水电规划设计总院印发水总科[2007]526 号“关于征求《堤防工程设计规范(征求意见稿)》意见的函”,向相关单位或专家征求意见,根据收到的反馈意见,编制组对征求意见稿进行修改完善,于 2010 年 5 月完成了本规范送审稿。

本规范是在《堤防工程设计规范》GB 50286—98 的基础上修订的,上一版的主编单位是水利水电规划设计总院,参编单位是水利部黄河水利委员会、广西壮族自治区水利厅、黑龙江省水利水电勘测设计研究院、河南黄河河务局、山东黄河勘测设计院、江苏省水利勘测设计院、湖北省水利勘测设计院、湖南省水利勘测设计院、广东省水利勘测设计院、河海大学、水利部信息研究所等,主要起草人员是王中礼、宾光楣、宋玉杰、徐泳九、王观平、于强生、潘少

华、王庆升、杨树林、邬为民、罗桂芬、温义怀、陈银太、李维涛、闫悦玲、谢尤龙、韩丽宇。修订工作中对规范内容进行了丰富和调整,规范由 11 章调整为 13 章,主要变化情况:增加第 2 章术语、第 12 章安全监测设计两章内容;第 6 章中增加堤基垂直防渗相关规定的内容;第 9 章中增加抗倾稳定计算相关规定的内容;第 10 章中增加临堤建筑物、构筑物相关规定的内容;第 13 章中增加管理体制和机构设置、工程管理范围和保护范围、工程运行管理等相关规定的内容,取消了原第 11 章观测设施内容,整合防汛抢险设施、生产管理与生活设施内容与其他管理维护设施;附录 E 中增加堤基的排水减压沟、防洪墙底部渗流计算相关规定的内容。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定,《堤防工程设计规范》修订组按章、节、条顺序编制了本规范的条文说明,对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明(还着重对强制性条文的强制性理由做了解释)。但是,本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力,仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。

目 次

1	总 则	(115)
3	堤防工程的级别及设计标准	(117)
3.1	堤防工程的防洪标准及级别	(117)
3.2	安全加高值及稳定安全系数	(117)
4	基本资料	(120)
4.1	气象与水文	(120)
4.2	社会经济	(120)
4.3	工程地形	(121)
4.4	工程地质	(122)
5	堤线布置及堤型选择	(123)
5.1	堤线布置	(123)
5.2	堤距确定	(123)
5.3	堤型选择	(123)
6	堤基处理	(125)
6.1	一般规定	(125)
6.2	软弱堤基处理	(125)
6.3	透水堤基处理	(126)
6.4	多层堤基处理	(127)
6.5	岩石堤基的防渗处理	(127)
6.6	堤基垂直防渗	(127)
7	堤身设计	(131)
7.1	一般规定	(131)
7.2	筑堤材料与填筑标准	(131)
7.3	堤顶高程	(134)

7.4	土堤堤顶结构	(135)
7.5	堤坡与戗台	(136)
7.6	护坡与坡面排水	(136)
7.7	防渗与排水设施	(138)
7.8	防洪墙	(139)
8	护岸工程设计	(140)
8.1	一般规定	(140)
8.2	坡式护岸	(142)
8.3	坝式护岸	(144)
8.4	墙式护岸	(146)
8.5	其他护岸形式	(147)
9	堤防稳定计算	(149)
9.1	渗流及渗透稳定计算	(149)
9.2	抗滑和抗倾稳定计算	(149)
9.3	沉降计算	(151)
10	堤防与各类建筑物、构筑物的连接	(152)
10.1	一般规定	(152)
10.2	穿堤建筑物、构筑物	(152)
10.3	临堤建筑物、构筑物	(153)
10.4	跨堤建筑物、构筑物	(153)
11	堤防工程的加固、扩建与改建	(155)
11.1	一般规定	(155)
11.2	加固与扩建	(155)
11.3	改建	(157)
12	安全监测设计	(158)
13	堤防工程管理设计	(159)
13.1	一般规定	(159)
13.2	工程管理范围和保护范围	(159)
13.3	交通与通信设施	(159)

13.4 其他管理维护设施	(160)
附录 A 堤基处理计算	(161)
附录 B 设计潮位计算	(163)
附录 C 波浪计算	(165)
附录 D 护岸计算	(170)
附录 E 渗流计算	(174)
附录 F 抗滑稳定计算	(178)



1 总 则

1.0.1 堤防是抵御洪(潮)水危害的重要工程措施,在历次抗洪、潮灾害中发挥了巨大的作用。1998年,长江、松花江发生大洪水,同年10月建设部发布了《堤防工程设计规范》GB 50286—98,嗣后,我国开展了大规模的堤防建设。本规范是在原规范的基础上,总结近年来堤防建设的经验,对原规范进行修订而成的。

1.0.2 我国堤防种类繁多,按抵御水体类别可分为河堤、湖堤、海堤,按筑堤材料可分为土堤、砌石堤、土石混合堤、钢筋混凝土防洪墙等,按工程建设性质又有新建堤防及老堤的加固、扩建及改建之分。本条规定的适用范围是充分考虑我国堤防工程的不同类别及新、老堤建设的具体情况,使本规范有较好的通用性和可操作性。

1.0.4 基本资料收集、整理和分析工作,是做好堤防工程设计的前提,根据各设计阶段不同的精度要求,要有针对性地开展工作。水利工程按基建程序通常规定有项目建议书、可行性研究、初步设计、技施设计和施工详图等设计阶段。不同的设计阶段对资料的要求既有相异之处,又有相互联系和各设计阶段通用的地方。在收集、整理和分析资料时,既要注意各设计阶段对资料精度要求,又要通盘考虑,尽可能避免重复,以达到在满足设计要求前提下减少资料收集的工作量。为了保证基本资料完整性和可靠性,需要对收集、整理的基本资料进行分析验证工作。

1.0.5 随着社会经济的发展,人们对河流的生态与环境,对河岸的亲水性及景观等提出了越来越高的要求,人水和谐的理念越来越受到人们的重视,在本条中除规定堤防工程设计应满足稳定渗流、变形等直接涉及工程安全的基本要求外,还对在堤防工程的防渗、护坡、堤防高度及结构形式等方面应考虑生态、环境、景观这一

共性要求作了原则规定。

1.0.6 我国堤防工程堤线长,保护范围广,堤防所在地区自然环境、社会经济等条件存在很大差异。在堤防工程设计中应根据当地实际情况,认真贯彻因地制宜、就地取材的原则,以达到在保证工程质量的前提下降低工程造价的目的。

随着科学技术的不断进步,新技术、新工艺、新材料不断涌现,本条对堤防工程设计中采用新技术、新工艺、新材料作了原则性规定,在具体设计中还是要根据工程实际情况具体分析,既安全又经济。

1.0.7 本条对位于地震动峰值加速度 $0.10g$ 及其以上地区的堤防工程抗震设防作了限定性规定。一是堤防工程遭遇大洪水的几率小,高水位运行时间一般较短,而遇大洪水、高水位、同时又遭遇烈度 7 度及以上地震的几率更小;二是堤防工程线路长,全面采用抗震设防措施代价高,根据我国国情,从实际出发,仅对 1 级堤防工程,经上级主管部门批准后,进行抗震设防设计。

1.0.8 堤防工程涉及国民经济多个部门和专业,主要涉及水利水电、城建、交通、铁道、地质等部门和有关专业。因此本条作了除满足本规范规定外,还要符合国家现行有关标准的规定。

3 堤防工程的级别及设计标准

3.1 堤防工程的防洪标准及级别

3.1.1 堤防工程是为保护对象的防洪安全而修建的,其自身并无特殊的防洪要求。原规范规定堤防工程的防洪标准由保护对象的防洪标准确定,实际上一个保护对象的防洪标准通常是由多项工程措施组成的防洪体系来实现的。本规范对多项工程措施组成的防洪体系中的堤防工程及蓄滞洪区堤防防洪标准的确定分别作了原则规定。

3.1.3 原规范规定堤防的级别由堤防的防洪标准确定,当保护对象的防洪标准由多项工程措施来实现时,堤防的防洪标准一般低于保护对象的防洪标准。本规范规定堤防的级别以确定的保护对象的防洪标准确定。例如某保护区的防洪标准为 100 年一遇,按照流域防洪规划,发生 100 年一遇洪水时,由上游水库工程承担调洪、蓄洪任务,水库下泄流量相当于 30 年一遇洪水的洪峰流量,此时河道堤防工程承担的防洪任务为 30 年一遇洪水,堤防工程的防洪标准亦应确定为 30 年一遇。按照本条规定,堤防工程的级别应按照其保护对象 100 年一遇的防洪标准确定为 1 级。蓄滞洪区堤防的级别根据经审批的流域防洪规划或区域防洪规划确定。

3.1.5 我国堤防工程大部分是土堤或土石混合堤,加高、加固相对比较容易,而水闸、涵洞、泵站等建筑物及其他构筑物,一般为钢筋混凝土、混凝土或浆砌石结构,加高、改建比较困难;堤防工程与建筑物的结合部在洪水通过时易出现险情,引起溃决,因此本条对这些建筑物的设计防洪标准提出了较高的要求。

3.2 安全加高值及稳定安全系数

3.2.1 表 3.2.1 参考了《水利水电枢纽工程等级划分及洪水标

准》SL 252 及《碾压式土石坝设计规范》SL 274, 考虑到堤防高度较土坝低, 加上堤防加高一般比土坝容易, 本规范采用的安全加高值比土坝低一级, 即使是 1 级堤防的重要堤段, 其安全加高值经过论证后, 也没有超过 1 级土坝的安全加高值。

3.2.2 渗透变形的允许水力比降是以土的临界比降除以安全系数确定的。通常情况下, 流土破坏是土体整体破坏, 对堤防危害较大, 安全系数可取 2.0。管涌是土粒在孔隙中移动流失使土体发生破坏的一种现象, 通常情况下, 在刚开始发生管涌时, 土体还有一定的承受水力比降的潜力, 安全系数可取为 1.5。表 3.2.2 是按照《水利水电工程地质勘察规范》GB 50487—2008 选用的。黏性土的临界比降应通过试验确定。

3.2.3 土坝通常比堤防高, 且经常挡水, 抗滑稳定安全要求比较高, 但堤防线路长, 地质勘探工作不可能像土坝那样详细, 试验资料的代表性也有限, 施工土料不一定完全符合设计要求, 施工质量又不易控制, 堤防坡脚还存在被水流冲刷而引起塌坡的可能等。考虑到堤防工程的上述特点, 本规范规定的抗滑稳定安全系数与碾压土石坝的抗滑稳定安全系数基本相同。

土堤边坡抗滑稳定计算的方法较多, 目前最常用的是瑞典圆弧法和简化毕肖普法。瑞典圆弧法不计算条块间的作用力, 计算简单, 也积累了较丰富的经验, 但理论上不如毕肖普法完备。简化毕肖普法考虑了条块间的作用力, 理论上比较完备, 精度较高, 但计算工作量较大。简化毕肖普法因为考虑了条块间的作用力, 其安全系数与瑞典圆弧法有所不同。在 1993 年对《碾压式土石坝设计规范》SDJ 218—84 的年修改和补充规定中指出: “简化毕肖普法比瑞典圆弧法坝坡稳定最小安全系数可提高 5%~10%”。《碾压式土石坝设计规范》SL 274—2001 规定采用瑞典圆弧法计算坝坡抗滑稳定安全系数时, 1 级坝正常运用条件最小安全系数应不小于 1.30, 其他情况安全系数应比采用简化毕肖普法计算时的安全系数减小 8%。表 3.2.3 中简化毕肖普法的安全系数与《碾压

式土石坝设计规范》SL 274—2001 相同。

与瑞典圆弧法相比,简化毕肖普法更符合实际,目前,计算机已基本普及,本次修订在瑞典圆弧法的基础上,又推荐了简化毕肖普法。

3.2.7 本条适用于 1 级、2 级堤防土基上的防洪墙在基底应力满足地基允许承载力要求的情况下,为避免地基产生过大沉降变形而提出的控制条件。对于 3 级及 3 级以下堤防或 1 级、2 级堤防遭受地震及其他稀遇荷载作用的情况,基底应力比值可适当增大;对于地基特别坚硬或可压缩土层较薄时,可不受表 3.2.7 控制,但不允许出现拉应力。

4 基本资料

4.1 气象与水文

4.1.1 除本条规定的水位、潮位等普遍需要的基本资料外,还可根据设计需要,有针对性地搜集其他相关资料。例如:堤身、堤基土质抗冲性能较弱的,需要收集江河流速资料;多泥沙河流需要收集泥沙及河床淤积资料;湖堤、海堤及大江大河堤防,需要收集风浪资料;我国东南部多雨地区,需要收集施工期降雨天数及降雨强度资料;我国季节冻土分布面积较大,还有少部分多年冻土地地区,冻土对堤防及建筑物会产生破坏作用,冻土地地区的堤防设计还应收集冰情、施工期气温及冻深等资料。

本条所需的各种水位、潮位,要满足确定堤顶高程和堤身断面、核算堤坡稳定和堤身堤基渗流稳定以及确定护坡上下限等方面设计和计算的需要。

4.1.2 与堤防工程有关地区的水系、水域分布和治理情况、河势演变和冲淤变化等资料,是堤线布置、堤型选择、堤身设计、堤基处理及堤岸防护等重要依据,堤防工程中的交叉排水建筑物设计需提供排水分区、排水模数及排水规划等方面资料,本条对收集、整理上述内容的资料作了原则规定。

4.2 社会经济

4.2.2 本条规定了对堤防工程保护区应具有的社会经济资料,是堤防工程设计中分析确定堤防级别的重要依据,也是进行堤防工程经济效益分析和环境影响评价所需要的基本资料。堤防保护区除提供现有社会经济状况外,还应提供保护区有关经济发展资料。

4.2.3 本条规定了对堤防工程建设区和料场区应具有的社会经济资料,是堤防工程设计时进行堤线比选、工程投资估算、挖压占地、房屋拆迁及移民安置的基本资料。除堤防工程占地涉及土地、房屋等外,还应包括料场占地等资料。

4.3 工程地形

4.3.1 本条是根据《水利水电工程测量规范(规划设计阶段)》SL 197—97的规定,结合堤防工程设计需要而制定。

地形图的比例尺,在规划选线阶段,一般可以利用大多数筑堤地区的现有的1:10000或1:50000地形图进行工作;定线测量是确定堤线、测算工程量、统计挖压拆迁以及施工场地布置的基本依据,需测1:1000~1:10000专用带状地形图,堤线条带地形图比例尺常用1:2000;对交叉建筑物,则需要测较大比例尺的地形图,常用比例尺为1:200~1:500。带状地形图的宽度需要满足初步设计(包括防渗、排渗区及护岸工程范围)、施工图设计(包括料场区和工场布置区范围)及管理(包括护堤地范围)的要求。为了对塌岸段采取防护措施,有时还有测量水下地形的要求。为了精确统计挖压拆迁数量和类别,应尽可能用航测与一般地面测图互相印证,以保证地物边界和物种形象的可靠性。

纵断面图比例尺是按照《水利水电工程测量规范(规划设计阶段)》SL 197—97的要求并结合堤防工程特点而确定,原则上一个纵断面图尽可能布置在一幅图纸上,同时又能满足有关文字注记的要求。

横断面图的间距,除根据不同设计阶段不同精度要求外,还需使断面具有代表性,通常应在堤防走向的曲线段以及地形、地质变化较大处和堤身断面变化处插补添加一些横断面图。本条规定的横断面图的比例尺是总结各地实践经验后确定的。

4.3.2 纵断面图的绘制一般可利用横断面图资料点绘,但当两横断面之间有沟汊或堤埂等特殊地形时,应据实反映于纵断面图上。

4.4 工程地质

4.4.1 《堤防工程地质勘察规程》SL 188 中的工程地质勘察报告,其工程地质及筑堤材料资料项目内容覆盖面比较全面,各地在堤防工程设计时,除工程地质剖面图等普遍需要的资料外,需根据本工程的地理特点,有针对性地选择项目进行勘探、试验。

5 堤线布置及堤型选择

5.1 堤线布置

5.1.1 本条列举堤线布置中需要考虑的各种因素,这些因素在不同的地点对堤线选择有不同的影响,因而需要综合考虑。

5.2 堤距确定

5.2.1 河流的不同河段,设计洪水流量往往有较大的差别,地质、地形、施工条件也不尽相同,因而堤距需要分河段进行设计。

5.2.2 在一定的设计洪水条件下,设计堤距与设计堤高是相互关联的。堤距越近,保护的面积越大,但堤身越高,工程量增加,而且水流流速增大,堤防易于发生险情,险工也越长。所以,需要比较研究。一般的方法如下:

(1)假定若干个堤距,根据堤线选择的原则,在河道两岸进行堤线布置。

(2)根据地形或断面资料,用水力学方法,分别计算设计条件下各控制断面的水位、流速等要素。

(3)对于多沙河流还需考虑洪水过程中的河床冲淤及各设计水平年的淤积程度。

(4)分别绘制不同堤距的沿程设计水面线。

(5)根据规定的超高及计算的水面线,确定设计堤顶高程线。

(6)根据地形资料和设计的堤防断面,计算工程量。

(7)比较不同堤距的堤防工程技术经济指标,选定堤高及堤距。

5.3 堤型选择

5.3.1 根据我国大江大河已建堤防工程的实际情况,按筑堤材

料,堤型可分为土堤、石堤、混凝土或钢筋混凝土防洪墙、分区填筑的混合材料堤等;按堤身断面形式,堤型可分为斜坡式堤、直墙式堤或直斜复合式堤等;按防渗体形式,堤型可分为均质土堤、斜墙式、心墙式和土工膜土堤等。

土堤是我国江河、湖、海防洪广为采用的堤型。土堤具有就近取材、便于施工、能适应堤基变形、便于加修改建、投资较少等特点,堤防设计中往往作为首选堤型。目前我国多数堤防采用均质土堤,但是它体积大、占地多,易受水流、风浪破坏,因而一些重要海堤和城市防洪堤,采用了其他堤型。

5.3.2 根据我国主要江河堤防的建设情况,本条规定了加固、改建、扩建堤防设计中应考虑的因素。

5.3.4 同一条堤线中,根据各堤段具体情况,分别采用不同堤型是比较常见的,但不同堤型的接合部易出现质量问题,危及防洪安全,因而本条强调了不同堤型的接合部要认真处理。

6 堤基处理

6.1 一般规定

6.1.2 《碾压式土石坝设计规范》SL 274—2001 对沉降量的规定：“竣工后的坝顶沉降量不宜大于坝高的 1%”。这规定对堤防来说要求过高。据调查了解，各省新建堤防的沉降量多数超过 5%，海堤沉降量更大。所以，本条只原则性提出“竣工后堤基和堤身的总沉降量和不均匀沉降量不应影响堤防安全和运用”。

6.1.3 我国的堤防大多是历史形成的，因此，有些地基中常存有墓坑、窑洞、井窖、房基、杂填土等，还有天然暗沟和动物巢穴等，若不探明并加以处理，会降低堤基强度和发生严重渗漏，危及工程安全。

6.2 软弱堤基处理

6.2.2 软弱堤基采用铺垫透水垫层的很多，单独或综合使用铺垫透水材料、在堤脚外加压载、打排水井和控制填土加荷速率等是我国海堤和土石坝软基处理的常用方法，并普遍取得较好效果。单独使用一种措施的如：福建大官板围垦工程海堤用排水砂井，浙江湖陈港高 13m 的堆石坝用砂石排水垫层，浙江宁波大目涂围海工程海堤和北仑港电厂灰坝用土工织物排水垫层，浙江溪口水库高 22m 的土坝和英雄水库土坝用压载，苏北里运河土堤用控制填土速率措施。采用综合措施的如：杜湖水库高 17m 的土坝用砂井加压载，秦山核电站海堤、浙江乍浦海堤、浙江青珠农场围垦海堤、厦门东渡港二期围堰、连云港吹填围堰、深圳赤湾防波堤等用土工织物上加压载。

6.2.5 为加速软黏土地基的排水固结，以往多采用砂井作为垂直

排水通道。20 世纪 70 年代以来,应用塑料排水带插入土中作为垂直排水通道在国内外已得到广泛应用。软土层下有承压水时,如排水井穿透软土层,会使承压水大量涌出,造成堤基淹没和基础破坏的严重后果,所以应避免排水井穿透软土层。

6.2.10 泥炭地层在我国东北分布很广,筑堤很难避开。原黑龙江国营农场总局曾在泥炭层地基上修筑土坝已运用多年,资料见黑龙江国营农场总局勘测设计院的《泥炭层地基筑坝的试验与实践》,刊于《坝基基础处理汇编》(东北地区水利科技协作组,1983 年 6 月)。

6.2.12 分散性黏土在我国多有发现,黑龙江省中部引嫩、南部引嫩等工程都遇到分散性黏土。黑龙江省南部引嫩工程土坝上的分散性黏土经多年试验研究,处理后已正常运用多年。美国陆军工程师团 1978 年编制的《堤防设计与施工手册》亦推荐采用掺石灰和加滤层的方法处理。

6.3 透水堤基处理

6.3.3 铺盖是国内外常用的防渗措施之一。长江无为大堤中的惠生堤用长度为 30m 的黏土铺盖防渗,经多次洪水考验,卓有成效。黑龙江省齐齐哈尔等城市防洪堤中的砂基砂堤有用复合土工膜或编织涂膜土工布防渗的,效果很好。

6.3.4 从 20 世纪 80 年代开始,我国在透水堤基上采用截渗墙防渗的堤段逐渐增多,如:山东黄河河务局在济南市附近的黄河大堤上,用该局研制的联合回转钻机矩形造孔设备建造地下连续截渗墙;哈尔滨市 1974 年在松花江大堤上,用高压喷射灌浆建造截渗墙;江苏省在淮河骆马湖南堤加固中,用“射水法”建造地下混凝土防渗墙。

1998 年长江、松花江洪水后,在大规模的堤防建设中,对位于城镇段、村庄密集段及其他一些重要堤段,采用截渗墙防渗的现象较为普遍。我国是一个土地资源相对紧缺的国家,采用防渗墙防

渗,可少占耕地,节约土地资源。

6.4 多层堤基处理

6.4.1 对于双层和多层结构堤基,减压井是有效措施之一,但长期运用可能引起淤堵。安徽长江同马大堤,透水层厚 100m,表层为弱透水层,为确保同马大堤在设计洪水位下防渗安全,在汇口、乔墩、朱墩、甘家桥四段用减压井处理,共设 67 口减压井,已运用多年。近几年的调查、试验研究和工程实践表明,通过完善结构设计、提高施工和运行管理水平可以延缓减压井的淤堵。安徽省安庆江堤、湖北省荆南长江干堤采用了长江科学院研究提出的过滤器可拆换式减压井结构设计,在减压井淤堵后可以通过更换其过滤器而恢复功能。

安徽省淮河和长江堤防、肇庆市西江堤防均有采用盖重处理的先例。

多层地基处理在水库土坝实例较多,如河南白龟山水库和河北黄壁庄水库土坝采用盖重和减压井综合处理措施,均经多年运用,效果良好。

6.5 岩石堤基的防渗处理

6.5.2 岩基上的土堤主要应防止岩石裂隙、沿岩基面的渗水冲蚀岩石和堤身,深层处理投资太大而且也没有必要,所以堤基以表面处理为主。本条规定应在防渗体下采用砂浆或混凝土封堵岩石裂隙,并在防渗体下游侧设置滤层防止细颗粒被带出,非防渗体部分用滤料覆盖即可。

6.6 堤基垂直防渗

6.6.1 对于新建堤防工程或堤身质量和防渗效果较好的已建堤防工程,堤基垂直防渗工程可以在临水侧堤脚或临水侧平台上布置。对于堤身质量较差的已建堤防工程,通常是结合堤身加固处

理在堤中心线或临水侧堤肩处布置垂直防渗工程。

6.6.2、6.6.3 防渗墙的底部仍在相对强透水层中的称为悬挂式防渗墙,防渗墙穿过相对强透水层,底部位于相对弱透水层的称为半封闭式或全封闭防渗墙。全封闭式与半封闭式的不同在于全封闭式防渗墙底部所在的相对弱透水层下面没有相对强透水层,半封闭式防渗墙底部所在的弱透水层下面仍有相对强透水层存在。

全封闭式防渗墙的渗流控制效果较好。半封闭式防渗墙的渗流控制效果取决于中间依托层的厚度、渗透性和依托层下相对透水层的渗透性与厚度。悬挂式防渗墙的渗控效果不明显,但悬挂式防渗墙可以减少基底的平均比降,可延缓渗透变形的扩展,对堤防的安全有一定的帮助。

南京水利科学研究院的研究认为,悬挂式防渗墙的布局 and 深度应以求得较大的垂直效率(垂直渗流比降 J_y /水平渗流比降 J_x)为目标。

防渗墙可设置在图1中1的位置,因为受堤身渗流的影响,此处的渗流比降较大。为施工方便也可移至图1中2的位置。研究认为悬挂式防渗墙设置在堤的迎水坡的堤脚处(如图1中3的位置)效果更好,在防渗墙附近需修筑防渗平台,如图1所示。研究的结果认为,如贯入度 $S/T=0.5$,设置在中间防渗墙的垂直效率(J_y/J_x)只有1左右,如设置在一端(如图1中3的位置),垂直效率较高,约为3,如在两端(图1中的3和4的位置)各设置1道悬挂式防渗墙,垂直效率可达4~8。

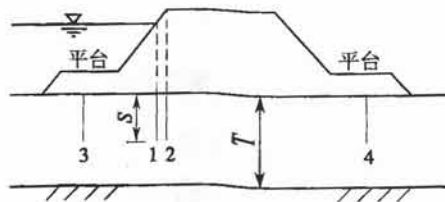


图1 防渗墙位置示意

关于悬挂式防渗墙的适宜深度,南京水利科学研究院研究结果认为,从垂直效率看,设在迎水侧一端的防渗墙,贯入度 $S/T=0.5$ 时垂直效率最低,更深或更浅的垂直效率都渐增。对于透水层较浅的可采用较大的贯入度,对透水层深厚的可采用较小的贯入度,如不能满足设计要求时,可结合背水侧的盖重来满足渗控要求。

自然情况下,江河岸边的地下水和江河水是连通并相互补充的,江河水位高时,江河水补充地下水,江河水位低时,地下水补充江河水,悬挂式防渗墙未截断地下水的通道,对自然生态环境影响较小。半封闭或全封闭防渗墙对地下水位有一定影响。根据长江水利委员会长江科学院的观察研究,半封闭式和全封闭式防渗墙将使汛期堤防附近的地下水位低于无防渗墙时的水位,在枯水季节,离堤一定范围内的地下水位比无防渗墙时高,但半封闭式防渗墙不会使枯水季节的地下水位抬高至排涝深度以内,全封闭式防渗墙会在有限范围(研究案例为离堤 400m)内使地下水位抬高至排涝深度以内。当堤防保护区作为一个水文地质单元仅向堤外径流排泄和向大气蒸发排泄时,不宜布置全封闭防渗墙将该水文地质单元的径流排泄途径完全截断。

6.6.4 防渗墙的厚度与墙体材料和施工工法有一定的关系。常见的防渗墙施工工法和墙体材料有:置换成墙工法形成黏土、塑性混凝土或土工膜防渗墙(体);搅拌成墙工法形成水泥土防渗墙;挤压注浆成墙工法形成黏土或水泥防渗墙(体);高压喷浆成墙工法用水泥浆液凝结土层中的颗粒形成防渗墙(体)。

置换成墙工法是人工或利用机械在松散土层中开槽并填充具有防渗能力的材料从而形成一道连续的防渗墙。使用的防渗材料有黏土、塑性混凝土或土工膜;开槽机具和方法包括液压抓斗法、射水法、锯槽法等。液压抓斗法是用抓斗抓去土层中的土,借助泥浆护壁形成槽孔,再浇注塑性混凝土防渗墙。射水法是利用高速泥浆水流来切割破坏土层结构,水土混合回流(溢出或者抽出)地面,泥浆固壁,同时利用机具进一步破坏土层并切割修整孔壁形成

具有一定规格尺寸的槽孔,然后浇筑建成地下塑性混凝土连续墙体。锯槽法是锯槽机刀具在土层中往复切削,泥浆固壁,形成槽孔后建筑塑性混凝土防渗墙。

搅拌成墙工法是用搅拌机具将松散土层与注入的水泥浆一起搅拌,使土体固结成水泥土桩,桩与桩相割搭接形成厚度和渗透性满足防渗要求的水泥土防渗墙。搅拌机有单头、双头、三头搅拌机,目前更已发展到五头、六头搅拌机。水泥土是在土料中掺入水泥等混合后重新胶结的材料。

挤压注浆成墙工法是通过设备将刀具或模具挤压到土体中,起拔时形成空间并同时注入浆液建造防渗墙的方法,振动切槽法和振动沉模法是其典型。振动切槽法是利用大功率振动器将振管连接的切头振动挤入土层,在挤入和提升切头的同时,从切头底部喷出水泥浆,然后用切头副刀在相邻已成浆槽内振动搅拌和导向,建成连续完整的防渗墙。振动沉模法挤入土层的振头是一带有尖刃的空腔楔形体,上端与模板连接但有活门隔开,提升振头时活门打开,模板内的浆液注入提升后腾出的槽孔内形成防渗体。

高压喷浆成墙工法是利用能量高度集中的射流冲切掺搅地层,并将随之带入的浆液与土层中颗粒混合凝结、形成防渗固结体的方法。高压喷浆又分单管、双管和三管法,其中双管法和三管法适用于防参加固工程。根据喷浆形式又分为定喷、摆喷和旋喷,定喷适用于粉土和砂土,摆喷、旋喷适用于粉土、砂土、砾石和卵(碎)石地层。

7 堤身设计

7.1 一般规定

7.1.1 我国幅员辽阔,堤防工程堤线长,其所处的地形、地质、地貌差别较大;堤防的施工、管理、防汛等往往是专业队伍与群众相结合,所以结构设计应尽量适应这些特点。

7.1.2 沿堤线的堤基及其他自然条件具有复杂多变等特点。堤身设计需要分段进行,参照条件相近的堤防设计经验,拟出若干个标准断面,进行稳定计算,再经技术经济比较后确定设计断面。

7.1.3 堤身一般是指临、背水堤脚线之间地面以上建筑的挡水体。堤高应从清基后的原地面算起。

7.1.4 新堤通过古河道、堤防决口堵复、海堤港汊堵口等地段,水流、地基、筑堤材料及各地的施工方法有很大差异,需要在各地行之有效的经验的基础上研究制定设计方案。

7.2 筑堤材料与填筑标准

7.2.1 堤防工程大部分为土堤,少部分为土石复合堤,城市防洪还有混凝土防洪墙,故筑堤材料主要是土料,其次是复合堤的砌石墙和防浪墙及块石护坡用的石料,以及护坡垫层或复合堤过渡层用的砂砾料。

堤防工程大部分为土堤,而且路线长,总方量大,土料场比较分散,沿线可采土层厚度和土料含水率不一,这就决定了筑堤土料类型和质量不均;另外大部分堤防为短期阻挡洪水。堤防工程的特点决定了可用土料的选择范围不能限制太窄,可用填筑土料的范围不宜要求太严。原规范规定黏粒含量宜为15%~30%,本次修订将土料黏粒含量放宽至10%~35%。根据工程实践经验,均

质土堤黏粒(粒径小于 0.005mm)含量在 10%~35% 范围内时容易压实,对含水率不太敏感,处理含水率(增加或减少)相对容易。黏粒含量过高的黏土不易压实,容易干裂,对天然含水率比较敏感,不好处理。

为与国标和最新的行业标准相协调一致,本次修订删去了原规范中的“亚黏土”的提法。土堤填筑的含水率指标应考虑可用土料的天然含水率、施工季节等条件,要求尽量接近最优含水率。根据资料分析,当填筑土含水率与最优含水率的差值在 3% 时,压实干密度差约在 5% 左右。为不使压实干密度太低,规定含水率与最优含水率差值不宜超过 3%,亦不宜小于 -3%。具体应用可考虑取土场的客观条件及其他技术、经济方面的因素分析而定。

质地坚硬的石料可通过肉眼或按现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021—2009 附录 A 进行判别。

7.2.2 淤泥或自然含水率高且黏粒含量过多的黏土主要是施工不便,不易保证填筑质量,对含水率比较敏感。膨胀土遇水易膨胀而强度降低,失水易裂缝和形成干硬土块。冻土块不易压碎,含水率一般偏高,填筑往往不密实;融化后抗剪强度显著降低,对稳定不利;融化时还有融沉问题,使堤身附加沉降加大。

本条取消了原规范规定的粉细砂不宜作为堤身筑堤土料的限制,是考虑到尽管粉细砂土料存在抗剪强度低、防渗和抗冲性能差等问题,但在堤防沿线附近地区粉细砂大量存在,往往难以找到更合适的筑堤土料。大量工程运用实践表明,在一些缺少黏性土料的堤段,只要在设计中采取合理有效的工程措施,粉细砂筑堤还是可行的。如在松花江、嫩江流域的堤防建设中,有粉细砂筑堤的堤段约占总长的 1/4,通过采用放缓边坡、外包黏性土和加强背坡排水等措施可满足堤防建设要求;在黄河堤防淤背固堤工程中采用包边盖顶的方法进行堤防加固。对于一些重要的粉细砂堤段,上游坡采用混凝土进行护坡等。

7.2.3 土料的填筑质量需使其具有足够的抗剪强度和较小的渗

透性、压缩性,填筑质量的主要标准是土的密实度和均匀性。对不同等级、不同土料填筑的土堤确定合理的压实度,才能使堤防断面设计经济合理。

7.2.4~7.2.6 黏性土堤填筑设计压实度定义如下:

$$P_{ds} = \frac{\rho_{ds}}{\rho_{dmax}} \quad (1)$$

式中: P_{ds} ——设计压实度;

ρ_{ds} ——设计压实干密度(kg/m^3);

ρ_{dmax} ——标准击实试验最大干密度(kg/m^3)。

标准击实试验按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123—1999 中规定的轻型击实试验方法进行。

在我国,大量堤防工程是采用压实法填筑的。在原规范中,考虑到我国各地的实际施工条件和经验,根据原《碾压式土石坝设计规范》SDJ 218—84 的填筑标准进行适当降低,针对各级堤防的重要性,对 1 级堤防压实度不应小于 0.94;2 级和超过 6m 的 3 级堤防不应小于 0.92;低于 6m 的 3 级及以下堤防不应小于 0.90。

目前,原《碾压式土石坝设计规范》SDJ 218—84 已修订为《碾压式土石坝设计规范》SL 274—2001,其中对于黏性土的压实度与原规范相比有所提高,大约提高了 0.015 倍,这是综合考虑了击实试验方法、实际施工压实水平和压实度推算的影响而确定的。

堤防是我国防洪工程体系中的重要组成部分,在我国堤防工程中,碾压式土堤占有相当大的比重,而且堤身相对不高,断面要比土石坝的断面单薄很多,施工场地狭小。特别是老堤加高培厚的工程,施工场面就更加窄小,较大的施工机械和设备难以应用;又因堤防工程有路线长的特点,一般都是沿堤线附近就近取土上堤填筑。随着我国经济的发展,堤防施工由过去的大规模群众性施工逐步转变为机械化施工、专业化施工,借鉴于现行国家标准《碾压式土石坝设计规范》SL 274—2001 中填筑土料填筑标准的提高,堤防工程黏性土的压实标准适当提高,针对各级堤防的重要

性,对1级堤防压实度不小于0.95;2级和堤身高度不低于6m的3级堤防不小于0.93;低于6m的3级及以下堤防为0.91。

无黏性土填筑设计压实相对密度定义如下:

$$D_{r,ds} = \frac{e_{\max} - e_{ds}}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (2)$$

式中: $D_{r,ds}$ ——设计压实相对密度;

e_{ds} ——设计压实孔隙比;

e_{\max} 、 e_{\min} ——试验最大、最小孔隙比。

相对密度试验按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123—1999规定的方法进行。

堤防填筑密实程度关系着堤防安全,涉及防洪保护对象的防洪安全,因此,第7.2.4条、第7.2.5条定义为强制性条文。

7.2.7 条文中提及的堤段通常是在软土地基上或水中填筑,施工方法和断面结构都需根据各地具体条件和当地材料、施工经验等因地制宜地选择,是否压实和压实密度也需根据具体情况确定。

7.3 堤顶高程

7.3.1 本条将原规范规定的“1级、2级堤防的堤顶超高值不应小于2.0m”删去,是从更加科学的角度出发,考虑到堤防主要只在汛期挡水,堤顶超高由计算确定,并和流域规划整体协调,左右岸、上下游统筹考虑。

在堤防工程设计中,由于水文观测资料系列的局限性、河流冲淤变化、主流位置改变、堤顶磨损和风雨侵蚀等,设计堤顶高程需有一定的安全加高值。安全加高值不含施工预留的沉降加高、波浪爬高及壅水高。

7.3.2 我国北方黄河内蒙古和山东河段以及东北一些河流,由于特殊的地理、气候条件,在开河流冰期,时常在河道卡口段或急弯处,冰凌堆积形成冰塞、冰坝,使上游河道水位急剧壅高,往往对两岸堤防造成严重威胁,个别年份甚至会导致一些堤段漫堤决口,损

失严重,因此对这些地方的堤防,除按本规范第 7.3.1 条规定分析计算确定堤顶高程外,尚应收集分析历史流冰期卡冰壅水水位和风浪资料,进行分析论证,综合研究合理确定该河段堤防的堤顶高程。

7.3.3 堤顶设有防浪墙时,土堤顶需高出设计洪水位以上,使堤身浸润线以上有一定的保护土层,堤面得以保持干燥。

7.3.4 土堤竣工后还会发生固结沉降,为保持设计高程,在设计时需预留沉降量。沉降量包括堤身沉降和堤基沉降,一般压实较好的堤防,沉降量也较小。考虑到我国目前堤防施工的机械化水平和施工质量有较大提高,本次修订将原规范规定的预留沉降量宜取提高的 3%~8% 改为 3%~5%。

较高堤防软弱地基上筑堤、无法压实或压实较差的土堤,沉降过程较长且沉降量较大,故对这些条件下的堤防和堤基要求按本规范第 9.3 节有关规定计算沉降量。

7.4 土堤堤顶结构

7.4.1 土堤堤顶宽度需满足防汛抢险时交通需要,对 1 级堤防规定顶宽不宜小于 8m,2 级堤防不宜小于 6m,主要为满足防汛抢险交通和机械化抢险作业要求。我国各地气候条件、土质、交通状况都不相同,如背水侧有平行堤防的交通道路,堤顶宽就可以减小;堤身高度大,土质为少黏性土的,可适当增加堤宽。

7.4.2 本条是指不能满足按第 7.4.1 条规定要求,而增加堤顶宽度在结构和经济方面都不合理时,可采用设回车场、避车道、存料场等办法解决。

7.4.3 上堤坡道是根据防汛、工程管理和群众生产生活需要而适当设置的。临水侧上堤坡道为避免行洪阻水和形成挑流冲刷堤防,规定宜顺水流方向布置。

7.4.4 堤顶路面作为管理和防汛交通道路使用,我国各地一般情况是:黏性土堤路面铺砂石;砂性土或砂壤土路面要求盖黏性土,

防止风雨剥蚀和流失。重要的堤段,近年来建沥青或混凝土路面的较多,但要注意堤防加高、扩建的可能性和技术措施。

7.4.6 在城镇附近场地受限制或取土困难的条件下,修防浪墙往往是经济合理的。新建防浪墙需在堤身沉降基本完成后进行。对于有斜坡式护岸的堤防,防浪墙基础一般要和护坡分开,并设置在稳定的堤身上,以防止因护坡的滑动造成防浪墙的倾覆。

7.5 堤坡与戕台

7.5.1 土堤堤坡需满足施工、管理和稳定的要求。据国内外堤防资料,堤坡一般为 $1:2.5 \sim 1:3.0$,堤身为轻砂壤土时,稳定渗流从堤坡逸出,其稳定安全坡度约为 $1:5$ 。1级、2级土堤大多为江河干流和湖堤的重要堤段,堤坡不宜陡于 $1:3.0$ 。

海堤临水侧的坡度一般根据所采用的护坡形式而定。

7.5.2 堤防是否设戕台,各国做法不一。美国、加拿大等考虑机械化施工的方便,主张缓坡不设戕台,背水坡基本上平行浸润线。我国堤防考虑管理和防汛需要,较高的土堤通常在背坡堤顶 $2\text{m} \sim 3\text{m}$ 以下设戕台。

7.5.3 风浪、潮汐侵袭比较严重的海堤、湖堤,结合临水坡护坡结构设置消浪平台,可以减小波浪爬高,增强堤身的稳定性。

据浙江省试验资料,当平台宽度为波高的 $1.0 \sim 2.0$ 倍时,一般不小于 3m ,且效果较好。平台高程位于静水位附近时,波浪爬高值较小。单折坡式断面,折坡点高程在静水位或接近静水位时,下坡陡者较下坡平缓者爬高值小。消浪平台是集中消能的部位,根据经验,平台前沿转角处要特别注意加固,一般用浆砌大块石或整体现浇混凝土修筑,并需留有足够的排水孔。

7.6 护坡与坡面排水

7.6.1、7.6.2 临水堤坡主要防水流冲刷、波浪淘刷、冰和漂浮物的撞击破坏;背水堤坡主要防雨水冲刷等。海堤可能允许越浪,土

堤两面都需要防冲刷,可根据需要选用护坡形式。

7.6.3 1级、2级堤防为江河湖海干堤或重要支流堤,水流冲刷或风浪作用强烈的重要堤段,临水堤坡一般采用砌石、混凝土或土工织物模袋混凝土等标准较高的护坡形式。一般情况下,临水、背水堤坡均可采用水泥土、草皮等造价较低的护坡形式。根据淮河经验,壤土堤防临水面的草皮护坡,可抗御4级以下风浪和流速 2m/s 以下的水流冲刷。

我国各地有许多适用于当地条件的护坡形式,凡行之有效的,在设计中也可选用。

7.6.4 受风浪、水流、潮汐等侵袭严重的堤防砌石护坡,其结构尺寸都要进行计算,以确保护坡的稳定可靠和经济合理。

对3级以下堤防或对高度低于 3m 的1级、2级堤防,其护坡结构尺寸主要根据构造和施工需要确定,一般可参照同类堤防的护坡加以选定。

7.6.5 通常河堤挡水时间短,波浪不大,护坡下做一般垫层即能满足要求。有些风浪大、挡水时间长的堤防,如海堤和部分湖堤防,加厚垫层对护坡安全非常重要。

7.6.6 对于短期靠水的堤防,排水孔可设至近堤脚,对于经常靠水的堤防,要设至中常水位附近。

护坡设置变形缝是为适应护坡的沉降和温度变形。堤身填筑质量一般不均匀,沉降量也有差异,所以变形缝间距宜小些。

7.6.7 堤脚坡面转折处护坡受力复杂,且极易影响护坡的稳定,故在这些部位应设置坚固的基座。

护坡和堤顶交界处易形成雨水顺垫层的渗流通道,造成堤身的冲刷,所以应设封顶。

7.6.8 防止风浪、潮汐的破坏,是海堤安全的关键。所以海堤一般都设有较坚固的上部护坡和防浪墙。根据浙江等省海堤建设经验,海堤护坡形式一般为斜坡式、陡墙式和复合式三种。应根据当地土质、材料、堤高及其他自然条件综合考虑,因地制宜地选用。

1 级、2 级的海堤及较高的海堤护坡,常用复合式护坡形式。

7.6.10 堤面排水设施是为安全排泄降雨径流而设置的,因降雨造成堤身严重冲刷的堤防,宜考虑设置堤面排水设施。

7.6.11 排水系统布置和尺寸应根据降雨资料分析计算,也可按堤防管理经验确定,要注意和堤脚外排水系统的连接。

7.7 防渗与排水设施

7.7.1 土堤一般尽可能选取均质断面,只有当筑堤土料渗透性较强,不能满足渗流稳定要求时,才考虑设防渗或排水设施。适宜作防渗和排水的材料很多,需本着安全可靠、就地取材的原则选取。

7.7.2、7.7.3 堤身防渗主要是满足堤的渗透稳定要求。对于渗流量,只要不影响安全,一般无要求。堤身防渗和排水设施与堤基防渗和排水设施需统筹布设,共同组成完整的防渗体系,以确保安全。

7.7.5 堤防若为人工施工,防渗与排水体最小尺寸一般为 1m。若是机械施工,顶部最小宽度需根据所用施工机械的要求确定。

7.7.6 本条主要是考虑防止因冻胀破坏防渗体而影响堤防安全。

7.7.7 土工膜和土工织物种类很多,国内外在堤坝工程中已广泛采用。为保证土工膜和土工织物长期的防渗、排水作用,主要应防老化和机械、生物破坏,做好施工接缝。

堤防加固工程的堤身垂直防渗常采用劈裂灌浆、钻探(锥探)灌浆、垂直铺塑等措施。劈裂灌浆沿堤顶轴线单排布孔,利用灌浆压力将堤身沿其走向劈开并灌浆,从而在堤身内沿其走向形成一厚度为 10cm 左右的防渗幕,同时还具有压密堤身和充填洞穴的作用,可获得事半功倍的效果,该方法已经在许多堤防和土坝中得到应用,效果明显。锥探灌浆是处理堤身隐患的一个比较有效的方法。垂直铺塑是用土工防渗膜作为防渗材料的一种垂直防渗技术,对解决堤身散浸、集中渗流、堤脚附近的渗透破坏等效果显著,而且造价较低,该项技术已在黄河、长江等堤防工程中得到成功

应用。

7.7.8 当堤身浸润线很低和堤身背水侧无水时,可采用贴坡排水。贴坡排水构造简单、节省材料、便于维修,但不能降低浸润线。当堤身背水侧有水时,可采用棱体排水。棱体排水可降低浸润线,防止渗透变形;但石料用量较大、费用较高,检修也较困难。

7.8 防 洪 墙

7.8.1 城市、工矿区等由于土地昂贵,拆迁占地或取土困难等限制,采用防洪墙挡洪往往是经济合理的,因此在我国一些大中城市和重要工矿区广泛采用。

7.8.4 防洪墙基底不透水轮廓线主要由渗透稳定要求确定,不满足要求时,需采取加长渗径的措施。

7.8.6 为保证墙体和基础防渗系统可靠工作,变形缝应设止水。止水材料需根据墙的级别进行选择。

8 护岸工程设计

8.1 一般规定

8.1.1 河岸防护按岸与堤的相对关系可大致分为三类:一类是在堤临水侧无滩或滩极窄,要依附堤身和堤基修建护坡与护脚的防护工程,一般称为险工;第二类是堤临水侧虽然有滩,但滩地不宽,滩地受水流淘刷危及堤的安全,因而需要修建的依附滩岸的防护工程;第三类是堤临水侧滩地较宽,但为了保护滩地,或是控制河势而需要修建的依附滩岸的防护工程。第一类和第二类都是直接为了保护堤的安全而修建,因而统称为护岸工程。

护岸工程是堤防工程的重要组成部分,是保障堤防安全的前沿工程。本规范主要是针对第一类和第二类情况的堤岸防护,对第三类情况的护岸设计,可以参照本规范的要求。

护岸工程设计应符合防洪规划及河道整治工程规划的要求,工程布局应因势利导,统筹兼顾上下游、左右岸的利益,如防洪、航运、港埠、取水、工矿企业、农田水利等的要求。

修建护岸工程应尽量不缩窄过洪断面,不造成汛期洪水位较大抬高,凡适宜修平顺护岸的则不修丁坝,尤其不宜修长丁坝。

护岸要尽量采取工程措施与生物措施相结合的方法,以达到经济合理并有利于环境保护的效果。

生物防护是一种有效的防护措施,具有投资省、易实施、效果好的优点,要因地制宜采用树、草进行防护。对水深较浅、流速较小的堤段,通常多采用生物防护措施。

8.1.2 护岸工程在布局、形式、结构、材料等方面,各具不同特点,需根据具体情况分析研究采用。护岸工程按形式一般分为以下四类:

(1)坡式护岸。用抗冲材料直接铺敷在岸坡一定范围形成连续的覆盖式护岸,对河床边界形态改变较小,对近岸水流的影响也较小,是一种常见的护岸形式。我国长江中下游河道水深流急,总结经验认为最宜采用平顺护岸形式。我国许多中小河流堤防、湖堤及部分海堤均采用平顺坡式护岸,起到了很好的作用。

(2)坝式护岸。依托河岸修建丁坝、顺坝、勾头丁坝导引水流离岸,防止水流、潮汐、风浪直接冲刷、侵蚀河岸,危及堤防安全,是一种间断性的有重点的护岸形式,有调整水流作用,在一定条件下常为一些河岸、海岸防护所采用。我国黄河下游,因泥沙淤积,河床宽浅,主流游荡、摆动频繁,较普遍地采用丁坝、垛(短丁坝、矶头)以及坝间辅以平顺护岸的防护工程布局。长江在河口段江面宽阔、水浅流缓,也多采用丁坝、顺坝、勾头丁坝挑流促淤,取得了保滩护岸的效果。

(3)墙式护岸。顺河岸设置,具有断面小占地少的优点,但要求地基满足一定的承载能力。墙式护岸多用于狭窄河段和城市防洪堤。

(4)其他防护形式。包括坡式与墙式相结合的混合形式、桩式护岸、杗槎坝、生物工程等。桩式护岸,我国海堤过去采用较多,如钱塘江和长江采用木桩或石桩护岸有悠久历史,美国密西西比河中游还保留不少木桩堆石坝,黄河下游近年来修筑了钢筋混凝土试验桩坝。生物工程有活柳坝、植草防护等。

以上工程形式分类不是绝对的,各类相互有一定交叉,如坝式护岸在坝的本身护坡部分可以采取坡式,也可采用墙式,坝式护岸也可采用桩丁坝、桩顺坝、活柳坝等,墙式护岸也可采用桩墙式等。

8.1.3 护岸工程经常受水流、潮汐、风浪的作用需要经常维修加固,甚至抢险维护,工程量大,又有时限性,因此本条提出了对护岸工程在结构、材料方面的技术要求。

8.1.4 护岸的位置和长度不仅关系到工程规模,而且与河势的控

制及调整密切相关,需在河床演变分析的基础上,在首先保证堤防安全的前提下结合河势控制要求确定。

8.1.6 护岸工程以设计枯水位分界,上部和下部工程情况不同,上部护坡工程除受水流冲刷作用外,还受波浪的冲击及地下水外渗侵蚀,同时处在水位变动区;下部护脚工程一般经常受到水流冲刷和淘刷,是护岸工程的根基,关系着防护工程的稳定。因此,上部及下部工程在形式、结构材料等方面一般都不相同。

通常情况下,上部护坡工程顶部与滩面相平或略高于滩面,以保证滩沿的稳定;下部护脚工程延伸适应近岸河床的冲刷,以保证护岸工程的整体稳定。

8.2 坡式护岸

8.2.1 上部护坡工程目前采用得最多的仍然是干砌石,它有较好的排水性能,且有利于岸坡的稳定;混凝土预制板护坡施工方便;浆砌石、现浇混凝土板、模袋混凝土排整体性强,抗风浪和船行波性能强。下部护脚工程仍以抛石采用最多,它能很好地适应近岸河床冲深;各种结构的排体护脚因其整体性而具有较强的保护作用,如在前沿抛石适应河床变形,则效果更好。

8.2.2 枯水平台和马道的设置,除考虑管理维护需要外,最主要的是要满足稳定的需要。当护坡工程达到一定的高度时,需进行边坡稳定计算,为设置枯水平台或马道提供技术依据。

8.2.4 抛石护脚是古今中外广泛采用的结构形式。据有关资料,湖北荆江大堤护岸工程,岸坡为 $1:2.0$,水深超过 20m ,利用粒径为 $0.2\text{m}\sim 0.45\text{m}$ 的块石,在垂线平均流速为 $2.5\text{m/s}\sim 4.5\text{m/s}$ 的水流作用下,岸坡是稳定的。湖南洞庭湖护岸情况也表明,块石护坡的稳定边坡约为 $1:2.0$,为稳定河床和护脚,在深泓逼岸处应抛至深泓处。

在岸坡缓于 $1:3$ 和流速不大的情况下,抛石也可采用较小的粒径,如江苏镇江市的江心洲头护岸,采用块石质量为 $5\text{kg}\sim$

50kg,约相当于粒径为0.15m~0.33m,稳定效果也较好。

8.2.5、8.2.6 柴枕和柴排是传统的护岸形式,造价低,可就地取材,各地都有许多经验。柴排的排型和沉排面积可根据基本技术要求、施工条件及历年使用经验确定。

8.2.7 土工织物枕、土工织物软体护脚排是一种土工织物袋装沙土充填物护岸,为了使其具有防渗、反滤、保土、防淤堵作用,要求土工织物孔径满足 $d_{95} \leq 0.5D_{85}$, d_{95} 为土工织物孔径中小于该孔径保证率为95%的孔径值; D_{85} 为充填物粒径大于该粒径的重量占85%的粒径值。

土工织物枕、土工织物软体排护脚自1980年荆州地区长江修防处在长江中游开始试验,已先后在长江上车湾新河和下荆江后洲等处使用,黄河和松花江护岸也有应用,都取得了一定的效果。本条要求主要是根据长江中下游护岸工程经验总结提出的。对于岸坡很陡、岸床坑洼多或有块石等尖锐物、停靠船舶,以及施工时流速大于1.5m/s的,不宜采用土工织物枕及土工织物软体排护脚。

8.2.8 在工程实践中,铰链混凝土排也可与土工织物结合使用,由铺敷于岸床的土工织物及上压的铰接混凝土板组成。排端铺在多年平均最低枯水位处,岸坡一般缓于1:2.5,最低枯水位以上接护坡石。混凝土块因有铰接串联,能适应坡脚河床一定的变形。

美国密西西比河早在1931年即开始采用铰链混凝土排,已成为广泛采用的定型结构,由块长122cm、宽36cm、厚7.6cm的加筋混凝土板在现场连接组成。

长江一些护岸工程也采用了铰链混凝土排。1984年长江武汉河段天兴洲护岸采用了铰链混凝土板聚酯纤维布沉排。混凝土板尺寸为100cm×40cm×8cm,板的纵横间距为25cm,用 $\phi 12$ 钢筋环相互连接,每块排体顺流向宽度为22m~25m,垂流向长度为94m,相邻排体重叠2.25m,排体重110kg/m²,能承受流速3m/s水流冲刷,排体系于岸坡上预安的混凝土墩(地梁)上,沉排以上用水

泥土护裹,使用效果良好。

在沉排修建河段不容许船舶抛锚,以防刺破土工织物布及钩住铰链牵动排体。

8.3 坝式护岸

8.3.1 勾头丁坝由丁坝和勾头组成,勾头是丁坝坝头折向顺水流方向的延伸部分。勾头丁坝用于河口与滨海地区受潮流和风浪双重作用的滩岸,与丁坝一样成群布置,兼有保滩和促淤的效果。上海市在杭州湾入口金山嘴兴建的勾头丁坝,在勾头长度封闭坝间缺口达45%~70%时,保滩促淤效果较好。

在坝式护岸中,透水坝比不透水坝缓流促淤效果更好;下挑丁坝局部冲刷坑的深度与范围较正挑和上挑丁坝要小。

8.3.2 河流的治导线是确定护岸工程位置的依据,因为治导线是依据防洪规划和河道整治规则确定的,体现了统筹兼顾上下游、左右岸各部门的利益要求。切忌根据局部塌岸孤立修建工程、不顾整体影响的做法。丁坝和勾头丁坝宜成组布置,坝头和勾头部分应在治导线上,以发挥坝群的整体功能。黄河下游总结了“以坝垛护弯、以弯导流”的布局经验。长江口中实施的丁坝布置均遵循了丁坝坝头连接平顺,导引近岸水流离开滩岸。美国密西西比河进行防洪结合航运进行整治,防护工程严格遵循治导线布置,效果很好。

8.3.3 丁坝的布置是关系整体布局的问题,应按整治规划原则结合具体情况确定。本条吸收了国内外丁坝修建经验,提出技术要求和量化指标。

1 丁坝长度决定于岸边至治导线的距离,如尚未作出系统的整治规划,则应兼顾上下游、左右岸要求,按有利于导引水流的原则确定坝长,一般坝长不宜大于50m~100m,如离岸较远,可修土坝作为丁坝生根的场所,在黄河下游称之为连坝。

2 丁坝间距的确定应遵循充分发挥每道丁坝的掩护作用,又

使坝间不发生冲刷的原则,即下一道丁坝的壅水刚好达到上一道丁坝。丁坝间距与坝长及水流(潮流)流向变化有关,一般水流流向变化大时,丁坝间距宜小,具体可通过公式计算。黄河下游丁坝间距一般采用坝长的1倍~1.2倍,长江下游潮汐河口区采用1.5倍~3.0倍,我国海堤前的造滩丁坝一般采用2倍~4倍,有的采用6倍~8倍,美国密西西比河为1.5倍~2.5倍,欧洲一些河流为2倍~3倍。

3 丁坝坝轴线与水流(潮流)方向夹角应根据具体情况决定。非淹没不透水丁坝一般采用下挑式,使水流平顺,坝前冲刷坑浅,有利于航运。黄河下游修建的大量丁坝均为下挑式,坝轴线与水流方向夹角一般为 $30^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 。感潮河口段,为适应两个相反方向交替来流,应修建正挑丁坝。强潮海岸,坝轴线宜垂直于强潮流方向,在强潮流方向与已建海堤线几乎正交时,应在距海堤一定距离修筑淹没式顺坝,常处于水下的潜丁坝应采用上挑式,以促成坝间淤积。

8.3.4~8.3.6 丁坝以抛石丁坝及土心坝外围护砌体构成土心丁坝这两种结构最常采用。坝的形式、结构尺寸根据具体条件进行稳定计算并结合已建工程经验分析确定。

土心丁坝在土体外的护砌部分一般采用护坡式,重力式砌石防护要求有较好的基础,地基承载力低影响稳定性,一般不宜采用。黄河下游的重力式砌石防护丁坝在加高改建中已逐步改为护坡式。

土心丁坝的坝顶宽度除满足结构和稳定要求外,还应满足运用要求,如防汛抢险交通及堆放料物需要,因此条文规定的坝顶宽度幅度较大,可根据具体情况选用。

沉排的整体性好,适应河床变形能力强,对于中细砂河床或在水深流急处修建的丁坝,局部冲刷深度大,冲刷发展快,采用沉排护脚及基床能有效地保护坝体安全。

过去河工采用柴排较多,但因施工技术复杂,护脚工程已较少

采用,现主要用于丁坝护底。近年来沉排结构材料方面有新的进展,已多采用新型材料制作软体排,如由土工织物、绳和混凝土块组成排体或由土工织物枕及枕垫组成排体,这类新型结构沉排较为简单,施工效率较高,护脚、护底效果比较好。

8.3.7 不透水丁坝,尤其是较长的丁坝及淹没丁坝坝面应设向河心倾斜的纵坡,以便坝顶在淹没时逐步漫水,以减弱对水流产生的紊乱。美国密西西比河丁坝坝顶纵坡坡度采用2%,日本河流潜坝顶纵坡坡度采用1%~10%,我国钱塘江海堤丁坝坝顶纵坡坡度采用1%~3%。

8.3.8 本条列出顺坝的布置与设计。由于不同河口的形态、滩地地形地质条件、潮汐和波浪力作用以及泥沙条件等都有较大差别,因此在河口及滨海地区旨在消浪保滩或促淤造滩的顺坝,其设计均应根据具体情况和当地工程经验分析确定,还可参照海堤设计有关导则。

8.4 墙式护岸

8.4.1 墙式护岸为重力式挡土墙护岸,对地基要求较高,造价也较高,因而主要用于堤前无滩、水域较窄、防护对象重要又需防护的堤段,如城市、重要工业区等。

8.4.2 墙式护岸断面在满足稳定要求的前提下,宜尽量小些,以减少占地,墙基嵌入河岸坡脚一定深度对墙体和河岸整体抗滑稳定和抗冲刷有利,如冲刷深度大,则应采取护基措施。

8.4.3 墙与岸坡之间可回填砂砾石,因砂砾石内摩擦角较大,可减少侧压力。在波浪波高和波速较大、冲刷严重的岸段(包括滨海岸滩等),为了保护墙后回填料的完整和墙式护岸的整体稳定安全,应将护墙顶及回填料顶面采用整体式混凝土结构或其他防冲措施加以防护。

8.4.5 本条提出了墙式护岸嵌入岸坡较深时采用的结构形式,要求具有一定强度,满足结构抗剪、抗弯等设计要求。

8.5 其他护岸形式

8.5.1 阻滑桩在抢险中使用较多。在正常护岸工程中,只有当削坡、减载、压脚等措施都受到条件限制时,才考虑采用阻滑桩。

护岸桩在以往传统工程中用得较多,如著名的钱塘江海塘等,目前逐渐被板桩或地下连续墙等所替代,已较少使用。

沿海地区桩坝促淤保滩试验工程较多,效果均较好。黄河下游花园口险工采用了大直径透水桩坝,试验也是成功的。

河南省澧河马庄、朱寺和丁湾南等几处险工治理工程中采用粉喷桩作为护险工程基础,运用至今接近十年,效果也比较好,基本达到设计要求。

8.5.3 杓槎坝由杓槎支架及挡水两部分组成。一般适合在水深小于4m、流速小于3m/s的卵石或砂卵石河床上采用,可做成丁坝、顺坝、勾头丁坝的透水或不透水坝。

杓槎系用三根、四根杆件,一头绑扎在一起,另一头撑开,杆件以横杆固定、承载重物,如块石、柳石包、柳淤包等,即构成杓槎。

杓槎相连形成挡水面,可抛石或土、石筑成透水或不透水的杓槎坝。

杓槎可就地取材,造价低廉,易建易拆,可修筑成永久性或临时性工程。四川省岷江修筑都江堰时已采用杓槎坝截流、导流。

江西省近年来采用的正六边体透水框架也属杓槎的一种形式,在长江和抚河护岸取得了好的效果。

8.5.4 河、湖的低滩可栽植柳树、芦苇、水杉,河口与滨海地区低滩滩面和潮间带可栽植红树林、芦苇以及草本植物,如大米草、互花米草、水杨柳、寒台草、咸冰草等,既消浪又能促淤。

8.5.6 大尺度崩窝是一种特殊的崩岸形式,具有尺度很大(崩进岸滩内可达数百米,但有的口门较小,俗称“口袋型”崩窝)、发展很快的特点,常对堤防和岸滩设施造成较大危害。长江中下游大崩窝的治理采用两种措施:一是保滩促淤,一是锁口回填还滩还坡。

两者共同的工程措施都需要修建裹头和锁口坝;不同的是,前者只需在崩窝的周边进行护坡,窝内缓流促淤,维持崩窝的平面形态;后者则需在窝内回填还滩,并作平顺护岸工程。

8.5.7 根据长江中下游河道崩窝的治理经验,崩窝促淤保滩工程上、下游裹头的宽度一般采用平顺抛石护脚宽度的1.2倍,抛石平均厚度一般采用1.5m~1.8m。对于其他河流,崩窝促淤保滩工程上、下游裹头的宽度与厚度可根据崩窝治理的具体情况确定。

9 堤防稳定计算

9.1 渗流及渗透稳定计算

9.1.2、9.1.3 大江大湖堤防,汛期挡水时间长,能形成稳定渗流浸润线,海堤及有些江、湖堤防挡水时间短,在汛期往往未能形成稳定渗流。因此,应根据实际情况按稳定渗流计算或不稳定渗流计算浸润线及渗流稳定性。

9.1.4 本条是根据我国沿海各地的海堤设计和参考国外有关设计规程的规定编写的。

9.2 抗滑和抗倾稳定计算

9.2.1 堤防的堤线很长,应根据不同堤段的断面形式、高度及地质情况,结合渗流计算需要,选定具有代表性的断面进行分析。

对地形、地质条件复杂或险工段,其计算断面可以适当地加密,如黄河大堤荆隆宫堤段加固初步设计中,堤线长为3.0km,历史上先后九次决口,堤身下形成老口门,填土混杂,设计中选取了6个断面进行稳定计算。

9.2.2 堤防抗滑稳定设计条件应根据其所处的工作状况和作用力的性质分为正常运用条件和非常运用条件,其中非常运用条件分两种情况:施工期和多年平均水位遭遇地震。原规范非常运用条件的两种工况采用一个安全系数,由于地震荷载大,一般情况下堤坡的稳定安全均由地震情况控制,施工期情况不控制,这是不合理的。本次修订将施工期情况列为非常运用条件Ⅰ,多年平均水位遭遇地震列为非常运用条件Ⅱ,并分别列出两种非常运用条件的安全系数。

9.2.3 我国的堤防工程堤坡普遍采用草皮护坡,不设排水设备,雨水可以渗入堤身土体内,当汛期江河发生洪水时,有可能遭遇长期降雨,在降雨量较大的情况下,对填土渗透系数较大($k > 1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$)的堤身,含水率达到饱和状态的土层较厚,甚至使浸润线抬高时,应验算堤坡的稳定性。

9.2.4 原规范推荐采用瑞典圆弧法,本规范在瑞典圆弧法的基础上,又推荐了简化毕肖普法。详细说明见条文说明第 2.2.3 条。

9.2.5 确定土的抗剪强度的方法有总应力法和有效应力法两种,本规范将两种方法并列,对于重要的堤防宜采用有效应力法,但采用有效应力法必须计算或测量出土体中有关部位的孔隙压力,并要求用三轴仪进行试验,目前能进行三轴仪试验的单位尚不普遍。据调查了解,多数工程堤坡稳定分析时,采用总应力法,抗剪强度是由直剪仪进行固结快剪或快剪得出的,由于这种试验方法与分析方法比较简单,故应用较广。用总应力法计算堤坡稳定的关键是正确选择最能反映现场条件的试验方法,以期得到符合实际的结果,选择的依据为:

(1)土体或地基的排水条件,包括土的渗透性、弱透水土层厚薄情况,以及边界条件。

(2)加荷前土体的固结完成情况。

(3)施工加荷速度。

当地基为饱和黏性土时,因其透水性差,固结速度慢,而堤身填土施工期较短,一般为一枯水季完成,在进行稳定分析时,宜采用直剪仪的快剪(或三轴仪不排水剪)。

当堤身已建成多年,又要在其上加高培厚,在验算地震期或水位降落时的堤坡稳定时,可采用直剪仪固结快剪或三轴仪固结不排水剪强度指标。

9.2.9 根据调查资料,结合其他水工建筑物实际运行情况,本条规定控制防洪墙基底最大压应力应小于地基的允许承载力,且基底压力的不均匀系数不应过大。

9.3 沉 降 计 算

9.3.1~9.3.4 国内堤防工程堤身高度一般为 5m~10m,最高者为 15m 左右。堤基多为黏土、壤土、砂壤土等压缩性较小的土层,在堤身荷载作用下不会产生很大的沉降量。若堤身填土施工质量能达到设计要求,堤身由于固结引起的沉降量亦是较小的。然而当堤基为软土层,或堤身较高,施工质量比较差,施工期短时,堤防在竣工以后还会继续发生较大的沉降。因此,在设计时应计算沉降量,并根据实践经验,预留沉降超高,以保证在沉降终了时,堤顶高程能达到设计值。

分层总和法是最常用的沉降量计算方法,该方法简明实用,计算结果能满足要求。

10 堤防与各类建筑物、构筑物的连接

10.1 一般规定

10.1.1 建筑物、构筑物穿过堤身必将增加堤防的不安全因素,所以应尽量避免穿堤形式而选用跨越形式。当有穿堤需要时,则应尽量减少穿堤的建筑物、构筑物数量,有条件的采取合并、扩建的办法处理,对于影响防洪安全的应废除或重建。

10.1.2 穿堤建筑物、构筑物位置应根据地质条件和防洪安全确定。连接构造应选择技术成熟、运用良好的结构,对新结构的采用应有分析,并应有安全保证措施。

10.1.3 修建与堤防交叉、连接的各类建筑物、构筑物,直接涉及堤防及防洪保护对象的防洪安全,因此,本条定义为强制性条文。

根据《中华人民共和国水法》、《中华人民共和国防洪法》有关规定,修建与堤防交叉、连接的各类建筑物、构筑物,应进行洪水影响评价,并报有关水行政主管部门审批。在洪水影响评价中,应评价与堤防交叉、连接的各类建筑物、构筑物对防汛安全和堤防管理运用的影响程度。

10.2 穿堤建筑物、构筑物

10.2.1 各类穿堤建筑物、构筑物应按防洪要求在一定时间内关闭防洪(防潮)闸门,避免洪水(防潮)倒灌堤内造成淹没损失。

压力管道使用时将会产生震动,且有可能在洪水期沿管壁与土堤结合处产生渗水。各类加热管道,如供热管道等,将会造成管周填土干裂,影响堤防安全。输送易燃、易爆流体的各类管道,如油管、天然气管等,如发生爆炸将会对堤防造成破坏,如发生泄露将会对水体造成污染。因此应采取安全可靠的防护措施。

10.2.3 设置截流环、刺墙,可以延长渗径长度和改变渗流方向;在下游设反滤排水,可以有效地防止接触面渗透破坏。

10.2.4 穿堤建筑物、构筑物的变形对堤防的安全影响极大。为了减少基础的不均匀沉降变形,穿堤建筑物、构筑物宜建于坚硬、紧密的天然地基上,如建在人工处理地基上,则应采取措施使其安全可靠。

10.2.6 穿堤建筑物、构筑物将会不同程度地改变其所在处的河道的水流条件,使其上游或下游的堤身或岸坡发生冲刷,应通过分析确定防护范围和防护措施。

10.2.8 原有的涵闸、管道等穿堤建筑物、构筑物,在堤防工程扩建加高设计的同时应进行运行检测或安全鉴定,收集原始勘察设计资料,并按新的设计条件进行验算复核。如不满足设计要求,应考虑进行加固、改建或拆除重建。

10.3 临堤建筑物、构筑物

10.3.1 设在临水侧的临堤码头、港口、泵站等建筑物、构筑物将会使近岸地段的河道冲淤条件发生改变,严重的将会对下游河势造成不利影响。因此,其位置应选择在水流平顺、岸坡稳定的堤段,并应符合岸线整治规划的要求,以减少其对河段防洪安全的不利影响。

10.3.2 临堤建筑物、构筑物不宜考虑与堤身联合挡土或挡水,其自身应满足稳定安全要求。

不削弱堤身设计断面是指堤身稳定性、防洪高度等方面不应低于原堤设计标准。

10.4 跨堤建筑物、构筑物

10.4.1 为了堤防的稳定和防洪安全运用,并且不影响堤防的加固和扩建,跨堤建筑物、构筑物的支墩应布置在堤身设计断面之外。

由于堤顶、临水坡是堤防工程稳定和管理运用的主要部位,因此,不应在此部位布置支墩等建筑,避免产生不良影响。

10.4.2 跨堤建筑物、构筑物与堤顶之间的净空高度应满足其本身和堤防的使用要求,并且应考虑堤防长远规划的要求。如果净空高度不能满足要求,则应采取其他有效措施,例如可在堤防背水侧傍堤坡修筑路堤,以满足堤防交通、防汛抢险、管理维修等方面的要求。

11 堤防工程的加固、扩建与改建

11.1 一般规定

11.1.1 我国现有的堤防大多是在民堤的基础上,经历年逐渐加高培厚而成。限于当时的社会状况和技术条件,加上长期来人类活动和自然界的破坏,使堤防的堤身或堤基存在各种隐患、险情。为满足防洪要求,需对堤防进行加固、扩建或改建。

11.1.2 堤防工程安全评价要对现有堤防的质量和运行管理进行评价;要对堤防的防洪标准、结构安全、渗流安全等进行复核和评价。安全评价要在充分调查研究和必要的检测包括勘探的基础上进行。本条主要提出了堤防安全评价前期工作的要求及安全评价的主要内容,可按现行行业标准《水库大坝安全评价导则》SL 258、《水闸安全鉴定规定》SL 214 执行。

11.2 加固与扩建

11.2.3 充填式灌浆在全国各地各类堤防加固中广为应用。对锥孔所贯穿的堤身裂缝、洞穴、局部虚土层等,经过充填灌浆,一般均可充填密实。对于灌浆加固的堤段,要首先进行堤身隐患探测,在查明情况的前提下,有针对性地进行布孔充填灌浆,以提高灌浆效果,节省投资。

根据山东等地在堤坝进行劈裂灌浆的检测表明,对填筑不密实或内部隐患较多的均质堤,采用粉质壤土沿堤顶中心轴线布孔进行劈裂灌浆,可以形成防渗帷幕,浆幕厚 5cm~10cm,最厚 15cm,对提高堤身的抗渗稳定性有显著效果。

11.2.4 吹填固堤在我国各地已广泛应用。在堤身背水侧吹填钹台或盖重,以壤土、砂壤土和砂土为宜,排水固结快,吹填土质

均匀密实,且具有较好透水性。吹填黏土,自然条件下排水固结需时 2.5 年~3 年或更长,施工期吹填体易产生滑动失稳,运用中表层土体干缩裂缝,下部仍呈流塑状态,故吹填尽量不用黏土为宜。

11.2.7 近堤取土挖穿不透水层的现象在各地堤防修建中经常发生,这不仅减短了渗径且形成堤根低洼积水,甚至形成行洪串沟危及堤的安全。在堤防加固中,要重视近堤取土塘坑的回填,恢复天然覆盖层的完整效用,并在今后修堤施工及堤防管理中,对近堤取土应严加禁止。

调查多处减压井的实际运用和管理情况,发现在运用数年后即出现淤堵和效率衰减现象。试验研究表明,减压井的淤堵是以铁质淤堵为主,伴有钙质淤堵。金属材料的井管由于本身的腐蚀加速了淤堵过程,减压井的间歇运行特点,使其淤堵更为严重。需采用耐腐蚀和防止化学淤堵的井管和滤网,必要时要进行洗井,以改善减压井的淤堵,延长其使用寿命。

盖重的宽度除进行必要的计算外,需重视对堤背地面历史渗透破坏险情的实地调查。盖重宽度通常应不小于历史险情出现的范围。长江荆江大堤控制宽度为 200m,此宽度可控制历史渗透险情的 90% 以上,对堤临水侧有民垸的宽滩堤段,则控制宽度为 100m。长江安徽同马大堤盖重宽度为 100m。江西赣江赣东大堤堤后盖重宽度为 100m 左右。黄河下游堤防吹填固堤宽度险工堤段为 100m,平工段为 50m。

11.2.9 城市防洪墙的加固需结合城市的交通道路、航运码头、园林建设等统筹安排,并进行技术经济比较后确定工程设计方案。

防洪墙的加固需按本规范要求,进行整体抗滑、抗倾稳定、渗透稳定和墙体断面的强度计算,并达到本规范要求的安全度。在加固设计中,对新老墙体的结合面应进行处理,采用可靠的锚固连接措施,保证两者整体工作。变形缝止水破坏的应修复,保证可靠工作。

11.3 改 建

11.3.1~11.3.3 我国堤防多为历史形成,在某些堤段,堤线布局往往不尽合理,需要进行适当的调整。堤线的裁弯取直、退堤或进堤均属局部堤段的改建。由于城镇发展需要,可清除原有土堤重建防洪墙,或者老防洪墙年久损坏严重,难以加固,亦可拆除重建。堤防的改建应综合考虑,经分析论证确定。

改建的堤段应按照新建堤防的要求设计和施工。同时设计时应与两端的堤段平顺连接,且结合部位应按照有关规范的要求设计和施工。

12 安全监测设计

12.0.1、12.0.2 安全监测设施是为了监视堤防工程及其附属建筑物运行安全,掌握工程各部位的工作情况和形态变化而设置的。一旦发现有不正常现象,其可即时分析原因,采取防护措施,保证工程安全运行。同时,可通过原形监测积累资料,检验设计的正确性和合理性,也可为科研积累资料,以提高设计水平。

这两条要求根据堤防工程的具体条件设置必要的安全监测项目,并提出了安全监测设计的内容。

12.0.4 安全监测设施要根据工程级别、地形地质及结构形式等条件,按照工程管理运用的实际需要与可能进行设计。凡属工程一般性运用需要监测的项目列为一般性监测,侧重于科研、设计需要或特殊需要的监测项目列为专门性监测。本条根据我国堤防工程设计和管理经验,提出了堤防工程一般应设置的监测项目。

12.0.5 我国堤防众多,其地理条件、工程等级及使用功能等都不一样。因此,本条提出了根据工程的需要,可选择性设置专门性监测项目。

13 堤防工程管理设计

13.1 一般规定

13.1.1 水利部于1981年颁发了《关于水利工程设计、施工为管理创造必要条件的若干规定》，1996年又颁布了《堤防工程管理设计规范》SL 171—96和《水闸工程管理设计规范》SL 170—96。2004年水利部、财政部联合颁布了《水利工程管理单位定岗标准》。

13.1.4~13.1.6 堤防工程的管理体制和机构设置是一项政策性很强的工作，国家有相关规定和政策，条文仅对设计的原则作了规定。

13.1.8 我国堤防建设工程大多是对现有堤防进行加固、改建和扩建。本条说明对现有堤防工程进行加固、改建和扩建时，也应按照本规范补充、完善管理设施。

13.2 工程管理范围和保护范围

13.2.1~13.2.4 本节主要按照现行行业标准《堤防工程管理设计规范》SL 171有关章节的主要内容列出。为减少占用土地资源，本次修订对护堤地宽度作了调整。

13.3 交通与通信设施

13.3.1~13.3.5 建立必要的内外交通体系是保证堤防工程管理和抗洪抢险的必要条件，也是堤防工程管理设计的重要组成部分。应结合施工临时交通，统一规划和布置，特别是远离交通干线和城镇的堤防工程更应重视。

13.3.6 实践证明，抗洪抢险的成败很大程度上决定于通信系统

的效率,而效率又取决于通信系统的质量、标准。全国各地重要堤防工程的通信网普遍设置专用的有线和无线两种以上的通信方式,对原有的陈旧、落后设备和线路应采取更新改造和完善配套等措施,使防汛指挥中心能及时获得信息,准确、迅速地处理各种险情。

13.4 其他管理维护设施

13.4.1 堤防工程管理设施,除了观测、交通和通信设施外,在堤防的临、背水侧护堤地范围内设置防浪林带、防护林带,对保护堤防安全和生态环境是非常必要的。本条主要对其提出了具体要求。

13.4.2 为了保证抗洪抢险的顺利进行,在堤防背水侧设置平台,储备一定数量的抗洪抢险所需的土、石料;在重要堤段和险工段配备照明设备;重要堤防管理单位配备必要的测量、探测仪器和交通工具等都是非常必要的。

13.4.3、13.4.4 过去,堤防工程建设与堤防管理单位生产、生活设施建设不配套,不同步,投资渠道不落实,致使不少基层管理单位的生产、生活设施基础差、标准低,严重制约了管理水平的提高,影响了职工队伍的稳定。近几年来,堤防管理工作得到了加强,管理单位的生产、生活设施得到较大改善。为了使堤防工程管理单位的生产、生活设施建设进一步规范化、制度化,本次修订在水利工程相关管理规范的基础上,本规范亦作进一步补充了一些原则性规定。

附录 A 堤基处理计算

A.1 软弱地基

A.1.1 土工织物垫层可限制土的不均匀沉降,对地基土有隔离作用,并有利于孔隙水压力的消散,同时能使地基土的位移场和剪应变在较大区域内有所改善。土工织物垫层对堤身稳定能提供一定的抗滑力,但作用不是很大,根据有关文献报道,稳定安全系数一般仅能提高 0.02~0.06。

根据土工布在滑动稳定中所起作用的假设,有两种抗拉力的计算模型,其计算方法如下。

(1)荷兰计算模型。假设在滑弧面,土工布产生与滑弧相适应的扭曲,认为土工布的拉力方向与滑弧相切,见图 2。计算公式为:

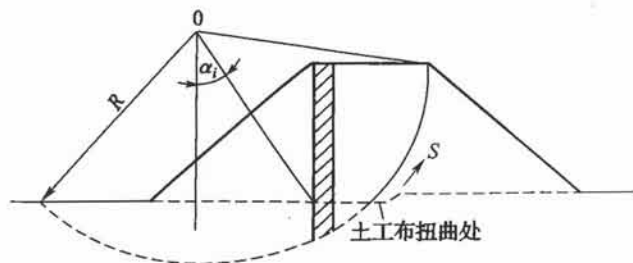


图 2 荷兰计算模型

$$K = \frac{\sum Q_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum C_i \sec \alpha_i + S}{\sum Q_i \sin \alpha_i} \quad (3)$$

(2)瑞典计算模型。假设土工布产生的拉力按铺设方向不变,由于土工布拉力 S 的存在,产生两个稳定力矩 Sa 和 $S \tan \varphi \cdot b$,见图 3。计算公式为:

$$K = \frac{(\sum Q_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum C_i \sec \alpha_i)R + S(a + b \tan \varphi)}{R \sum Q_i \sin \alpha_i} \quad (4)$$

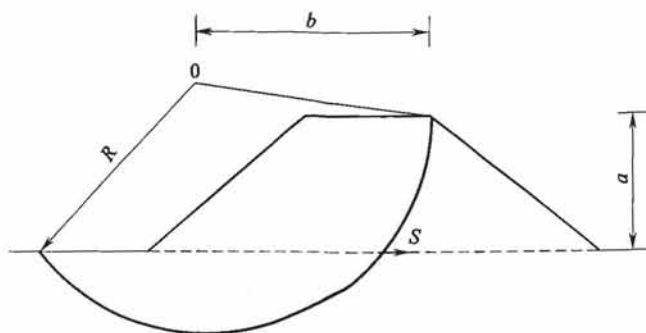


图3 瑞典计算模型

上述式中: K ——圆弧滑动稳定安全系数,一般取 $K=1.2\sim 1.5$;

Q ——条块重(kN);

α_i ——滑弧圆心垂线与通过条块底面中点的半径的夹角($^{\circ}$);

φ_i 、 C_i ——土体内摩擦角($^{\circ}$)和凝聚力(kN/m 2);

φ ——填土的内摩擦角($^{\circ}$);

S ——单位宽度土工布抗拉力(kN/m)。

以上两式中,式(3)较常用。关于 S 的取值,一般认为堤防发生滑弧破坏时,土体开裂的应变最多只能达到 10%,土工织物相应的变形并未达到极限断裂变形,所以按土工织物允许相对变形的 8% 时所提供的抗拉力作为 S 值计算。

A. 1.3 塑料排水板的换算公式中的换算系数 α 值,不少参考书和有些规范都建议无试验资料时,可取 $\alpha=0.75\sim 1.00$,在完全不考虑排水板体内水头损失时,取 $\alpha=1.00$,实际上是达不到的。换算系数 α 应通过试验求得。从目前很多的现场试验资料来看,施工长度在 10m 左右、挠度在 10% 以下的排水板,适当的 α 值为 0.60~0.90。对标准型,即宽度 $b=100\text{mm}$ 、厚度 $\delta=3\text{mm}\sim 4\text{mm}$ 的塑料排水板,取 $\alpha=0.75$ 比较适宜。

附录 B 设计潮位计算

B. 0.1 海岸、河口地区堤防工程的设计潮位,过去由于资料较少,常采用历史最高潮位作为设计潮位,但各地的历史最高潮位所相应的重现期出入较大,作为统一标准不能体现工程的等级,是不合适的。频率分析确定设计潮位的方法,目前在沿海堤防设计中已普遍采用,一些省、区已纳入地方的海堤设计规程,本规范也规定此法。

关于潮位资料的最短年限,是参考国内有关规范及考虑现有实际情况拟定的。根据对国内 6 个长期验潮站(50 年以上)的潮位资料验证比较,采用 20 年潮位资料与采用长期全系列资料推算重现期 50 年的高潮位,两者相差在 0.2m 以内。

B. 0.2 本条对频率分析的线型做了规定。潮位频率分析采用的线型,目前一般采用极值 I 型分布或 P-Ⅲ型分布。据验证,海岸港口潮位资料一般以极值 I 型适线较好,但对感潮河段潮位资料的验证,一般以 P-Ⅲ型拟合较好。由于我国幅员辽阔,影响沿海潮汐的因素复杂,各地潮汐情况差别较大,每种线型也都有一定局限性,因此在某些情况下,经过分析论证,也可以采用适合当地情况的线型。

B. 0.3~B. 0.5 条文中给出频率分析方法和相应公式,仅列出了极值 I 型分布律的数表,P-Ⅲ型分布的频率表因篇幅过多未予列入,可在一般水文手册中查到。

考虑历史上出现的特高潮位对频率分析结果的影响甚大,特高潮位的考证期、序位的不确定度比实测潮位资料大,因而对特高潮位值、考证期及其序位应予分析论证,在适线调整、参数计算时应慎重对待,以便提高频率分析的精度。

经验频率计算采用了常用的期望值公式。

B. 0. 6 对缺乏长期潮位资料的情况,如果邻近地点有长期潮汐资料,且潮汐性质相似(包括风暴潮增减水影响、受河流径流影响等),则可采用相关分析方法推算工程地点的设计潮位,但需有适当的论证。

B. 0. 7 对风暴潮影响严重地区的 3 级及以上堤防,除了本附录规定的频率分析方法确定设计潮位外,需采用其他方法进行比较论证,以确定堤防的设计潮位。

附录 C 波浪计算

C.1 波浪要素确定

C.1.1 风浪是指因风作用形成,并且仍然在风影响下的一种波浪,本条对计算风浪时成浪因素的取值做了规定。

1 风速取值标准为水面上 10m 高度处的风速,与国内外规范一致。对风速时距,考虑 20 世纪 70 年代以后国内气象站普遍采用自记风速仪,一般为自记 10min 平均风速,因此本规范也采用此风速。对于陆上台站的风速资料,一般尚需根据台站特点进行修正,如台站与水域的距离远近、隐蔽情况、位置高低等,将风速资料修正为水面上 10m 高度处的标准风速。

2 观测风速资料是按 16 个方位记录的,风浪计算一般选择向岸风中风速较大、风区较长的方位作为计算主风向,有时需通过计算比较才能选定。在风浪计算中,一般认为在 $\pm 22.5^\circ$ 范围内的风向和波向是一致的,因此,年最大风速统计一般可以在计算方向及左右 $\pm 22.5^\circ$ 范围内选取,即进行风向归并,但若相邻 45° 的风向都进行统计,则每一风向只能归并一次。

3 有限水域的风区确定,当水域周界不规则、水域中有岛屿时,或在河道的转弯、汊道处,常采用等效风区(也称有效风区)或组成波能量叠加的方法进行波浪计算。根据对长江口两个测波站实测资料验证,两种方法计算结果差别不大,由于等效风区法计算简便,本规范采用了该方法。

4 当风区长度较短时,风浪一般可达定常状态,风浪要素受制于风区而与风时无关,当风区长度不大于 100km 时,可不考虑风作用延时的影响。

C.1.2 风浪要素计算方法采用莆田试验站方法。该法在沿海堤

防设计中已得到广泛应用,现行行业标准《碾压式土石坝设计规范》SL 274—2001 等也采用该法。国内一些测波资料(包括浙江 5 个沿海岸站和 4 个沿海岛站、长江口以及一些内陆湖泊、水库等)验证表明,该法符合程度还是比较好的。

河道中风浪观测资料甚少,因此国内外在河道风浪计算时仍沿用基于海域、水库或湖泊观测资料整理的经验公式。据实测资料验证,这些风浪计算方法用于河道风浪计算时,其误差一般较用于海湾、湖泊或水库风浪计算的误差大。同时,验证还表明计算误差的大小和风向与水流的夹角大小有关,当风向与水流向大致垂直时,误差相对较小,当风向与水流向大致平行时,误差较大。

按莆田试验站方法计算时,由已知的风速 V 、风区长度 F 和水深 d ,可按公式(C. 1. 2-1)、公式(C. 1. 2-2)确定定常状态的风浪要素 \bar{H} 、 \bar{T} 。由公式(C. 1. 2-3)可确定风浪达到定常状态所需的风时 t_{\min} 。

C. 1. 3 工程计算中需进行不同累积频率波高换算,为此需利用波高的统计分布,本规范采用了格鲁霍夫斯基-维林斯基分布,其累积概率函数 $F(H)$ 表示为:

$$F(H) = \exp \left[- \frac{\pi}{4 \left(1 + \frac{H^*}{\sqrt{2\pi}} \right)} \left(\frac{H}{\bar{H}} \right)^{\frac{2}{1-H^*}} \right] \quad (C5)$$

式中: $H^* = H/d$, 为反映水深影响的参数。表 C. 1. 3 是根据公式(5)给出的,由表 C. 1. 3 可以进行不同累积频率波高的换算。当 $H^* = 0$ 时,式(5)变为深水情况的瑞利分布。对波高统计特征值,本规范只采用累积频率波高 H_p , 另一类统计特征值,即部分大波均值 $H_{1/n}$ (如 $H_{1/3}$ 、 $H_{1/10}$ 等),本规范没有列入,但两种统计特征值是可以换算的,如 $H_{1/3} \approx H_{13\%}$, $H_{1/10} \approx H_{4\%}$ 等。

C. 1. 4 对不规则波周期,本规范采用平均周期表示,与国内有关规范一致。

C. 1. 5 本条对设计波浪的确定作了规定。

1 对河、湖堤防工程,设计波浪一般按风速推算,风速的取值标准是参考现行行业标准《碾压式土石坝设计规范》SL 274—2001拟定的。

2 对河口、海岸堤防工程,可分为两种情况:

(1)当工程地点有长期测波资料时,根据实测资料某一特征波高(如 $H_{4\%}$ 等)的年最大值系列进行频率分析得出。系列最短年限取为 20 年,对频率分析采用的线型未作规定,国内目前常采用 P-Ⅲ型分布,国外一般采用韦伯分布、对数正态分布、极值 I 型分布等,需对适线情况进行分析后采用。参考浙江省的经验,设计波高的重现期采用与设计潮位相同的重现期。

(2)当工程地点无长期测波资料时,一般需根据风场资料推算设计重现期波浪。对风区不大于 100km 的情况,可利用风速资料进行频率分析,计算风速的重现期可采用设计潮位的重现期,再按风浪要素计算方法确定设计重现期波浪要素,此时假定波浪重现期和风速重现期相同。对开敞水域情况,可利用地面天气图确定风场,然后再确定波浪要素。

3 与设计重现期波高对应的波周期确定可分为两种情况。对有限水域可利用波要素公式(C. 1. 2-2)计算;对于开敞海岸,由于有涌浪的影响,按式(C. 1. 2-2)计算的周期一般偏小,此时需对波周期资料进行分析后采用。

C. 1. 6 波浪向浅水岸区传播,应进行波浪浅水变形计算,包括考虑波浪的浅水、折射等效应,直至确定建筑物所在位置的波要素。

C. 2 风壅水面高度计算

C. 2. 1 在确定内陆水域堤防高程时,需要考虑风壅水面高度。在海岸、河口地区,采用实测潮位资料进行频率分析时,若潮位中包含了风壅水面高度,此时不再进行此项计算。

风壅水面高度计算,目前各国规范采用计算公式基本相同,但综合摩阻系数 K 有一定差别,如表 1 所示。本附录采用了《碾压式土石坝设计规范》SL 274—2001 的 K 值。

表 1 综合摩阻系数比较

来 源	K	说 明
海滨防护手册	3.34×10^{-6}	美国海岸工程研究中心编,梁其荀、方矩译,海洋出版社,1988 年版
荷兰须得海公式	3.56×10^{-6}	
美国内务部垦务局标准 NO. 13	4.04×10^{-6}	
前苏联规范 СНП2.06,02-82 *	4.2×10^{-6}	$V=20\text{m/s}$
《碾压式土石坝设计规范》 SL 274—2001	6.0×10^{-6}	$V=30\text{m/s}$
	3.6×10^{-6}	
水工设计手册第 4 卷(土石坝)	3.6×10^{-6}	水利电力出版社,1984 年版

C.2.2 本规范确定风壅水面高度的公式对水深小、风区大的情况计算值偏大较多,在此情况下,一般宜进行专门分析,以便得到比较符合实际情况的风壅水面高度。

C.3 波浪爬高计算

C.3.1 本条规定适用于单坡的波浪爬高计算。在 $m=1.5 \sim 5.0$ 范围,采用莆田试验站方法,该法在土坝及堤防设计中得到广泛应用。在 $m \leq 1.0$ 范围,表 C.3.1-4 中的 R_0 值是根据国内外现有规范给出的,由于堤坡较陡时,波陡的影响较小,略去波陡的影响。在 $1.0 < m < 1.5$ 范围,可按内插法确定,这样可使两种方法衔接。

计算爬高原采用的糙率及渗透系数 K_d 大都源自 20 世纪五六十年代的小比尺规则波试验成果。近十多年来,根据国外一些大比尺的不规则波试验结果,有些 K_d 值稍有增大。本次修订也做了一些调整。

关于波浪爬高统计分布采用了韦伯分布,其分布参数是根据

莆田试验站实测资料确定的。南京水利科学研究所的室内不规则波试验也证实爬高分布可采用韦伯分布。

对不允许越浪的堤防爬高累积频率取 2% 的规定,系参考了国外(荷兰等西欧国家)和国内浙江等省的有关规定选取的,考虑到堤防顶高程确定时还有安全加高值,因此可认为在此情况下不会有整片爬升水流越堤的,但应注意到在风的作用下,仍会有飞溅水体越过。对按允许越浪设计的堤防,需按越浪量的大小采取相应防护措施,除前坡防护外,对堤顶和后坡亦需加以防护,设置排水沟等。

C. 3. 2 复式斜坡堤防的波浪爬高计算,过去国内常采用培什金法、向金法、塞维尔假想斜坡试算方法,但前两种方法使用条件有较多限制,而塞维尔方法又需通过逐次逼近,使用不方便。本附录的计算方法是基于室内规则波试验得出的,并有一些现场资料及不规则波试验资料验证,计算比较方便,且已在一些沿海省区制定的海堤规程中应用。条文中注明的适用条件,是根据试验参数变化范围并结合近年来一些验算结果重新拟定的。

C. 3. 3 根据现场观测和室内试验,斜向波作用的爬高一般较正向波作用的爬高小,因此需对正向波的计算结果加以修正。附录表 C. 3. 3 的修正系数,是夏依坦根据现场资料给出的。近年来国外一些不规则波试验结果表明,有时小角度来波的越浪量大于正向来波的越浪量,因而对 $\beta \leq 15^\circ$,取修正系数 $K_\beta = 1$,即不进行斜向修正。

附录 D 护岸计算

D.1 岸坡抗滑稳定计算

D.1.1 坡式护岸的稳定应考虑进行护坡连同地基的整体滑动稳定及护坡体内部的稳定等两类验算。

对于沿护坡底面通过地基整体滑动的护坡稳定计算,其地基部分也应是圆弧滑动破坏。但是,一般的护坡基础较浅,滑动面也不深,所以,为简便起见,基础部分沿地基滑动可简化为折线状,用极限平衡法进行计算。

如图 4 所示,护坡 AF 沿 FABC 面的滑动,可简化成 BCD 土体的极限平衡问题,其平衡方程为:

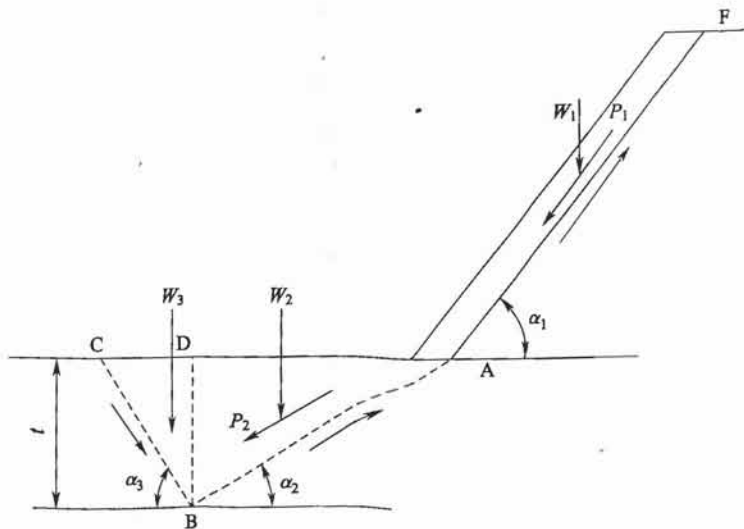


图 4 边坡整体滑动计算

$$W_3 \sin \alpha_3 + W_3 \cos \alpha_3 \tan \varphi + ct / \sin \alpha_3 + P_2 \sin(\alpha_2 + \alpha_3) \tan \varphi \\ = P_2 \cos(\alpha_2 + \alpha_3) \quad (6)$$

土体 BCD 的稳定安全系数为:

$$K = \frac{W_3 \sin \alpha_3 + W_3 \cos \alpha_3 \tan \varphi + P_2 \sin(\alpha_2 + \alpha_3) \tan \varphi + ct / \sin(\alpha_3)}{P_2 \cos(\alpha_2 + \alpha_3)} \quad (7)$$

上述式中: c, φ ——地基土的黏聚力和摩擦角; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ 见图 4。

P_2 可由土体 ABD 的极限平衡方程求出:

$$P_2 = W_2 \sin \alpha_2 - W_2 \cos \alpha_2 \tan \varphi - ct / \sin \alpha_2 + P_1 \cos(\alpha_1 - \alpha_2) \quad (8)$$

P_1 同样由 FA 的极限平衡方程求出:

$$P_1 = W_1 \sin \alpha_1 - f_1 W_1 \cos \alpha_1 \quad (9)$$

式中: f_1 ——护坡和坡底的滑动摩擦系数。

计算时可以通过先假定 B, 求相应的 K , 从而求出最危险的滑动面。

滑动面为折线 FABC(图 D. 1. 1-1), 假定沿 FABC 整体滑动的安全系数为 K 时, 滑动体 FAEG、ABD、BCD 分别称为第 1、2、3 块滑动体, 其相应的块体抗滑稳定安全系数为 K_1, K_2, K 。枯水期水位较低时易发生沿抗剪强度较低的接触面的不稳定破坏(图 D. 1. 1-2)。

D. 1. 2 重力式护岸系指堤身、堤基以及丁坝护砌采用重力式护砌结构形式的防护工程。

重力式护岸稳定计算应包括整体滑动稳定计算和按挡土墙的抗滑、抗倾、地基应力计算。整体滑动稳定计算可采用瑞典圆弧法进行, 计算应考虑工程可能发生的最大冲深对稳定的影响。具体计算应按本规范附录 D 的规定采用。

重力式护岸按挡土墙进行稳定性计算, 土压力计算本规范推荐采用库仑理论公式进行, 对两个具体计算问题做了处理:

(1) 由于防护工程重力式护岸靠土一侧有采用台阶、变坡等各种形式的情况, 因此根据变化情况沿垂向分段计算土压力, 对计算

段以上土体及其他荷载按均布荷载处理。

(2)当土体为黏性土时,通过加大土内摩擦角的办法将黏着力的影响包含于公式中。

黄河下游一些堤坡、丁坝护坡采用了重力式护岸的防护形式。在坝、岸稳定计算中土压力计算近年一直采用库仑理论公式,还比较可行。因此本规范予以推荐采用。

D.2 护岸工程冲刷深度计算

D.2.1、D.2.2 防护工程进行冲刷深度的计算和分析可为堤岸防护稳定、防冲备石、防汛抢险提供基本依据。目前国内外研究提出的计算堤岸防护工程冲刷深度的公式繁多,各有侧重,各公式计算的差值也较大,需结合工程的具体情况采用。本节公式是根据长江、黄河、珠江及其他河流常采用的一些公式提出的。

D.3 护坡护脚计算

D.3.1 砌石护坡面层设计一般按厚度控制。过去干砌块石厚度计算一般采用向金法、培什金法和港口规范法。向金法在 $L/H=15$ 前后计算值发生突变,不够合理。港口规范法在 $m<2$ 时计算值一般偏大。培什金法计算值一般居中,计算简便。

工程中干砌块石有砌方石(包括条石)和一般块石之分。培什金公式系数为 0.225,是对砌方石而言,根据向金资料,砌方石的砌块石系数相差 18%,据此,将培什金砌石公式原系数提高 18%,作为一般砌石的系数(0.266)。

关于波高累积频率选用,各规范不尽相同,本附录根据室内不规则波试验结果,对不同相对水深 d/L 做了相应的规定。

D.3.2 关于人工块体和经过分选块石的抛石护坡计算,采用了国内外广泛使用的哈得逊公式。

D.3.3 混凝土护面板的整体稳定计算采用了向金公式,与现行行业标准《碾压式土石坝设计规范》SL 274—2001 一致。本条规

定的公式仅适用于均质土堤护坡的情况,对土堤临水面有抛石体,在抛石体上铺放混凝土板的情况不宜采用。

D. 3. 4 在水流作用下,防护工程采用抛石护坡、护脚,其块石保持稳定的抗冲粒径(按块石折算成圆球形之直径)和重量计算公式很多。本条介绍的公式除考虑水流流速这一主要因素外,还考虑了块石容重、底坡情况、水流流向等,比较符合实际情况,亦可根据各地具体情况选用其他公式计算。

附录 E 渗 流 计 算

E.1 一 般 规 定

E.1.2 多数堤防的挡水是季节性的,在挡水时间内不一定能形成稳定渗流的浸润线,渗流计算宜根据实际情况考虑不稳定渗流或稳定渗流情况。偏于安全考虑,本条规定大江大河(湖泊)的堤防或中小河流重要堤段可按稳定渗流计算。

E.2 不透水堤基均质土堤渗流计算

E.2.3 公式(E.2.3-1)中的系数 c 由安徽省水利科学研究所吴世余专家按苏联法尔科维奇的公式导出的新的双重级数精细计算所得。

E.3 透水堤基均质土堤渗流计算

E.3.2 本条所述建立在有限深透水地基上均质土堤渗流计算方法,也可以推广应用到无限深透水地基情况的计算。因为地基深度变化引起浸润线位置的改变,仅在一定深度范围内显著,当地基更深时,浸润线位置实际上已不再改变。因此可以根据试验资料 and 计算比较,选择地基的有效深度,当地基大于有效深度时,浸润线位置不再改变。地基的有效深度 T_e 可取为:

$$T_e = (0.5 \sim 1.0)(L + m_1 H_1) \quad (10)$$

因此,当地基的实际深度 $T \leq T_e$ 时,按实有地基深度 T 计算,当 $T > T_e$ 时,按有效深度 T_e 计算。有效深度 T_e 仅为计算浸润线位置时使用,计算渗透量仍按实际深度 T 计算。

E.4 不 稳 定 渗 流 计 算

E.4.1、E.4.2 本节所述的不稳定渗流计算的一套计算公式,由

安徽省水利科学研究所吴世余专家推导。这套公式与《渗流计算分析与控制》(毛昶熙主编,中国水利水电出版社,2003年,第二版)一书中介绍的莱茵河堤中应用的公式基本一致,但比这两处的公式简单,这套公式已经同行专家评审认可。

不稳定渗流计算的基本假定是堤基不透水、浸润线锋面近似地呈直线状、略去非饱和土的张力势。

E.5 背水坡渗流出口比降计算

E.5.1、E.5.2 渗流出口比降是校核背水坡渗流稳定的重要数据,坡面由于受渗透力作用产生的局部破坏,极易危及下游坡的整体安全,在设计中应该充分重视。下游渗流出口比降,精确解计算极为复杂,本节提供的公式是以某些简单条件下的精确解和试验资料为依据,对所研究的问题作近似假定求得的。一些公式在靠近水边线(下游有水)或坡脚(下游无水)时计算得的比降为无穷大,这说明这些公式在水边线或坡脚附近有局限性,也说明在这些部位的坡面最容易发生渗透破坏,在设计中应特别注意。

E.6 水位降落时均质土堤的浸润线

E.6.1 当 $k/\mu/V \leq 1/10$ 时,堤身内渗流自由面在水位降落后仍保持有总水头的90%左右,故可近似认为堤身浸润线基本保持原位置不变,这种情况对上游堤坡的稳定最为不利,为了偏于安全,可以按照水位开始降落前的浸润线位置进行堤坡稳定分析。当 $k/\mu/V > 60$ 时,为缓慢下降,此时堤身渗流自由面保持总水头10%以下,已不至于影响堤坡稳定,因此,一般不需要进行上游坡的水位降落稳定计算。只有在 $1/10 < k/\mu/V \leq 60$ 的范围内,浸润线的下降介于上述的两种情况之间,为进行上游坡的稳定分析,应按照缓降过程计算浸润线下降的位置。

E.7 双层地基渗流计算

E.7.2 双层堤基弱透水层等厚有限长计算公式是根据《多层地基和减压沟井的渗流计算理论》(水利出版社,1980年)中的公式推导的。经用南京水利科学研究所的“土坝二向渗流计算的有限方法电算程序”的电算成果核算,用这套公式计算结果与电算结果完全符合。

E.7.3、E.7.4 递推公式来自《粘土铺盖》(徐尚壁著,水利电力出版社,1988年)。公式是根据本奈特(P. T. Bennett)的基本假定,按水位淹没弱透水层推导的。递推公式可用来计算不等厚或不均质(各段渗透系数不同)弱透水层和各种盖重计算。经用南京水利科学研究所的“土坝二向渗流计算的有限方法电算程序”电算结果核算,在满足水位淹没弱透水层的条件下,递推公式计算结果与电算结果一致。

E.7.5 排水减压沟这一套半理论半经验的计算式是由安徽省水利科学研究所吴世余专家提供的,全文为《小断面排水减压沟的渗流计算》,刊于河海大学《水利水电科技进展》2002年第4期。

排水减压沟的理论计算就是吴世余专家推导的,见《多层地基和减压沟井的渗流计算理论》(水利出版社,1980年)。因理论计算太复杂不宜作为规范的附录,特请吴世余专家为本规范推导了一套半理论半经验的计算式,计算简便并有足够的精度,适用于所有常见的各种沟型。这套计算式中的公式(E.7.5-1)附加渗径长度计算为经验的,其余计算式均为理论计算。公式(E.7.5-1)和理论计算比较, d_p 的相对误差平均为 $\pm 2\%$,最大为 $\pm 7\%$,绝对值差最大为 $0.03T$; d_n 的相对误差为 $\pm 2\%$,最大为 $\pm 9\%$,绝对值差最大为 $0.01T$ 。详细比较结果见《小断面排水减压沟的渗流计算》(《水利水电科技进展》,2002年第4期)。

E. 8 防洪墙底部渗流计算

E. 8. 1~E. 8. 7 本节根据改进阻力系数法编写。1936年巴甫洛夫斯基提出用分段法计算建筑物底板下的渗流。1957年丘加也夫根据巴甫洛夫斯基分段法的精神和努麦罗夫渐近线法对急变区计算的理论提出了阻力系数法。改进阻力系数法是我国学者毛昶熙、周保中1980年提出的。该法综合巴氏与丘氏的分段特点,沿板桩线或垂直壁面分成左右侧的段,虽然分段增多,但能够算得下板桩或截墙底部角点水头,从而可估算出口比降。同时对地下轮廓中的斜坡和短截墙凸起部给出了局部修正方法。经过实例计算比较证明精度较高,并已在国内得到推广。

以直线连接各分段计算点的水头值,即得渗透压力的分布图形。

图 E. 8. 5-2 中的 QP' 为原有水力比降线,根据公式(E. 8. 5-4)和公式(E. 8. 5-5)计算的 Δh 和 L_x' 值,分别定出 P 点和 O 点,连接 QOP,即为修正后的水力比降线。

以直线连接修正后的各分段计算点的水头值,即得修正后的渗透压力分布图形。

附录 F 抗滑稳定计算

F. 0. 1、F. 0. 2 做堤防抗滑稳定分析时,土的抗剪强度指标可采用三轴抗剪强度、直剪强度。抗剪强度计算方法有有效应力法和总应力法两种。有效应力法适用于堤防的各个时期,即施工期、稳定渗流期及外水位降落期,其有效强度指标测定和取值比较稳定可靠,所以可作为基本方法。总应力法主要用于施工期,也可用于水位降落期。这是因为施工期可以认为孔隙压力不消散,因此用直接快剪(渗透系数小于 1×10^{-7} cm/s 或压缩系数小于 0.2MPa^{-1})或三轴不排水剪测定不固结不排水的强度指标 c_u 、 φ_u 。在外水位降落期,堤身黏性填土已经固结和饱和,水位降落时认为黏性填土是不排水的,孔隙压力不消散,与固结不排水试验情况相似,因而规定可采用饱和固结不排水剪的总强度指标 c_{cu} 、 φ_{cu} 。

关于堤身内孔隙压力的估算:稳定渗流期堤身和堤基中的孔隙压力可根据流网计算;堤坡外水位降落时孔隙压力的计算方法可分为两大类:无黏性土可根据水位降落期临水侧堤身浸润线位置和流网图计算孔隙压力;对于可压缩的饱和黏性土,水位降落后条块底面中点的孔隙压力可简化采用公式 $u = \gamma_w(h-h')$,式中 h 为条块底面中点以上土料的高度, h' 为稳定渗流期水流至条块底面中点的水头损失。

F. 0. 3 瑞典圆弧法和简化毕肖普法为近年来堤防抗滑稳定计算中普遍采用的两种刚体极限平衡法。最早的瑞典圆弧法是不计条块间作用力的方法,计算简单,已积累了丰富的经验,但理论上存在缺陷,且当孔隙压力较大和地基软弱时误差较大。简化毕肖普法计及条块间作用力,能反映土体滑动土条之间的客观状况,但计算比瑞典圆弧法复杂。由于计算机的广泛应用,使得计及条块间作

用力方法的计算变得比较简单,容易实现,而且在确定强度指标及选取合适的安全系数方面也积累了不少经验,国内已有很多单位编出了电算程序,使用很方便。

F.0.6、F.0.7 本规范推荐防洪墙抗滑、抗倾稳定计算公式是土工建筑物设计中通用的公式,如溢洪道、水闸、挡土墙、泵站、重力坝等设计规范中均用此进行稳定计算。

鉴于堤防工程大部分是修建在土基上,本规范仅列出坐落在土基上的防洪墙抗滑稳定计算公式。对于修建在岩基上的防洪墙,可结合工程实际情况,采用相关标准进行抗滑稳定计算。

