

JTS

中华人民共和国行业标准

JTS 154—2018

防波堤与护岸设计规范

Code of Design for Breakwaters and Revetments

2018-05-15 发布

2018-08-01 施行

中华人民共和国交通运输部发布

中华人民共和国行业标准

防波堤与护岸设计规范

JTS 154—2018

主编单位:中交第一航务工程勘察设计院有限公司

批准部门:中华人民共和国交通运输部

施行日期:2018年8月1日

人民交通出版社股份有限公司

2018·北京

交通运输部关于发布《防波堤 与护岸设计规范》的公告

2018 年第 48 号

现发布《防波堤与护岸设计规范》(以下简称《规范》)。《规范》为水运工程强制性行业标准,标准代码为 JTS 154—2018,自 2018 年 8 月 1 日起施行,由交通运输部水运局负责管理和解释。《防波堤设计与施工规范》(JTS 154-1—2011)和《港口及航道护岸工程设计与施工规范》(JTJ 300—2000)中防波堤与护岸工程设计部分的技术标准内容同时废止。

《规范》第 3.1.4 条、第 3.1.5 条、第 3.1.7 条、第 3.1.9 条、第 3.1.20 条、第 5.4.7 条中的黑体字部分为强制性条文,必须严格执行。

特此公告。

中华人民共和国交通运输部
2018 年 5 月 15 日

制定说明

本规范是根据《交通运输部关于下达 2012 年度水运工程建设标准编制计划的通知》(交水发〔2012〕582 号)要求,为适应我国水运事业高速发展的实际需要,在《防波堤设计与施工规范》(JTS 154-1—2011)和《港口及航道护岸工程设计与施工规范》(JTJ 300—2000)的基础上,经过深入调查研究、计算分析和专题研究,总结和吸纳了我国近年来防波堤与护岸工程科研、设计和施工的实践经验,广泛征求有关单位和专家意见,并结合我国港口与航道工程特点和发展需要制定了本规范。

本规范第 3.1.4 条、第 3.1.5 条、第 3.1.7 条、第 3.1.9 条、第 3.1.20 条和第 5.4.7 条中的黑体字部分为强制性条文,必须严格执行。

本规范共分 8 章和 11 个附录,并附条文说明,主要内容包括斜坡式防波堤设计、直立防波堤设计、其他型式防波堤设计、斜坡式护岸设计、直立式护岸设计等。

本规范的主编单位为中交第一航务工程勘察设计院有限公司,参编单位为中交水运规划设计院有限公司、中设设计集团股份有限公司、中交第三航务工程勘察设计院有限公司、天津港(集团)有限公司、中交第一航务工程局有限公司、中交一航局第一工程有限公司。本规范编写人员分工如下:

- 1 总则:王美茹 谢善文 李 伟
- 2 术语:杨丽民 王美茹
- 3 基本规定:刘进生 刘连生 杨丽民 陆 飞 岳铭滨 王美茹
- 4 斜坡式防波堤设计:谢善文 舒 宁 杨丽民 刘进生 陆 飞 李业富
- 5 直立防波堤设计:刘进生 舒 宁 杨丽民 刘连生 李 武 李业富
- 6 其他型式防波堤设计:李元音 李 武 谢善文 吴 进 王玉红 宫云增
岳铭滨
- 7 斜坡式护岸设计:陆 飞 李业富 舒 宁 杨丽民 吴 进
- 8 直立式护岸设计:刘连生 李业富 陆 飞 李 武 谢善文
- 附录 A:王美茹 刘连生 刘进生 李元音 杨丽民 舒 宁
- 附录 B:王玉红 吴 进 谢善文 陆 飞 李业富
- 附录 C:王玉红 吴 进 李业富 杨丽民
- 附录 D:谢善文 刘进生 吴 进 王玉红
- 附录 E:王美茹 刘进生 刘连生 吴 进 王玉红
- 附录 F:谢善文 刘进生 吴 进 王玉红
- 附录 G:王美茹 刘进生 刘连生 吴 进 王玉红
- 附录 H:李元音 谢善文 刘连生

附录 J:李元音 谢善文 吴 进 王玉红 王美茹

附录 K:李 伟 李元音 李 武 谢善文 舒 宁 岳铭滨

附录 L:王美茹 刘进生 杨丽民 刘连生 陆 飞 李 武

本规范于2016年11月3日通过部审,2018年5月15日发布,自2018年8月1日起施行。

本规范由交通运输部水运局负责管理和解释。请各有关单位在执行过程中,将发现的问题和意见及时函告交通运输部水运局(地址:北京市建国门内大街11号,交通运输部水运局技术管理处,邮政编码:100736)和本规范管理组(地址:天津市河西区大沽南路1472号,中交第一航务工程勘察设计院有限公司,邮政编码:300222),以便修订时参考。

目 次

1	总则	(1)
2	术语	(2)
3	基本规定	(4)
3.1	一般规定	(4)
3.2	极限状态设计	(8)
3.3	结构选型	(9)
3.4	结构耐久性设计	(9)
4	斜坡式防波堤设计	(11)
4.1	一般规定	(11)
4.2	断面型式与尺度	(11)
4.3	斜坡堤计算	(15)
4.4	斜坡堤构造	(23)
4.5	抛石潜堤设计	(25)
5	直立式防波堤设计	(27)
5.1	一般规定	(27)
5.2	断面型式与尺度	(27)
5.3	重力式直立堤计算	(29)
5.4	直立堤构造	(36)
5.5	削角直立堤	(37)
5.6	开孔沉箱直立堤	(38)
5.7	坐床式圆筒直立堤	(39)
5.8	桩式直立堤	(40)
6	其他型式防波堤设计	(41)
6.1	一般规定	(41)
6.2	半圆型防波堤	(41)
6.3	透空式防波堤	(45)
6.4	箱筒型基础防波堤	(47)
7	斜坡式护岸设计	(49)
7.1	一般规定	(49)
7.2	断面型式与尺度	(49)
7.3	斜坡式护岸计算	(52)

7.4 斜坡式护岸构造	(54)
8 直立式护岸设计	(56)
8.1 一般规定	(56)
8.2 断面型式与尺度	(56)
8.3 直立式护岸计算	(60)
8.4 直立式护岸构造	(61)
附录 A 斜向波作用的计算	(64)
附录 B 常用护面块体形状尺寸图	(65)
附录 C 护面块体的稳定重量、人工块体个数和混凝土量计算图	(70)
附录 D 斜坡堤前的海底冲刷计算	(77)
附录 E 明基床基肩和坡面块体稳定重量计算图	(80)
附录 F 直立堤前的海底冲刷计算	(82)
附录 G 削角直立堤波浪力计算	(86)
附录 H 矩形开孔沉箱波浪力计算	(87)
附录 J 半圆型防波堤波浪力计算	(96)
附录 K 箱筒型基础结构防波堤稳定性估算	(99)
附录 L 本规范用词说明	(102)
引用标准名录	(103)
附加说明 本规范主编单位、参编单位、主要起草人、主要审查人、总校人员 和管理组人员名单	(104)
条文说明	(107)

1 总 则

1.0.1 为统一防波堤与护岸工程相关的设计技术要求,保障防波堤与护岸的安全性、适用性和耐久性,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于防波堤、护岸,以及其他承受波浪作用的导流堤、防沙堤、围堤等水工建筑物的设计。

1.0.3 防波堤与护岸的平面布置,水文、气象条件的确定,应同时执行现行行业标准《海港总体设计规范》(JTS 165)、《河港工程总体设计规范》(JTJ 212)、《港口与航道水文规范》(JTS 145)、《航道工程设计规范》(JTS 181)等的有关规定。

1.0.4 防波堤与护岸的设计除应符合本规范的规定外,尚应符合国家现行有关强制性标准的规定。

2 术 语

2.0.1 防波堤 Breakwater

主要防御波浪对港口的侵袭,保证港内水域平稳和基础设施安全的水工建筑物,有单突堤、双突堤、岛式等布置形式。

2.0.2 护岸 Revetment

主要防御波浪和水流对岸坡和陆域的侵袭,保障陆域人员和基础设施安全的水工建筑物。

2.0.3 斜坡式防波堤 Rubble Mound Breakwater; Sloping Breakwater

用石料、混凝土块体或其他充填材料抛(砌)筑,堤的两侧为斜坡的防波堤。

2.0.4 肩台 Berm

斜坡式防波堤和护岸坡面上的平台,或称戗台。

2.0.5 护面块体 Armor Block

用于防波堤和护岸护面的块石或混凝土人工块体。

2.0.6 块体容许失稳率 Allowable Ratio of Instability of Block

分段统计计算水位上、下各 1.0 倍设计波高的护面范围内,在波浪作用下容许失稳的块体个数所占的百分率。

2.0.7 宽肩台斜坡堤 Wide-berm Rubble Mound Breakwater

肩台尺度较宽,在波浪作用下允许肩台和坡面产生一定变形并形成动态平衡剖面的块石护面斜坡堤。

2.0.8 直立式防波堤 Vertical Breakwater

堤身断面两侧均为直立或接近直立的墙面,墙身坐落于抛石基床的重力式结构或置于软土地基的板桩等结构。

2.0.9 正砌方块直立堤 Vertical Breakwater of Normal Placed Blocks

堤身由预制混凝土方块逐层砌筑而成的重力式直立堤。

2.0.10 沉箱直立堤 Vertical Breakwater of Caissons

堤身由钢筋混凝土沉箱构成的重力式直立堤。

2.0.11 水平混合式直立堤 Horizontal Composite Breakwater

外侧抛填与堤身高度相近的块石或人工块体的直立堤。

2.0.12 削角直立堤 Chamfered Vertical Breakwater

上部结构外侧为削角斜面的直立堤。

2.0.13 开孔沉箱直立堤 Vertical Breakwater of Perforated Caissons

外壁开孔,内设消浪室的沉箱直立堤。

2.0.14 坐床式圆筒直立堤 Seated-cylinder Vertical Breakwater

堤身由大直径圆筒构成并置于抛石基床上的直立堤。

2.0.15 桩式直立堤 Piled Vertical Breakwater

由排桩构成的直立堤。

2.0.16 半圆型防波堤 Semi-circular Breakwater

堤身由半圆形拱圈和底板组成的钢筋混凝土空心构件或半圆形沉箱构成,置于抛石基床上的防波堤。

2.0.17 箱筒型基础防波堤 Breakwater on Box or Cylinder Foundation

堤身上部防浪的筒体或箱体与沉入泥面以下作为基础的筒体或箱体通过顶板等连接构件连为一体的防波堤。

2.0.18 透空式防波堤 Open Type Breakwater

上部结构挡浪,下部透空的防波堤。

2.0.19 越浪量 Wave Overtopping Discharge

波浪越过堤顶的水量,以每延米的平均流量表示。

2.0.20 深水防波堤 Deep-water Breakwater

设计低水位起算,水深大于 20m 的防波堤。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 防波堤与护岸应根据自然条件、使用要求及远期发展等进行布置。沿海防波堤与护岸的纵轴线不宜向外侧拐折形成凹角,当纵轴线需向外拐折时,外夹角不宜小于 150°。防波堤、护岸由不在一条直线上的多条直线段组成时,各段之间应以圆弧或折线平顺连接。

3.1.2 防波堤与护岸的结构型式应根据当地自然条件、使用要求、材料来源和施工条件等因素,结合水利防洪要求,经技术经济综合比较后确定。设计宜结合当地的自然和人文特点,兼顾亲水、生态或景观要求等进行。

3.1.3 防波堤与护岸结构宜根据水深、波浪、地质和地形等条件的变化进行分段,不同区段可采用不同的结构型式或断面尺度。

3.1.4 防波堤与护岸结构的设计使用年限应按下列规定采用。

3.1.4.1 永久性防波堤与护岸结构的设计使用年限应采用 50 年。

3.1.4.2 对破坏后损失不严重的斜坡式护岸等非重要建筑物,设计使用年限可采用 25 年。

3.1.4.3 临时性防波堤与护岸结构的设计使用年限可采用 5~10 年。

3.1.4.4 航道整治工程中的堤岸应根据工程目的、工程规模和使用要求等确定。

3.1.5 防波堤与护岸结构在规定的設計使用年限内应满足下列功能要求:

- (1) 在正常施工和正常使用时,能安全承受设计规定的各种作用;
- (2) 在正常使用时具有良好的工作性能;
- (3) 在正常维护条件下具有足够的耐久性能;
- (4) 在设计地震状况下主体结构仍能保持整体稳定;
- (5) 有特殊要求时,在发生设定的偶然事件下,主体结构仍能保持整体稳定。

3.1.6 防波堤与护岸结构设计宜采用以概率理论为基础、以分项系数表达的极限状态设计方法,有条件时也可直接采用可靠指标设计方法。

3.1.7 防波堤与护岸结构设计应根据结构失效可能产生的危及人的生命安全、经济损失及对社会和环境影响的严重程度采用不同的安全等级。防波堤与护岸结构安全等级的划分应符合表 3.1.7 的规定。

表 3.1.7 防波堤与护岸结构的安全等级

安全等级	失效后果	适用范围
一级	很严重	有特殊安全要求的结构
二级	严重	一般结构
三级	不严重	临时性结构

3.1.8 防波堤、护岸的结构与其组成部分宜取相同的安全等级。

3.1.9 防波堤与护岸结构模型试验原则和要求应符合下列规定。

3.1.9.1 结构安全等级为一、二级的防波堤和结构安全等级为一级的护岸结构应进行波浪模型试验验证。

3.1.9.2 结构安全等级为二级的护岸结构宜进行波浪模型试验验证。

3.1.9.3 当波浪、水流或地形等条件比较复杂时,应进行三维整体或局部整体物理模型试验。

3.1.9.4 物理模型试验验证应按不规则波作用为主的原则进行,主要验证结构各部位的稳定性、量测直立堤和斜坡堤或护岸上部挡浪墙的波压力分布、堤顶越浪情况及堤后再生波的波高等。

3.1.9.5 对防护要求高的防波堤和护岸还应测试波浪爬高及越浪量,必要时应考虑风的影响。

3.1.10 防波堤与护岸工程设计应遵守下列原则:

- (1) 根据海岸、河岸水动力作用特点进行防护设计;
- (2) 有利于岸滩稳定;
- (3) 减少波能集中,避免与相邻构筑物的连接处形成薄弱点;
- (4) 与邻近地区建筑物和环境相协调;
- (5) 满足环境保护要求;
- (6) 易于修复和加固。

3.1.11 防波堤与护岸设计应包括下列主要内容:

- (1) 确定建筑物的设计标准、安全等级和设计使用年限;
- (2) 选择合理、可行的设计方案,确定结构主尺度;
- (3) 进行结构承载能力和正常使用极限状态设计及构造设计;当有防渗要求时,进行防渗设计;
- (4) 模型试验验证内容和要求;
- (5) 耐久性设计;
- (6) 原型观测设计;
- (7) 使用和维护要求。

3.1.12 防波堤与护岸的设计标准应包括设计水位标准、设计波浪标准、允许越浪量标准、抗震设防标准等。除特殊情况或有特殊要求时,防波堤和护岸设计水位标准和设计波浪标准应根据建筑物的结构安全等级按照现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)的有关规定确定。抗震设防标准应根据建筑物的结构安全等级按照现行行业标准《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)的有关规定确定。

3.1.13 防波堤与护岸所用石料应符合下列规定。

3.1.13.1 石料应不成片状,无严重风化和裂纹。

3.1.13.2 单轴饱和极限抗压强度,对于护面块石和需要进行夯实的基床块石不应低于 50MPa,对于垫层块石和不进行夯实的基床块石不应低于 30MPa。

3.1.13.3 对堤心石和填料可根据具体情况适当降低要求。

3.1.14 防波堤与护岸常用石料的分类和加工要求可按表 3.1.14 确定。

表 3.1.14 常用石料的分类和加工要求

序号	类别名称	形状	加工要求	规格尺寸	用途
1	开山石混合料	形状不规则的块状	用爆破法直接开采	单块质量为 10kg ~ 100kg 或 800kg 以下混合级配	抛填
2	二片石	形状不规则的块状小粒径	用爆破法直接开采出,经筛选	粒径为 80mm ~ 150mm	整平
3	砌筑块石	至少具有一个平面的块状石	用爆破法或裂劈法直接开采出,对外露面或四周稍加修凿	大致方正,厚度不小于 250mm,宽度为厚度的 1.0 ~ 1.5 倍,长度约为厚度的 1.5 ~ 4.0 倍	护坡或一般砌筑物
4	锥形块石	具有平底,形似截头锥形	采用块石按设计要求经粗琢加工	底部平面尺度不小于 100mm × 100mm,顶部尺度不限,但不可为尖形,高度与底面积之比不宜过大,且不得呈斜锥形	
5	条石	近似长方六面体	由岩体或大块石料按设计要求开劈并经粗琢加工	表面平整,长度方向顺直,各面相互垂直,长度不小于宽度的 3.0 ~ 5.0 倍	
6	粗料石	形状规则的六面体	由岩体或大块石料开劈,并经粗略修凿或经粗加工	外形方正,表面不允许凸出,凹入深度不大于 20mm,厚度不小于 200mm,宽度不小于厚度,长度不小于厚度的 1.5 倍	
7	半细料石	形状规则的六面体,或按设计要求	按设计要求经细加工	表面不允许凸出,凹入深度不大于 10mm,尺寸同粗料石	有景观等特殊要求的砌筑物
8	细料石		按设计要求经细加工	表面不允许凸出,凹入深度不大于 2mm,尺寸同粗料石	

3.1.15 防波堤与护岸混凝土构件的混凝土强度等级应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)的有关规定;钢结构的钢材强度应符合现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)的有关规定。有耐久性要求时尚应符合相关规范的规定。

3.1.16 防波堤与护岸浆砌块石结构,其石料单轴饱和极限抗压强度不应低于 50MPa;水泥砂浆的强度等级不应低于 M15,当有抗冻要求时不应低于 M20;勾缝水泥砂浆的强度等级不应低于 M20。

3.1.17 防波堤与护岸所用材料的重度、填料重度和内摩擦角的标准值宜通过试验确定。当无实测资料时,材料重度的标准值可采用表 3.1.17-1 中的数值;填料重度和内摩擦角的标准值,对无黏性填料可采用表 3.1.17-2 中的数值,对黏性填料,可根据当地经验确定。

表 3.1.17-1 材料重度标准值

材料名称	重度标准值(kN/m ³)	
	水上	水下
浆砌块石	22 ~ 25	12 ~ 15
干砌块石	20 ~ 22	10 ~ 12
混凝土	23 ~ 24	13 ~ 14
钢筋混凝土	24 ~ 25	14 ~ 15

注:当石料重度大于 26.5kN/m³时,浆砌块石的重度应适当提高。

表 3.1.17-2 无黏性填料重度和内摩擦角的标准值

填料名称	重度标准值(kN/m ³)		内摩擦角标准值(°)	
	水上(湿重度)	水下(浮重度)	水上	水下
细砂	18.0	9.0	30	28
中砂	18.0	9.5	32	32
粗砂	18.0	9.5	35	35
砾砂	18.5	10.0	36	36
碎石	17.0	11.0	38 ~ 40	38 ~ 40
煤渣	10.0 ~ 12.0	4.0 ~ 5.0	35 ~ 39	35 ~ 39
块石	17.0	10.0 ~ 11.0	45	45

注:①表中砂类土的数值适用于粒径小于 0.1mm,细颗粒含量不超过 10% 的情况,当细颗粒含量超出此范围时应通过试验测定重度和内摩擦角值;

②在回淤严重的地区,填料内摩擦角的取值应考虑回淤的影响。

3.1.18 沿计算面的摩擦系数设计值,当无实测资料时可采用表 3.1.18 中的数值。

表 3.1.18 摩擦系数设计值

材 料		摩 擦 系 数
混凝土面与混凝土面		0.55
浆砌石面与浆砌石面		0.65
墙底与抛石基床顶面	墙身为预制混凝土结构	0.60
	墙身为预制浆砌石方块结构	0.65
抛石基床底面 与地基土顶面	地基为细砂—粗砂	0.50 ~ 0.60
	地基为粉砂	0.40
	地基为砂质粉土	0.35 ~ 0.50
	地基为黏土、粉质黏土	0.30 ~ 0.45

注:①混凝土或浆砌石的胸墙与有预埋露头块石的卸荷板之间、混凝土胸墙与有伸出露头钢筋的预制件之间摩擦系数可采用 1.0;

②当地基为抛石体时,抛石基床底面的摩擦系数可根据地基密实情况确定,有夯实处理时可取 0.85,无夯实处理时可取 0.75;当基床底面难以避免落淤时,抛石基床底面与抛石体之间的摩擦系数可适当降低。

3.1.19 防波堤与护岸工程设计应根据其结构型式、堤前水深、波浪、水流以及岸线冲淤

特征等,计算并分析堤前底质的冲淤变化,综合确定护底结构和尺度。

3.1.20 施工过程中未成型的防波堤与护岸,应根据实际情况采取相应的防护措施。必要时,应进行模型试验研究确定。

3.1.21 下列情况下,应对防波堤与护岸结构进行检测与评估,并根据检测与评估结果进行必要的修复或改造设计:

- (1)防波堤与护岸达到或超过设计使用年限需继续使用;
- (2)改变防波堤与护岸的使用功能和使用条件;
- (3)出现影响防波堤与护岸安全和使用的非正常变形、变位、裂缝、破损和耐久性损伤等;
- (4)防波堤与护岸因地震、台风等重大自然灾害或偶发事故受损;
- (5)钢材或混凝土劣化导致结构明显损坏;
- (6)防波堤与护岸的防腐蚀措施达到或超过设计使用年限。

3.1.22 防波堤与护岸应设置一定数量的永久观测点,定期观测防波堤与护岸在施工期和使用期的沉降、水平位移等,对软土地基,在施工期宜增加孔隙水压力的观测;还应定期观测防波堤与护岸结构的破损情况和地基冲刷情况。

3.2 极限状态设计

3.2.1 防波堤与护岸结构设计采用的作用应包括永久作用、可变作用和地震作用,有特殊要求时可考虑偶然作用。作用标准值的确定应符合《港口工程荷载规范》(JTS 144-1)、《港口与航道水文规范》(JTS 145)、《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)等规范及本规范的有关规定。

3.2.2 防波堤与护岸结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计,并应符合下列规定。

3.2.2.1 承载能力极限状态设计应计算或验算防波堤与护岸的结构强度和稳定、整体稳定、地基承载力等,承载能力极限状态设计表达式应符合下式:

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3.2.2-1)$$

式中 γ_0 ——不同结构安全等级的重要性系数,可按表 3.2.2 取值;

S_d ——作用组合的效应设计值;

R_d ——抗力设计值。

表 3.2.2 不同结构安全等级的重要性系数 γ_0

结构安全等级	一级	二级	三级
重要性系数 γ_0	1.1	1.0	0.9

注:①安全等级为一级的防波堤与护岸,当对安全有特殊要求时, γ_0 可适当提高;

②自然条件复杂、维护有困难时, γ_0 可适当提高。

3.2.2.2 正常使用极限状态设计应计算或验算防波堤与护岸的构件变形、裂缝宽度和地基沉降等。正常使用极限状态设计表达式应符合下式:

$$S_d \leq C \quad (3.2.2-2)$$

式中 S_d ——作用组合的效应设计值,包括变形、裂缝宽度和沉降量等;

C ——结构规定限值,包括规定的最大容许变形、裂缝宽度和沉降量等。

3.2.3 防波堤与护岸结构设计时,应对不同设计状况的作用、环境条件和影响等进行分析。设计状况宜分为下列四种:

(1)持久状况:持续时段与设计使用年限相当的设计状况;

(2)短暂状况:在结构施工和使用过程中一定出现,而与设计使用年限相比,持续时段较短的设计状况,包括施工、维修和短期特殊使用等;

(3)地震状况:结构遭受地震作用时的设计状况;

(4)偶然状况:偶发的使结构产生异常状态的设计状况,包括非正常撞击、火灾、爆炸等。

3.2.4 根据防波堤与护岸结构的设计状况,结构设计应符合下列规定。

3.2.4.1 持久状况应进行承载能力极限状态和正常使用极限状态设计。

3.2.4.2 短暂状况应进行承载能力极限状态设计,可根据需要进行正常使用极限状态设计。

3.2.4.3 地震状况应进行承载能力极限状态设计,主体结构在出现设计的地震状况时不应丧失承载能力。

3.2.4.4 有特殊要求时,也可对偶然状况进行承载能力极限状态设计或进行防护设计。

3.2.5 防波堤与护岸结构设计时,应采用可能同时出现的作用的最不利组合。

3.3 结构选型

3.3.1 防波堤可采用斜坡式结构、直立式结构或其他结构型式。

3.3.2 护岸可采用斜坡式结构或直立式结构等型式。

3.3.3 斜坡式防波堤与护岸宜用于水深相对较浅、地基较差、砂石料来源丰富情况。

3.3.4 重力式直立堤与护岸宜用于水深相对较深、地基较好或经过处理的情况。

3.3.5 桩式直立堤与板桩护岸宜用于水深和波浪不大、砂石料来源缺乏、具备沉桩条件的情况。单排桩直立堤宜用于堤顶允许越浪的情况。

3.3.6 桩基透空堤宜用于地基软弱、水深相对较大、波高较小而波陡较大且水流和泥沙对港内水域影响不大的情况;沉箱墩式透空堤可用于增强港内外水体交换或降低口门流速、减小堤前反射及改善周围环境的情况。

3.3.7 半圆型防波堤宜用于允许堤顶越浪,且当地砂石料来源缺乏、地基较差的情况。

3.3.8 箱筒型基础防波堤宜用于地基软弱、水深和波浪相对较大,且当地砂石料来源缺乏的情况。

3.4 结构耐久性设计

3.4.1 永久性防波堤与护岸应按结构所处的环境条件、设计使用年限和结构特点等进行相应的耐久性设计。

3.4.2 防波堤与护岸混凝土结构的耐久性设计应符合现行行业标准《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)、《水运工程结构耐久性设计标准》(JTS 153)、《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTJ 275)和《水运工程混凝土质量控制标准》(JTS 202-2)的有关规定。

3.4.3 防波堤与护岸钢结构的耐久性设计应符合现行行业标准《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)、《水运工程结构耐久性设计标准》(JTS 153)和《海港工程钢结构防腐蚀技术规范》(JTS 153-3)的有关规定。

3.4.4 受冰冻作用的防波堤与护岸,应采用抗冻、抗磨损和抗撞击性能好的结构型式和材料。防波堤和外海护岸混凝土宜选用比同一地区高1级的抗冻等级或采取其他措施。

4 斜坡式防波堤设计

4.1 一般规定

4.1.1 斜坡式防波堤可采用抛石斜坡堤、抛填方块斜坡堤、袋装砂堤心斜坡堤等结构型式,护面可采用人工块体护面、块石或砌石护面等。

4.1.2 斜坡式防波堤的设计波浪重现期应采用 50 年,特殊情况或大水深、重要建筑物设计波浪重现期可采用 100 年或以上。设计波高累积频率应按表 4.1.2 采用,且设计波高均不应超过浅水极限波高。

表 4.1.2 斜坡堤设计波高累积频率

设计内容	设计波高累积频率 F
确定断面主尺度	13%
护面块石或块体稳定重量计算	13% 或 5%
护底结构稳定性验算	13%
胸墙或挡浪墙的稳定性验算和结构计算	1%

注:护面块石、块体稳定性计算,平均波高与堤前水深的比值 $\bar{H}/d \geq 0.3$ 时, F 取 13%; $\bar{H}/d < 0.3$ 时, F 取 5%。

4.2 断面型式与尺度

4.2.1 斜坡式防波堤的主要断面型式应按下列原则选定。

4.2.1.1 当护面采用抛填块石、安放块石或混凝土人工块体时,断面可采用如图 4.2.1(a)所示的型式,外侧坡脚宜设置水下抛石棱体。对随机安放的人工块体护面,也可将块体延伸至坡脚,代替抛石棱体。

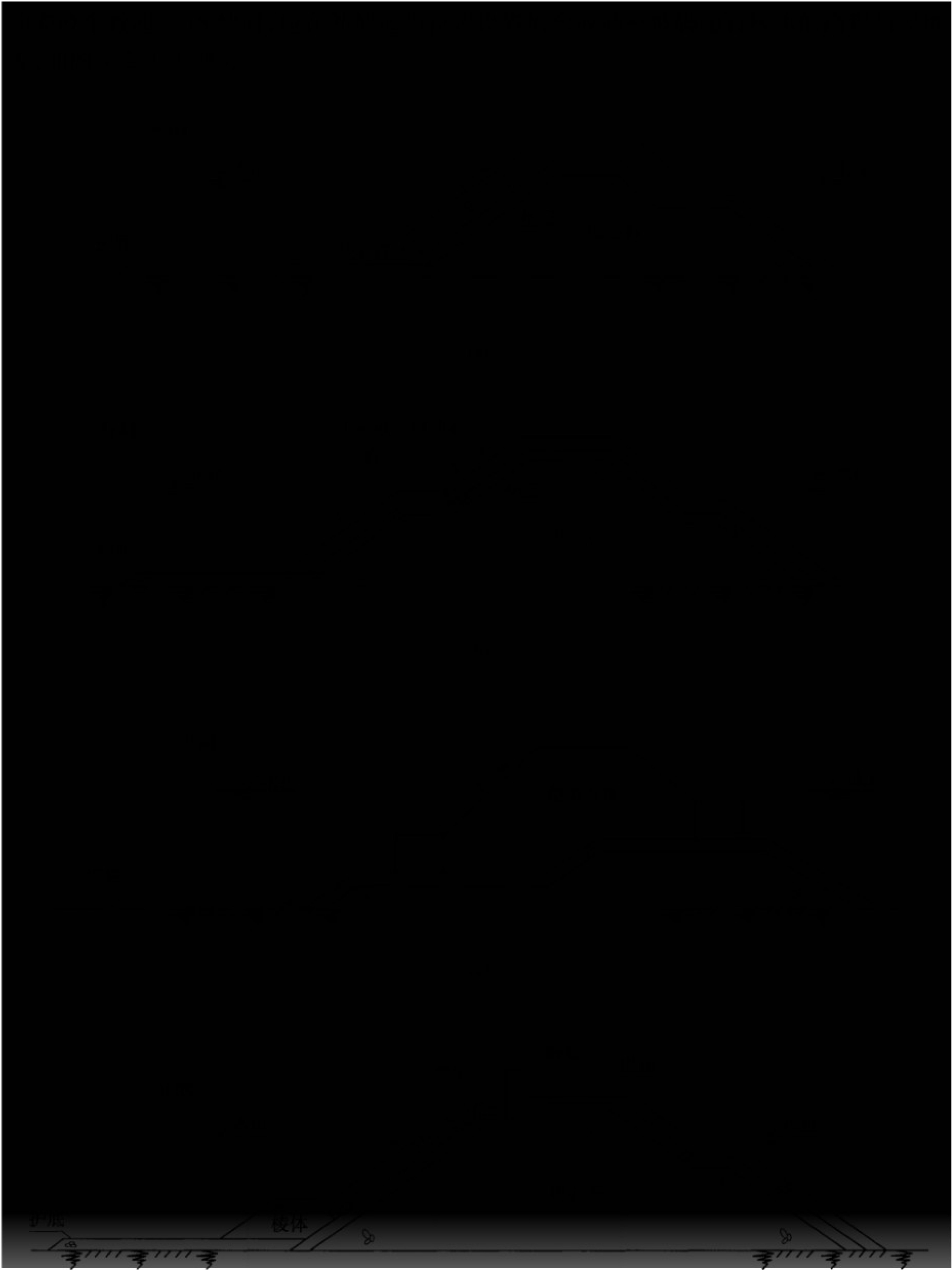
4.2.1.2 当水上部分的护面采用干砌块石、干砌条石或浆砌块石时,断面可采用如图 4.2.1(b)所示的型式,在施工水位附近应设置肩台,肩台部分可安放大块石或混凝土方块。

4.2.1.3 当现场自然条件很差、施工期波浪经常较大、石料缺乏,且有足够起重能力时,可采用抛填混凝土方块或空心方块人工块体的断面,如图 4.2.1(c)所示。

4.2.1.4 当堤顶作通道、铺设管线或堤内侧兼作码头时,宜在堤顶设置胸墙,如图 4.2.1(d)所示。胸墙的型式可采用 L 形、反 L 形和弧形等。

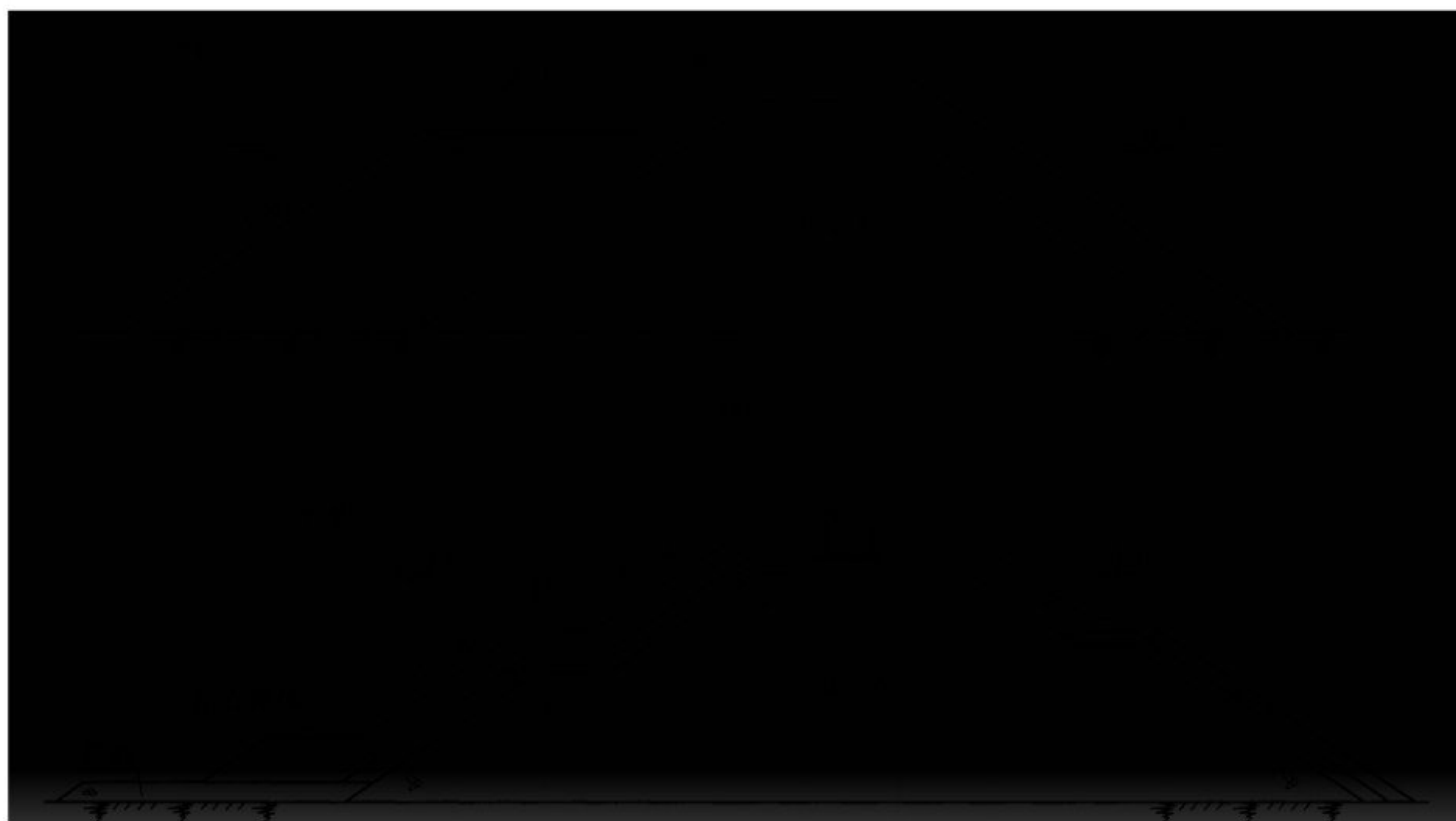
4.2.1.5 当石料来源丰富,利用块石作护坡,且采用陆上推进法施工时,可采用宽肩台抛石斜坡堤,如图 4.2.1(e)所示。

4.2.1.6 当处于较大水深或深水斜坡堤外坡采用单层扭王字块体作护面,且护面块体



(d)

图 4.2.1



(f)

图 4.2.1 斜坡堤断面型式

(a)块石或人工块体护面斜坡堤;(b)砌石护面斜坡堤;(c)抛填方块斜坡堤;(d)堤顶设胸墙的斜坡堤;(e)宽肩台斜坡堤;(f)深水斜坡堤

4.2.2 斜坡式防波堤的堤顶高程应根据使用要求,结合总体布置综合考虑确定,并应符合下列规定。

4.2.2.1 对允许越浪、顶部无胸墙的斜坡堤,堤顶高程宜定在设计高水位以上不小于 0.6 倍设计波高值处;对块石、四脚空心方块、栅栏板护面的斜坡堤堤顶高程,宜定在设计高水位以上不小于 0.7 倍设计波高值处。

4.2.2.2 对基本不越浪的斜坡堤和宽肩台抛石斜坡堤,堤顶高程宜定在设计高水位以上不小于 1.0 倍设计波高值处。

4.2.2.3 对基本不越浪、堤顶设胸墙的斜坡堤,胸墙顶高程宜定在设计高水位以上大于 1.0 倍设计波高值处。

4.2.2.4 对防护要求较高的斜坡堤,应按波浪爬高计算确定其堤顶高程,并需控制越浪量,其允许越浪量可参照第 7.2.2 条规定执行。

4.2.3 斜坡堤的堤顶宽度,可取不小于 1.10 倍设计波高值,且在构造上应至少能并列安放两排或随机安放 3 块人工块体;当有使用要求时应根据使用要求确定。对采用陆上推进法施工的斜坡堤,应考虑施工机械对顶宽的要求。

4.2.4 外侧坡脚设置水下抛石棱体的斜坡堤,棱体的顶面高程不宜高于设计低水位以下 1.0 倍设计波高值;棱体的顶面宽度和厚度,可根据堤前水深和断面尺度确定,其宽度不宜小于 2m,厚度不宜小于 1m;对深水堤其宽度不宜小于 5m,厚度不宜小于 3m。对采用

人工块体作坡脚棱体时,坡脚块体应至少保持两排且块体外侧宜采用块石护底作顶撑,其高度可取块体厚度的一半。

4.2.5 斜坡堤肩台的高程和宽度应符合下列规定。

4.2.5.1 对因施工需要而设置肩台的斜坡堤,肩台的高程应根据施工条件来确定,肩台的宽度不宜小于 2m。

4.2.5.2 对设有肩台的深水斜坡堤,肩台高程宜定在设计低水位以下不小于 0.5 倍设计波高值处,肩台的宽度应至少满足随机或规则安放 3 块人工块体。

4.2.5.3 对为减少波浪爬高而设置肩台的斜坡堤,肩台高程宜设在设计高水位上、下各 0.5 倍设计波高范围以内,宽度宜为 0.5 ~ 2.0 倍设计波高。

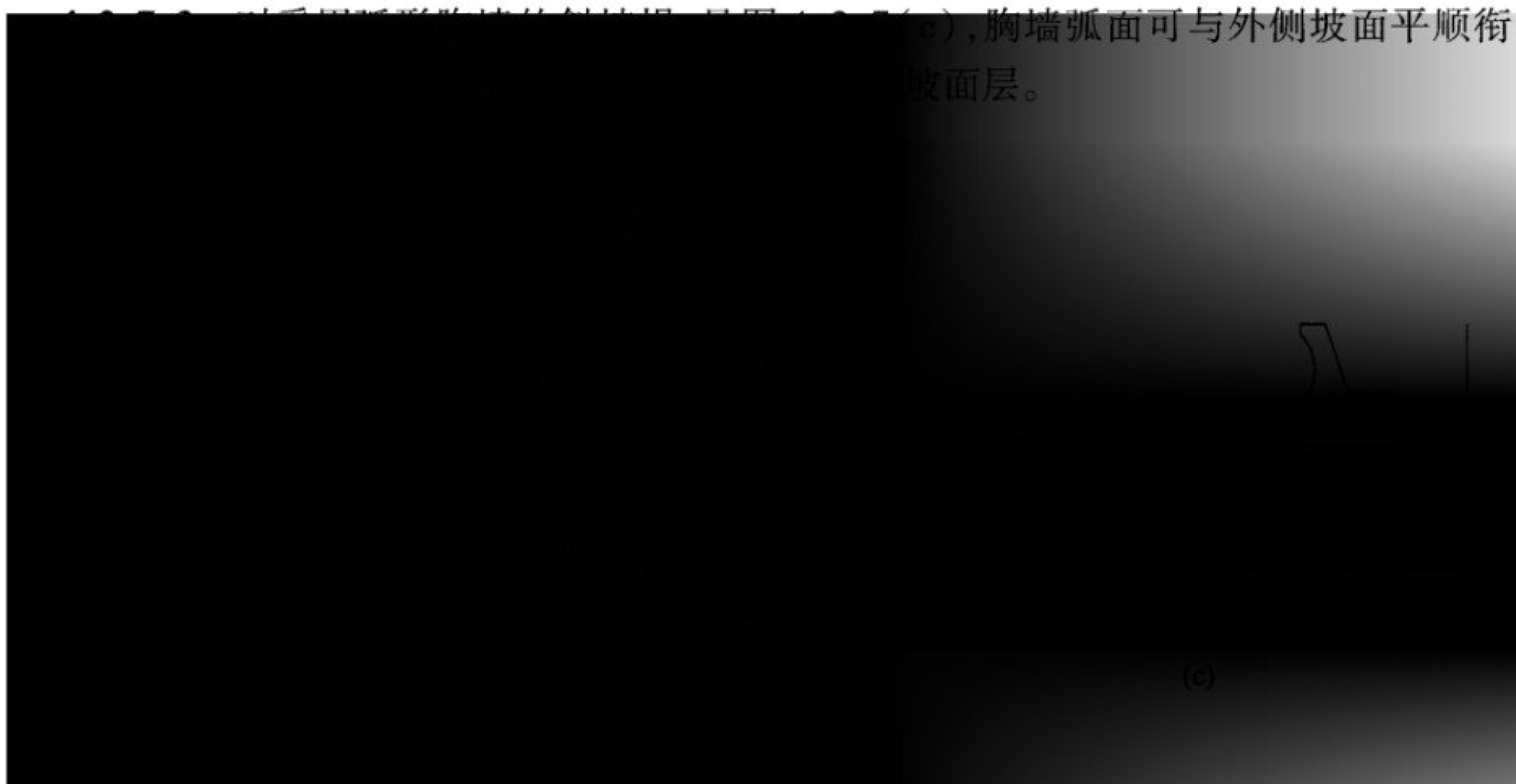
4.2.6 抛填混凝土块体的斜坡堤在设计高水位处的堤身宽度不宜小于 3 倍设计波高值。

4.2.7 堤顶设置胸墙的斜坡堤,其坡顶高程和坡肩宽度应符合下列规定。

4.2.7.1 当胸墙前的护面为块石、单层四脚空心方块或栅栏板时,见图 4.2.1(d),其坡顶高程宜定在设计高水位以上不小于 0.6 倍设计波高值处;墙前坡肩宽度不应小于 1.0m,且在构造上至少应能安放 1 排护面块体。

4.2.7.2 当胸墙前护面为随机或规则安放的人工块体(扭工字块体、扭王字块体等)时,其坡顶高程不宜低于胸墙顶高程,且墙前坡肩范围内至少应能安放两排相互钩连的人工块体,如图 4.2.7(a)和图 4.2.7(b)所示。

4.2.7.3 当采用异形块体斜坡堤,见图 4.2.7(c),胸墙弧面可与外侧坡面平顺衔接,胸墙前坡肩范围内至少应能安放两排相互钩连的异形块体坡面层。



(b)

图 4.2.7 堤顶胸墙

(a)L 形胸墙;(b)反 L 形胸墙;(c)弧形胸墙

4.2.8 宽肩台斜坡堤的肩台顶高程,可定在设计高水位以上 1.0m ~ 3.0m 处,肩台宽度宜取 2.3 ~ 2.9 倍设计波高值,且不宜小于 6.0m。

4.2.9 斜坡堤的边坡坡度可按表 4.2.9 采用。

表 4.2.9 斜坡堤边坡坡度

护面型式	坡度	护面型式	坡度
抛填或安放块石	1:1.5 ~ 1:3.0	安放人工块体	1:1.25 ~ 1:2.0
干砌或浆砌块石	1:1.5 ~ 1:2.0	抛填方块	1:1.0 ~ 1:1.25
干砌条石	1:0.8 ~ 1:2.0		

注:①对宽肩台抛石斜坡堤,肩台以上和以下的边坡坡度可分别取 1:1.5 ~ 1:3.0 和 1:1.0 ~ 1:1.5;
②对于人工块体护面时的护面坡度不宜缓于 1:1.5。

4.3 斜坡堤计算

4.3.1 斜坡式防波堤设计主要计算内容应符合下列规定。

4.3.1.1 承载能力极限状态设计应进行下列内容的计算或验算:

- (1)护面块体的稳定重量和护面层厚度;
- (2)栅栏板的强度;
- (3)堤前护底块石的稳定重量;
- (4)胸墙的强度和抗滑、抗倾稳定性;
- (5)整体稳定性。

4.3.1.2 正常使用极限状态设计应进行下列内容的计算或验算:

- (1)地基沉降;
- (2)裂缝宽度。

4.3.2 斜坡式防波堤承载能力和正常使用极限状态设计时,应以计算水位对应的设计波要素所确定的波浪力作为标准值。

4.3.3 斜坡式防波堤承载能力极限状态设计状况及相应的组合中计算水位的选取应符合下列规定。

4.3.3.1 持久组合,计算水位应分别采用设计高水位、设计低水位、极端高水位和极端低水位。

4.3.3.2 短暂组合,计算水位应分别采用设计高水位和设计低水位或施工期短暂状态下某一不利水位。

4.3.3.3 地震组合,计算水位应按现行行业标准《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)的有关规定执行。

4.3.4 斜坡式防波堤正常使用极限状态作用组合可不计算极端高水位和极端低水位时的情况。

4.3.5 斜坡式防波堤承载能力极限状态设计状况和正常使用极限状态设计状况中设计波高的选取应符合下列规定:

- (1)持久状况下极端高水位和设计高水位时,波高采用相应的设计波高;
- (2)持久状况下设计低水位时,当有推算的外海设计波浪时,按设计低水位进行波浪浅水变形分析,求出设计波高;当只有建筑物附近不分水位统计的设计波浪时,取与设计高水位时相同的设计波高但不超过低水位时的浅水极限波高;
- (3)持久状况下极端低水位时,不考虑波浪的作用;

- (4) 短暂状况,对未成型的斜坡式防波堤进行施工期复核时,波高的重现期采用2~5年;
- (5) 地震状况,在进行斜坡式防波堤整体稳定性计算时,考虑地震作用的组合,不考虑波浪的作用;
- (6) 偶然状况,有特殊要求时按相应的设计条件确定设计波浪。

4.3.6 计算堤顶胸墙抗滑和抗倾稳定性应符合下列规定。

4.3.6.1 沿墙底抗滑稳定性的承载能力极限状态设计可按下式计算:

$$\gamma_0\gamma_P P \leq (\gamma_G G - \gamma_u P_u) f + \gamma_E E_b \tag{4.3.6-1}$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;
 γ_P ——水平波浪力分项系数,按表 4.3.6 确定;
 P ——作用在胸墙海侧面上的水平波浪力标准值(kN/m);
 γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;
 G ——胸墙自重力标准值(kN/m);
 γ_u ——波浪浮托力分项系数,按表 4.3.6 确定;
 P_u ——作用在胸墙底面上的波浪浮托力标准值(kN/m);
 f ——胸墙底面摩擦系数设计值,按第 3.1.18 条确定;
 γ_E ——土压力分项系数,取 1.0;
 E_b ——胸墙底面埋深大于或等于 1m 时,内侧面地基土或填石的被动土压力(kN/m),可按有关公式计算并乘以折减系数 0.3 作为标准值。

4.3.6.2 沿墙底抗倾稳定性的承载能力极限状态设计可按下式计算:

$$\gamma_0(\gamma_P M_P + \gamma_u M_u) \leq \frac{1}{\gamma_d}(\gamma_G M_G + \gamma_E M_E) \tag{4.3.6-2}$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;
 γ_P ——水平波浪力分项系数,按表 4.3.6 确定;
 M_P ——水平波浪力的标准值对胸墙后趾的倾覆力矩(kN·m/m);
 γ_u ——波浪浮托力分项系数,按表 4.3.6 确定;
 M_u ——波浪浮托力的标准值对胸墙后趾的倾覆力矩(kN·m/m);
 γ_d ——结构系数,取 1.25;
 γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;
 M_G ——胸墙自重力标准值对胸墙后趾的稳定力矩(kN·m/m);
 γ_E ——土压力分项系数,取 1.0;
 M_E ——土压力的标准值对胸墙后趾底面的稳定力矩(kN·m/m)。

表 4.3.6 波浪力的作用分项系数 γ_P 和 γ_u

组合情况	稳定情况	水平波浪力分项系数 γ_P	波浪浮托力分项系数 γ_u
持久组合	抗滑	1.3	1.1
	抗倾	1.3	1.1
短暂组合	抗滑	1.2	1.0
	抗倾	1.2	1.0

注:对持久状况中的极端高水位组合,可采用短暂组合时的波浪力分项系数。

4.3.7 当波向线与斜坡堤纵轴线法线的夹角小于 22.5°,且堤前波浪不破碎,斜坡堤堤身外坡护面在计算水位上、下 1.0 倍设计波高之间的护面块体,单个块体的稳定重量可按式(4.3.7-1)和式(4.3.7-2)计算。对于设计波浪平均周期大于 10s 或设计波高与设计波长之比小于 1/30 的坦波,块体重量应适当加强并需进行模型试验验证。

$$W=0.1 \frac{\gamma_b H^3}{K_D (S_b - 1)^3 \cot \alpha}$$

(4.3.7-1)

$$S_b = \frac{\gamma_b}{\gamma}$$

(4.3.7-2)

式中 W ——单个块石、块体的稳定重量(t);
 γ_b ——块石、块体材料的重度(kN/m³);
 H ——设计波高(m);
 K_D ——块体稳定系数,可按表 4.3.7 确定;
 α ——斜坡与水平面的夹角(°);
 γ ——水的重度(kN/m³)。

表 4.3.7 稳定系数 K_D

护面型式		护面块体容许失稳率 n (%)	K_D
护面块体	构造型式		
块石	抛填 2 层	1 ~ 2	4.0
	安放 1 层	0 ~ 1	5.5
方块	随机安放	1 ~ 2	—
四脚锥体	随机安放 2 层	0 ~ 1	8.5
四脚空心方块	规则安放 1 层	0	14
扭工字块体	随机安放 2 层	0	15 ~ 18
	规则安放 2 层		
扭王字块体	随机安放 1 层	0	15 ~ 18
	规则安放 1 层		

注:①规则安放扭工字、扭王字块体的构造型式,块体应置于斜坡堤外坡肩台以上;
②对情况特殊、现场自然条件复杂时, K_D 值应取小值。

4.3.8 对斜向波当波向线与斜坡堤纵轴线法线的夹角大于 22.5°时,护面采用块石和四脚空心方块的稳定重量可适当折减,按附录 A 确定。

4.3.9 宽肩台斜坡堤护面块石的重量,可取抛填块石稳定重量的 1/20 ~ 1/5,粒径级配 D_{85}/D_{15} 可取 1.25 ~ 2.25。

4.3.10 四脚锥体、四脚空心方块、扭工字块体和扭王字块体的形状和尺寸可按附录 B 确定。

4.3.11 各种护面块体的稳定重量、人工块体的个数和混凝土量可按附录 C 确定。护面块体的种类和规格应尽可能少,同一种类块体重量的级差不宜小于 1t;采用扭工字和扭王字块体的最小重量不宜小于 2t。当设计波高大于 4m 时,不宜选用四脚空心方块和栅栏

板护面型式。

4.3.12 斜坡堤干砌块石、浆砌块石和干砌条石护面层应按厚度控制,其厚度应按下列规定确定。

4.3.12.1 干砌块石、浆砌块石护面层的厚度可按下列公式计算:

$$h=1.3\frac{\gamma}{\gamma_b-\gamma}H(K_{md}+K_{\delta})\frac{\sqrt{m^2+1}}{m}\tag{4.3.12-1}$$

$$m=\cot\alpha\tag{4.3.12-2}$$

式中 h ——护面层厚度(m);
 γ ——水的重度(kN/m³);
 γ_b ——护面块石的重度(kN/m³);
 H ——设计波高(m), $d/L\geq 0.125$ 时采用 $H_{4\%}$, $d/L<0.125$ 时采用 $H_{13\%}$, d 和 L 分别为堤前水深(m)和设计波长(m);
 K_{md} ——与 m 值和 d/H 值有关的系数,按表 4.3.12-1 确定;
 K_{δ} ——波坦系数,按表 4.3.12-2 确定;
 m ——坡度系数;
 α ——斜坡与水平面的夹角(°)。

表 4.3.12-1 系 数 K_{md}

d/H	m		
	1.5	2.0	3.0
1.5	0.311	0.238	0.130
2.0	0.258	0.180	0.087
2.5	0.242	0.164	0.076
3.0	0.235	0.156	0.070
3.5	0.229	0.151	0.067
4.0	0.226	0.147	0.065

表 4.3.12-2 系 数 K_{δ}

L/H	10	15	20	25
K_{δ}	0.081	0.122	0.162	0.202

4.3.12.2 对 $d/H=1.7\sim 3.3$ 和 $L/H=12\sim 25$ 的情况,干砌条石护面层厚度可按下式计算:

$$h=0.744\frac{\gamma}{\gamma_b-\gamma}\frac{\sqrt{m^2+1}}{m+A}\left(0.476+0.157\frac{d}{H}\right)H\tag{4.3.12-3}$$

式中 h ——干砌条石护面层厚度,即条石长度(m);
 γ ——水的重度(kN/m³);
 γ_b ——护面条石的重度(kN/m³);
 m ——坡度系数,取 0.8~1.5;

A ——系数,斜缝干砌可取 1.2,平缝干砌可取 0.85;

d ——堤前水深(m);

H 、 L ——分别为设计波高(m)和计算波长(m)。

4.3.12.3 对满足第 4.3.12.2 款的情况,且坡度系数为 2~3 的加糙干砌条石护面,其厚度也可按式(4.3.12-1)计算,但应乘以折减系数。当平面加糙度为 25% 时,条石凸起高度宜取条石计算厚度的 1/3,折减系数可取为 0.85。

4.3.13 一般斜坡堤,当外坡水下抛石棱体的顶面高程在设计低水位以下 1.0 倍设计波高值时,棱体的块石重量可取按式(4.3.7-1)计算的块石重量的 0.3~0.4 倍。

4.3.14 对外坡设有肩台的深水斜坡堤,当肩台顶面高程在设计低水位以下 1.5 倍设计波高值处以上时,肩台上下护面宜采用同一类型和规格的人工块体;当肩台顶面高程在设计低水位以下 1.5 倍设计波高值处以下时,肩台以下护面的块体重量可采用不小于肩台以上护面块体重量的 0.5 倍。

4.3.15 对外坡护面为随机安放人工块体时的垫层块石重量可取按式(4.3.7-1)确定的块体重量的 1/20~1/10;对规则安放的护面块体其下垫层块石重量可适当减小至 1/20~1/40。对于四脚空心方块和栅栏板护面,其垫层块石规格应按不小于护面结构的空隙尺度确定。

4.3.16 内坡护面块体的重量应符合下列规定。

4.3.16.1 当堤顶高程按第 4.2.2.1 款确定时,从堤顶到设计低水位以下 0.5~1.0 倍设计波高之间的内坡护面块体重量,应与外坡护面的块体重量相同;其下的内坡护面块体,宜采用与外坡护面垫层相同重量的块石,但不应小于 150kg~200kg,且应按堤内侧波浪进行复核。

4.3.16.2 当堤顶高程按第 4.2.2.2 款~第 4.2.2.4 款确定时,内坡护面应采用堤内侧波浪并按第 4.3.7 条的相关规定进行计算,且不宜小于外坡护面垫层块石的重量。

4.3.17 堤顶块体的重量宜与外坡块体相同。当堤顶高程在设计高水位以上不足 0.2 倍设计波高值时,其重量不应小于外坡护面块体重量的 1.5 倍。

4.3.18 斜坡堤堤头部分的块体重量,可按式(4.3.7-1)计算堤身块重的结果增加不少于 30%;对位于波浪破碎区的堤身和堤头的块体重量,均应相应再增加不少于 25%,必要时可通过模型试验确定。

4.3.19 当斜坡堤采用栅栏板护面时,栅栏板的平面尺度、厚度及波压强度设计值应符合下列规定。

4.3.19.1 栅栏板的平面形状宜采用长方形(图 4.3.19),其长边沿斜坡方向布置,短边沿堤轴线方向布置。栅栏板的平面尺度与设计波高的关系可按下列公式计算:

$$a_0 = 1.25H \quad (4.3.19-1)$$

$$b_0 = 1.0H \quad (4.3.19-2)$$

式中 a_0 ——栅栏板长边尺度(m);

H ——设计波高(m),取 $H_{13\%}$;

b_0 ——栅栏板短边尺度(m)。

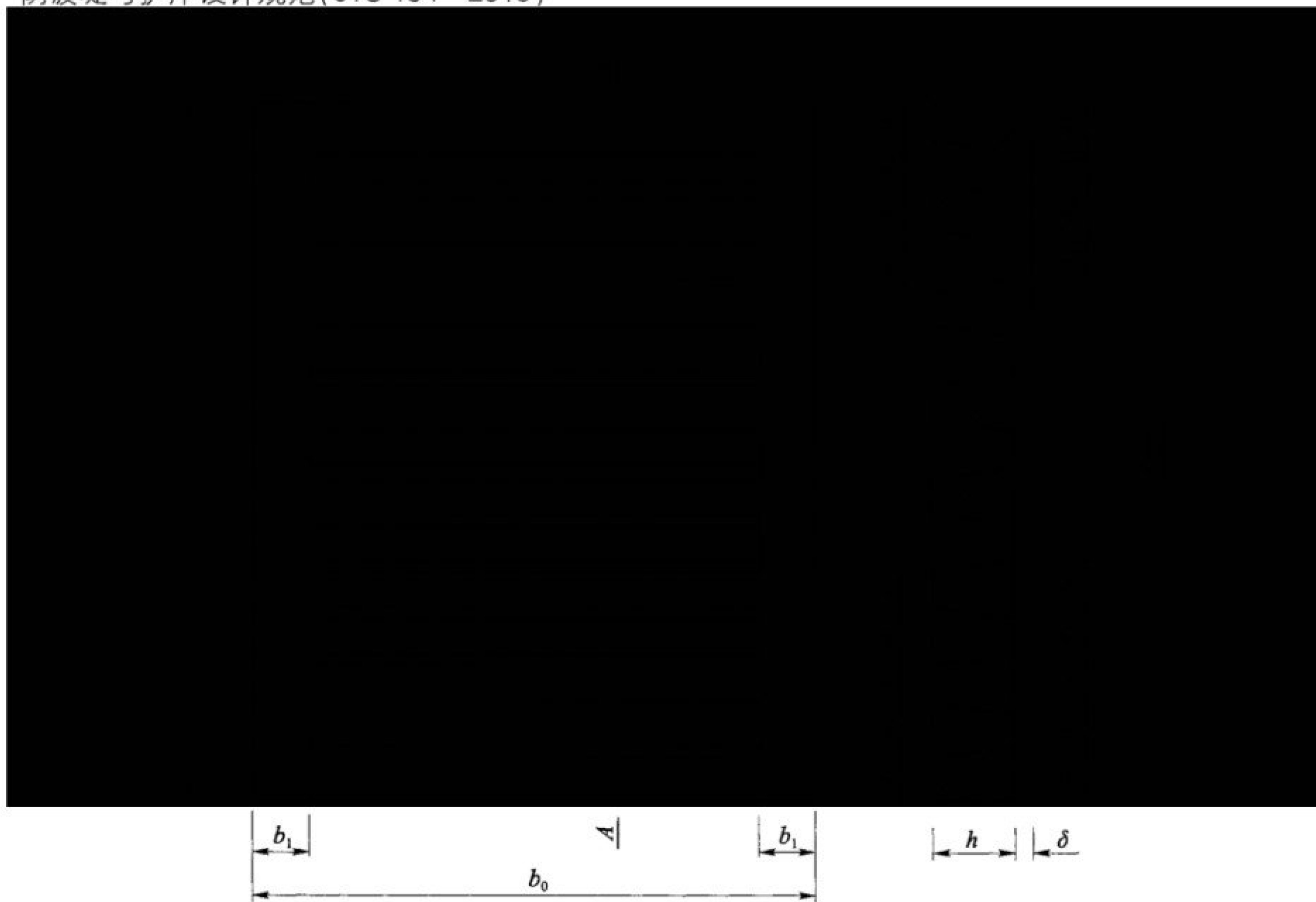


图 4.3.19 栅栏板结构图

4.3.19.2 栅栏板的细部尺度可按下列公式计算：

$$a_1 = \frac{a_0}{15} - \frac{h}{16} \quad (4.3.19-3)$$

$$a_2 = \frac{a_0}{15} + \frac{h}{16} \quad (4.3.19-4)$$

$$a_3 = \frac{a_0}{15} - \frac{h}{8} \quad (4.3.19-5)$$

$$a_4 = \frac{a_0}{15} + \frac{h}{8} \quad (4.3.19-6)$$

$$b_1 = 0.1 b_0 \quad (4.3.19-7)$$

$$\delta \geq 0.1 \quad (4.3.19-8)$$

式中 $a_1, a_2, a_3, a_4, b_1, \delta$ ——栅栏板细部尺度(m)；

a_0 ——栅栏板长边尺度(m)；

h ——栅栏板的厚度(m)；

b_0 ——栅栏板短边尺度(m)。

4.3.19.3 当需调整栅栏板的平面尺度时,长边与短边的比值保持不变,当短边增加或减少 1m 时,厚度可相应减少或增加 0.05m。

4.3.19.4 当斜坡堤的坡度系数为 1.5 ~ 2.5 时,栅栏板的厚度可按下列公式计算：

$$h = 0.235 \frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma} \frac{0.61 + 0.13d/H}{m^{0.27}} H \quad (4.3.19-9)$$

式中 h ——栅栏板的厚度(m);
 γ ——水的重度(kN/m^3);
 γ_b ——栅栏板的重度(kN/m^3);
 d ——堤前水深(m);
 H ——设计波高(m),取 $H_{13\%}$;
 m ——坡度系数。

4.3.19.5 作用于栅栏板面上的最大正向波压强设计值可按式计算:

$$p_M = 0.85\gamma H \quad (4.3.19-10)$$

式中 p_M ——作用于栅栏板面上的最大正向波压强(kPa);
 γ ——水的重度(kN/m^3);
 H ——设计波高(m),取 $H_{13\%}$ 。

4.3.20 斜坡堤护面层厚度、人工块体个数、混凝土量可按下列公式计算:

(1) 护面层厚度:

$$h = n'c \left(\frac{W}{0.1\gamma_b} \right)^{1/3} \quad (4.3.20-1)$$

式中 h ——护面层厚度(m);
 n' ——块石或人工块体层数;
 c ——块体形状系数,按表 4.3.20 确定;
 W ——单个块体的稳定重量(t),按第 4.3.7 条确定;
 γ_b ——护面块石、块体的重度(kN/m^3)。

(2) 人工块体个数:

$$N = An'c(1 - P') \left(\frac{0.1\gamma_b}{W} \right)^{2/3} \quad (4.3.20-2)$$

式中 N ——人工块体个数;
 A ——垂直于厚度的护面层平均面积(m^2);
 n' ——护面块体层数;
 c ——块体形状系数,按表 4.3.20 确定;
 P' ——护面层的空隙率(%),按表 4.3.20 确定;
 γ_b ——护面块体的重度(kN/m^3);
 W ——单个块体的稳定重量(t)。

(3) 人工块体混凝土量:

$$Q = N \frac{W}{0.1\gamma_b} \quad (4.3.20-3)$$

式中 Q ——人工块体混凝土量(m^3);
 N ——人工块体个数;
 W ——单个块体的稳定重量(t);
 γ_b ——护面块体的重度(kN/m^3)。

表 4.3.20 块体形状系数 c 和护面块体空隙率 P'

护面块体	构造型式	c	$P'(\%)$	说 明
块石	抛填 2 层	1.0	40	—
	立放 1 层	1.3 ~ 1.4	—	—
四脚锥体	安放 2 层	1.0	50	—
扭工字块体	安放 2 层	1.2	60	随机安放
		1.0	60	规则安放
扭王字块体	安放 1 层	1.3	50	随机安放
		1.3	40	规则安放

4.3.21 扭王字块体护面层的厚度可近似取其块体高度的 0.9 倍。斜坡堤护面的块石垫层厚度不应小于按式(4.3.20-1)计算的两层块石的厚度。

4.3.22 斜坡堤前最大波浪底流速可按下式计算：

$$V_{\max} = \frac{\pi H}{\sqrt{\frac{\pi L}{g} \sinh \frac{4\pi d}{L}}}$$

(4.3.22)

式中 V_{\max} ——斜坡堤前最大波浪底流速(m/s)；
 H ——设计波高(m)；
 L ——计算波长(m)；
 g ——重力加速度,取 9.81m/s²；
 d ——堤前水深(m)。

4.3.23 建于可冲刷地基上的斜坡堤,堤前防护宽度的确定应符合下列规定。

4.3.23.1 斜坡堤前的防护宽度不应小于 0.25 倍波长,防护宽度为设计水位与坡面交线至坡脚前护底边缘的距离;当有水流共同作用时防护宽度应适当加宽。

4.3.23.2 坡脚前的护底宽度,堤身段不应小于 5m,堤头段不应小于 10m;对深水防波堤,护底宽度应适当加宽。

4.3.23.3 对建于沙质海底上的斜坡堤,防护宽度可按附录 D 进行复核,必要时可采用物模试验进行验证。

4.3.24 护底块石的稳定重量,可根据堤前最大波浪底流速按表 4.3.24 确定。

表 4.3.24 堤前护底块石的稳定重量

堤前最大波浪底流速 $V_{\max}(\text{m/s})$	护底块石稳定重量 $W(\text{kg})$	堤前最大波浪底流速 $V_{\max}(\text{m/s})$	护底块石稳定重量 $W(\text{kg})$
2.0 ~ 2.5	60 ~ 100	3.6 ~ 4.0	300 ~ 400
2.6 ~ 3.0	100 ~ 200	4.1 ~ 4.5	400 ~ 600
3.1 ~ 3.5	200 ~ 300	4.6 ~ 5.0	600 ~ 800

注:①对于破碎波区的堤前护底块石的重量宜适当加大;
②对有水流共同作用时的堤前护底块石重量宜适当加大。

4.3.25 斜坡堤顶部胸墙稳定性的验算应符合下列规定。

4.3.25.1 当胸墙前有块体或块石掩护且掩护的宽度至少为两排,高度形成全掩护时(如图 4.2.7(a)、(b)所示),作用在胸墙上的水平波浪力和波浪浮托力可乘以折减系数 0.6~0.7。

4.3.25.2 当胸墙埋入堤顶的深度大于 1m 时,可计入填石的有利作用。

4.3.26 斜坡堤整体稳定和地基沉降计算应按照现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定执行;整体稳定性计算时,可不计波浪的作用。预留沉降量可根据地基沉降计算结果、工程经验和实际情况确定。

4.3.27 斜坡堤的软基处理应符合下列规定。

4.3.27.1 当地基表层为淤泥且厚度较小时,可采用抛石挤淤法。

4.3.27.2 当淤泥厚度小于 5m 时,可采用开挖换填、铺设水平排水砂垫层、排水砂被及土工织物加筋垫层等方法进行处理。排水砂垫层的厚度可取 1m~2m,宽度应大于堤底宽度。

4.3.27.3 当软土层较厚时,可采用排水固结法、置换法或爆炸排淤法等进行处理。

4.4 斜坡堤构造

4.4.1 斜坡堤堤心材料应符合下列规定。

4.4.1.1 斜坡堤堤心的填料,应根据现场条件因地制宜选用。斜坡堤堤心石的填料可采用 10kg~100kg 块石,也可采用开山石混合料;对石料来源缺乏的地区,可采用袋装砂土等代用材料。

4.4.1.2 对袋装砂堤心斜坡堤,其袋装砂堤心结构的设计应按现行行业标准《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239)的有关规定执行。

4.4.1.3 开山石填料的重量可采用 300kg 以下,对深水斜坡堤可采用 800kg 以下,开山石应有适当的级配。1kg~10kg 的块石和 1kg 以下的颗粒含量均应小于 10%。

4.4.2 对建于可冲刷地基上的斜坡堤,其坡脚前护底结构的确定应符合下列规定。

4.4.2.1 根据堤前波浪产生底流速度和沿堤流速,护底结构可采用抛石护底或土工织物软体排等型式。

4.4.2.2 护底块石可采用两层,厚度不宜小于 0.5m。对砂质海底,在护底块石层下宜设置厚度不小于 0.3m 的碎石层或土工织物滤层。

4.4.2.3 当堤前冲刷流速小于 2m/s 时可采用土工砂肋软体排;大于 2m/s 时可采用联锁块软体排。

4.4.3 可冲刷地基上的斜坡堤,护面块体或水下棱体的大块石均应抛置于厚度不小于 0.5m 的小块石垫层或土工织物软体排上。

4.4.4 对建于岩基上的斜坡式防波堤,宜在岩基上开槽或做凸坎,作为护面块体的支撑。对于单层护面块体,开槽深度或凸坎高度不宜小于 2/3 护面块体高度。

4.4.5 对采用随机或规则安放人工块体护面的斜坡堤,其护面层的构造应符合下列规定。

4.4.5.1 当采用随机安放两层扭工字块体时,在波浪作用范围内的上层块体应有60%以上保持垂直杆件在堤坡下方,水平杆件在堤坡上方的形式,见图4.4.5-1。

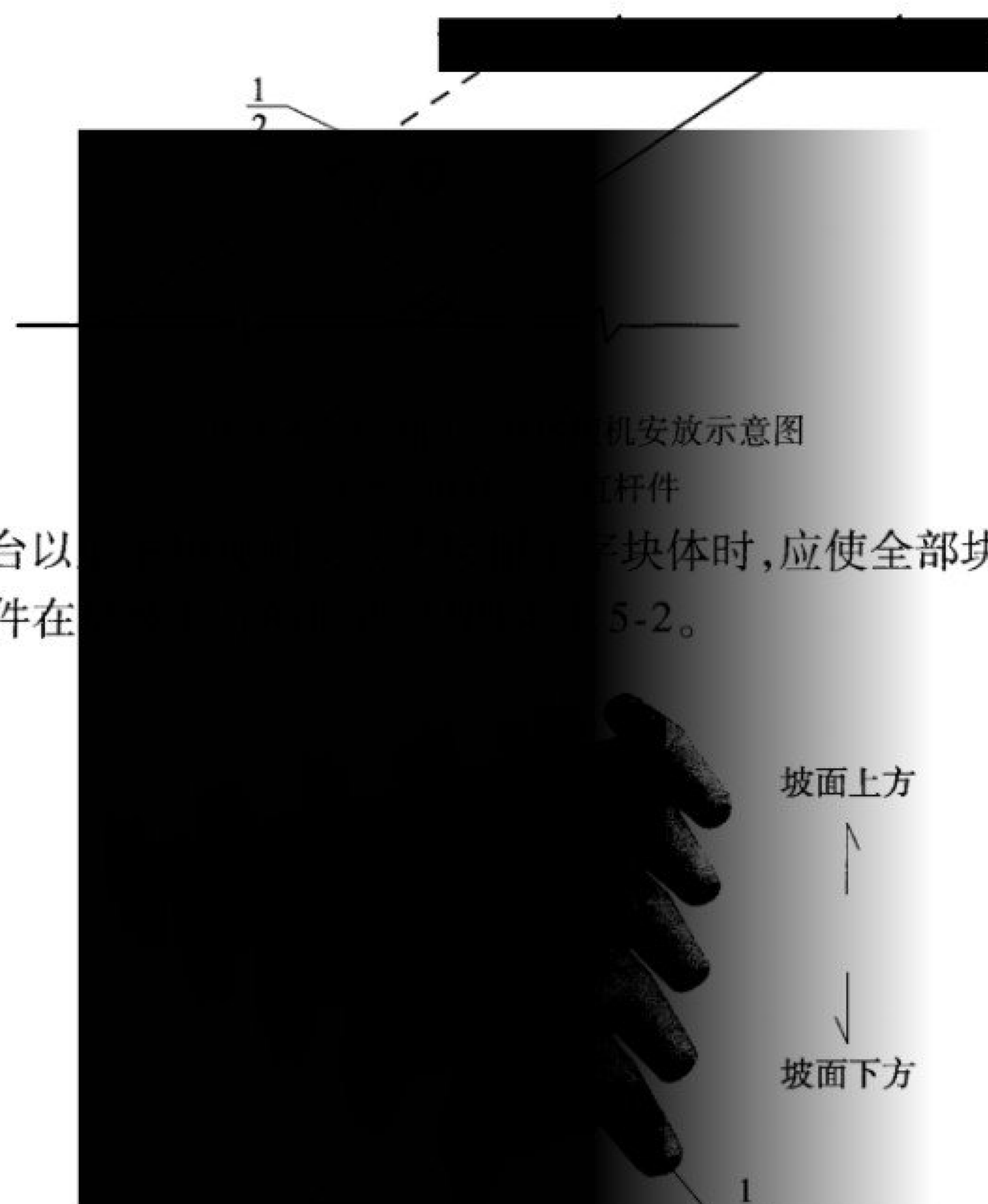


图4.4.5-2 扭工字块体规则安放示意图

1-水平杆件;2-垂直杆件

4.4.5.3 当采用随机安放1层扭王字块体时,相邻块体的摆向不宜相同,且应保证相邻块体的勾联。坡肩转角部位的块体应保证勾联嵌固;坡肩块体与胸墙要保持紧密接触,否则需采取相应措施。

4.4.5.4 当肩台以上采用规则安放扭王字块体时,应使全部块体保持两垂直杆件一端在堤坡下方,中间杆件一端在堤坡上方的形式,顺坡向上依次叠压摆放。

4.4.6 当扭工字块体重量大于20t、扭王字块体和四脚锥体重量大于40t时,应采取适当加强措施。

4.4.7 浆砌块石护面层应设置纵、横变形缝和排水孔。变形缝的纵向间距可取5m~10m,横向间距可取5m。排水孔的纵、横向间距可取2m,孔径不宜小于100mm。

4.4.8 斜坡堤顶部胸墙应设置变形缝。变形缝的间距应根据气温、结构型式、地基条件等因素确定,可取5m~15m。变形缝的宽度可取20mm~40mm。

4.4.9 斜坡堤堤头段的构造应符合下列规定。

4.4.9.1 堤头段的长度可采用15m~30m;深水斜坡堤堤头段长度不宜小于堤身高度值的2倍。

4.4.9.2 当有缩窄口门宽度的要求时,斜坡堤的堤头段可采用直立式结构。

4.4.9.3 堤头段护面块体的重量应大于堤身外坡护面块体重量,应符合第 4.3.18 条的要求,也可将堤头段的内外坡度适当放缓。

4.4.9.4 堤头段的护底结构应较堤身适当加强。

4.4.10 斜坡堤特殊情况时的构造处理应符合下列规定。

4.4.10.1 斜坡堤段与直立堤段的连接处,结构应采取加强措施。

4.4.10.2 当堤根段出现波能集中时,堤根段和相邻的海岸段应采取加强措施。

4.4.10.3 当堤轴线向外拐折形成凹角,或堤轴线向内拐折形成尖凸角时,应采取加强措施。其加强范围不宜小于拐折位置两侧各 1 倍设计波长值。

4.5 抛石潜堤设计

4.5.1 抛石潜堤或低顶堤可用于允许有较大越浪量、堤后允许产生较大的次生波或不以防浪作为主要功能的情况。

4.5.2 抛石潜堤的传递波高可按下式计算:

$$H_t = K_t H \quad (4.5.1)$$

式中 H_t ——堤后的传递波高(m);

K_t ——传递波高系数,可按表 4.5.2 采用;

H ——堤前设计波高(m)。

表 4.5.2 潜堤传递波高系数

h_c/H	K_t
$-2.0 < h_c/H < -1.13$	0.80
$-1.13 < h_c/H < 1.2$	$0.46 - 0.3(h_c/H)$
$1.2 < h_c/H < 2.0$	0.10

注: h_c 为堤顶在计算水位以上的高度(m),潜堤时 h_c 为负值。

4.5.3 抛石潜堤护面块石的稳定重量,宜由模型试验确定。当潜堤顶宽大于 1 倍设计波高且外坡的坡度系数为 1.5~2.0 时,可按下列公式计算:

$$W' = 0.1 \gamma_b \left(\frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma} \right)^3 \frac{H^2 L_p}{N_D^3} \quad (4.5.3-1)$$

$$T_p = 1.21 \bar{T} \quad (4.5.3-2)$$

$$L_p = \frac{g T_p^2}{2\pi} \operatorname{th} \frac{2\pi d}{L_p} \quad (4.5.3-3)$$

$$N_D = 5.95 - \frac{1}{0.14} \ln \left(\frac{d + h_c}{d} \right) \quad (4.5.3-4)$$

式中 W' ——潜堤护面块石的稳定重量(t);

γ_b ——块石的重度(kN/m^3);

γ ——水的重度(kN/m^3);

H ——堤前设计波高(m);

L_p ——与谱峰周期相应的波长(m)；

N_D ——潜堤护面块石的稳定系数；

T_p ——谱峰周期(s)；

\bar{T} ——波浪平均周期(s)；

d ——堤前水深(m)；

h_c ——堤顶在计算水位以上的高度(m)。

4.5.4 当潜堤顶部位于计算水位下0.5倍波高以内时,护面块石稳定重量不应小于相同条件下出水堤的护面块石稳定重量,并应通过模型试验确定。

5 直立式防波堤设计

5.1 一般规定

- 5.1.1 直立式防波堤可采用重力式直立堤和桩式直立堤等结构型式。
- 5.1.2 重力式直立堤可采用正砌方块直立堤、矩形沉箱直立堤、削角直立堤、开孔沉箱直立堤、坐床式圆筒直立堤等型式。
- 5.1.3 深水直立堤应避免墙前产生近破波。
- 5.1.4 直立式防波堤的设计波浪重现期应采用 50 年,特殊情况或大水深、重要建筑物设计波浪重现期应采用 100 年或以上。设计波高累积频率应按表 5.1.4 采用,且设计波高均不应超过浅水极限波高。

表 5.1.4 直立堤设计波高累积频率

设计内容	设计波高累积频率 F
确定断面主尺度	1%
波浪力计算	1%
抗倾和抗滑稳定性验算	1%
明基床护肩、护坡、护底结构稳定性验算	5%

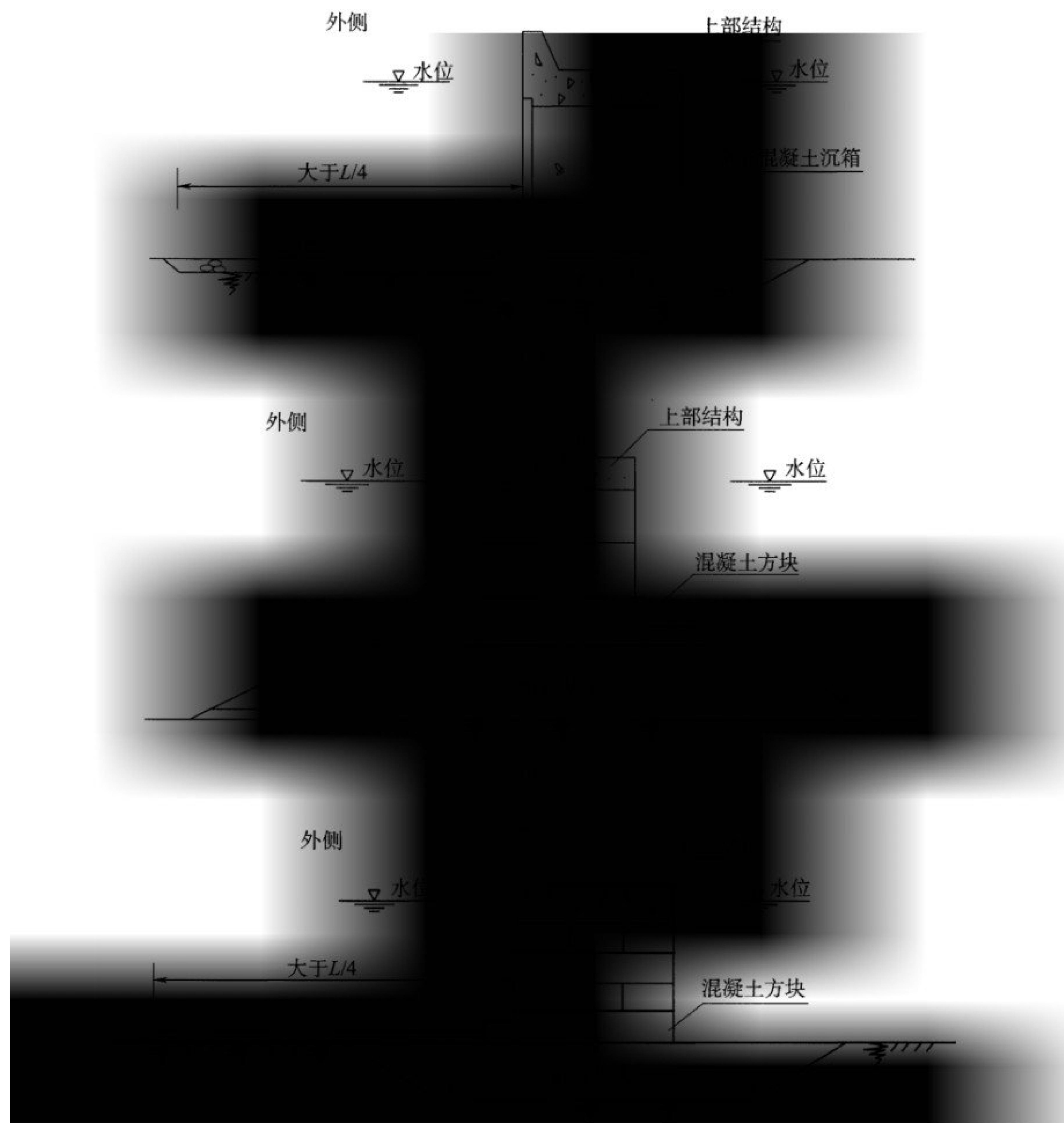
5.2 断面型式与尺度

- 5.2.1 重力式直立堤的断面型式的选定应符合下列规定。
- 5.2.1.1 矩形沉箱和正砌方块直立堤,其墙身可采用钢筋混凝土沉箱或开孔沉箱、混凝土方块或空心方块;上部结构可采用现浇或整体预制安装混凝土结构,堤前应根据需要设置护底结构,如图 5.2.1(a)~(c)所示。
- 5.2.1.2 堤前产生破碎波冲击压力,或需对已有直立堤加固修复时,可采用墙前抛筑块体的水平混合式直立堤,如图 5.2.1(d)所示。
- 5.2.1.3 对深水直立堤,堤身主体宜采用钢筋混凝土沉箱;明基床护肩、护坡宜采用随机安放的人工块体,如图 5.2.1(e)所示。
- 5.2.2 重力式直立堤的堤顶高程应根据使用要求,结合总体布置综合考虑确定,并应符合下列规定。
- 5.2.2.1 对允许越浪的直立堤,宜定在设计高水位以上不小于 0.6 倍设计波高值处;上部结构为削角型式的直立堤,宜定在设计高水位以上不小于 0.7 倍设计波高值处。
- 5.2.2.2 对基本不越浪的直立堤,宜定在设计高水位以上不小于 1.0 倍设计波高值处;上部结构为削角型式的直立堤,宜定在设计高水位以上不小于 1.25 倍设计波高值处。

5.2.2.3 对防护要求较高的直立堤,其允许越浪量的控制标准可参照第 7.2.2 条规定执行。

5.2.3 重力式直立堤墙身的顶高程,宜高出施工水位不少于 0.3m。

5.2.4 重力式直立堤明基床外肩和内肩的宽度,可分别取墙身计算宽度的 0.6 和 0.4 倍。对于高基床直立堤,其外肩宽度通过模型试验验证可适当减少。明基床的边坡坡度,外侧可采用 1:2 ~ 1:3,内侧可采用 1:1.5 ~ 1:2.0。暗基床底宽不宜小于直立堤墙底宽度加两倍的基床厚度。



(c)

图 5.2.1

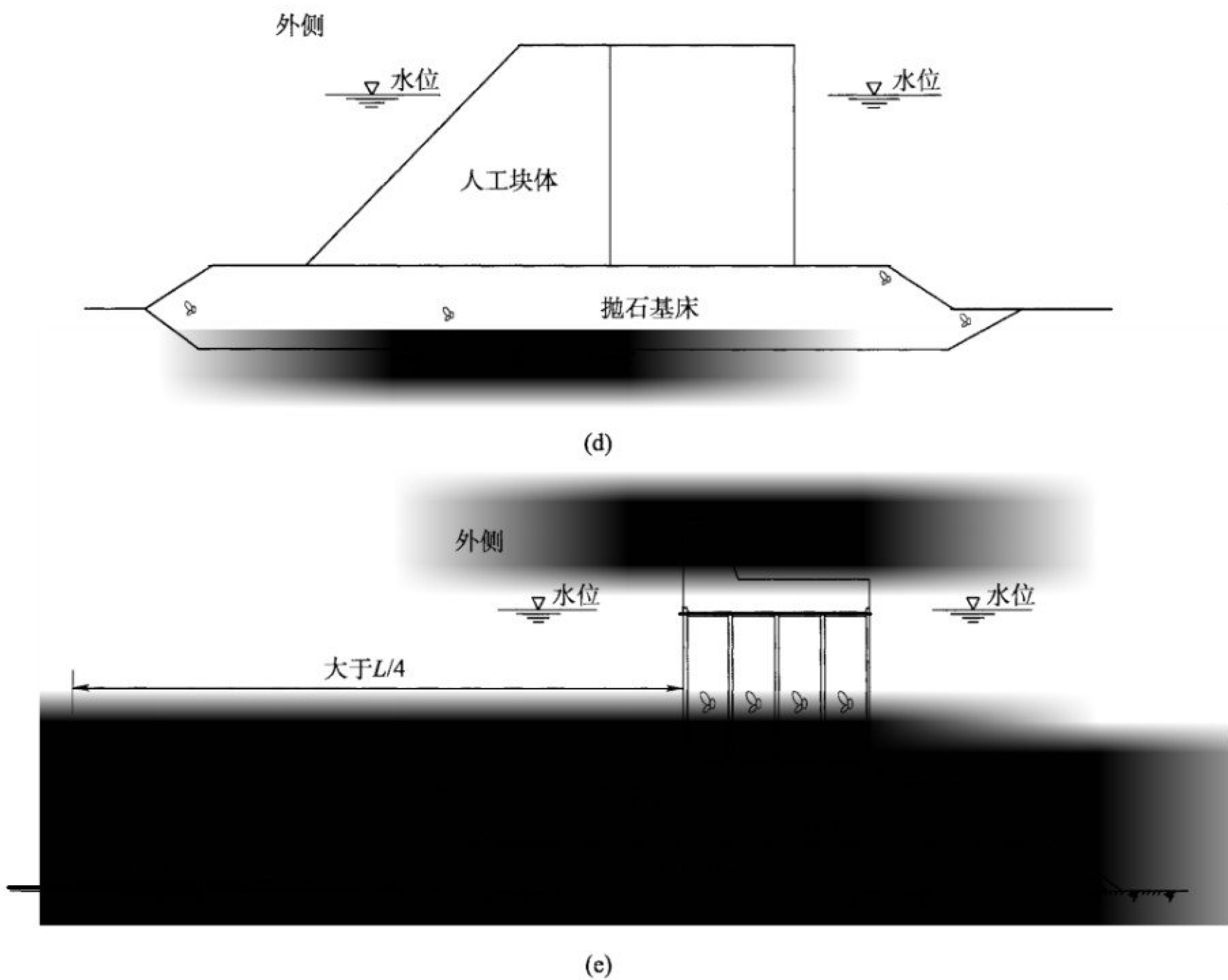


图 5.2.1 重力式直立堤断面型式

(a) 沉箱式直立堤; (b) 削角方块直立堤; (c) 正砌方块直立堤; (d) 水平混合式直立堤; (e) 深水直立堤

5.2.5 在非岩石地基上的重力式直立堤抛石基床厚度应由计算确定,且黏性土地基时抛石基床的厚度不应小于1.5m,砂性土地基时不应小于0.7m 并应在抛石基床下设置0.3m 的碎石垫层。在岩石地基上的抛石基床,厚度不应小于0.5m。对深水直立堤,抛石基床的厚度应适当加大。

5.3 重力式直立堤计算

5.3.1 重力式直立堤设计主要计算内容应符合下列规定。

5.3.1.1 承载能力极限状态设计应进行下列内容的计算或验算:

- (1) 对堤底和堤身各水平缝及齿缝计算面前趾或后踵的抗倾稳定性;
- (2) 沿堤底和堤身各水平缝的抗滑稳定性;
- (3) 沿基床底面的抗滑稳定性;
- (4) 基床和地基承载力;
- (5) 整体稳定性;
- (6) 构件的强度;
- (7) 明基床的护肩块石和堤前护底块石的稳定重量。

5.3.1.2 正常使用极限状态设计应进行下列内容的计算或验算:

- (1)地基沉降;
- (2)裂缝宽度。

5.3.2 重力式直立堤承载能力和正常使用极限状态设计,应以计算水位对应的设计波要素所确定的波浪力作为标准值。波浪力的计算应按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)的相关规定执行;当远破波斜向作用时,波浪力可按附录 A 确定。

5.3.3 重力式直立堤承载能力极限状态各设计状况及相应的组合中计算水位的选取应符合下列规定。

5.3.3.1 持久组合,计算水位应分别采用设计高水位、设计低水位、极端高水位和极端低水位。

5.3.3.2 短暂组合,计算水位应分别采用设计高水位和设计低水位或施工期短暂状态下某一不利水位。

5.3.3.3 地震组合,计算水位应按现行行业标准《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)的有关规定执行。

5.3.3.4 当设计高水位堤前波态为立波,而在设计低水位已为破碎波时,应对设计高水位与设计低水位之间可能产生最大波浪力的水位情况进行计算。

5.3.4 重力式直立堤正常使用极限状态作用组合可不计算极端高水位和极端低水位时的情况。

5.3.5 重力式直立堤承载能力和正常使用极限状态各设计状况及相应的组合中设计波高的选取应符合下列规定:

- (1)持久状况下极端高水位和设计高水位时,波高采用相应的设计波高;
- (2)持久状况下设计低水位时,当有推算的外海设计波浪时,按设计低水位进行波浪浅水变形分析,求出堤前的设计波高;当只有建筑物附近不分水位统计的设计波浪时,取与设计高水位时相同的设计波高,但不超过低水位时的浅水极限波高;
- (3)持久状况下极端低水位时,不考虑波浪的作用;
- (4)短暂状况,对未成型的重力式直立堤进行施工期复核时,波高的重现期采用 5 ~ 10 年;
- (5)地震状况,不考虑波浪与地震作用的组合;
- (6)偶然状况,有特殊要求时按相应的设计条件确定设计波浪。

5.3.6 重力式直立堤对堤底和堤身各个水平缝及齿缝计算面前趾或后踵(如图 5.3.6 中的 *abcd* 缝)的抗倾稳定性可按下式验算:

$$\gamma_0(\gamma_P M_P + \gamma_u M_u) \leq \frac{1}{\gamma_d} \gamma_G M_G \quad (5.3.6)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;

γ_P ——水平波浪力的分项系数,按表 5.3.6 确定;

M_P ——水平波浪力的标准值波峰作用时对计算面后踵或波谷作用时对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m/m);

- γ_u ——波浪浮托力的分项系数,按表 5.3.6 确定;
- M_u ——波浪浮托力的标准值波峰作用时对计算面后踵或波谷作用时对计算面前趾的倾覆力矩($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$);
- γ_d ——结构系数,取 1.25;
- γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;
- M_G ——堤身自重力的标准值波峰作用时对计算面后踵或波谷作用时对计算面前趾的稳定力矩($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)。

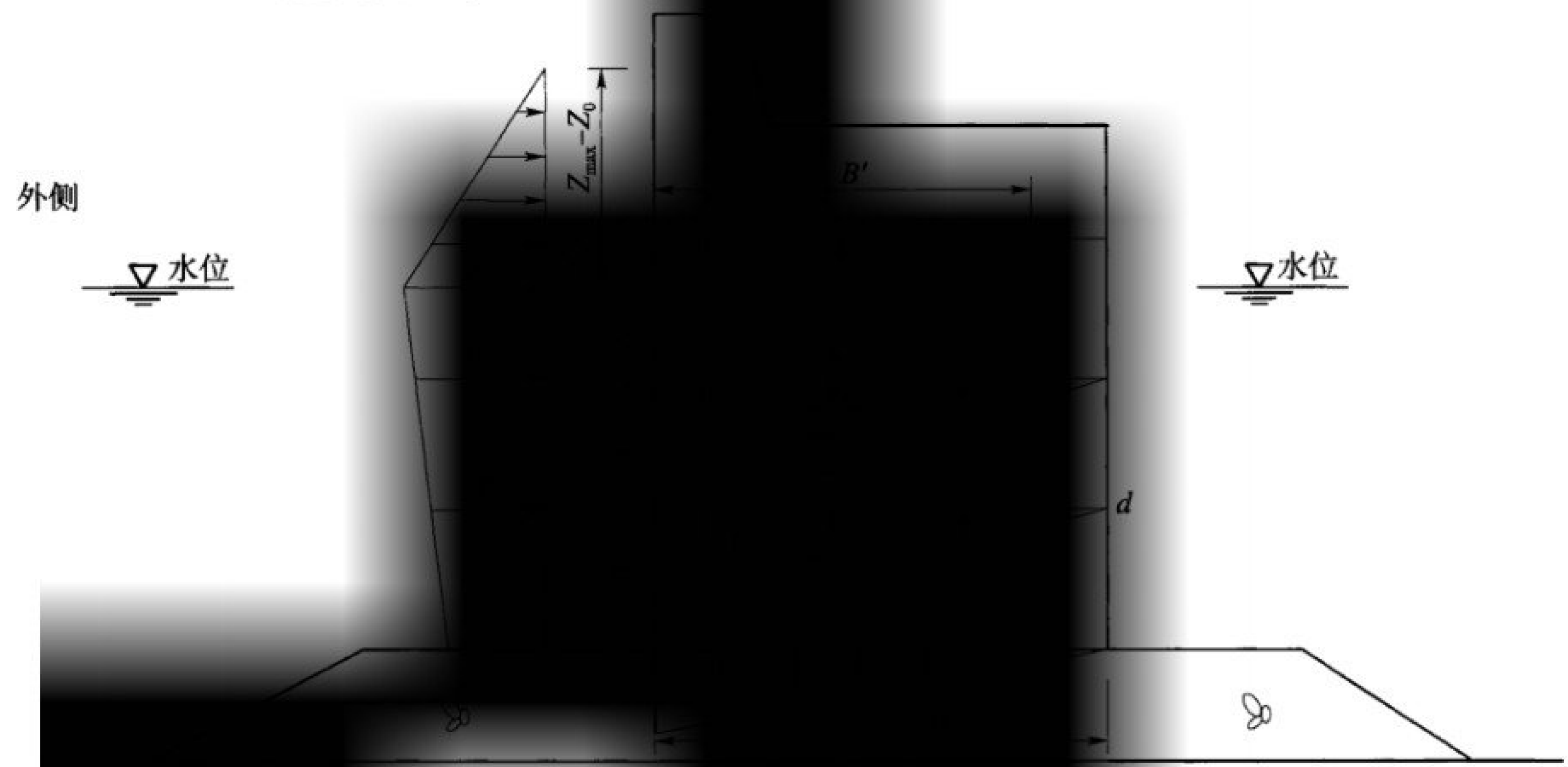


图 5.3.6

B' ——堤身有效作用宽度(m); $Z_{\max} - Z_0$ ——波峰在静水面以上的高度(m); Z_0 ——上部结构底面在静水面以上的高度(m); p_1 、 p_2 、 p_3 、 p'_1 、 p'_2 、 p'_3 ——波压强标准值(kN/m^2)

表 5.3.6 波浪力的分项系数 γ_P 和 γ_u

组 合 情 况	γ_P	γ_u
持久组合	1.3	1.3
短暂组合	1.2	1.2

注:对持久状况中的极端高水位组合,可采用短暂组合时的波浪力分项系数。

5.3.7 重力式直立堤沿堤底和堤身各水平缝及齿缝的波浪压力分布(图 5.3.6)可按下列方法确定:

(1)作用在整体式或装配整体式上部结构底面波浪浮托力的有效作用宽度,按下式计算:

$$B' = B \frac{Z_{\max} - Z_0}{Z_{\max}} \tag{5.3.7}$$

- 式中 B' ——有效作用宽度(m);
- B ——堤身宽度(m);
- Z_{\max} ——波峰在静水面以上的高度(m);

Z_0 ——上部结构底面在静水面以上的高度(m)。

(2)波浪浮托力标准值沿有效作用宽度作为三角形分布,其最大压强等于同一高程处的水平波浪力标准值;

(3)波峰作用时水下部分方块缝中的波浪浮托力标准值,沿堤身宽度作为三角形分布,其最大压强等于同一高程处的水平波浪力标准值;图 5.3.6 中作用在 bc 缝上的水平波浪力标准值,对 b 、 c 点分别采用同一点的浮托力标准值, b 、 c 两点间作为直线分布;

(4)波谷作用时水下部分方块缝中的波浪浮托力,按波峰作用时相同的原则进行计算;

(5)堤底面上的波浪浮托力,根据堤前波浪形态,按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)中的有关公式计算。

5.3.8 重力式直立堤沿堤底和堤身各水平缝的抗滑稳定性可按式验算:

$$\gamma_0 \gamma_P P \leq (\gamma_G G - \gamma_u P_u) f \quad (5.3.8)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;

γ_P ——水平波浪力的分项系数,按表 5.3.6 确定;

P ——计算面以上的水平波浪力标准值(kN/m);

γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;

G ——作用在计算面上的堤身自重力标准值(kN/m);

γ_u ——波浪浮托力的分项系数,按表 5.3.6 确定;

P_u ——作用在计算面上的波浪浮托力标准值(kN/m);

f ——沿计算面的摩擦系数设计值,按表 3.1.18 确定。

5.3.9 重力式直立堤沿基床底面的抗滑稳定性验算,应按下列方法确定。

5.3.9.1 对明基床(图 5.3.9-1),沿滑动面 ABD 的抗滑稳定性可按式(5.3.9-1)验算。当基床宽度较大时,应考虑在基床内部滑动(图 5.3.9-2)的可能性。

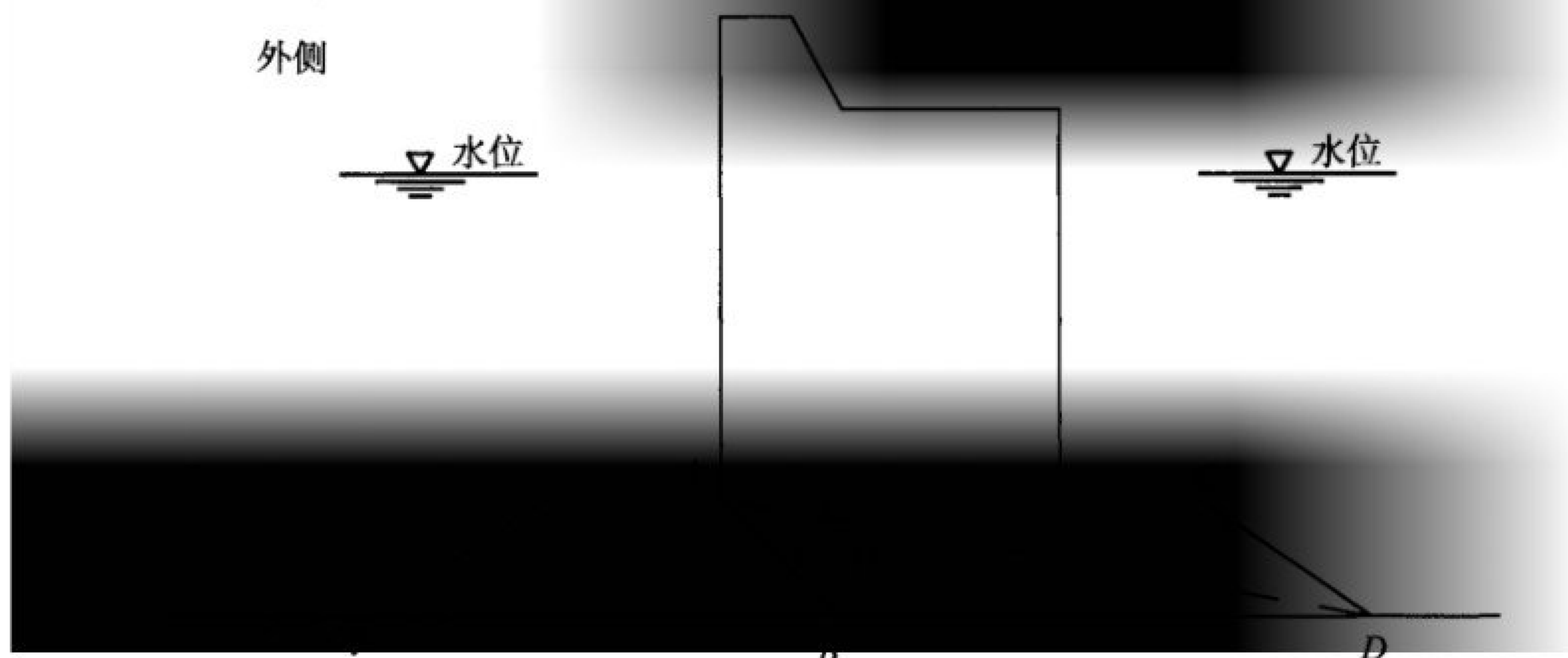


图 5.3.9-1 明基床滑动面示意图

$$\gamma_0 \gamma_P P \leq [\gamma_G (G + g_1) - \gamma_u P_u] f \quad (5.3.9-1)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;

γ_P ——水平波浪力的分项系数,按表 5.3.6 确定;

P ——堤底面以上的水平波浪力标准值(kN/m);

γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;

G ——作用在堤底面上的堤身自重力标准值(kN/m);

g_1 ——ABDC 间基床的水下自重力标准值(kN/m);

γ_u ——波浪浮托力的分项系数,按表 5.3.6 确定;

P_u ——作用在堤底面上的波浪浮托力标准值(kN/m);

f ——抛石基床与地基土间的摩擦系数设计值,按表 3.1.18 确定。

5.3.9.2 对暗基床(图 5.3.9-2),沿滑动面 ABDE 的抗滑稳定性可按式(5.3.9.2)验算。

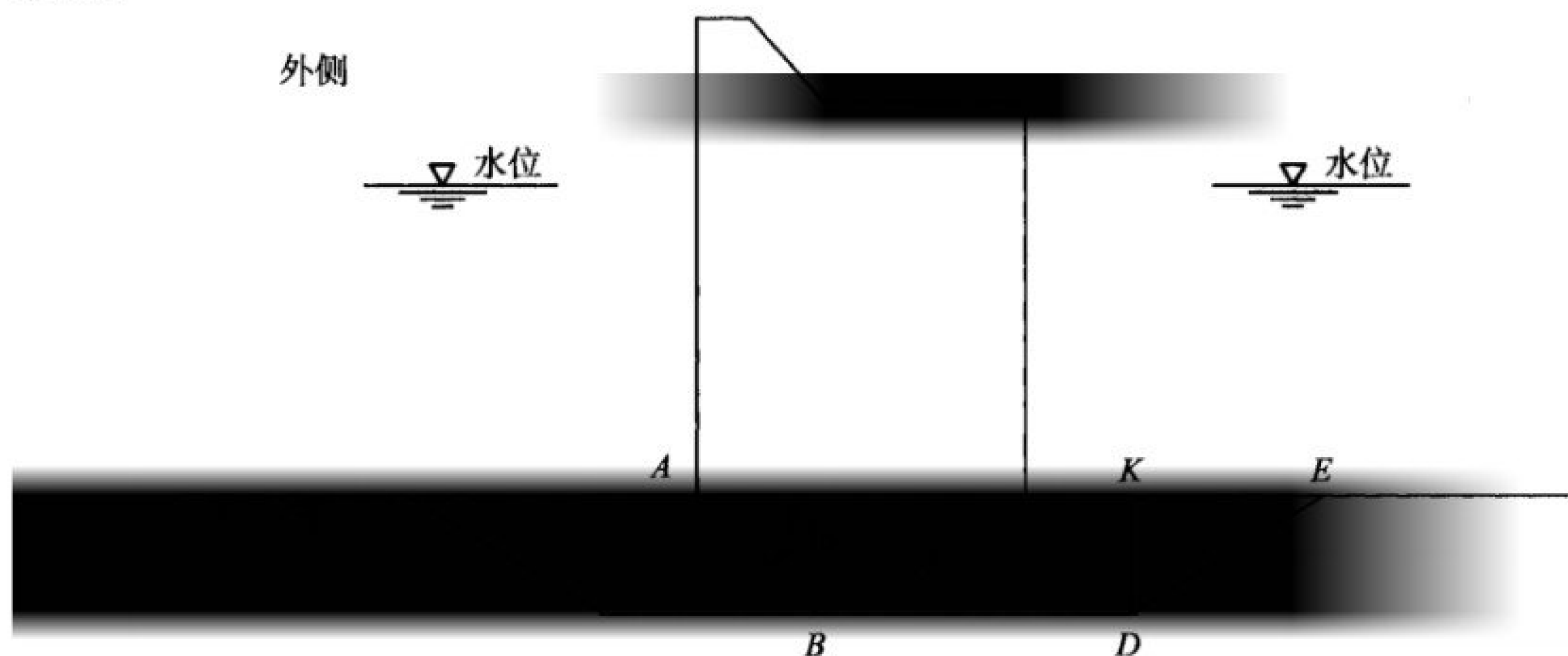


图 5.3.9-2 暗基床滑动面示意图

$$\gamma_0 \gamma_P P \leq [\gamma_G (G + g_2) - \gamma_u P_u] f + \gamma_E E_b \quad (5.3.9-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;

γ_P ——水平波浪力的分项系数,按表 5.3.6 确定;

P ——堤底面以上的水平波浪力标准值(kN/m);

γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;

G ——作用在堤底面上的堤身自重力标准值(kN/m);

g_2 ——ABDK 间基床的水下自重力标准值(kN/m);

γ_u ——波浪浮托力的分项系数,按表 5.3.6 确定;

P_u ——作用在堤底面上的波浪浮托力标准值(kN/m);

f ——抛石基床与地基土间的摩擦系数设计值,按表 3.1.18 确定;

γ_E ——土压力的分项系数,取 1.0;

E_b ——KD 面地基土的被动土压力(kN/m),可按有关公式计算并乘以折减系数 0.3 作为标准值,当基床较薄或地基土层较弱时,可忽略不计。

5.3.10 重力式直立堤基床承载力计算应符合下列规定。

5.3.10.1 基床承载力验算应符合下式要求:

$$\gamma_0 \gamma_\sigma \sigma_{\max} \leq \sigma_r \quad (5.3.10-1)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;

γ_σ ——基床顶面最大应力分项系数,取 1.0;

σ_{\max} ——基床顶面最大应力标准值(kPa)；

σ_r ——基床承载力设计值,可取 600kPa,有充分论证时可适当提高,但不应大于 800kPa。

5.3.10.2 基床顶面应力标准值可按下列公式计算:

(1) 当 $\xi \geq B/3$ 时,

$$\sigma_{\max} \text{ 或 } \sigma_{\min} = \frac{G'}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (5.3.10-2)$$

$$G' = G - P_u \quad (5.3.10-3)$$

$$e = \frac{B}{2} - \xi \quad (5.3.10-4)$$

$$\xi = \frac{M_G - (M_P + M_u)}{G'} \quad (5.3.10-5)$$

(2) 当 $\xi < B/3$ 时,

$$\sigma_{\max} = \frac{2G'}{3\xi} \quad (5.3.10-6)$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad (5.3.10-7)$$

式中 σ_{\max} 、 σ_{\min} ——基床顶面的最大或最小应力(kPa)；

B ——堤底宽度(m)；

e ——堤底面合力作用点的偏心距(m)；

G ——作用在堤底面上的堤身自重力标准值(kN/m)；

P_u ——作用在堤底面上的波浪浮托力标准值(kN/m)；

ξ ——在堤底面上,波峰作用时合力作用点至后踵或波谷作用时合力作用点至前趾的距离(m)；

M_G ——堤身自重力的标准值波峰作用时对计算面后踵或波谷作用时对计算面前趾的稳定力矩(kN·m/m)；

M_P ——水平波浪力的标准值波峰作用时对计算面后踵或波谷作用时对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m/m)；

M_u ——波浪浮托力的标准值波峰作用时对计算面后踵或波谷作用时对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m/m)。

5.3.11 在重力式直立堤的堤底面上,波峰作用时合力作用点至后踵和波谷作用时合力作用点至前趾的距离,不应小于堤底宽度的 1/4。

5.3.12 计算重力式直立堤地基应力时,基床底面应力应按下列公式计算:

$$\sigma'_{\max} = \frac{B_1 \sigma_{\max}}{B_1 + 2t} + \gamma_b t \quad (5.3.12-1)$$

$$\sigma'_{\min} = \frac{B_1 \sigma_{\min}}{B_1 + 2t} + \gamma_b t \quad (5.3.12-2)$$

$$e' = \frac{(B_1 + 2t)(\sigma'_{\max} - \sigma'_{\min})}{6(\sigma'_{\max} + \sigma'_{\min})} \quad (5.3.12-3)$$

$$B_1 = \begin{cases} B, & \text{当 } \xi \geq \frac{B}{3} \text{ 时} \\ 3\xi, & \text{当 } \xi < \frac{B}{3} \text{ 时} \end{cases} \quad (5.3.12-4)$$

式中 σ'_{\max} 、 σ'_{\min} ——基床底面的最大和最小应力(kPa);
 σ_{\max} 、 σ_{\min} ——基床顶面的最大和最小应力(kPa);
 t ——基床厚度(m);
 γ_b ——基床块石的重度(kN/m³);
 e' ——抛石基床底面合力作用点的偏心距(m);
 B ——堤底宽度(m);
 ξ ——在堤底面上,波峰作用时合力作用点至后踵或波谷作用时合力作用点至前趾的距离(m)。

5.3.13 非岩基上的重力式直立堤的地基承载力和整体稳定性计算应按现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定执行。地基承载力和整体稳定性计算应计入波浪力的作用。重力式直立堤构件的承载力计算等应按码头设计的有关规定执行。

5.3.14 重力式直立堤地基沉降计算应按现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定执行,可不考虑由于水平力引起的沉降值。

5.3.15 重力式直立堤断面的平均沉降量,沉箱结构不宜超过 350mm,方块结构不宜超过 300mm;对深水直立堤,断面的平均沉降量可适当放宽。

5.3.16 重力式直立堤明基床的基肩和坡面块体的稳定重量可按附录 E 确定。

5.3.17 重力式直立堤前护底块石的稳定重量可根据堤前最大波浪底流速按表 4.3.24 确定。堤前最大波浪底流速计算应符合下列规定。

5.3.17.1 堤前波态为立波时,最大波浪底流速可按下式计算:

$$V_{\max} = \frac{2\pi H}{\sqrt{\frac{\pi L}{g} \sinh \frac{4\pi d}{L}}} \quad (5.3.17-1)$$

式中 V_{\max} ——最大波浪底流速(m/s);
 H ——设计波高(m);
 L ——波长(m);
 g ——重力加速度,取 9.81m/s²;
 d ——堤前水深(m)。

5.3.17.2 堤前波态为远破波时,最大波浪底流速可按下式计算:

$$V_{\max} = 0.33 \sqrt{g(H+d)} \quad (5.3.17-2)$$

式中 V_{\max} ——最大波浪底流速(m/s);
 g ——重力加速度,取 9.81m/s²;
 H ——设计波高(m);

d ——堤前水深(m)。

5.3.17.3 堤前波态为近破波时,最大波浪底流速可按式(4.3.22)计算,但设计波高应采用 $H_{5\%}$,且不超过极限波高。

5.3.18 建于可冲刷地基上的直立堤,堤前防护宽度应根据海底土质、波浪要素、水流强度确定,并应符合下列规定。

5.3.18.1 直立堤墙前的防护宽度应大于0.25倍波长,防护宽度为设计水位与直墙面交线至基床前护底边缘的距离;当有水流共同作用或远破波作用时防护宽度应适当加宽。

5.3.18.2 基床前护底层的宽度,堤身段不应小于10m,堤头段不应小于15m;对深水防波堤,护底层的宽度应适当加宽。

5.3.18.3 对建于沙质海底上的直立堤,防护宽度可按附录F进行复核,必要时可采用物模试验进行验证。

5.4 直立堤构造

5.4.1 重力式直立堤抛石基床宜采用10kg~100kg的块石;基床厚度较大时,顶面3m以下可采用300kg以下的开山石,开山石中1kg以下的颗粒含量不得超过5%。基床可采用重锤分层夯实,也可采用爆夯进行密实处理。

5.4.2 重力式直立堤前护底块石可采用两层,其厚度不应小于0.5m。当护底块石重量大于100kg或沙质海底时,应在护底块石层下设置不小于0.3m厚的碎石垫层或土工织物垫层。

5.4.3 重力式直立堤的上部结构应有足够的刚度和良好的整体性,并与墙身结构连接牢固。上部结构的厚度不宜小于1.0m。沉箱堤身的上部结构宜嵌入沉箱,嵌入沉箱的深度不宜小于0.3m。

5.4.4 方块直立堤混凝土方块的重量应满足稳定性要求,且不宜小于表5.4.4中的数值。当方块重量不能满足稳定性要求时,可在预留孔洞中间灌筑混凝土。

表 5.4.4 直立堤方块的最小重量

设计波高(m)	方块重量(t)	设计波高(m)	方块重量(t)
2.6~3.5	30	5.6~6.0	60
3.6~4.5	40	6.1~6.5	80
4.6~5.5	50	6.6~7.0	100

5.4.5 堤身混凝土方块,应减少其尺寸的种类。方块的长边尺寸与高度之比不应大于3.0;短边尺寸与高度之比不宜小于1.0,个别方块不应小于0.8。

5.4.6 方块直立堤当上层方块的稳定性不足或当方块墙的层数超过7层时,应预留贯通孔洞并浇筑混凝土。

5.4.7 对有抗震要求的方块直立堤应采取整体加强措施。

5.4.8 方块直立堤方块间垂直缝的宽度可采用20mm。方块间的垂直缝应互相错开,错缝的间距不应小于表5.4.8中的数值。特殊情况下,在纵剖面或每层平面上错缝间距可减少到400mm,但其数量均不得超过相应总缝数的10%。

表 5.4.8 方块错缝间距 (mm)

错缝位置	方块重量	
	≤40t	>40t
在横断面上	800	900
在纵剖面或平面上	500	600

5.4.9 沉箱直立堤沉箱间垂直缝的宽度宜采用沉箱高度的 4‰,但不宜小于 50mm,且不宜大于 100mm。沉箱间可采用平接或对接。当采用对接时,其空腔宽度可采用 0.3m ~ 0.8m。

5.4.10 沿直立堤的长度方向应设置变形缝。变形缝应做成上下垂直通缝,其宽度可采用 20mm ~ 50mm。变形缝的间距应根据气温情况、结构型式、地基条件和基床厚度等确定,方块结构可采用 10m ~ 30m,沉箱结构可利用沉箱间的垂直缝作为变形缝。

5.4.11 直立堤堤头段的构造应符合下列规定。

5.4.11.1 堤头段的长度可取堤身宽度的 1.5 ~ 2.0 倍,且不应小于 1.0 倍堤高。

5.4.11.2 堤头段明基床的边坡应比堤身段的边坡适当放缓。

5.4.11.3 根据堤前水深和波浪大小,堤头段的基肩可采用四脚空心方块等不同型式的人工块体予以加强。

5.4.11.4 堤头段的护底结构应较堤身段适当加强。

5.4.12 直立堤特殊情况时的构造处理,可参照第 4.4.10 条规定执行。

5.5 削角直立堤

5.5.1 当重力式直立堤堤身上部结构采用削角斜面型式时,其削角斜面角度宜采用 25° ~ 30°。

5.5.2 削角直立堤波浪力计算可按附录 G 确定。

5.5.3 削角直立堤墙身沿抛石基床顶面的抗滑稳定性可按下式验算:

$$\gamma_0(\gamma_P P_H - \gamma_V P_V f) \leq (\gamma_G G - \gamma_u P_u) f \tag{5.5.3}$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;

γ_P 、 γ_V 、 γ_u ——水平、竖向波浪力和墙底浮托力分项系数,按表 5.3.6 确定;

P_H ——作用于削角直立堤上的水平波浪力标准值(kN/m);

P_V ——作用于削角斜面上的竖向波浪力标准值(kN/m);

f ——沿计算面摩擦系数设计值,按表 3.1.18 确定;

γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;

G ——作用在计算面上的堤身自重力标准值(kN/m);

P_u ——作用在削角直立堤底面上的波浪浮托力标准值(kN/m)。

5.5.4 削角直立堤沿明、暗基床底面的抗滑稳定性可按式(5.5.3)验算,但应将滑动面上相应基床部分的水下自重力标准值计入堤身自重力标准值。

5.5.5 削角直立堤对基床顶面的抗倾稳定性可按下式验算:

$$\gamma_0(\gamma_P M_P + \gamma_u M_u - \gamma_V M_V) \leq \frac{1}{\gamma_d} \gamma_G M_G \quad (5.5.5)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;

γ_P 、 γ_V 、 γ_u ——水平、竖向波浪力和墙底浮托力的分项系数,按表 5.3.6 确定;

M_P ——水平波浪力标准值波峰作用时对计算面后踵或波谷作用时对计算面前趾的倾覆力矩($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$);

M_u ——波浪浮托力标准值波峰作用时对计算面后踵或波谷作用时对计算面前趾的倾覆力矩($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$);

M_V ——竖向波浪力标准值波峰作用时对计算面后踵或波谷作用时对计算面前趾的倾覆力矩($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$);

γ_d ——结构系数,取 1.25;

γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;

M_G ——堤身自重力标准值波峰作用时对计算面后踵或波谷作用时对计算面前趾的稳定力矩($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)。

5.6 开孔沉箱直立堤

5.6.1 开孔沉箱直立堤(图 5.6.1)可用于减少墙前反射波、冲击波压力和越浪引起的传递波等情况。



图 5.6.1 开孔沉箱直立堤断面型式

1-泄压孔;2-消浪室

5.6.2 开孔沉箱消浪室的有效宽度与平均波长的比值可采用 0.078 ~ 0.266。当前仓格宽度较小时,可将前后仓格连通。

5.6.3 消浪室前墙和隔墙的开孔型式,可采用圆孔、方孔、横条孔和竖条孔。开孔的型式及尺寸应结构合理,并便于施工。

5.6.4 开孔部位宜控制在设计高水位上、下 1.0 倍设计波高范围以内,下限不宜超过设计高水位以下 2.0 倍设计波高。开孔率为开孔面积除以开孔部分上下沿之间的全部面积,可取 20% ~ 40%。当消浪室的顶板高程偏低时应开设泄压孔,如图 5.6.1 所示。

5.6.5 开孔消浪沉箱波压力的计算可按附录 H 确定。

5.7 坐床式圆筒直立堤

5.7.1 坐床式圆筒直立堤(图 5.7.1)宜用于地基较好的情况。

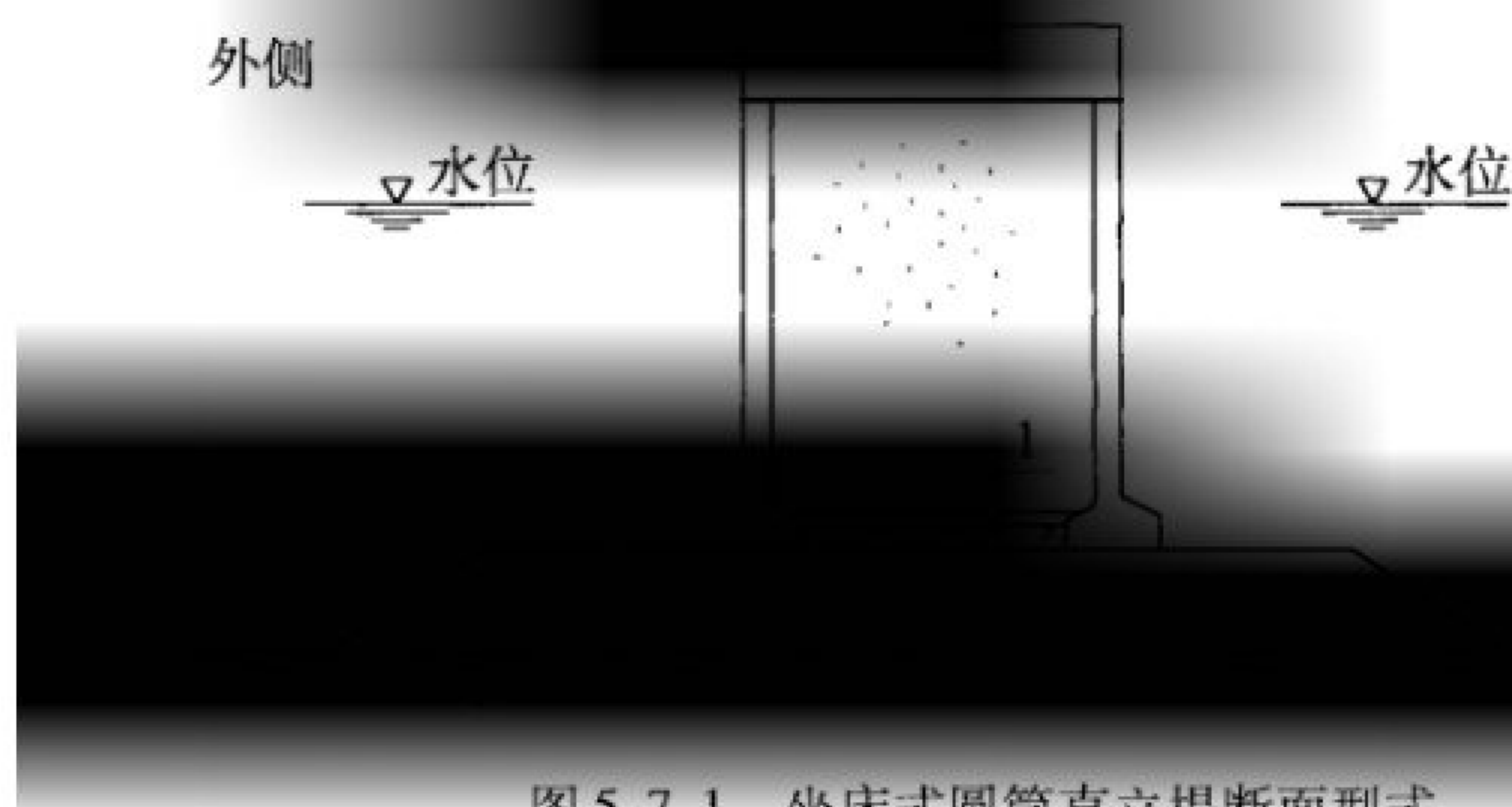


图 5.7.1 坐床式圆筒直立堤断面型式

1-倒滤层

5.7.2 圆筒直径宜大于 5m,钢筋混凝土圆筒壁厚可取 300mm ~ 400mm。圆筒筒身宜为整体,当必须分节预制时,分节高度不宜太小且应保证上、下两节接触良好。

5.7.3 对圆筒进行稳定性计算时,作用于圆筒上的波压力可近似取直墙波压力的 90%,圆筒底面可不考虑浮托力。

5.7.4 计算圆筒抗滑稳定性时,其墙底与抛石基床之间的综合摩擦系数设计值可取 0.65。

5.7.5 计算圆筒抗倾稳定性时,计入的筒内填料竖向力标准值可按下式计算:

$$G_R = W_0 - A_R \sigma_z \quad (5.7.5)$$

式中 G_R ——筒内起抗倾作用的填料重力标准值(kN);

W_0 ——筒内填料自重力标准值(kN);

A_R ——填料与基床直接接触面积(m^2);

σ_z ——填料作用于基床的接触应力标准值(kPa),可按贮仓压力公式计算。

5.7.6 当圆筒顶部受力较大或在使用和施工中有特殊要求时,可采用圈梁等加强措施。圆筒构件底部可设内外趾(图 5.7.6)。

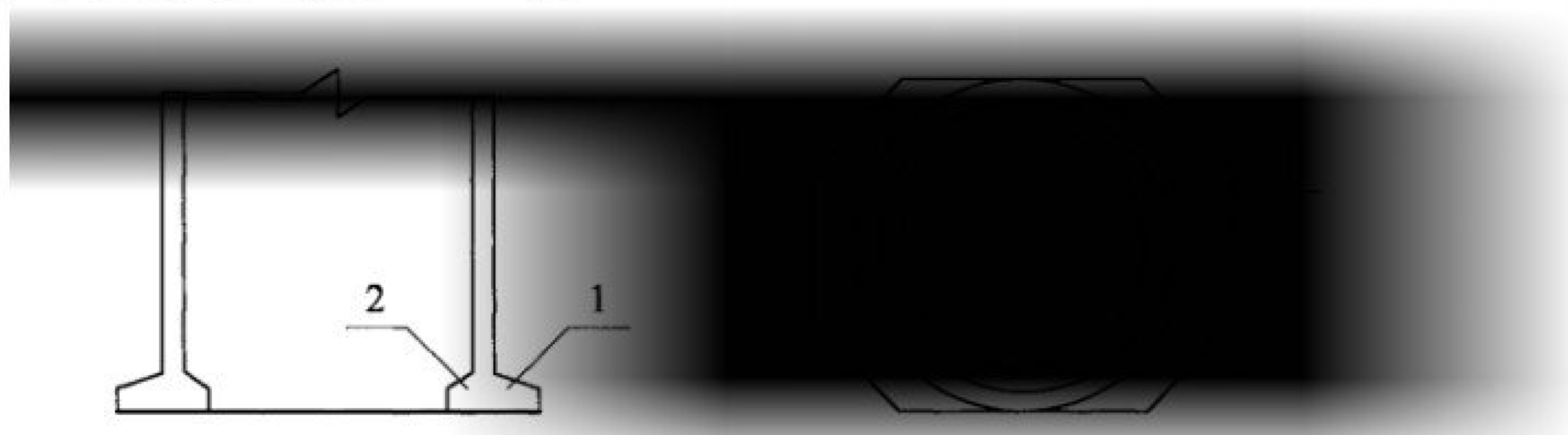


图 5.7.6 圆筒底部加强图

1-外趾;2-内趾

5.7.7 坐床式圆筒内部填料应密实。填料宜采用级配较好的石料、中粗砂或含泥量小于 10% 的石碴。对内部填砂的坐床式圆筒,应在圆筒底部设置倒滤层;对分节装配式圆筒,

应在圆筒上、下节的接缝处设置倒滤层或采用其他防漏砂措施。

5.8 桩式直立堤

5.8.1 单排桩直立堤(图 5.8.1)可由直桩和帽梁等构件组成,必要时设置叉桩或半叉桩。

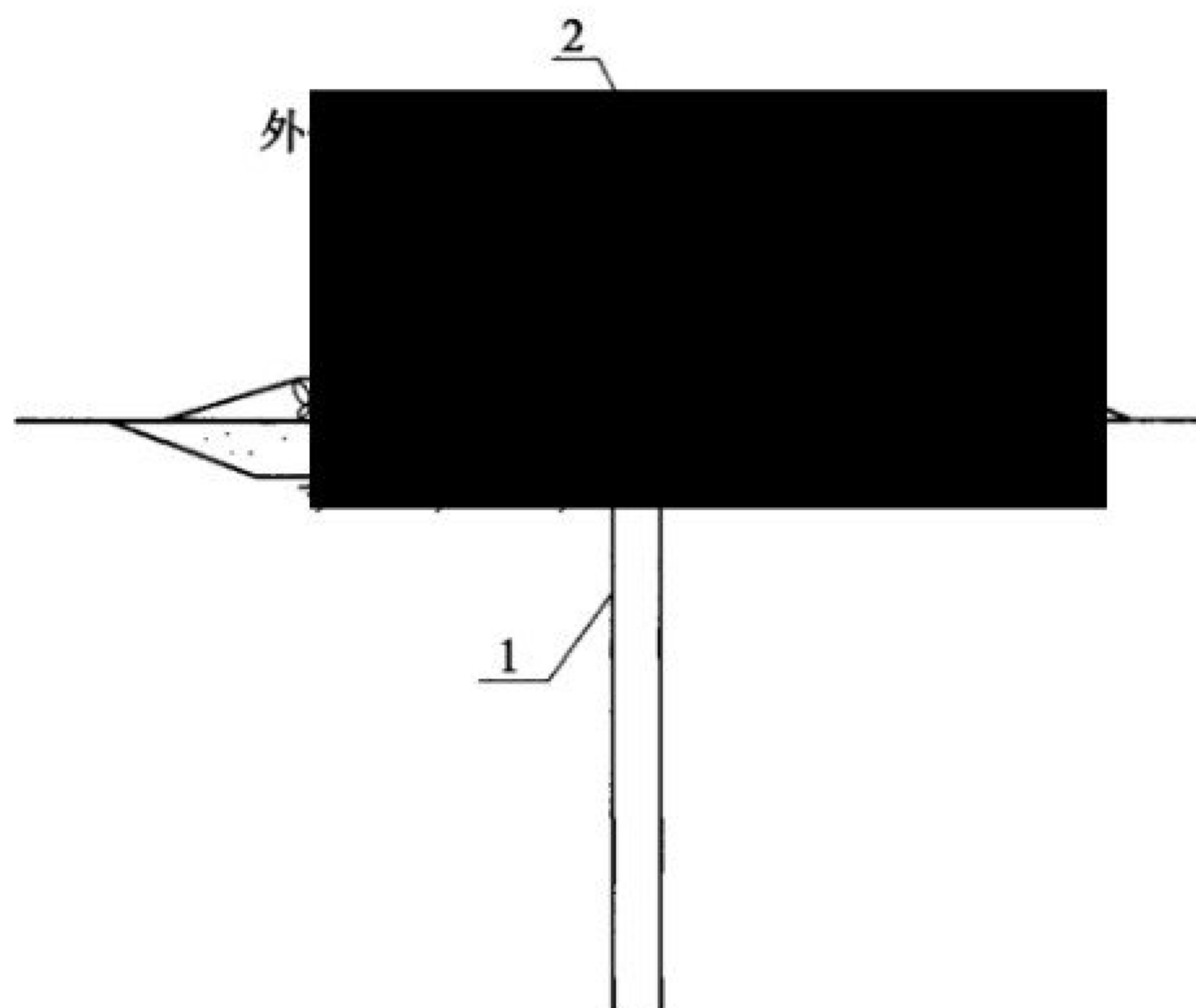


图 5.8.1 单排桩直立堤断面型式

1-桩;2-帽梁

5.8.2 桩式直立堤中桩的入土深度和稳定性计算应考虑足够的冲刷深度,并应采取相应的防冲刷措施。

5.8.3 在进行桩身应力计算时,应考虑波浪动荷载作用的影响。

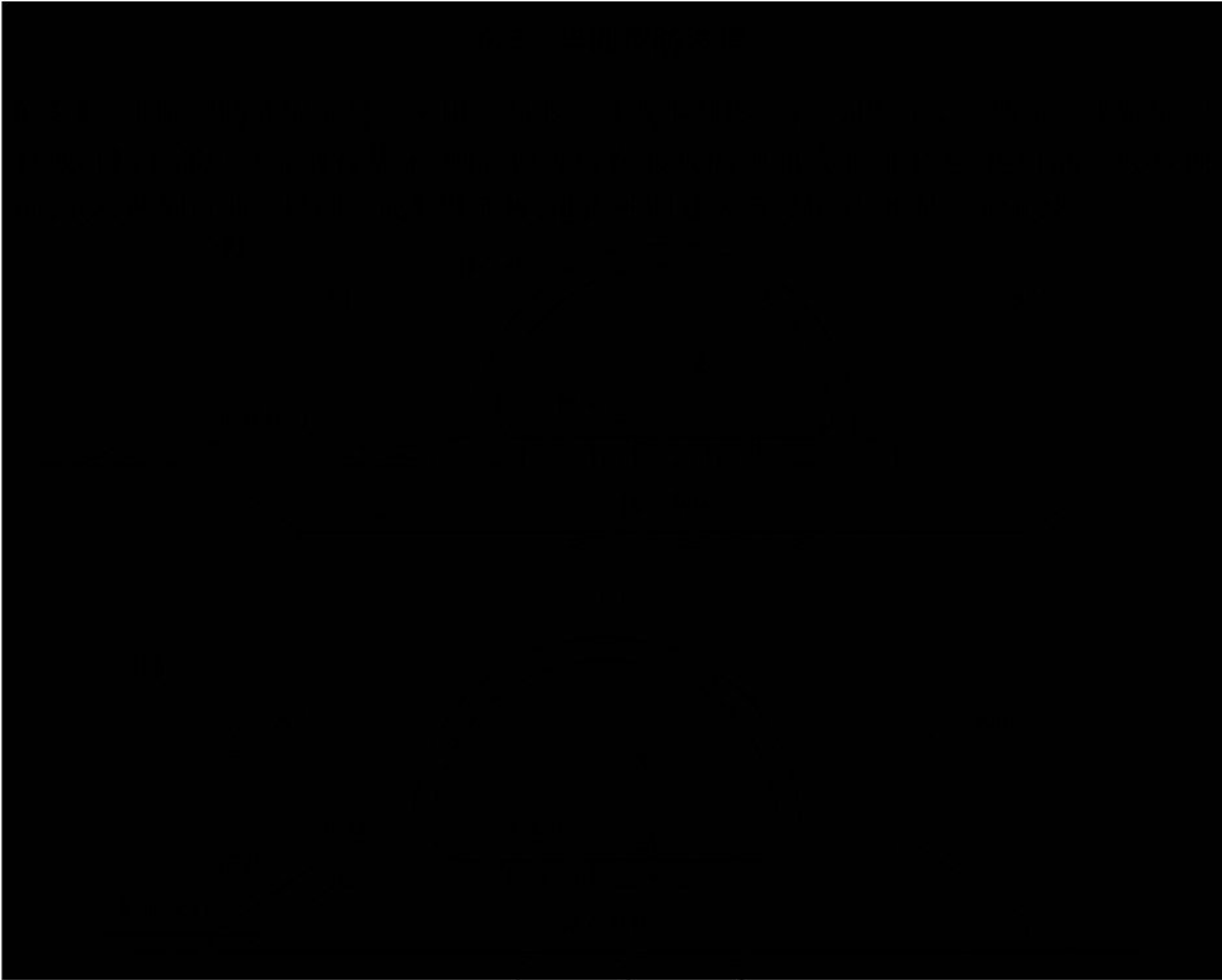
5.8.4 单排桩直立堤桩的入土深度和强度等计算,应符合现行行业标准《码头结构设计规范》(JTS 167)的有关规定。

6 其他型式防波堤设计

6.1 一般规定

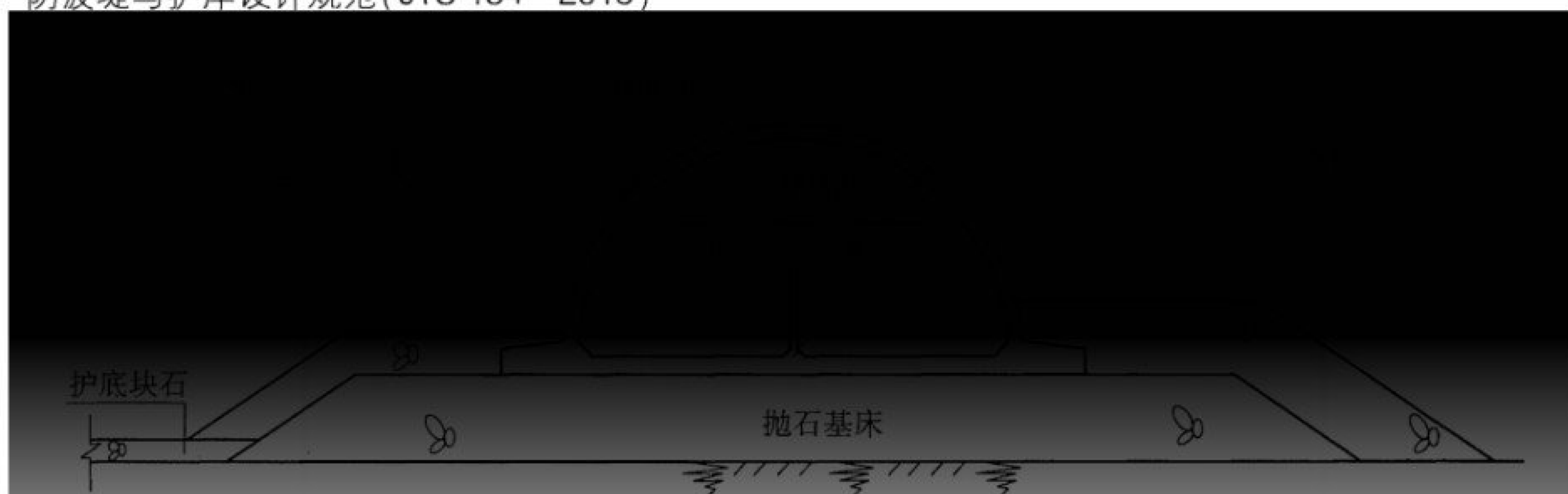
6.1.1 其他型式防波堤的结构型式主要有半圆型防波堤、桩基透空堤、沉箱墩式透空堤和箱筒型基础防波堤等,其断面主尺度应根据自然条件、使用要求,结合总体布置综合考虑确定,并应通过模型试验验证。

6.1.2 半圆型防波堤的设计波浪重现期可采用 50 年或 25 年,波高累积频率应取 1%;透空式和箱筒型基础防波堤的设计波浪重现期可采用 50 年,波高累积频率应取 1%。护肩、护坡和护底的波高累积频率均取 5%。设计波高不应超过浅水极限波高。



(b)

图 6.2.1



(c)

图 6.2.1 半圆型防波堤的断面型式

(a) 半圆形构件防波堤(暗基床); (b) 半圆形构件防波堤(明基床); (c) 半圆形沉箱防波堤

6.2.2 半圆型防波堤设计主要内容应符合下列规定。**6.2.2.1 承载能力极限状态设计应进行下列内容的计算或验算：**

- (1) 对堤底计算面后踵的抗倾稳定性；
- (2) 沿堤底的抗滑稳定性；
- (3) 沿基床底面的抗滑稳定性；
- (4) 半圆形构件或沉箱的结构强度；
- (5) 基床和地基承载力；
- (6) 整体稳定性；
- (7) 明基床的护肩块石和堤前护底块石的稳定重量。

6.2.2.2 正常使用极限状态设计应进行下列内容的计算或验算：

- (1) 地基沉降；
- (2) 裂缝宽度。

6.2.3 半圆型防波堤设计计算应符合下列规定。**6.2.3.1 半圆型防波堤波浪力可按附录 J 计算。****6.2.3.2 半圆形构件或沉箱沿底面的抗滑稳定性可按式(6.2.3-1)验算：**

$$\gamma_0(\gamma_P P_H - \gamma_V P_V f) \leq (\gamma_G G - \gamma_u P_u) f + \gamma_E E_b \quad (6.2.3-1)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定； γ_P ——水平波浪力分项系数,按表 6.2.3 确定； P_H ——半圆形构件或沉箱上的水平波浪力标准值(kN/m)； γ_V ——竖向波浪力分项系数,按表 6.2.3 确定； P_V ——半圆形构件或沉箱上的竖向波浪力标准值(kN/m)； f ——沿计算面摩擦系数设计值,按表 3.1.18 确定； γ_G ——自重力分项系数,取 1.0； G ——半圆形构件或沉箱自重力标准值(kN/m)； γ_u ——波浪浮托力分项系数,按表 6.2.3 确定； P_u ——波浪浮托力标准值(kN/m)；

γ_E ——土压力分项系数,取 1.0;

E_b ——半圆形构件或沉箱内侧抛石护肩的被动土压力(kN/m),可按有关公式计算并乘以折减系数 0.3 作为标准值,当护肩厚度小于 1m 时,可不计。

6.2.3.3 半圆型防波堤沿基床底面的抗滑稳定性可按下列要求验算:

(1) 对于明基床(图 6.2.3-1)沿滑动面 ABCD 的抗滑稳定性按式(6.2.3-2)验算;



图 6.2.3-1 明基床滑动面示意图

$$\gamma_0(\gamma_P P_H - \gamma_V P_V f) \leq [\gamma_G (G + g_1) - \gamma_u P_u] f \quad (6.2.3-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;

γ_P ——水平波浪力分项系数,按表 6.2.3 确定;

P_H ——半圆形构件或沉箱上的水平波浪力标准值(kN/m);

γ_V ——竖向波浪力分项系数,按表 6.2.3 确定;

P_V ——半圆形构件或沉箱上的竖向波浪力标准值(kN/m);

f ——抛石基床与地基土之间的摩擦系数设计值,按表 3.1.18 确定;

γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;

G ——半圆形构件或沉箱自重力标准值(kN/m);

g_1 ——ABCD 间基床水下自重力标准值(kN/m);

γ_u ——波浪浮托力分项系数,按表 6.2.3 确定;

P_u ——波浪浮托力标准值(kN/m);

(2) 对于暗基床(图 6.2.3-2)沿滑动面 ABCD 的抗滑稳定性按式(6.2.3-3)验算;



图 6.2.3-2 暗基床滑动面示意图

$$\gamma_0(\gamma_P P_H - \gamma_V P_V f) \leq [\gamma_G (G + g_2) - \gamma_u P_u] f + \gamma_E E_b \quad (6.2.3-3)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;

γ_P ——水平波浪力分项系数,按表 6.2.3 确定;

P_H ——半圆形构件或沉箱上的水平波浪力标准值(kN/m);

- γ_v ——竖向波浪力分项系数,按表 6.2.3 确定;
- P_v ——半圆形构件或沉箱上的竖向波浪力标准值(kN/m);
- f ——沿计算面摩擦系数设计值,按表 3.1.18 确定;
- γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;
- G ——半圆形构件或沉箱自重力标准值(kN/m);
- g_2 ——ABDK 间基床(包括其上的内侧护肩)的水下自重力标准值(kN/m);
- γ_u ——波浪浮托力分项系数,按表 6.2.3 确定;
- P_u ——波浪浮托力标准值(kN/m);
- γ_E ——土压力分项系数,取 1.0;
- E_b ——KD 面地基土的被动土压力(kN/m),可按有关公式计算乘以 0.3 的折减系数作为标准值,当基床较薄或地基土层较弱时,可忽略不计。

表 6.2.3 波浪力的分项系数 γ_P 、 γ_v 和 γ_u

组合情况	稳 定 情 况	水平波浪力分项系数 γ_P	竖向波浪力分项系数 γ_v	波浪浮托力分项系数 γ_u
持久组合	抗滑	1.25	1.25	1.25
	抗倾	1.25	1.25	1.25
短暂组合	抗滑	1.2	1.2	1.2
	抗倾	1.2	1.2	1.2

注:对持久组合中的极端高水位组合,可采用短暂组合时的波浪力分项系数值。

6.2.3.4 半圆型防波堤抗倾稳定性可按式验算:

$$\gamma_0(\gamma_P M_{PH} + \gamma_u M_u - \gamma_v M_{PV}) \leq \frac{1}{\gamma_d} \gamma_G M_G \tag{6.2.3-4}$$

- 式中 γ_0 ——结构重要性系数,按表 3.2.2 确定;
- γ_P ——水平波浪力分项系数,按表 6.2.3 确定;
- M_{PH} ——波峰作用时半圆形构件或沉箱的水平波浪力标准值对计算面后踵的倾覆力矩(kN·m/m);
- γ_u ——波浪浮托力分项系数,按表 6.2.3 确定;
- M_u ——波峰作用时波浪浮托力标准值对计算面后踵的倾覆力矩(kN·m/m);
- γ_v ——竖向波浪力分项系数,按表 6.2.3 确定;
- M_{PV} ——波峰作用时半圆形构件或沉箱的竖向波浪力标准值对计算面后踵的稳定力矩(kN·m/m);
- γ_d ——结构系数,取 1.35;
- γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;
- M_G ——波峰作用时半圆形构件或沉箱自重力标准值对设计面后踵的稳定力矩(kN·m/m)。

6.2.3.5 半圆型防波堤的地基承载力、整体稳定性和地基沉降计算应按现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定执行。整体稳定性计算应计入波浪力的作用。

6.2.3.6 半圆形构件或沉箱在进行结构强度计算时,可将其作为弹性地基上的结构物进行整体有限元分析。

6.2.3.7 半圆型防波堤堤前的最大波浪底流速度,可按第4章的有关公式进行计算,但设计波高应采用 $H_{5\%}$ 。

6.2.4 半圆型防波堤构造应符合下列规定。

6.2.4.1 半圆型防波堤的抛石基床宜采用 10kg ~ 100kg 块石,其厚度不应小于 1m。

6.2.4.2 半圆形构件的拱圈宜设置排气孔,开孔率宜为 3% ~ 7%;半圆形构件的底板宜设置泄压孔,开孔率不宜小于 8%。

6.2.4.3 单个半圆形构件的纵向长度可根据起重设备能力确定,纵向长度和高度之比不宜小于 0.5。

6.2.4.4 半圆形构件或沉箱的拱圈厚度不宜小于 300mm,底板的厚度宜大于拱圈厚度。

6.2.4.5 当半圆形构件或沉箱的圆心位于底板底面以上时,圆心到底板底面的距离不宜大于构件或沉箱总高度的 1/3。

6.2.4.6 半圆形构件或沉箱间垂直缝的宽度可采用 40mm ~ 50mm。

6.2.4.7 当半圆形沉箱内填砂时,拱圈顶部可开设灌砂孔,在灌砂后应妥善封盖。

6.2.4.8 当半圆型防波堤的堤头段采用斜坡式或直立式结构时,堤头段应与半圆型堤身平顺衔接。

6.3 透空式防波堤

6.3.1 桩基透空堤宜用于地基软弱、水深相对较大、波高较小($d/H \geq 2 \sim 3$)而波陡较大($d/L \geq 0.25$)的情况。桩基透空堤(图 6.3.1)可由栈桥式高桩梁板结构和设在其单侧或双侧的挡浪结构组成。

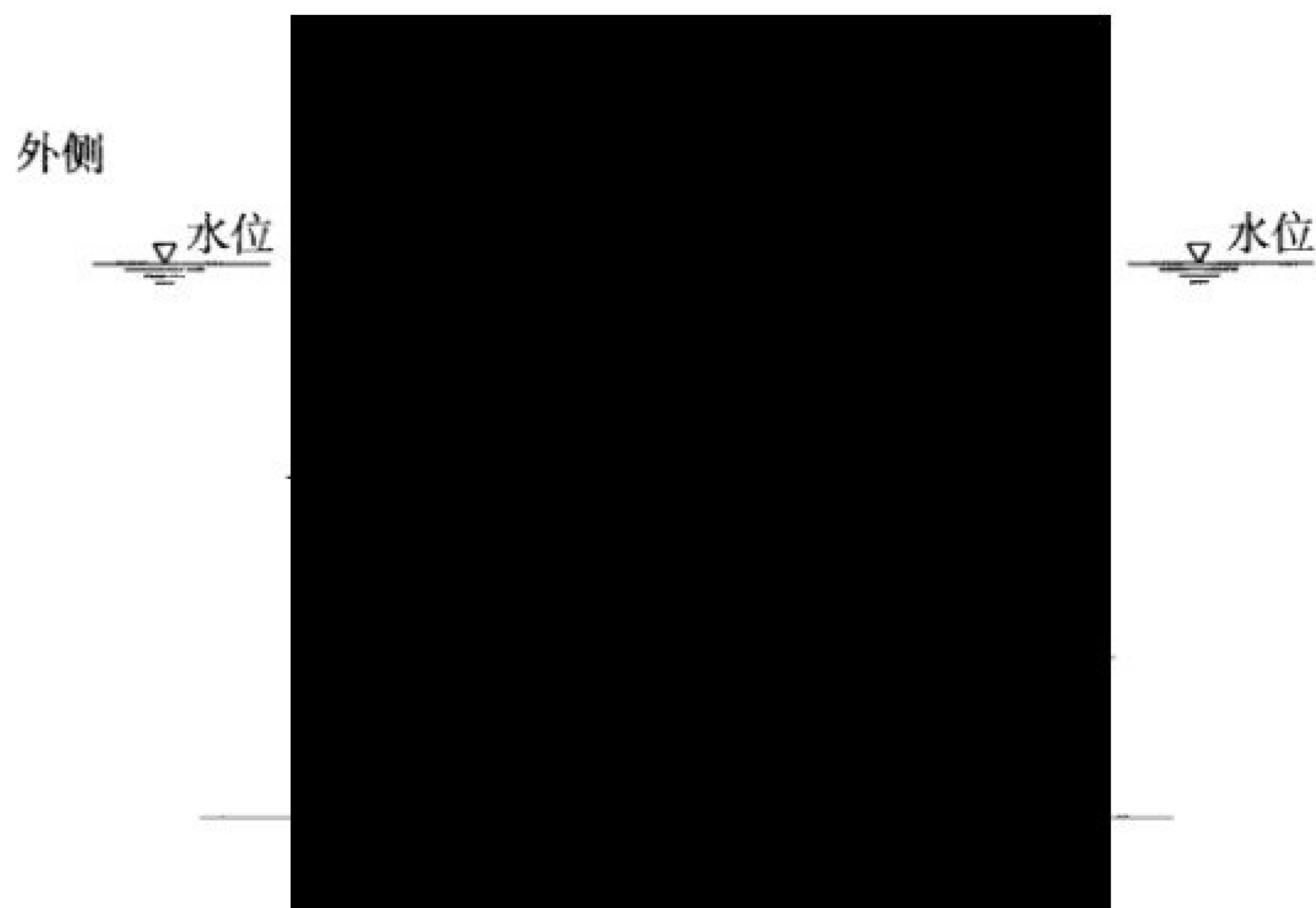


图 6.3.1 桩基透空堤断面型式

1-挡浪板;2-上部结构;3-桩基

6.3.2 桩基透空堤的透浪系数可按下列方法确定。

6.3.2.1 当外侧设挡浪板时,可按下列公式近似计算:

$$K_t = \frac{H_t}{H} = \sqrt{\frac{(1 - \xi) \sinh \frac{2\pi}{L}(d - t_0) \sinh \frac{2\pi}{L}(2d - t_0)}{\sinh \frac{2\pi d}{L} \sinh \frac{4\pi d}{L}}} \quad (6.3.2-1)$$

$$\xi = \frac{H}{H + 0.5L} \exp\left[-\frac{t_0}{2(d - t_0)}\right] \quad (6.3.2-2)$$

式中 K_t ——透浪系数；

H_t ——透射波高(m)；

H ——入射波高(m),取 $H_{1\%}$ ；

ξ ——系数；

L ——波长(m)；

d ——堤前水深(m)；

t_0 ——挡浪板的入水深度(m)。

6.3.2.2 当双侧设挡浪板时,式(6.3.2-1)和式(6.3.2-2)中的波高可取被外侧挡浪板消减后的波高。但内外侧挡浪板的间距与波长之比不宜过小。

6.3.3 当透空堤采用单侧挡浪结构时,堤宽与波长之比不宜小于0.25,挡浪板入水深度

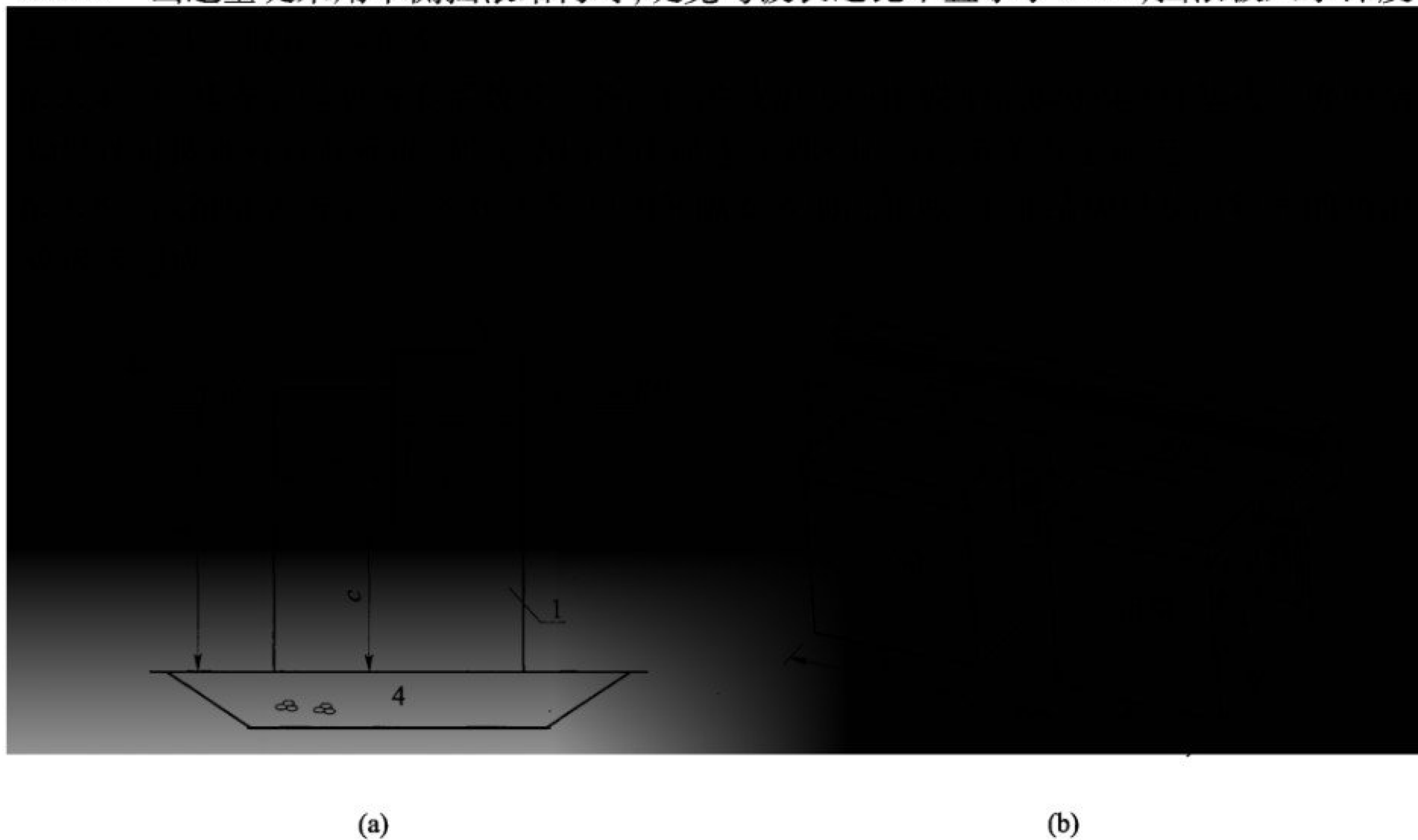


图 6.3.5 沉箱墩式透空堤断面型式

1-沉箱墩;2-挡浪翼板;3-胸墙;4-抛石基床

6.3.6 沉箱墩式透空堤的波浪力折减系数、堤前反射系数可按下列方法确定。

6.3.6.1 沉箱墩式透空堤的波浪力折减系数可按下列式近似计算：

$$K = 0.898 + 0.01 \sqrt{\frac{gT^2}{A}} - 0.098 \frac{a}{A} - 0.061 \frac{b}{L} - 0.261 \frac{c}{L} - 0.031 \frac{H}{d} \quad (6.3.6-1)$$

式中 K ——单宽波浪力系数,为墩式透空堤堤身(包括翼板)所受水平波浪力与直立式防波堤堤身所受水平波浪力之比;

g ——重力加速度,取 9.81m/s^2 ;

\bar{T} ——平均周期(s);

A ——沉箱箱体沿防波堤轴线方向的长度(m);

a ——相邻两沉箱间的净距(m);

b ——翼板迎浪面至沉箱迎浪面的距离(m);

L ——波长(m);

c ——透空孔洞高度(m),即翼板下缘至基床顶面的距离,当 $c = 0$ 时即为非透空堤;

H ——设计波高(m);

d ——堤前水深(m)。

6.3.6.2 沉箱墩式透空堤的堤前波浪反射系数可按下式近似计算:

$$K_r = 32.424 \left(\frac{b}{L} \right)^2 - 11.317 \frac{b}{L} + 1.3686 \quad (6.3.6-2)$$

式中 K_r ——堤前反射系数;

b ——翼板迎浪面至沉箱迎浪面的距离(m);

L ——波长(m)。

6.3.7 沉箱墩式透空堤的消浪效果、波浪和水流对沉箱及挡浪翼板的作用、波浪和水流对透水通道处基床的冲刷等,均应通过模型试验确定。

6.4 箱筒型基础防波堤

6.4.1 箱筒型基础防波堤可由泥面以上的上部结构和沉入泥面以下的基础箱筒及连接构件组成(图 6.4.1)。基础箱筒和上部结构宜纵、横对称布置。

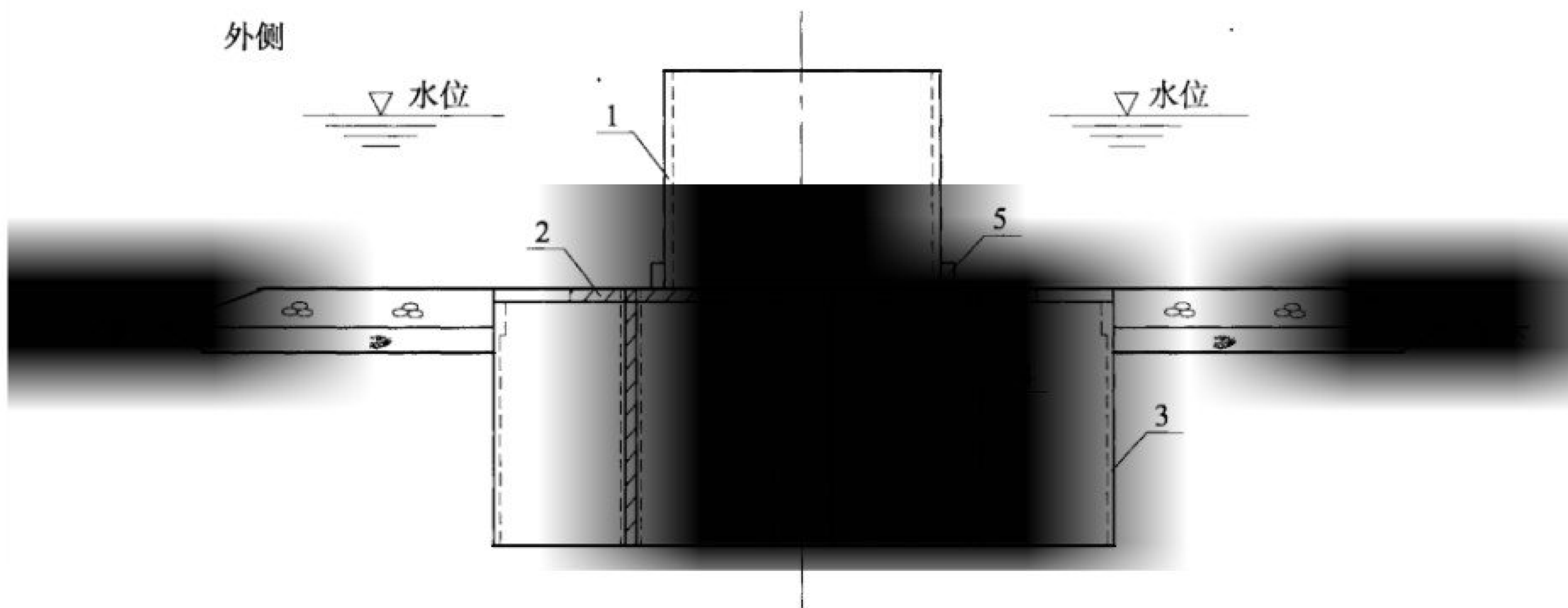


图 6.4.1 箱筒型基础防波堤断面型式
1-上部结构;2-顶板;3-基础筒;4-连接构件;5-圈梁

6.4.2 当箱筒型基础结构采用气浮工艺施工时,基础箱筒的结构可采用气密混凝土,且顶板应设充排气孔和抽水孔;通过对基础箱筒进行充气、排水、抽真空形成负压等操作完成结构的浮运、下沉与纠偏,之后应及时封堵顶板孔洞。

6.4.3 箱筒型基础防波堤结构的稳定性可按附录 K 进行估算,整体稳定性和地基沉降计算应按现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定执行,整体稳定性计算应计入波浪力的作用。

7 斜坡式护岸设计

7.1 一般规定

- 7.1.1 斜坡式护岸可采用堤式护岸或坡式护岸。
- 7.1.2 堤式护岸的堤心可采用块石、袋装砂和石碴等材料。
- 7.1.3 斜坡式护岸的护面结构可采用抛理块石、混凝土人工块体、干砌块石、干砌条石、浆砌块石、栅栏板、混凝土板及模袋混凝土等。内河航道护坡也可采用铁丝网护垫、铰接式联锁块等。护坡结构有生态景观要求时,可选用铁丝网箱式结构、生态袋、生态混凝土结构、箱式绿化挡墙、仿木桩、草皮等形式。
- 7.1.4 护岸结构设景观亲水平台时,亲水平台高程需考虑淹没时间等因素综合确定,亲水平台应方便人员上下。
- 7.1.5 坡式护岸可采取工程措施与生物措施相结合的防护方法。
- 7.1.6 斜坡式护岸设计时设计波浪重现期和设计波高累积频率可按第 4.1.2 条的规定选取。对破坏后不致造成重大损失的斜坡式护岸,其设计波浪的重现期可采用 25 年。

7.2 断面型式与尺寸



图 7.2.1-1 堤式护岸断面型式

1-胸墙;2-护肩;3-护面层;4-垫层;5-护脚;6-护底;7-堤心;8-垫层;9-倒滤层;10-回填料



图 7.2.1-2 坡式护岸断面型式

1-胸墙;2-护肩;3-护面层;4-垫层;5-倒滤层;6-肩台;7-护脚;8-护底;9-岸坡

7.2.2 斜坡式护岸顶高程的确定应符合下列规定。

7.2.2.1 允许越浪的沿海护岸,无胸墙时的岸顶高程不宜低于设计高水位以上 0.8 倍设计波高,并应高于极端高水位。内河航道和内河港口护岸的顶高程应分别按设计最高通航水位和极端高水位加 0.1m~0.5m 超高值确定。航道滩涂护坡顶高程应与滩面相平或略高于滩面。

7.2.2.2 对不允许越浪的护岸,无胸墙时的岸顶高程和有胸墙时的墙顶高程可按式确定:

$$Z_c = H_w + R + a \tag{7.2.2}$$

式中 Z_c ——岸顶或墙顶高程(m);

H_w ——设计高水位(m);

R ——波浪爬高(m),沿海港口按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)确定;

a ——富裕值(m),可根据使用要求和护岸的重要性确定。

7.2.2.3 对不同防护要求的斜坡式护岸,其允许越浪量可按表 7.2.2 确定。对特殊情况,经专题论证,其允许越浪量可适当增减。

表 7.2.2 允许平均越浪量

防 护 对 象	防 护 设 施	越浪量控制标准 [m ³ /(m·s)]	设 计 条 件
掩护后方危化品罐区、岸顶铺设管线等重要设施	岸顶有防护	0.005	计算高水位及对应的设计波浪
掩护后方罐区和较重要的基础性设施	岸顶有防护	0.010	
后方人员和公用设施密集的区域	岸顶及内坡有防护	0.020	
后方人员不密集或有堆场、仓库等一般性设施	岸顶及内坡有防护	0.050	

注:①护岸顶部允许越浪量的选取,应结合工程总体布置、排水设施及结构型式和断面尺度等统筹考虑;
②恶劣天气时,岸顶通道上的人员、车辆均不得通行,以保证安全。

7.2.3 斜坡式护岸的边坡、护肩、胸墙、肩台和护脚设计应符合下列规定。

7.2.3.1 护岸的边坡坡度可采用 $1:1.5 \sim 1:3.5$ 。沿海港口的护岸,采用变坡或不同的护面块体时,其分界点宜在设计低水位以下 1.0 倍的设计波高值处。

7.2.3.2 设置胸墙时,胸墙可采用 L 形或反 L 形。胸墙顶与墙后路面的高差不宜超过 1.5m 。

7.2.3.3 当胸墙前斜坡护面为块石或人工块体时,墙前坡肩宽度可参照第 4.2.7 条相关规定执行。

7.2.3.4 堤式护岸堤身顶宽宜根据胸墙底宽、施工条件等确定。

7.2.3.5 允许少量越浪的护岸,临岸地面应设排水坡。

7.2.3.6 设置肩台的护岸,肩台宽度不宜小于 2.0m ,其顶高程可根据护坡整体稳定和施工条件确定。

7.2.3.7 护脚可采用抛石棱体、方块棱体、脚槽、基础梁和板桩等型式,如图 7.2.3 所示。当护脚采用抛石棱体时,棱体顶高程不宜高于设计低水位以下 1.0 倍设计波高值;内河航道护岸棱体顶高程宜取设计最低通航水位或多年平均枯水位。棱体的顶宽不宜小于

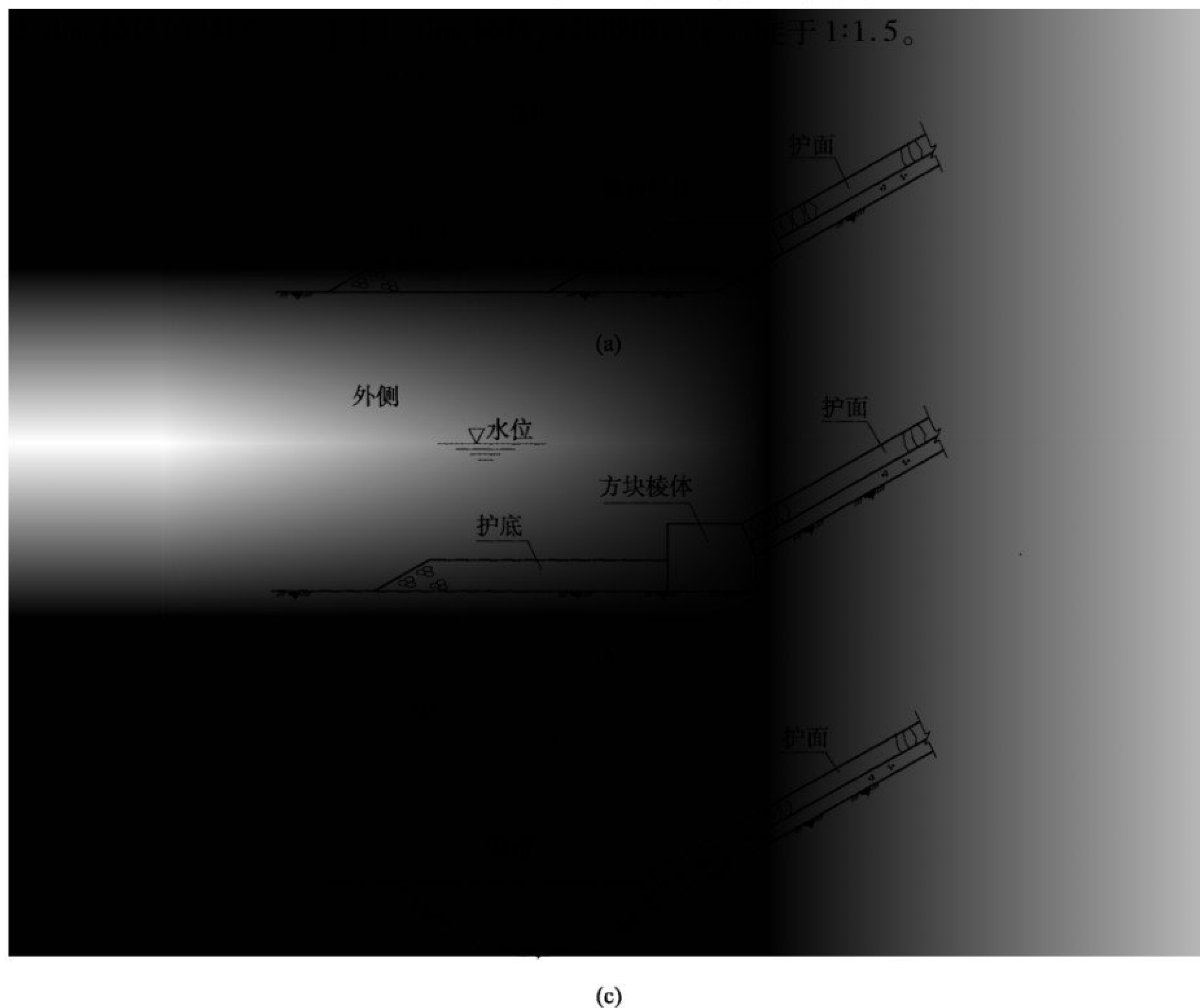


图 7.2.3

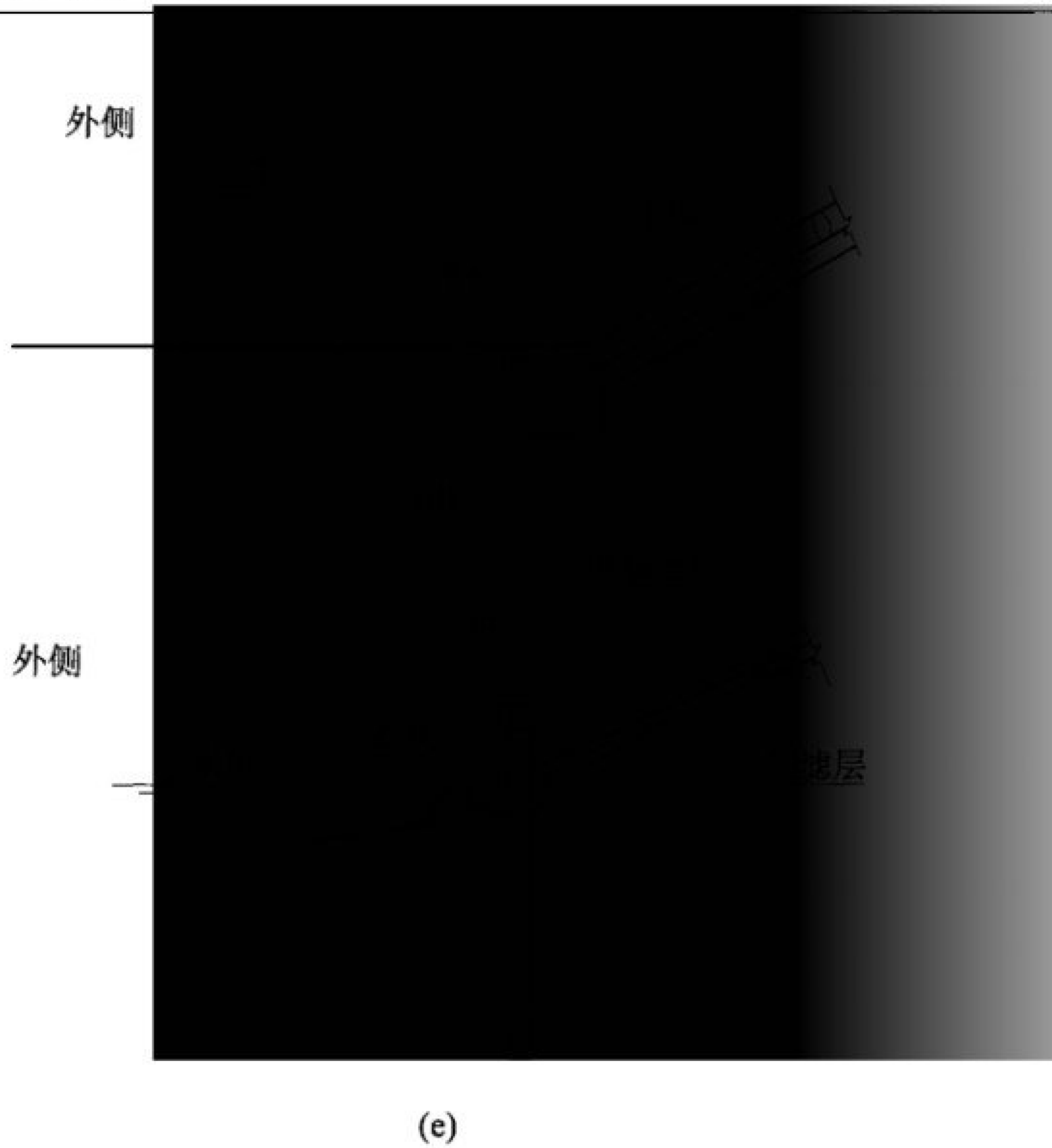


图 7.2.3 护脚结构型式

(a)抛石棱体护脚;(b)方块护脚;(c)抛石脚槽;(d)基础梁护脚;(e)板桩护脚

7.2.4 当内河航道船行波作用较大时,护坡防护范围可取设计最高通航水位以上 1.5 倍波高值至设计最低通航水位以下 1.5 倍波高值之间。

7.3 斜坡式护岸计算

7.3.1 斜坡式护岸设计主要计算内容应符合下列规定。

7.3.1.1 承载能力极限状态设计应进行下列内容的计算或验算：

- (1)护面块体的稳定重量和护面层厚度；
- (2)胸墙的强度和抗滑、抗倾稳定性；
- (3)栅栏板、预制面板和现浇混凝土板的强度；
- (4)护底块石的稳定重量；
- (5)整体稳定性。

7.3.1.2 正常使用极限状态设计应进行下列内容的计算或验算：

- (1)地基沉降；
- (2)裂缝宽度。

7.3.2 斜坡式护岸承载能力和正常使用极限状态设计时,应以计算水位对应的设计波要素所确定的波浪力作为标准值。

7.3.3 斜坡式护岸承载能力极限状态设计状况及相应的组合中计算水位的选取应符合下列规定。

7.3.3.1 持久组合,对于沿海港口护岸计算水位应分别采用设计高水位、设计低水位、极端高水位和极端低水位;对于内河港口护岸计算水位应分别取设计高水位、设计低水位;对于内河航道护岸计算水位应分别取设计最高通航水位和最低通航水位。对于内河护岸还应考虑与地下水位相组合的某一不利水位;有排洪要求时应考虑最高洪水位。

7.3.3.2 短暂组合,对于沿海港口护岸计算水位应分别采用设计高水位和设计低水位或施工期短暂状态下某一不利水位;对于内河港口护岸计算水位应分别取设计高水位、设计低水位;对于内河航道护岸计算水位应分别取设计最高通航水位、设计最低通航水位。

7.3.3.3 地震组合,计算水位应按现行行业标准《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)的有关规定执行。

7.3.4 斜坡式护岸正常使用极限状态作用组合可不计算极端高水位和极端低水位时的情况。

7.3.5 斜坡式护岸承载能力极限状态设计状况和正常使用极限状态设计状况中设计波高的选取应符合下列规定。

(1)持久状况下极端高水位和设计高水位时,波高采用相应的设计波高;

(2)持久状况下设计低水位时,当有推算的外海设计波浪时,按设计低水位进行波浪浅水变形分析,求出设计波高;当只有建筑物附近不分水位统计的设计波浪时,取与设计高水位时相同的设计波高但不超过低水位时的浅水极限波高;

(3)持久状况下极端低水位时,不考虑波浪的作用;

(4)短暂状况,对未成型的斜坡式护岸进行施工期复核时,波浪的重现期可采用2~5年;

(5)地震状况,在进行斜坡式护岸整体稳定性计算时,考虑地震作用的组合,不考虑波浪的作用;

(6)偶然状况,有特殊要求时按相应的设计条件确定设计波高。

7.3.6 护岸胸墙抗滑、抗倾稳定性计算可按第4.3.6条规定执行。

7.3.7 斜坡式护岸在波浪作用下,单个护面块石和护面块体的稳定重量可按第4.3.7条、第4.3.8条的规定执行;干砌块石、浆砌块石和干砌条石的厚度计算可按第4.3.12条的规定执行。

7.3.8 模袋混凝土护面层厚度可按现行行业标准《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239)的有关规定确定。

7.3.9 内河航道及港口护岸的护面块石粒径和块石稳定重量计算应符合下列规定。

7.3.9.1 水流作用时,块石粒径可根据工程实践经验确定。当流速大于3m/s时,可按式(7.3.9)估算:

$$d_w = 0.04 V_f^2 \quad (7.3.9)$$

式中 d_w ——块石稳定粒径(m);

V_f ——表面流速(m/s)。

当流速小于或等于3m/s时,护面块石的稳定重量可取100kg~200kg。

7.3.9.2 受流木、冰凌和船行波等影响的护岸,块石粒径应综合考虑确定。

7.3.10 内河航道及港口护岸的混凝土板护面,当护岸坡度为 1:2 ~ 1:5 时,在波浪浮托力作用下,面板厚度可按下式计算:

$$t = 0.07\eta H \sqrt[3]{\frac{L}{B} \frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma} \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m}} \quad (7.3.10)$$

式中 t ——混凝土护面板厚度(m);

η ——系数,对整体式大块面板取 1.0,对装配式护面板取 1.1;

H ——设计波高(m),取 $H_{13\%}$;

L ——波长(m);

B ——沿坡向护面板长度(m);

γ ——水的重度(kN/m^3);

γ_b ——护面板的重度(kN/m^3);

m ——坡度系数。

7.3.11 当护岸水下护脚抛石棱体的顶面高程在设计低水位以下约 1.0 倍设计波高值处时,棱体的块石重量可取式(4.3.7-1)确定的块石重量的 0.3 ~ 0.4 倍。

7.3.12 海港斜坡式护岸坡脚前最大波浪底流速可按式(4.3.22)计算。

7.3.13 护岸护底块石的稳定重量,可根据坡脚前最大波浪底流速按表 4.3.24 确定。

7.3.14 土工织物软体排护底稳定验算应符合现行行业标准《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239)的有关规定。

7.3.15 建设于可冲刷地基上的斜坡式护岸,其岸前防护宽度的确定,可按 4.3.23 条规定执行。

7.3.16 斜坡式护岸整体稳定性和地基沉降计算应按照现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定执行;整体稳定性计算时,可不计波浪的作用。

7.4 斜坡式护岸构造

7.4.1 易冲刷地基上的护岸,应采取护底措施,护底范围应根据波浪、水流、和土质条件确定。护底宜采用块石、软体排或石笼等结构。

7.4.2 内河航道及港口护岸工程护底宽度应根据冲刷范围和深度的计算及岸坡稳定要求确定,护底块石层的厚度不宜小于 2 倍护底块石粒径。

7.4.3 可冲刷地基上的斜坡式护岸,当采用抛石棱体护脚时,其棱体底面应设置厚度不小于 0.5m 的小块石垫层或土工织物软体排。

7.4.4 护面层厚度应符合下列规定。

7.4.4.1 当采用现浇混凝土板块和预制混凝土板块时,不宜小于 80mm。

7.4.4.2 当采用模袋混凝土时,不宜小于 150mm。

7.4.4.3 当采用浆砌或干砌块石时,不宜小于 300mm。

7.4.4.4 水下抛石不宜小于 600mm。

7.4.5 护面垫层块石的重量可取按式(4.3.7-1)确定的护面块体重量的 1/10 ~ 1/20。

对规则安放的护面块体其下垫层块石重量可适当减小至 $1/20 \sim 1/40$ 。当采用四脚空心方块和栅栏板护面时,其垫层块石不应小于护面结构的空隙尺度。海港护岸的二片石垫层厚度不宜小于 400mm,内河航道和港口护坡的二片石垫层厚度不宜小于 200mm。必要时,可增设土工织物垫层。

7.4.6 浆砌块石和现浇混凝土护面,应设置纵、横变形缝和排水孔。变形缝的纵向间距,港口及航道护岸宜取 5m ~ 10m;横向间距可取 3m ~ 5m。排水孔的位置应避开板块中轴,其纵、横向间距可取 2m ~ 5m,孔径可取 50mm ~ 100mm,并应设置倒滤层。

7.4.7 内河航道护岸应在肩台处设置格梗,格梗埋深不宜小于 0.5m,护坡应封顶,封顶宽度可取 0.5m ~ 1.0m。

7.4.8 护岸结构应设置倒滤层。倒滤层可采用分层倒滤层、混合倒滤层或土工织物倒滤层,并应符合下列规定。

7.4.8.1 施工水位以上宜采用分层倒滤层。其中碎石层厚度不宜小于 200mm,粗砂或中砂层厚度不宜小于 150mm。当采用混合倒滤层时,其厚度不宜小于 400mm。

7.4.8.2 施工水位以下,可采用级配较好的混合倒滤层,其厚度不宜小于 600mm。

7.4.8.3 土工织物倒滤层材料的选用应按现行行业标准《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239)的有关规定执行。

7.4.9 铁丝网护垫、铰接式联锁块等护面结构下宜设置土工织物倒滤层。

7.4.10 生态袋护坡在袋子之间应设置排水连接扣。

7.4.11 允许越浪和基本不越浪的护岸,护肩及临岸地面均应满足极端高水位条件下的波浪、水流冲击的稳定,并应设集、排水设施。内河航道护岸上部斜坡受雨水冲刷严重时,宜在坡顶、平台内侧或与其他建筑物结合部设置排水设施。

7.4.12 胸墙应设置变形缝。缝间距应根据气温、结构型式和地质条件等确定,可取 5m ~ 15m,缝宽可取 20mm ~ 40mm。

7.4.13 斜坡式护岸特殊情况时的构造处理,可参照第 4.4.10 条规定执行。

8 直立式护岸设计

8.1 一般规定

8.1.1 直立式护岸墙体可采用现浇混凝土、浆(灌)砌块石、混凝土方块、板桩、加筋土岸壁、扶壁、沉箱或沉井等结构型式。

8.1.2 直立式护岸上部结构可采用现浇混凝土或钢筋混凝土,结构临水面根据挡浪情况可采用直立或弧面。

8.1.3 墙体高度大于 2.5m 时,在墙顶上根据安全需要应设置高度不小于 1.2m 的护栏。

8.1.4 直立式护岸需设置踏步时,不应影响航道宽度,并应减少对行洪断面的不利影响。

8.1.5 护岸结构设景观亲水平台时,亲水平台高程需考虑淹没时间等因素综合确定,亲水平台应方便人员上下。

8.1.6 直立式护岸设计时设计波浪重现期和设计波高累积频率可按第 5.1.4 条的规定选取。

8.2 断面型式与尺度

8.2.1 当具备干地施工条件时,墙体可采用现浇混凝土或浆(灌)砌块石结构,其断面型式如图 8.2.1 所示。

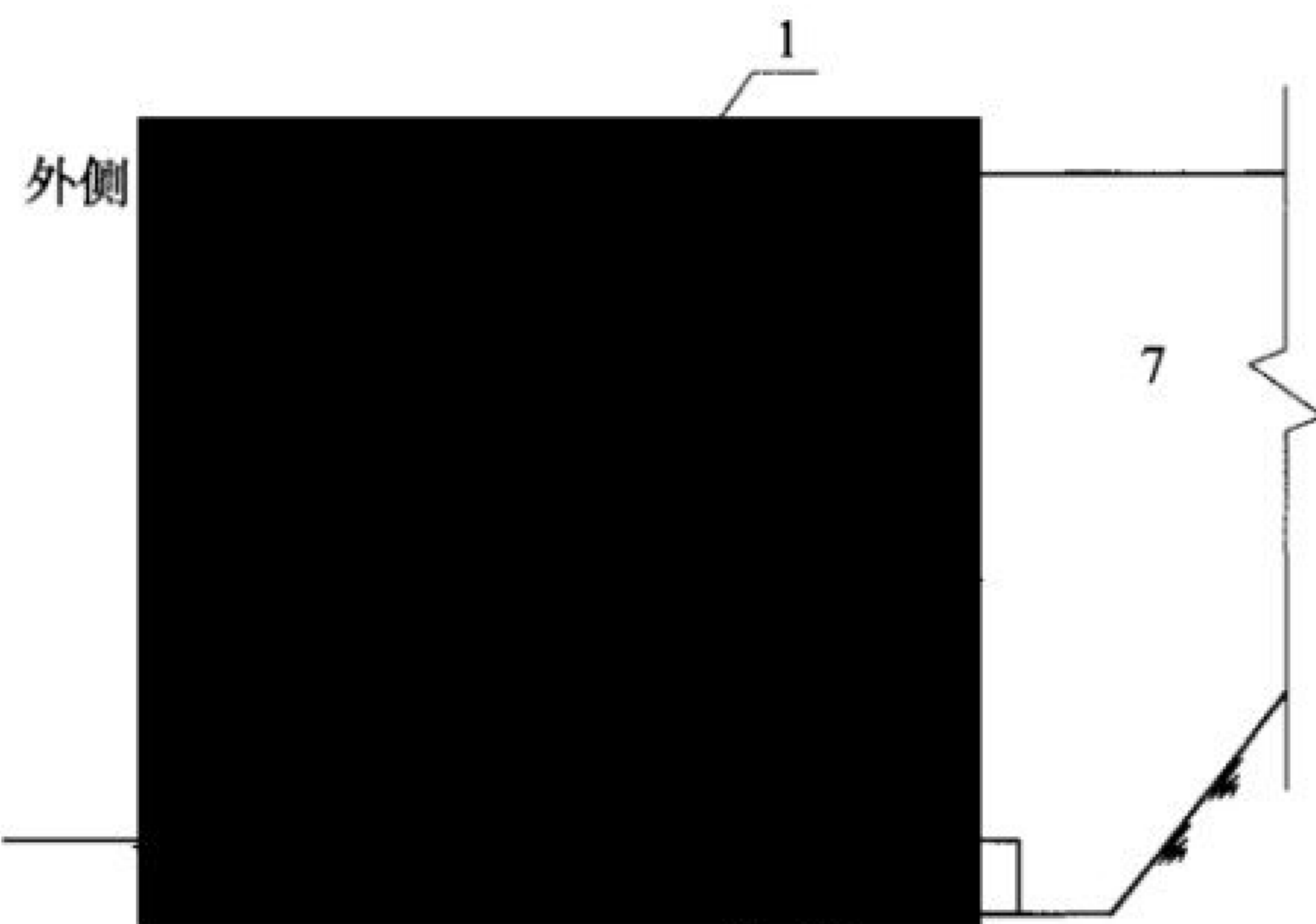


图 8.2.1 现浇混凝土或浆(灌)砌块石护岸结构断面型式

1-压顶;2-墙体;3-倒滤设施;4-排水孔;5-护底;6-底板;7-回填料

8.2.2 当墙体采用预制混凝土方块结构时,垂直缝应相互错开,其断面型式如图 8.2.2 所示。

8.2.3 当护岸高度较小时,墙体可采用无锚板桩结构,其护岸由胸墙和板桩组成。当护岸较高时,宜采用有锚板桩结构,其断面型式如图 8.2.3 所示。

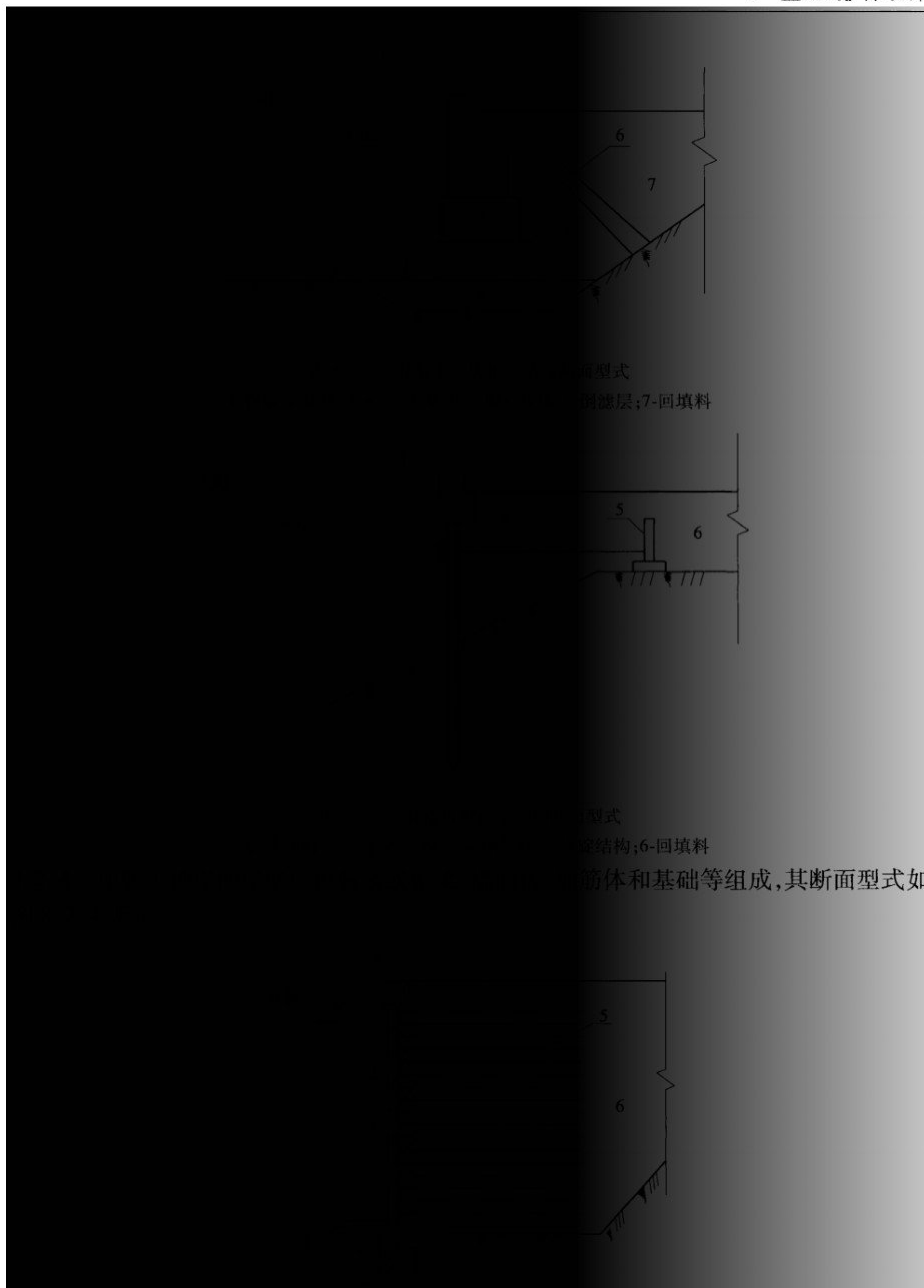
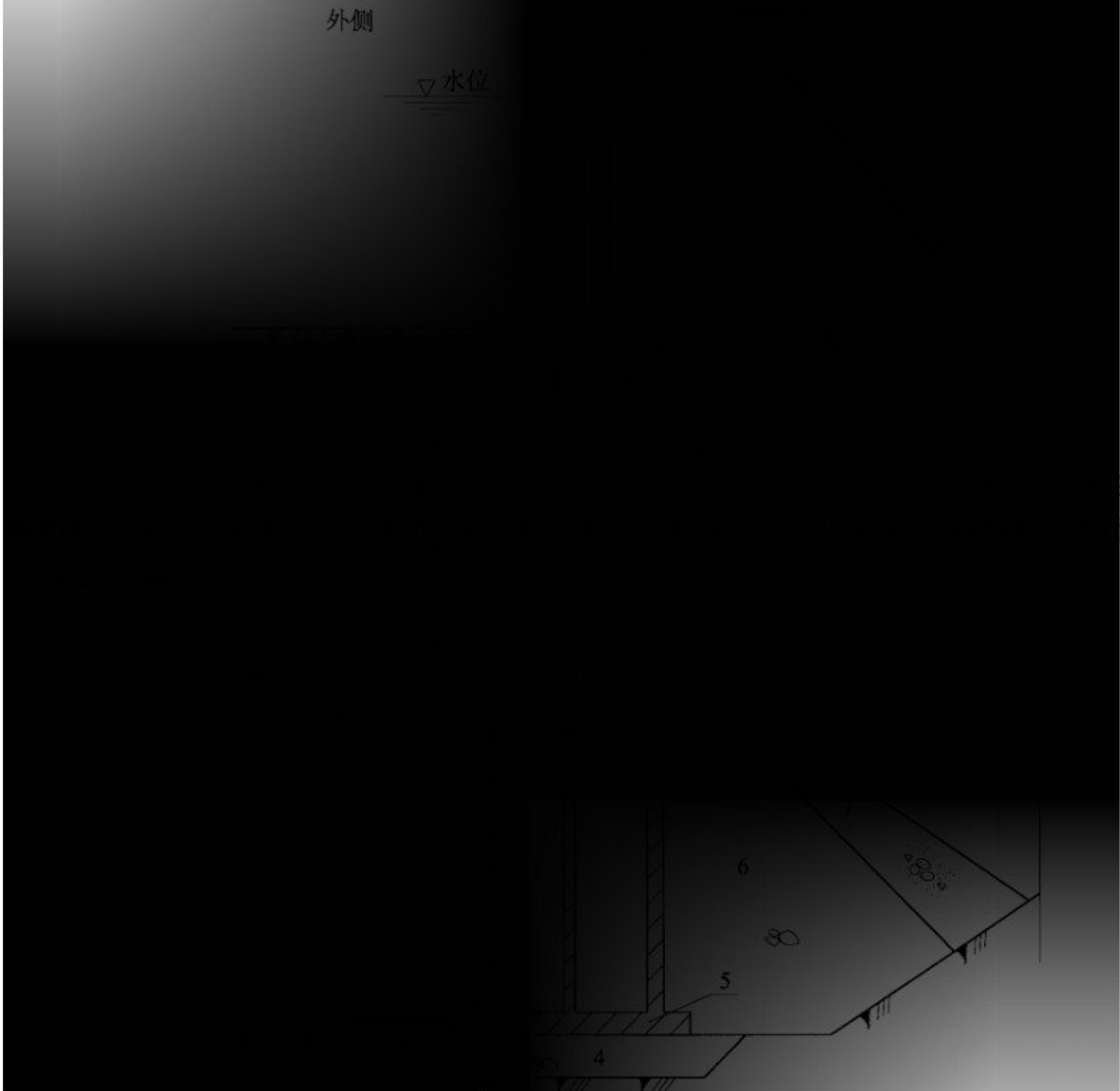


图 8.2.4 加筋土岸壁断面型式

1-胸墙或帽梁;2-墙面板;3-倒滤层;4-基础;5-加筋体;6-回填料

8.2.5 当墙体采用扶壁结构时,可采用



面型式如

图 8.2.6 沉箱式护岸结构断面型式

1-胸墙;2-外壁;3-护底;4-基床;5-底板;6-抛石棱体;7-倒滤层;8-箱内填料;9-回填料

8.2.7 当现场不具备开挖施工条件时,护岸墙身可采用现浇或预制混凝土沉井结构,其断面型式如图 8.2.7 所示。当沉井上部结构高度较小时,可采用悬臂板结构;当上部结构较高时,可采用重力式结构。

8.2.8 直立式护岸顶高程应根据总平面布置、使用要求和后方排水设施情况等综合确定,并应符合下列规定。

8.2.8.1 当允许越浪时,海港护岸顶高程可定在设计高水位以上不低于 0.7 倍设计波高,并应高于极端高水位。内河航道和内河港口护岸顶高程应分别按最高通航水位和设计高水位加 0.1m~0.5m 超高值确定。

8.2.8.2 当要求基本不越浪时,海港护岸顶高程宜不低于设计高水位以上 1.0 倍设计波高,并应高于极端高水位加超高值 0.1m~0.5m。

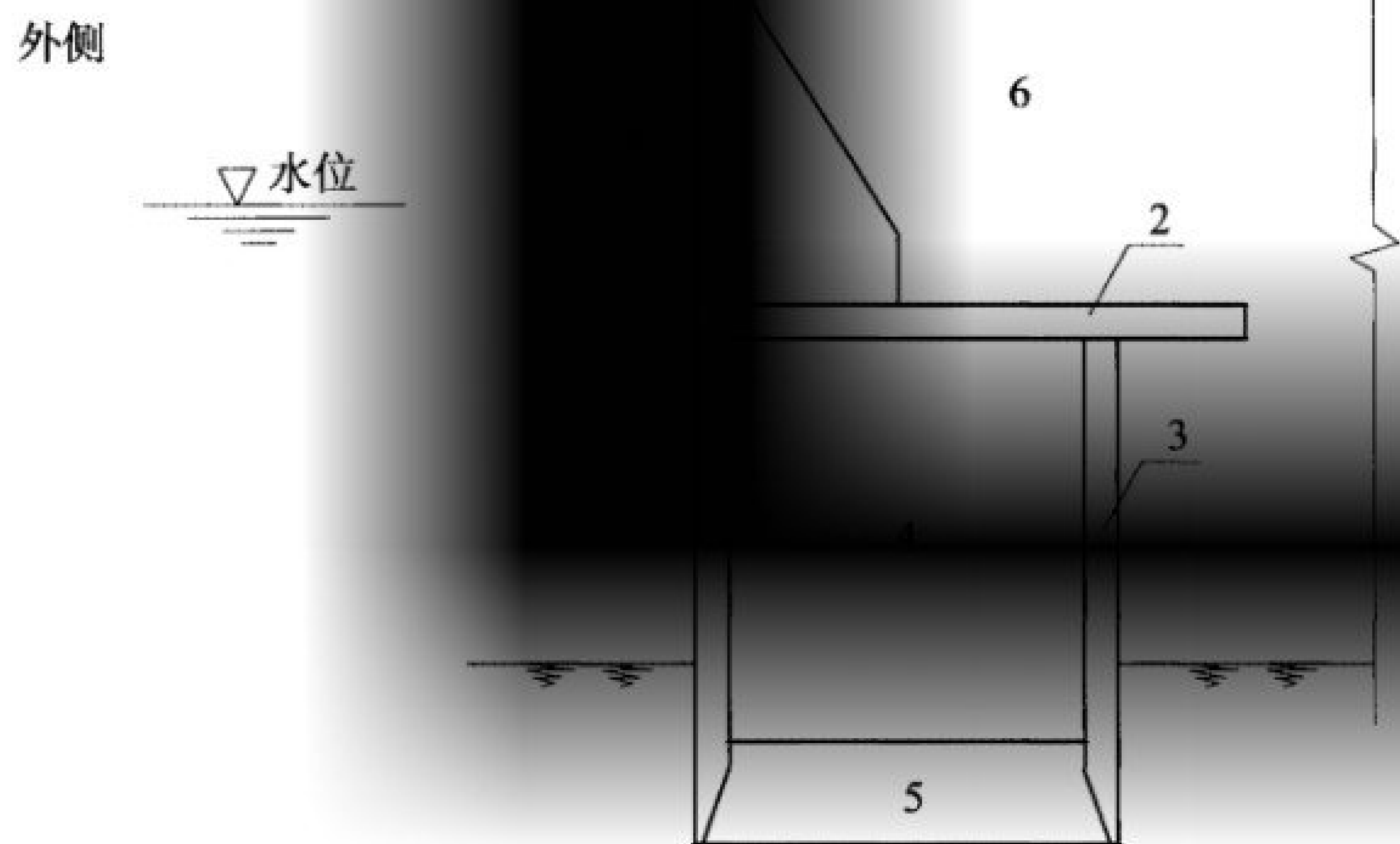


图 8.2.7 沉井式护岸结构断面型式

1-上部结构;2-盖板;3-沉井;4-井筒内回填土;5-封底;6-回填料

8.2.8.3 对不同防护要求的直立式护岸,其允许越浪量可参照第 7.2.2 条规定执行。

8.2.9 板桩护岸结构设计应符合下列规定。

8.2.9.1 有锚板桩护岸的拉杆高程,在施工允许的情况下应尽量降低。

8.2.9.2 钢筋混凝土板桩截面可采用矩形、T 形等。

8.2.9.3 钢板桩截面可采用 U 形、Z 形等。当板桩墙弯矩较大时,也可采用圆管形、H 形或组合形等。

8.2.9.4 地下墙式护岸可采用现浇或预制钢筋混凝土结构。现浇地下墙截面可采用板形、T 形或钻孔桩排形等;预制地下墙截面可采用矩形等。

8.2.9.5 锚碇结构可采用锚碇墙、锚碇板桩、锚碇桩或土锚等型式,并应根据场地条件和拉杆力大小等因素确定。

8.2.10 加筋土岸壁的加筋体断面应根据岸高、地形、地质和稳定等条件,采用矩形、梯形、倒梯形或锯齿形等型式,其断面型式如图 8.2.10 所示。

矩形

梯形

倒梯形

锯齿形

图 8.2.10 加筋土岸壁断面型式

H -岸壁高度

8.2.11 沉井式护岸结构设计应符合下列规定。

8.2.11.1 应用于直立式护岸时沉井可采用单列布置,埋深不宜小于 2m。

8.2.11.2 沉井之间可采用对头接型式。垂直缝的宽度不小于 50mm,其空腔宽可采用 400mm~500mm,且腔内应设置倒滤设施。

8.2.11.3 沉井盖板平台高程应根据地形地质条件、施工水位综合确定。

8.3 直立式护岸计算

8.3.1 重力式直立式护岸设计主要计算内容应符合下列规定。

8.3.1.1 承载能力极限状态设计应进行下列内容的计算或验算:

- (1)对墙底面和墙身各水平缝及齿缝计算面前趾的抗倾稳定性;
- (2)沿墙底面和墙身各水平缝的抗滑稳定性;
- (3)沿基床底面的抗滑稳定性;
- (4)基床和地基承载力;
- (5)整体稳定性;
- (6)构件的强度;
- (7)明基床的护肩块石和护底块石的稳定重量。

8.3.1.2 正常使用极限状态设计应进行下列内容的计算或验算:

- (1)地基沉降;
- (2)裂缝宽度。

8.3.2 重力式直立式护岸施工期应进行下列稳定性验算:

- (1)有波浪作用,墙后尚未回填或部分回填时,已安装的下部结构在波浪作用下的稳定性;
- (2)有波浪作用,胸墙后尚未回填或部分回填时,墙身、胸墙在波浪作用下的稳定性;
- (3)墙后采用吹填时,已建成部分在水压力和土压力作用下的稳定性;
- (4)施工期构件出运、安装时的稳定性和承载力。

8.3.3 直立式护岸承载能力和正常使用极限状态设计,应以计算水位对应的设计波要素所确定的波浪力作为标准值。波浪力的计算应按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)的相关规定执行。当远破波斜向作用时波浪力可按附录 A 确定。

8.3.4 直立式护岸承载能力极限状态各设计状况及相应的组合中计算水位的选取应符合下列规定。

8.3.4.1 持久组合,对于沿海港口护岸计算水位应分别采用设计高水位、设计低水位、极端高水位和极端低水位;对于内河港口护岸计算水位应分别取设计高水位、设计低水位;对于内河航道护岸计算水位应分别取设计最高通航水位、设计最低通航水位。对于内河护岸还应考虑与地下水位相组合的某一不利水位;有排洪要求时应考虑最高洪水位。

8.3.4.2 短暂组合,对于沿海港口护岸计算水位应分别采用设计高水位、设计低水位或施工期短暂状态下某一不利水位;对于内河港口护岸计算水位应分别取设计高水位、设计低水位;对于内河航道护岸计算水位应分别取设计最高通航水位、设计最低通航水位。

8.3.4.3 地震组合,计算水位应按现行行业标准《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)

的有关规定执行。

8.3.5 直立式护岸正常使用极限状态作用组合可不计算极端高水位和极端低水位时的情况。

8.3.6 直立式护岸承载能力极限状态设计状况和正常使用极限状态设计状况中设计波高的选取应符合下列规定：

(1) 持久状况下极端高水位和设计高水位时,波高采用相应的设计波高;

(2) 持久状况下设计低水位时,当有推算的外海设计波浪时,按设计低水位进行波浪浅水变形分析,求出设计波高;当只有建筑物附近不分水位统计的设计波浪时,取与设计高水位时相同的设计波高但不超过低水位时的浅水极限波高;

(3) 设计高水位堤前波态为立波,而在设计低水位已为破碎波时,对设计低水位至设计高水位之间可能产生最大波浪力的水位进行计算;

(4) 持久状况下极端低水位时,不考虑波浪的作用;

(5) 短暂状况时,对未成型的直立式护岸进行施工期复核,波高的重现期采用 5 ~ 10 年;

(6) 地震状况,不考虑地震作用与波浪的组合;

(7) 偶然状况,有特殊要求时按相应的设计条件确定设计波浪。

8.3.7 重力式直立式护岸的计算应符合现行行业标准《码头结构设计规范》(JTS 167)的有关规定。

8.3.8 重力式直立式护岸的地基承载力验算、整体稳定性验算和地基沉降计算应按现行行业标准《水运工程地基设计规范》(JTS 147)的有关规定执行。地基承载力验算和整体稳定计算应计入波浪力作用。

8.3.9 重力式直立式护岸地基沉降计算,当沿护岸长度方向地基压缩层厚度和土的压缩系数有较大变化时,应分段计算沉降量。计算断面平均沉降量的限值,方块、浆(灌)砌块石和扶壁式结构不宜超过 250mm;沉箱结构不宜超过 300mm。

8.3.10 直立式护岸墙体采用混凝土或浆(灌)砌块石结构时,迎水面不应出现拉应力,墙体背面的拉应力不应大于 0.05MPa。

8.3.11 板桩墙护岸的计算内容和方法应符合现行行业标准《码头结构设计规范》(JTS 167)的有关规定。

8.3.12 加筋土护岸计算内容和方法应按现行行业标准《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239)的有关规定执行。

8.3.13 建于可冲刷地基上的直立式护岸,其墙前防护宽度的确定可按第 5.3.18 条规定执行。

8.4 直立式护岸构造

8.4.1 直立式护岸沿长度方向应设置变形缝。变形缝间距根据气温情况、结构型式、地基条件和基床厚度等确定,其间距可取 10m ~ 25m,缝宽可取 20mm ~ 50mm,并做成上下垂直通缝。现浇混凝土或浆(灌)砌石护岸结构的变形缝宜采用弹性材料填充。

8.4.2 对建于岩石地基上的现浇混凝土和浆(灌)砌石结构,当基岩面向水域倾斜时,应将基岩面做成阶梯形,且最低一层台阶宽度不宜小于1.0m。对建于岩石地基上的预制方块、扶壁或沉箱墙体结构,应在岩石岩面上采用二片石、碎石进行整平,其厚度不宜小于0.3m。

8.4.3 非岩石地基上的现浇混凝土和浆(灌)砌石结构,地基承载力不足时应进行地基处理。当地基承载力足够时,宜设置0.1m~0.2m厚的碎石、混凝土垫层,其埋置深度应达到冲刷线以下,且埋深不宜小于0.5m。

8.4.4 直立式护岸采用水下安装的预制结构时,应设置抛石基床。抛石基床应根据水深、地形和地基等情况,采用明基床、暗基床或混合基床。

8.4.5 基槽底宽不宜小于墙体底宽加2倍基床厚度。近岸开挖时,开挖坡度应根据稳定计算确定。

8.4.6 当直立式护岸墙体前底流速大、地基土易被冲刷时,应采取适当加大抛石基床外肩宽度、放缓边坡、增加埋深或增加护底宽度等防冲刷措施。

8.4.7 对易受到破碎波冲刷的直立式护岸,其基础埋置深度应达到冲刷线以下0.5m~1.0m。

8.4.8 冰冻地区的直立式护岸,基础最小埋置深度应在冻结深度以下。

8.4.9 混凝土实心方块平面尺寸应满足下列要求:

- (1)长边与高度之比不大于3;
- (2)短边与高度之比不小于1。

8.4.10 一次出水的单层空心块体护岸,块体间垂直缝设计宽度不应大于高度的4‰,且不应小于40mm。墙背后无抛石棱体时,应在垂直缝处设置倒滤空腔。

8.4.11 素混凝土空心块体的立壁厚度不得小于400mm。

8.4.12 素混凝土空心块体断面前趾应采用钢筋混凝土结构。无底空心块体宜在顶层及底层配置钢筋混凝土圈梁,并应在腔内回填块石。

8.4.13 卸荷板应采用钢筋混凝土结构。

8.4.14 预制扶壁结构外形尺寸应满足下列要求:

- (1)胸墙底面高程不宜低于施工水位,扶壁顶面宜嵌入上部结构不少于100mm;
- (2)扶壁结构的宽度由结构稳定性和地基承载力确定;
- (3)扶壁结构长度由起重设备能力确定,不应小于高度的1/3。

8.4.15 扶壁间垂直缝设计宽度宜取扶壁高度的4‰,但不宜小于40mm。扶壁背后无抛石棱体时,应设倒滤井。内河航道和港口护岸现浇扶壁垂直缝不宜小于20mm。

8.4.16 现浇混凝土和浆(灌)砌石护岸的趾长与趾高的比值,混凝土宜取0.7~1.0;浆(灌)砌石宜取0.3~0.5。

8.4.17 浆(灌)砌石墙体顶部,宜设置高度和宽度均不小于0.3m的现浇混凝土压顶。

8.4.18 现浇混凝土和浆(灌)砌石墙体应设置排水孔,其大小和位置应根据水位变化情况、填料透水性能和断面形状确定,最下一层排水孔应低于设计低水位,排水孔孔径不宜小于50mm。排水孔后应设置倒滤设施。

8.4.19 沉箱底宽应由墙体稳定性和地基承载能力确定,沉箱长度宜根据施工设备能力要求的最小尺寸及护岸的变形缝间距确定。

8.4.20 沉箱内的填料宜采用砂或块石,上部结构底部宜嵌入箱内不少于 300mm。

8.4.21 沉箱间垂直缝的宽度宜采用沉箱高度的 4‰,但不宜小于 50mm。

8.4.22 直立式护岸墙后填土或回填砂土时,墙后垂直缝及两侧宜设置土工织物倒滤层,其每侧土工织物的宽度不宜小于 0.5m;墙后设置抛石棱体时,其后方应设置倒滤层,倒滤层具体做法可参照第 7.4.8 条执行。

8.4.23 钢筋混凝土板桩缝宽宜为 20mm~30mm。板桩榫槽应采取防漏土措施。

8.4.24 板桩护岸钢拉杆设计应符合下列规定。

8.4.24.1 钢拉杆应采用易焊接和延伸率不小于 18% 的钢材。

8.4.24.2 钢拉杆间距可采用 1.0m~3.0m。

8.4.24.3 钢拉杆的长度大于 12m 时,宜采用张紧器连接,并在靠近前墙和锚碇结构的两端各设 1 个竖向铰;钢拉杆总长度小于 12m 时,可只在靠近前墙处设 1 个竖向铰。张紧器两侧的拉杆长度大于 12m 时,宜分节制作,每节长度不宜大于 12m,分节之间可采用螺纹连接或焊接。

8.4.24.4 各钢构件均应采取防腐措施。

8.4.25 锚碇墙和锚碇板的高度应由稳定计算和变形确定,宜采用 1.0m~3.5m。锚碇墙和锚碇板的厚度应由强度计算确定,不宜小于 0.15m。

8.4.26 锚碇墙或锚碇板前宜采用承载能力较大的密实材料换填,可采用块石或灰土,也可采用其他夯实或振实的土料。

8.4.27 加筋土岸壁的构造应符合下列规定。

8.4.27.1 加筋土岸壁的基础宜采用钢筋混凝土条形结构,宽度不应小于 500mm,厚度不应小于 400mm,埋深应满足冲刷要求。

8.4.27.2 面板长度宜取 0.8m~2m;高度宜取 0.5m~0.6m;厚度应由结构受力计算确定,且不宜小于 0.2m。

8.4.27.3 面板背面应埋设钢拉环或穿筋孔,其位置应使上、下相邻层的预埋钢拉环或穿筋孔在水平方向相互错开。

8.4.27.4 面板组砌应上下错缝,相邻面板宜设企口连接。当采用平口时,宜穿销连接,插销宜采用 $\phi 10\text{mm} \sim \phi 12\text{mm}$ 钢筋,插销孔应用砂浆填满。

8.4.28 加筋土岸壁的加筋材料宜采用强度高、延伸率低、抗老化、与填料之间有较大摩擦系数的土工带。

8.4.29 加筋体填料应选择水稳定性好、易压实的土类,严禁采用腐殖土和生活垃圾。

8.4.30 加筋体填料的压实度,距面板 0.8m 以外时,不应小于 93%;距面板 0.8m 以内时,不应小于 90%。

8.4.31 加筋土岸壁面板应设置排水缝或排水孔,间距宜取 4m~6m;排水缝处面板内侧应贴铺无纺土工布滤层并设置厚度不小于 300mm 的碎石排水层。

8.4.32 直立式护岸特殊情况时的构造处理,可参照第 4.4.10 条规定执行。

附录 A 斜向波作用的计算

A.0.1 当波浪斜向作用于斜坡式防波堤时,护面为块石或四脚空心方块时的重量可以折减,其护面块体重量可按式(4.3.7-1)计算,但式中的 K_D 应以 $K_{D\beta}$ 代替, $K_{D\beta}$ 可近似按下式计算:

$$K_{D\beta} = \frac{K_D}{\cos^k(\beta - 22.5^\circ)} \quad (\text{A.0.1})$$

式中 $K_{D\beta}$ ——斜向波作用时护面块石或四脚空心方块的稳定系数;
 K_D ——正向波作用时的护面块石或四脚空心方块的稳定系数;
 k ——试验参数,按表 A.0.1 采用;
 β ——波向线与斜坡堤纵轴线法线的夹角($^\circ$),适用于 $22.5^\circ \sim 67.5^\circ$ 。

表 A.0.1 试验参数 k

护面型式	四脚空心方块	块石(抛填2层)
k	1.47	1.55

A.0.2 当远破波斜向作用于直立式防波堤时,可对正向波计算出的波浪力进行折减,折减系数可近似按下式计算:

$$k_p = \frac{1 + \cos(\beta - 22.5^\circ)}{2} \quad (\text{A.0.2})$$

式中 k_p ——折减系数;
 β ——波向线与直立堤纵轴线法线的夹角($^\circ$),适用于 $22.5^\circ \sim 90^\circ$ 。

附录 B 常用护面块体形状尺寸图



图 B.0.1-1 四脚锥体
a-四角锥体基准尺寸

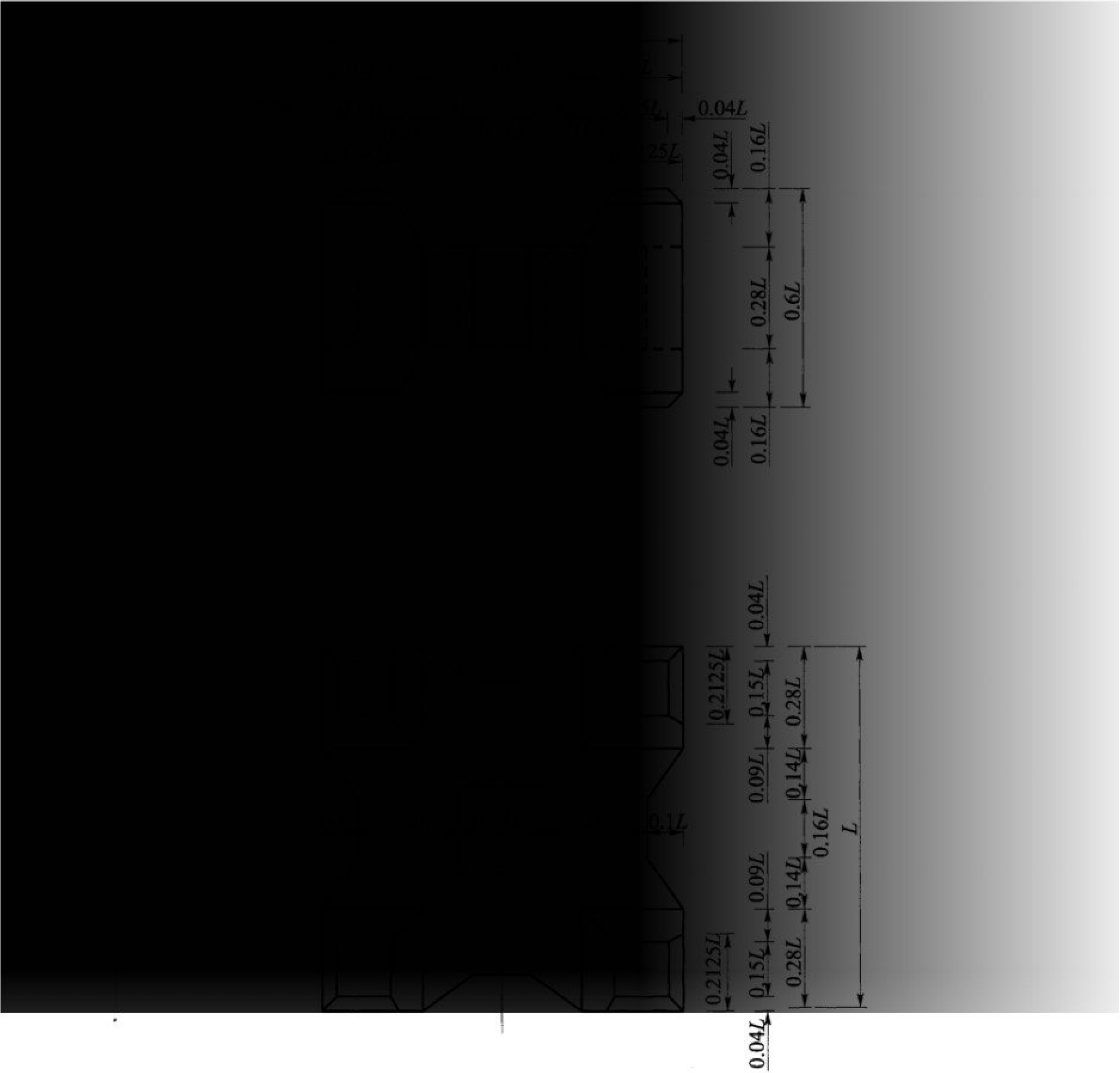
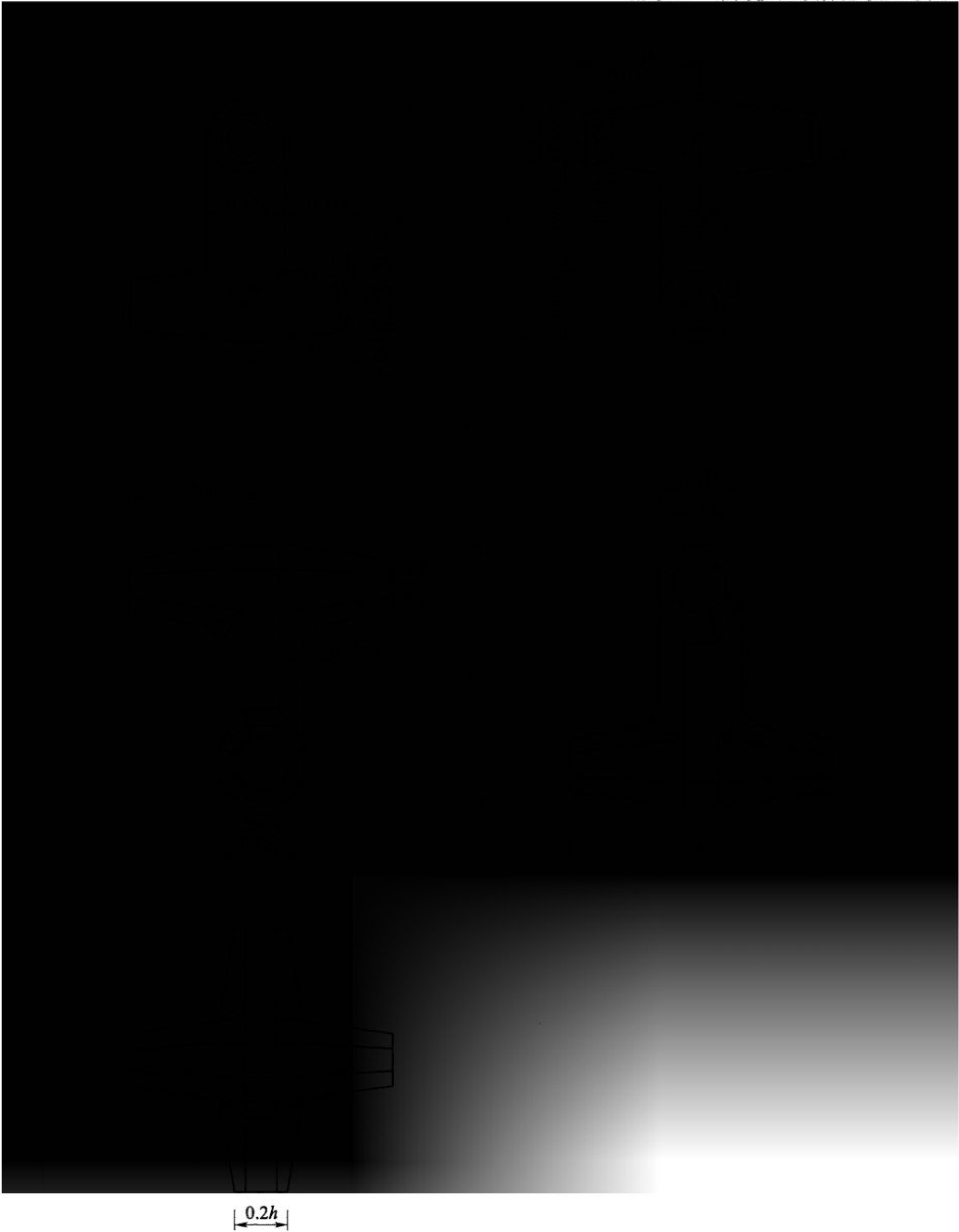


图 B.0.1-2 四脚空心方块
 L -四脚空心方块边长



(b)

图 B.0.1-3 扭工字块体
(a) A 型扭工字块体; (b) B 型扭工字块体
 h -扭工字块体正向高度

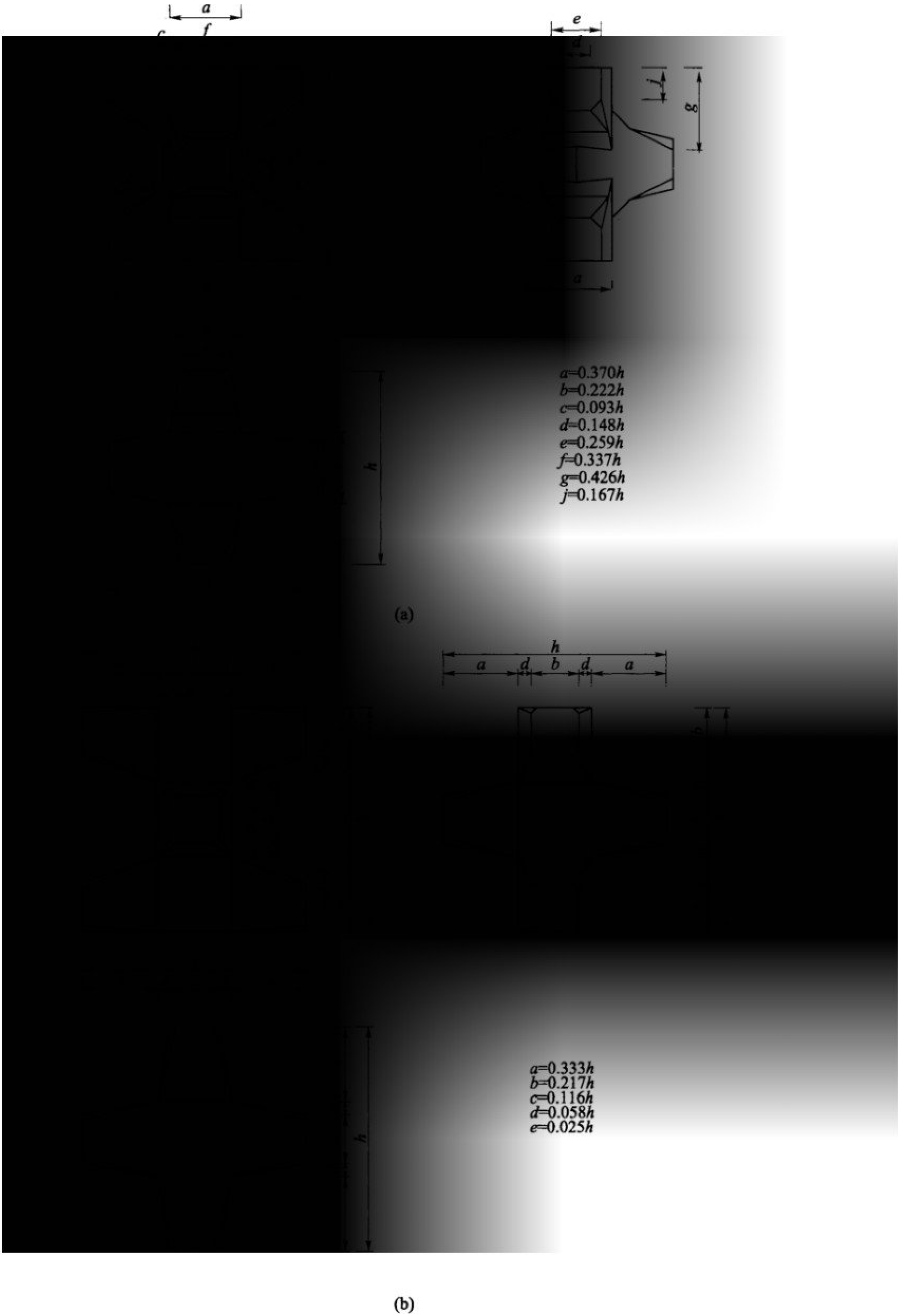


图 B.0.1-4 扭王字块体
(a) A 型扭王字块体;(b) B 型扭王字块体,宜用于重量 10t 以内
 h -扭王字块体高度

B.0.2 常用护面块体的体积可按表 B.0.2 确定。

表 B.0.2 护面块体体积

块 体	四 脚 锥 体	四脚空心方块	扭工字块体		扭王字块体	
			A 型	B 型	A 型	B 型
$V(\text{m}^3)$	$9.925a^3$	$0.299L^3$	$0.142h^3$	$0.160h^3$	$0.330h^3$	$0.265h^3$

附录 C 护面块体的稳定重量、人工块体
个数和混凝土量计算图

C.0.1 抛填2层块石

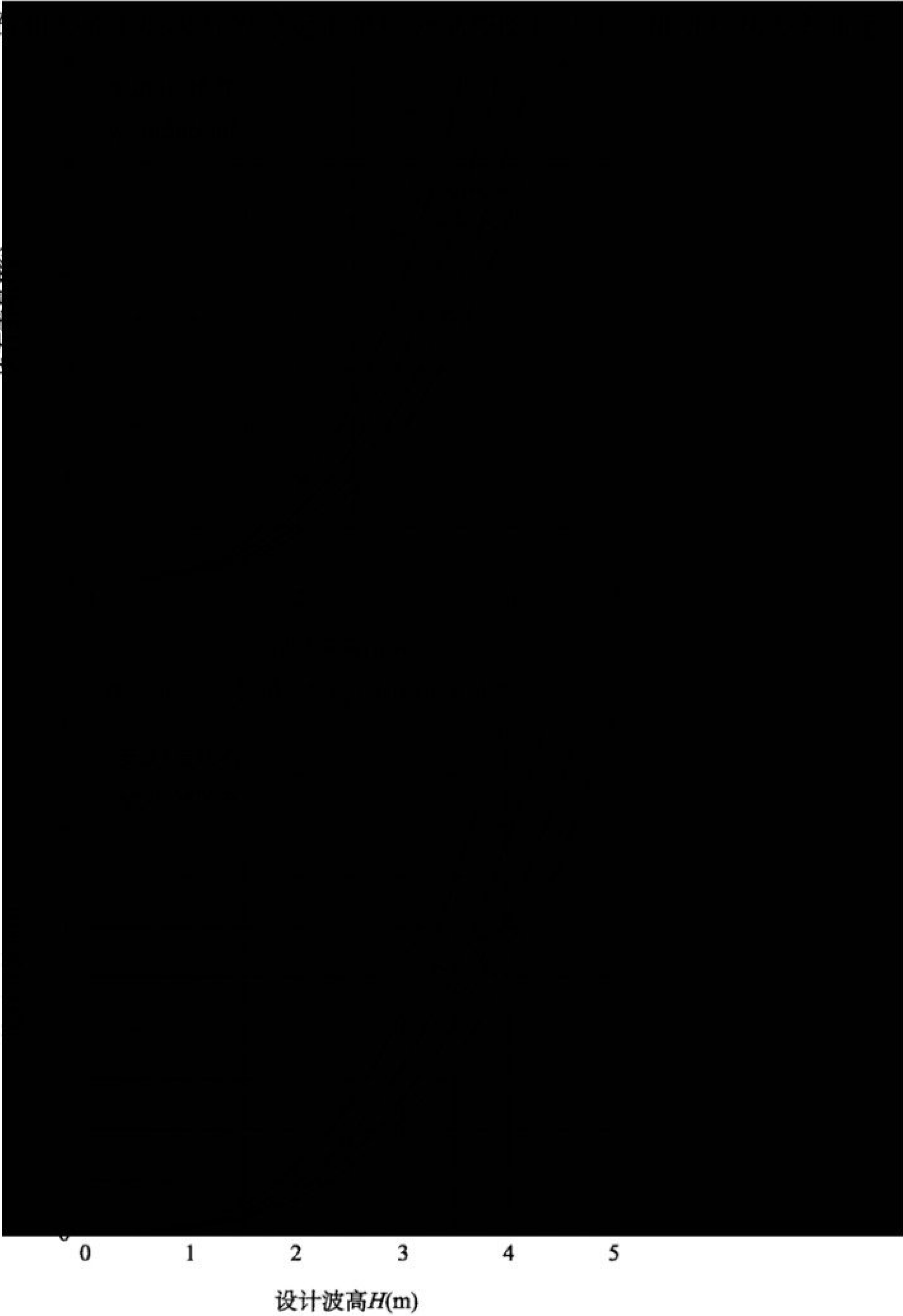


图 C.0.1-2 安放 1 层块石的稳定重量 W

C.0.2 四脚锥体的稳定重量、块体个数和混凝土量可分别按图 C.0.2-1、图 C.0.2-2 和图 C.0.2-3 确定。

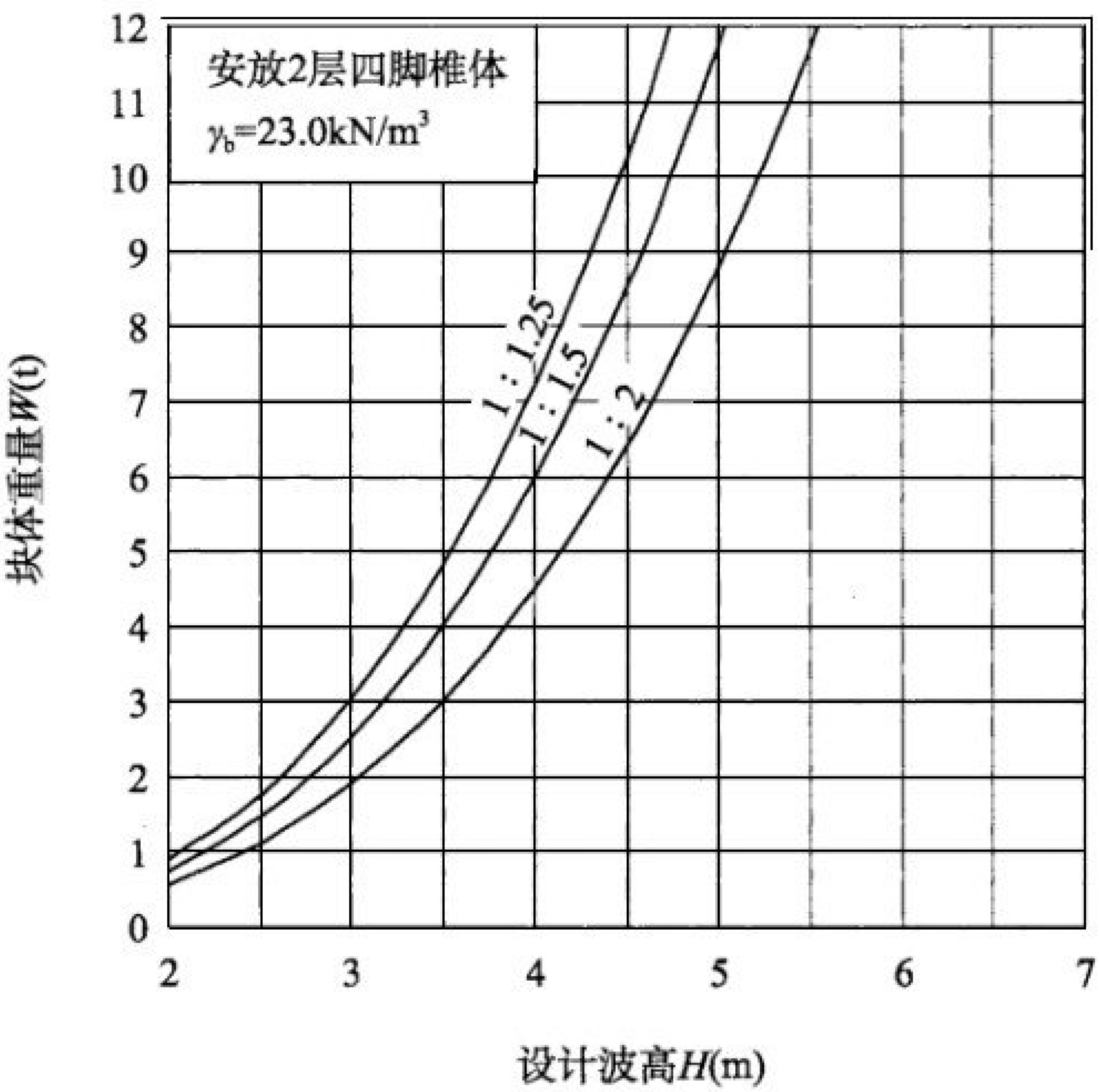


图 C.0.2-1 四脚锥体的稳定重量 W

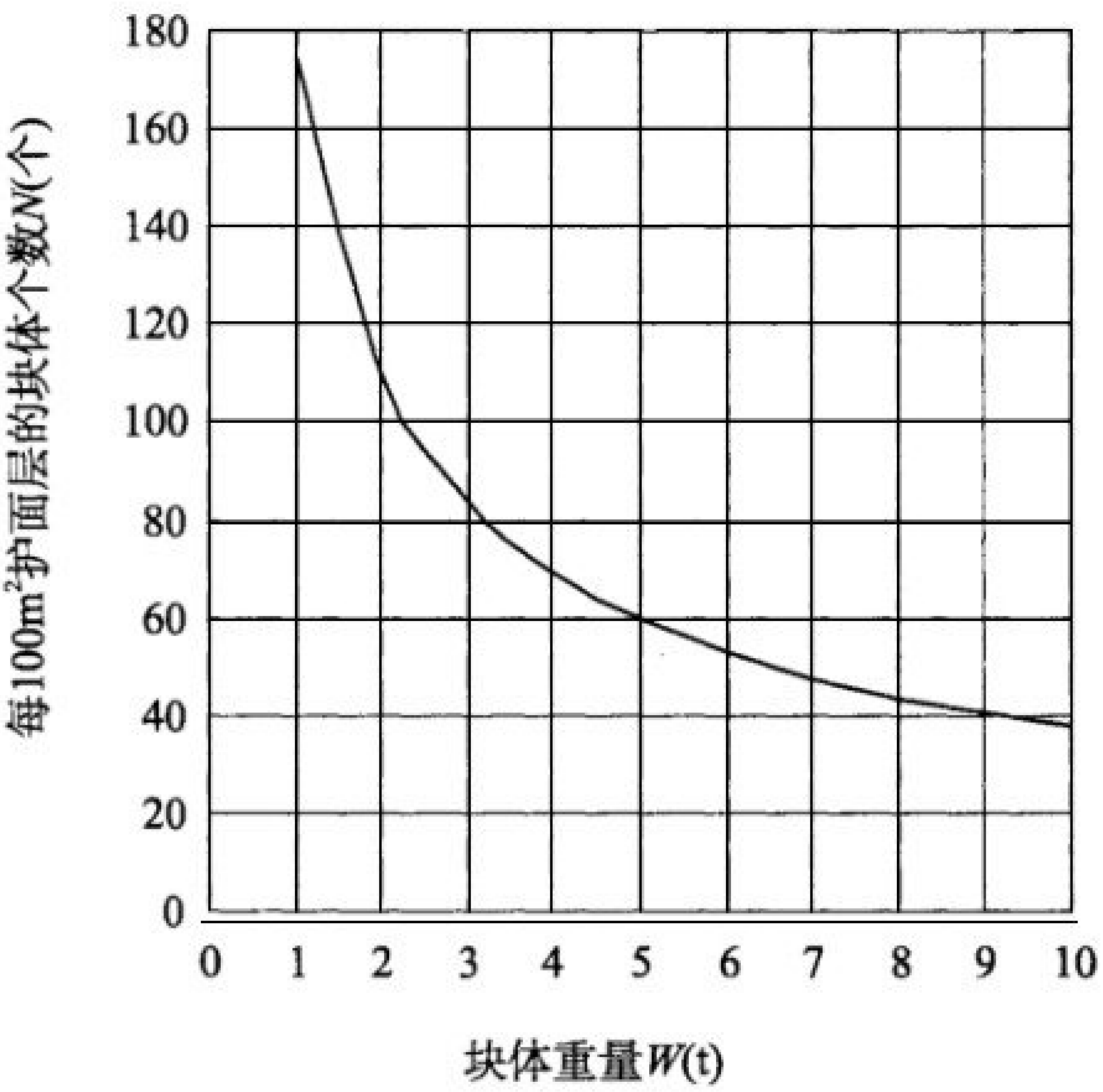


图 C.0.2-2 四脚锥体的块体个数 N

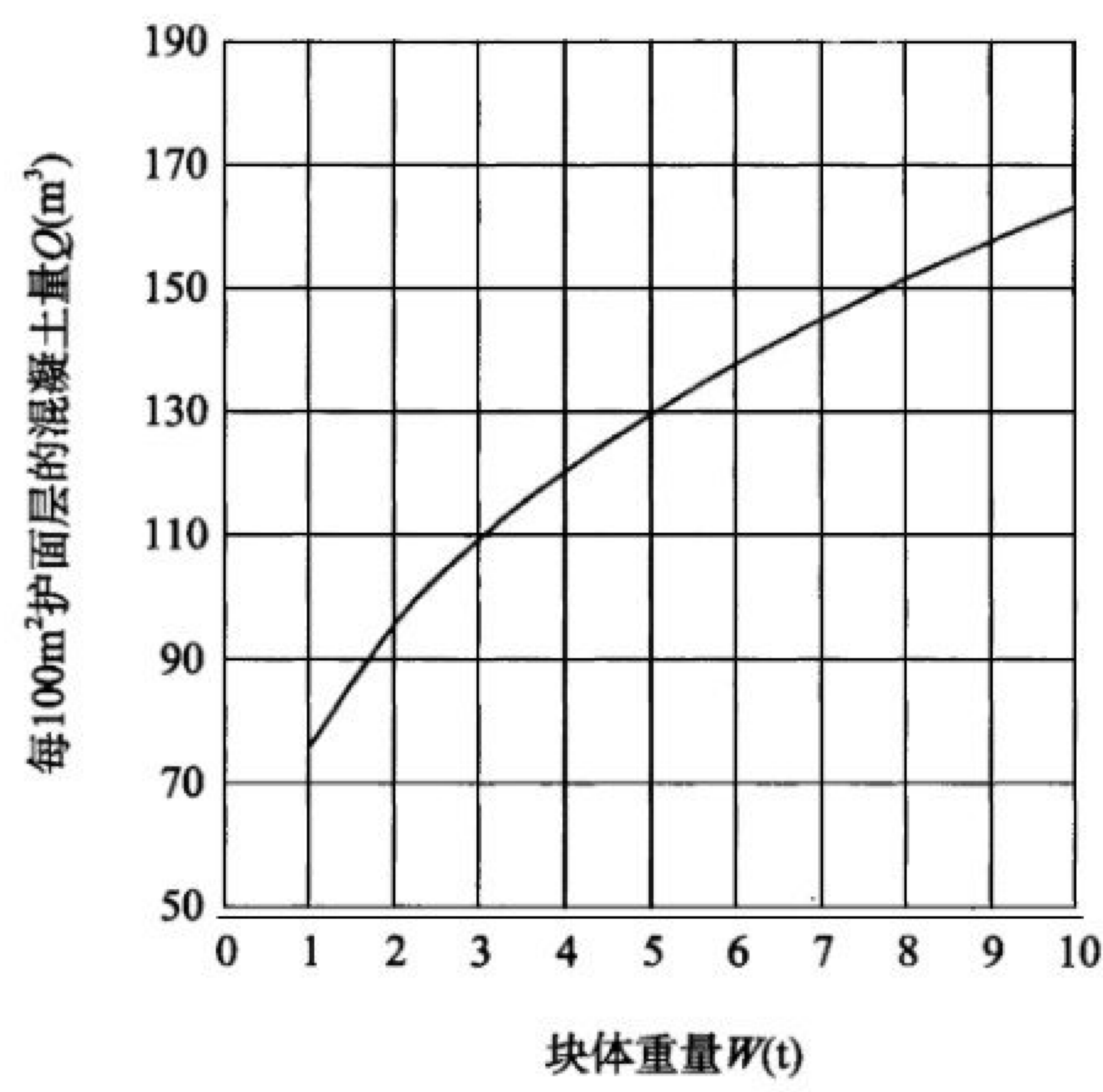


图 C.0.2-3 四脚锥体的混凝土量 Q

C.0.3 四脚空心方块的稳定重量、块体个数和混凝土量可分别按图 C.0.3-1、图 C.0.3-2 和图 C.0.3-3 确定。

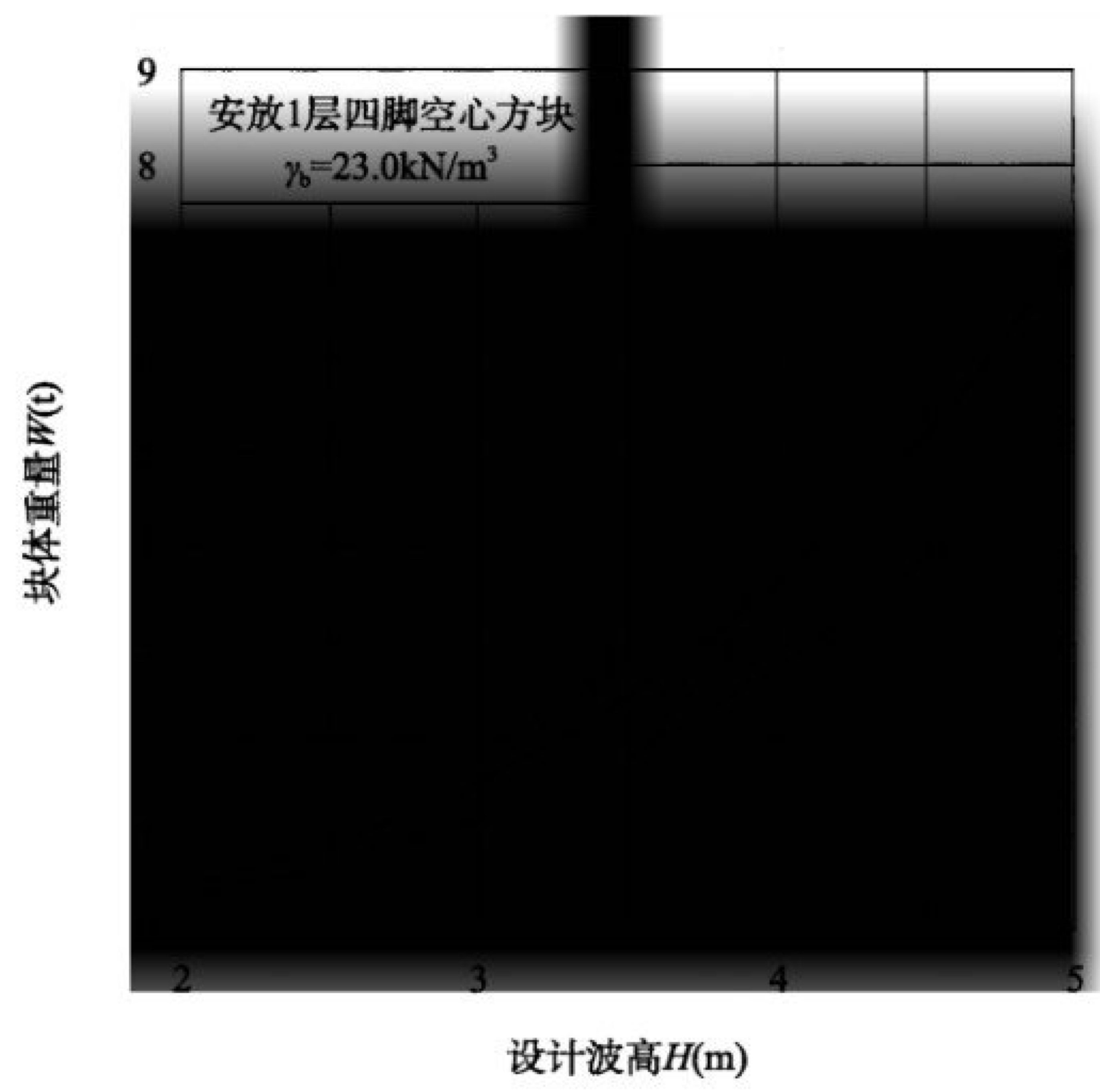


图 C.0.3-1 四脚空心方块的稳定重量 W

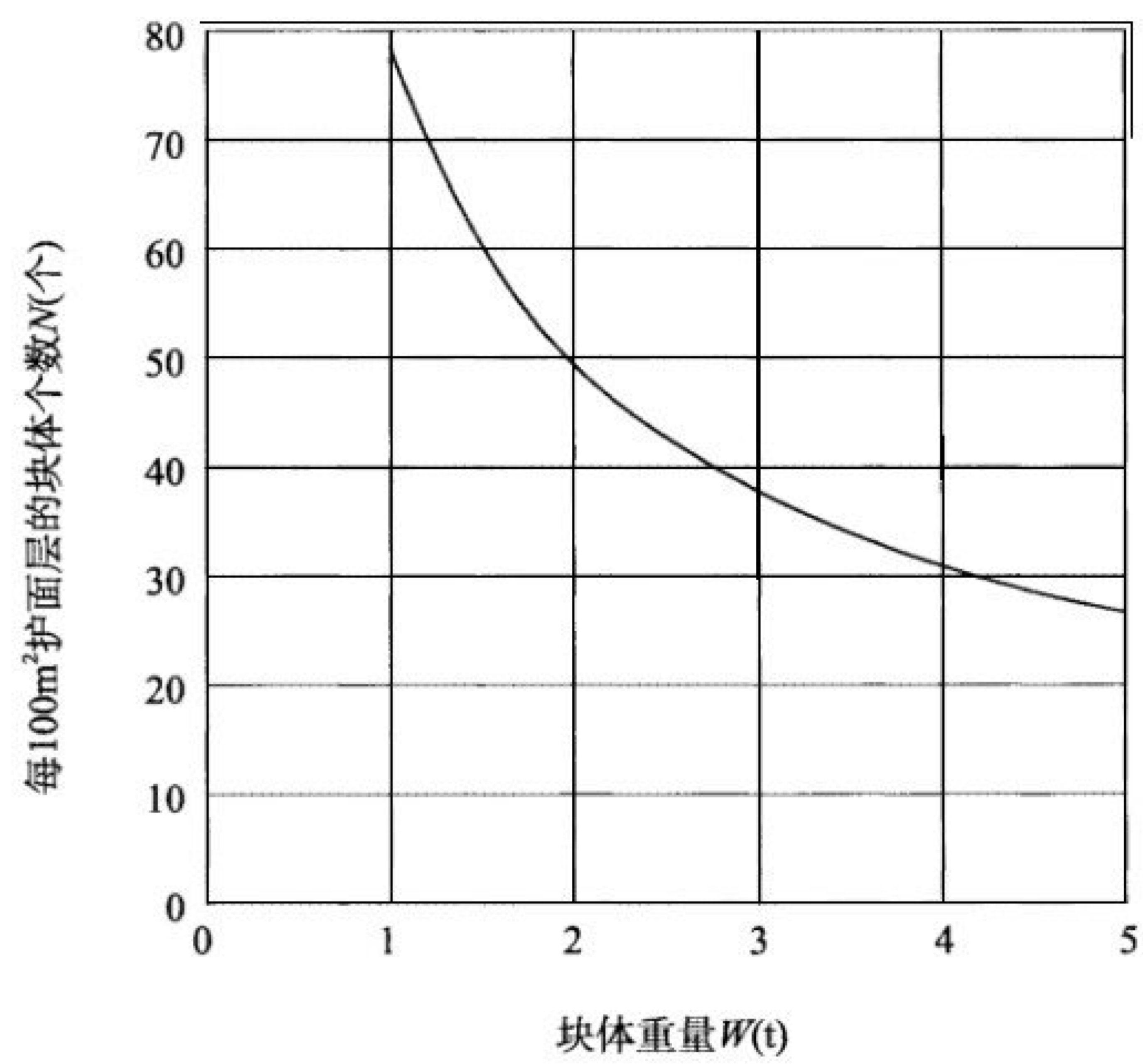


图 C.0.3-2 四脚空心方块块体个数 N

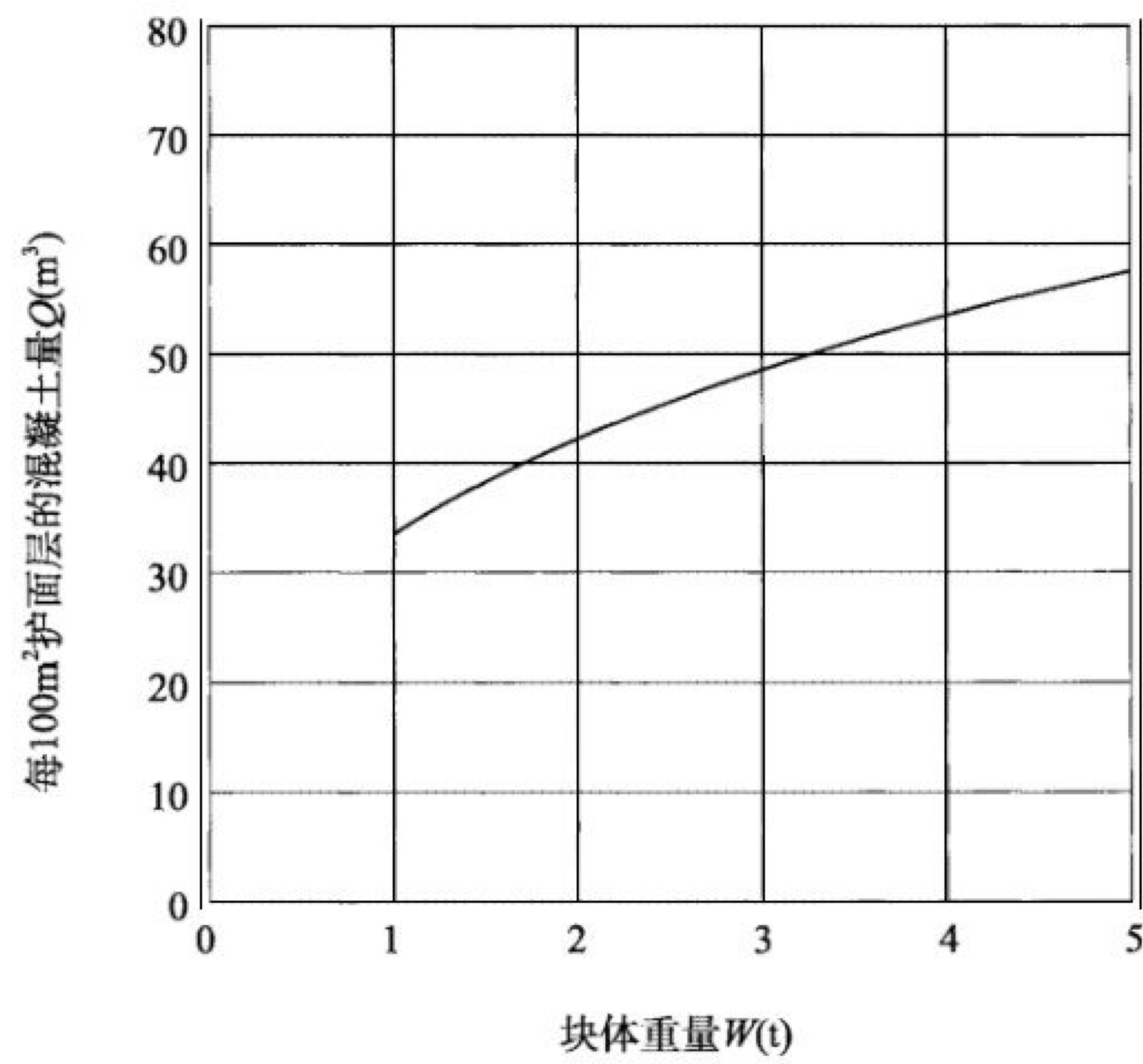


图 C.0.3-3 四脚空心方块混凝土量 Q

C.0.4 扭工字块体的稳定重量、随机安放时的块体个数和混凝土量可分别按图 C.0.4-1、图 C.0.4-2 和图 C.0.4-3 确定。

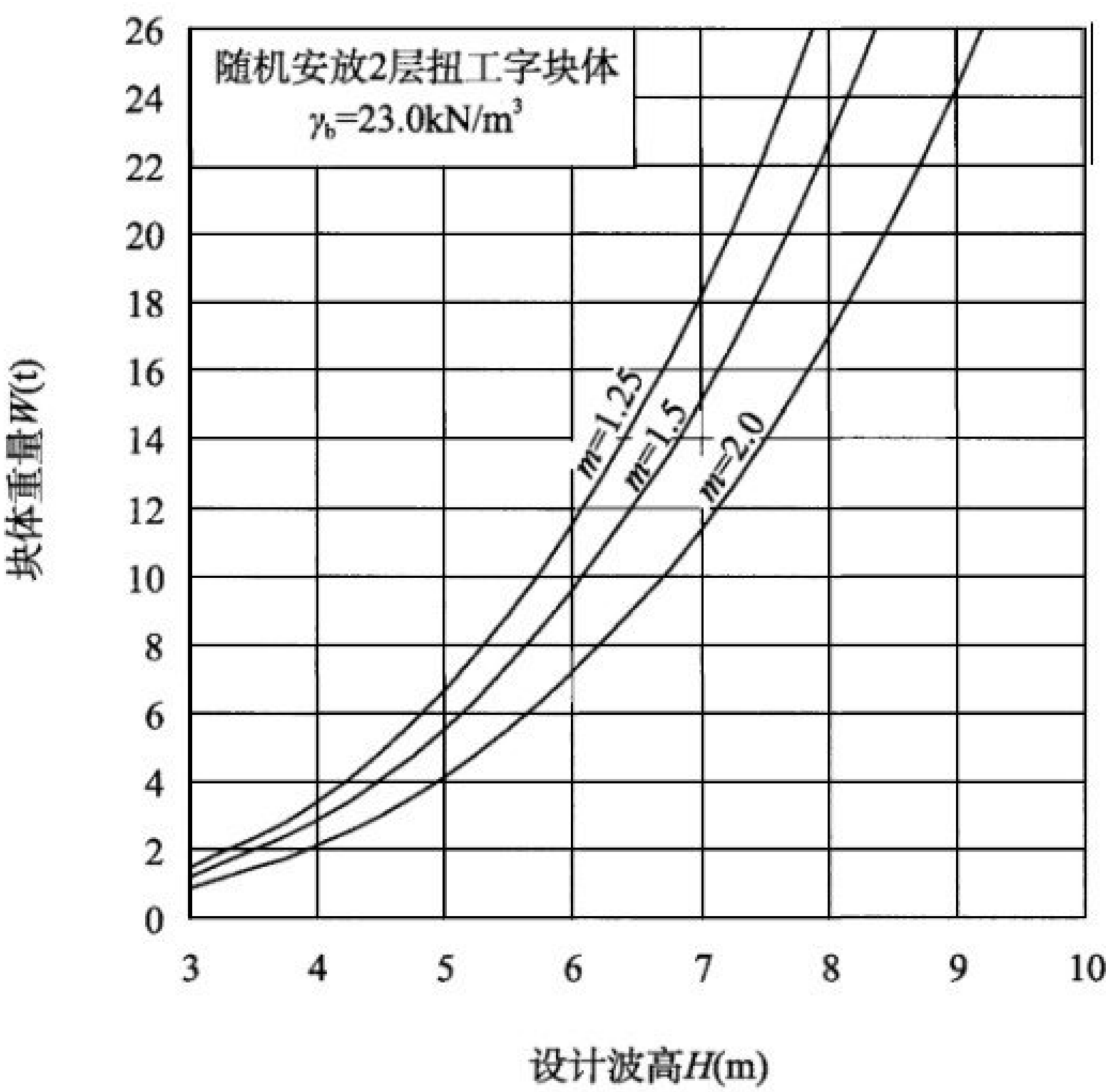


图 C.0.4-1 扭工字块体的稳定重量 $W(K_D = 18)$

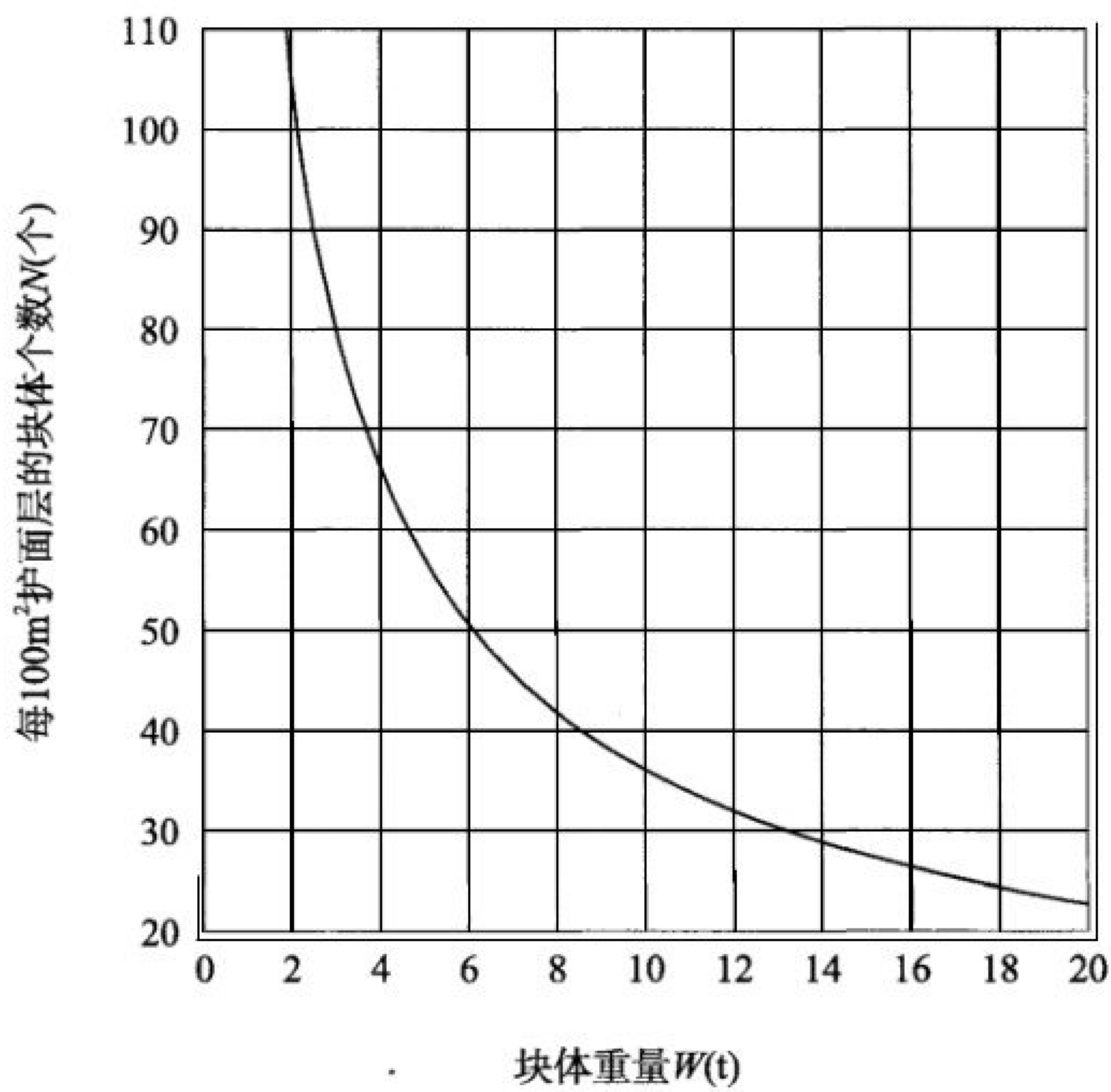


图 C.0.4-2 扭工字块体的个数 N (随机安放 2 层)

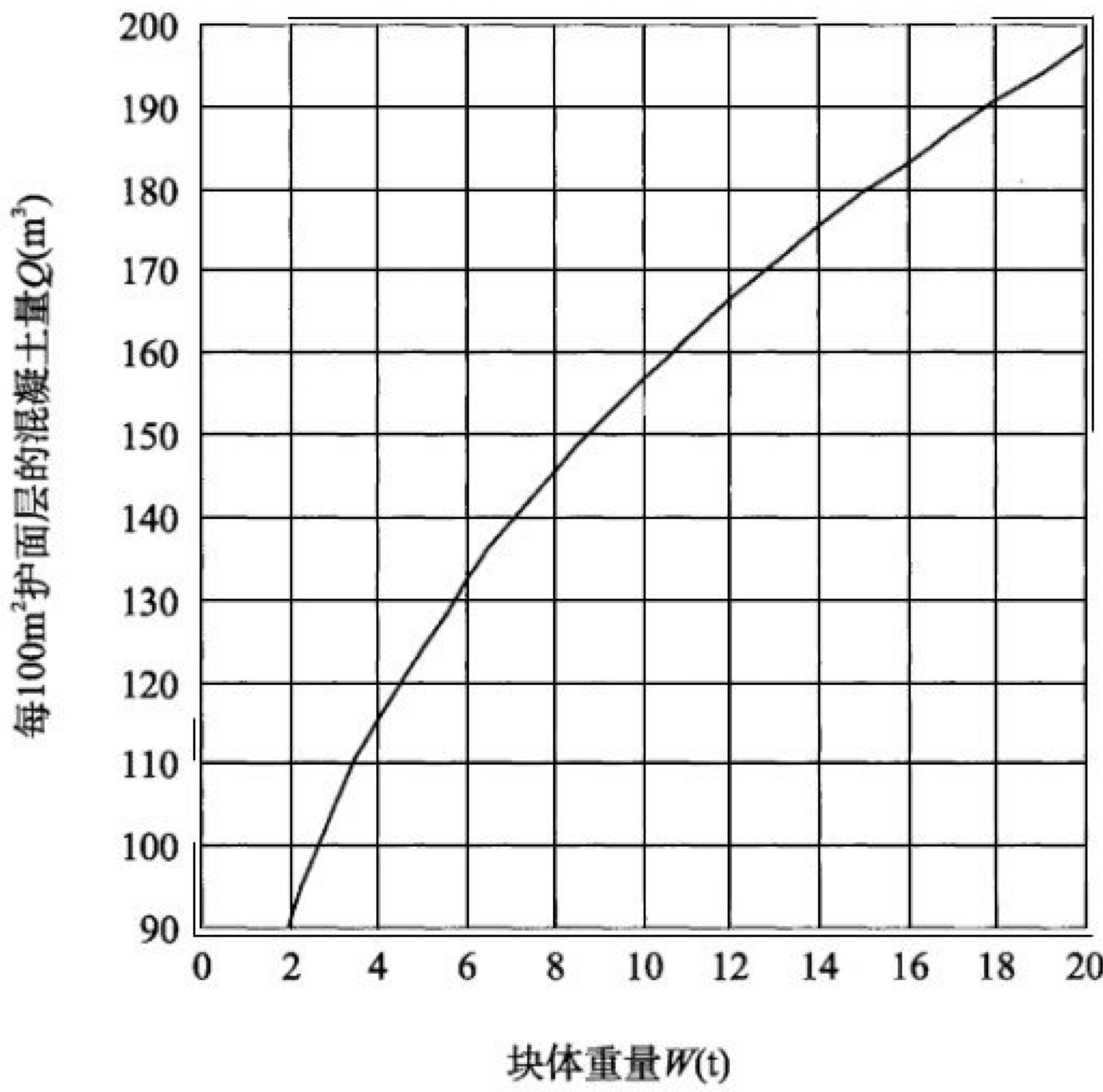


图 C.0.4-3 扭工字块体的混凝土量 Q (随机安放 2 层)

C.0.5 扭王字块体的稳定重量、随机安放时的块体个数和混凝土量可分别按图 C.0.5-1、图 C.0.5-2 和图 C.0.5-3 确定。

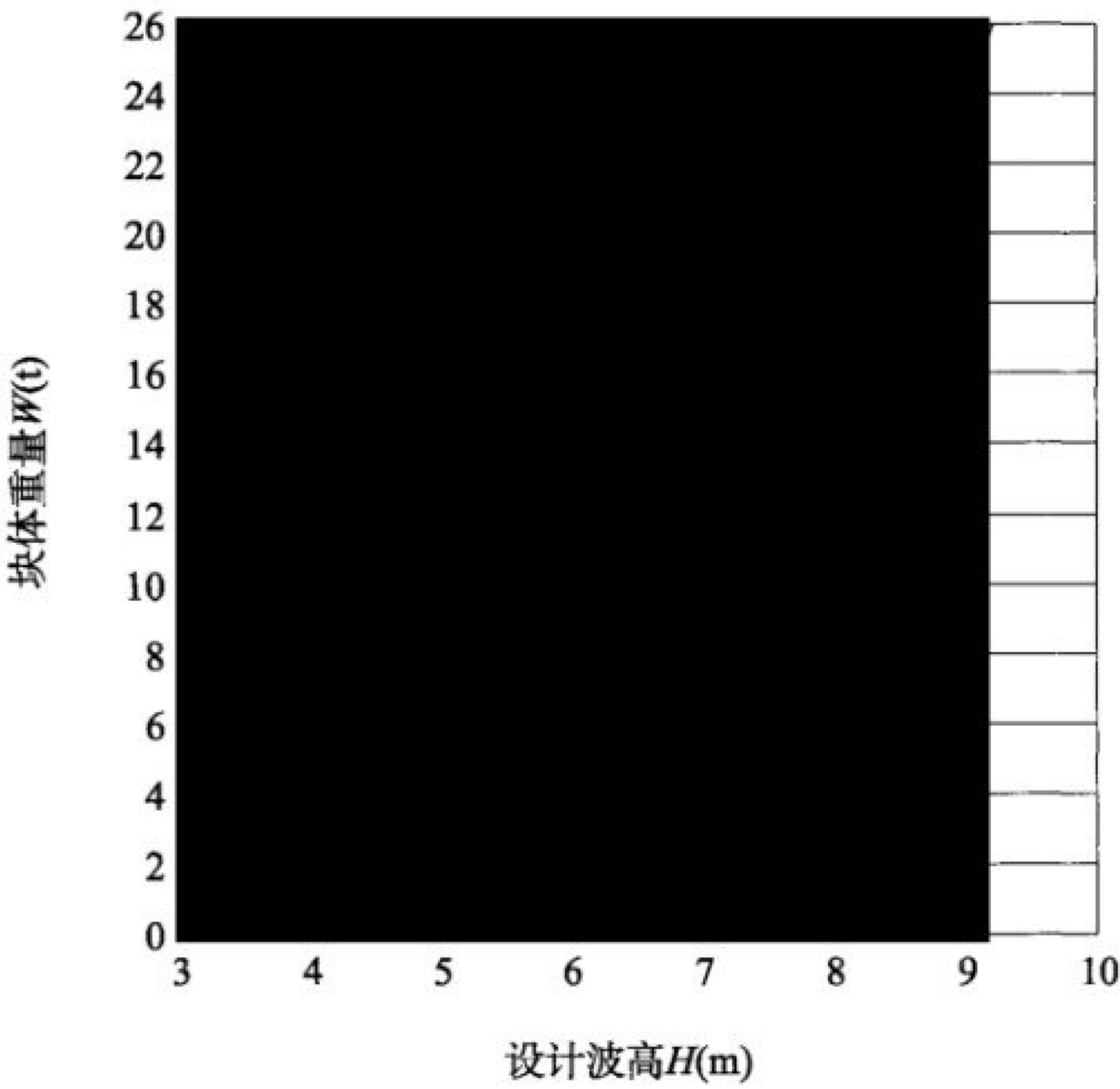


图 C.0.5-1 扭王字块体的稳定重量 $W(K_D = 18)$

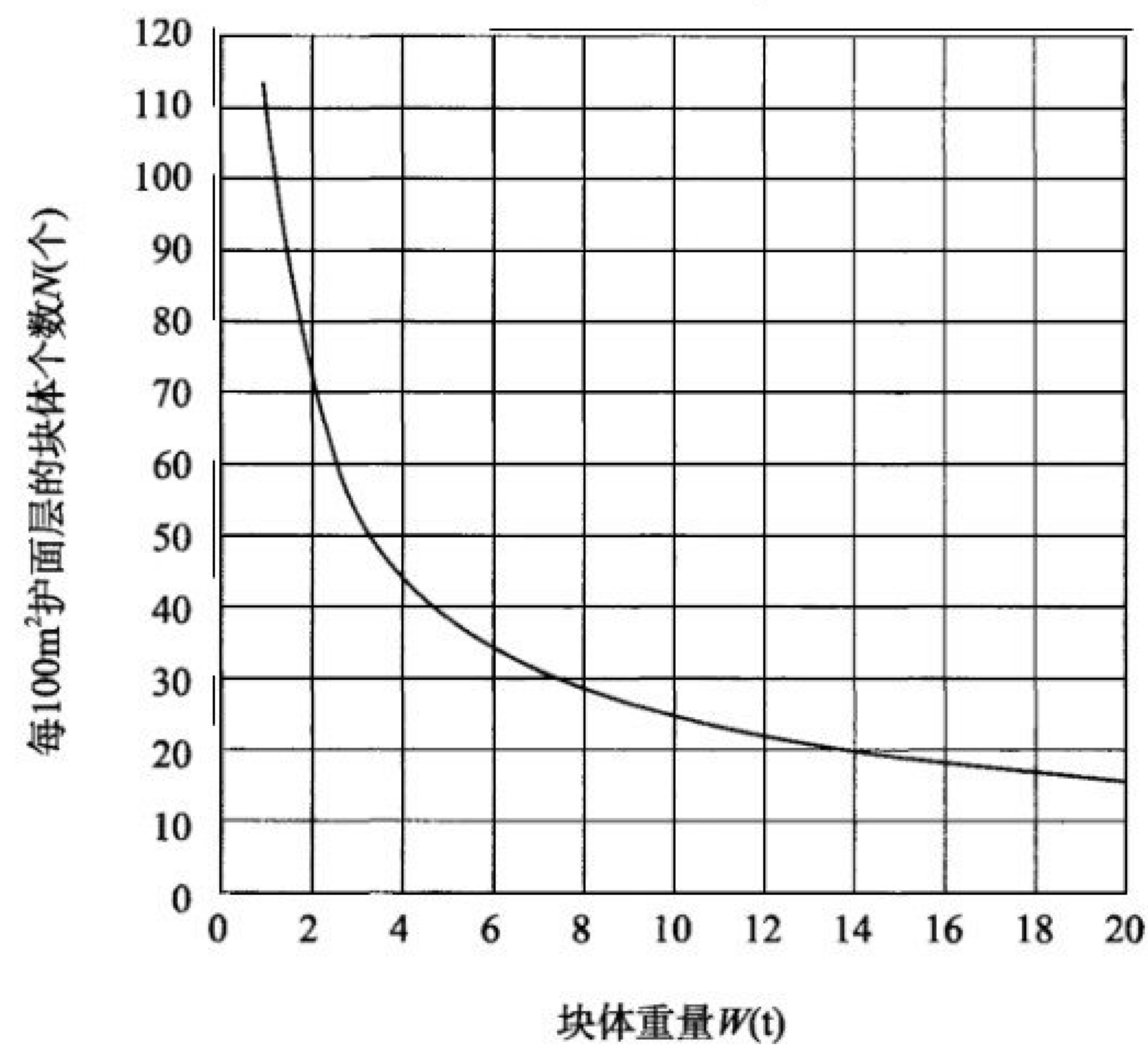


图 C.0.5-2 扭王字块体的个数 N (随机安放 1 层)

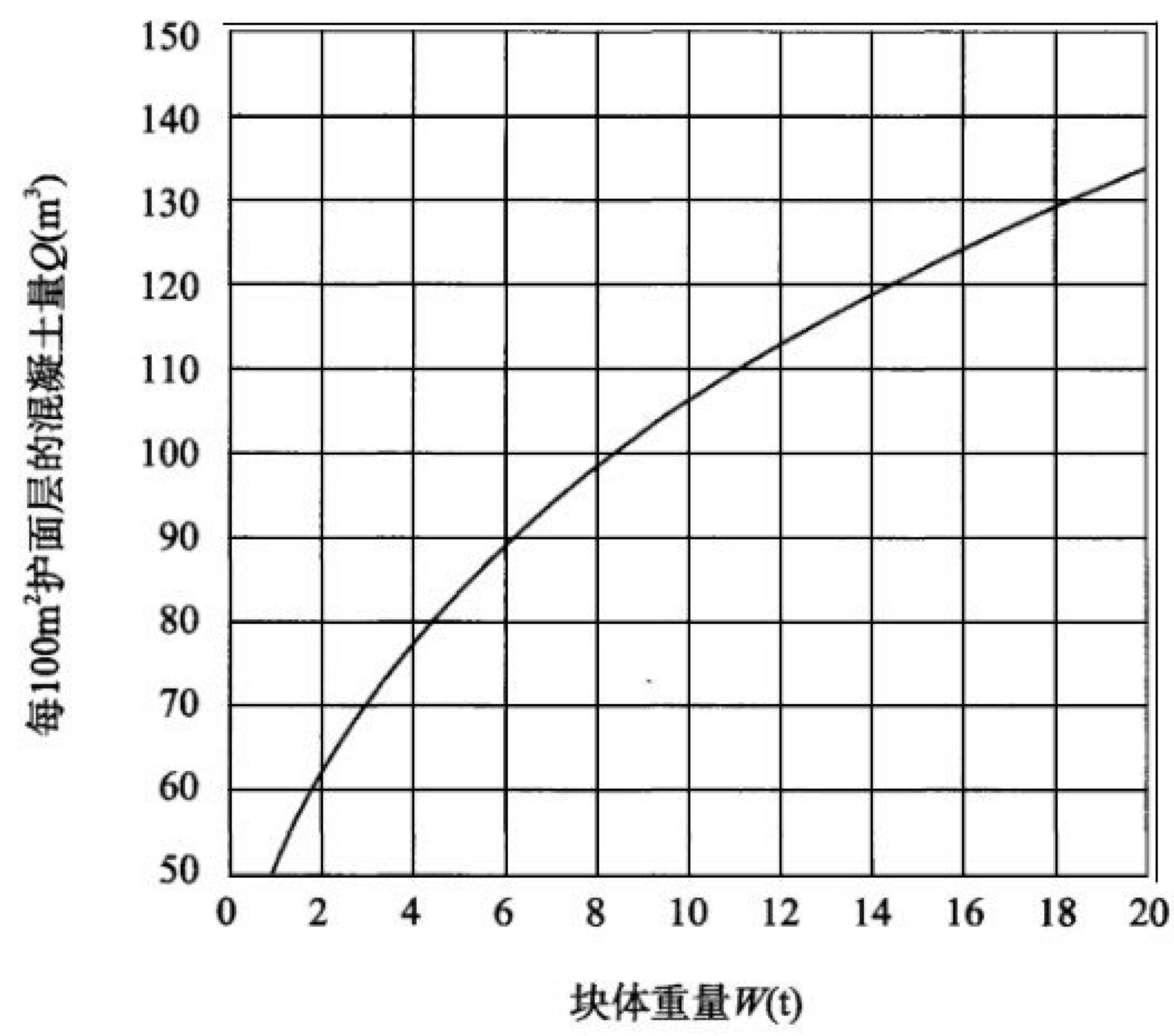


图 C.0.5-3 扭王字块体的混凝土量 Q (随机安放 1 层)

附录 D 斜坡堤前的海底冲刷计算

D.0.1 在部分立波作用下,斜坡堤前沙质海底冲刷形态可分为相对细沙型、过渡型和相对粗沙型(图 D.0.1),并应满足下列属性:

- (1)相对细沙型和相对粗沙型的冲刷剖面特性与立波作用下直立堤前相应的 2 种冲刷形态基本相同;
- (2)对过渡型的冲刷形态,其冲刷谷和堆积峰的位置均偏离于部分立波的节点和腹点;
- (3)对相对细沙型和过渡型的冲刷剖面,在斜坡堤坡面下将出现冲刷坑,采用护底块石层加以保护。

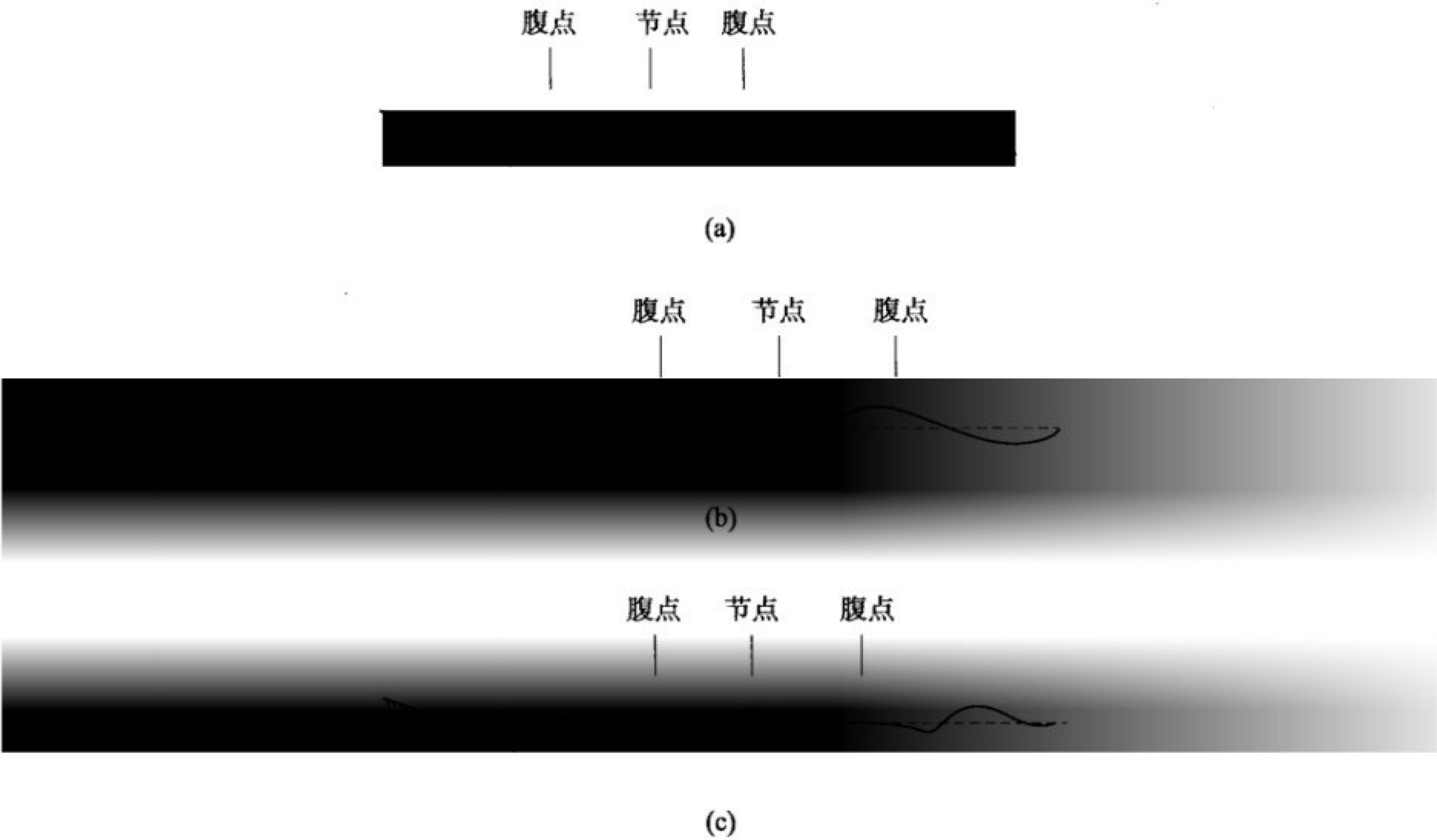


图 D.0.1 斜坡堤前的 3 种冲刷形态示意图
(a)相对细沙型;(b)过渡型;(c)相对粗沙型

D.0.2 斜坡堤前沙质海底冲刷形态的判别参数可按下列公式计算:

$$\beta = \frac{V_{\max} - V_{\text{cr}}}{\omega} \tag{D.0.2-1}$$

$$V_{\max} = \frac{2\pi H_{13\%}}{\sqrt{\frac{\pi L}{g} \sinh \frac{4\pi d}{L}}} \tag{D.0.2-2}$$

$$V_{cr} = 2.4 \Delta^{\frac{2}{3}} D_{50}^{0.433} \bar{T}^{\frac{1}{3}} \quad (\text{D.0.2-3})$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (\text{D.0.2-4})$$

式中 β ——冲刷形态的判别参数;

V_{\max} ——立波节点处最大底流速(m/s);

V_{cr} ——底沙的起动流速(m/s);

ω ——沙粒的静水沉降速度(m/s);

$H_{13\%}$ ——累积频率为13%的波高(m);

L ——由平均周期 \bar{T} 计算得出的波长(m);

g ——重力加速度,取 9.81m/s^2 ;

d ——水深(m);

Δ ——沙粒的相对重度;

D_{50} ——沙粒的中值粒径(m);

\bar{T} ——波浪的平均周期(s);

γ_s ——沙粒的重度(kN/m^3);

γ ——水的重度(kN/m^3)。

D.0.3 冲刷形态可作下列判定:

(1) 当 $\beta > 28$ 时,为相对细沙型;

(2) 当 $\beta < 10$ 时,为相对粗沙型;

(3) 当 $10 \leq \beta \leq 28$ 时,为过渡型。

D.0.4 斜坡堤前部分立波第一个腹点至斜坡坡面与静水面交点间的距离可按式计算:

$$l = \frac{L}{2} - \frac{L}{T \sin \alpha} \left(\frac{R_u}{g} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{D.0.4})$$

式中 l ——堤前部分立波第一个腹点至斜坡坡面与静水面交点间的距离(m);

L ——由平均周期 \bar{T} 计算得出的波长(m);

\bar{T} ——波浪的平均周期(s);

α ——斜坡的坡角($^\circ$);

R_u ——波浪在斜坡面上的爬高(m);

g ——重力加速度,取 9.81m/s^2 。

D.0.5 当为相对细沙型或过渡型冲刷形态时,冲刷谷的最大深度 Z_{mf} 可按式(D.0.5-1)和式(D.0.5-2)计算,也可按图D.0.6确定。

$$Z_{mf} = \frac{0.2 H_{\max}}{\left(\sinh \frac{2\pi d}{L} \right)^{1.35}} \quad (\text{D.0.5-1})$$

$$H_{\max} = H_{13\%} + H_R \quad (\text{D.0.5-2})$$

式中 Z_{mf} ——冲刷谷的最大深度(m)；
 H_{max} ——波腹点处的波高(m)；
 d ——水深(m)；
 L ——由平均周期 \bar{T} 计算得出的波长(m)；
 $H_{13\%}$ ——累积频率为 13% 的波高(m)；
 H_R ——反射波高(m)。

D.0.6 当为相对粗沙型冲刷形态时,冲刷谷的最大深度 Z_{mc} 可按图 D.0.6 确定。

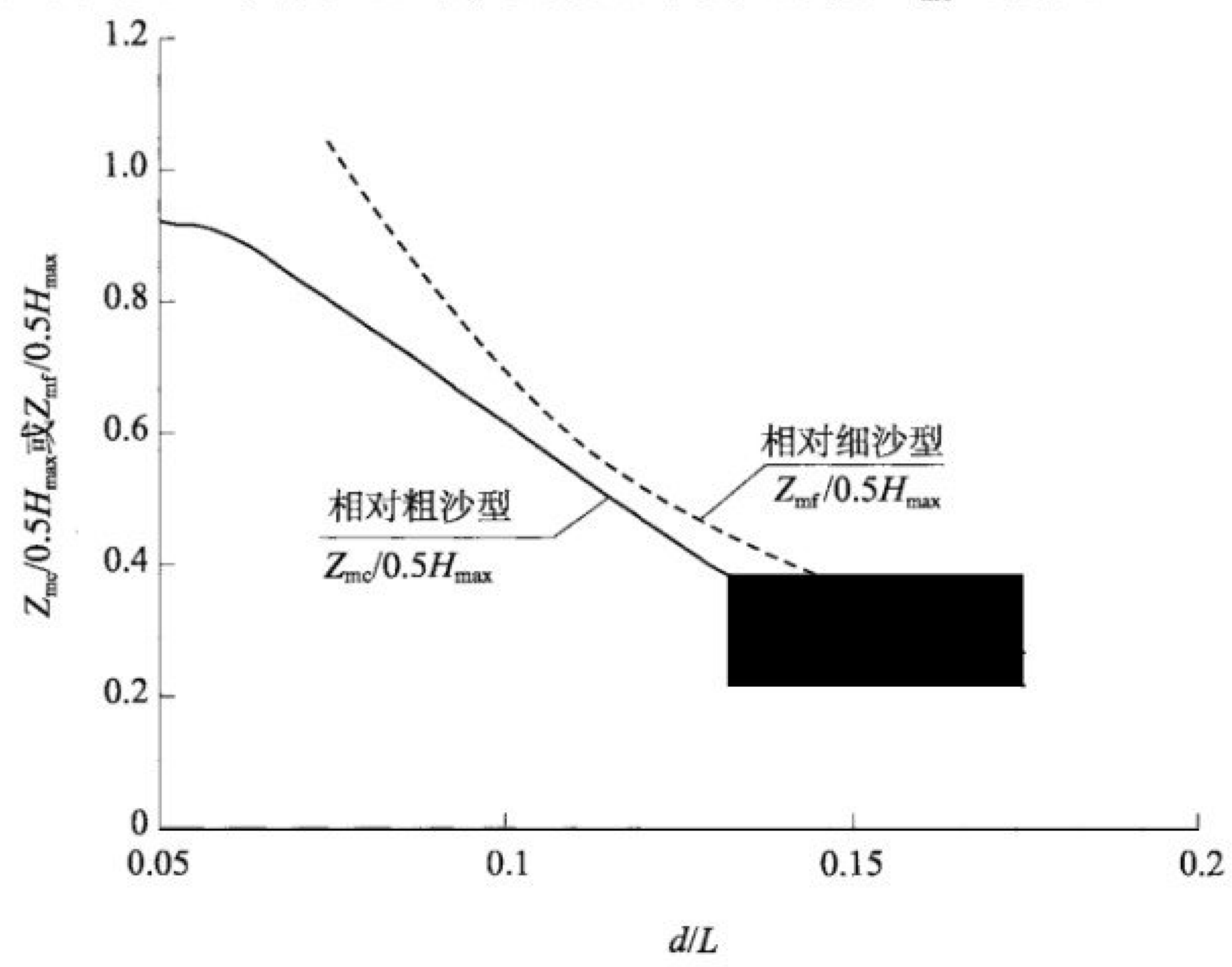


图 D.0.6 冲刷谷最大深度计算图

附录 E 明基床基肩和坡面块体
稳定重量计算图

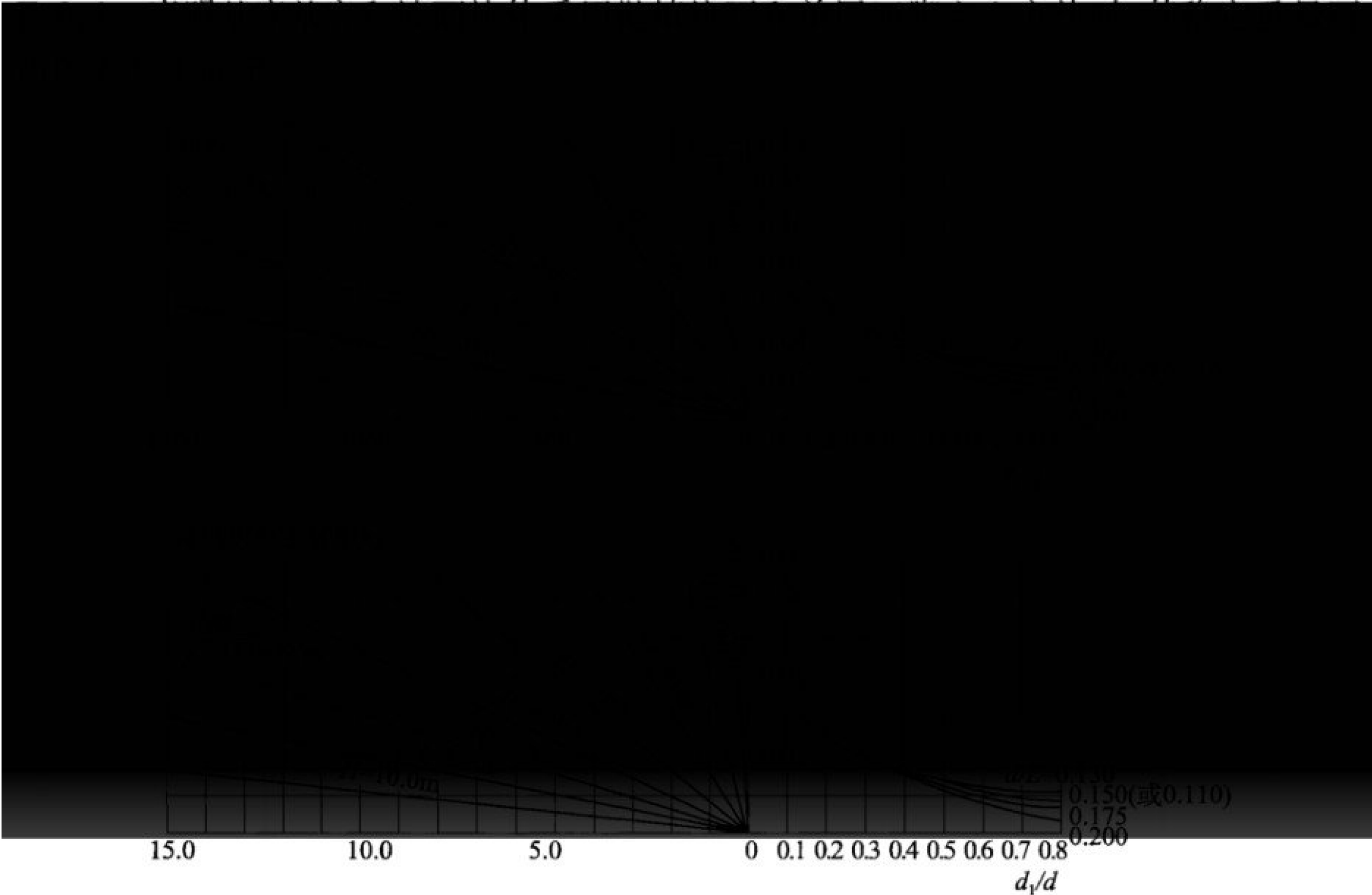


图 E.0.1 明基床基肩和坡面块体稳定重量计算图

注:① d_1 -基床顶面水深(m); d -堤前水深(m); H -设计波高(m);采用波高累积频率为5%的波高 $H_{5\%}$; L -计算波长(m);
②由右半图的 d_1/d 和 d/L 可查得系数 K ,块体稳定重量 $W=KH^3$ (t),也可由系数 K 和左半图中的波高 H 查得相应的块体稳定重量;
③若为安放块石,块体重量可近似采用抛填块石重量的0.6倍。当坡度为1:1.5时,块体重量可近似采用图中数值的1.33倍。

E.0.2 深水堤基床的基肩和坡面宜采用随机安放人工块体的型式;块体的重量可近似取与按图 E.0.1 查得四脚空心方块相同的重量。

E.0.3 当明基床基肩和坡面块体采用栅栏板时,应符合下列规定。

E.0.3.1 栅栏板的平面形状宜采用长方形,其长边与短边的比值可按下列公式计算:

$$\frac{a_0}{b_0} = 1.25 \tag{E.0.3-1}$$

$$b_0 \geq 0.5H \tag{E.0.3-2}$$

式中 a_0 ——栅栏板的长边(m),沿基床斜坡方向;
 b_0 ——栅栏板的短边(m),沿堤轴线方向;
 H ——累积频率为 5% 的波高(m)。

E.0.3.2 当明基床的边坡不陡于 1:2,栅栏板的稳定厚度可按下式计算:

$$h = 10^{-3} \frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma} \left[140 - \left(39 + 8.6 \frac{d}{H} \right) \frac{d_1}{d} \right] H \tag{E.0.3-3}$$

式中 h ——栅栏板的稳定厚度(m);
 γ ——水的重度(kN/m³);
 γ_b ——栅栏板的重度(kN/m³);
 d ——堤前水深(m);
 H ——累积频率为 5% 的波高(m);
 d_1 ——基床上水深(m)。

E.0.3.3 作用于基床护面栅栏板上的波浪力,其正向波压强度标准值可按表 E.0.3 确定。

表 E.0.3 栅栏板正向波压强度标准值 p_M (kPa)

$p_M/(\gamma H)$ 受力部位	$\bar{T} \sqrt{g/H}$				
		10	12	14	16
坡肩上		0.35	0.42	0.57	0.66
坡面上		0.21	0.25	0.36	0.46

注: γ -水的重度(kN/m³); H -累积频率为 5% 的波高(m); \bar{T} -波浪的平均周期(s); g -重力加速度(m/s²)。

附录 F 直立堤前的海底冲刷计算

F.0.1 立波作用下直立堤前沙质海底冲刷形态可分为相对细沙型和相对粗沙型,并应满足下列属性:

(1) 相对细沙型的冲刷形态,沙底在立波的节点处发生冲刷,在腹点附近发生堆积,见图 F.0.1(a);

(2) 相对粗沙型的冲刷形态,沙底在节点与腹点的中部发生冲刷,在节点处发生堆积,见图 F.0.1(b)。

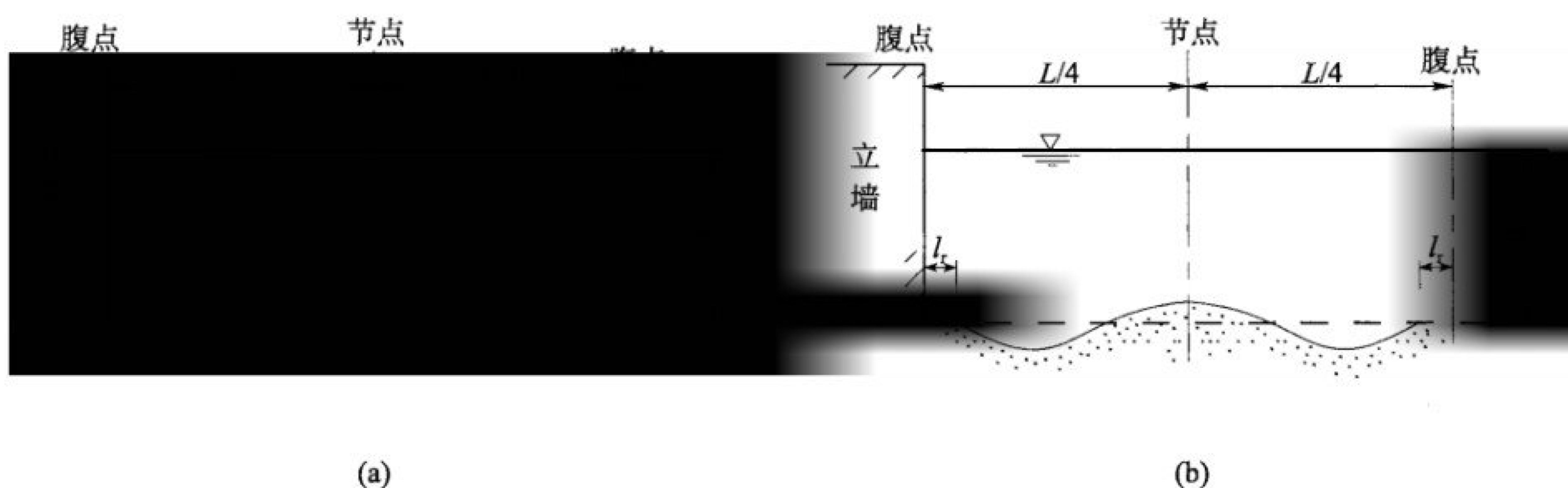


图 F.0.1 直立堤前海底冲刷形态示意图

(a) 相对细沙型; (b) 相对粗沙型

l_r —冲刷剖面参数(m); L —计算波长(m); d —堤前水深(m)

F.0.2 直立堤前沙质海底冲刷形态的判别参数可按下列公式计算:

$$\beta = \frac{V_{\max} - V_{\text{cr}}}{\omega} \quad (\text{F.0.2-1})$$

$$V_{\max} = \frac{2\pi H_{13\%}}{\sqrt{\frac{\pi L}{g} \sinh \frac{4\pi d}{L}}} \quad (\text{F.0.2-2})$$

$$V_{\text{cr}} = 2.4 \Delta^{\frac{2}{3}} D_{50}^{0.433} T^{\frac{1}{3}} \quad (\text{F.0.2-3})$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (\text{F.0.2-4})$$

式中 β ——冲刷形态判别参数;

V_{\max} ——立波节点处最大底流速(m/s);

V_{cr} ——底沙的起动流速(m/s);

ω ——沙粒的静水沉降速度(m/s);

$H_{13\%}$ ——有效波高(m);

L ——由平均周期 \bar{T} 计算得出的波长(m);

g ——重力加速度,取 9.81m/s^2 ;

d ——堤前水深(m);

Δ ——沙粒的相对重度;

D_{50} ——沙粒的中值粒径(m);

\bar{T} ——波浪的平均周期(s);

γ_s ——沙粒的重度(kN/m^3);

γ ——水的重度(kN/m^3)。

F.0.3 冲刷形态可作下列判定:

(1) 当 $\beta \geq 16.5$ 时,为相对细沙型;

(2) 当 $\beta < 16.5$ 时,为相对粗沙型。

F.0.4 相对细沙型的冲刷剖面可按下列公式计算:

$$x_f = \frac{L}{4\pi}\theta + R\sin\theta \quad (\text{F.0.4-1})$$

$$Z_f = -R\cos\theta \quad (\text{F.0.4-2})$$

$$R = \frac{1 - \left(1 - \frac{8\pi Z_{mf}}{L}\right)^{\frac{1}{2}}}{\frac{4\pi}{L}} \quad (\text{F.0.4-3})$$

$$Z_0 = R - Z_{mf} \quad (\text{F.0.4-4})$$

$$Z_{mf} = \frac{0.4H}{\left(\sinh \frac{2\pi d}{L}\right)^{1.35}} \quad (\text{F.0.4-5})$$

式中 x_f ——冲刷剖面曲线的水平坐标值(m),自节点量起;

L ——由平均周期 \bar{T} 计算得出的波长(m);

θ ——计算角(弧度),取 $0 \sim 2\pi$;

Z_f ——冲刷剖面曲线的垂直坐标值(m),自海底面以上 Z_0 处量起,向上为正;

R ——余摆线剖面参数(m);

Z_{mf} ——冲刷谷的最大深度(m);

Z_0 ——冲刷剖面参数(m);

H ——有效波高(m);

d ——堤前水深(m)。

F.0.5 相对粗沙型的冲刷剖面可按下列公式计算:

$$Z_c = Z_{mc} (1 - 2.8x_c^2 - 14.7x_c^4 + 33x_c^6 - 16.5x_c^8) \quad (\text{F.0.5-1})$$

$$l_r = \frac{L}{2\pi} \cos^{-1} \left(\frac{V_{cr}}{V_{max}} \right) \quad (\text{F.0.5-2})$$

式中 Z_c ——冲刷剖面曲线的垂直坐标值(m),由海底面量起,向上为正;
 Z_{mc} ——冲刷谷的最大深度(m),由图 F.0.5 查得;
 x_c ——冲刷剖面曲线的水平坐标值(m),自节点量起, x_c 由 0 至 1.0, $x_c = 1.0$ 时相当于水平距离为 $L/4 - l_r$;
 l_r ——冲刷剖面参数(m);
 L ——计算波长(m);
 V_{cr} ——底沙的起动流速(m/s);
 V_{max} ——立波节点处最大底流速(m/s)。

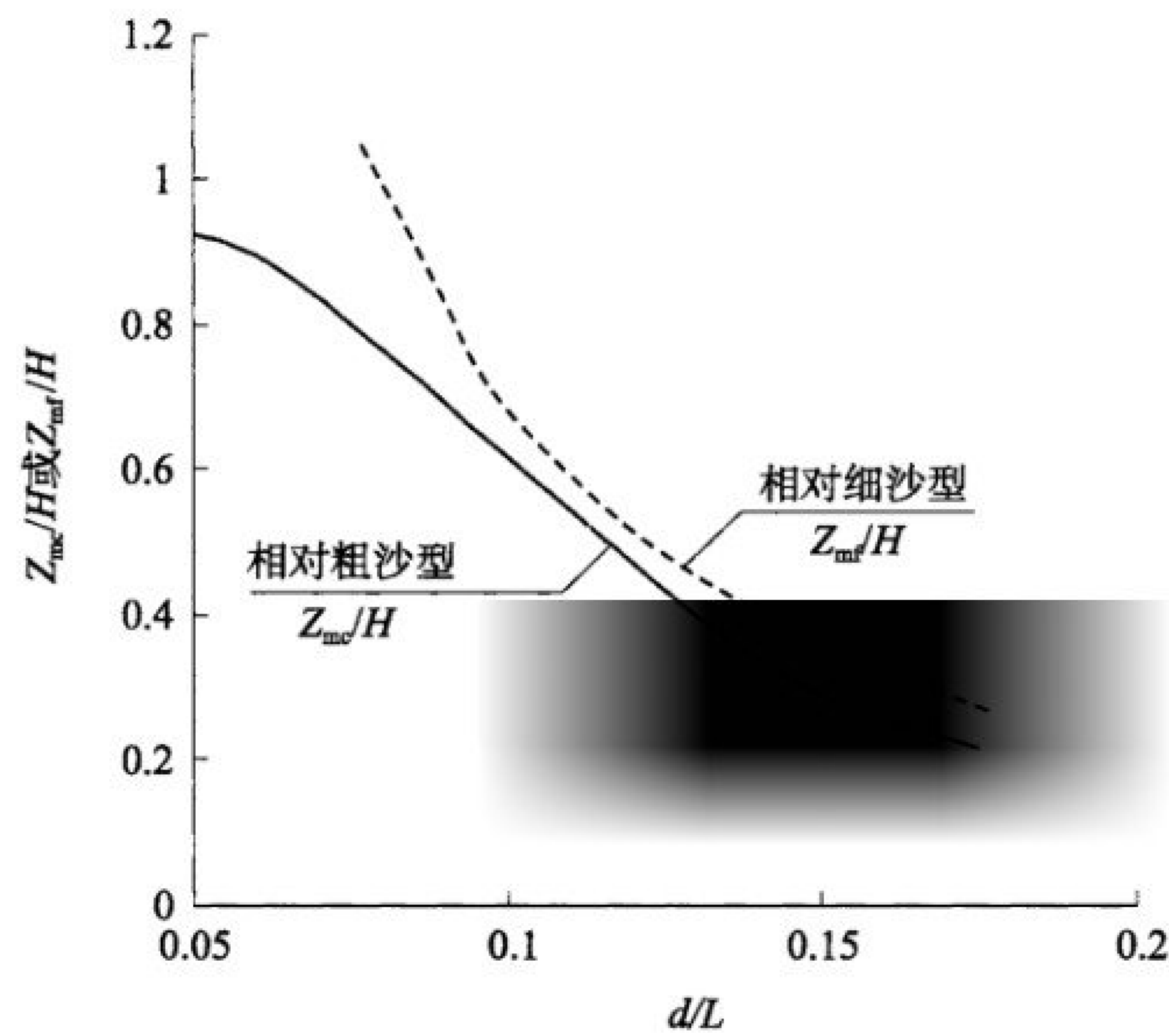


图 F.0.5 冲刷谷最大深度计算图

F.0.6 直立堤前护底块石层的宽度,可根据堤前冲刷剖面由整体稳定性验算确定(图 F.0.6),但不应小于 5m。

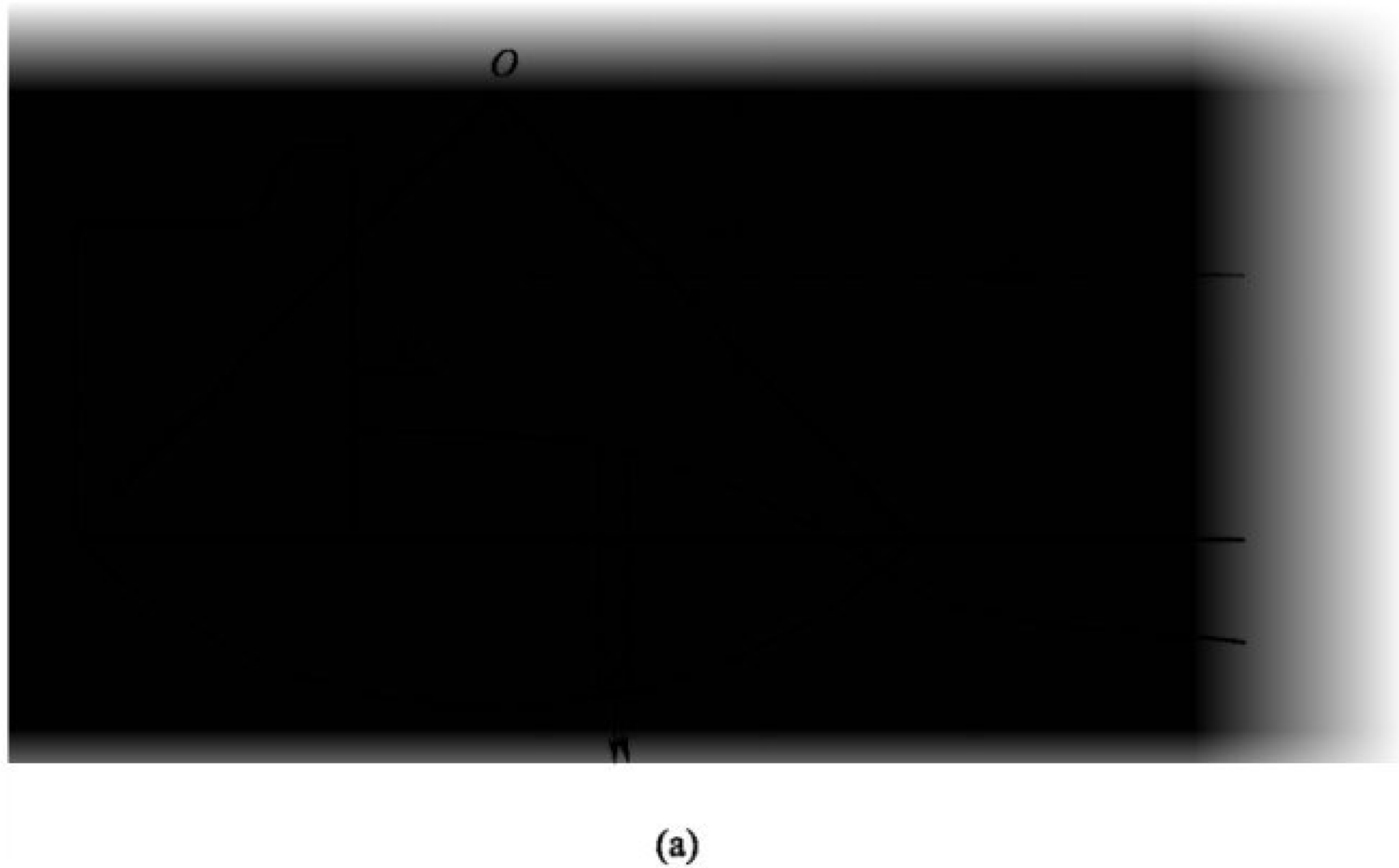


图 F.0.6

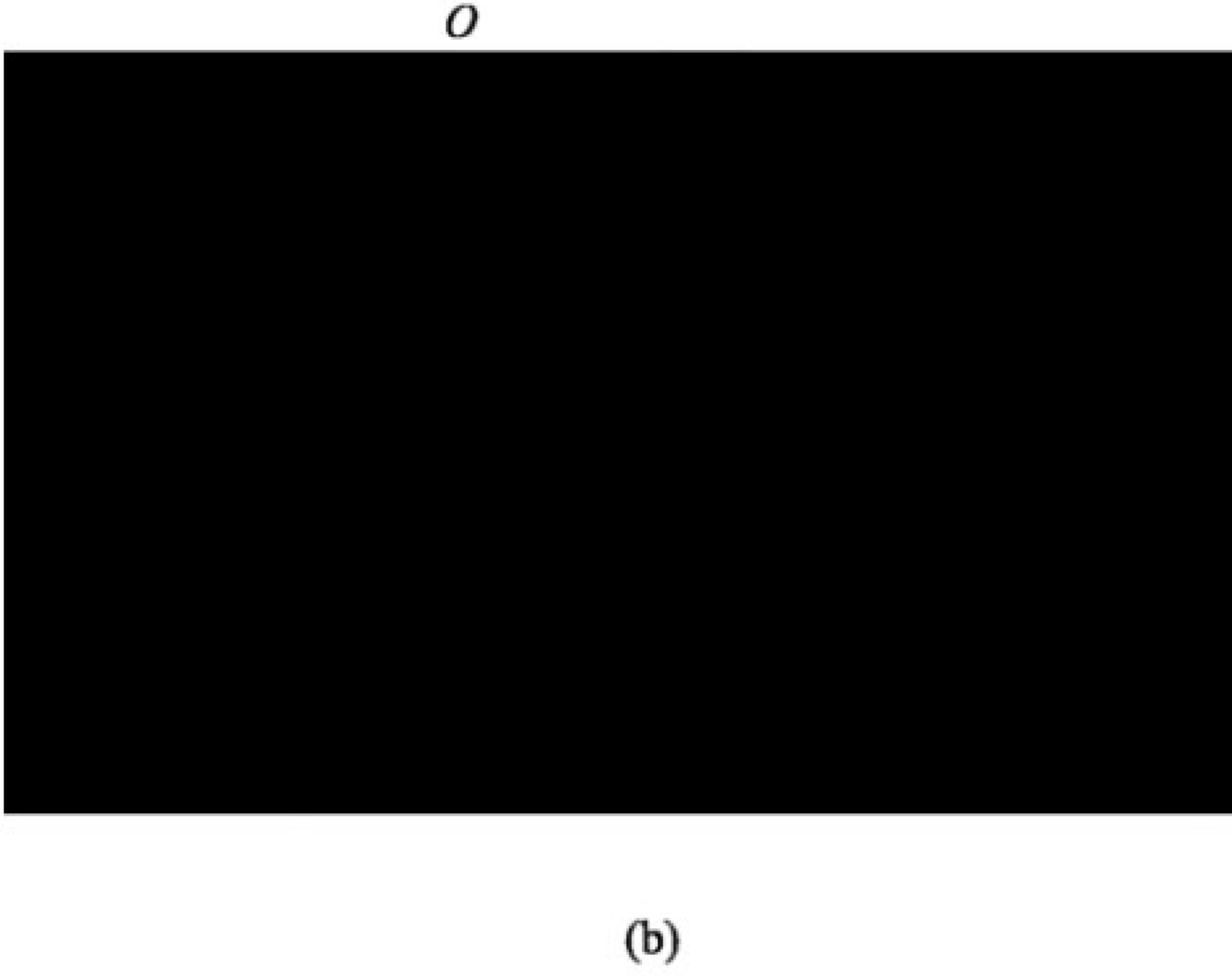


图 F.0.6 受冲刷影响的直立堤稳定分析图
(a) 相对细沙型; (b) 相对粗沙型

O -最危险圆弧滑动圆心; P -波谷时水平波浪力的合力标准值(kN/m); r_p -波谷时水平波浪力的合力相对于圆心 O 的力臂(m)

附录 G 削角直立堤波浪力计算

G.0.1 作用于削角直立堤上的波浪力,可先按不削角直立堤计算波压力分布,再取作用于削角斜面上各点的波压强度标准值等于不削角直立堤在同一高程上的波压强度标准值(图 G.0.1)。

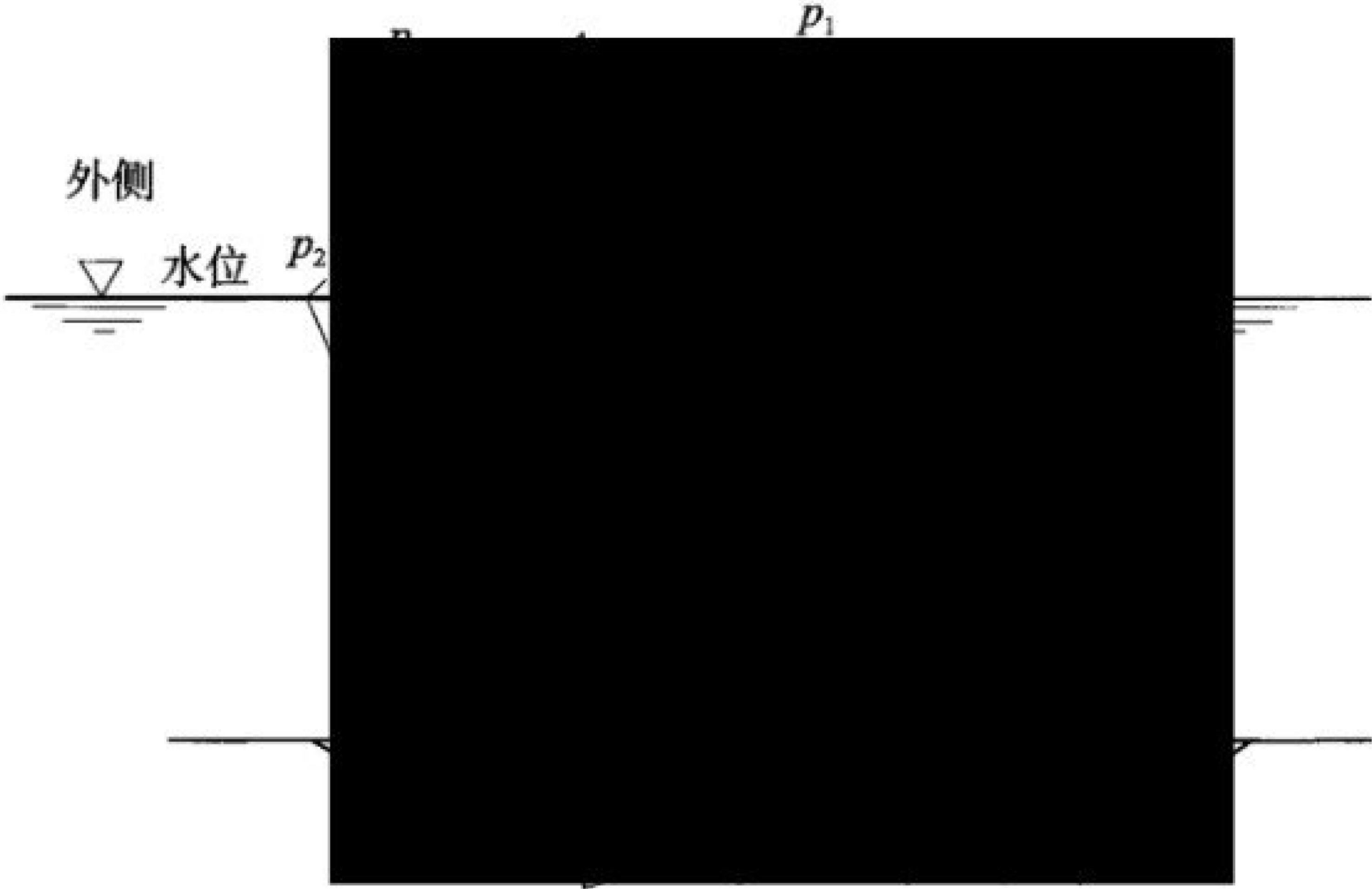


图 G.0.1 削角直立堤波压力图

α -削角斜面与水平面的夹角($^{\circ}$),可取 $25^{\circ} \sim 30^{\circ}$; p_1 -斜面顶波压强度标准值(kPa); p_2 -斜面底拐点处波压强度标准值(kPa); P_H -作用于削角斜面上的水平波浪力标准值(kN/m); P_V -作用于削角斜面上的竖向波浪力标准值(kN/m)

G.0.2 当有充分论证时,作用于削角直立堤上的波浪力可适当减少。

附录 H 矩形开孔沉箱波浪力计算

H.0.1 对矩形开孔沉箱结构,应计算水平波浪力和垂直波浪力,水平波浪力应包括消浪室开孔前墙上的正向水平波浪力、反向水平波浪力和消浪室后墙上的水平波浪力;垂直波浪力应包括消浪室内顶板、底板上的垂直波浪力和消浪沉箱底面上的波浪浮托力。本附录的方法可用于消浪室前墙开孔率 $\mu = 20\% \sim 40\%$, 消浪室相对宽度 $b_c/L = 0.078 \sim 0.266$, 相对水深 $d/L = 0.207 \sim 0.355$ 和 $d/H_{1\%} \geq 2.0$, 波浪不破碎、不越浪, 低基床与暗基床工况。低基床的计算水深应取为基床上水深。

H.0.2 在平面不规则波浪作用下, 开孔矩形沉箱上的波浪力(图 H.0.2)可按下列规定计算:

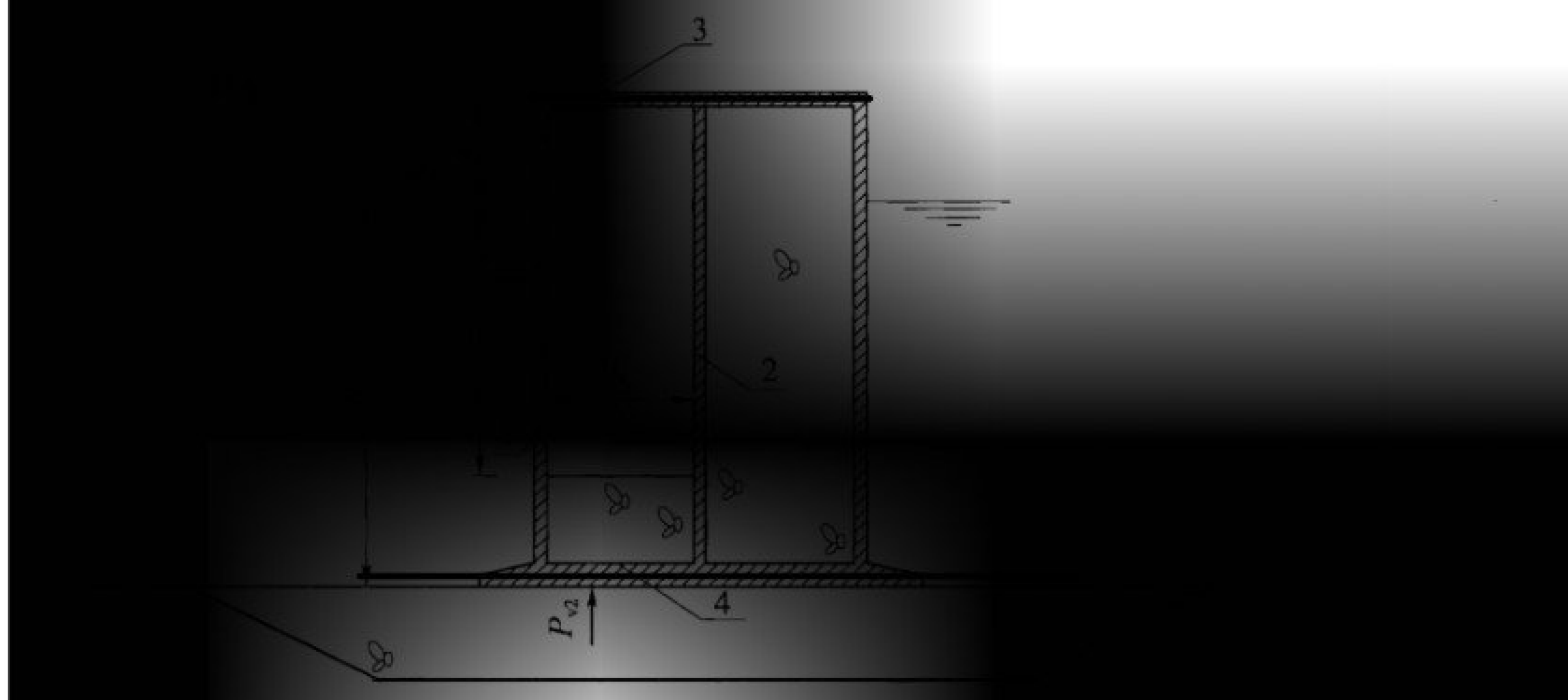


图 H.0.2 波峰作用时,有顶板开孔矩形沉箱结构上的波浪力

1-消浪室前墙;2-消浪室后墙;3-消浪室顶板;4-消浪室底板

(1) 作用在开孔沉箱上每延米的最大总水平波浪力及相应的力臂按式(H.0.2-1) ~ 式(H.0.2-4)计算。当 $s/H_{1/3} \geq 2.1$ 时,不考虑顶板影响:

$$\frac{P_1}{P_0} = 0.997 - 1.515 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) - 0.804 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 1.312 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 0.25\mu \quad (\text{H.0.2-1})$$

$$\frac{P_2}{P_1} = 1.247 + 0.648 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 0.573 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) - 0.349 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 0.082 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 + 0.215\mu \quad (\text{H.0.2-2})$$

$$\frac{l_1}{l_0} = 1.063 - 2.56 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) + 1.019 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 0.88 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right)^2 - 1.432 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 2.848 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right)^2 + 0.091\mu \quad (\text{H.0.2-3})$$

$$\frac{l_2}{l_1} = 1.0 \quad (\text{H.0.2-4})$$

(2)作用在开孔沉箱上每延米的最大垂向波浪力及相应的力臂按式(H.0.2-5)~式(H.0.2-8)计算,当 $s/H_{1/3} \geq 2.1$ 时,不考虑顶板影响:

$$\frac{P_{v1}}{P_{v0}} = 0.088 + 11.154 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) - 2.084 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) + 8.273 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) - 19.508 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right)^2 + 0.832\mu \quad (\text{H.0.2-5})$$

$$\begin{aligned} \frac{P_{v2}}{P_{v1}} = & 2.134 - 0.811 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 0.184 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 - 7.056 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) + 0.961 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - \\ & 0.296 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 4.365 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right)^2 - 0.703\mu \end{aligned} \quad (\text{H.0.2-6})$$

$$\frac{l_{v1}}{l_{v0}} = 1.01 - 1.917 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) + 1.063 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 2.023 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 2.532 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right)^2 + 0.429\mu \quad (\text{H.0.2-7})$$

$$\frac{l_{v2}}{l_{v1}} = 1.0 \quad (\text{H.0.2-8})$$

(3)当计算水位上方没有开孔或 $s/H_{1/3} < 0.5$ 的情况,对式(H.0.2.6)计算的垂直力比值进行修正,修正系数按下式计算:

$$\alpha = 1 + \frac{b_c}{L_{1/3}} \quad (\text{H.0.2-9})$$

(4)最大垂直波浪力与最大水平波浪力的相对相位差 $\Delta t/T_s$ 按式(H.0.2-10)~式(H.0.2-11)计算,当 $s/H_{1/3} \geq 1.7$ 时,不考虑顶板的影响:

$$\frac{\Delta t_1}{T_s} = 0.009 + 0.477 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 0.099 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) + 0.324\mu \quad (\text{H.0.2-10})$$

$$\frac{\Delta t_2}{T_s} = -0.237 + 0.304 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 0.08 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) + 0.299 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) - 0.088 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 + 0.347\mu \quad (\text{H.0.2-11})$$

(5)最大总垂直力出现时刻的总水平力为最大水平力乘以折减系数,最大水平波浪力出现时刻的总垂直力为最大总垂直力乘以折减系数,折减系数按式(H.0.2-12)计算,力臂值不变。

$$\beta_1 = \cos \left(2\pi \frac{\Delta t}{T_s} \right) \quad (\text{H.0.2-12})$$

式中 P_1 ——无顶板开孔沉箱上的最大总水平波浪力(kN/m),方向与波向一致;

P_0 ——不开孔沉箱上的最大总水平波浪力(kN/m),方向与波向一致;按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)的方法计算,波高采用 $H_{1\%}$,波长采用平均周期对应的波长 L ;

- $H_{1/3}$ ——即 $H_{13\%}$, 有效波高(m);
 $L_{1/3}$ ——有效波长(m), 由有效周期 T_s 计算;
 d ——基床上水深(m);
 b_c ——消浪室净宽(m);
 μ ——开孔率, 为开孔面积除以开孔部分上下沿之间的全部面积;
 P_2 ——有顶板开孔沉箱上的最大总水平波浪力(kN/m), 方向与波向一致;
 s ——顶板底面离计算水位高度(m);
 l_1 ——无顶板开孔沉箱上的总水平波浪力对沉箱底的力臂(m);
 l_0 ——不开孔沉箱上的总水平波浪力对沉箱底的力臂(m);
 l_2 ——有顶板开孔沉箱上的总水平波浪力对沉箱底的力臂(m);
 P_{v1} ——无顶板开孔沉箱上的最大总垂直波浪力(kN/m), 方向向上;
 P_{v0} ——不开孔沉箱上的最大总垂直波浪力(kN/m), 方向向上, 按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)的方法计算, 波高采用 $H_{1\%}$, 波长采用平均周期对应的波长 L ;
 P_{v2} ——有顶板开孔沉箱上的最大总垂直波浪力(kN/m), 方向向上;
 l_{v1} ——无顶板开孔沉箱上的总垂直波浪力对沉箱后踵的力臂(m);
 l_{v0} ——不开孔沉箱上的总垂直波浪力对沉箱后踵的力臂(m);
 l_{v2} ——有顶板开孔沉箱上的总垂直波浪力对沉箱后踵的力臂(m);
 α ——修正系数;
 Δt_1 ——无顶板开孔沉箱最大垂直波浪力与出现最大水平波浪力的相位差(s);
 Δt_2 ——有顶板开孔沉箱最大垂直波浪力与出现最大水平波浪力的相位差(s);
 β_1 ——折减系数;
 Δt ——开孔沉箱最大垂直波浪力与出现最大水平波浪力的相位差(s), 无顶板情况取 Δt_1 , 有顶板时情况取 Δt_2 ;
 T_s ——有效波周期(s)。

H.0.3 正向不规则波波谷作用时, 开孔矩形沉箱结构上的波浪力(图 H.0.3)可按下列规定计算:

(1) 作用在开孔沉箱上每延米最大总水平波浪力及相应的力臂按式(H.0.3-1)~式(H.0.3-4)计算, 当 $s/H_{1/3} \geq 2.1$ 时, 不考虑顶板影响:

$$\frac{P_1}{P_0} = 1.147 + 1.24 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) - 2.147 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 0.844 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) - 0.41\mu \quad (\text{H.0.3-1})$$

$$\frac{P_2}{P_1} = 1.247 + 0.648 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 0.573 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) - 0.349 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 0.082 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 + 0.215\mu \quad (\text{H.0.3-2})$$

$$\frac{l_1}{l_0} = 0.915 + 0.308 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) - 0.19 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) + 0.452 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right)^2 + \quad (\text{H.0.3-3})$$

$$2.449 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) - 6.473 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right)^2 + 0.189\mu$$

$$\frac{l_2}{l_1} = 1.0 \quad (\text{H. 0.3-4})$$

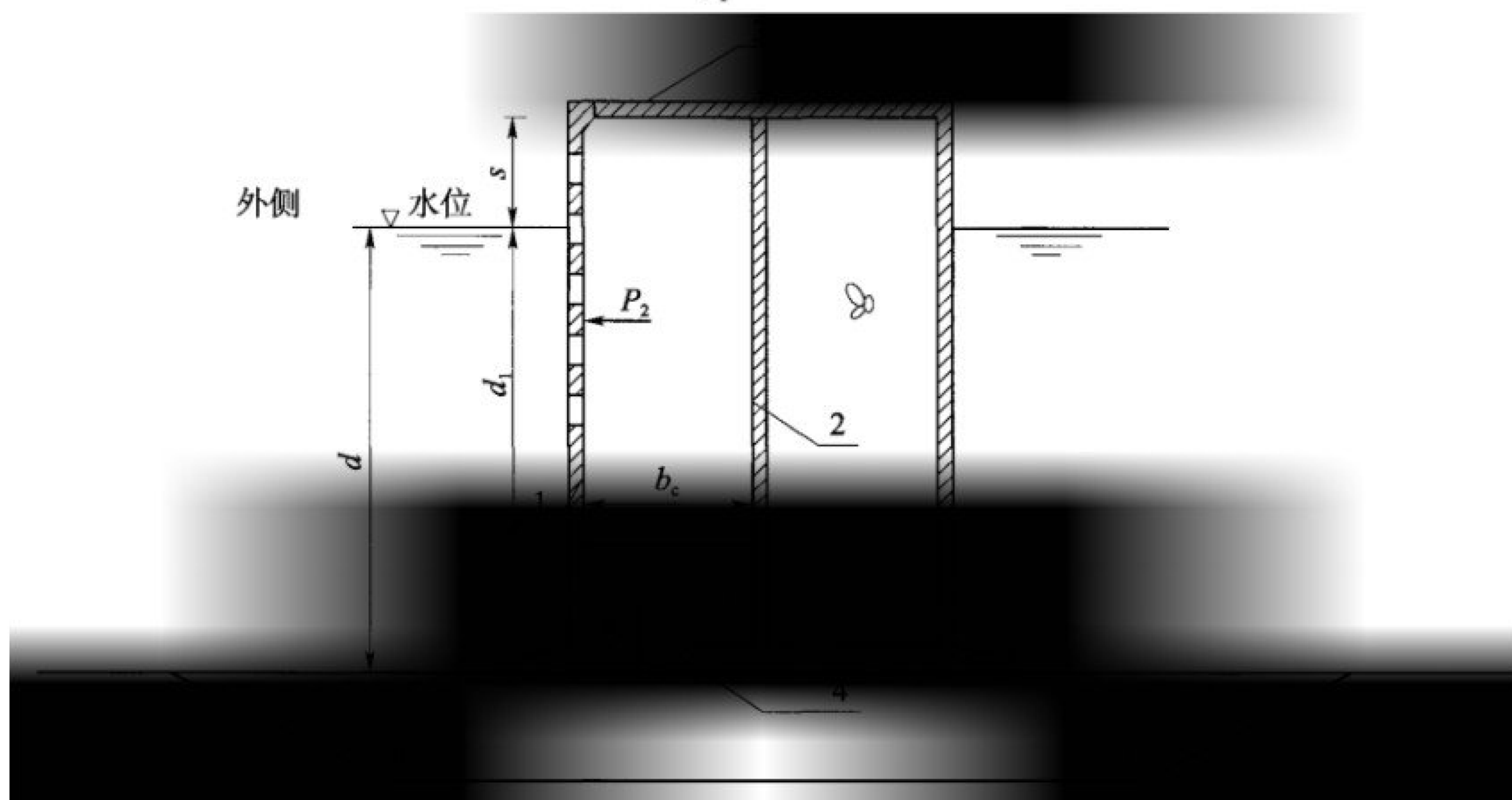


图 H.0.3 波谷作用时,有顶板开孔矩形沉箱结构上的波浪力

1-消浪室前墙;2-消浪室后墙;3-消浪室顶板;4-消浪室底板

(2)作用在开孔沉箱上每延米的最大总垂向波浪力及相应力臂值按式(H.0.3-5)~式(H.0.3-7)计算,当 $s/H_{1/3} \geq 2.1$ 时,不考虑顶板影响;无顶板开孔沉箱上的总垂直波浪力对沉箱前趾的力臂与不开孔沉箱上的总垂直波浪力对沉箱前趾的力臂的比值参照式(H.0.2-7)计算:

$$\frac{P_{v1}}{P_{v0}} = 0.249 + 8.797 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) - 19.476 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right)^2 - 1.083 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) - 1.034 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 0.138\mu \quad (\text{H. 0.3-5})$$

$$\frac{P_{v2}}{P_{v1}} = 0.61 + 0.535 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) - 0.125 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 + 2.424 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) + \quad (\text{H. 0.3-6})$$

$$0.266 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 3.618 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 7.246 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right)^2 + 0.103\mu$$

$$\frac{l_{v2}}{l_{v1}} = 1.0 \quad (\text{H. 0.3-7})$$

(3)最大垂直波浪力与最大水平波浪力的相对相位差 $\Delta t/T_s$ 按式(H.0.3-8)~式(H.0.3-9)计算,当 $s/H_{1/3} \geq 1.7$ 时,不考虑顶板的影响:

$$\frac{\Delta t_1}{T_s} = -0.045 - 0.5 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 0.313 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) + 0.76\mu \quad (\text{H. 0.3-8})$$

$$\frac{\Delta t_2}{T_s} = -0.264 - 0.224 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 0.19 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) + 0.244 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) - 0.074 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 + 0.781\mu \quad (\text{H. 0.3-9})$$

(4)最大水平波浪力出现时刻的总垂直力为最大总垂直力乘以折减系数,折减系数

按式(H.0.3-10)计算,力臂不变。

$$\beta_2 = \cos\left(1.2 \times 2\pi \frac{\Delta t}{T_s}\right) \quad (\text{H.0.3-10})$$

式中 P_1 ——无顶板开孔沉箱上的最大总水平波浪力(kN/m),方向与波向相反;

P_0 ——不开孔沉箱上的最大总水平波浪力(kN/m),方向与波向相反;按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)的方法计算,波高采用 $H_{1\%}$,波长采用平均周期对应的波长 L ;

$H_{1/3}$ ——即 $H_{13\%}$,有效波高(m);

$L_{1/3}$ ——有效波长(m),由有效周期 T_s 计算;

d ——基床上水深(m);

b_c ——消浪室净宽(m);

μ ——开孔率,为开孔面积除以开孔部分上下沿之间的全部面积;

P_2 ——有顶板开孔沉箱上的最大总水平波浪力(kN/m),方向与波向相反;

s ——顶板底面离计算水位高度(m);

l_1 ——无顶板开孔沉箱上的总水平波浪力对沉箱底的力臂(m);

l_0 ——不开孔沉箱上的总水平波浪力对沉箱底的力臂(m);

l_2 ——有顶板开孔沉箱上的总水平波浪力对沉箱底的力臂(m);

P_{v1} ——无顶板开孔沉箱上的最大总垂直波浪力(kN/m),方向向下;

P_{v0} ——不开孔沉箱上的最大总垂直波浪力(kN/m),方向向下,按现行行业标准《港口与航道水文规范》(JTS 145)的方法计算,波高采用 $H_{1\%}$,波长采用平均周期对应的波长 L ;

P_{v2} ——有顶板开孔沉箱上的最大总垂直波浪力(kN/m),方向向下;

l_{v1} ——无顶板开孔沉箱上的总垂直波浪力对沉箱前趾的力臂(m);

l_{v2} ——有顶板开孔沉箱上的总垂直波浪力对沉箱前趾的力臂(m);

Δt_1 ——无顶板开孔沉箱最大垂直波浪力与出现最大水平波浪力的相位差(s);

T_s ——有效波周期(s)。

Δt_2 ——有顶板开孔沉箱最大垂直波浪力与出现最大水平波浪力的相位差(s);

β_2 ——折减系数;

Δt ——开孔沉箱最大垂直波浪力与出现最大水平波浪力的相位差(s),无顶板情况取 Δt_1 ,有顶板时情况取 Δt_2 。

H.0.4 正向不规则波波峰作用时,矩形开孔沉箱结构上的波浪力(图 H.0.4)可按下列规定计算:

(1)在计算水位以下,消浪室前墙分为计算水位附近、中部及底部三个区,压差分别按式(H.0.4-1)~式(H.0.4-3)计算;

$$\frac{\Delta p_s}{\gamma H_{1/3}} = -0.376 + 4.531\left(\frac{s}{H_{1/3}}\right) - 0.731\left(\frac{s}{H_{1/3}}\right)^2 - 24.317\left(\frac{d}{L_{1/3}}\right) + 80.137\left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}}\right) + 12.254\mu \quad (\text{H.0.4-1})$$

$$\frac{\Delta p}{\gamma H_{1/3}} = 2.56 + 2.534 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) - 0.393 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 - 5.946 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 8.534 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 6.505\mu \quad (\text{H.0.4-2})$$

$$\frac{\Delta p_d}{\gamma H_{1/3}} = 3.5 + 0.28 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) - 29.351 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right)^2 + 3.919 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 12.064 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 7.801\mu \quad (\text{H.0.4-3})$$

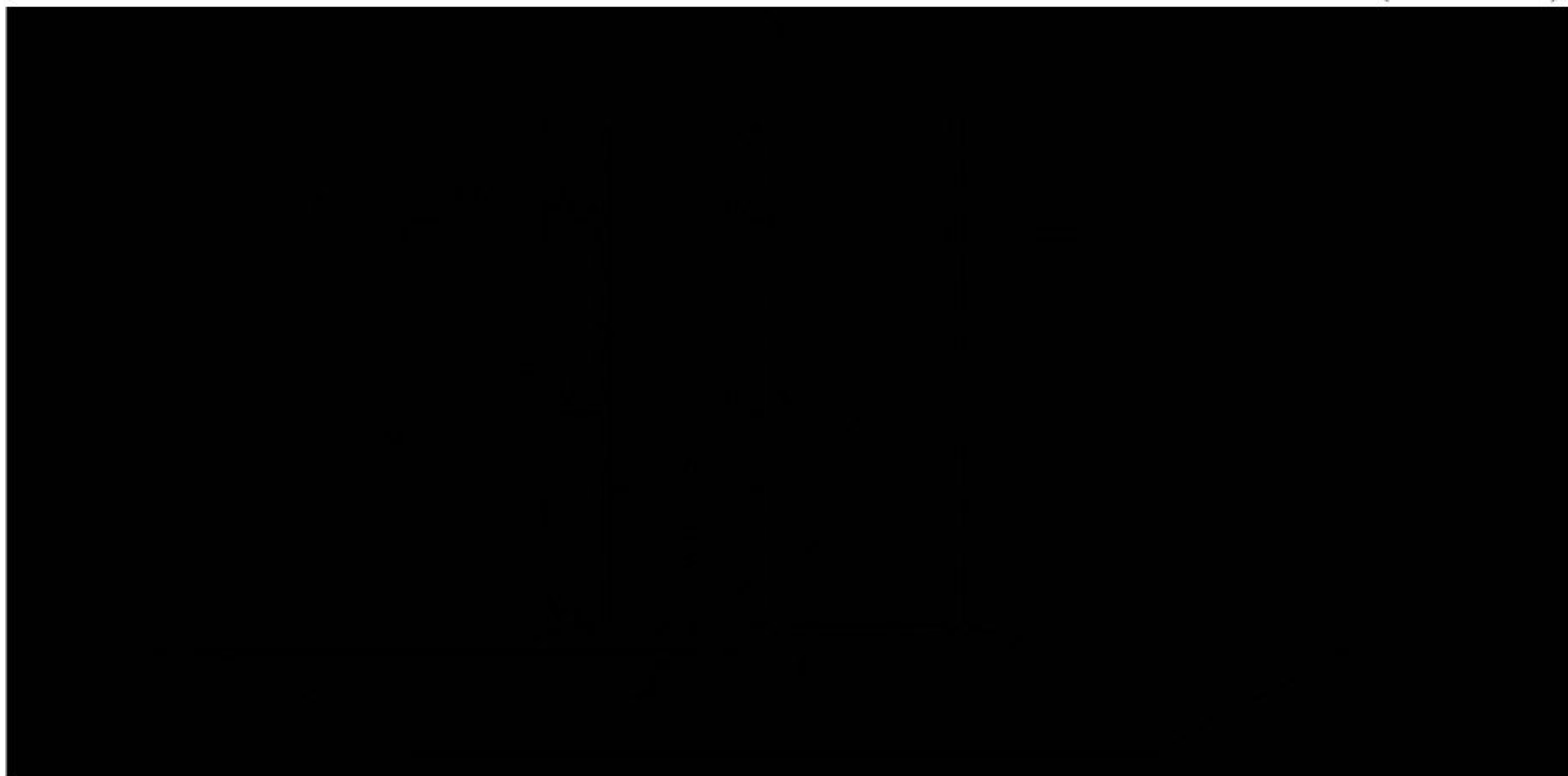


图 H.0.4 波峰作用时,有顶板开孔矩形沉箱结构上的波压力和压差

1-消浪室前墙;2-消浪室后墙;3-消浪室顶板;4-消浪室底板

(2) 在计算水位以下,消浪室后墙分为计算水位附近、中部和底部三个区,压强分别按式(H.0.4-4)~式(H.0.4-6)计算:

$$\frac{P_s}{\gamma H_{1/3}} = 9.0 - 2.422 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 0.64 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 + 2.342 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 19.641 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 5.376\mu \quad (\text{H.0.4-4})$$

$$\frac{p}{\gamma H_{1/3}} = 6.8 - 2.991 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 0.618 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 - 6.685 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 2.932 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 7.197\mu \quad (\text{H.0.4-5})$$

$$\frac{p_d}{\gamma H_{1/3}} = 7.49 - 2.921 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 0.582 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 - 9.24 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) - 23.646 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) + 4.14\mu \quad (\text{H.0.4-6})$$

式中 Δp_s ——计算水位附近,作用于消浪室前墙外侧与内侧的压强之差(kPa),方向与波向一致;

γ ——水的重度(kN/m^3);

$H_{1/3}$ ——即 $H_{13\%}$,有效波高(m);

s ——顶板底面离计算水位高度(m);

- d ——基床上水深(m);
- $L_{1/3}$ ——有效波长(m),由有效周期 T_s 计算;
- μ ——开孔率,为开孔面积除以开孔部分上下沿之间的全部面积;
- Δp ——消浪室前墙的开孔孔口下沿,作用于开孔外侧与内侧压强之差(kPa),方向与波向一致;
- b_c ——消浪室净宽(m);
- Δp_d ——作用于消浪室前墙底部的外侧与内侧压强之差(kPa),方向与波向一致;
- p_s ——计算水位附近,作用于消浪室后墙的压强(kPa),方向与波向一致;
- p ——作用于消浪室后墙上对应于消浪室前墙中部位置的压强(kPa),方向与波向一致;
- p_d ——消浪室后墙底部的压强(kPa),方向与波向一致。

(3)消浪室底板下侧的浮托力与上侧的渗透波浪力之间的压差按式(H.0.4-3)计算,方向向上;

(4)当计算水位上方没有开孔或 $s/H_{1/3} < 1.5$ 时有顶板开孔沉箱的顶板压强按式(H.0.4-4)计算。

H.0.5 在正向不规则波波谷作用时,开孔矩形沉箱结构上的波压力(图 H.0.5)可按下列规定计算:

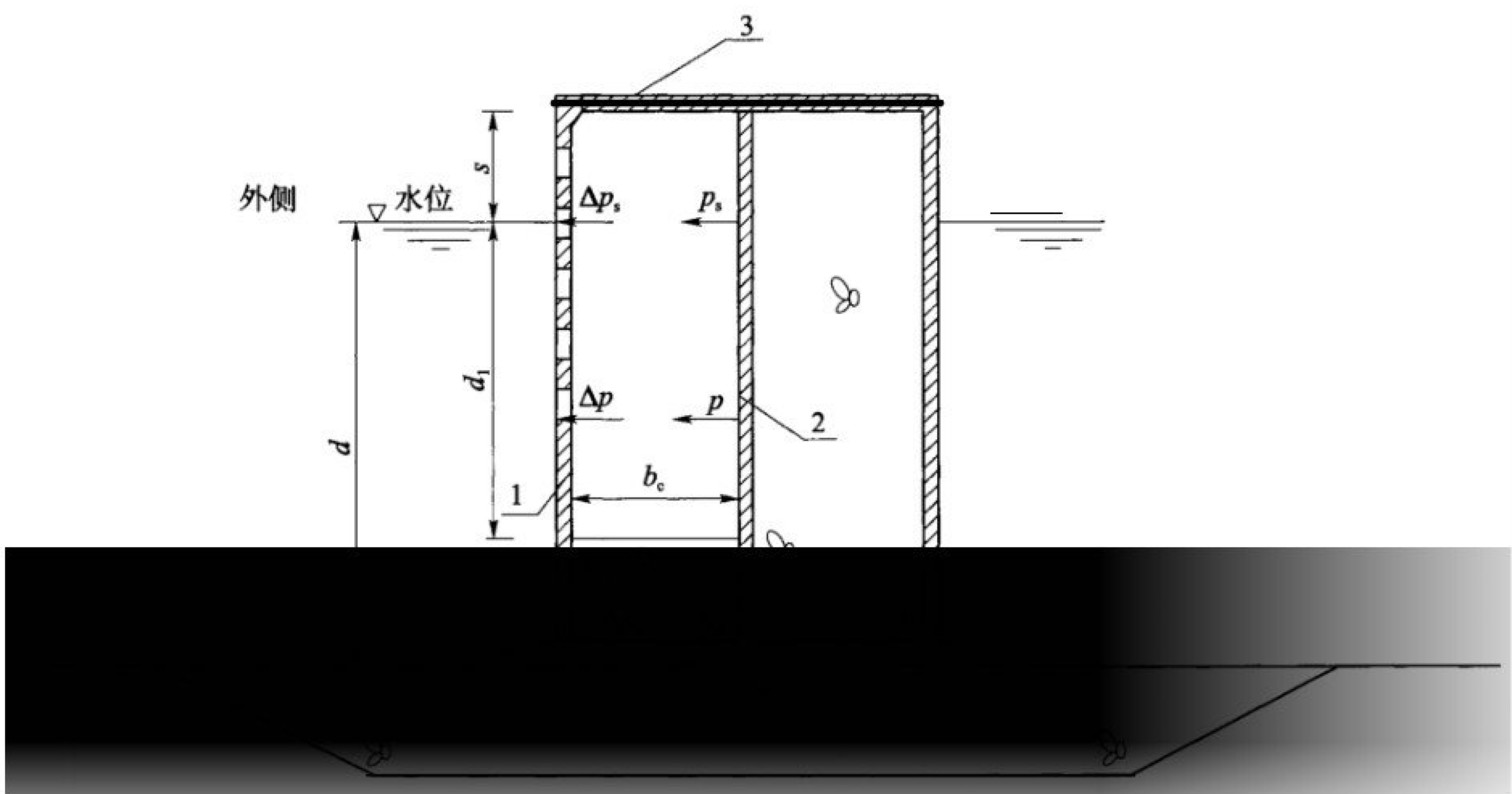


图 H.0.5 波谷作用时,有顶板开孔矩形沉箱结构上的波压力和压差

1-消浪室前墙;2-消浪室后墙;3-消浪室顶板;4-消浪室底板

(1)在计算水位以下,消浪室前墙分为计算水位附近、中部及底部三个区,墙外侧与内侧的压差分别按式(H.0.5-1)~式(H.0.5-3)计算:

$$\frac{\Delta p_s}{\gamma H_{1/3}} = 5.7 + 2.246 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) - 0.438 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 + 10.543 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) - 42.314 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) - 4.959\mu \quad (\text{H.0.5-1})$$

$$\frac{\Delta p}{\gamma H_{1/3}} = 3.583 + 3.628 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) - 0.675 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 - 14.29 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) + 42.64 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) - 0.148\mu \quad (\text{H.0.5-2})$$

$$\frac{\Delta p_d}{\gamma H_{1/3}} = -6.6 + 0.435 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 94.841 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 237.48 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right)^2 + 10.254 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 1.494\mu \quad (\text{H.0.5-3})$$

(2) 在计算水位以下,消浪室后墙分为计算水位附近、中部和底部三个区,压强分别按式(H.0.5-4)~式(H.0.5-6)计算:

$$\frac{p_s}{\gamma H_{1/3}} = 4.20 - 0.936 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 0.18 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 - 16.272 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) - 14.861 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 12.672\mu \quad (\text{H.0.5-4})$$

$$\frac{p}{\gamma H_{1/3}} = 3.3 - 0.538 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 0.101 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 - 22.709 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) - 12.344 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 12.141\mu \quad (\text{H.0.5-5})$$

$$\begin{aligned} \frac{p_d}{\gamma H_{1/3}} = & 3.0 - 0.568 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 0.107 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 - 11.328 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) - \\ & 24.589 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) + 1.119 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 11.328\mu \end{aligned} \quad (\text{H.0.5-6})$$

(3) 消浪室底板下侧的浮托力与上侧渗透波浪力之间的压差按下式计算:

$$\frac{\Delta p_1}{\gamma H_{1/3}} = 2.6 + 0.262 \left(\frac{b_c}{H_{1/3}} \right) - 0.029 \left(\frac{b_c}{H_{1/3}} \right)^2 - 4.463 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) - 12.935 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) + 2.333\mu \quad (\text{H.0.5-7})$$

式中 Δp_s ——计算水位附近,作用于消浪室前墙外侧与内侧的压强之差(kPa),方向与波向相反;

γ ——水的重度(kN/m^3);

$H_{1/3}$ ——有效波高(m),即 $H_{13\%}$;

s ——顶板底面离计算水位高度(m);

b_c ——消浪室净宽(m);

$L_{1/3}$ ——有效波长(m),由有效波周期 T_s 计算;

μ ——开孔率,为开孔面积除以开孔部分上下沿之间的全部面积;

Δp ——消浪室前墙的开孔孔口下沿,作用于消浪室前墙外侧与内侧压强之差(kPa),方向与波向相反;

d ——基床上水深(m);

Δp_d ——作用于消浪室前墙底部的外侧与内侧压强之差(kPa),方向与波向相反;

p_s ——计算水位附近,作用于消浪室后墙的压强(kPa),方向与波向相反;

p ——作用于消浪室后墙上对应于消浪室前墙中部位置的压强(kPa),方向与波向相反;

p_d ——消浪室后墙底部的压强(kPa),方向与波向相反;

Δp_1 ——消浪室底板下侧的浮托力与上侧的渗透波浪力之间的压差(kPa),方向向下。

H.0.6 开孔矩形沉箱前波浪的反射率可按式(H.0.6-1)和式(H.0.6-2)计算,当 $s/H_{1/3} \geq 1.7$ 时,不考虑顶板影响:

$$K_{r1} = 0.913 - 8.422 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) + 23.581 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right)^2 + 0.18 \left(\frac{d}{L_{1/3}} \right) - 1.88 \left(\frac{H_{1/3}}{L_{1/3}} \right) + 0.504\mu \quad (\text{H.0.6-1})$$

$$\frac{K_{r2}}{K_{r1}} = 1.109 + 1.655 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right) - 5.735 \left(\frac{b_c}{L_{1/3}} \right)^2 - 0.142 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right) + 0.041 \left(\frac{s}{H_{1/3}} \right)^2 - 0.17\mu \quad (\text{H.0.6-2})$$

式中 K_{r1} ——无顶板开孔沉箱前的波浪反射系数;

b_c ——消浪室净宽(m);

$L_{1/3}$ ——有效波长(m),由有效波周期 T_s 计算;

d ——基床上水深(m);

μ ——开孔率,为开孔面积除以开孔部分上下沿之间的全部面积;

K_{r2} ——有顶板开孔沉箱前的波浪反射系数;

s ——顶板底面离计算水位高度(m)。

附录 J 半圆型防波堤波浪力计算

J.0.1 当半圆型防波堤的堤顶高程高于计算水位时,波峰作用下的波浪力可按下列规定确定。

J.0.1.1 波浪力强度按直立堤计算,再进行修正。当堤顶高程高于计算水位时,按直立堤计算,再进行修正。

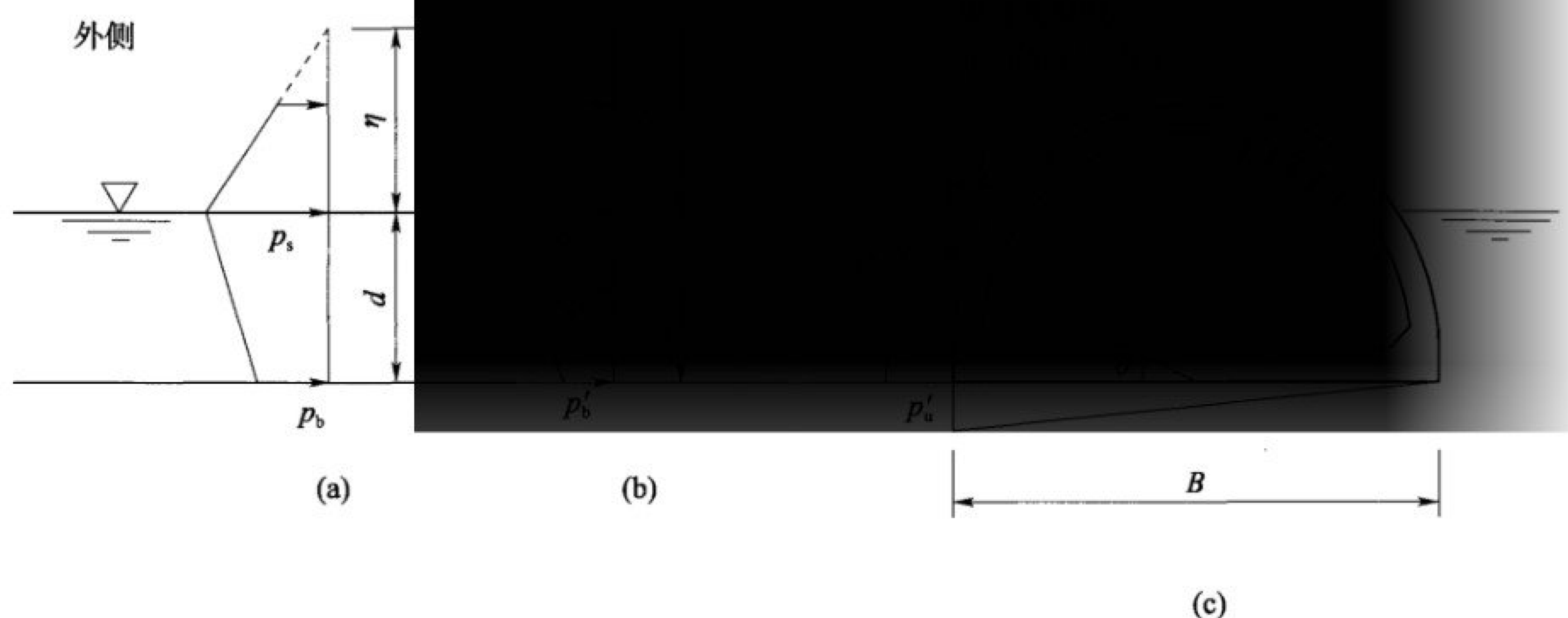


图 J.0.1 半圆型堤上的波压力分布图

(a) 直立墙波压力分布图; (b) 相位修正后波压力分布图; (c) 角度分布图后波压力分布图

(1) 波峰作用时,直立堤上的波压力分布图形如图 J.0.1(a)所示,其中直立墙上的波压力图形零点在计算水位以上的高度、直立墙上计算水位处的波压力强度以及直立墙底面处的波压力强度按下列公式计算:

$$\eta = 1.5H \quad (\text{J.0.1-1})$$

$$p_s = \alpha_s \gamma H \quad (\text{J.0.1-2})$$

$$p_b = p_u = \alpha_b p_s \quad (\text{J.0.1-3})$$

$$\alpha_s = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{\frac{4\pi d}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi d}{L}\right)} \right]^2 \quad (\text{J.0.1-4})$$

$$\alpha_b = 1 - \frac{d_1}{d} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right] \quad (\text{J.0.1-5})$$

(2) 波峰作用于半圆型堤面上的波压力强度分布图形如图 J.0.1(b)所示,按下列公式进行相位修正:

$$\eta' = \eta \quad (\text{J.0.1-6})$$

$$p'_s = p_s \quad (\text{J.0.1-7})$$

$$p'_b = \lambda_p p_b \quad (\text{J.0.1-8})$$

$$\lambda_p = \cos^4 \left(\frac{2\pi \Delta l}{L} \right) \quad (\text{J.0.1-9})$$

(3) 波峰作用于半圆型堤面上各点的波压力强度分布图形如图 J.0.1(c) 所示, 其方向垂直于堤面, 按下式进行角度修正:

$$p(\theta) = p'(z) \cos \theta \quad (\text{J.0.1-10})$$

式中 η ——直立墙上的波压力图形零点在计算水位以上的高度(m);

H ——设计波高(m);

p_s ——直立墙上计算水位处的波压力强度(kPa);

α_s 、 α_b ——计算系数;

γ ——水的重度(kN/m³);

p_b ——直立墙底面处的波压力强度(kPa);

p_u ——直立墙底面海侧的波浪浮托力强度(kPa);

d ——堤前水深(m);

L ——设计波长(m);

d_1 ——基床上水深(m);

η' ——半圆型堤上的波压力图形零点在计算水位以上的高度(m);

p'_s ——半圆型堤上的计算水位处的波压力强度(kPa);

p'_b ——半圆形构件底面处的波压力强度(kPa);

λ_p ——相位修正系数;

Δl ——半圆型堤面上的 p'_s 与 p'_b 作用点间的水平距离(m);

θ ——波压作用点的圆心角(°);

$p(\theta)$ ——经角度修正后的堤面波压力强度(kPa), 即半圆型防波堤上的波压力强度;

$p'(z)$ ——经相位修正后 z 点的波压力强度(kPa), z 为自半圆形构件底面起算的垂直高度, 由 p'_s 和 p'_b 经内插求得。

J.0.1.2 作用于半圆型堤上总的水平波浪力和垂直波浪力可由半圆型堤面上各点波压力强度分解的水平波压力强度和竖向波压力强度分别求得。

J.0.1.3 作用于半圆形构件底板上的波浪浮托力强度, 可按式(J.0.1-11)计算; 作用于半圆形构件底板上的波浪浮托力可按式(J.0.1-12)计算。

$$p'_u = p'_b \quad (\text{J.0.1-11})$$

$$P_u = \frac{p'_u B}{2} \quad (\text{J.0.1-12})$$

式中 p'_u ——半圆形构件底面外边缘的波浪浮托力强度(kPa);

p'_b ——半圆形构件底面处的波压力强度(kPa);

P_u ——半圆形构件底面的波浪浮托力(kPa);

B ——半圆形构件的底宽(m)。

J.0.2 当半圆型防波堤的堤顶高程位于或低于计算水位,且半圆形构件的外半径与波长之比不大于0.085时,波峰作用下的波浪力可按下列规定确定:

J.0.2.1 波浪力强度可采用先按与半圆型堤相同水深、相同基床高度和相同堤顶高程的直立堤按式(J.0.1-1)~式(J.0.1-5)计算,再进行相位修正和角度修正的方法按下列步骤确定:

(1)波峰作用于半圆型堤面上的波压力强度,按下列公式进行相位修正:

$$\eta' = \eta \quad (\text{J.0.2-1})$$

$$p'_s = p_s \quad (\text{J.0.2-2})$$

$$p'_b = \lambda'_p p_b \quad (\text{J.0.2-3})$$

$$\lambda'_p = \cos \left[\frac{2\pi (\Delta l)'}{L} \right] \quad (\text{J.0.2-4})$$

(2)波峰作用于半圆型堤面上各点的波压力强度,其方向垂直于堤面,按式(J.0.1-10)进行角度修正。

式中 η' ——半圆型堤上的波压力图形零点在计算水位以上的高度(m);

η ——计算水位以上的高度(m);

p'_s ——半圆型堤上的计算水位处的波压力强度(kPa);

p_s ——计算水位处的波压力强度(kPa);

p'_b ——半圆形构件底面处的波压力强度(kPa);

λ'_p ——堤顶淹没时的相位修正系数;

p_b ——直立墙底面处的波压力强度(kPa);

$(\Delta l)'$ —— P'_b 作用点与堤顶间的水平距离(m);

L ——设计波长(m)。

J.0.2.2 作用于半圆型堤上总的水平波浪力和垂直波浪力可由半圆型堤面上各点波压力强度分解的水平波压力强度和竖向波压力强度分别求得。

J.0.2.3 当半圆形构件底板泄压孔的开孔率等于或大于10%时,作用于底板上的波浪浮托压力强度可忽略不计,作用在半圆型拱圈里侧方向向外的波浪压力强度可按式计算:

$$p_0 = \frac{p'_b}{2} \quad (\text{J.0.2-5})$$

式中 p_0 ——作用在半圆型拱圈里侧方向向外的波浪压力强度(kPa);

p'_b ——半圆形构件底面处的波压力强度(kPa)。

附录 K 箱筒型基础结构防波堤稳定性估算

K.0.1 箱筒型基础结构防波堤的稳定性估算可采用拟静力方法计算单个箱筒,结构断面方向的计算宽度取为基底面积,按矩形面积并考虑堤轴线方向长度不变条件下算得的等代宽度。结构稳定性验算公式中的抗力分项系数最小取值应满足表 K.0.1 的要求。

表 K.0.1 抗力分项系数

设计状况	强度指标	水平向 γ_{RH}	转动向 γ_{RO}	垂直向 γ_{RV}
持久状况	直剪固结快剪或十字板回归强度指标	1.3	1.6	2.0

注:强度指标取直剪固结快剪或十字板回归强度指标中的小值,需考虑土的自重固结情况。

K.0.2 在波浪作用下,单组箱筒型基础结构沿底面的抗滑稳定性可按下式验算,如图 K.0.2 所示。

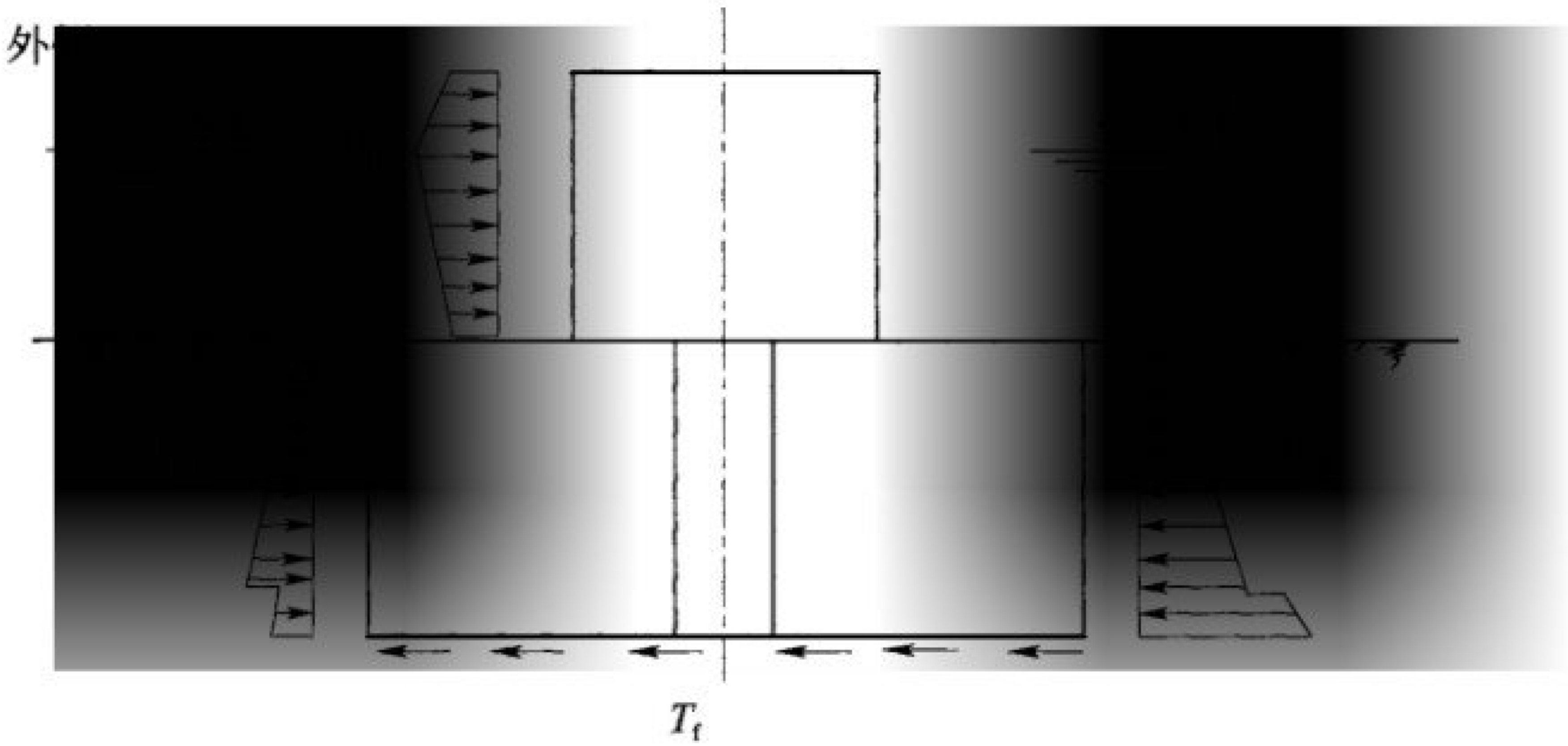


图 K.0.2 箱筒型基础结构防波堤抗滑稳定性计算简图

$$\gamma_0(P_H + P_{Ea}) \leq (P_{Ep} + T_f) / \gamma_{RH} \tag{K.0.2}$$

式中 γ_0 ——重要性系数,按表 3.2.2 确定;
 P_H ——波峰作用时作用于箱筒上的水平波浪力(kN);
 P_{Ea} ——基础筒迎浪侧的主动土压力(kN);
 P_{Ep} ——基础筒背浪侧的被动土压力(kN);
 T_f ——箱筒底部的水平切力(kN);
 γ_{RH} ——水平抗滑抗力分项系数,按表 K.0.1 确定。

K.0.3 在波浪作用下,单组箱筒型基础结构沿底面的垂直稳定性可按式(K.0.3)验算,如图 K.0.3 所示。

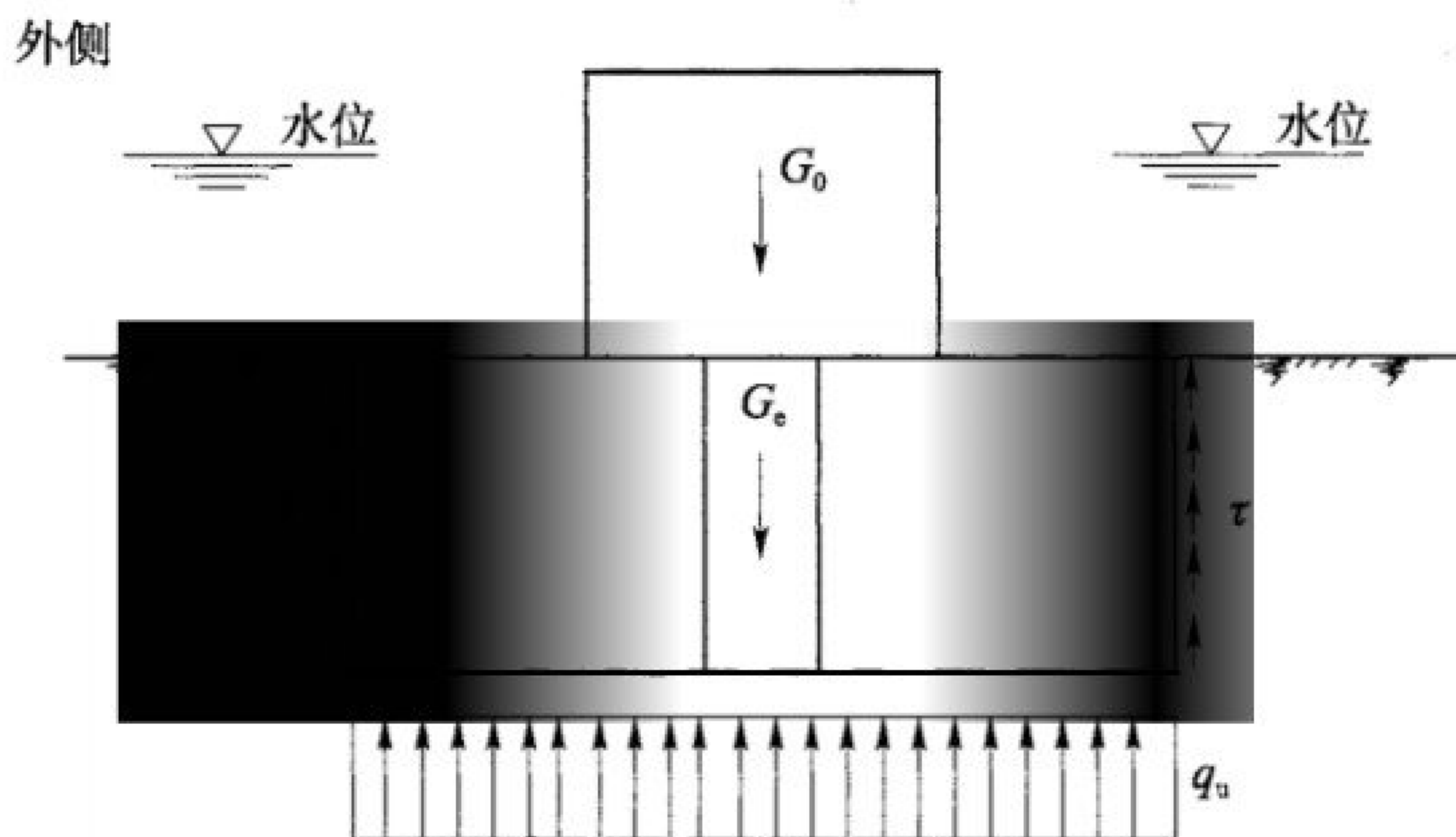


图 K.0.3 箱筒型基础结构防波堤垂直承载力计算简图

q_u —基础筒底端土壤提供的极限应力(kN/m^2); τ —基础筒外侧土体的摩阻力强度(kN/m^2)

$$\gamma_0(G_0 + G_e) \leq (V_{qu} + Q_\tau) / \gamma_{RV} \quad (\text{K.0.3})$$

式中 γ_0 ——重要性系数,按表 3.2.2 确定;

G_0 ——箱筒型结构的自重(kN);

G_e ——箱筒型结构基础筒包围的土重(kN),折减系数 0.7;

V_{qu} ——基础筒底面土壤提供的垂直向地基反力(kN);

Q_τ ——基础筒壁外侧提供的侧摩阻力(kN);

γ_{RV} ——垂直承载抗力分项系数,按表 K.0.1 确定。

K.0.4 单组箱筒型结构基础筒底面土壤极限应力的计算可采用修正汉森公式计算。

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{K.0.4})$$

式中 q_u ——基础筒底端土壤提供的极限应力(kN/m^2)

B ——基础的等代宽度(m);

s_c, s_q, s_γ ——基础形状修正系数;

i_c, i_q, i_γ ——荷载倾斜修正系数;

d_c, d_q, d_γ ——基础埋深修正系数;

g_c, g_q, g_γ ——地面倾斜修正系数;

b_c, b_q, b_γ ——基底倾斜修正系数;

N_c, N_q, N_γ ——地基反力系数。

K.0.5 在波浪作用下,单组箱筒型基础结构抗倾稳定性可分别按式(K.0.5-1)~式(K.0.5-4)验算,如图 K.0.5 所示。

当旋转中心位于结构位置 O_1, O_2 时:

$$\gamma_0(M_H + M_{Ea} + M_G) \leq (M_{qu} + M_\tau + M_{Ep}) / \gamma_{RO} \quad (\text{K.0.5-1})$$

当旋转中心位于结构位置 O_3 时:

$$\gamma_0(M_H + M_{Ea}) \leq (M_{qu} + M_\tau + M_{Ep}) / \gamma_{RO} \quad (\text{K.0.5-2})$$

当旋转中心位于结构的背浪侧位置 O_4 时:

$$\gamma_0(M_H + M_{Ea}) \leq (M_{qu} + M_\tau + M_{Ep} + M_G) / \gamma_{RO} \quad (\text{K.0.5-3})$$

当旋转中心位于结构的背浪侧角点位置 O_5 时:

$$\gamma_0(M_H + M_{Ea}) \leq (M_\tau + M_{Ep} + M_G) / \gamma_{RO} \tag{K.0.5-4}$$

式中 γ_0 ——重要性系数,按表 3.2.2 确定;

M_H ——波浪作用时水平波浪力产生的倾倒地矩(kN·m);

M_{Ea} ——静水压力产生的倾倒地矩(kN·m);

M_G ——箱筒结构土重中土重的倾倒地矩(kN·m),折减系数 0.7;

M_τ ——土体提供的稳定力矩(kN·m);

M_{Ep} ——土体提供的侧摩阻力的稳定力矩(kN·m);

M_G ——土体提供的稳定力矩(kN·m);

γ_{RO} ——抗力分项系数,按表 K.0.1 确定。

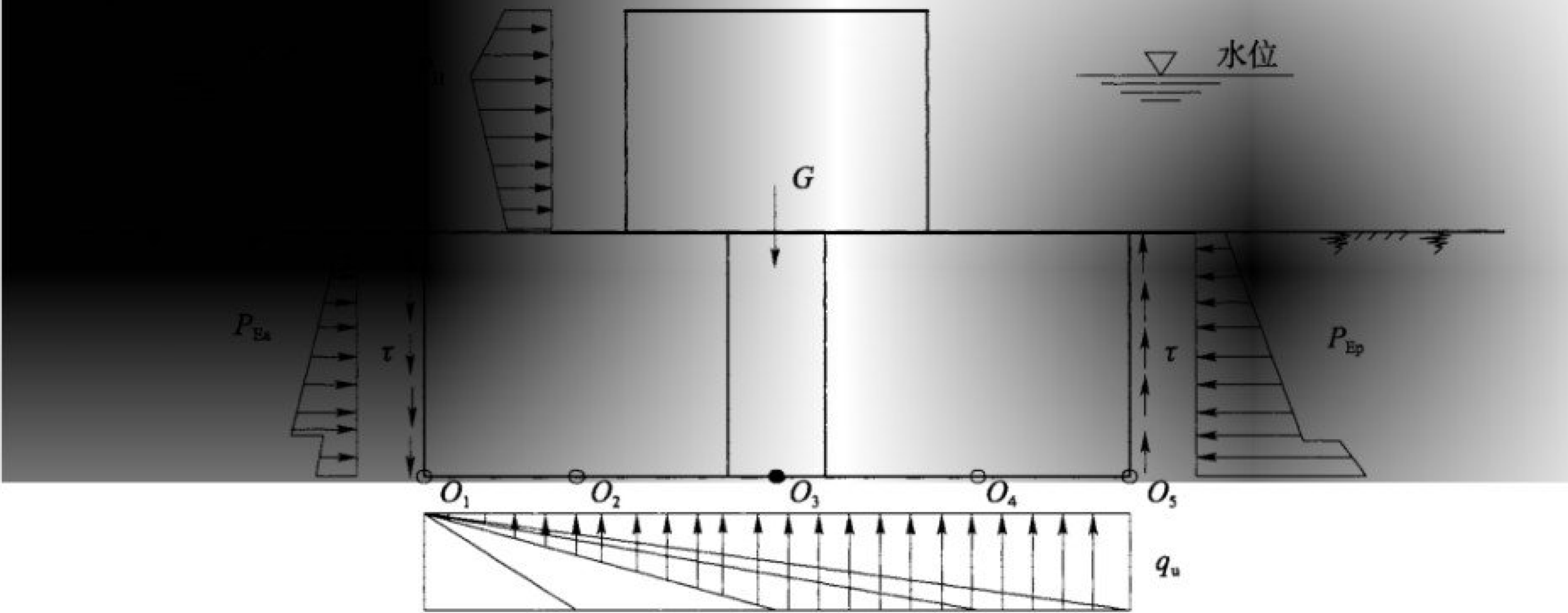


图 K.0.5 箱筒型基础结构防波堤抗倾稳定性计算简图

G -箱筒结构自重及参与抗倾作用的回填料土重之和(kN),即 $G = G_0 + G_e$; q_u -基础筒底端土壤提供的极限应力(kN/m²);

τ -基础筒外侧土体的摩阻力强度(kN/m²)

附录 L 本规范用词说明

为便于在执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度的用词说明如下:

- (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)表示允许选择,在一定条件下可以这样做的采用“可”。

引用标准名录

- 1.《海港总体设计规范》(JTS 165)
- 2.《河港工程总体设计规范》(JTJ 212)
- 3.《港口与航道水文规范》(JTS 145)
- 4.《航道工程设计规范》(JTS 181)
- 5.《水运工程抗震设计规范》(JTS 146)
- 6.《水运工程混凝土结构设计规范》(JTS 151)
- 7.《水运工程钢结构设计规范》(JTS 152)
- 8.《港口工程荷载规范》(JTS 144-1)
- 9.《水运工程结构耐久性设计标准》(JTS 153)
- 10.《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTJ 275)
- 11.《水运工程混凝土质量控制标准》(JTS 202-2)
- 12.《海港工程钢结构防腐蚀技术规范》(JTS 153-3)
- 13.《水运工程地基设计规范》(JTS 147)
- 14.《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239)
- 15.《码头结构设计规范》(JTS 167)

附加说明

本规范主编单位、参编单位、主要起草人、 主要审查人、总校人员和管理组人员名单

主 编 单 位:中交第一航务工程勘察设计院有限公司

参 编 单 位:中交水运规划设计院有限公司

中设设计集团股份有限公司

中交第三航务工程勘察设计院有限公司

天津港(集团)有限公司

中交第一航务工程局有限公司

中交一航局第一工程有限公司

主要起草人:王美茹(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

谢善文(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

刘连生(中交水运规划设计院有限公司)

(以下以姓氏笔画为序)

王玉红(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

刘进生(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

李业富(中交水运规划设计院有限公司)

李元音(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

李 伟(天津港(集团)有限公司)

李 武(中交第三航务工程勘察设计院有限公司)

吴 进(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

杨丽民(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

陆 飞(中设设计集团股份有限公司)

岳铭滨(中交第一航务工程局有限公司)

宫云增(中交一航局第一工程有限公司)

舒 宁(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

主要审查人:蒋 千

(以下按姓氏笔画为序)

仇伯强、牛恩宗、冯卫兵、孙精石、宋向群、李贺青、杨云兰

总 校 人 员:郑清秀、刘国辉、吴敦龙、董 方、李荣庆、王美茹、刘连生、陆 飞、
刘进生、李元音、杨丽民、吴 进、王玉红、宋庆华、韩瑞洁

管理组人员:宋庆华(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

刘进生(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

刘连生(中交水运规划设计院有限公司)

吴 进(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

王玉红(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

中华人民共和国行业标准

防波堤与护岸设计规范

JTS 154—2018

条文说明

目次

- 1 总则 (111)
- 3 基本规定 (112)
 - 3.1 一般规定 (112)
 - 3.2 极限状态设计 (113)
 - 3.3 结构选型 (113)
- 4 斜坡式防波堤设计 (114)
 - 4.2 断面型式与尺度 (114)
 - 4.3 斜坡堤计算 (115)
 - 4.4 斜坡堤构造 (118)
 - 4.5 抛石潜堤设计 (119)
- 5 直立式防波堤设计 (120)
 - 5.2 断面型式与尺度 (120)
 - 5.3 重力式直立堤计算 (120)
 - 5.4 直立堤构造 (121)
 - 5.5 削角直立堤 (122)
 - 5.6 开孔沉箱直立堤 (122)
 - 5.7 坐床式圆筒直立堤 (122)
- 6 其他型式防波堤设计 (124)
 - 6.1 一般规定 (124)
 - 6.2 半圆型防波堤 (124)
 - 6.3 透空式防波堤 (124)
 - 6.4 箱筒型基础防波堤 (125)
- 7 斜坡式护岸设计 (126)
 - 7.1 一般规定 (126)
 - 7.2 断面型式与尺度 (126)
 - 7.3 斜坡式护岸计算 (126)
 - 7.4 斜坡式护岸构造 (126)
- 8 直立式护岸设计 (127)
 - 8.1 一般规定 (127)
 - 8.2 断面型式与尺度 (127)
 - 8.3 直立式护岸计算 (127)
 - 8.4 直立式护岸构造 (127)

附录 D	斜坡堤前的海底冲刷计算	(129)
附录 E	明基床基肩和坡面块体稳定重量计算图	(130)
附录 F	直立堤前的海底冲刷计算	(131)
附录 H	矩形开孔沉箱波浪力计算	(132)
附录 J	半圆型防波堤波浪力计算	(133)
附录 K	箱筒型基础结构防波堤稳定性估算	(134)

1 总 则

1.0.2 防波堤的结构型式,除常用的斜坡式和直立式(堤身为正砌方块、矩形沉箱,开孔沉箱,圆筒,桩式)以外,尚包括透空式、半圆型、箱筒型基础结构等其他型式的防波堤。近些年,半圆型防波堤在国内已有较成熟的实践经验,对透空式防波堤和箱筒型基础结构防波堤,近年来虽已取得一些经验,但还处于试验研究阶段。

根据港工技术发展和国内使用经验,本规范主要对常用的防波堤与护岸设计作了具体的规定。对于其他类型防波堤中的开孔消浪沉箱、半圆型防波堤、箱筒型基础结构防波堤等在本规范附录中给出相关波浪力计算或稳定性估算方法,而对坐床式圆筒、单排桩式和桩基透空式防波堤则给出原则性的规定和计算方法的提示。

1.0.3 防波堤、护岸是水运工程中的防护性建筑物,属于重要的基础性设施,其与行业中其他标准密切相关。防波堤、护岸在港口总平面布置(水域、陆域及岸线等)中占有举足轻重的位置;其长期经受水动力条件的作用和影响,风险性较高。与规划、建设规模、航行条件、波浪、水流等侵入相关的防波堤布置形式(单突堤、双突堤、离岸堤,或其他组合形式)、轴线、口门、岸线确定等需按现行行业标准《海港总体设计规范》(JTS 165)、《河港工程总体设计规范》(JTJ 212)、《航道工程设计规范》(JTS 181)等的有关规定执行。设计水位、波浪和波浪作用的确定等需按《港口与航道水文规范》(JTS 145)的有关规定执行。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 防波堤和护岸的轴线向港外拐折时,会在凹角处造成波浪能量的集中。如不采取措施,该凹角处的堤身破坏最为严重。根据国内外的实践经验,当外夹角大于 150° 时,波能集中的情况不显著。

3.1.2 随着科学技术的进步和社会经济的发展以及对物质文化的更高需求,人们越来越重视与环境的协调和对海洋环境的综合利用。防波堤、护岸等建筑物的景观效果与亲水性已为更多的人们所青睐,国内近些年已实施的景观防护性工程,已取得良好的技术经济和社会效益。

3.1.4 本条是根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)对防波堤和护岸结构的设计使用年限进行的规定,其中第1款永久性建筑物设计使用年限不低于50年是强制性内容。

设计使用年限是设计规定的结构或结构构件不需进行大修就可满足按预定目的使用的年限。即正常设计、正常施工、正常使用和维护下所达到的使用年限。所谓正常维护包括必要的检测、防护和维修。《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)修订时,在“港口工程结构设计使用年限调查专题研究”基础上,增加了对港口工程结构设计使用年限的规定,其中规定永久性港口建筑物的设计使用年限为50年,并对此内容予以强制。考虑到港口工程结构的造价在整个港口工程的总投资的比例平均为20%左右,永久性港口建筑物的设计使用年限为50年是合理的。

目前我国港口工程结构可靠度设计采用的设计基准期为50年,与设计使用年限一致。对特殊情况或对结构的设计使用年限有更长时间要求时,需要对结构耐久性及可靠度等进行专门研究分析,以保证结构的安全性、适用性和耐久性。航道整治工程中的护岸工程,尤其是内河航道中的护岸工程,不仅需要考虑防护要求,还有满足更大范围内的防洪与行洪需要,其设计使用年限需要结合多方面因素综合确定。

3.1.6 本条为《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)统一规定。

以分项系数表达的极限状态设计方法是现阶段结合可靠性分析和长期实践经验的实用方法。各分项系数和设计表达式是通过可靠性分析与实践经验相结合得出的。该方法的现实性和合理性在于既较全面地继承历史经验,又为将来直接采用可靠指标设计方法积累经验、创造条件。以分项系数表达的极限状态设计方法与安全系数法的安全度水平保持总体相当。

有条件时可以根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)有关规定直接采用可靠指标设计方法设计。直接采用可靠指标设计方法设计并不排斥实践经

验,如何使二者很好的结合,也需要通过大量实践积累经验。

3.1.7 根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010)规定,港口工程结构安全等级分为三级。设计时要根据结构失效产生的后果,即危及人的生命安全、造成经济损失、对社会和环境产生影响等的严重程度分析,确定结构的安全等级。永久性防护建筑物结构安全等级为一级或二级,其中对于大量的一般防波堤和护岸结构,安全等级为二级,既足够安全,也是经济合理的;对于有特殊安全需要的防护结构,如直接掩护液化天然气罐区的护岸结构等,安全等级为一级。临时性防护结构,安全等级为三级。

3.1.9 防波堤、护岸往往是边界条件复杂、风险性和重要性较高的工程,目前计算理论尚有不完善之处,所以规定需进行物理模型试验验证。国内外的波浪模型试验中,均已由不规则波替代了以往的规则波,这样更接近于实际。但考虑到设计波浪都是以一定波高和周期的特征波给出的,故有必要同时采用规则波观测直立堤及斜坡堤或护岸胸墙的波压力并验证其稳定性,以便于与不规则波作用时同步进行对比。

3.1.20 防波堤和护岸在实施过程中如遇恶劣气象事件,特别是台风多发区会造成较大损失,本条做了相关规定。

3.2 极限状态设计

3.2.1 ~ 3.2.5 根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50158—2010),对防波堤与护岸结构的极限状态设计相关内容进行统一规定。

3.3 结构选型

3.3.1 本规范除列入国内外常用的抛石斜坡式和重力式直立堤等几种防波堤结构型式外,还将近年来从国外引进和自行研发并成功应用于工程实践的几种其他新堤型,如半圆型防波堤、沉箱墩式透空堤、箱筒型基础防波堤等也纳入了规范。

3.3.5 桩式直立堤主要包括单排桩、双排桩和格形板桩防波堤。本规范目前只给出较容易实施的单排桩式直立堤结构。该种直立堤因其结构型式、尺度及受力特点使得它的堤顶多允许越浪,因此较适合于水浅、浪小的情况,或作为导流、防沙堤。由于其顶宽很窄,相比其他堤型,堤顶越浪时的水体多传递到港内。

3.3.7 半圆型防波堤或护岸,其构件受力虽然较好,但是波浪爬高较大,因此适用于堤顶允许越浪的情况。目前国内多用于导流、防沙堤工程和围堤的第一级防浪景观平台。

3.3.8 近年来,箱筒型基础防波堤在天津港、连云港港等缺乏砂石料和软基较为深厚的地区得到成功应用。作为一种新型防波堤结构型式,由于箱筒型基础防波堤承载机理非常复杂,本次修订经专题研究并结合分析总结已有实践经验纳入到本规范。

4 斜坡式防波堤设计

4.2 断面型式与尺度

4.2.1 条文中推荐的前四种断面型式主要是根据国内采用过的各种斜坡堤型式总结出来的。

宽肩台式抛石斜坡堤是上一轮规范修订中新增加的一种型式,它是一种与常规的抛石斜坡堤断面不同的斜坡堤型式。这种抛石堤的最大特点是容许堤身断面(外侧部分)在波浪作用下发生变形,直至外坡形成一个动力平衡剖面。由于构成宽肩台的块石空隙较大,因而当波浪通过宽肩台时,将产生较大的能量损失。

随着港口建设向水深、浪大,自然条件更为恶劣的地区发展,2011 版修订中增加了一种大型深水斜坡堤的断面型式。一般将设计低水位起算水深超过 20m 的防波堤称为大水深或深水堤,经相关分析、研究和论证,针对其自身及所处条件的特点,已将其设计原则、方法和构造要求等纳入规范。

4.2.2 斜坡堤的堤顶高程主要与它所掩护的港口岸线布局及水域要求的水面平稳程度有关。我国一些老港口的防波堤顶部通常允许越浪;对允许越浪的防波堤,条文中推荐的堤顶高程数值,主要是根据对我国港口的调查,并统计了近些年来一些新建允许越浪的防波堤的堤顶高程而得出来的。

根据相关试验资料,当堤顶在设计高水位以上 $(0.6 \sim 0.7)H$ 时,恶劣工况下堤顶将会有成层水体越浪;堤身透浪和越浪以后堤背后约 1 倍波长处的波高约为 $0.2H$ 。

对顶部带有胸墙的斜坡堤,胸墙顶高程根据使用要求一般按基本不越浪考虑,本条所推荐的数值主要是根据对国内一些新老防波堤设计情况的调查和统计及参考国外有关成果而得出来的。

对防护要求较高时,防波堤堤顶需按基本不允许越浪来考虑且要控制越浪量。堤顶越浪量的控制参考近年日本、荷兰等国家的研究成果,并结合国内有关研究成果及工程实践分析拟定,但仍需要通过模型试验验证。

4.2.3 为了满足施工及使用要求和保证波浪作用下堤顶结构的整体稳定性,本条对堤顶宽度做了规定。

4.2.4 一般在计算水位上、下约 1.0 倍设计波高范围内的护面块体受波浪的作用最剧烈,因此水下抛石棱体的顶面设在设计低水位以下不小于 $1.0H$ 处。棱体顶面的宽度与其高程、波高的大小、块石的尺度等都有关系,结合实际工程经验条文规定为不小于 2m;但对深水堤则偏小,本次修订针对深水堤棱体顶面的宽度和厚度有所增加。

4.2.5 本条针对设计、施工的不同要求,对防波堤外侧坡面设置肩台作了相应规定。对深水斜坡堤,因其坡面较长,为保持护面层的整体稳定性,需在外坡适当位置增设肩台,其

相应的位置、尺度和构造要求是根据专题研究论证分析而定的。

4.2.6 抛填块体的断面,透浪较大,因此堤身宽度不能太窄,以免影响港内平稳。本条规定的数值主要参考有关文献资料确定。

4.2.7 根据有关工程模型试验资料分析的结果,如胸墙前人工块体掩护的高度较低且宽度较窄时,由于波浪在斜坡上激烈破碎等原因,作用在胸墙上的波压力有增大的趋势,对胸墙稳定不利,因此在条文中规定对此类断面的坡顶高程不宜低于胸墙顶高程,且在墙前坡肩掩护范围内至少能安放两排的护面块体,以形成全掩护。

4.2.8 宽肩台斜坡堤肩台宽度是根据国内外 11 座防波堤统计结果确定的。当波高小时,一般无需采用宽肩台型式;另一方面若肩台太窄又不能起到宽肩台式的作用,因此控制最小为 6.0m。

4.3 斜坡堤计算

4.3.2 ~ 4.3.5 一般说来,较大波高总是和较高的水位同时出现的,因为我国沿海大的波浪主要由台风或寒潮所引起,而台风或寒潮同时也会产生较大的风增水。因此持久状况下设计高水位或极端高水位需组合相应的设计波高是比较合理的。

在设计低水位时,在浅水条件下,一般波高要比高水位时为小,因此规定当有推算出来的外海设计波浪时,要对设计低水位另作波浪折射分析,而得出与之相应的设计波高。但若只有建筑物附近不分水位统计出来的重现期为 50 年的波浪,则取与设计高水位采用相同的设计波高,而稍偏于安全。

由于设计波高通常是由向岸大风所产生的,而极端低水位则通常是离岸大风造成较大的风减水所致,故两者不能组合。

对未成型的斜坡堤进行施工期复核作为短暂组合,其计算水位采用设计高、低水位即可,波高的重现期根据实际工程的调查,一般采用 2 ~ 5 年。

4.3.6 斜坡堤顶部胸墙的稳定计算采用以分项系数表达的设计表达式,其分项系数的确定系依据对典型断面胸墙稳定性(抗滑和抗倾)的可靠度分析。在可靠度分析中,胸墙所受的波浪荷载(水平波浪力及波浪浮托力)仍采用《港口与航道水文规范》(JTS 145)给出的计算公式,波浪要素则取自秦皇岛港 23 年的波浪观测资料。对波浪力的统计分析结果表明,波浪荷载的年极值符合极值 I 型分布,而由极值 I 型得出的 50 年荷载极大值分布仍为极值 I 型分布。对水平波浪力与波浪浮托力之间进行的相关分析,两者之间相关程度很高(相关系数 ρ 值接近于 1)。所以,对所有胸墙的可靠度分析都考虑了水平波浪力与波浪浮托力间的相关性。

根据安全系数与可靠指标之间的关系确定目标可靠指标值,再根据可靠指标与分项系数之间的关系确定与目标可靠指标相对应的分项系数。由此可见,分项系数的确定基于可靠度分析,因此,以分项系数表达的胸墙设计表达式是合理的。

4.3.7 本条内容与《港口与航道水文规范》(JTS 145)中的有关条文规定是一致的。国内外确定护面块体重量的公式很多,本规范仍采用目前国内外常用的赫德逊(Hudson)公式。

(1)根据国内外的有关研究成果和工程经验,对不同的护面块体和构造型式规定了

不同的容许失稳率 n 。这种规定考虑了各种护面抵御波浪的能力,包括块体间的嵌固作用、损坏后的影响和修复的难易程度等。

(2) 稳定系数 K_D 是根据国内外有关试验研究资料和工程实践经验而确定的,但由于室内模型试验的局限性、结构本身的风险性及施工难度和水文气象条件变化的恶劣趋势等各种不利因素,本次对扭工字、扭王字块体的 K_D 值做了调整,即扭工字、扭王字块体的 K_D 值取为 15 ~ 18;考虑与国际接轨,适当增加了一些安全储备。

(3) 确定块体容许失稳率 n 时,在二维模型中,防波堤或护岸的堤身段的长度不宜超过原型 40m;在三维稳定模型试验中,需分段进行观测,分段长度以模型 1m 为宜且逐段给出试验结果,综合分析后确定块体的容许失稳率。

(4) 扭工字、扭王字块体的构造型式,根据国内的工程实践和相关研究,补充了在斜坡堤肩台以上可采用规则安放的型式;扭王字块体规则摆放型式用于浙江、福建地区较多,相关研究结果表明,波浪作用下,采用规则摆放,其块体稳定性较好,波浪爬高稍大一些,但块体用量多一些。该种型式块体嵌固性易保证,块数易控制,施工有保证,且有较好景观效果。

4.3.8 本次修订了关于斜向波作用时护面采用块石和四脚空心方块时的计算方法,采用大连理工大学单向不规则波作用时的试验成果,计算方法和公式考虑了波向的不稳定因素。但对用于水深和波浪相对较大时的扭工字、扭王字等块体护面,由于国内外试验成果在规律性方面尚有差异,也缺乏实践经验,本修订过程经过试算,为安全起见,不考虑斜向波作用时对其稳定系数的调整。

4.3.9 本条给出了宽肩台斜坡堤护面块石重量的取值标准,是根据国外有关资料得出的。但在实际工程中不一定取最小值,可取当地能开采到的大块石。

4.3.11 采用四脚空心方块和栅栏板护面时,设计波高一般不超过 4.0m,否则护面平面尺度或厚度较大,增加施工难度,且垫层块石大也难以理坡,对护面稳定不利。

4.3.12 波浪作用下砌石护面的破坏特点是坡面的法线方向内外压力差使块石脱出失稳。确定砌石护面的稳定性,一般按护面层厚度控制。

(1) 干砌块石护面计算,根据工程实践,当 m 较小时,计算值偏大。根据实测波浪浮托力对原公式中的系数 K_{md} 作了修正。

(2) 干砌条石护面厚度的计算公式,原方法规定适用于 $m = 0.6 \sim 2.0$,经计算当 m 由 1.5 变至 2.0 时,砌石厚度需增大,但目前国内外较多的研究成果与此趋势不同,且试验资料中两种不同趋势都出现,因此,对 m 的适用范围限定为 $m = 0.8 \sim 1.5$ 。

4.3.13 本条文是在综合分析了国内外有关规范标准和国内近些年实际工程模型试验资料和专题试验研究成果后,将斜坡堤外侧水下抛石棱体的稳定重量增加了,即将原条文的 $1/5 \sim 1/10$,修订为 0.3 ~ 0.4。

4.3.14 深水斜坡堤的外坡多设有肩台,本条通过国外考查和专题研究论证,并考虑到深水堤型式、尺度的特点,施工的难度和风险性,对肩台的不同位置、块体的类型和规格做出了规定。研究和实践表明,肩台上下的护面块体,无论采用单层扭王字块体还是采用双层的扭工字块体,尤其是吊安水下块体时,块体之间的咬合好坏,仍是坡面稳定的关键所在。

4.3.15 护面块体下的垫层通常设置一层,当块体重量很大如 50t ~ 60t,则宜增设一层垫

层,且可用混凝土块体替代块石。块体的安全稳定与垫层块石相辅相成,经验表明垫层偏小,对稳定不利。英国标准 BS 6349 不同块体垫层取值均比较大;根据近年的工程实践,为安全起见,本次取消了“当石料来源困难时,可取…… $1/40$ ”这句话。但同时补充了“对规则安放的护面块体其下垫层块石重量可适当减小至 $1/20 \sim 1/40$ ”。

4.3.16 当堤顶允许越浪时,越顶的水体将直接冲击到内坡坡肩附近的护面块体上。根据近年来有关工程及研究试验成果,将内坡护面延伸至设计低水位以下 $0.5 \sim 1.0$ 倍设计波高处以维持块体的稳定,即与外坡护面块体重量相同。

4.3.17 国内外试验表明,当堤顶约在设计高水位以上 $0.05 \sim 0.2$ 倍设计波高时,堤顶块体的稳定性最差。根据国内外有关试验成果,认为堤顶块体重量取为外坡块体重量的 1.5 倍以上为宜。

4.3.18 堤头部分的块体重量原规定增大 $20\% \sim 30\%$,当波浪处于破碎区时,则堤身、堤头部分的块重均相应再增加 $10\% \sim 25\%$ 。这是根据国外有关资料文献分析而得。近年国内某些处于现场自然条件较为复杂的工程,其整体物模研究成果有的已超出规定的范围;英国标准 BS 6349 中,堤头块重增大的幅度也较大一些。本次修订将其相应增大幅度修改为不小于原规定的上限。

4.3.19 栅栏板的面积较大,因此在波浪作用时,不是在板的所有位置都同时出现最大波浪力。一般沿堤的轴线方向,力的大小只随时间变化;而在沿斜坡的坡面方向,波浪力只在某一位置出现最大值,在其上下两侧则逐渐减小,所以对于同样面积的栅栏板,长边(沿斜坡方向) a_0 取得大一些,短边(沿堤轴线方向) b_0 取得小一些,对板的稳定是有益的。

从栅栏板的稳定角度看,虽然总面积大些是有益的,但从栅栏板本身结构强度及施工吊装设备能力来考虑,板的平面尺度又不宜过大,条文中给出了 a_0 、 b_0 与堤前设计波高 H 的关系供设计选用。

栅栏板护面是以其条形空隙起消浪作用的。空隙大一些,对消浪是有益的,但从板的结构强度方面考虑,空隙率 P 又不宜过大。目前工程上根据强度计算得到的结果, P 为 $30\% \sim 40\%$,而试验中采用 $33\% \sim 39\%$ 。由试验观测得到的结果,在此范围内的空隙率变化,对板的稳定及波浪爬高无明显影响,本规范取 $P' = 37\%$,据此得到相应的栅栏板细部尺度。

栅栏板护面是以其大面积的整体性来抵御波浪作用的,对板的稳定性有影响的特征值有 a_0 、 b_0 、 P' 和厚度 h ,但对板的稳定性和混凝土用量起主要作用的是 h ,因此取 h 为主要特征值。

栅栏板的厚度 h 的经验公式是通过对板的稳定受力分析、板块稳定的量纲分析以及模型试验资料分析得出的。

作用在栅栏板上的最大波浪压力强度设计值的经验公式是由模型试验得出的。

4.3.20 根据室内模拟试验并结合工程实践,对采用规则安放时的扭工字块体的形状系数 c 进行了修正;对采用规则安放时的扭王字块体的形状系数 c 和孔隙率 P' 做了补充规定。

4.3.23 防波堤前的海底若遭受波浪和水流的冲刷将危及堤身结构的稳定性。但至今为

止,国内外研究的防波堤前防冲护坦宽度的成果还很少,但相关研究成果均表明堤前 $1/4$ 波长范围的冲刷最为严重,其防护宽度取决可冲底质、波浪要素及水流强度。参考英国标准 BS 6349《海工建筑》及苏联建筑标准与规范 CHиП II - 57 - 75,本轮规范将一般堤身段堤前防护宽度调整为不少于 $1/4$ 波长(从计算水位与斜坡交线至坡脚前护底边缘的距离);另外,指出对沙质海底更需予以足够的关注。

4.3.24 护底块石的稳定重量,主要根据模型试验验证及实际工程经验而得出。但对处于破碎波区和有水流同时作用的情况下堤前护底块石重量需适当加大。

4.3.25 作用于斜坡堤顶部胸墙上波浪力的计算方法(有块体与无块体掩护)按《港口与航道水文规范》(JTS 145)中的方法进行计算。胸墙前有块石或人工块体形成全掩护时,其波浪力的折减系数,根据有关试验成果大致为 $0.6 \sim 0.7$ 。

4.4 斜坡堤构造

4.4.1 根据河海大学及海军等单位的研究成果及国内外现有深水堤的工程实践,本条修订补充了开山石的规格在 300kg 以下,水深较大时放宽至 800kg 以下;同时也要求抛填时大致均匀且控制 10kg 以下小块石和 1kg 以下的颗粒的含量。否则将会影响堤心密实以及对环境造成污染等。

4.4.2 坡脚前的护底作用是防止堤前的地基土壤被冲刷,造成护面层和抛石棱体的下滑或局部坍塌,从而影响堤身的稳定性。条文中护底构造型式和相应要求均是依据实践经验得出的。

4.4.3 本条的规定是根据实际工程经验而提出的。在模型试验中发现,当坡脚大块石下直接抛于可冲刷地基上时,其下的地基被冲刷,形成一个淘刷坑。所以在条文中规定坡脚、护面块体或大块石均不得直接抛于可冲刷的地基上。

4.4.4 对建于岩基上的斜坡堤,其护面块体坡脚处“开槽”或“凸坎”做蹬脚的做法是国内工程实践中总结出的经验。

4.4.5 对随机安放两层的扭工字块体,难以达到全部块体保持垂直杆件在堤坡下方,但至少要求上层应有 60% 以上的块体的垂直杆件在堤坡下方,这样块体的抗倾力矩较大,否则在波浪作用下将会有一些块体沿坡滚动。

对肩台以上坡面采用扭工字块体规则安放时,块体沿坡面斜向自下而上交叉摆放。

对随机安放一层的扭王字块体,要求各部位的块体之间需保持良好的嵌固性,否则将面临较大的风险性。

对在肩台以上坡面采用规则安放一层的扭王字块体,实践经验表明,采用两竖杆朝下顺坡垂直向上叠压(或交叉顺坡叠压摆放)都可以保持良好的嵌固性,以提高施工质量。

4.4.6 异形混凝土护面块体,一般不需配置钢筋。但试验表明,大型消浪性能好的长细型异形混凝土块体,如扭工字、扭王字块体,其承受施工、水动力荷载等作用十分复杂,且块体越大,其内应力就越大。块体间的摆动、碰撞及荷载反复作用会造成块体疲劳而出现断裂,且大块体比小块体更容易断裂,因此需采取加强措施。经对国内外相关研究成果及实际工程块体应用情况的综合分析,异形块体如采用配筋进行加强,不仅会使施工困难、造价增加,而且配置钢筋的困难还在于其设计原则尚不明确,另外钢筋一旦锈蚀,则对块

体耐久性的破坏非常明显,甚至弊大于利;工程实践表明对吨位很大的长细型人工块体,采用掺入高强纤维等措施要比配置钢筋更加有利。

4.4.7 浆砌块石护面层的破坏,主要由于堤身的不均匀沉降,而使护面层开裂;或由于在波浪作用下护面层后水位上升,而在退波时因泄水不畅,致使护面层在水压作用下局部掉落,并逐渐发展。因此浆砌块石护面层应设置变形缝和排水孔。条文中提出的数值要求是总结实际工程的经验得出的。

4.4.9 一般斜坡堤的堤头仍为斜坡结构。但是由于两个斜坡堤堤头形成的口门,其通航的有效口门宽度为两堤头的坡脚间的距离,而在考虑港内波浪绕射时的口门宽度,却为两堤头的堤坡在设计水位处的距离,后者显然要大于前者。上述两种口门宽度一致时,采用直立式堤头对港内水面平稳程度而言比较有利。

国内外工程实例以及模型试验,均证明堤头段内外两侧的护面块体的稳定性要比堤身外坡为差,这主要因为越过堤头的波浪破碎水流将直接把护面块体从堤坡上向外推,而比波浪对堤身护面块体的作用强,所以需对堤头段进行加强处理。

4.4.10 条文中提及的由于防波堤平面布置、结构型式衔接部位等出现的恶化防波堤波浪作用的几种情况,均应采取适当加强措施。因相关研究成果很少,其加强范围参考国外如日本的研究成果并结合实践经验而确定。

4.5 抛石潜堤设计

4.5.2 通常将潜堤后的传递波高系数表示为参数 h_c/H 的函数,潜堤时 h_c 为负值。

潜堤的消浪效果取决于传递波高系数的大小,根据对国内外有关规则波与不规则波模型试验结果的分析 and 比较,条文中的传递波高系数是采用不规则波的方法得出的。

4.5.3 根据国外不规则波对潜堤作用的模型试验结果,潜堤抛石护面的稳定系数 N_D , 主要与参数 $\frac{d+h_c}{d}$ 以及表示损坏程度的参数 S 有关。 $S=2$ 表示护面开始损坏; $S=5$ 表示中等程度损坏; $S=8\sim 12$ 表示严重损坏(露出垫层块石,不可接受)。虽然斜坡坡度对不越浪抛石堤的护面稳定性有很大影响,但对潜堤来说,由于波浪的打击集中于堤顶部位,对斜坡的作用较轻,因此在块石稳定重量计算公式中没有有关斜坡坡度的因子。

当 S 取为 2 时,即为条文中 N_D 的表达式。

5 直立式防波堤设计

5.2 断面型式与尺度

5.2.1 我国重力式直立堤的墙身结构以矩形沉箱和正砌方块结构为最常见。削角直立堤上的水平波压力比全直立墙时小,且作用在斜面上的波压,其垂直分力还对堤的稳定有利,故其断面比较经济。弧面胸墙则可减少波浪的爬高。

当直立堤前产生的破碎波浪较大时,常采用在堤前抛筑人工块体的办法以减少作用在直立堤上的巨大的破波冲击压力,保持直立堤的稳定。

一般防波堤水深多在 20m 之内。目前国外建造超过 20m 水深的防波堤,以日本居多,最深的也在日本,如釜石湾约 63m 水深的梯型沉箱混合堤;国内已建成几座水深约 30m 的矩形沉箱混合堤。深水堤的建造也顺应今后建港的发展趋势,本规范也将其予以补充。

5.2.2 我国建成较早的重力式直立堤多为允许越浪的,其堤顶高程均较低。若按不越浪考虑时,则又很高(可达计算水位以上 1.2 ~ 1.5 倍波高)。高出设计水位所推荐的堤顶高程数值是根据我国新、老防波堤的现状统计而得出来的,尚能满足使用的要求。

5.2.4 直立堤抛石基床外肩和内肩的宽度,根据国外有关规范规定和国内明基床直立堤的统计结果给出。

条文中墙身宽度是指“计算宽度”,也就是说若因使用上的要求或为减少基床应力而将墙身加宽,则基肩宽度一般不用作相应的增加。

5.2.5 根据经验,条文中对各类土地基上的抛石基床厚度的推荐值均为最小值,其值与国外有关规范的规定基本一致。

5.3 重力式直立堤计算

5.3.2 按照本条规定,以各计算水位时设计波高(对持久状况,一般重现期为 50 年;施工期为 5 ~ 10 年)及其对应的波长确定的波浪力作为作用的标准值。有关波浪作用和波浪力的计算,按《港口与航道水文规范》(JTS 145)规定执行。

5.3.6 本条给出重力式直立堤抗倾稳定性极限状态的设计表达式。根据对实际工程以及典型直立堤断面的核算结果,可以得出持久组合抗倾计算时水平波浪力和波浪浮托力的分项系数 γ_P 和 γ_u 。为与抗滑稳定计算时的 γ_P 和 γ_u 协调,在条文式(5.3.6)中又采用结构系数 γ_d 作调整。调整后 $\gamma_d = 1.25$, $\gamma_P = 1.3$, $\gamma_u = 1.3$ 。

施工期复核时,将采用与波高重现期为 5 ~ 10 年相应的倾覆力矩代表值。对于短暂组合时的 γ_P 和 γ_u 系比照 87 版规范中校核组合时 K 值的降低作相应的调整。

5.3.8 重力式直立堤抗滑稳定性极限状态的设计表达式。根据对实际工程以及典型直立堤断面的核算结果,可以得出抗滑计算时水平波浪力和波浪浮托力的分项系数 γ_p 和 γ_u 分别为 1.3 和 1.6,为与现有工程实例相接近,统一采用 $\gamma_p = 1.3, \gamma_u = 1.3$ 。

5.3.9 本条分别按明、暗基床的两种情况,给出了沿基床底面抗滑稳定性极限状态的设计表达式。当沿基床底面滑动时,与沿堤底滑动时相近,因此 γ_p 和 γ_u 等仍可用条文中表 5.3.6 中的数值。

5.3.14 地基沉降的计算,一般规定要考虑基底垂直附加压力、基底水平力和边载三部分荷载的作用。鉴于水平力对沉降的影响较小,作用在直立堤上的水平力主要是波浪力,不是长期荷载,且过去设计中也均不考虑,因此本条文中规定可不考虑水平力引起的沉降值。

5.3.18 波浪对直墙的作用将造成对海床的强烈紊动,因此对建于可冲刷地基上的直立堤前的海床必须设置防冲措施以免遭淘刷,否则将危及堤身的整体稳定。英国标准 BS 6349《海工建筑》及苏联建筑标准与规范 СНиП II - 57 - 75,均强调对该部分防冲措施设计应偏于谨慎。英标规定在墙前 $1/4$ 波长范围冲刷最为严重地带的基床坡脚前的护底块石宽度不应小于 2 倍设计波高。苏联标准则规定直立堤墙前的防护宽度须做到 0.4 倍的波长。本次规范补充明确了直立堤墙前防护总宽度及基床前护底块石层的宽度,与英国标准较为接近。

5.4 直立堤构造

5.4.1 直立堤的抛石基床一般都用重锤进行夯实处理。近年我国北方逐渐推广爆夯工艺。

5.4.3 直立堤的上部结构要求有足够的刚度和良好的整体性,否则易被波浪所击毁,对于方块墙身来说,还要依靠上部结构与整个堤身断面连成整体,因此上部结构的刚度和整体性就更为必要了。

近年来随着起重设备能力的增大,不少工程为减小现浇混凝土量,常把上部结构做成预制构件,在这种情况下,预制构件相互之间以及它们和墙身之间要求有可靠的连接,即成为装配整体式。

5.4.4 由于在砌方块墙时不可能使得墙身中的每一块方块都被其上一层方块压住,当方块重量不足时,未被压住的方块有可能被波浪所吸出。因此条文规定了方块的最小重量。

根据经验,重力式方块结构的层数一般不超过 7 层。超过 7 层时,也可采用空心方块中灌注混凝土的型式,以保证堤身的整体稳定性。

5.4.9 目前国内直立堤沉箱间的接头型式大都采用平接,但在波浪经常较大或堤后兼作码头和靠泊的情况,采用对接的型式可以减少缝隙间的透浪,还可以增加相邻沉箱的整体稳定。

5.4.10 本条文所指变形缝既是温度缝又是沉降缝。对于沉箱结构,除非为岩基且基床较薄,否则若每两个沉箱设置一道变形缝,两沉箱间的上部结构极易出现裂缝,因此在条文中明确一般将单个沉箱间的垂直缝均作为变形缝。

5.4.11 堤头处的波浪、水流均较紊乱,而且波浪对直立堤堤头段明基床护面块体的作用,类似于波浪对斜坡堤堤头护面块体的作用,即比堤身段为恶劣,因此规定堤头段的基肩部位需加强,明基床内外侧的边坡需放缓,护底块石重量也要求加大。堤头段护肩、护坡不局限采用方块、四脚空心方块和栅栏板;深水堤最好采用随机安放的人工块体(如扭王字块体)来防护。

5.5 削角直立堤

5.5.1 模型试验中,比较了削角斜面的坡角 $\alpha = 40^\circ, 35^\circ, 30^\circ, 25^\circ$ 时的堤身抗滑稳定性和堤前反射波的情况,以 $\alpha = 25^\circ$ 和 30° 时的效果较好。

5.5.2 关于削角直立堤波压力的计算方法是半经验半理论的,其结果稍偏于保守。有关研究结果表明,由于直立堤上部胸墙削了一个斜角,所以波压力比照不削角时的直立堤要减小一些,波压力折减系数大约为 0.9,但波浪爬高要大一些。

5.5.5 本条给出削角直立堤抗倾稳定性极限状态的设计表达式。式中的 γ_P 、 γ_V 、 γ_u 各分项系数取值已通过抗力分项系数进行了调整。

5.6 开孔沉箱直立堤

5.6.1 ~ 5.6.4 开孔沉箱为一种低反射率的新型防波堤结构。国内外的研究结果均表明,开孔沉箱结构反射率的大小与沉箱内消浪室的大小(1 个或多个)、开孔面积、开孔部位、上部结构及堤前水深和波浪要素等有关。

一般来说开孔率小则反射率大,消浪效果差。但开孔率如大于 50% 时则不但影响沉箱面板结构强度,且消浪效果也并不会增加,国内外工程所采用的开孔率多在 20% ~ 40%。开孔部位至少应保证在设计高水位上下各 1.0 倍设计波高的范围以内。

试验证明在开孔部位和开孔率相似的情况下,开孔型式对消波效果并没有显著的影响,反射率的差值一般不大。

5.7 坐床式圆筒直立堤

5.7.2 圆筒一般由钢筋混凝土制成。筒身为整体,当受起重能力限制必须分节预制时,分节高度不可以太小否则筒圈纵向刚度小,容易开裂。圆筒的高度决定于建筑物的水深和地基条件。筒顶高程通常在施工水位以上(有上部结构时);圆筒的直径主要根据结构的稳定性、地基承载力和变形计算确定。目前工程上所采用的圆筒直径最小为 5m,一般 8m ~ 15m,最大已达 21.5m。圆筒直径与建筑物高度之比,苏联有关文献资料中多采用 0.7 ~ 0.9;圆筒的壁厚从结构受力、耐久性、构造和施工条件等综合考虑,一般采用 300mm ~ 400mm。

5.7.3 作用于圆筒墙面上的波压力,目前尚未有统一的方法,它不同于平面直立墙,国内外有关试验成果多表明圆筒墙面上的总波浪力要比平面直墙小,当 $H/L = 1/10 \sim 1/30$ 时,其总波浪力约比直墙小 5% ~ 15%。为安全起见,确定作用于圆筒墙面上的波压力可以近似按平面直立墙计算并予以适当折减,圆筒底面不考虑浮托力。

5.7.6 由于圆筒结构本身刚度较小,可以根据受力情况或施工需要,局部采取加强措施,如顶部加圈梁等。此外,对坐落在基床顶面上的圆筒,为增加其抗倾稳定性和减少底脚下的基床应力,一般在圆筒底脚处增设内外趾。

5.7.7 圆筒内部回填材料的特性和填料的密实度,将直接影响圆筒的抗倾稳定性。试验表明,当筒内填料密度减少时,则填料坍落拱高迅速增大,其抗倾稳定性也随之降低,因此,筒内填料的夯实极为重要。

6 其他型式防波堤设计

6.1 一般规定

6.1.1 半圆型防波堤是一种轻型结构,受力性能好,结构型式简单,施工方便,安放后即可维持自身稳定,后续工序少,对砂石料来源困难、软基深厚的地区具有较好的适用性。半圆型防波堤受力性能较好,但波浪爬高相对较大一般适用于允许越浪的防波堤工程。

“八五”期间中交水运规划设计院设计的“梳式透空堤”成功实施于大连大窑湾岛堤工程。该透空式岛堤对强化港内外的水体交换、降低口门流速,减少堤前反射系数和改善周围环境、节省投资都取得了良好效果。

箱筒型基础结构是一种建于软基上的新型防波堤结构,它的特点是上部结构挡浪,下部沉入地基的箱筒做基础,一般可不再进行任何软基加固处理。在地基较差、砂石料缺乏的地区尤为适用。此类型式的防波堤结构,已成功应用于天津港、连云港徐圩港区的多项防波堤工程。

因此根据国内引进、研究成果和推广应用的实践经验,将上述3种防波堤的新型结构纳入本规范。

6.2 半圆型防波堤

6.2.4 半圆型防波堤的构造要求是基于目前国内工程实践经验的总结。

6.3 透空式防波堤

6.3.1 根据波浪理论研究和实验表明,波浪的能量约90%集中在水体表层水深等于2~3倍波高范围内,因此只有在水深相对较大、波浪较小且以风浪为主的短周期波的条件下,建造伸入水中一定深度的上部结构(挡浪板),其消波效果才较显著。1986年中交三航院在上海炮台湾船舶基地首次设计了桩式透空堤。

6.3.2 条文中的公式为苏联拉帕建议的经验公式,其结果与国内的试验验证结果较为符合。

6.3.4 挡浪板入水深度确定以后,桩基透空堤各部位的波浪力主要是指外侧挡浪板的内外侧波浪力、内侧挡浪板的内外侧波浪力以及内外侧挡浪板之间各梁、板的侧向力和浮托力,这些部位的波浪力目前尚未有成熟的计算公式,故需要采用模型试验确定。

6.3.5~6.3.7 沉箱墩式透空堤,为满足防波堤透流和消浪的要求,在间隔布置的沉箱两侧各伸出一定长度的翼板,其下透空,呈梳齿状,原称之为“梳式防波堤”。

沉箱墩式透空堤单宽波浪力折减系数 K 和堤前波浪反射系数 K_r 系大连理工大学海

岸与近海工程国家重点实验室通过大量物理模型试验提出的经验公式。反射系数 K_r 主要与翼板位置和波长有关,与其他系数关系不大。

由于作用于翼板、胸墙上的波浪力与作用于沉箱迎水面的波浪力有一定相位差,同步最大波浪水平力会有明显减少,大窑湾岛堤减少最大波浪水平力达 27%。

由于波浪、水流对沉箱墩式透空堤的作用较为复杂,实际工程较少,设计时需通过模型试验进行相关论证。

6.4 箱筒型基础防波堤

6.4.2 箱筒型基础防波堤的整套气浮、下沉工艺和施工方案,在天津港和连云港港的防波堤工程建设中已成功应用。

7 斜坡式护岸设计

7.1 一般规定

7.1.1 堤式护岸是在水上先筑成岸堤,并对岸堤外侧进行防护,然后回填形成陆域。坡式护岸是利用陆域已有的自然岸坡或经削坡后进行防护形成的护岸。

7.1.3 斜坡式护岸除采用传统的护岸结构型式外,还增列了内河航道工程中已使用的部分生态、景观效果较好的一些型式。

7.2 断面型式与尺度

7.2.2 斜坡式护岸顶高程,主要与护岸防护后方场地的布置及设施的重要性、建筑物和周围环境及排水能力等有关。一般来说,沿海护岸后方都允许有少量越浪,重要性较高的地方要求基本不越浪。根据对一些沿海港口护岸的调查,大都允许有少量越浪,护岸的断面形式对越浪量影响很大。

岸顶允许越浪量的确定,本是较为复杂的问题,本规范对允许越浪量的规定,是根据已搜集的国外规范和国内研究成果并结合已建工程的设计和使用经验综合分析后得出的。

7.2.3 斜坡堤式护岸堤身顶宽,系指填筑的堤心料的顶宽,主要根据施工条件确定。当采用陆上推进法施工时,需考虑在堤顶通行的施工机械对堤顶宽度的要求,根据调查资料一般不小于5m,且沿堤轴线方向每隔一段距离需设车辆掉头区。

7.3 斜坡式护岸计算

7.3.9 水流作用下块石稳定粒径 d_w 的计算公式是采用现行行业标准《航道工程设计规范》(JTS 181)中相关公式。

7.3.10 本条计算混凝土板厚度的公式采用现行行业标准《碾压式土石坝设计规范》(SL 274)附录A中相关公式。

7.4 斜坡式护岸构造

7.4.1 护底的作用是防止护岸坡脚地基土被冲刷,造成护面层和抛石棱体的下滑或局部坍塌,从而影响护岸的整体稳定性。条文中护底措施是实际工程中通常采用的。

7.4.4 条文中护面层厚度是根据实际工程经验得出的。

7.4.6 对于不透水的护面层设置变形缝,主要是防止岸坡不均匀沉降造成的护面层断裂。设置排水孔是为减少渗流水压,避免造成护面层的局部隆起破坏。

7.4.12 胸墙或挡浪胸墙设置变形缝,是防止由于气温的热胀冷缩等作用使胸墙出现裂缝,从而降低结构强度;也是为了避免因地质等因素引起的不均匀沉降造成墙体断裂。

8 直立式护岸设计

8.1 一般规定

8.1.1 根据我国已建直立式护岸工程,墙体结构以现浇混凝土、浆砌块石、混凝土方块、板桩、扶壁和沉箱结构最为常见。近年我国部分内河护岸工程采用了加筋土岸壁,工程实践表明,加筋土技术在这些工程上的应用是成功的,其优点是工程造价低和施工速度快。沉井结构在部分不具备开挖条件的工程中得到应用。

8.1.2 直立式护岸混凝土和钢筋混凝土上部结构,临水面多数采用直立立面。对波浪较大的护岸,为减少越浪,临水面可做成弧面。

8.2 断面型式与尺度

8.2.9 钢筋混凝土板桩其矩形截面使用较为广泛,因其形状简单,制作方便,易施打,板桩间接缝好处理,但也存在着抗弯能力低,材料用量大等缺点。为减少材料用量也可采用T形截面。

当板桩墙后邻近区域有已建的建筑物,满足不了板桩墙与锚碇墙间的最小距离要求时,采用锚碇桩和土锚。

8.2.10 加筋土岸壁的断面是指由墙面板和加筋土体构成的几何图形,它控制着加筋土构筑物的整体稳定性。当对加筋土构筑物进行整体稳定性验算时,是将加筋土体视为重力式刚性体系。当地形平坦时,采用梯形断面,符合重力式墙的稳定性要求。当地形受限制时,即原岸坡较陡较高,大断面开挖有困难时,采用倒梯形断面较合适,施工方便,而且工程量较小。锯齿形断面主要是为了满足高大岸壁稳定性要求。

8.3 直立式护岸计算

8.3.10 混凝土和浆砌块石的墙体,一般情况下不允许出现拉应力,在特殊情况下允许出现不大的拉应力。本条是参照《船闸水工建筑物设计规范》(JTJ 307—2001)中规定闸墙采用混凝土或砌石时,迎水面不允许出现拉应力,而背水面允许出现不大的拉应力,其值应不大于0.05MPa的需求制定的。

8.4 直立式护岸构造

8.4.2 当地基岩层向水域倾斜时,将岩层凿平或做成台阶,使承重面与重力线保持垂直。

8.4.4 明基床和混合基床往往受内河航道设计最低通航水位的水深限制,往往容易侵占航道或内河码头水域,影响船舶航行。设计中应予以注意。

8.4.6 直立式护岸墙前防护总宽度按 $1/4$ 波长考虑,当受洪流、海流以及强风波浪的影响时,墙前底流速会增大,一般采用将护底宽度进一步加大的措施。

8.4.8 地基土冻结的极限深度称为冻结深度。全国季节性冻土标准冻结深度详见《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)。

8.4.14 预制扶壁长度由起重船舶起吊能力控制,内河一般起重最大吊运能力为 $500\text{kN} \sim 1000\text{kN}$;长江及沿海等处起重船最大吊运能力为 $3000\text{kN} \sim 5000\text{kN}$ 。内河多采用现浇扶壁。

8.4.15 根据内河航道和港口护岸中墙高相对较小的情况,现浇扶壁的垂直缝宽度可以适当减小。

8.4.16 砌体护岸的前趾长度与趾高比值的取值,是根据基础底面平均压力及基础素混凝土设计强度等级或浆砌石的水泥砂浆设计强度等级大小确定。

8.4.27 加筋土岸壁在墙面板底部设置条形基础,不仅使墙面板的安砌质量和墙面板的整体性得到保证,同时也可以减少墙面板的不均匀沉降。条文中提出的条形基础最小尺寸主要是考虑护岸工程应有较高的安全度。

条文中所列面板尺寸是目前国内实践的总结。

面板背面的拉环或穿筋孔位置分布要求左右均匀和上下层间交错,是为了使筋材在土体中分布得更均匀,筋土之间的相互作用发挥得更充分。

8.4.31 设排水缝是为了避免面板后的剩余水头过大,是保障护岸稳定的有效措施。同时,为保证回填土料不从缝中流失,需在缝两侧面板背面贴铺土工织物滤层并加一定厚度的碎石排水层。

附录 D 斜坡堤前的海底冲刷计算

本附录引用天津水运科学研究院相关研究成果。附录内容主要依据张福然、王化仁、赵军《波浪作用下斜坡堤前沙质海底冲淤形态的试验研究》，水道港口，1993(02)。

附录 E 明基床基肩和坡面块体 稳定重量计算图

本附录关于明基床基肩和坡面块体的稳定重量计算图是根据加拿大的试验结果绘制的。稳定系数 N 与 d_1/d 、 d/L 和 H/L 有关。该试验报告中认为波陡 H/L 的影响较小,可忽略;又认为在水深较大的情况下,相对水深 d/L 的影响也是次要的,但国内一些工程试验的结果表明,若不考虑 d/L 对 N 值的影响,有时计算结果明显偏大,因此在附录 E 的计算图中根据原试验数据考虑了 d/L 的影响。试验表明肩宽的变化对 N 值的影响不大。

实际工程中明基床护肩块石常采用安放的形式,参照斜坡堤护面块体稳定重量的计算公式,当失稳率 n 均为 0% ~ 1% 时,按安放与抛填块石重量的比值即得到安放块石的稳定重量。

当明基床的基肩和坡面上采用安放四脚空心方块护面时,参考了一些试验数据,发现其规律与块石是一致的,只要在护肩块石稳定重量的计算公式中,把 γ_b 改为混凝土的重度,并乘上当斜坡护面块体失稳率 n 均为 0% ~ 1% 时,抛填块石与安放四脚空心方块 K_b 的比值,即得到明基床安放一层四脚空心方块的稳定重量。

当坡度为 1:1.5 时,也是参照斜坡堤的计算公式,对于块体的稳定重量,近似乘上 $2.0/1.5 = 1.33$ 的改正系数。

还应该说明,对于直立堤前采用抛石棱体作为护脚的情况,与直立堤明基床的情况是不同的,因此不能套用附录 E 的计算图。

对深水堤,由于水下条件恶劣,基肩和护坡已不再适宜规则摆放(如栅栏板、四脚空心方块)型式的人工块体了;有关试验结果表明,如采用上述查图的方法,采用随机安放的块体取与四脚空心方块相同的重量,尚能够满足护肩和护坡稳定性要求。

附录 F 直立堤前的海底冲刷计算

本附录引用谢世楞相关研究成果。附录内容主要依据《不规则立波的特性及其对沙底的作用》,海洋工程,1983(3)及《直立堤前的冲刷形态及其对防波堤整体稳定的影响》,海洋学报,1983(6)。

附录 H 矩形开孔沉箱波浪力计算

关于矩形开孔沉箱波浪力的计算方法,采用《防波堤设计与施工规范》(JTS 154-1—2011)修订时大连理工大学《开孔沉箱结构物波浪力计算方法的确定》专题研究报告的主要成果。

附录 J 半圆型防波堤波浪力计算

半圆型防波堤波浪力的计算,目前研究比较多的是以谷本胜利对合田良实计算直立堤的公式进行相位和角度修正,提出了计算出水堤时半圆形构件上的波浪力经验公式;在此基础上,国内进行了比较系统的数学模拟和试验研究工作,中交第一航务工程勘察设计院首次提出了半圆型防波堤在淹没情况下的波浪力计算公式,进一步完善和改进了半圆型防波堤的波浪力计算。

附录 K 箱筒型基础结构防波堤稳定性估算

由于箱筒型基础防波堤的承载机理非常复杂,难以确定断面尺度与结构稳定性。为此,在本次规范制订中以 2006 年~2009 年交通运输部西部课题研究“离岸深水港波浪—防波堤—地基相互作用问题研究”为基础,并结合天津港和连云港港的工程实践经验,开展了“箱筒型基础防波堤断面稳定性简化计算方法研究”,其研究成果纳入本规范附录 K。