

JTS

中华人民共和国行业标准

JTS 167-2-2009

重力式码头设计与施工规范

Design and Construction Code for Gravity Quay

2009-04-17 发布

2009-09-01 实施

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

重力式码头设计与施工规范

JTS 167—2—2009

主编单位:中交第四航务工程局有限公司

中交四航局港湾工程设计院有限公司

批准部门:中华人民共和国交通运输部

施行日期:2009年9月1日

人民交通出版社

2009·北京

中华人民共和国行业标准

书 名: 重力式码头设计与施工规范 (JTS 167—2—2009)

著 作 者: 中交第四航务工程局有限公司

中交四航局港湾工程设计院有限公司

责任编辑: 孙毓华

出版发行: 人民交通出版社

地 址: (100011) 北京市朝阳区安定门外外馆斜街 3 号

网 址: <http://www.chinasybook.com> (中国水运图书网)

销售电话: (010)64981400, 59757915

总 经 销: 北京中交盛世书刊有限公司

经 销: 人民交通出版社交实书店

印 刷: 北京鑫正大印刷有限公司

开 本: 880×1230 1/16

印 张: 7.25

字 数: 155 千

版 次: 2009 年 7 月第 1 版

印 次: 2009 年 7 月第 1 次印刷

统一书号: 15114·1352

印 数: 0001—5000 册

定 价: 60.00 元

(如有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换)

关于发布《重力式码头设计与施工规范》 (JTS 167—2—2009)的公告

2009 年第 13 号

现发布《重力式码头设计与施工规范》(以下简称《标准》)。本《标准》为强制性行业标准,编号为 JTS 167—2—2009,自 2009 年 9 月 1 日起施行。《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)同时废止。

本《标准》第 2.1.1 条、第 2.1.3 条、第 2.2.2 条、第 2.2.3 条、第 2.2.4 条、第 2.2.5 条、第 2.3.3 条、第 2.3.9 条、第 2.3.16 条、第 2.3.28 条、第 5.2.4 条、第 5.2.5 条、第 5.2.6 条、第 5.2.9 条、第 6.0.20 条、第 8.1.4 条、第 9.1.9 条和第 9.3.12 条中的黑体字部分为强制性条文,必须严格执行。

本《标准》由我部组织中交第四航务工程局有限公司和中交四航局港湾工程设计院有限公司等单位编制完成,由我部水运局负责管理和解释,由人民交通出版社出版发行。

特此公告。

中华人民共和国交通运输部

二〇〇九年四月十七日

修 订 说 明

本规范是在《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)的基础上,通过深入调查研究,总结我国近年来重力式码头设计与施工的实践经验,广泛征求有关单位和专家的意见,并结合我国水运工程建设的现状和发展需要编制而成。本规范主要包括方块码头设计,扶壁码头设计,沉箱码头设计,坐床式圆筒码头设计,现浇混凝土码头和浆砌石码头设计,基础施工,构件预制、出运及安装,抛填棱体和倒滤层、倒滤井施工,胸墙施工,回填和竣工整体尺寸等技术内容。

本规范的主编单位为中交第四航务工程局有限公司和中交四航局港湾工程设计院有限公司,参加单位为中交第四航务工程勘察设计院有限公司、天津大学、中交第一航务工程局有限公司、中交第一航务工程勘察设计院有限公司和大连理工大学。

《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)自发布实施以来,为提高重力式码头设计与施工的质量,保证工程安全和提高综合经济效益发挥了重要作用。随着我国重力式码头建设技术的不断进步,大量新技术、新工艺、新设备和新材料广泛应用于工程实践,港口建设水平得到整体提高,《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)已不能适应重力式码头建设的发展需要。为此,交通部水运司组织中交第四航务工程局有限公司和中交四航局港湾工程设计院有限公司等单位对该规范进行了修订。

本规范第2.1.1条、第2.1.3条、第2.2.2条、第2.2.3条、第2.2.4条、第2.2.5条、第2.3.3条、第2.3.9条、第2.3.16条、第2.3.28条、第5.2.4条、第5.2.5条、第5.2.6条、第5.2.9条、第6.0.20条、第8.1.4条、第9.1.9条和第9.3.12条的黑体字部分为强制性条文,必须严格执行。

本规范共分13章和10个附录,并附条文说明。本规范编写组人员分工如下:

- 1 总则:麦远俭 吕卫清
- 2 基本规定:麦远俭 吕卫清 王小平 吴瑞大 黄明俊 沈迪州 别社安
贡金鑫
- 3 方块码头设计:黄明俊 吴瑞大 王定武 王小平
- 4 扶壁码头设计:黄明俊 吴瑞大 沈迪州 王小平
- 5 沉箱码头设计:吴瑞大 沈迪州 王小平 黄明俊 郁祝如 王定武
- 6 坐床式圆筒码头设计:沈迪州 吴瑞大 王小平 何勇 王定武
- 7 现浇混凝土码头和浆砌石码头设计:吴瑞大 黄明俊
- 8 基础施工:王定武 何勇 龙海飏 郁祝如
- 9 构件预制、出运及安装:郁祝如 何勇 王定武 龙海飏
- 10 抛填棱体和倒滤层、倒滤井施工:王定武 郁祝如 何勇 龙海飏
- 11 胸墙施工:何勇 龙海飏 郁祝如 王定武
- 12 回填:何勇 龙海飏 郁祝如 王定武

13 竣工整体尺寸:龙海飏 何勇 郁祝如 王定武

附录 A:麦远俭

附录 B:吕卫清

附录 C:麦远俭

附录 D:贡金鑫

附录 E:麦远俭

附录 F:吴瑞大

附录 G:王小平

附录 H:麦远俭

附录 J:吕卫清

附录 K:麦远俭

本规范于2008年5月9日通过部审,于2009年4月17日发布,自2009年9月1日起实施。

本规范由交通运输部水运局负责管理和解释。请各单位在执行过程中,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:广州市前进路163号,中交第四航务工程局有限公司,邮政编码:510231),以便再修订时参考。

目次

1 总则	(1)
2 基本规定	(2)
2.1 一般规定	(2)
2.2 作用及作用组合	(4)
2.3 一般构造	(5)
2.4 土压力标准值计算	(8)
2.5 码头稳定性验算	(12)
2.6 构件强度与裂缝验算	(17)
3 方块码头设计	(19)
3.1 实心方块码头	(19)
3.2 空心块体码头	(20)
4 扶壁码头设计	(22)
5 沉箱码头设计	(24)
5.1 一般规定	(24)
5.2 岸壁式沉箱码头	(25)
5.3 墩式沉箱码头	(26)
5.4 开孔沉箱码头	(27)
6 坐床式圆筒码头设计	(28)
7 现浇混凝土码头或浆砌石码头设计	(31)
8 基础施工	(32)
8.1 基槽开挖	(32)
8.2 基槽抛石	(33)
8.3 基床夯实	(33)
8.4 基床整平	(34)
9 构件预制、出运及安装	(35)
9.1 构件预制	(35)
9.2 预制构件的吊运及安装	(37)
9.3 沉箱下水、浮运及安装	(39)
10 抛填棱体和倒滤层、倒滤井施工	(44)
11 胸墙施工	(45)
12 回填	(46)
13 竣工整体尺寸	(47)

附录 A 码头临水面花岗岩镶面技术要求	(48)
附录 B 码头倒滤井	(49)
附录 C 土压力计算常用图式和 K_a 、 K_p 、 θ 数值表	(50)
附录 D 抗滑、抗倾稳定性按可靠指标的设计	(54)
附录 E 贮仓压力计算	(58)
附录 F 沉箱定倾半径计算	(60)
附录 G 沉箱施工时期外力计算	(61)
附录 H 有隔墙圆沉箱的内力计算	(62)
附录 J 重锤夯实试夯技术要求	(66)
附录 K 本规范用词用语说明	(67)
附加说明 本规范主编单位、参加单位、主要起草人、 总校人员和管理组人员名单	(68)
附 条文说明	(71)

1 总 则

1.0.1 为统一重力式码头设计与施工的技术要求,保证码头的安全性、适用性和耐久性,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于重力式码头的设计与施工。

1.0.3 重力式码头宜建在较好的地基上。当地基较差仍需采用时,应进行地基处理,或在结构上采取必要的措施。

1.0.4 重力式码头的结构型式应根据自然条件、材料来源、使用要求和施工条件,通过技术经济比较选定。

1.0.5 重力式码头的设计与施工,除应符合本规范的规定外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 基本规定

2.1 一般规定

2.1.1 重力式码头应按持久状况、短暂状况和地震状况设计,并应符合下列规定。

2.1.1.1 对持久状况,结构使用期应按承载能力极限状态和正常使用极限状态设计。

2.1.1.2 对短暂状况,施工期或使用期临时承受某种特殊荷载时,应按承载能力极限状态设计,必要时尚应按正常使用极限状态设计。

2.1.1.3 对地震状况,使用期遭受地震作用时应按承载能力极限状态设计。

2.1.2 剩余水头应根据码头排水条件和填料透水性能确定。墙后设置抛石棱体或回填料粗于中砂时,可不计算剩余水头。当墙后回填中砂或比中砂更细的填料时,对受潮汐影响为主的码头,剩余水头的标准值可采用 $1/5 \sim 1/3$ 平均潮差;对河港,其标准值可根据墙前水位及墙后地下水位情况确定;对由降暴雨引起墙后地下水位升高的码头,尚宜计算剩余水压力。

2.1.3 当重力式码头墙前进行波波高大于 1m 时,应考虑波浪作用。波浪力的标准值应按现行行业标准《海港水文规范》(JTJ 213) 中的规定确定。

2.1.4 当装卸工艺对码头使用期变位有较高要求时,宜采取结构和施工措施减少变位。

2.1.5 建筑物的构件材料重度、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 2.1.5-1 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 2.1.5-2 中的数值,对黏性填料,可根据当地经验确定。

材料重度的标准值

表 2.1.5-1

材料名称	重度标准值(kN/m^3)	
	水上	水下
浆砌块石	22 ~ 25	12 ~ 15
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/m^3 时,浆砌块石的重度应适当提高。

无黏性填料重度和内摩擦角的标准值

表 2.1.5-2

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	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。

2.1.6 重力式码头构件的混凝土强度等级应根据结构计算和现行行业标准《港口工程混凝土结构设计规范》(JTJ 267)确定,且不应低于表 2.1.6 的规定。对有防腐蚀要求的钢筋混凝土构件,尚应按现行行业标准《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTJ 275)的规定确定混凝土强度等级。对在水位变动区有抗冻要求的钢筋混凝土构件,应按现行行业标准《水运工程混凝土质量控制标准》(JTJ 269)的规定确定混凝土抗冻等级。

混凝土强度等级

表 2.1.6

胸墙、方块、空心块体等素混凝土构件	沉箱、扶壁、圆筒、卸荷板等钢筋混凝土构件
C20	C30

2.1.7 浆砌石结构的石料饱和单轴抗压极限强度不应低于 50MPa,砌筑用水泥砂浆强度等级不应低于 M10,勾缝水泥砂浆强度等级不应低于 M20。对内河小型码头,砂浆和石料的强度等级可适当降低。

2.1.8 重力式码头中钢筋混凝土构件的受力钢筋保护层厚度应符合现行行业标准《港口工程混凝土结构设计规范》(JTJ 267)和《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTJ 275)的有关规定。

2.1.9 沿计算面的摩擦系数设计值,当无实测资料时可采用表 2.1.9 中的数值。

摩擦系数设计值

表 2.1.9

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

续上表

材 料	摩 擦 系 数
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墩身为预制混凝土结构的重力墩式码头,当作用于基床面的平均压强大于300kPa时,或回淤影响明显的港区,基床面难以避免落淤时,墩底与抛石基床顶面之间的摩擦系数可适当降低;

③当地基为抛石体时,抛石基床底面的摩擦系数设计值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。

2.1.10 重力式码头应设置一定数量的永久观测点,定期观测码头在施工后期和使用期的沉降、水平位移及倾斜。永久观测点应列入设计内容,施工期由施工单位观测,竣工验收后移交使用单位定期观测。

2.2 作用及作用组合

2.2.1 重力式码头承受的作用可分为下列3类:

(1)永久作用,包括建筑物自重力、固定机械设备自重力、墙后填料产生的土压力和剩余水压力等;

(2)可变作用,包括堆货荷载、流动机械荷载、码头面可变作用所产生的土压力、船舶荷载、施工荷载、冰荷载和波浪力等;

(3)地震作用。

2.2.2 重力式码头承载能力极限状态设计应考虑持久组合、短暂组合和地震组合等作用组合,并应符合下列规定。

2.2.2.1 持久组合应为持久状况下的永久作用、主导可变作用和非主导可变作用的组合。对海港,应按设计高水位、设计低水位、极端高水位和极端低水位及设计高水位与设计低水位之间的某一不利水位,与地下水位相组合分别进行计算;对河港,应按设计高水位、设计低水位及与地下水位相组合的某一不利水位分别进行计算。

2.2.2.2 短暂组合应为短暂状况下的永久作用与可变作用的组合。对海港,应按设计高水位、设计低水位及与地下水位相组合的某一不利水位分别进行计算;对河港,应按设计高水位和设计低水位分别进行计算;施工期间可按某一不利水位进行计算。当短暂组合稳定性不满足要求时,应首先考虑从施工上采取措施。

2.2.2.3 地震组合应包括地震作用,并按现行行业标准《水运工程抗震设计规范》(JTJ 225)的有关规定执行。

2.2.3 重力式码头承载能力极限状态的持久组合应进行下列计算或验算:

(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) 沿基床底面和基槽底面的抗滑稳定性;
- (4) 基床和地基承载力;
- (5) 墙底面合力作用位置;
- (6) 整体稳定性;
- (7) 卸荷板、沉箱、扶壁、空心块体和圆筒等构件的承载力。

2.2.4 重力式码头承载能力极限状态的短暂组合应对施工期进行下列验算:

- (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。

2.2.5 重力式码头正常使用极限状态设计应按相应作用组合进行下列计算或验算:

- (1) 卸荷板、沉箱、扶壁、空心块体和圆筒等构件的裂缝宽度;
- (2) 地基沉降。

2.3 一般构造

2.3.1 重力式码头的基础应根据地基情况、施工条件和结构型式进行处理, 并应符合下列规定。

2.3.1.1 对岩石地基, 当预制构件直接坐落在岩面上时, 应以二片石、碎石整平岩面, 其厚度不应小于 0.3m; 岩面较低时也可采用抛石基床基础。当墙身采用现场浇筑混凝土或浆砌石结构时, 可直接坐在岩面上。当岩面向水域倾斜时, 墙身砌体下的岩面宜做成阶梯形断面, 阶梯断面最低一层台阶宽度不宜小于 1m。

2.3.1.2 对非岩石地基, 采用水下安装的预制结构时, 应设置抛石基床。采用现场浇筑混凝土或浆砌石结构, 地基承载力不足时应设置基础, 基础可采用块石基床、钢筋混凝土基础板或基桩等形式; 地基承载力足够时可设置 100~200mm 厚的混凝土垫层, 其埋置深度应在冲刷线以下并不宜小于 0.5m。

2.3.2 抛石基床可根据码头水深、地形和地基情况采用图 2.3.2 所示的暗基床、明基床或混合基床等形式。

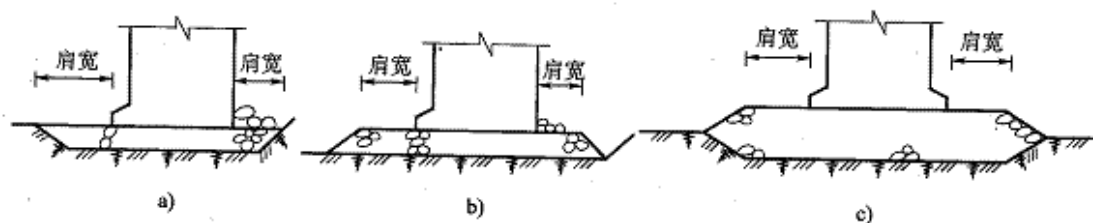


图 2.3.2 抛石基床断面形式

a) 暗基床; b) 明基床; c) 混合基床

2.3.3 抛石基床的厚度应满足下列要求:

- (1) 当基床顶面应力大于地基承载力时, 由地基承载力计算确定, 并不小于 1m;

(2) 当基床顶面应力不大于地基承载力时,不小于 0.5m。

2.3.4 当基槽抛石较厚时,计算确定的基床底面以下的抛石体可按地基换填处理。

2.3.5 基床底宽不宜小于码头墙底宽度与 2 倍基床厚度之和,如图 2.3.5 所示。

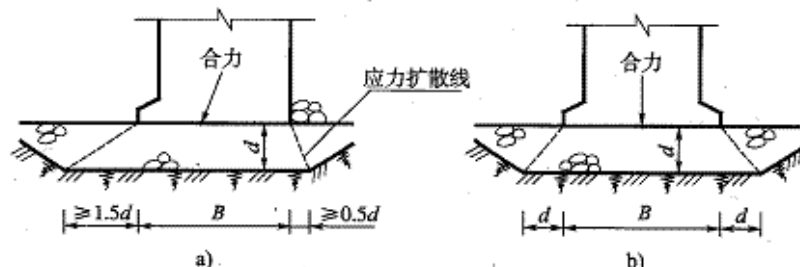


图 2.3.5 抛石基床应力扩散线

a) 墙后有填土; b) 墙后无填土

d-基床厚; B-建筑物底宽

2.3.6 基槽近岸开挖时,开挖坡度应根据稳定性计算确定,底宽应根据地基承载力验算确定。

2.3.7 水下施工的抛石基床可采用重锤夯实,亦可采用爆夯法或其他可行的方法密实。在新旧码头结合处,应采取措施保证旧码头结构的安全。

2.3.8 基床肩宽应根据码头高度和基床厚度确定。夯实基床的肩宽不宜小于 2m,采用水下爆夯法密实时宜适当加宽;不夯实基床的肩宽不应小于 1m。

2.3.9 当码头前沿底流速较大,地基土有被冲刷的危险时,应采取加大基床外肩宽度、放缓边坡、增大埋置深度等护底措施或按现行行业标准《防波堤设计与施工规范》(JTJ 298)的有关规定执行。

2.3.10 基床块石宜采用 10 ~ 100kg 的块石,对厚度不大于 1m 的薄基床宜采用较小的块石;基床厚度较大时,基床表层 2m 以下的块石重量范围可适当放宽。

2.3.11 基床块石石料材质应满足下列要求:

(1) 饱和单轴极限抗压强度,对夯实基床不低于 50MPa,对不夯实基床不低于 30MPa;

(2) 未风化、不成片状和无严重裂纹。

2.3.12 对夯实基床,当地基为松散砂基或采用换砂处理时,宜在基床底层设置 0.3 ~ 0.5m 厚的二片石垫层。

2.3.13 当抛石基床以下采用抛石换填并爆夯密实时,块石重量可采用 1 ~ 500kg,块石饱和单轴极限抗压强度不宜低于 30MPa。

2.3.14 抛石基床应预留沉降量。对夯实的基床,可仅按地基沉降量预留;对不夯实的基床,还应考虑基床本身的沉降量。基床顶面预留的向墙后倾斜的坡度,应根据地基土性质、基床厚度、基底应力分布、墙身结构型式、荷载和施工方法等因素确定,其坡度可采用 0 ~ 1.5%。

2.3.15 码头墙身结构底部突出部分与船壳舳龙骨之间的最小净距不应小于 0.3m。

2.3.16 重力式码头墙身必须沿长度方向设置变形缝。缝宽可采用 20 ~ 50mm,做成上

下垂直通缝。现场浇筑混凝土或浆砌石部位的变形缝宜用弹性材料填充。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确定,宜采用 10~30m。在下列位置应设置变形缝:

- (1) 新旧建筑物衔接处;
- (2) 码头水深或结构型式改变处;
- (3) 地基土质差别较大处;
- (4) 基床厚度突变处;
- (5) 沉箱或圆筒接缝处。

2.3.17 码头端部宜设置翼墙或在顺岸方向做成斜坡。当翼墙长度超过 10m 时,应设置变形缝。

2.3.18 卸荷板应采用钢筋混凝土结构,卸荷板的悬臂长度和厚度应通过计算确定。根据岸墙高度,悬臂长度可取 1.5~3.5m,厚度可取 0.8~1.5m。

2.3.19 对受冰冻作用的码头,水位变动区的临水面除应按第 2.1.6 条和第 2.1.8 条的规定选用相应的混凝土抗冻等级加大钢筋保护层外,尚可采用钢筋混凝土板镶面、花岗岩镶面或抗蚀性强、抗磨性高和抗冻性好的材料镶面等增强耐久性的措施。花岗岩镶面技术宜符合附录 A 的规定。

2.3.20 扶壁、沉箱和空心块体等构件折角处宜设置加强角,如图 2.3.20 所示,其尺寸可采用 150~200mm。

2.3.21 胸墙可采用下列几种结构类型:

- (1) 现场浇筑混凝土结构;
- (2) 浆砌石结构;
- (3) 预制混凝土块体结构。

2.3.22 采用预制安装混凝土胸墙时,预制块之间应采取良好的整体联系措施。胸墙前沿线可比下部预制构件前沿线前移 100~200mm,扶壁构件应伸入现浇胸墙,伸入长度宜取 100mm。

2.3.23 胸墙应有良好的整体性和足够的强度及刚度。当墙身构件单块长度较大时,胸墙宜增设变形缝,分段长度不宜大于 15m。

2.3.24 内设管沟的单薄胸墙应通过计算配置钢筋。

2.3.25 现浇胸墙底部高程不宜低于施工水位。施工水位应根据结构型式、水文条件、施工能力和工程量等综合分析确定。

2.3.26 胸墙底宽应根据计算确定,顶宽不宜小于 0.8m。对停靠小型内河船舶的码头,顶宽不宜小于 0.5m。

2.3.27 胸墙顶面高程宜预留沉降量,但不应包括胸墙浇筑前的沉降量。

2.3.28 重力式码头必须采取防止回填材料流失的倒滤措施。倒滤措施可采用下列

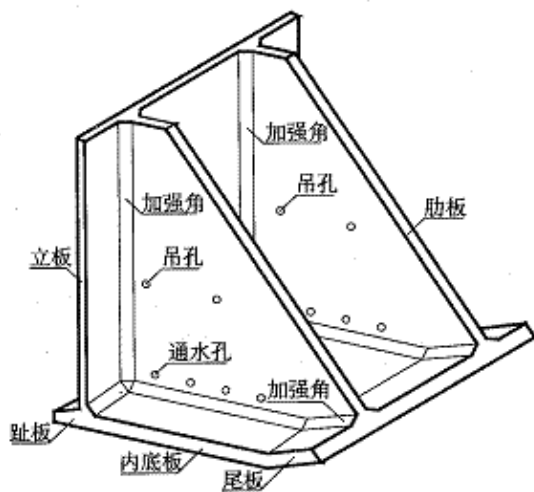


图 2.3.20 预制扶壁结构立体示意

形式:

(1) 在墙后抛填棱体面上设置倒滤层;

(2) 在墙身接缝处设置倒滤井或倒滤空腔,其形式按附录 B 选用。

2.3.29 减压棱体的设置及减压棱体的断面尺寸,宜根据结构型式和当地材料情况通过技术经济比较确定。分级式棱体不宜多于 2 级。

2.3.30 抛填棱体的材料可选用块石或当地产量大、价廉、坚固、质轻和内摩擦角大的其他材料。

2.3.31 棱体顶面高出墙身不宜小于 0.5m。在棱体的顶面、坡面、胸墙变形缝和卸荷板顶面接缝处应设置倒滤层。

2.3.32 抛石棱体顶面和坡面的表层应抛设 0.5~0.8m 厚的二片石,其上再设置倒滤层。倒滤层可采用碎石倒滤层或碎石与土工织物结合使用的倒滤层,并应符合下列规定。

2.3.32.1 碎石倒滤层可采用分层或不分层倒滤层。分层倒滤层可由碎石层和 5~20mm“瓜米石”、粗砂或砾砂层组成,每层厚度不宜小于 0.3m,总厚度不宜小于 0.6m;不分层的混合石料倒滤层应采用级配较好的混合石料,如石渣、砂卵石等,其厚度不得小于 0.8m,或采用粒径 5~100mm 的碎石,其厚度不得小于 0.6m。对多级棱体,水下倒滤层厚度宜适当加大。

2.3.32.2 土工织物的搭接宽度可取 1m。直接设置在墙身接缝处的土工织物宜采用双层结构,土工织物应有较大的垂直渗透系数和伸长率,并应有较高的抗拉、抗撕裂强度和较好的抗老化性能。

2.3.33 抛填棱体和碎石倒滤层的坡度应根据所用材料的水下自然坡角确定。抛石棱体坡度可采用 1:1,碎石层坡度可采用 1:1.5。施工期间有波浪影响时,坡度应适当放缓。

2.4 土压力标准值计算

2.4.1 码头墙后单宽主动土压力的标准值宜按下列规定计算。

2.4.1.1 对无黏性填料,当 $-15^\circ \leq \alpha < \theta'$ 时,如图 2.4.1 所示,墙背土压力可按下列公式计算:

(1) 第二破裂角按下式计算:

$$\theta' = \frac{1}{2}(90^\circ - \varphi) - \frac{1}{2} \left[\sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right) - \beta \right] \quad (2.4.1-1)$$

(2) 第 n 层填料顶层的土压力强度按下列公式计算:

$$\text{永久作用} \quad e_{nl} = \left(\sum_{i=0}^{n-1} \gamma_i h_i \right) K_{an} \cos \alpha \quad (2.4.1-2)$$

$$\text{可变作用} \quad e_{qnl} = q K_q K_{an} \cos \alpha \quad (2.4.1-3)$$

$$K_q = \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (2.4.1-4)$$

$$K_{an} = \frac{\cos^2(\varphi_n - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta_n) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_n + \delta_n) \sin(\varphi_n - \beta)}{\cos(\alpha + \delta_n) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (2.4.1-5)$$

(3)第 n 层填料底层的土压力强度按列公下式计算:

永久作用

$$e_{n2} = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \right) K_{an} \cos \alpha \quad (2.4.1-6)$$

可变作用

$$e_{qn2} = q K_q K_{an} \cos \alpha \quad (2.4.1-7)$$

(4)第 n 层填料的土压力合力按下列公式计算:

永久作用

$$E_n = \frac{1}{2} (e_{n1} + e_{n2}) \frac{h_n}{\cos \alpha} \quad (2.4.1-8)$$

可变作用

$$E_{qn} = q K_q K_{an} h_n \quad (2.4.1-9)$$

(5)第 n 层填料永久作用土压力合力的水平分力按下式计算:

$$E_{Hn} = 0.5 \left(2 \sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i + \gamma_n h_n \right) h_n K_{an} \cos(\alpha + \delta_n) \quad (2.4.1-10)$$

(6)第 n 层填料可变作用土压力合力的水平分力按下式计算:

$$E_{qHn} = q K_q K_{an} h_n \cos(\alpha + \delta_n) \quad (2.4.1-11)$$

式中 θ' ——第二破裂角($^\circ$);

φ ——填料内摩擦角标准值($^\circ$);

β ——地面与水平面的夹角($^\circ$),在水平面以上为正,在水平面以下为负,且 $|\beta| \leq \varphi_n$;

e_{n1} ——墙背上第 n 层填料顶层由墙后回填料自重力产生的永久作用土压力强度(kPa);

γ_i ——第 i 层填料的重度标准值(kN/m^3), $\gamma_0 = 0$;

h_i ——第 i 层填料的厚度标准值(m), $h_0 = 0$;

K_{an} ——第 n 层填料的主动土压力系数;

α ——墙背与铅垂线的夹角($^\circ$),仰斜如图 2.4.1 所示为正,俯斜为负;

e_{qn1} ——墙背上第 n 层填料顶层由码头面均布荷载产生的可变作用土压力强度(kPa);

q ——地面上的均布荷载标准值,地面倾斜时为单位斜面积上的重力(kPa);

K_q ——地面荷载系数;

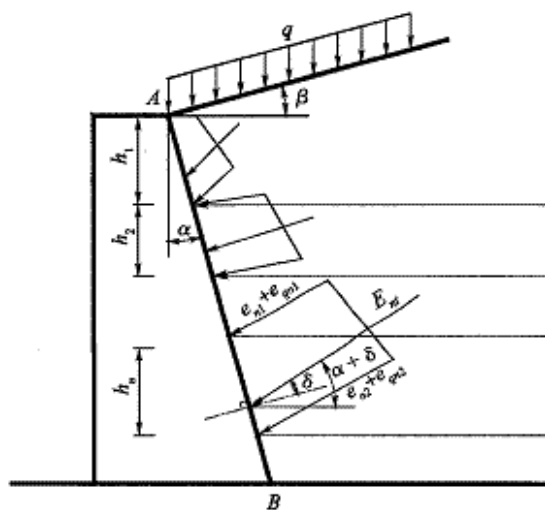


图 2.4.1 无黏性填料土压力

α —墙背与铅垂线的夹角; β —地面与水平面的夹角; δ —填料与墙背的摩擦角; $e_{n1} + e_{qn1}$, $e_{n2} + e_{qn2}$ —墙背上第 n 层填料顶层、底层的土压力强度; E_n —第 n 层填料土压力合力;

h_1, h_2, h_n —第 1, 2, n 层填料的厚度; q —地面上的均布荷载

- φ_n ——第 n 层填料的内摩擦角标准值($^\circ$);
 δ_n ——第 n 层填料与墙背的摩擦角标准值,即外摩擦角标准值($^\circ$);
 e_{n2} ——第 n 层填料底层的永久作用土压力强度(kPa);
 e_{qn2} ——第 n 层填料底层的可变作用土压力强度(kPa);
 E_n ——第 n 层填料的永久作用土压力合力标准值(kN/m);
 h_n ——第 n 层填料的厚度(m);
 E_{qn} ——第 n 层填料的可变作用土压力合力标准值(kN/m);
 E_{Hn} ——第 n 层填料永久作用土压力合力的水平分力标准值(kN/m);
 γ_n ——第 n 层填料的重度标准值(kN/m³);
 E_{qHn} ——第 n 层填料可变作用土压力合力的水平分力标准值(kN/m)。

2.4.1.2 对无黏性填料,土压力计算的常用图式、土压力系数和破裂角的数值可按附录 C 确定。当地面为水平时,对 $\alpha \geq 20^\circ$ 的阶梯形方块码头及墙背粗糙且倾角 $\alpha \geq 45^\circ - \varphi/2$ 或墙身为 L 型的情况,墙踵垂面或墙后填料内各计算垂面土压力的主动土压力系数可按下式计算:

$$K_{an} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right) \quad (2.4.1-12)$$

式中 K_{an} ——第 n 层填料的主动土压力系数;

φ_n ——第 n 层填料的内摩擦角标准值($^\circ$)。

2.4.1.3 对黏性土,土压力可选用下列方法计算:

(1)当地面为水平时,在铅垂墙背或计算垂面上按下列公式计算土压力强度:

$$\text{永久作用部分} \quad e_{ah} = \gamma h K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (2.4.1-13)$$

$$\text{可变作用部分} \quad e_{aqh} = q K_a \quad (2.4.1-14)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.4.1-15)$$

式中 e_{ah} ——永久作用部分土压力强度(kPa),当 $e_{ah} \leq 0$ 时,取 $e_{ah} = 0$;

γ ——填料的重度标准值(kN/m³);

h ——填料的厚度标准值(m);

K_a ——主动土压力系数;

c ——土的黏聚力标准值(kPa);

e_{aqh} ——可变作用部分土压力强度(kPa);

q ——地面上的均布荷载标准值,地面倾斜时为单位斜面积上的重力(kPa);

φ ——填料的内摩擦角标准值($^\circ$)。

(2)按楔体极限平衡图解法确定;

(3)有经验时,采用等代内摩擦角,按无黏性填料计算。

2.4.1.4 当墙后回填范围受土质坚硬的陡坡限制,切坡面陡于填料不受限制的破裂面时,应以陡坡面为滑楔破裂面,由力系平衡法计算土压力。直接浇筑在岩基上的码头,墙后土压力可采用主动土压力的 1.25 倍。

2.4.2 墙背与填料的摩擦角的标准值根据地基条件、墙背形式、粗糙程度和地面坡度可按下列规定确定:

(1) 仰斜的混凝土或砌体墙背采用 $1/2 \sim 2/3$ 倍填料内摩擦角标准值; 阶梯形墙背采用 $2/3$ 倍填料内摩擦角标准值;

(2) 垂直的混凝土或砌体墙背采用 $1/3 \sim 1/2$ 倍填料内摩擦角标准值; 卸荷板以下墙背采用 $1/3$ 倍填料内摩擦角标准值;

(3) 俯斜的混凝土或砌体墙背采用 $1/3$ 倍填料内摩擦角标准值。

2.4.3 减压棱体和卸荷板对土压力的影响, 可按下列规定确定, 如图 2.4.3 所示。

2.4.3.1 对减压棱体, 当破裂面通过两种填料时, 出坡点 P 以上和以下可分别按两种填料计算土压力, 出坡点 P 的位置可按 $\bar{\theta}$ 近似确定, $\bar{\theta}$ 值可按两种填料的破裂角标准值由层厚加权平均确定。

2.4.3.2 对卸荷板, M 点以上的土压力可不计卸荷板底面以上重力的影响, N 点以下的土压力可按无卸荷板的情况计算, M 、 N 之间可按直线过渡。

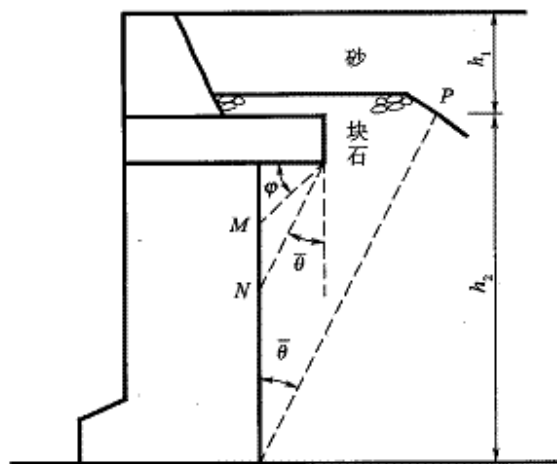


图 2.4.3 有减压棱体和卸荷板时土压力计算

φ —填料内摩擦角; P —出坡点; M 、 N —卸荷板作用影响点; $\bar{\theta}$ —加权平均破裂角; h_1 —上层填料计算厚度; h_2 —下层填料计算厚度

2.4.4 墙背第 n 层填料主动土压力合力的竖向分力可按下列公式计算:

$$E_{nv} = 0.5 \left(2 \sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i + \gamma_n h_n \right) h_n K_{an} \sin(\alpha + \delta_n) \quad (2.4.4-1)$$

$$E_{nqv} = q K_q h_n K_{an} \sin(\alpha + \delta_n) \quad (2.4.4-2)$$

式中 E_{nv} ——第 n 层填料永久作用土压力合力的竖向分力标准值 (kN/m);

γ_i ——第 i 层填料的重度标准值 (kN/m^3), $\gamma_0 = 0$;

h_i ——第 i 层填料的厚度标准值 (m), $h_0 = 0$;

γ_n ——第 n 层填料的重度标准值 (kN/m^3);

h_n ——第 n 层填料的厚度 (m);

K_{an} ——第 n 层填料的主动土压力系数;

α ——墙背与铅垂线的夹角 ($^\circ$), 仰斜如图 2.4.1 所示为正, 俯斜为负;

δ_n ——第 n 层填料与墙背的摩擦角标准值 ($^\circ$), 即外摩擦角标准值;

q ——地面上的均布荷载标准值, 地面倾斜时为单位斜面积上的重力 (kPa);

E_{nqv} ——第 n 层填料可变作用土压力合力的竖向分力标准值 (kN/m);

K_q ——地面荷载系数。

2.4.5 码头墙前土压力标准值可按被动土压力计算。当地面水平时, 土压力强度可按下列公式计算:

$$\text{对无黏性填料} \quad e_p = (q_p + \gamma h) K_p \quad (2.4.5-1)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.4.5-2)$$

$$\text{对黏性土} \quad e_p = (q_p + \gamma h) K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (2.4.5-3)$$

式中 e_p ——墙前被动土压力强度(kPa);

q_p ——墙前床面上均布荷载标准值(kPa);

γ ——填料的重度标准值(kN/m³);

h ——填料的厚度标准值(m);

K_p ——被动土压力系数;

c ——土的黏聚力标准值(kPa)。

2.5 码头稳定性验算

2.5.1 重力式码头应进行稳定性验算。验算宜按下列规定进行,有条件时也可采用附录D的方法,按可靠指标 β 进行验算。

2.5.1.1 对岸壁码头,沿墙底面、墙身各水平缝和基床底面的抗滑稳定性可按下列公式验算:

(1)不考虑波浪作用,且由可变作用产生的土压力为主导可变作用时:

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E E_H + \gamma_{PW} P_W + \gamma_E E_{qH} + \Psi \gamma_{PR} P_{RH}) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G G + \gamma_E E_V + \gamma_E E_{qV}) f \end{aligned} \quad (2.5.1-1)$$

(2)不考虑波浪作用,沿胸墙底面的抗滑稳定性验算,系缆力为主导可变作用时:

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E E_H + \gamma_{PW} P_W + \gamma_{PR} P_{RH} + \Psi \gamma_E E_{qH}) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G G + \gamma_E E_V - \gamma_{PR} P_{RV} + \Psi \gamma_E E_{qV}) f \end{aligned} \quad (2.5.1-2)$$

(3)考虑波浪作用,波浪力为主导可变作用时:

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E E_H + \gamma_{PW} P_W + \gamma_P P_B + \Psi \gamma_E E_{qH}) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G G + \gamma_E E_V + \gamma_U P_{BU} + \Psi \gamma_E E_{qV}) f \end{aligned} \quad (2.5.1-3)$$

(4)考虑波浪作用,堆载土压力为主导可变作用时:

$$\begin{aligned} & \gamma_0 (\gamma_E E_H + \gamma_{PW} P_W + \gamma_E E_{qH} + \Psi \gamma_P P_B) \\ & \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G G + \gamma_E E_V + \gamma_E E_{qV} + \Psi \gamma_U P_{BU}) f \end{aligned} \quad (2.5.1-4)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数;

γ_E ——土压力分项系数;

E_H 、 E_V ——分别为计算面以上永久作用总主动土压力的水平分力标准值和竖向分力标准值(kN);

γ_{PW} ——剩余水压力分项系数;

P_W ——作用在计算面以上的剩余水压力的标准值(kN);

E_{qH} 、 E_{qV} ——分别为计算面以上可变作用总主动土压力的水平分力标准值和竖向分力标准值(kN)；

Ψ ——作用组合系数,持久组合取0.7,短暂组合取1.0；

γ_{PR} ——系缆力分项系数；

P_{RH} 、 P_{RV} ——分别为系缆力水平分力的标准值和竖向分力标准值(kN)；

γ_d ——结构系数,无波浪作用取1.0,有波浪作用取1.1；

γ_G ——自重力分项系数,取1.0；

G ——作用在计算面上的结构自重力的标准值(kN)；

f ——沿计算面的摩擦系数设计值,按第2.1.9条规定确定；

γ_P ——波浪水平力分项系数；

P_B ——波谷作用时计算面以上水平波浪力的标准值(kN)；

γ_U ——波浪浮托力分项系数；

P_{BU} ——波谷作用时作用在计算底面上的波浪浮托力的标准值(kN)。

(5) 结构重要性系数采用表2.5.1-1中的数值；

结构重要性系数

表 2.5.1-1

安全等级	一级	二级	三级
γ_0	1.1	1.0	0.9

(6) 作用分项系数采用表2.5.1-2中的数值。

稳定验算时作用分项系数

表 2.5.1-2

组合情况	永久作用		可变作用				
	γ_E	γ_{FW}	γ_K	γ_{PR}	γ_P	γ_U	γ_{PZ}
持久组合	1.35	1.05	1.35(1.25)	1.40(1.30)	1.30(1.20)	1.30(1.20)	1.50(1.40)
短暂组合	1.35	1.05	1.25	1.30	1.20	1.20	—

注:①持久组合采用设计高水位、设计低水位时取表中大值；

②持久组合采用极端水位时取表中括弧内值。

2.5.1.2 对墩式码头,沿墩底面、墩身各水平缝和基床底面的抗滑稳定性可按下列公式验算:

(1) 波浪力作用时:

$$\gamma_0 \gamma_P P \leq (\gamma_G V_K - \gamma_U P_U) f \quad (2.5.1-5)$$

(2) 船舶撞击力作用时:

$$\gamma_0 \gamma_{PZ} P_Z \leq \gamma_G V_K f \quad (2.5.1-6)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,采用表2.5.1-1中的数值；

γ_P ——波浪水平压力分项系数,采用表2.5.1-2中的数值；

P ——波峰作用时水平波压力的标准值(kN)；

γ_G ——自重力分项系数,取1.0；

V_K ——作用在计算面上不包括波浪浮托力的竖向合力标准值(kN)；

P_U ——波峰作用时作用在计算面上的波浪浮托力的标准值(kN)；

γ_U ——波浪浮托力分项系数;

f ——沿计算面的摩擦系数设计值,按第 2.1.9 条规定确定;

γ_{PZ} ——船舶撞击力的分项系数,采用表 2.5.1-2 中的数值;

P_Z ——船舶撞击力的标准值(kN)。

2.5.1.3 岸壁式码头,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可按下列公式验算:

(1)不考虑波浪作用,且由可变作用产生的土压力为主导可变作用时:

$$\gamma_0(\gamma_E M_{EH} + \gamma_{PW} M_{PW} + \gamma_E M_{EqH} + \Psi \gamma_{PR} M_{PR}) \leq \frac{1}{\gamma_d}(\gamma_G M_G + \gamma_E M_{EV} + \gamma_E M_{EqV}) \quad (2.5.1-7)$$

(2)不考虑波浪作用,对胸墙底面前趾的抗倾稳定性验算,系缆力产生的倾覆力矩为主导可变作用时:

$$\gamma_0(\gamma_E M_{EH} + \gamma_{PW} M_{PW} + \gamma_{PR} M_{PR} + \Psi \gamma_E M_{EqH}) \leq \frac{1}{\gamma_d}(\gamma_G M_G + \gamma_E M_{EV} + \Psi \gamma_E M_{EqV}) \quad (2.5.1-8)$$

(3)考虑波浪作用,且波浪力为主导可变作用时:

$$\gamma_0(\gamma_E M_{EH} + \gamma_{PW} M_{PW} + \gamma_P M_{PB} + \Psi \gamma_E M_{EqH}) \leq \frac{1}{\gamma_d}(\gamma_G M_G + \gamma_E M_{EV} + \gamma_U M_{PBU} + \Psi \gamma_E M_{EqV}) \quad (2.5.1-9)$$

(4)考虑波浪作用,堆载压力为主导可变作用时:

$$\gamma_0(\gamma_E M_{EH} + \gamma_{PW} M_{PW} + \gamma_E M_{EqH} + \Psi \gamma_P M_{PB}) \leq \frac{1}{\gamma_d}(\gamma_G M_G + \gamma_E M_{EV} + \gamma_E M_{EqV} + \Psi \gamma_U M_{PBU}) \quad (2.5.1-10)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,采用表 2.5.2-1 中的数值;

γ_E ——土压力分项系数;

M_{EH} ——永久作用总土压力的水平分力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

M_{EV} ——永久作用总土压力的竖向分力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

γ_{PW} ——剩余水压力分项系数;

M_{PW} ——剩余水压力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

M_{EqH} ——可变作用总土压力的水平分力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

M_{EqV} ——可变作用总土压力的竖向分力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

Ψ ——作用组合系数,持久组合取 0.7,短暂组合取 1.0;

γ_{PR} ——系缆力分项系数;

M_{PR} ——系缆力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

γ_d ——结构系数,无波浪作用取 1.25,有波浪作用取 1.35;

γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;

M_G ——结构自重力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

γ_P ——波浪水平压力分项系数,采用表 2.5.1-2 中的数值;

M_{PB} ——波谷作用时水平波浪力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

γ_U ——波浪浮托力分项系数,采用表 2.5.1-2 中的数值;

M_{PBU} ——波谷作用时作用在计算底面上的波浪浮托力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m)。

2.5.1.4 墩式码头,对墩底面和墩身各水平缝及齿缝计算面前趾的抗倾稳定性可按下列公式验算:

(1)波浪力作用时:

$$\gamma_0(\gamma_P M_P + \gamma_U M_{PU}) \leq \frac{1}{\gamma_d} \gamma_G M_{VK} \quad (2.5.1-11)$$

(2)船舶撞击力作用时:

$$\gamma_0 \gamma_{PZ} M_{PZ} \leq \frac{1}{\gamma_d} \gamma_G M_{VK} \quad (2.5.1-12)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,采用表 2.5.1-1 中的数值;

γ_P ——波浪水平压力分项系数,采用表 2.5.1-2 中的数值;

M_P ——波峰作用时波浪力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

γ_U ——波浪浮托力分项系数,采用表 2.5.1-2 中的数值;

M_{PU} ——波峰作用时,作用在计算底面前趾上的波浪浮托力标准值对计算面的倾覆力矩(kN·m);

γ_d ——结构系数,取 1.25;

γ_G ——自重力分项系数,取 1.0;

M_{VK} ——作用在计算面前趾上不包括波浪浮托力的竖向合力标准值对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

γ_{PZ} ——船舶撞击力分项系数,采用表 2.5.1-2 中的数值;

M_{PZ} ——船舶撞击力标准值对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m)。

2.5.1.5 沿基床底面的抗滑稳定性应按图 2.5.1 所示的图式验算。基床中通过墙踵或后趾的直立面上应考虑主动土压力作用,其分项系数 γ_E 可采用表 2.5.1-2 中的数值;考虑 EE' 面上的被动土压力 E_p 时,应在第 2.5.1.1 款和第 2.5.1.2 款公式中增加抗力 E_p 项, E_p 可按第 2.4.5 条的有关规定计算,并乘以折减系数 0.3 作为标准值,其分项系数 γ_{Ep} 取 1.0。基床厚度较薄或墙前土层软弱时可不考虑 E_p 。基床肩宽较大时,应考虑 EE' 面在基床前端以内的可能性。对明基床,基床前肩宽度较小、厚度较大时,尚应验算墙踵或后趾至前肩坡脚的抗滑稳定性。

2.5.2 基床承载力应按下列公式验算:

$$\gamma_0 \gamma_\sigma \sigma_{\max} \leq \sigma_R \quad (2.5.2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数;

γ_σ ——基床顶面最大应力分项系数,取 1.0;

$\sigma_{\max}$ ——基床顶面最大应力标准值(kPa);

σ_R ——基床承载力设计值(kPa),取 600kPa;墩式码头或地基承载力较高时,可适

当提高,但不大于 800kPa。

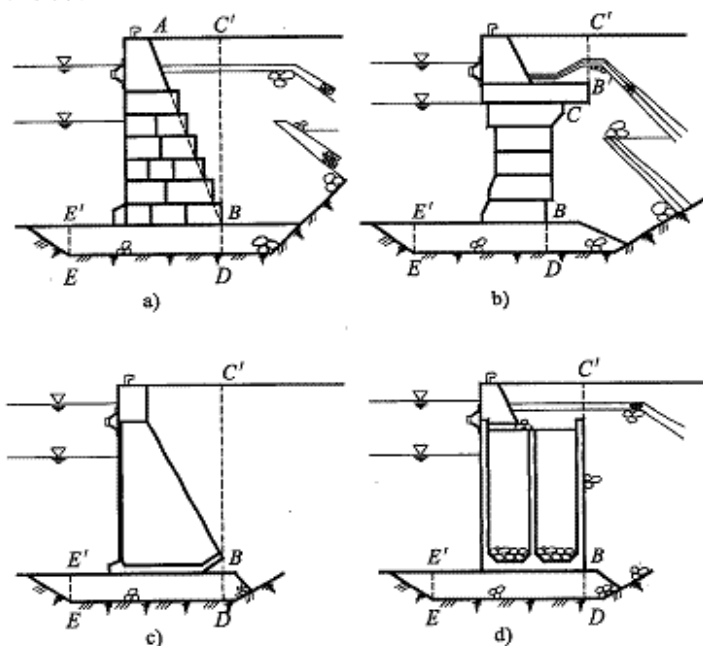


图 2.5.1 沿基底底水平滑动稳定性计算图式

2.5.3 墙底面为矩形时,单宽基床顶面应力标准值可按下列公式计算:

$$(1) \text{ 当 } \xi \geq \frac{B}{3} \text{ 时} \quad \sigma_{\max} = \frac{V_K}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (2.5.3-1)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V_K}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (2.5.3-2)$$

$$e = \frac{B}{2} - \xi \quad (2.5.3-3)$$

$$\xi = \frac{M_R - M_o}{V_K} \quad (2.5.3-4)$$

$$(2) \text{ 当 } \xi < \frac{B}{3} \text{ 时} \quad \sigma_{\max} = \frac{2V_K}{3\xi} \quad (2.5.3-5)$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad (2.5.3-6)$$

式中 $\sigma_{\max}$ 、 $\sigma_{\min}$ ——分别为抛石基床顶面的最大和最小应力标准值(kPa);

V_K ——作用在基床顶面的竖向合力标准值(kN/m);

B ——墙底宽度(m);

e ——墙底面合力标准值作用点的偏心距(m);

ξ ——合力作用点与墙前趾的距离(m);

M_R ——竖向合力标准值对墙底面前趾的稳定力矩(kN·m/m);

M_o ——倾覆力标准值对墙底面前趾的倾覆力矩(kN·m/m)。

2.5.4 墙底面为非矩形时,基床顶面应力标准值可按偏心受压计算。

2.5.5 在码头墙底宽度上,合力标准值作用点与前趾距离的最小值,对非岩石地基不宜小于墙底宽度的 1/4;对岩石地基可不受限制。

2.5.6 抛石基床底面的最大、最小应力标准值和合力标准值作用点的偏心距可按下列公式计算:

$$\sigma'_{\max} = \frac{B_1 \sigma_{\max}}{B_1 + 2d_1} + \gamma d_1 \quad (2.5.6-1)$$

$$\sigma'_{\min} = \frac{B_1 \sigma_{\min}}{B_1 + 2d_1} + \gamma d_1 \quad (2.5.6-2)$$

$$e' = \frac{(B_1 + 2d_1) \times (\sigma'_{\max} - \sigma'_{\min})}{6(\sigma'_{\max} + \sigma'_{\min})} \quad (2.5.6-3)$$

式中 $\sigma'_{\max}$ 、 $\sigma'_{\min}$ ——分别为抛石基床底面的最大和最小应力标准值(kPa);

$\sigma_{\max}$ 、 $\sigma_{\min}$ ——分别为抛石基床顶面的最大和最小应力标准值(kPa);

B_1 ——墙底面的实际受压宽度(m), $\xi \geq B/3$ 时 $B_1 = B$, $\xi < B/3$ 时 $B_1 = 3\xi$,
 ξ 为合力作用点与墙前趾的距离, B 为墙底宽度;

d_1 ——抛石基床厚度(m);

γ ——块石的水下重度标准值(kN/m³);

e' ——抛石基床底面合力标准值作用点的偏心距(m)。

2.5.7 地基承载力的验算应符合现行行业标准《港口工程地基规范》(JTJ 250)的有关规定。基槽内有换填材料时,换填材料可视为地基的组成部分。换填材料为抛石时,抛石体的承载力可按式验算:

$$\gamma_0 \gamma_{\sigma'} \sigma'_{\max} \leq \sigma'_R \quad (2.5.7)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数;

$\gamma_{\sigma'}$ ——基床底面最大应力分项系数,取 1.0;

$\sigma'_{\max}$ ——基床底面最大应力标准值(kPa);

σ'_R ——基槽换填抛石体承载力设计值(kPa),未经夯实取 450kPa,经夯实取 550kPa。

2.5.8 码头与地基整体滑动稳定性验算应符合现行行业标准《港口工程地基规范》(JTJ 250)的有关规定,当地基浅层有软弱夹层时,尚应验算非圆弧滑动面的抗滑稳定性。

2.5.9 重力式码头地基沉降计算应符合现行行业标准《港口工程地基规范》(JTJ 250)的有关规定。沿码头长度方向使用荷载、地基压缩层厚度、土的压缩性有较大变化时,应分段计算沉降量。方块码头和扶壁码头计算断面地基平均沉降量不应大于 200mm,沉箱码头、坐床式圆筒码头不应大于 250mm。对重力墩式码头,尚应计算断面不均匀沉降。墩的偏转角度限值,应根据使用要求确定。

2.6 构件强度与裂缝验算

2.6.1 构件承载力计算的作用分项系数应采用表 2.6.1 中的数值。当自重、固定设备重力和填料重力的合力接近或大于可变作用时,其作用分项系数取 1.3。

构件承载力计算时作用分项系数

表 2.6.1

作用种类		作用分项系数
永久作用	构件自重力、固定设备重力、填料重力	1.20
	回填料产生的土压力	1.35
	剩余水压力	1.05
	静水压力及其浮托力	1.20
可变作用	可变作用引起的土压力	1.35(1.25)
	波浪力及其浮托力	1.50
基床反力		1.35

注:持久组合采用极端水位时,或在短暂组合时取表中括弧内值。

2.6.2 构件裂缝宽度验算,对持久状况的长期组合,作用在底板上的竖向作用宜取标准值乘以综合准永久值系数 0.85。

3 方块码头设计

3.1 实心方块码头

3.1.1 实心方块码头断面可采用阶梯式、衡重式和卸荷板式等形式,如图 3.1.1 所示。

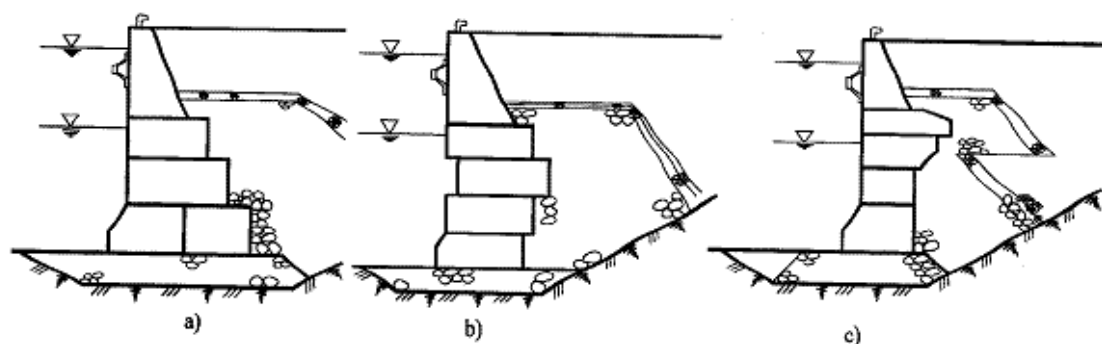


图 3.1.1 实心方块码头断面形式

a) 阶梯式; b) 衡重式; c) 卸荷板式

3.1.2 实心方块码头宜采用混凝土方块结构,其重量应根据施工安装设备起重能力确定。对小型实心方块码头,也可采用浆砌石方块结构。

3.1.3 混凝土实心方块长边尺寸与高度之比不应大于 3,短边尺寸与高度之比不宜小于 1,且短边尺寸不应小于 0.8m。当码头横断面各层只有 1 块方块,且方块的短边垂直码头岸线时,其短边尺寸与高度之比也可小于 1。对个别部位的方块短边尺寸与高度之比不应小于 0.5。

3.1.4 方块间垂直砌缝的设计宽度宜采用 20~30mm。上下两层相邻方块间垂直砌缝应互相错开,错缝间距应满足下列要求:

- (1) 在横断面内不小于方块高度的 1/2 或 0.8m;
- (2) 在纵断面内不小于方块高度的 1/3 或 0.5m。

3.1.5 卸荷板设计应进行后倾稳定性验算,其作用分项系数应采用表 2.5.1-2 中的数值。

3.1.6 卸荷板设计应进行承载力和裂缝宽度验算,其作用分项系数应采用表 2.6.1 中的数值。

3.1.7 混凝土和浆砌石实心方块宜预埋吊孔盒并采用丁字杆起吊。吊孔盒位置、数量应根据计算确定。

3.2 空心块体码头

3.2.1 空心块体码头墙身可采用单层或多层空心块体结构。

3.2.2 空心块体码头断面形式可分为有底空心块体和无底空心块体2种,如图3.2.2所示。有底空心块体腔内可回填块石或砂,无底空心块体腔内宜回填块石。多层空心块体和无底空心块体腔内回填砂时,应在水平缝处设置倒滤层。

3.2.3 空心块体横截面可采用I、II、T、□和日字形等形式。

3.2.4 空心块体码头宜采用一次出水的单层型式。采用多层空心块体时,码头宜采用通缝砌筑。空心块体码头的卸荷板不宜压缝设置。

3.2.5 多层空心块体尺寸,如图3.2.5所示,可按下列公式确定:

$$\frac{L}{H} \leq 3 \sqrt{\frac{C}{KB}} \quad (3.2.5-1)$$

$$C = C_1 + C_2 \quad (3.2.5-2)$$

式中 L ——块体垂直码头岸线的外形边长(m);
 H ——块体高度(m);
 C ——块体沿码头岸线侧壁厚度的总和(m);
 K ——系数,取0.9;
 B ——块体外形宽度(m);
 C_1 、 C_2 ——块体沿码头岸线侧壁厚度(m)。

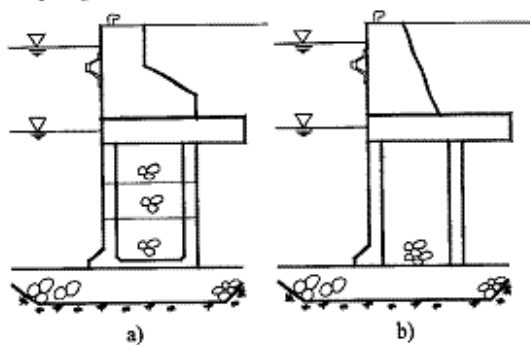


图 3.2.2 空心块体码头断面形式

a) 多层有底空心块体码头; b) 单层无底空心块体码头

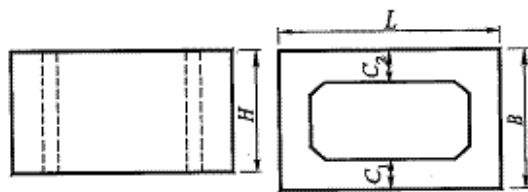


图 3.2.5 空心块体尺寸

3.2.6 空心块体壁厚不应小于400mm。

3.2.7 空心块体的前趾应采用钢筋混凝土结构。

3.2.8 无底空心块体宜在顶部和底部配置钢筋混凝土圈梁。

3.2.9 有底空心块体底板宜采用钢筋混凝土结构。

3.2.10 单层空心块体起吊吊孔应设置在靠近重心的上方,吊孔直径应根据块体重量确定,孔径可采用120~250mm。吊孔受力钢筋应由计算确定。吊孔应配置带吊筋的钢套筒,套筒壁厚不应小于5mm。对大型不配筋空心块体,宜在吊孔位置高度处加设圈梁。

3.2.11 一次出水的单层空心块体码头,其块体间垂直缝设计宽度宜采用块体高度的4‰,但不应小于40mm。空心块体背后无抛填棱体时,应在垂直缝处设置倒滤空腔。

3.2.12 单层有底的空心块体在贴近底板的外壁或底板上应设置通水孔,通水孔可设4~6个,孔径取100~150mm。

3.2.13 单层空心块体重量应根据施工安装设备起重能力确定,块体沿码头岸线的长度不宜小于高度的1/3。

3.2.14 确定施工安装设备的起重能力时,应考虑吊具重力和预制件底板与预制场地面的黏结力。黏结力无实测资料时,可取5kPa。

3.2.15 计算无底空心块体抗滑稳定性时,墙底与基床之间的摩擦系数设计值可取0.65。

3.2.16 计算无底空心块体抗倾稳定性时,腔内填料起抗倾作用的竖向力标准值应按下列公式计算:

$$G_R = W_0 - A_R \sigma_z \quad (3.2.16)$$

式中 G_R ——腔内起抗倾作用的填料重力标准值(kN);

W_0 ——腔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 ——直接作用在基床上的填料接触应力标准值(kPa),按附录E计算。

3.2.17 空心块体的底板和墙趾等构件应按沉箱结构的有关规定设计;卸荷板设计应符合实心方块码头的有关规定。

3.2.18 大型多层空心块体码头,应进行单体承载力计算。

3.2.19 空心块体采用吊孔吊装时,吊孔设计应符合现行行业标准《港口工程混凝土结构设计规范》(JTJ 267)的有关规定。

4 扶壁码头设计

4.0.1 钢筋混凝土扶壁结构可由立板、肋板和底板等构件组成,如图 2.3.20 所示。底板可分为趾板、内底板和尾板等 3 部分,也可不设尾板。

4.0.2 预制扶壁外形尺寸应满足下列要求:

- (1) 高度根据第 2.3.25 条的规定确定,扶壁顶面嵌入胸墙的深度取 100mm;
- (2) 宽度由建筑物的稳定性和地基承载力确定;
- (3) 长度由施工安装设备起重能力确定,但不小于扶壁高度的 1/3。

4.0.3 扶壁的型式、肋板的数量和肋的间距应通过技术经济比较确定。双肋扶壁的立板宜将两端做成悬臂,并宜使支座弯矩接近跨中弯矩。

4.0.4 扶壁各构件尺寸应由计算确定,并应满足下列要求:

- (1) 立板厚度不小于 200mm;
- (2) 肋板厚度不小于 200mm,顶宽不小于 1m,底宽与扶壁底板宽相同;
- (3) 趾板长度不大于 1m,前端厚度不小于 150mm,内底板和尾板厚度不小于 250mm;
- (4) 扶壁底板两侧前后端的削减量按图 4.0.4 所示取 20~40mm。

4.0.5 预制扶壁可在肋板上设置吊孔,吊孔孔径取 120~150mm,其位置应在预制件重心上方。

4.0.6 对设有尾板的扶壁,宜在肋板根部设置通水孔 4~6 个,通水孔孔径取 100~150mm。

4.0.7 扶壁间垂直缝设计宽度宜采用扶壁高度的 4‰,但不应小于 40mm。扶壁背后无抛石棱体时,应在垂直缝设置倒滤井。倒滤井型式及其与胸墙的连接构造可按附录 B 选用。

4.0.8 扶壁构件钢筋的配置应满足下列要求:

- (1) 立板和肋板的竖向钢筋伸入胸墙的长度不小于 20 倍钢筋直径;
- (2) 每个肋板的受力斜钢筋至少有 2 根伸入胸墙,其长度不小于 30 倍钢筋直径;
- (3) 当立板、底板按单向板计算时,在立板与底板连接处设置附加钢筋,附加钢筋断面面积不小于板内受力钢筋断面面积的 1/3,长度不小于跨度的 1/4;
- (4) 吊孔设计按第 3.2.10 条的有关规定执行。

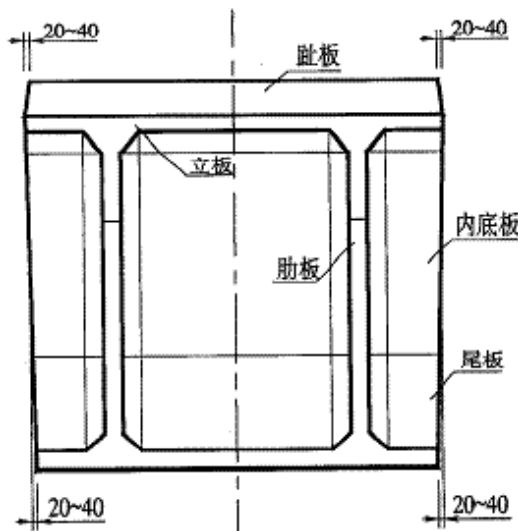


图 4.0.4 扶壁底板两侧削角(单位:mm)

4.0.9 扶壁结构应进行下列计算或验算：

- (1)立板、肋板和底板的正截面受弯承载力和裂缝宽度；
- (2)肋板的斜截面承载力；
- (3)肋板与立板和肋板与底板的连接处正截面受拉承载力；
- (4)吊孔处的承载力。

4.0.10 扶壁各构件计算时应考虑下列作用，其分项系数应采用表 2.6.1 中的数值：

- (1)立板及其与肋板连接处考虑地面使用荷载、土压力、剩余水压力和波谷作用的波浪力；
- (2)肋板考虑地面使用荷载、土压力、剩余水压力、波谷作用的波浪力和胸墙传来的外力；
- (3)底板及其与肋板的连接处考虑基床反力、底板自重、底板上填料垂直压力和地面使用荷载；

4.0.11 吊孔设计应取底板与预制场地的黏结力和吊装时的冲击力中的大值，与预制构件重力进行组合。**4.0.12 扶壁各构件的计算图式可按下列要求确定：**

- (1)趾板按悬臂板；
- (2)肋板按悬臂梁；
- (3)单肋扶壁的立板、内底板和尾板按悬臂板；
- (4)双肋扶壁的立板、内底板和尾板按两端悬臂的简支板；
- (5)多肋扶壁的立板、内底板和尾板，在距立板与底板交线 1.5 倍肋板间距区段内，按三边固定一边简支板，在 1.5 倍肋板间距以外区段按连续板；
- (6)肋板与立板、肋板与底板的连接按轴心受拉构件。

4.0.13 有条件时，扶壁结构可按空间问题采用数值分析方法计算。

5 沉箱码头设计

5.1 一般规定

5.1.1 沉箱码头的墙身宜采用钢筋混凝土沉箱结构,沉箱由外壁、隔墙、底板和墙趾等构件组成。

5.1.2 岸壁式码头沉箱的平面形状宜采用矩形,墩式码头沉箱宜采用圆形。有特殊要求时,也可采用其他型式。

5.1.3 沉箱的底宽应根据建筑物的稳定性和地基承载力确定。沉箱的纵向尺度应根据施工能力、施工要求和码头变形缝间距确定。

5.1.4 沉箱内的纵横隔墙宜对称布置,间距可取 $3 \sim 5\text{m}$ 。内隔墙上部开孔时,孔口下边缘至箱底的距离不宜小于隔墙间距的 1.5 倍。

5.1.5 沉箱外壁、底板和隔墙的厚度应由计算确定,并应满足混凝土结构耐久性和沉箱出运、安装对刚度的要求。沉箱外壁厚不宜小于 250mm ,对有抗冻要求的大、中型码头,沉箱潮差段临水面的壁厚不宜小于 300mm ;底板厚度不宜小于外壁厚度,墙趾长度不宜过大;隔墙的厚度可采用隔墙间距的 $1/25 \sim 1/20$,但不宜小于 200mm 。小型沉箱的外壁、底板和隔墙厚度可适当减小。

5.1.6 沉箱构造钢筋中的架立钢筋和分布钢筋直径宜采用 $10 \sim 16\text{mm}$,沉箱加强角应设置构造斜钢筋,其直径不宜小于 10mm 。

5.1.7 沉箱构件的配筋应满足混凝土浇筑的要求,钢筋间的净距不宜小于 50mm 。

5.1.8 沉箱间垂直缝的宽度宜采用沉箱高度的 4% ,但不应小于 50mm 。墙后有抛石棱体时,可采用平接型式,墙后无抛石棱体时,可采用对头接型式,如图5.1.8所示。对头接空腔宽度可采用 $300 \sim 800\text{mm}$,腔内应设置倒滤层。

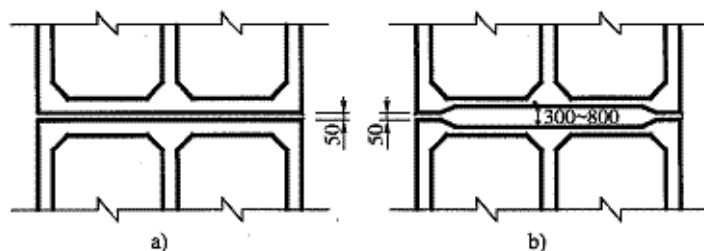


图 5.1.8 沉箱接头型式(单位:mm)

a) 平接; b) 对头接

5.1.9 沉箱内的填料宜采用砂或块石。

5.1.10 胸墙直接坐落在箱顶部时,箱顶部宜嵌入胸墙内 $300 \sim 500\text{mm}$ 。

5.2 岸壁式沉箱码头

5.2.1 沉箱设计应计算或验算下列内容:

- (1) 沉箱的吃水、干舷高度和浮游稳定性;
- (2) 外壁、隔墙、底板、墙趾的承载力和裂缝宽度。

5.2.2 沉箱溜放、漂浮、浮运和沉放时,沉箱底部的富裕水深应根据自然条件和施工要求确定。沉放时,沉箱底部与基床顶面间的富裕水深宜取 0.3~0.5m。

5.2.3 沉箱的干舷高度应满足式(5.2.3)的要求。当沉箱干舷高度不满足要求时,可采用密封舱顶等措施。

$$F \geq \frac{B}{2} \tan \theta + \frac{2h}{3} + S \quad (5.2.3)$$

式中 F ——沉箱的干舷高度(m), $F = H - T$, H 为沉箱高度, T 为沉箱吃水, 计算时, 钢筋混凝土重度取 25kN/m^3 , 如图

5.2.3 所示;

B ——沉箱宽度(m);

θ ——沉箱的倾角($^\circ$), 溜放时采用滑道末端的坡角, 浮运时取 $6^\circ \sim 8^\circ$;

h ——波高(m);

S ——沉箱干舷的富裕高度(m), 取 0.5~1.0m。

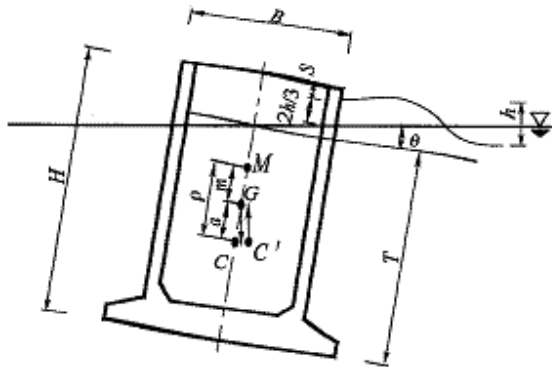


图 5.2.3 沉箱干舷高度计算图式

M —定倾中心; G —重心; C —浮心; C' —倾斜的浮心

5.2.4 沉箱靠自身浮游稳定时, 必须验算

其以定倾高度表示的浮游稳定性。定倾高度应按式(5.2.4)计算。计算时, 钢筋混凝土和水的

重度应根据实测资料确定; 如无实测资料时, 钢筋混凝土重度宜取 24.5kN/m^3 , 水的重度淡水宜取 10kN/m^3 , 海水宜取 10.25kN/m^3 。

$$m = \rho - a \quad (5.2.4)$$

式中 m ——定倾高度(m);

ρ ——定倾半径(m), 按附录 F 计算;

a ——沉箱重心到浮心的距离(m)。

5.2.5 沉箱的定倾高度应满足下列要求:

(1) 沉箱在同一港区内或运程在 30n mile 以内浮运为近程浮运, 近程浮运时, 沉箱的定倾高度不小于 0.2m;

(2) 沉箱在浮运时间内有夜间航行或运程大于等于 30n mile 的浮运为远程浮运, 远程浮运时, 以块石和砂等固体物压载的沉箱定倾高度不小于 0.3m, 以液体压载的沉箱定倾高度不小于 0.4m。沉箱以水压载时, 各单元舱压载水互不相通。

5.2.6 沉箱内、外壁计算应考虑下列作用, 其分项系数可采用表 2.6.1 中的数值:

- (1) 沉箱吊运下水时可能承受的外力;
- (2) 沉箱溜放或漂浮时的水压力,按附录 G 计算;
- (3) 沉箱浮运时的水压力和波浪力,按附录 G 计算;
- (4) 沉箱沉放时的水压力,按附录 G 计算;
- (5) 箱格内有抽水要求时的水压力;
- (6) 使用期的箱内填料侧压力、波浪力和冰荷载及后壁上有轨道梁时的荷载。

5.2.7 沉箱外壁、隔墙计算图式可按下列要求确定:

- (1) 底板以上 1.5 倍内隔墙间距区段,按三边固定一边简支板;
- (2) 1.5 倍内隔墙间距以上区段,多于两跨时按两端固定的连续板;等于或少于两跨时按框架或两端固定的单跨板;
- (3) 隔墙与外壁的连接按轴心受拉构件,当相邻箱格填料顶面高差大于 1m 时,隔墙按轴心受拉构件和偏心受拉构件计算。

5.2.8 沉箱底板可按四边固定板计算,墙趾可按悬臂板计算。

5.2.9 计算沉箱底板时应考虑下列作用,其分项系数可采用表 2.6.1 中的数值:

- (1) 基床反力、底板自重和箱格内填料垂直压力,箱格内填料垂直压力按附录 E 计算;
- (2) 浮托力。

5.2.10 有条件时,沉箱结构可按空间问题采用数值分析方法计算。

5.3 墩式沉箱码头

5.3.1 当波浪为主导可变作用时,沉箱墩除应符合第 5.1 节和第 5.2 节的有关规定外,尚应满足下列要求:

- (1) 孤立墩沉箱的墙趾长不大于 2m;
- (2) 沉箱隔墙间距采用 3 ~ 5m;
- (3) 大型海港码头圆沉箱的外壁厚度不小于 400mm,底板厚度不小于 700mm,隔墙厚度不小于 250mm。

5.3.2 沉箱顶内侧可设置钢筋混凝土圈梁或用现浇混凝土封顶。

5.3.3 对由 2 个或 2 个以上沉箱组成的孤立墩,宜采取将沉箱联结成整体的措施,如图 5.3.3 所示。

5.3.4 当孤立墩码头有变位限制要求时,孤立墩应进行动力变位计算。

5.3.5 沉箱墩的计算除应符合第 5.1 节和第 5.2 节中的有关规定外,应符合下列规定。

5.3.5.1 无隔墙圆形沉箱的内力宜按空间问

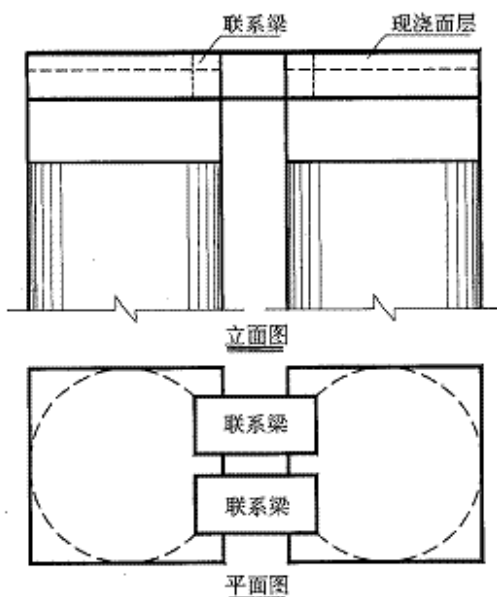


图 5.3.3 墩间联系梁

题采用数值分析方法计算,有经验时也可采用简化方法计算。

5.3.5.2 有隔墙圆形沉箱的内力宜按空间问题采用数值分析方法计算,有经验时也可采用附录 H 的近似方法计算。

5.3.5.3 作用分项系数可采用表 2.6.1 中的数值。

5.4 开孔沉箱码头

5.4.1 有消浪要求的沉箱码头可采用开孔沉箱结构。开孔位置宜选在设计高水位以上及设计低水位以下 1 倍设计波高之间。孔的型式宜采用圆形、椭圆形,也可采用矩形。

5.4.2 消能室的顶部宜设在不受波浪冲击处,消能室顶的上部结构或开孔外壁顶部宜设减压孔。室底宜布置在设计低水位以下大于 1 倍波高处,消浪室宽度与入射波波长之比宜采用 0.125~0.250。对消能室舱格中的填料宜采取避免被波浪掏出的措施。

5.4.3 对有抗冻性要求的大、中型海港码头,开孔沉箱开孔外壁厚度不宜小于 500mm,其保护层厚度不宜小于 100mm,其他部位的外壁及隔墙的厚度不宜小于 300mm,底板厚度不宜小于 500mm。无抗冻性要求时,壁厚可适当减小。

5.4.4 开孔沉箱与上部结构的连接应考虑波浪浮托力的影响。

5.4.5 开孔的周边宜配置加强钢筋。

5.4.6 开孔沉箱的有孔外壁的计算图式可按下列要求确定:

(1) 底板以上 1.5 倍隔墙间距以内,按三边固定一边简支板计算;当底板以上 1.5 倍隔墙间距以内其上边与孔相交时按三边固定一边自由板计算;

(2) 1.5 倍隔墙间距以上水平向按两端固定梁计算,垂直向及孔的四周按构造配筋;

(3) 有孔处每根水平梁计算荷载的作用范围如图 5.4.6 所示的斜线部分。

5.4.7 有条件时开孔沉箱构件可按空间问题采用数值分析方法计算。

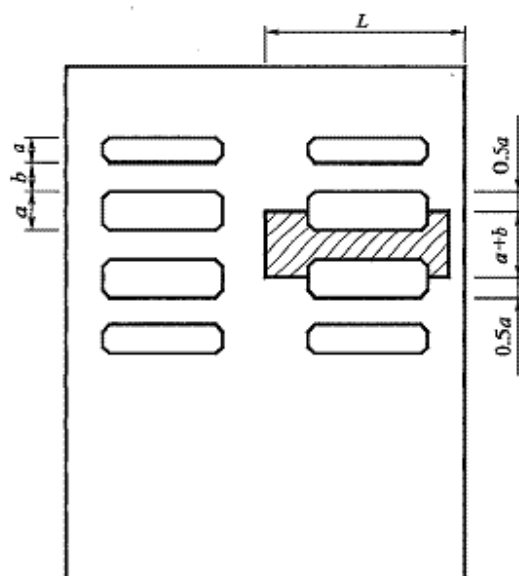


图 5.4.6 水平梁计算荷载作用范围
L-隔墙间距;a-孔宽;b-水平向梁的计算宽度

6 坐床式圆筒码头设计

6.0.1 坐床式圆筒可为无底的、直接坐落在基床上面的圆形薄壁结构。圆筒的直径应根据码头稳定性和使用要求确定,宜取 5 ~ 20m。圆筒的壁厚应由计算确定,宜取 300 ~ 400mm。

6.0.2 圆筒底部宜根据码头稳定和减小基床应力的需要设内趾和外趾,如图 6.0.2 所示;内趾宜采用圆环形,外趾可采用折线形。内趾和外趾的长度可取 0.5 ~ 1.5m,并且两者不宜相差过大。

6.0.3 当圆筒上部有护舷时,可将护舷所在范围做成局部突出平面,并适当加厚,如图 6.0.3 所示。平面部分的宽度和长度由安装护舷要求确定,其厚度不宜小于 700mm。

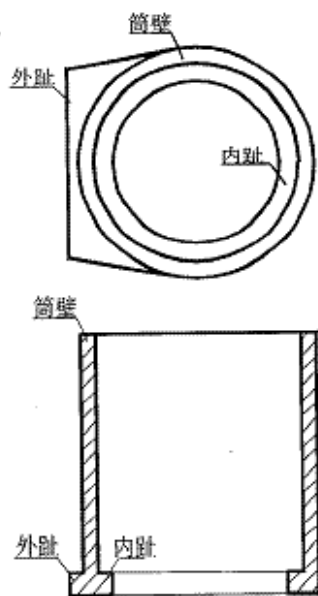


图 6.0.2 内趾和外趾平面、剖面

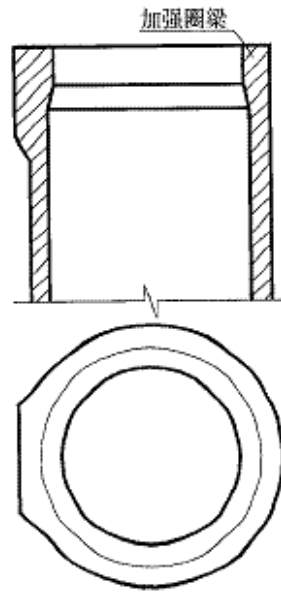


图 6.0.3 局部突出平面及加强圈梁示意

6.0.4 圆筒直接承受船舶荷载或圆筒壁顶设置轨道梁支承柱时,应将圆筒上部的壁厚适当加大构成加强圈梁,如图 6.0.3 所示,圈梁厚度不宜小于 450mm,高度不宜小于 500mm。

6.0.5 圆筒宜整体预制安装。施工安装设备起重能力不足时,可分节预制、安装。

6.0.6 圆筒内宜用天然级配较好的砂、石料填充。采用砂料填充时,宜进行振冲密实,填料底部应设倒滤层,倒滤层宜采用混合石料,其厚度不宜小于 0.6m。分节圆筒内用砂料回填时,水平接缝处应采取防漏措施。

6.0.7 墙后回填块石时,圆筒之间的竖向安装缝宽度宜采用圆筒高度的 4‰,但不应小于 50mm。

6.0.8 墙后回填小粒径填料时,圆筒之间应设置防漏设施,在防漏设施中或在圆筒上应设置有倒滤设施的排水孔。

6.0.9 圆筒的顶上宜设置胸墙垫板,垫板可作为浇筑胸墙混凝土的底模,垫板宽度不应小于胸墙底宽,厚度应根据承载力计算确定,顶面不宜低于施工水位。

6.0.10 圆筒中心连线到胸墙垫板间的空档应设置防漏盖板,板厚应根据承载力计算确定,宜取 300 ~ 600mm。

6.0.11 胸墙垫板与圆筒之间宜用锚筋连接。胸墙垫板的顶面可预插一定数量的短筋或块石。

6.0.12 吊孔设计应符合第 3.2.10 条的有关规定。

6.0.13 对受波浪作用的码头,圆筒之间上部结构的底部宜做成三棱体形空腔,如图 6.0.13 所示。

6.0.14 圆筒码头整体稳定计算宜取单个圆筒作为计算单元。

6.0.15 圆筒墙后的主动土压力,可按墙背为平面计算。土与墙背之间的摩擦角可取 $1/3$ 倍填料内摩擦角标准值。

6.0.16 验算码头沿基床顶面水平滑动稳定性时,综合摩擦系数设计值可取 0.65。

6.0.17 验算码头抗倾稳定性时,圆筒内填料起抗倾作用的重力标准值应按式(3.2.16)计算。

6.0.18 验算大面积基床顶面应力和地基应力

时,圆筒与其内全部填料应视为整体,墙底的计算宽度可取 0.8 倍圆筒底部的外轮廓宽度。筒内重力为起抗倾作用的填料重力(G_R)时,尚应验算前趾的局部应力。

6.0.19 圆筒后趾的基床计算应力不宜出现负值。当地基为岩基时,可出现负值,但不应过大。

6.0.20 计算圆筒结构内力时,应考虑下列作用,其分项系数可采用表 2.6.1 中的数值:

(1) 施工期圆筒内填料已填满,筒后尚未回填时,仅考虑筒内填料侧压力,侧压力标准值按附录 E 计算;

(2) 使用期荷载包括筒内填料侧压力、墙后主动土压力、剩余水压力和墙前波谷作用的波浪力;

(3) 圆筒上设置护舷时的船舶撞击力。

6.0.21 圆筒结构的内力可取 1m 高的圆环进行计算。在集中力作用下,圆筒的内力可按半圆形无铰拱计算。在均布荷载作用下,有经验时圆筒内力可简化计算。

6.0.22 有条件时,圆筒结构的内力可按空间问题采用数值分析方法计算。

6.0.23 预制胸墙垫板的内力可按两端悬臂的简支板计算,悬臂计算长度可采用板宽 $1/2$ 处的悬臂长度,如图 6.0.23 所示。

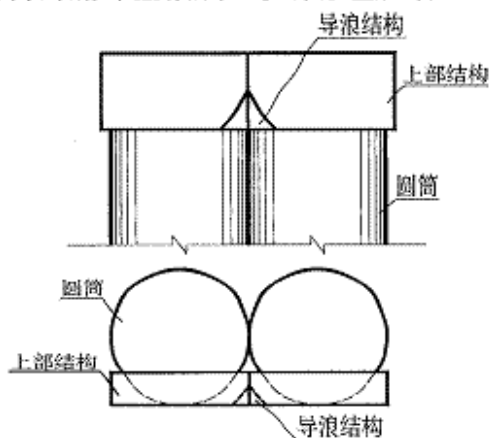


图 6.0.13 导浪结构示意图

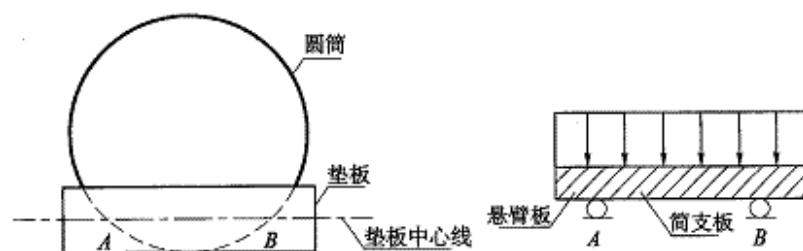


图 6.0.23 胸墙垫板内力计算

7 现浇混凝土码头或浆砌石码头设计

7.0.1 现浇混凝土或浆砌石码头断面可采用梯形式、衡重式和卸荷板式,如图 7.0.1 所示。

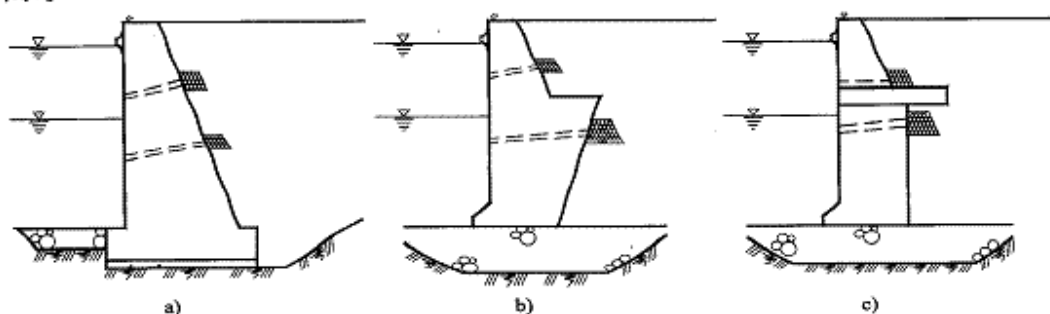


图 7.0.1 码头断面型式

a) 梯形式; b) 衡重式; c) 卸荷板式

7.0.2 码头的前趾或后踵的悬臂长度与趾高或踵高之比,砌石结构可取 $0.3 \sim 0.5$; 混凝土结构可取 $0.7 \sim 1.0$ 。前趾前端或后踵末端的高度,砌石结构不宜小于 0.5m ,混凝土结构不宜小于 0.3m 。

7.0.3 浆砌石码头顶面应设置高度不小于 0.3m 的现浇混凝土压顶。

7.0.4 码头墙身应设排水孔。排水孔的大小和布置应根据水位变化情况、填料透水性能和码头断面形状确定,最下一层排水孔应低于最低水位,排水孔孔径不宜小于 80mm ,排水孔后应设置倒滤设施。

7.0.5 码头墙后填料宜选用渗水性好的材料。采用黏土时,应采取排水措施,并提出填料密实度要求。

7.0.6 现浇混凝土码头的设计,应符合现行行业标准《港口工程混凝土结构设计规范》(JTJ 267)的有关规定。浆砌石码头的设计,应符合国家现行有关标准的规定。

8 基础施工

8.1 基槽开挖

8.1.1 基槽开挖深度较大时宜分层开挖,每层开挖高度应根据土质条件和开挖方法确定。

8.1.2 基槽挖至设计深度时,应对土质进行核对,发现地质情况与设计要求不符时,应及时研究解决。

8.1.3 爆破开挖水下岩石基槽,浅点处整平层的厚度不应小于0.3m。

8.1.4 干地施工时,必须做好基坑的防水、排水和基土保护。干地施工排水能力不足时宜分段设围堰;对黏性土地基,在槽底设计高程上应保留0.15~0.30m的土层,并应在下一工序开始前挖除。

8.1.5 每段基槽开挖后应及时抛石或铺设垫层。

8.1.6 水下基槽开挖时,对非岩石地基,开挖的允许偏差应符合表8.1.6-1的规定;岩石地基水下爆破开挖的允许偏差应符合表8.1.6-2的规定。

非岩石地基水下基槽开挖允许偏差

表 8.1.6-1

序号	项 目		允许偏差(m)		
			有掩护水域	无掩护或离岸 500m 以上水域	
1	平均超深	斗容 $\leq 4\text{m}^3$		0.3	0.5
		$4\text{m}^3 < \text{斗容} \leq 8\text{m}^3$	I、II 类土	0.8	0.8
			III、IV 类土	0.5	0.5
		$8\text{m}^3 < \text{斗容} \leq 13\text{m}^3$	I、II 类土	1.0	1.0
			III、IV 类土	0.8	0.8
		$13\text{m}^3 < \text{斗容} \leq 18\text{m}^3$	I、II 类土	1.5	1.5
III、IV 类土	1.0		1.0		
2	每边平均超宽	斗容 $\leq 4\text{m}^3$		1.0	1.5
		$4\text{m}^3 < \text{斗容} \leq 8\text{m}^3$	I、II 类土	2.0	2.0
			III、IV 类土	1.5	2.0
		$8\text{m}^3 < \text{斗容} \leq 13\text{m}^3$	I、II 类土	2.2	2.5
			III、IV 类土	1.7	2.2
		$13\text{m}^3 < \text{斗容} \leq 18\text{m}^3$	I、II 类土	2.5	3.0
			III、IV 类土	2.0	2.5

注:①在无掩护水域,当挖泥水深大于等于20m或抓斗斗容大于 18m^3 时,其平均超深、超宽允许偏差值可根据实际情况适当加大;

②河港小型码头基槽挖泥平均超深、超宽允许偏差值应适当减小;

③采用链斗式挖泥船施工时,平均超深、超宽允许偏差值分别为0.4m、1.5m。

岩石地基水下基槽爆破开挖允许偏差

表 8.1.6-2

序 号	项 目	允许偏差 (m)	
		长条形	孤立墩
1	平均超深	0.5	1.0
2	平均超宽、超长	1.0	2.0

注:在无掩护水域,当爆破开挖水深大于等于 20m 时,其平均超深、超宽和超长允许偏差值可适当加大。

8.2 基槽抛石

8.2.1 基槽抛石分为基床抛石和换填抛石。

8.2.2 在抛石前应检查基槽尺寸有无变动,有显著变动时应进行处理。当基槽底含水率小于 150% 或重度大于 12.6kN/m^3 的回淤沉积物厚度大于 0.3m 时,应清淤。当有换填抛石并有夯实措施时,基槽底面回淤沉积物的厚度限值可适当放宽。

8.2.3 基床抛石应符合下列规定。

8.2.3.1 基床抛石顶面不得超过施工规定的高程,但不宜低于 0.5m。

8.2.3.2 基床顶宽不得小于设计宽度。

8.2.3.3 对回淤严重的港区,应采取防淤措施。

8.2.3.4 分层抛石基床的上下层接触面不应有回淤沉积物。

8.2.4 基槽抛石应考虑水流、风、波浪和水位对抛石位置的影响,抛石船位宜根据试抛确定。基槽抛石应勤测水深。

8.2.5 夯实处理的基床抛石应预留夯沉量,其数值可根据试夯资料或当地经验确定。

8.2.6 基槽换填抛石应符合第 2.3 节的有关规定。

8.3 基床夯实

8.3.1 基床锤夯范围可按墙身底面各边加宽 1m 确定,对施工定位和作业困难的水域,锤夯范围可适当加宽。分层夯实时,锤夯范围可根据分层处的应力扩散线各边加宽 1m 确定,如图 8.3.1 所示。

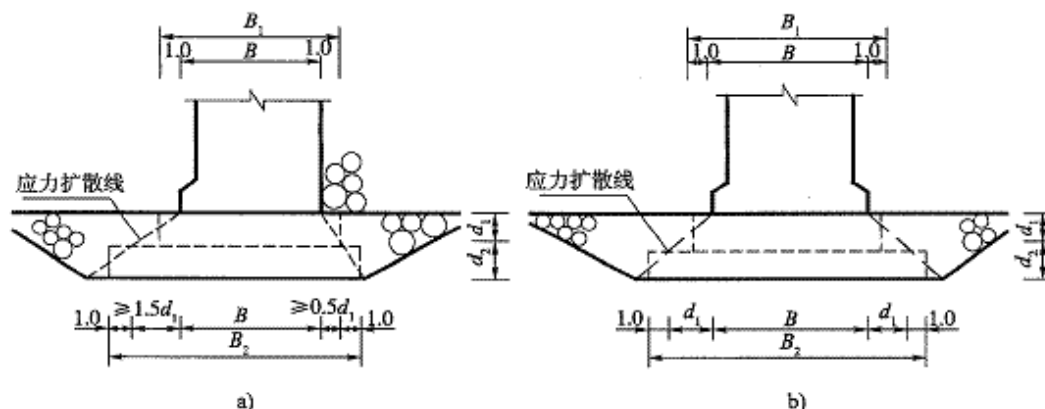


图 8.3.1 基床夯实范围示意(单位:m)

a) 墙后有填土; b) 墙后无填土

B_1-d_1 层夯实范围; B_2-d_2 层夯实范围; B -墙底宽; d_1 、 d_2 -抛石基床夯实分层厚度

8.3.2 夯实前应抛石面层作适当整平,其局部高差不宜大于 300mm。

8.3.3 基床锤夯时应分层、分段夯实,每层厚度宜基本相等,每层夯实后的厚度不宜大于 2m。夯击能量较大时,分层厚度可适当加大。分段夯实的搭接长度不应小于 2m。

8.3.4 夯锤底面积不宜小于 0.8m^2 ,底面静压强宜采用 40~60kPa,落距可取 2.0~3.5m。不计浮力、阻力等影响时,每夯的冲击能不宜小于 120kJ/m^2 ;对无掩护水域的深水码头,冲击能宜采用 150~200 kJ/m^2 。夯锤应具有竖向泄水通道。

8.3.5 基床锤夯宜采用纵横向相邻接压半夯,每点 1 锤,并分初、复夯各 1 遍,或多遍夯实的方法,如图 8.3.5 所示。夯击遍数应根据试夯确定,试夯技术要求应符合附录 J 的规定。不进行试夯时,夯数不宜少于 8 夯,并应分 2 遍夯打。

8.3.6 在新旧码头结合处,基床施工宜采用减小分层厚度、适当降低夯击能量等保证旧码头结构安全的措施。

8.3.7 基床爆夯应符合现行行业标准《水运工程爆破技术规范》(JTS 204)的有关规定。夯沉量可根据地基状况、基床厚度和石料规格等因素,控制在抛石层厚的 10%~15%。

8.3.8 当夯实后补抛块石的面积大于 $1/3$

倍构件底面积或连续面积大于 30m^2 ,且厚度普遍大于 0.5m 时,宜作补夯处理。

8.3.9 锤夯的基床,夯实质量标准可采用在已夯的基床上码头墙底面积范围内任选不小于 5m 一段复打一夯次,夯锤相接排列,不压半夯,其平均沉降量不大于 30mm,无掩护水域的重力墩不大于 50mm。

8.3.10 爆夯的基床,夯实质量应满足夯沉量要求。

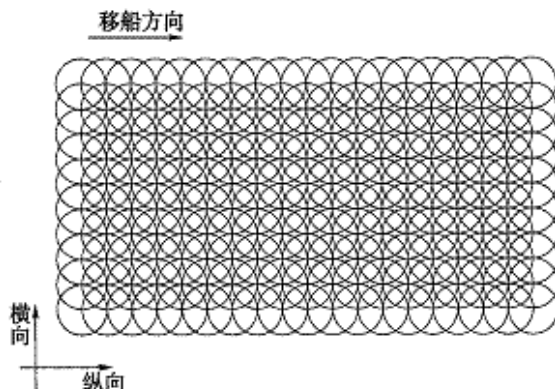


图 8.3.5 夯锤落点平面示意图

8.4 基床整平

8.4.1 抛石基床的整平可分为粗平、细平和极细平。大型构件底面尺寸大于等于 30m^2 时,其基床可不进行极细平。基床整平允许偏差应符合表 8.4.1 的规定。

基床整平允许偏差

表 8.4.1

整平种类	高程允许偏差(mm)	适用部位	整平范围	整平用料
细平	± 50	(1)基床肩部; (2)压肩方块下的基床	(1)前肩部分; (2)压肩方块底边外加宽 0.5m	二片石
极细平	± 30	墙身下的基床	墙身底面各边加宽 0.5m	10~30mm 碎石

注:当需进行粗平时,其高程允许偏差为 $\pm 150\text{mm}$ 。

8.4.2 基床整平时,对块石间不平整部分,宜用二片石填充,对二片石间不平整部分宜用碎石填充,其碎石层厚度不应大于 50mm。

8.4.3 明基床外坡应进行理坡。

8.4.4 每段基床整平后应及时安装预制件。

9 构件预制、出运及安装

9.1 构件预制

9.1.1 预制构件场内水平运输可采用起重设备、气囊和台车等运输工艺,运行场地应经验算有足够的强度和稳定性。

9.1.2 预制件宜用混凝土地坪作底模。方块底模的允许高差不宜大于 5mm;扶壁、沉箱和其他带底板的大型构件底模的允许高差不宜大于 10mm。底模表面应采取妥善的脱模措施,不应采用油毡或类似性质的降低预制件底面摩擦系数的材料作脱模层。

9.1.3 扶壁、空心块体、圆筒和沉箱等混凝土结构可整体或分层预制。分层预制时,施工缝不宜设在水位变动区、底板与立板的连接处、吊孔处及吊孔以下 1m 范围内。施工缝及钢筋接头的处理,应符合现行行业标准《水运工程混凝土施工规范》(JTJ 268)的有关规定。

9.1.4 预制构件模板可采用整体模板、滑模或翻模等型式。

9.1.5 混凝土方块掺块石应按现行行业标准《水运工程混凝土施工规范》(JTJ 268)的有关规定执行。

9.1.6 砌石方块表面应选用比较方整的石料,砌缝宽度宜取 10 ~ 30mm,并应进行勾缝。

9.1.7 混凝土方块和砌石方块可采用预留吊孔或预埋吊环起吊。

9.1.8 沉箱需浮在水上接高时,应及时调整压载以保证沉箱的浮游稳定。

9.1.9 大型预制件吊运采用的吊具应经设计,并满足强度、刚度和稳定性要求。吊具对薄壁构件不宜产生水平挤压力;整体吊运的合力应与其荷载的重心共线。

9.1.10 预制件外形尺寸的允许偏差应符合表 9.1.10-1 和表 9.1.10-2 的规定。

方块、空心块体、扶壁和圆筒预制允许偏差

表 9.1.10-1

序号	构件名称	项 目		允许偏差 (mm)
1	方块	长度	≤5m	±10
		宽度	>5m	±15
		高度	—	±10
		顶面两对角线	短边长度 ≤3m	±20
			短边长度 >3m	±30
		表面凹凸平整度		10
		吊孔或吊环位置		40

续上表

序号	构件名称	项 目		允许偏差(mm)
2	空心块体	长度	$\leq 5\text{m}$	± 10
		宽度	$> 5\text{m}$	± 15
		高度	—	± 10
		顶面两对角线		± 30
		表面凹凸平整度		10
		壁厚		± 10
		侧面竖向倾斜		$2\%eH$
		吊孔、吊环位置		40
3	扶壁	板厚		± 10
		立板临水面和 两侧竖向倾斜	扶壁全高 $\leq 7.5\text{m}$	15
			扶壁全高 $> 7.5\text{m}$	$2\%eH$
		立板迎水面和两侧面局部凹凸(平整度)		10
		立板高度		± 10
		立板长度		± 10
		底板两侧边线尾端处偏位		-15
		吊孔位置		30
4	圆筒	直径	$\leq 10\text{m}$	± 25
			$> 10\text{m}$	$\pm 2.5\%eD$
		高度		± 10
		壁厚		± 10
		椭圆度	$D \leq 10\text{m}$	50
			$D > 10\text{m}$	$5\%eD$
		顶面和外壁面平整度		10
		外壁竖向倾斜		$2\%eH$
		分段浇筑相邻段错牙		10
		预留孔位置		20
		吊孔位置		30

注:① H 为空心块体或圆筒高度(mm), D 为圆筒外径(mm);

②卸荷板的允许偏差采用表中方块构件的规定;

③砌石方块凹凸允许偏差,临水面取 $\pm 20\text{mm}$,顶面和侧面取 -20mm ;

④一次出水的单层空心块体采用表9.1.10-2沉箱构件的规定;

⑤多层空心块体的水平接触面平整度应严格控制。

沉箱预制允许偏差

表 9.1.10-2

序号	项 目	允许偏差 (mm)			
		矩形		圆形	
1	长度、直径	箱长 $\leq 10\text{m}$	± 25	直径 $\leq 10\text{m}$	± 25
		箱长 $> 10\text{m}$	$\pm 2.5\%L$	直径 $> 10\text{m}$	$\pm 2.5\%D$
2	宽度	箱宽 $\leq 10\text{m}$	± 25	—	
		箱宽 $> 10\text{m}$	$\pm 2.5\%L$	—	
3	高度	± 10		± 10	
4	外壁厚度	± 10		± 10	
5	顶面两对角线	± 50		—	
6	椭圆度	—		直径 $\leq 10\text{m}$	50
		—		直径 $> 10\text{m}$	$5\%D$
7	顶面平整度	支承面	10	10	
		非支承面	15		
8	外壁竖向倾斜	$2\%H$		$2\%H$	
9	外壁面平整度	10		10	
10	内隔墙厚度	± 10		± 10	
11	内隔墙顶高程	-10		-10	
12	预埋件位置	20		20	

注: H 为沉箱高度 (mm); L 为沉箱外边长 (mm); D 为沉箱外径 (mm)。

9.2 预制构件的吊运及安装

9.2.1 码头上部结构梁、板等预制构件的吊运安装可按现行行业标准《高桩码头设计与施工规范》(JTJ 291)的有关规定执行。

9.2.2 预制件的存放场地应符合靠近制作点或安装现场,地势平坦,有足够存放面积和承载力,受风浪、冲刷和淤积的影响不大等条件,并应满足吊运的水深要求。

9.2.3 构件安装前,应对基床和预制件进行检查,不符合技术要求时,应予修整和清理。

9.2.4 吊运时构件承载力应达到设计要求。

9.2.5 安装底层方块、空心块体、扶壁、沉箱和圆筒时,预制件底面宜控制与基床面倾斜度相一致。

9.2.6 多层方块的安装,应在基床面设置控制方块位置的准线。安装宜采用阶梯形,并分层、分段进行。

9.2.7 对多层方块的底层或安装后不露出水面的构件应复核位置和高程。

9.2.8 方块、扶壁安装时应分段控制位置和长度。单层一次出水的空心块体和扶壁宜在顶部露出水面的条件下安装。

9.2.9 方块、空心块体、扶壁和圆筒预制安装的允许偏差应分别符合表 9.2.9-1、表 9.2.9-2 和表 9.2.9-3 的规定。安装时不得在预制件底部局部加垫调整偏差。

方块、空心块体安装允许偏差

表 9.2.9-1

序号	项 目		允许偏差(mm)	
			岸壁式	墩式
1	砌缝平均宽度		20	—
2	砌缝最大宽度	第一层	50	70
		第二层以上	70	
3	临水面与施工准线		±50	±70
4	相邻方块临水面错牙		30	30
5	相邻方块顶面高差		30	30
6	轴线位置		—	±100

注:①卸荷板安装允许偏差,临水面与施工准线的允许偏差取 30mm,其他按本表规定执行;

②墩式结构安装时应控制竖向倾斜度,允许偏差取 4‰倍构件高度;

③无掩护的墩式码头砌缝宽度可适当放宽;

④砌缝平均宽度指码头长度方向所有砌缝宽度的平均值;

⑤砌缝平均宽度的偏差指与设计尺寸的偏差。

单层一次出水空心块体、扶壁安装允许偏差

表 9.2.9-2

序 号	项 目		允许偏差(mm)
1	接缝平均宽度	构件高度 ≤ 10m	20
		构件高度 > 10m	30
2	接缝最大宽度	构件高度 ≤ 10m	100
		构件高度 > 10m	150
3	临水面与施工准线		±50
4	相邻块临水面错牙		30

注:①接缝平均宽度指码头长度方向所有接缝宽度的平均值;

②接缝平均宽度的偏差指与设计尺寸的偏差。

圆筒安装允许偏差

表 9.2.9-3

序 号	项 目		允许偏差(mm)
1	圆筒中心到前沿施工准线的距离		±50
2	相邻圆筒齿槽错牙		30
3	相邻圆筒顶部高差		30
4	接缝平均宽度		30
5	接缝最大宽度	圆筒高度 ≤ 10m	80
		圆筒高度 > 10m	100
6	上下层错牙	圆筒外径 ≤ 10m	50
		圆筒外径 > 10m	5‰D
7	竖向倾斜		4‰H

注:H 为圆筒高度(mm);D 为圆筒外径(mm)。

9.3 沉箱下水、浮运及安装

9.3.1 沉箱下水应符合下列规定：

- (1) 混凝土强度满足设计要求；
- (2) 根据施工情况复核沉箱的浮游稳定性，不满足要求时，采取适当措施。

9.3.2 沉箱下水可采用滑道、浮船坞、半潜驳或干坞等工艺。

9.3.3 沉箱采用滑道工艺下水，如图 9.3.3 所示，应符合下列规定。

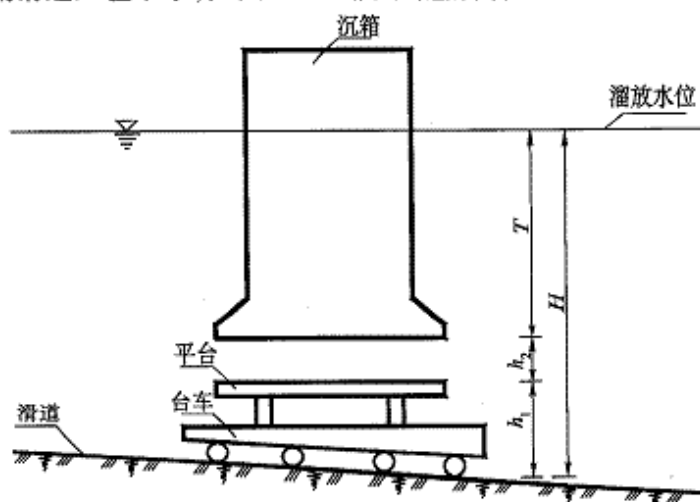


图 9.3.3 沉箱沿滑道下水示意

9.3.3.1 滑道末端水深应满足下式要求：

$$H \geq T + h_1 + h_2 \quad (9.3.3)$$

式中 H ——滑道末端水深(m)；

T ——沉箱的吃水(m)；

h_1 ——平台和台车占用的水深(m)；

h_2 ——富裕水深，取 0.50 ~ 0.75m。

9.3.3.2 滑道水深不满足沉箱吃水要求时，沉箱应暂不压载或少压载，可采用起重船或浮筒助浮，应在拖至深水处时再压载至满足沉箱自身浮游稳定要求。

9.3.3.3 沉箱溜放的下滑速度，用台车下滑时应控制在 0.25 ~ 0.35m/s；用滑板下滑时，速度应符合设计要求。

9.3.4 沉箱采用浮船坞工艺下水，如图 9.3.4 所示，应符合下列规定。

9.3.4.1 下潜区的水深应满足下式要求：

$$H \geq T + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \quad (9.3.4)$$

式中 H ——下潜区水深(m)；

T ——沉箱的浮游稳定吃水(m)；

h_1 ——浮船坞型深(m)；

h_2 ——台车总高度与轨道高度之和或垫块高度(m)；

h_3 ——起浮时沉箱底面与台车垫木顶面或垫块顶面的富裕水深(m),取0.3~0.5m;

h_4 ——浮船坞与下潜区底面富裕水深(m),取0.5~1.0m。

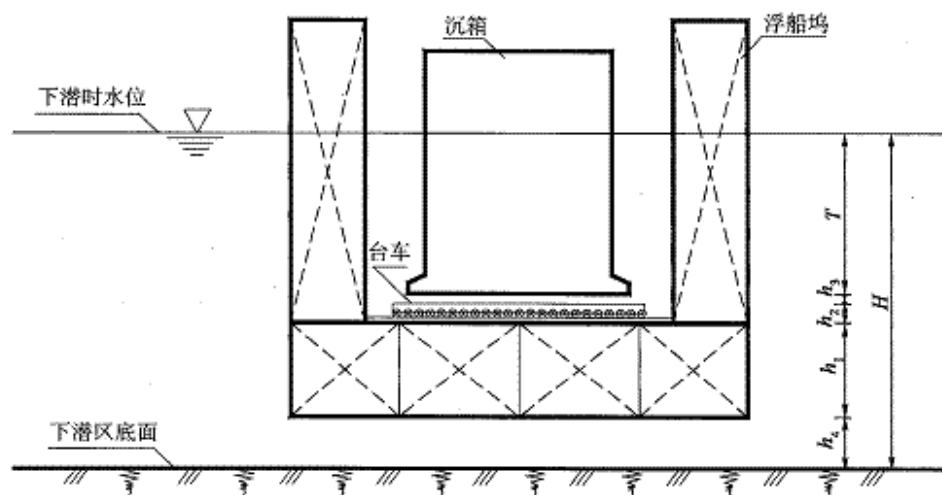


图 9.3.4 浮船坞沉箱下水示意

9.3.4.2 浮船坞最大潜深不满足式(9.3.4)的要求时,沉箱应暂少压载,可采用起重船或浮筒助浮,应在拖至深水处时再压载至满足沉箱自身浮游稳定要求。

9.3.5 沉箱采用半潜驳工艺下水,如图 9.3.5 所示,应符合下列规定。

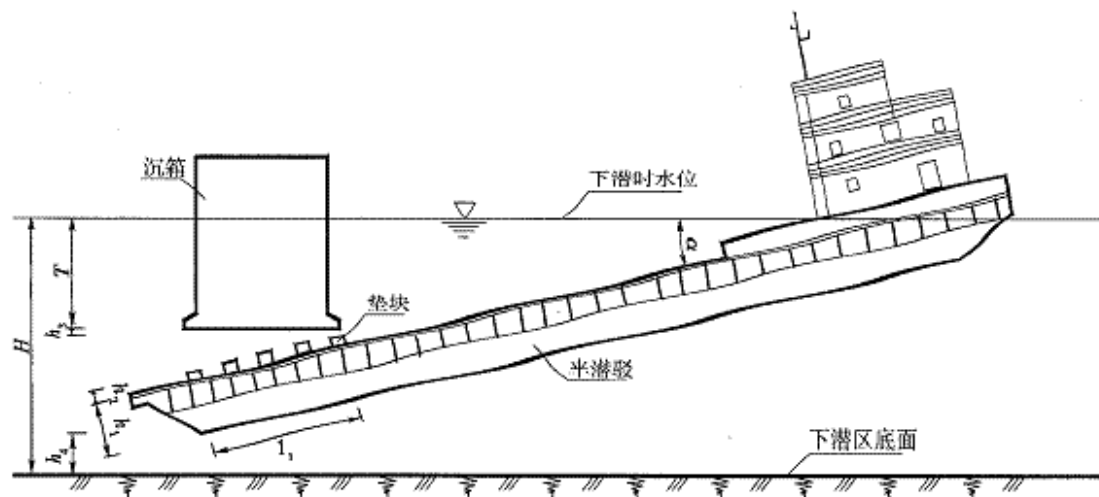


图 9.3.5 半潜驳沉箱下水示意

9.3.5.1 下潜区水深应满足下式要求:

$$H \geq T + h_1 \cos \alpha + h_2 \cos \alpha + h_3 + L_1 \sin \alpha + h_4 \quad (9.3.5)$$

式中 H ——下潜区水深(m);

T ——沉箱的浮游稳定吃水(m);

h_1 ——半潜驳的型深(m);

α ——沉箱起浮时半潜驳甲板面与水平面的夹角($^{\circ}$);

h_2 ——垫块高度(m);

h_3 ——垫块与沉箱底面间的富裕水深,取0.2~0.4m;

l_1 ——沉箱底面对应的半潜驳长度(m);

h_4 ——半潜驳与下潜区基面的最小富裕水深,不坐底时不小于0.5m。

9.3.5.2 半潜驳最大潜深不满足式(9.3.5)要求时,沉箱应暂少压载,可采用起重船或浮筒助浮,应在拖至深水处时再压载至满足沉箱自身浮游稳定要求。

9.3.6 沉箱采用浮船坞或半潜驳出运时应有配套出运码头,出运码头应符合下列规定:

(1)适合浮船坞或半潜驳靠泊;

(2)设计时考虑前沿水深、潮位等因素对出运条件的影响。

9.3.7 沉箱上浮船坞或上半潜驳可采用有轨台车、无轨台车或气囊搬运等工艺。

9.3.8 浮船坞或半潜驳下潜时,下潜区波高不宜大于1.0m,风速不宜大于6级,流速宜小于1.0m/s,能见度宜大于1000m。浮船坞或半潜驳宜顺流驻位下潜,沉箱移离浮船坞或半潜驳的方向宜与水流方向一致。

9.3.9 沉箱在干坞内预制并起浮时,应克服沉箱与坞底间的黏结力,可一侧先浮。

9.3.10 沉箱水上存放场应符合下列规定。

9.3.10.1 漂浮存放时,水域应具有良好的掩护和系泊条件,波高不宜大于0.5m,成批存放时,沉箱间应采取避碰措施。

9.3.10.2 坐底存放时,存放场宜选择在邻近预制场或安放现场,受风浪、冲刷和淤积等影响较小,且水深满足要求的水域。存放场地的地势宜平坦,并应有足够的贮存面积和承载力,必要时应作适当处理。

9.3.11 沉箱水上运输,可用浮运拖带法、半潜驳或浮船坞干运法。采用半潜驳或浮船坞干运法,无类似条件下的运输经验时,应对下潜装载、航运和下潜卸载的各个作业阶段进行下列验算:

(1)半潜驳或浮船坞的吃水、稳性、总体强度、甲板强度和局部承载力;

(2)在风、浪、流作用下的船舶运动响应和沉箱自身的强度、稳性等。

9.3.12 采用浮运拖带法水上运输沉箱时,拖带前应对沉箱进行吃水、压载和浮游等稳定验算。验算应符合下列规定。

9.3.12.1 验算沉箱吃水时,应准确计入沉箱内实际的残余水和混凝土残屑的重量、施工操作平台和封舱盖的重量。

9.3.12.2 验算吃水、干舷高度和稳定性时,应分别对空载和不同拖带工艺下不同稳定要求等情况进行计算。

9.3.12.3 沉箱压载宜用砂、石和混凝土块等固体物。用水压载时,应精确计算自由水面对稳定性的影响。

9.3.13 不对称型和需密封舱顶后躺拖等形状特殊的沉箱,吃水、压载、稳定和拖力数据等应通过数学或物理模型试验获得。

9.3.14 拖带力可按下列公式计算:

$$F = A\gamma_w \frac{V^2}{2g} K \quad (9.3.14-1)$$

$$A = D(T + \delta) \quad (9.3.14-2)$$

式中 F ——拖带力标准值(kN);
 A ——沉箱受水流阻力的面积(m^2);
 γ_w ——水的重度(kN/m^3);
 V ——沉箱对水流的相对速度(m/s);
 K ——挡水形状系数,矩形取 1.0,流线型取 0.75;
 D ——沉箱宽度(m);
 T ——沉箱吃水(m);
 δ ——箱前涌水高度(m),取 0.6 倍航程中可能出现的波高。

9.3.15 拖带船舶和辅助船舶应符合下列规定。

9.3.15.1 远程拖带时,宜选用功率足够、船体长、吃水较深且具有拖缆机的拖船;近程拖带宜选用船体短、回转自由度大、功率足够的港作拖船。

9.3.15.2 根据主拖船性能和海区情况,应配备不同类型的辅助船舶。

9.3.16 航道、航线选择,应满足下列要求:

- (1) 拖带航道水深满足通航要求,进、出航道的富裕水深不小于 0.5m,港外拖航时的水深考虑可能出现的波高对航道水深的影响;
- (2) 在港区内,航道宽度大于拖船长度的 2 倍;
- (3) 拖船沿线无暗礁、浅点、渔网点和水产养殖区等航行障碍。

9.3.17 沉箱拖运前,应对气象、海况进行调查,及时掌握短期预报资料,确定起航日期。拖带时的气象、海况条件应满足下列要求:

- (1) 近程拖带风速小于等于 6 级,波高小于等于 1.0m;
- (2) 远程拖带风速小于等于 6 级,波高小于等于 1.5m。

9.3.18 远程拖运的沉箱,宜采取密封舱措施;干舷甚高,并熟悉所经海域的气象、水文情况时,经论证后,可用简易封舱。近程拖运,可用简易封舱;但当干舷高度不满足第 5.2.3 条的有关规定时,应密封舱。封舱应与箱顶操作平台结合设计。操作平台结构可根据沉箱拖运、安放工艺确定。当海上安放大型沉箱需备卷扬机和发电机时,操作平台的设计应作相应考虑。

9.3.19 远程拖带的沉箱,必要时箱顶应设号型和号灯,设置高度不应小于 2.5m。雾航时,沉箱应设雾号。设备配置均应符合国际海事组织标准《1972 年国际海上避碰规则》(2001 年修正案)的有关规定。

9.3.20 沉箱安放前,应对基床和箱体进行验收,不符合技术要求时,应进行修整。

9.3.21 沉箱安放后,箱内应及时灌水。经历 1~2 个低潮后,应复测位置,确认符合质量标准后,及时填充箱内填料。

9.3.22 沉箱舱内抽水或回填时,同一沉箱的各舱宜同步进行,其舱面高差不应超过设计限值。

9.3.23 沉箱安装允许偏差应符合表 9.3.23 的规定。

沉箱安装允许偏差

表 9.3.23

序号	项 目		允许偏差 (mm)		
			岸壁式	墩式	
1	轴线		—	150	
2	临水面与施工准线		±50	—	
3	临水面错牙		50	100	
4	接缝宽度	平均缝宽	30	50	
		最大缝宽	沉箱高度 ≤10m	80	100
			沉箱高度 > 10m	8‰H	10‰H
5	竖向倾斜		4‰H	4‰H	

注:① H 为沉箱高度 (mm);

②开敞海域墩式码头沉箱高度大于 20m 时,沉箱轴线允许偏差可放宽至 200mm。

10 抛填棱体和倒滤层、倒滤井施工

- 10.0.1** 棱体抛填前应检查基床和岸坡有无回淤或塌坡,必要时应进行清理。
- 10.0.2** 抛石棱体和倒滤层宜分段、分层施工,每层应错开足够的距离。
- 10.0.3** 棱体抛填应采取措施防止墙身变位过大,抛填应与墙身安装相配合。
- 10.0.4** 抛石棱体表层的二片石应进行整理。
- 10.0.5** 在有风浪影响的地区,胸墙完成前不应抛筑棱体顶面的倒滤层,倒滤层完工后应尽快回填覆盖。
- 10.0.6** 抛填棱体顶面宽度、倒滤层最小厚度和表面坡度应符合设计要求。各级棱体倒滤层厚度允许偏差值水上可取+50mm,水下可取+100mm。
- 10.0.7** 空心块体、沉箱、圆筒和扶壁安装缝宽度大于倒滤材料粒径时,接缝或倒滤井应采取防漏措施,临水面宜采用加大倒滤材料粒径或加混凝土插板,临砂面宜采用透水材料临时间隔。
- 10.0.8** 采用土工织物倒滤材料时,土工织物材料应满足设计要求,并应对材质进行抽检。
- 10.0.9** 在棱体面铺设土工织物时应满足下列要求:
- (1) 土工织物底面的石料进行理坡,无石尖外露,必要时用二片石修整;
 - (2) 土工织物的搭接长度满足设计要求且不小于1.0m;
 - (3) 铺设土工织物后尽快覆盖。
- 10.0.10** 竖向接缝采用土工织物倒滤材料时,应采取防止填料砸破土工织物的技术措施。

11 胸 墙 施 工

- 11.0.1** 胸墙模板应经设计确定。设计时除计算常规荷载外,尚应考虑波浪力和浮托力。
- 11.0.2** 扶壁码头的胸墙施工宜在扶壁底板上回填压载后进行。
- 11.0.3** 直接在填料上浇筑胸墙混凝土时,应在填料密实后浇筑。
- 11.0.4** 胸墙混凝土浇筑应在下部安装构件沉降稳定后进行。
- 11.0.5** 体积较大的胸墙,混凝土宜采用分层、分段浇筑,施工缝应符合现行行业标准《水运工程混凝土施工规范》(JTJ 268)的有关规定。
- 11.0.6** 现浇胸墙混凝土时,混凝土振捣应在水位以上进行,混凝土初凝前不宜被水淹没,否则应采取防止淘刷的措施。
- 11.0.7** 现浇胸墙的允许偏差应符合表 11.0.7 的规定。

胸墙尺寸允许偏差

表 11.0.7

序 号	项 目	允许偏差 (mm)
1	前沿线位置	20
2	临水面平整度	20
3	顶面高程	+20
4	顶面平整度	10
5	相邻段临水面错牙	10
6	临水面、变形缝处侧面的竖向倾斜	5‰H
7	预留孔洞位置	20

注:①H 为胸墙高度(mm);

②前沿线位置偏差指相对施工准线的偏差。

12 回 填

12.0.1 墙后填料的物理力学指标和回填顺序、方向、速率应符合设计要求。

12.0.2 与填料共同维持稳定的空心块体、扶壁、圆筒和沉箱码头,应先在墙身内部填充填料。

12.0.3 墙后采用吹填时,应满足下列要求:

- (1) 码头内外水位差不超过设计限值;
- (2) 排水口远离码头前沿,其口径尺寸和高程根据排水要求和沉淀效果确定;
- (3) 吹泥管口靠近墙背;
- (4) 吹泥管口距倒滤层坡脚的距离不小于 5m,必要时经试吹确定;
- (5) 在墙前水域取土吹填时,控制取土地点与码头的最小距离和取土深度;
- (6) 围堰顶高程高出填土顶面 0.3 ~ 0.5m,其断面尺寸经设计确定;
- (7) 吹填过程中,对码头的填土高度、内外水位、位移和沉降进行观测,码头发生较大变形等危险迹象时,立即停止吹填,并采取有效措施。

12.0.4 当干地施工采用黏土回填时,填料应分层压实。每层填土的虚铺厚度,对人工夯实不宜大于 0.2m,对机械夯实或碾压不宜大于 0.4m。填土表面应留排水坡。

12.0.5 采用开山石回填时,在码头墙后应回填质量较好的开山石料,细颗粒含量应符合设计要求。

12.0.6 墙后采用陆上回填时,应防止淤泥挤向码头墙后,其回填方向应由墙后往岸方向填筑。

12.0.7 墙身结构仓内和墙后回填块石时,应保证墙体结构的安全,控制块石的重量和采取合适的抛填方法。

13 竣工整体尺寸

13.0.1 工程竣工整体尺寸的允许偏差应符合表 13.0.1 规定。

竣工整体尺寸的允许偏差

表 13.0.1

序 号	项 目	允许偏差值 (mm)
1	码头总长度	$+3.5‰L$ 且不大于 3000 $-0.5‰L$
2	前沿顶面高程	± 20
3	前沿线位置	± 50
4	前沿底高程	-500

注: L 为码头设计长度 (mm)。

附录 A 码头临水面花岗岩镶面技术要求

A.0.1 镶面石应选用石质均匀、无裂纹、未风化和抗冻性良好的花岗岩料石。

A.0.2 镶面石不宜过小,可采用宽度 250 ~ 500mm、高度 250 ~ 300mm、顺石厚度 250 ~ 350mm 或丁石厚度 450 ~ 600mm 的石料。石料形状如图 A.0.2 所示。

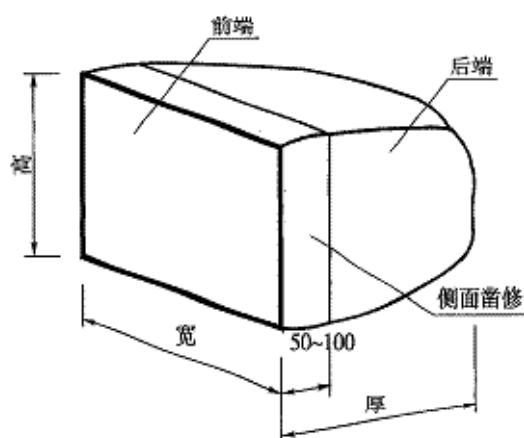


图 A.0.2 镶面石料形状(单位:mm)

A.0.3 石料加工时,正面应平整,边棱应齐直不掉角。石料前端边长允许偏差应为 $\pm 2\text{mm}$ 。

A.0.4 石料砌筑应满足下列要求:

- (1) 镶面石的砌缝宽度为 10 ~ 13mm,砌体表面凹凸不大于 5mm;
- (2) 砌缝处剔深不小于 15mm,并作勾缝;
- (3) 立砌时砌筑到顶,并作潮湿养护,待砂浆强度达到 2.5MPa 以上时浇筑混凝土。

附录 B 码头倒滤井

B.0.1 扶壁码头倒滤井可采用下列型式:

- (1) 立板的悬臂长度不大时,在肋板外侧设置隔砂板,如图 B.0.1 中 a) 所示;
- (2) 立板的悬臂长度较大时,在立板后设置隔砂板,如图 B.0.1 中 b) 所示;
- (3) 当扶壁接缝宽度大于倒滤材料粒径时,采取防漏措施,在临水面采用改变倒滤材料粒径或加混凝土插板。

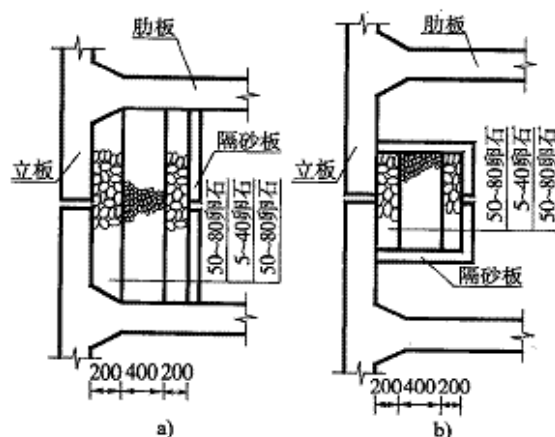


图 B.0.1 倒滤井构造(单位:mm)

B.0.2 扶壁码头倒滤井与胸墙接头的构造可采用图 B.0.2 所示的型式。

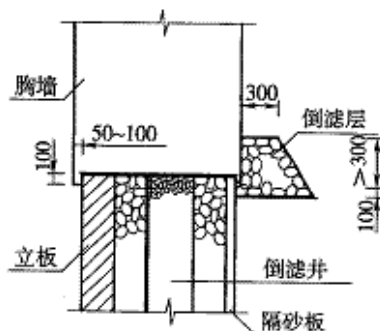


图 B.0.2 倒滤井与胸墙接头构造(单位:mm)

B.0.3 本附录倒滤井也可用于空心块体码头、沉箱码头和坐床式圆筒码头。

附录 C 土压力计算常用图式和 K_a 、 K_p 、 θ 数值表

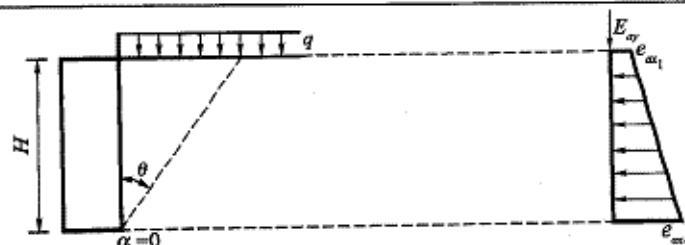
C.0.1 土压力计算常用图式可按表 C.0.1 确定。

C.0.2 地面有局部均布荷载时,土压力的近似计算图式可按表 C.0.2 确定。

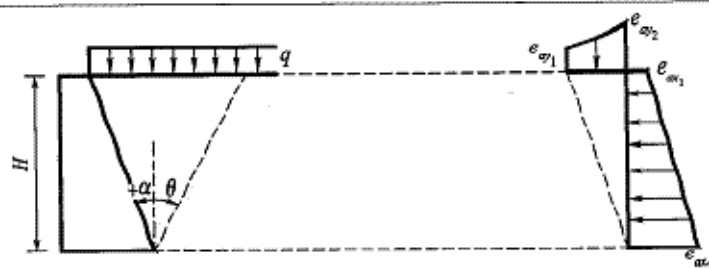
C.0.3 K_a 、 K_p 、 θ 值可分别按表 C.0.3-1、表 C.0.3-2 和表 C.0.3-3 确定。

土压力计算常用图式

表 C.0.1



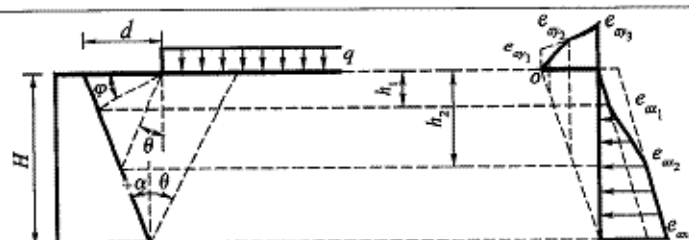
$$e_{ax1} = qK_{ax} \quad E_{ax} = \frac{(e_{ax1} + e_{ax2})H}{2} \tan \delta \quad e_{ax2} = (q + \gamma H)K_{ax}$$



$$-15^\circ \leq \alpha \leq (45^\circ - \varphi/2) \quad (\alpha \neq 0)$$

$$e_{ax1} = qK_{ax} \quad e_{ax2} = (q + \gamma H)K_{ax}$$

$$e_{ay1} = qK_{ay} \quad e_{ay2} = (q + \gamma H)K_{ay}$$



$$-15^\circ \leq \alpha \leq (45^\circ - \varphi/2) \quad (\alpha \neq 0)$$

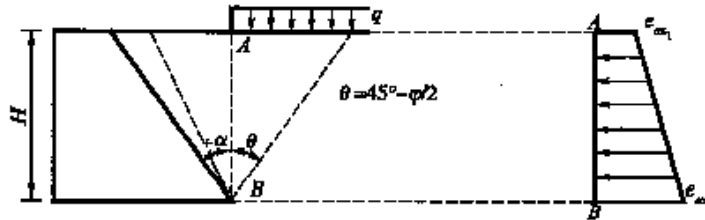
$$e_{ax1} = \gamma h_1 K_{ax} \quad e_{ax2} = (q + \gamma h_2)K_{ax} \quad e_{ax3} = (q + \gamma H)K_{ax}$$

$$e_{ay1} = \gamma h_1 K_{ay}$$

$$e_{ay2} = (q + \gamma h_2)K_{ay}$$

$$e_{ay3} = (q + \gamma H)K_{ay}$$

续上表

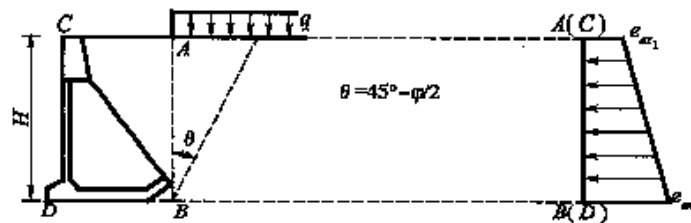


$$\alpha \geq (45^\circ - \varphi/2)$$

$$e_{a1} = qK_a \quad E_{ay} = 0$$

$$e_{a2} = (q + \gamma H)K_a$$

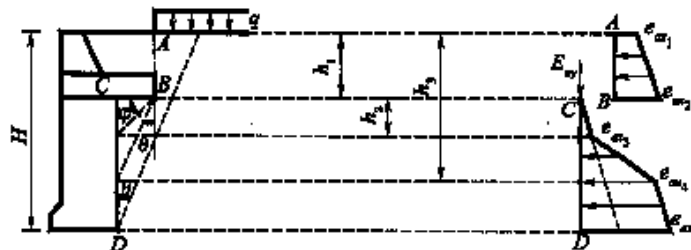
$$K_a = K_p = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$



$$e_{a1} = qK_a \quad E_{ay} = 0$$

$$e_{a2} = (q + \gamma H)K_a$$

$$K_a = K_p = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$



$$\overline{AB}: e_{a1} = qK_{aD} \quad E_{ayD} = 0$$

$$e_{a2} = (q + \gamma h_1)K_{aD}$$

$$K_{aD} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

$$\overline{CD}: e_{a3} = \gamma h_2 K_{aD}$$

$$E_{ayD} = E_{aD} \tan \theta$$

$$e_{a4} = (q + \gamma h_2)K_{aD}$$

$$e_{a5} = (q + \gamma H)K_{aD}$$

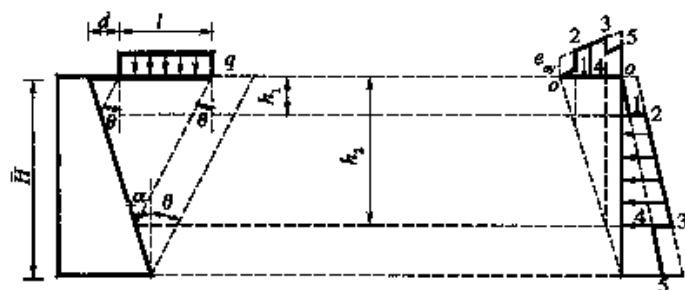
注:①一般情况下地面均布荷载对 K_a 、 θ 的影响可忽略不计,各图式中的 K_a 、 K_p 和 θ 值,可按表 C.0.3-1 和表 C.0.3-3 确定;

②扶壁尾板上不计其减压作用;

③ K_a -水平土压力系数, K_p -竖向土压力系数, E_a -水平土压力合力, E_p -竖向土压力合力。

地面有局部均布荷载的土压力计算图式

表 C.0.2



$$-15^{\circ} \leq \alpha < (45^{\circ} - \varphi/2) \quad (\alpha \neq 0)$$

$$e_{ax1} = \gamma h_1 K_{ax} \quad e_{ay1} = \gamma h_1 K_{ay}$$

$$e_{ax2} = (q + \gamma h_1) K_{ax} \quad e_{ay2} = (q + \gamma h_1) K_{ay}$$

$$e_{ax3} = (q + \gamma h_2) K_{ax} \quad e_{ay3} = (q + \gamma h_2) K_{ay}$$

$$e_{ax4} = \gamma h_2 K_{ax} \quad e_{ay4} = \gamma h_2 K_{ay}$$

$$e_{ax5} = \gamma H K_{ax} \quad e_{ay5} = \gamma H K_{ay}$$

注:图式中的 K_{ax} 、 K_{ay} 和 θ 值,可采用无地面荷载时的数值,可按表 C.0.3-1 和表 C.0.3-3 确定。

主动土压力系数 K_a ($\beta=0$)

表 C.0.3-1

α	-15°			-5°			0°			$+5^{\circ}$			$+10^{\circ}$			$+15^{\circ}$			$+20^{\circ}$		
	δ	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$
28°		0.242	0.271	0.302	0.361	0.334	0.326	0.363	0.359	0.403	0.401	0.449	0.448	0.501	0.503						
30°		0.216	0.245	0.276	0.333	0.308	0.301	0.338	0.335	0.378	0.370	0.424	0.425	0.476	0.479						
32°		0.193	0.221	0.252	0.307	0.284	0.278	0.314	0.313	0.355	0.355	0.401	0.402	0.453	0.457						
34°		0.171	0.200	0.229	0.283	0.262	0.256	0.292	0.292	0.333	0.334	0.378	0.381	0.431	0.437						
36°		0.152	0.179	0.209	0.260	0.240	0.236	0.272	0.272	0.312	0.314	0.357	0.362	0.409	0.417						
38°		0.134	0.161	0.189	0.238	0.221	0.217	0.252	0.253	0.292	0.295	0.337	0.343	0.389	0.398						
40°		0.118	0.144	0.171	0.217	0.202	0.199	0.234	0.236	0.273	0.277	0.318	0.325	0.370	0.381						
42°		0.103	0.128	0.155	0.198	0.185	0.183	0.217	0.220	0.255	0.261	0.300	0.308	0.351	0.364						
45°		0.083	0.106	0.132	0.172	0.160	0.160	0.193	0.197	0.230	0.237	0.274	0.284	0.325	0.340						

注:水平主动土压力系数 $K_{ax} = K_a \cos(\delta + \alpha)$; 竖向主动土压力系数 $K_{ay} = K_a \sin(\delta + \alpha) / \tan \alpha$ ($\alpha \neq 0$)。

被动土压力系数 K_p ($\beta=0$)

表 C.0.3-2

φ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
K_p	1.000	1.191	1.420	1.698	2.040	2.464	3.000	3.690	4.601	5.827

单一填料内产生主动土压力时的破裂角 $\theta(\beta=0)$

表 C.0.3-3

φ	α δ		-15°	-10°	-5°	0°			+5°		+10°		+15°		+20°	
			$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{3}\varphi$	0	$\frac{1}{3}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$
28°			39.9°	37.7°	35.5°	31.0°	33.3°	34.3°	32.3°	33.4°	30.5°	31.7°	28.6°	30.1°	26.9°	28.6°
30°			38.8°	36.6°	34.4°	30.0°	32.2°	33.2°	31.2°	32.2°	29.3°	30.5°	27.5°	28.9°	25.8°	27.5°
32°			37.7°	35.5°	33.3°	29.0°	31.1°	32.0°	30.0°	31.0°	28.1°	29.3°	26.4°	27.7°	24.7°	26.3°
34°			36.6°	34.4°	32.1°	28.0°	30.0°	30.8°	28.9°	29.8°	27.0°	28.1°	25.2°	26.6°	23.5°	25.2°
36°			35.5°	33.3°	31.1°	27.0°	28.9°	29.7°	27.7°	28.7°	25.8°	27.0°	24.0°	25.4°	22.3°	24.0°
38°			34.4°	32.2°	30.0°	26.0°	27.8°	28.5°	26.6°	27.5°	24.7°	25.8°	22.9°	24.3°	21.2°	22.8°
40°			33.4°	31.1°	28.9°	25.0°	26.7°	27.4°	25.4°	26.3°	23.5°	24.6°	21.7°	23.1°	20.0°	21.8°
42°			32.3°	30.0°	27.8°	24.0°	25.6°	26.3°	24.3°	25.1°	22.4°	23.4°	20.5°	21.9°	18.8°	20.6°
45°			30.7°	28.4°	26.1°	22.5°	23.9°	24.6°	22.6°	23.4°	20.7°	21.7°	18.8°	20.1°	17.1°	18.8°

注:本表数值由公式 $\tan\theta = -\tan(\alpha + \delta + \varphi) \pm \sqrt{\tan\varphi + \tan(\alpha + \delta + \varphi)} [\tan(\alpha + \delta + \varphi) - \tan\alpha]$ 算得。

附录 D 抗滑、抗倾稳定性按可靠指标的设计

D.0.1 按可靠指标方法验算码头抗滑、抗倾稳定性时,变量的统计参数和概率分布宜根据具体工程统计确定。没有统计数据时,可参照表 D.0.1 确定。

设计变量的概率分布和统计参数 表 D.0.1

设计变量	标准值 X_k	统计参数			概率分布
		平均值 μ_x	标准差 σ_x	变异系数 δ_x	
码头面均布荷载(kPa)	q_k	$0.78 q_k$	$0.11 q_k$	0.14	极值Ⅰ型
水上块石重度(kN/m ³)	17.0	17.0	0	0	定值
水下块石重度(kN/m ³)	10.0	10.0	0	0	正态
水上中砂重度(kN/m ³)	18.0	19.2	0.62	0.03	正态
水下中砂重度(kN/m ³)	9.5	9.6	0.30	0.03	正态
中砂内摩擦角	32°	33.3°	1.8	0.05	正态
块石内摩擦角	45°	44.4°	2.66	0.06	正态
回填料层厚(m)	—	—	—	0.01	正态
主动土压力计算模型 不定性系数	1.0	1.0	0.02	0.02	正态
构件体积	—	—	—	0.01	正态
水上混凝土重度(kN/m ³)	23.0	23.8	0.435	0.02	正态
水下混凝土重度(kN/m ³)	13.0	13.8	0.252	0.02	正态
水上钢筋混凝土重度(kN/m ³)	24.0	24.5	0.502	0.02	正态
水下钢筋混凝土重度(kN/m ³)	14.0	14.5	0.297	0.02	正态
抗倾力矩计算模式不定性系数	1.0	0.897	0.064	0.071	正态
混凝土与抛石基床间摩擦系数	0.6	0.60	0.026	0.044	正态
混凝土与混凝土间摩擦系数	0.55	0.55	0.022	0.04	正态

注:①回填料层厚的标准值按图纸标注的尺寸取用,平均值取为标准值,标准差取标准值的0.01倍;

②构件体积的标准值按图纸标注的尺寸计算确定,平均值取为标准值,标准差取标准值的0.01倍。

D.0.2 对方块码头,不考虑波浪作用时,验算抗滑、抗倾稳定性可靠指标应建立下列的

功能函数:

(1)第*i*层方块抗滑稳定性

$$Z_{s_i} = (G_{s_i} + E_{v_i}K_{p_1} + E_{qv_i})f_i - (E_{H_i}K_{p_1} + E_{qH_i} + P_{RH_i}) \quad (D.0.2-1)$$

式中 Z_{s_i} ——抗滑功能函数;

G_{s_i} ——作用在计算面上的结构自重力(kN);

E_{H_i} 、 E_{v_i} ——计算面以上永久作用主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

K_{p_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

E_{qH_i} 、 E_{qv_i} ——计算面以上的可变作用总主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

P_{RH_i} ——系缆力水平分力(kN);

f_i ——沿第*i*层作用面的摩擦系数。

(2)第*i*层方块抗倾稳定性

$$Z_{o_i} = (M_{G_i} + M_{E_{v_i}}K_{p_1} + M_{E_{qv_i}})K_{p_2} - (M_{E_{H_i}}K_{p_1} + M_{E_{qH_i}} + M_{PR_i}) \quad (D.0.2-2)$$

式中 Z_{o_i} ——抗倾功能函数;

M_{G_i} ——结构自重力对计算面前趾的稳定力矩(kN·m);

$M_{E_{H_i}}$ 、 $M_{E_{v_i}}$ ——永久作用总主动土压力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩(kN·m);

$M_{E_{qH_i}}$ 、 $M_{E_{qv_i}}$ ——可变作用总土压力的水平分力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩(kN·m);

M_{PR_i} ——系缆力对计算面前趾的倾覆力矩(kN·m);

K_{p_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

K_{p_2} ——抗倾力矩计算模式不确定性系数。

D.0.3 对扶壁码头,不考虑波浪作用时,验算抗滑、抗倾稳定性可靠指标应建立下列的功能函数:

(1)抗滑稳定性

$$Z_s = (G + E_vK_{p_1} + E_{qv})f - (E_HK_{p_1} + P_w + E_{qH} + P_{RH}) \quad (D.0.3-1)$$

式中 Z_s ——抗滑功能函数;

G ——结构的自重力(kN);

E_H 、 E_v ——计算面以上永久作用主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

E_{qH} 、 E_{qv} ——计算面以上的可变作用总主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

P_{RH} ——系缆力水平分力(kN);

K_{p_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

f ——混凝土与抛石基床之间的摩擦系数。

(2)抗倾稳定性

$$Z_o = (M + M_{E_v}K_{p_1} + M_{E_{qv}})K_{p_2} - (M_{E_H}K_{p_1} + M_{P_w} + M_{E_{qH}} + M_{PR}) \quad (D.0.3-2)$$

式中 Z_o ——抗倾功能函数;

M ——结构自重力对计算面前趾的稳定力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{E_H} 、 M_{E_V} ——永久作用总主动土压力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

$M_{E_{qH}}$ 、 $M_{E_{qV}}$ ——可变作用总土压力的水平分力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{PR} ——系缆力对计算面前趾的倾覆力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

K_{P_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

K_{P_2} ——抗倾力矩计算模式不确定性系数。

D.0.4 对沉箱码头,不考虑波浪作用时,验算抗滑、抗倾稳定性可靠指标应建立下列的功能函数:

(1) 抗滑稳定性

$$Z_s = (G + E_V K_{P_1} + E_{qV})f - (E_H K_{P_1} + E_{qH} + P_{RH}) \quad (\text{D.0.4-1})$$

式中 Z_s ——抗滑功能函数;

G ——结构的自重力(kN);

E_H 、 E_V ——计算面以上永久作用主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

E_{qH} 、 E_{qV} ——计算面以上的可变作用总主动土压力的水平分力和竖向分力(kN);

P_{RH} ——系缆力水平分力(kN);

K_{P_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

f ——混凝土与抛石基床之间的摩擦系数。

(2) 抗倾稳定性

$$Z_o = (M + M_{E_V} K_{P_1} + M_{E_{qV}}) K_{P_2} - (M_{E_H} K_{P_1} + M_{E_{qH}} + M_{PR}) \quad (\text{D.0.4-2})$$

式中 Z_o ——抗倾功能函数;

M ——结构自重力对计算面前趾的稳定力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{E_H} 、 M_{E_V} ——永久作用总主动土压力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

$M_{E_{qH}}$ 、 $M_{E_{qV}}$ ——可变作用总土压力的水平分力与竖向分力对计算面前趾的倾覆力矩和稳定力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{PR} ——系缆力对计算面前趾的倾覆力矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

K_{P_1} ——主动土压力计算模式不确定性系数;

K_{P_2} ——抗倾力矩计算模式不确定性系数。

D.0.5 码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标的计算可按图 D.0.5 所示的方法进行,并应符合国家现行有关标准的规定。

D.0.6 码头抗滑、抗倾稳定性的可靠指标应满足下列要求:

(1) 结构安全等级为二级的港口工程结构,抗滑不小于 3.5,抗倾不小于 4.0;

(2) 结构安全等级为一级的港口工程结构, 抗滑不小于 4.0, 抗倾不小于 4.5。

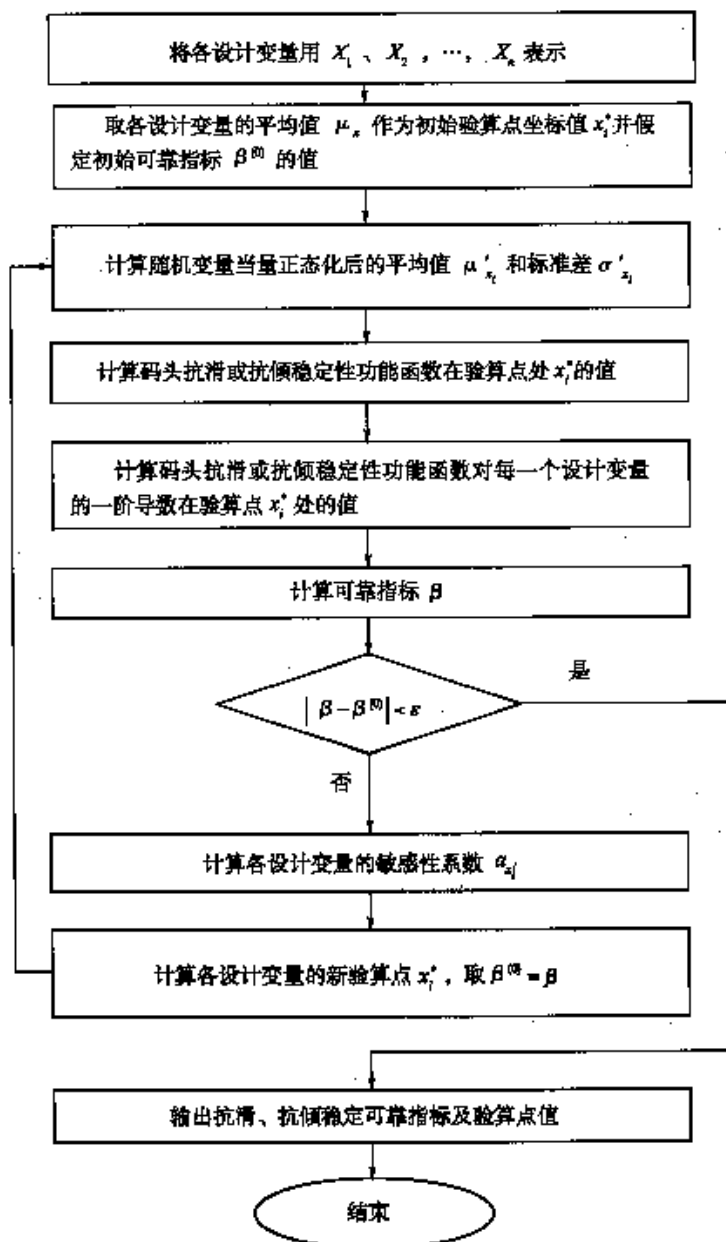


图 D.0.5 可靠指标计算框图

附录 E 贮仓压力计算

E.0.1 当为矩形仓时,对填料高度与仓的横截面内缘的最大边长之比大于等于 1.5 的深仓,沿仓壁深度各点的垂直压力和侧压力的计算图式如图 E.0.1 所示,其标准值可按下列公式计算:

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{A} [1 - e^{-Az}] + qe^{-Az} \quad (\text{E.0.1-1})$$

$$\sigma_x = \sigma_z K \quad (\text{E.0.1-2})$$

$$A = \frac{KU \tan \delta}{S} \quad (\text{E.0.1-3})$$

式中 σ_z ——垂直压力标准值(kPa);
 γ ——仓内填料重度标准值(kN/m³);
 A ——系数(1/m);
 Z ——计算点距填料顶面的深度(m),计算仓底板上的垂直压力时,取仓内填料高度;
 q ——作用在仓内填料顶面上的均布荷载标准值(kPa);
 σ_x ——侧压力标准值(kPa);
 K ——仓内填料的侧压力系数,取 $K = 1 - \sin \varphi$;
 φ ——填料内摩擦角(°);
 U ——仓的横截面内周长(m);
 δ ——填料与仓壁之间的外摩擦角标准值(°),可取 $\delta = \frac{2}{3} \varphi$;
 S ——空腔横截面面积(m²)。

E.0.2 当为圆筒仓时,计算图式如图 E.0.2 所示。系数 A 可按以下简化公式计算:

$$A = \frac{4K \tan \delta}{D} \quad (\text{E.0.2})$$

式中 A ——系数(1/m);
 K ——仓内填料的侧压力系数;
 δ ——填料与仓壁之间的外摩擦角标准值(°),可取 $\delta = \frac{2}{3} \varphi$;
 D ——圆筒内直径(m)。

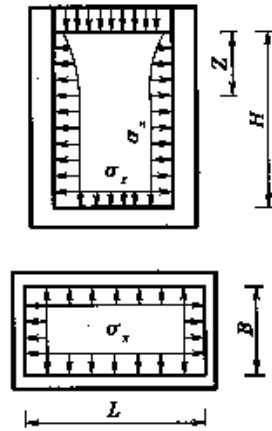


图 E.0.1 矩形仓贮仓压力计算图式
H-仓内高度;L-仓内缘长度;B-仓内缘宽度

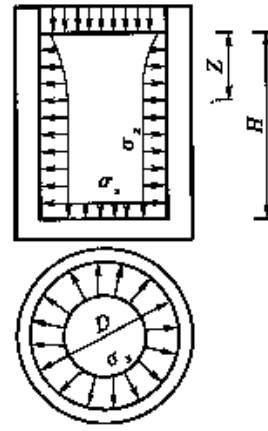


图 E.0.2 圆形仓贮仓压力计算图式
H-仓内高度

附录 F 沉箱定倾半径计算

F.0.1 沉箱定倾半径计算图式如图 F.0.1 所示,可按下列公式计算:

$$\rho = \frac{I - \sum i}{V} \quad (\text{F.0.1-1})$$

对矩形沉箱

$$I = \frac{LB^3}{12} \quad (\text{F.0.1-2})$$

$$i = \frac{l_z l_u^3}{12} \quad (\text{F.0.1-3})$$

对无隔墙圆形沉箱

$$I = \frac{\pi r_{\text{外}}^4}{4} \quad (\text{F.0.1-4})$$

$$\sum i = \frac{\pi r_{\text{内}}^4}{4} \quad (\text{F.0.1-5})$$

式中 ρ ——沉箱定倾半径(m);

I ——沉箱在水面处的断面对纵向中心轴的惯性矩(m^4);

i ——第 i 箱格内压载水的水面对该水面纵向中心轴的惯性矩(m^4);

V ——沉箱的排水量(m^3);

L ——矩形沉箱长度(m);

B ——沉箱在水面处的宽度(m);

l_u ——第 i 箱格纵向墙之间的净距(m);

l_z ——第 i 箱格横向墙之间的净距(m);

$r_{\text{外}}$ ——圆沉箱的外半径(m);

$r_{\text{内}}$ ——圆沉箱的内半径(m)。

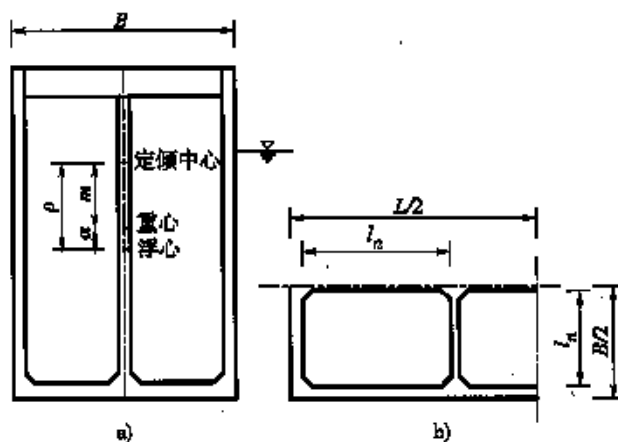


图 F.0.1 沉箱定倾半径计算图式

附录 G 沉箱施工时期外力计算

G.0.1 沉箱溜放或漂浮时的水压力计算应符合下列规定。

G.0.1.1 沉箱用绞车控制在滑道上下水或在坞内漂浮时,可只考虑静水压力,如图 G.0.1a)所示。

G.0.1.2 密封舱顶的矩形沉箱在木滑道上自动溜放时,宜假定水面与箱顶齐平。除考虑静水压力外,尚应考虑动水压力,如图 G.0.1b)所示,动水压力可按下列式计算:

$$P_0 = 0.84V^2 \quad (\text{G.0.1})$$

式中 P_0 ——动水压力(kPa);

V ——沉箱最大下滑速度(m/s),根据实际情况确定,不宜大于 5m/s。

G.0.1.3 当沉箱前端顶部没水时,静水压力应按“尾浮”时实际水头计算。

G.0.2 沉箱浮运时的水压力和波压力计算应符合下列规定。

G.0.2.1 波高小于 1.0m 时,应只考虑静水压力,如图 G.0.1a)所示。

G.0.2.2 波高大于或等于 1.0m 时,除静水压力外,尚应考虑波压力,如图 G.0.2 所示。

G.0.3 沉箱沉放时的水压力,应按图 G.0.3 所示的图式计算。

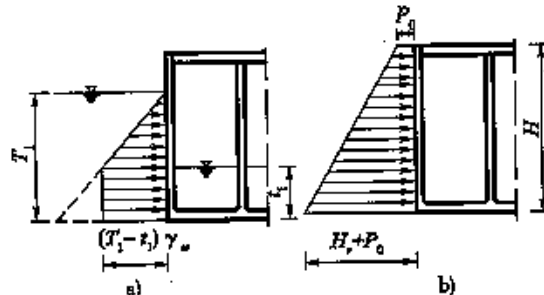


图 G.0.1 箱壁受力情况

γ_w —水的重度

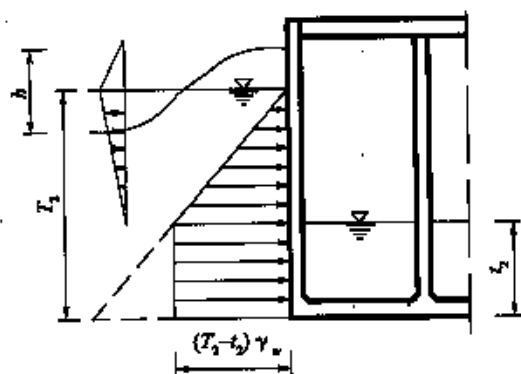


图 G.0.2 箱壁受力情况

γ_w —水的重度; h —波高

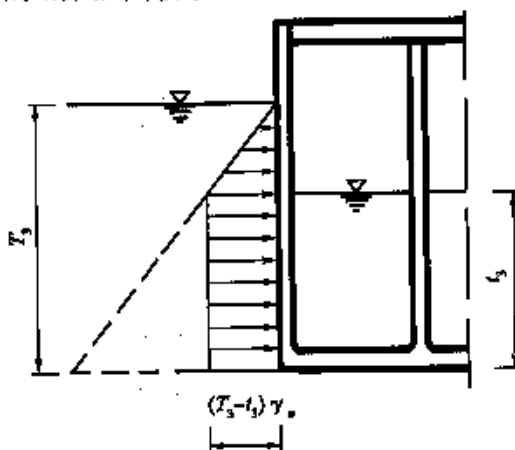


图 G.0.3 箱壁受力情况

γ_w —水的重度

附录 H 有隔墙圆沉箱的内力计算

H.0.1 底板可按四边固定板计算;趾可按悬臂梁计算。

H.0.2 外壁可按下列规定计算:

(1) 底板以上 1.5 倍内隔墙间距区段,按三边固定一边简支的曲板计算,如图 H.0.2 所示;在曲板的水平向和垂直向各切出 1m,水平向按两端固定的无铰拱计算;垂直向以拱为弹性支承,按一端固定另一端简支的弹性支撑梁计算;

(2) 1.5 倍内隔墙间距以上区段,在水平方向和垂直方向各切出 1m,水平向按两端固定的无铰拱计算;垂直向按构造配筋。

H.0.3 弹性支承系数 K 可按下列规定计算。

H.0.3.1 拱顶中心轴线至弹性中心的距离,如图 H.0.3 所示,可按下列式计算:

$$y_0 = R_0 \left(1 - \frac{\sin \alpha_0}{\alpha_0} \right) \quad (\text{H.0.3-1})$$

式中 y_0 ——拱顶中心轴线至弹性中心的距离(m);

R_0 ——沉箱壁中心轴线圆半径(m);

α_0 ——隔墙间圆心角之半($^\circ$)。

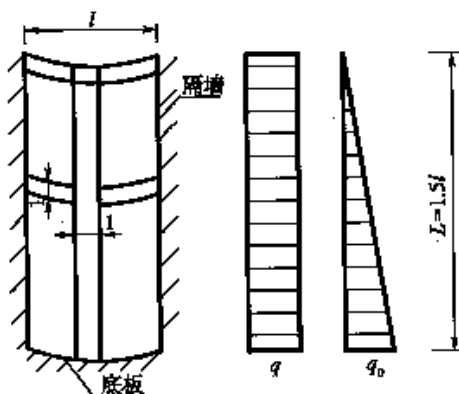


图 H.0.2 曲板计算简图(单位:m)

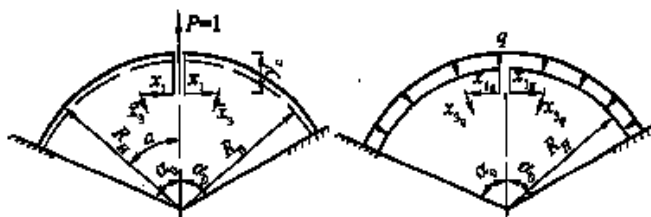


图 H.0.3 拱计算简图

H.0.3.2 单位集中力作用下的环向内力可按下列公式计算:

$$M_1 = K_1 - 0.5 R_0 \sin \alpha - R_0 \bar{X}_1 \cos \alpha \quad (\text{H.0.3-2})$$

$$N_1 = 0.5 \sin \alpha + \bar{X}_1 \cos \alpha \quad (\text{H.0.3-3})$$

$$K_1 = (R_0 - y_0) \bar{X}_1 + \bar{X}_3 \quad (\text{H.0.3-4})$$

$$\bar{X}_1 = \frac{\bar{\Delta}_{12}}{\delta_{11}} \quad (\text{H.0.3-5})$$

$$\bar{\Delta}_{1\rho} = -\frac{R_0^2}{2EJ} \left(R_0 - R_0 \cos \alpha - \frac{R_0 \sin^2 \alpha_0}{2} + y_c \cos \alpha_0 - y_c \right) + \frac{R_0 \sin^2 \alpha_0}{4EF} \quad (\text{H. 0.3-6})$$

$$\begin{aligned} \bar{\delta}_{11} = \frac{R_0}{EJ} & \left[(R_0 - y_c)^2 \alpha_0 - 2R_0(R_0 - y_c) \sin \alpha_0 + R_0^2 \left(\frac{1}{2} \alpha_0 + \frac{1}{4} \sin 2\alpha \right) \right] \\ & + \frac{R_0}{EF} \left(\frac{1}{2} \alpha_0 + \frac{1}{4} \sin 2\alpha_0 \right) \end{aligned} \quad (\text{H. 0.3-7})$$

$$\bar{X}_3 = -\frac{\bar{\Delta}_{3\rho}}{\bar{\delta}_{33}} \quad (\text{H. 0.3-8})$$

$$\bar{\Delta}_{3\rho} = -\frac{R_0^2}{2EJ} (1 - \cos \alpha_0) \quad (\text{H. 0.3-9})$$

$$\bar{\delta}_{33} = \frac{R_0 \alpha_0}{EJ} \quad (\text{H. 0.3-10})$$

式中 M_1 ——单位集中力作用下的弯矩(kN·m);

R_0 ——沉箱壁中心轴线圆半径(m);

N_1 ——单位集中力作用下的轴向力(kN);

E ——沉箱混凝土的弹性模量(MPa);

J ——沉箱壁单位宽度的惯性矩(m⁴);

F ——沉箱壁单位宽度的截面积(m²);

α ——拱顶半径至计算截面半径之间的角度(°)。

H.0.3.3 均布荷载作用下的环向内力可按下列公式计算:

$$M_q = K_2 + K_3 \cos \alpha \quad (\text{H. 0.3-11})$$

$$N_q = X_{1q} \cos \alpha + q' R_0 \quad (\text{H. 0.3-12})$$

$$K_2 = X_{1q} (R_0 - y_c) \quad (\text{H. 0.3-13})$$

$$K_3 = X_{1q} R_0 \quad (\text{H. 0.3-14})$$

$$X_{1q} = \frac{-2qR_0 R_0 \sin \alpha_0}{\frac{FR_0^3}{J} K_4 + R_0 K_5} \quad (\text{H. 0.3-15})$$

$$K_4 = \alpha_0 + \frac{\sin 2\alpha_0}{2} - \frac{2\sin^2 \alpha_0}{\alpha_0} \quad (\text{H. 0.3-16})$$

$$K_5 = \alpha_0 + \frac{\sin 2\alpha_0}{2} \quad (\text{H. 0.3-17})$$

$$q' = \frac{R_R}{R_0} q \quad (\text{H. 0.3-18})$$

式中 M_q ——均布荷载作用下的弯矩(kN·m);

N_q ——均布荷载作用下的轴向力(kN);

R_R ——沉箱壁外沿半径(m);

q' ——将 q 换算至沉箱壁中心轴上之荷载强度(kN/m)。

H.0.3.4 均布荷载作用下的环向变位可按下列公式计算:

$$\Delta_{1q} = \frac{2R_0}{EJ} \sum_{i=1}^6 W_i + \frac{2R_0}{EF} \sum_{i=1}^{10} W_i \quad (\text{H.0.3-19})$$

$$W_1 = 0.5K_2R_0(\cos\alpha_0 - 1) \quad (\text{H.0.3-20})$$

$$W_2 = -K_2R_0\bar{X}_1\sin\alpha_0 \quad (\text{H.0.3-21})$$

$$W_3 = K_1K_2\alpha_0 \quad (\text{H.0.3-22})$$

$$W_4 = -0.25K_3R_0\sin^2\alpha_0 \quad (\text{H.0.3-23})$$

$$W_5 = -K_3R_0\bar{X}_1(0.5\alpha_0 + 0.25\sin 2\alpha_0) \quad (\text{H.0.3-24})$$

$$W_6 = K_1K_3\sin\alpha_0 \quad (\text{H.0.3-25})$$

$$W_7 = 0.25\bar{X}_1\sin^2\alpha_0 \quad (\text{H.0.3-26})$$

$$W_8 = -0.5q'R_0(\cos\alpha_0 - 1) \quad (\text{H.0.3-27})$$

$$W_9 = X_{1q}\bar{X}_1(0.5\alpha_0 + 0.25\sin 2\alpha_0) \quad (\text{H.0.3-28})$$

$$W_{10} = q'R_0\bar{X}_1\sin\alpha_0 \quad (\text{H.0.3-29})$$

式中 Δ_{1q} ——均布荷载作用下的环向变位(m)。

H.0.3.5 弹性支承系数可按下列公式计算:

$$K = \frac{1}{\Delta_{1q}} \quad (\text{H.0.3-30})$$

式中 K ——弹性支承系数(m^{-1});

Δ_{1q} ——单位均布荷载作用下变位(m)。

H.0.4 弹性支承梁竖向弯矩可按下列规定计算,计算简图如图 H.0.4-1 所示。

H.0.4.1 竖向弯矩可按下列公式计算:

$$M_z = -EJ \frac{d^2 V_{(z)}}{dz^2} \quad (\text{H.0.4-1})$$

式中 M_z ——弹性支承梁的弯矩($\text{kN} \cdot \text{m}$);

$V_{(z)}$ ——梁在 Z 处之挠度(m)。

H.0.4.2 当均布荷载作用时, $d^2 V_{(z)}/dz^2$

可按下列公式计算:

$$\frac{d^2 V_{(z)}}{dz^2} = 2\alpha^2 [-D_0 V_2(\alpha z) - D_1 V_3(\alpha z) + D_2 V_0(\alpha z) + D_3 V_1(\alpha z)] \quad (\text{H.0.4-2})$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k}{4EJ}} \quad (\text{H.0.4-3})$$

$$V_0(\alpha z) = \text{ch}(\alpha z) \cos(\alpha z) \quad (\text{H.0.4-4})$$

$$V_1(\alpha z) = \frac{1}{\sqrt{2}} [\text{ch}(\alpha z) \sin(\alpha z) + \text{sh}(\alpha z) \cos(\alpha z)] \quad (\text{H.0.4-5})$$

$$V_2(\alpha z) = \text{sh}(\alpha z) \sin(\alpha z) \quad (\text{H.0.4-6})$$

$$V_3(\alpha z) = \frac{1}{\sqrt{2}} [\text{ch}(\alpha z) \sin(\alpha z) - \text{sh}(\alpha z) \cos(\alpha z)] \quad (\text{H.0.4-7})$$

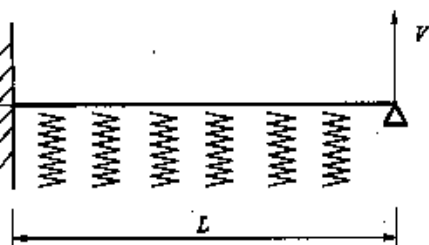


图 H.0.4-1 弹性支承梁计算简图

$$\frac{q}{k} + D_0 \operatorname{ch}(\alpha L) \cos(\alpha L) + \frac{D_1}{\sqrt{2}} [\operatorname{ch}(\alpha L) \sin(\alpha L) + \operatorname{sh}(\alpha L) \cos(\alpha L)] + D_3 \operatorname{sh}(\alpha L) \sin(\alpha L) + \frac{D_3}{\sqrt{2}} [\operatorname{ch}(\alpha L) \sin(\alpha L) - \operatorname{sh}(\alpha L) \cos(\alpha L)] = 0 \quad (\text{H. 0. 4-8})$$

$$\sqrt{2}\alpha \left\{ -\frac{D_0}{\sqrt{2}} [\operatorname{ch}(\alpha L) \sin(\alpha L) - \operatorname{sh}(\alpha L) \cos(\alpha L)] + D_1 \operatorname{ch}(\alpha L) \cos(\alpha L) + D_3 \operatorname{sh}(\alpha L) \sin(\alpha L) \right\} = 0 \quad (\text{H. 0. 4-9})$$

式中 D_0, D_2 ——系数, 利用边界条件 $D_0 = -q/K, D_2 = 0$;

D_1, D_3 ——系数, 由式(H. 0. 4-8)和式(H. 0. 4-9)联立求解。

H. 0. 4. 3 当三角形分布荷载作用时, 如图 H. 0. 4-2 所示, $d^2 V_{(z)}/dZ^2$ 可按下列公式计算:

$$\frac{d^2 V_{(z)}}{dZ^2} = \frac{2q_0}{k} \alpha^2 [-A_1 V_3(\alpha Z) - A_2 V_1(\alpha Z)] \quad (\text{H. 0. 4-10})$$

$$A_1 = \frac{2\alpha L V_2(\alpha L) - \sqrt{2} V_3(\alpha L)}{2\alpha L [V_0(\alpha L) V_3(\alpha L) - V_1(\alpha L) V_2(\alpha L)]} \quad (\text{H. 0. 4-11})$$

$$A_2 = \frac{2\alpha L V_0(\alpha L) - \sqrt{2} V_1(\alpha L)}{2\alpha L [V_0(\alpha L) V_3(\alpha L) - V_1(\alpha L) V_2(\alpha L)]} \quad (\text{H. 0. 4-12})$$

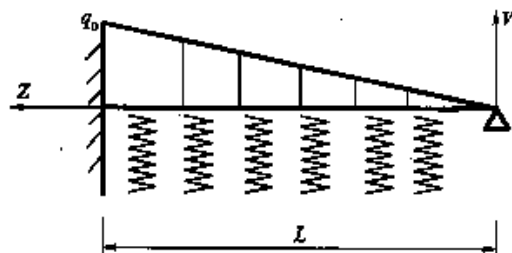


图 H. 0. 4-2 三角形荷载时梁计算简图

H. 0. 4. 4 沉箱从底板开始 1.5 倍内隔墙间距高区段内压力为梯形, 竖向弯矩值应由均布荷载和三角形分布荷载求得的数值迭加。

H. 0. 5 按本方法计算各项内力时, 应分别考虑相应的作用分项系数。作用分项系数可采用表 2. 6. 1 中的数值。

附录 J 重锤夯实试夯技术要求

J.0.1 试夯地点应选在抛石基床现场有代表性的区段,地质情况有较大差异时,应在不同地段分别试夯。

J.0.2 试夯宽度应按基床夯实范围要求的宽度确定,试夯段长不宜小于 10m。

J.0.3 试夯的观测应满足下列要求:

(1)在试夯范围内选取 3 个断面,每个断面上按每米 1 个点进行夯沉观测,求出平均值;

(2)观测时对夯前和第 4 夯各测 1 次,以后每 2 夯测 1 次,至相邻测次的累计沉降值趋于接近为止;

(3)在沉降观测的同时,潜水检查基床表面块石的紧密程度和破损情况。

J.0.4 正式施工的夯击次数应根据观测的结果整理分析确定,相邻夯次的平均沉降差应在 30mm 以内。

J.0.5 试夯所用的船机、夯锤设备和操作方法,应与正式施工相同。

附录 K 本规范用词用语说明

K.0.1 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用语说明如下:

(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)对表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”或“可”;

反面词采用“不宜”。

K.0.2 条文中指定应按其他有关标准执行时,写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

附加说明

本规范主编单位、参加单位、 主要起草人、总校人员和管理组人员名单

主 编 单 位:中交第四航务工程局有限公司

中交四航局港湾工程设计院有限公司

参 加 单 位:中交第四航务工程勘察设计院有限公司

天津大学

中交第一航务工程局有限公司

中交第一航务工程勘察设计院有限公司

大连理工大学

主 要 起 草 人:麦远俭(中交第四航务工程局有限公司)

吕卫清(中交第四航务工程局有限公司)

(以下按姓氏笔画为序)

王小平(中交四航局港湾工程设计院有限公司)

王定武(中交第四航务工程局有限公司)

龙海鹏(中交第四航务工程局有限公司)

何 勇(中交第四航务工程局有限公司)

别社安(天津大学)

沈迪州(中交第四航务工程勘察设计院有限公司)

贡金鑫(大连理工大学)

吴瑞大(中交第四航务工程局有限公司)

郝祝如(中交第一航务工程局有限公司)

黄明俊(中交第一航务工程勘察设计院有限公司)

总校人员名单:胡 明(交通运输部水运局)

李德春(交通运输部水运局)

吴敦龙(中交水运规划设计院有限公司)

麦远俭(中交第四航务工程局有限公司)

吕卫清(中交第四航务工程局有限公司)

王小平(中交四航局港湾工程设计院有限公司)

吴瑞大(中交第四航务工程局有限公司)

叶建科(中交四航局港湾工程设计院有限公司)

严晨宇(中交四航局港湾工程设计院有限公司)

管理组人员名单:吕卫清(中交第四航务工程局有限公司)

吴瑞大(中交第四航务工程局有限公司)

王小平(中交四航局港湾工程设计院有限公司)

中华人民共和国行业标准

重力式码头设计与施工规范

JTS 167—2—2009

条文说明

目 次

1 总则	(75)
2 基本规定	(76)
2.1 一般规定	(76)
2.2 作用及作用组合	(79)
2.3 一般构造	(79)
2.4 土压力标准值计算	(81)
2.5 码头稳定性验算	(81)
2.6 构件强度与裂缝验算	(86)
3 方块码头设计	(87)
3.1 实心方块码头	(87)
3.2 空心块体码头	(87)
4 扶壁码头设计	(89)
5 沉箱码头设计	(90)
5.1 一般规定	(90)
5.2 岸壁式沉箱码头	(90)
5.3 墩式沉箱码头	(91)
5.4 开孔沉箱码头	(91)
6 坐床式圆筒码头设计	(92)
7 现浇混凝土码头或浆砌石码头设计	(94)
8 基础施工	(95)
8.1 基槽开挖	(95)
8.2 基槽抛石	(95)
8.3 基床夯实	(96)
8.4 基床整平	(96)
9 构件预制、吊运及安装	(98)
9.1 构件预制	(98)
9.2 预制构件的吊运及安装	(98)
9.3 沉箱下水、浮运及安装	(99)
10 抛填棱体和倒滤层、倒滤井施工	(101)
11 胸墙施工	(102)
12 回填	(103)
附录 D 抗滑、抗倾稳定性按可靠指标的设计	(104)
附录 E 贮仓压力计算	(105)
附录 F 沉箱定倾半径计算	(106)
附录 H 有隔墙圆沉箱的内力计算	(107)

1 总 则

1.0.2-1.0.4 本规范是在 1998 年版的基础上,吸取近 10 年设计、研究和施工成熟实践经验,并根据修订中的《港口工程可靠度设计统一标准》(GB 50158—92)(以下简称《统标》)规定的设计原则而制定的。

根据近年来采用概率极限状态方法设计的实践和大连理工大学进行的专题研究“重力式码头抗滑、抗倾稳定性按可靠指标 β 设计的方法”的成果,本次修订增加了可直接用 JC 法按可靠指标 β 进行重力式码头结构稳定性设计的内容。

为确保码头安全,在天津大学进行的专题研究“重力式码头抛石基床推移破坏计算模式”分析论证的基础上,对沿基床底面抗滑稳定性计算模式作了修正。同时,对深基槽的抛石基床设计也增加了可分别设计为基床和换填地基的新规定,以更符合近年大量出现的深厚基槽抛石换填的实际情况。

在新一轮调查研究之后,针对近 10 年来重力式码头深水化、大型化的发展趋势,本次修订在施工方面主要着重于使条文规定更适应大型化、深水化施工要求,同时丰富了大型沉箱、大圆筒结构施工技术方面的规定。

无底沉箱码头的建设虽已在国内有了工程实例,但因实践经验尚少,暂未在本次修订中作出相应的规定。

由于重力式码头耐久性好,承受超载能力强,维修方便而深受用户欢迎;加之软土地基处理技术的进步,已有在地基较差的场地建造重力式码头的成功实例,因此对地基的限制适当放宽。

2 基本规定

2.1 一般规定

2.1.2 根据南方某大型扶壁码头(墙后回填中砂)的原型观测结果,瞬时最大剩余水头为0.51m,一般为0.3~0.4m,该值基本在1/5~1/3平均潮差范围之内,与本规范1987年版相符,1998年版仍作此规定,本次未予修订。

2.1.4 近年来大型集装箱、大型散货船码头采用的岸边吊机也随之大型化,其轨道对变位要求较高。重力式码头在使用期间仍会有一定程度的位移和沉降,虽对码头稳定性并无不利,但对装卸工艺要求则会有影响,因此增加了本条规定,从设计、施工两方面采取措施减少使用期码头变位的影响,以满足工艺要求。

2.1.5 本条表2.1.5-1和表2.1.5-2分别给出构件材料重度、填料重度和内摩擦角的标准值,其值与1998年版规范所列数值相同,但其含义不同。按《统标》规定,材料性能的标准值是结构设计中材料性能的代表值,标准值是永久作用的唯一代表值,按承载能力极限状态设计时,可变作用也采用标准值。作用标准值是指设计基准期(或短暂持续期)内,作用的最大(或最小)值概率分布的某一分位值。为进行重力式码头稳定性可靠度分析,基本变量作用、材料和岩土性能等应作为随机变量考虑。码头墙后回填砂、抛石重度与内摩擦角的统计参数和分布模型,详见人民交通出版社1992年出版的《港口工程结构可靠度》的第XⅢ篇“码头回填砂、块石的重度和内摩擦角统计分析”,其提出的中砂、粗砂统计参数见表2.1.5。

中砂、粗砂重度及内摩擦角统计

表2.1.5

填料名称	重度 γ (kN/m ³)						内摩擦角 φ (°)		
	水上(湿重度)			水下(净重度)			水上、水下		
	均值	标准差	变异系数	均值	标准差	变异系数	均值	标准差	变异系数
中砂	19.2	0.62	0.032	9.6	0.3	0.031	33.4	1.8	0.053
粗砂	19.2	0.62	0.032	9.6	0.3	0.031	38.8	2.9	0.075

抛石(10~100kg)内摩擦角统计参数均值为44.4°,标准差为2.6°,根据港工专家经验,对其统计参数作了调整,将调整后的参数作为块石内摩擦角统计参数。即抛石的内摩擦角均值取47.4°,标准差取2.6°,概型均服从正态分布。

2.1.6 重力式码头的混凝土强度若按耐久性要求配制,则水泥用量较多,实际混凝土强度常超出设计所需。因此,要合理利用由于考虑耐久性而提高的富裕强度,避免采用过高强度的混凝土。根据实践经验,对耐久性没有特殊要求的码头也规定了混凝土强度等级下限值。同样,对浆砌块石结构,也规定了所采用的石料强度等级、砌筑用、勾缝用水泥砂

浆强度等级的下限值。

本条规定中所指“素混凝土”的定义是“不含结构配筋的混凝土”。在体积较大的混凝土胸墙临水面,往往只有一些构造筋配置,如将其视为钢筋混凝土,则可能使用强度等级相当高的混凝土,从而引起胸墙混凝土水泥用量大增,更易于出现裂缝,对耐久性反而不利。

2.1.9 沿计算断面的摩擦系数设计值的选取依据如下:

1. 1998年版规范修订中,就混凝土块体与抛石基床之间的摩擦系数 f 值进行了大比尺试验。这以前,10余年来,航务工程界有关的科研、施工单位,结合工程中出现的墙身滑移事故等实例及在制定《港口工程可靠度设计统一标准》(GB 50518—92)期间,进行了不少室内、外试验。主要成果有:

(1)“重力式码头抗滑稳定设计研究”(天津大学,1996);

(2)“混凝土与碎石间摩擦系数统计分析”(《港口工程结构可靠度》第Ⅱ篇,1992)。

主要结论如下:

(1)混凝土块体与抛石基床之间的摩擦系数 f ,其均值为0.6,标准差可取0.024,概型为正态分布。其中,床面为细平的 f 值略高于床面为极细平的,如图2.1.9-1及表2.1.9所示。

(2) f 值与床面压强大小有关。呈现随压力水平上升而减小的趋势,而在压力水平较低的一定范围内变化稍有减少,到一定水平后, f 值减少率明显;超过某一水平后, f 值又逐渐接近某一渐近值,这种变化趋势与反向“S”形相似。如图2.1.9-2所示。

摩擦系数试验成果汇总

表 2.1.9

曲线编号	基床床面		摩擦系数与压强水平的关系	试验单位	完成年月
	石材	石质			
1	片石	花岗石	随压力升而下降	四航局、广航局	1973.4
2	碎石	花岗石	随压力升而下降	四航局、广航局	1973.4
3	二片石	石灰石	随压力升而下降	天津大学	1993.11
4	碎石	石灰石	随压力升而下降	天津大学	1993.11
5	二片石	花岗石	随压力升而下降	天津大学	1995.8
6	二片石	石灰石	随压力升而下降	一航局五公司	1995.12
7	碎石	石灰石	随压力升而下降	一航局五公司	1995.12
8	碎石	石灰石	基本不变	四航局科研所	1990.1

注:①图中粗线为床面细平,细线为床面极细平;

②表中说明曲线为图2.1.9-1中的曲线。

由图2.1.9-1和图2.1.9-2可知,当平均压强大于350kPa时, f 值小于0.6。它提示我们:

(1)在开敞式重力式码头设计中,当床面平均压强较大时,适当降低 f 取值较为合理。为了慎重,本条注②中界定为“基床面压强大于300kPa时宜适当降低”。事实上,基床面平均压强大于300kPa的码头并不多见。

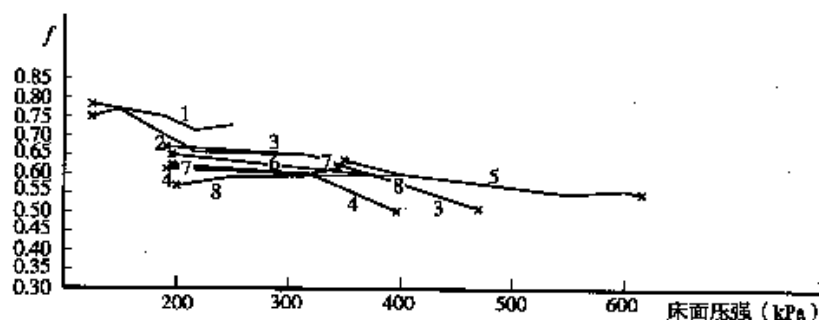


图 2.1.9-1

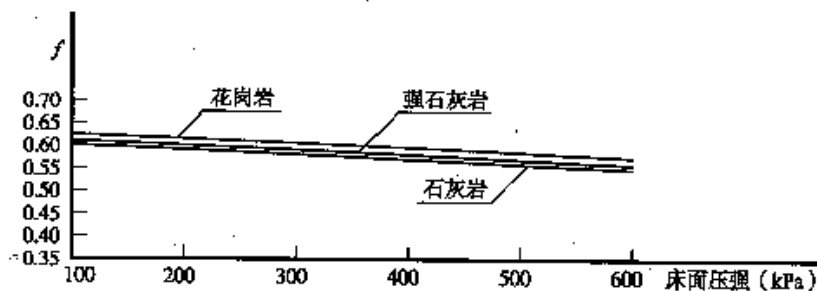


图 2.1.9-2

(2)有掩护水域的重力式码头(指具有良好天然掩护或人工掩护防风浪水域内建设的码头)其床面平均压强一般在300kPa以内, f 值用0.6是安全的,特别是中、小型码头,其床面压强较低,安全储备相应较大。

2. 本规范此次修订中,混凝土块体与抛石基床顶面间的摩擦系数标准值取0.6是源于本规范1987年版,它是在采用综合安全系数的条件下运用的,经校准,它相当于 $[f] - \eta\sigma = 0.6$,是具有一定的保证率的。

3. 通过沿胸墙底面或各层方块底面抗滑稳定性可靠度分析,认为混凝土与混凝土之间的摩擦系数 f 均值取0.55,标准差取0.022是合适的,求出该摩擦系数 f 的设计验算点值大于等于0.5,与日本《港湾设施技术标准·解说(修订版)》(日本港湾技术协会编)推荐的0.5基本相同。

4. 通过沿基床底面抗滑稳定性的可靠度分析,确定抛石基床与地基土为粗、细砂间的摩擦系数统计参数,均值为0.55,标准差为0.022;抛石基床与地基土为黏土、粉质黏土之间的摩擦系数 f 的均值为0.375,标准差为0.015。上述 f 的概型均服从正态分布。

5. 近10余年来,在一些有较严重回淤影响的港区,相继建成了一批重力式码头,在墙身构件安装前,抛石基床顶面难以“清淤务尽”,为此,设计中对 f 值有所降低。本条注②对落淤的考虑就是基于上述经验而确定的。

6. 在1998年版规范修订中进行抗滑稳定性校准计算时,摩擦系数 f 不考虑分项系数,因此在本条表2.1.9中给出的是设计值。

7. 本次规范修订在本条表2.1.9中增列了注③,给出地基为抛石体时的基床底 f 设计值以配合执行本规范第2.2.3条和第2.3.4条的需要。这种情况下 f 的设计值介乎本

条注①中混凝土与浆砌石的 $f=1.0$ 和本规范第6.0.16条无底圆筒内填石与经碎石整平的抛石基床的 $f=0.65$ 之间。从本条说明图2.1.9-1及其列表说明中可知抛石与二片石之间的 f 值已接近0.75。故本次修订根据有、无夯实的情况,将抛石与抛石之间的摩擦系数设计值分别定为 $f=0.85$ 和 $f=0.75$ 。这样规定与本规范的其他 f 值规定较相协调。

2.1.10 将永久观测点列入设计内容,明确施工期后期和使用期内定期观测,是科学管理所需。这既有利于施工期后期监测码头变形,保证施工质量;也便于建立码头使用期技术状况动态档案,使营运管理者在需要时,根据码头变形信息,分析码头安全状况。特别是遇到大面积、重堆货荷载时,通过监测资料对比分析,使码头堆存作业处于受控状态。

2.2 作用及作用组合

2.2.3~2.2.5 按《统标》规定,分别列出重力式码头按承载能力极限状态的持久组合和短暂组合及正常使用极限状态的长期组合的计算和验算项目。

码头稳定性验算与构件的计算和验算要求与本规范1998年版基本相同,但据本规范第2.3.4条和第2.5.1.5款的修订,将1998年版规范中“沿基床底面的抗滑稳定性”相应修订为“沿基床底面和基槽底面的抗滑稳定性”。

2.3 一般构造

2.3.1 岩石地基是指具有明显岩石特征,强度高,在自然条件作用下比较稳定,可作为建筑物基础的岩基。现场浇筑混凝土包括干地和水下浇筑。对预制安装结构,由于岩石开凿凹凸不平,故规定以二片石(一般为粒径80~150mm的小块石)、碎石整平,目的在于避免预制件底板与凸出的岩石处于点接触不良状况。

对非岩石地基,由于水下安装预制构件的需要,抛石基床起着扩散应力和整平基础两方面的作用。即使非岩石地基承载力已能满足设计要求,但为了整平基础也需设置块石基床。规定基础埋深不宜小于0.5m,主要是考虑到码头投产后回淤挖泥时会有超深。

2.3.3 10~100kg基床块石最大尺寸约0.5m。对有应力扩散要求的基床,当计算厚度小于1m时,亦取1m,以保证能抛2层块石,满足应力扩散要求;对无应力扩散要求的基床,为整平基槽,至少需抛1层块石,故规定其厚度不小于0.5m。

2.3.4 近年来在深基槽、厚抛石上建造重力式码头的工程实例越来越多,有的基槽深度甚至超过20m,与过去的经验有了很大差异。为合理地区分作为墙体基础结构的基床和以下的换填地基,本条规定了基床以下的抛石可按换填地基处理,以免基槽因超厚基床而不合理地过度扩大底宽,增大工程费用。

2.3.5 基床底宽是根据基床顶面应力扩散到地基面的范围而确定的。

墙侧无填土时,水平力多为可变作用,故不考虑基床顶面合力的倾斜影响,规定墙左右两趾处的应力按对称扩散,其扩散范围均取基床厚度 d 。

墙后有填土的重力式墙,水平力是持久作用,基床顶面合力一般是向前倾斜的,应力扩散将不对称。根据实践经验与弹性地基应力分布计算,确定基床扩散到地基的应力分布总宽度 $L \geq B + 2d$;其前趾扩散范围近似取 $1.5d$,后趾扩散范围近似取 $0.5d$ 。

2.3.7 水下抛石基床的密实方法,国内外工程界采用的有重锤夯实法、自行沉实法、预压法和爆破密实法(简称爆夯法)。我国应用重锤夯实法技术成熟。

近10余年来,采用爆破密实水下抛石层的方法(爆夯法)处理水下抛石基床的工程实例已越来越多,效果良好,工程经验十分丰富,因此作为规范推荐采用的方法之一。

2.3.8 根据实践,有些地方的中小型码头,在地基好,基床薄,结构整体性好,码头使用荷载小时,基床未经夯实亦不影响使用,因此也有些中小型码头基床不夯实。

2.3.10 根据厚基床抛石的工程实践,适当放宽基床表层2m以下的块石重量比较符合实际,事实上对基床质量并无不利影响。

2.3.12 对松散砂基或换砂处理地基采用二片石垫层的目的是为了减少夯沉量。

2.3.13 基槽中抛石基床以下的换填抛石是作为换填地基看待的,因此对其块石的强度和规格要求可以略低于作为基础结构的夯实基床。经过爆夯密实的换填抛石,其承载能力和施工后沉降均会优于换填砂。换填抛石在爆夯中即使有些破碎,也不会对换填地基的总体承载能力有太大的影响。

2.3.14 对夯实基床,因施工完毕,基床压缩量也已基本完成,故只预留地基沉降量。

对不夯实基床,在码头使用过程中基床还会发生压缩沉降,其沉降量目前尚无成熟计算方法。基床顶面预留倒坡,是为了保证码头在使用时期不发生前倾,预留量需根据实际情况和经验决定。

2.3.15 本规定是针对设置前趾(且高出基床面)的码头而言的,目的是防止船底碰撞码头前趾。舳龙骨示意图如图2.3.15所示。

2.3.16 重力式码头将温度缝与沉降缝合二为一,称为变形缝。变形缝常用沥青砂板、沥青木板等弹性材料填充。但变形缝填充料不能作为防漏砂措施,故在本规范第2.3.31条中做出规定变形缝处仍应设置倒滤层的规定。

2.3.17 码头端部在顺岸方向做成斜坡是为了便于码头以后接长。

码头端部设翼墙,适用于码头不再接长的情况。但要防止翼墙不均匀沉降和变形故规定设置变形缝。

2.3.18 卸荷板是一个重要构件,根据现行行业标准《港口工程混凝土结构设计规范》(JTJ 267—98)规定,应经计算配置钢筋。考虑目前码头向大型化发展的趋势,根据过去的经验,卸荷板悬臂长度和厚度的参考尺度比原规范均有所增加。

2.3.20 扶壁、沉箱和空心块体的转角处均属刚性连接,需传递弯矩,是应力集中处,易产生裂缝,为了防止裂缝产生,要求设置加强角补强。

2.3.23 本条规定主要是用于大型墙身结构,例如大型沉箱等。当墙身构件沿码头纵向长度较大时,在混凝土胸墙增设变形缝是近年工程实践经验,有利于提高胸墙刚度,减少开裂。

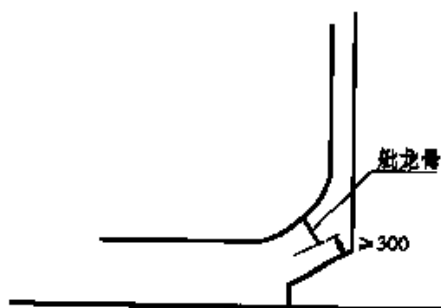


图2.3.15 舳龙骨示意(单位:mm)

2.3.24 胸墙起着将水下预制安装构件连成整体的作用。在已经建成的码头中由于胸墙断面单薄、未配筋或预制胸墙块体没有采取足够的联结措施,在遭受船舶撞击力、波浪力作用和地基沉降作用时,有造成胸墙断裂、破损以致倾倒的事例。因此,规定对单薄胸墙要计算配筋。

2.3.26 胸墙底宽一般根据抗倾、抗滑稳定性计算确定,但对某些结构则主要取决于下部结构的构造要求,例如:扶壁码头胸墙底宽不应小于肋板顶宽。对胸墙顶宽不小于0.8m的规定,主要是考虑抵抗船舶撞击力。采用浆砌石胸墙的中小型码头,顶部至少砌2块块石,故规定顶宽不小于0.5m。

2.3.29 为了减少墙后的土压力,在墙后一定范围内抛填内摩擦角较大的材料,这部分抛填材料构成的棱体为减压棱体。为了节省棱体材料,棱体可分级,但分级过多,将造成施工繁复,降低施工速率,不一定经济合理。

2.3.31 1998年版规范对棱体顶面高出墙身不应小于0.3m的规定,是为了避免抛石棱体沉降后,回填土从墙身缝隙中流失。本次修订提高到不宜小于0.5m是适应重力式码头大型化的实际情况,对中、小型码头防止漏砂也更有保障。

2.3.32 碎石倒滤层做法有分层和不分层两种,两种做法效果都好,倒滤层大部分是水下抛筑,不分层施工比较方便;分层倒滤层,水下抛筑时的分层厚度比较难控制。

土工织物是一种新型的工程建筑材料,具有良好的透水性和阻止颗粒通过的性能,并且具有施工方便,造价低等优点,但单独使用作倒滤层较易损坏,因此在重力式码头中,采用与土工织物结合使用的碎石倒滤层日益增多。有关土工织物的技术指标,《水运工程土工布应用设计与施工规程》(JTJ/T 239—98)已有规定。

2.3.33 坡度1:1和1:1.5的规定是根据实测数据确定的,不受波浪作用的抛石休止角约45°,碎石水下休止角约为35°。

2.4 土压力标准值计算

码头墙后土压力标准值的计算方法与本规范1987年版基本相同,但其含义不同。1998年版规范修订中,曾对无黏性填料的土压力计算模式不定性进行了研究。通过大量模型试验和非线性弹塑性有限元分析,综合物模和数模研究,天津大学提出了《刚性挡土墙主动土压力统计分析》研究报告。该报告提出:采用库仑计算重力式码头墙后主动土压力与精确解基本吻合,其计算模式不定性的均值为1.0,变异系数为0.02,概型符合正态分布。

计算时注意以下两点:

(1)土压力分为永久作用 E_{ak} 和可变作用 E_{ah} ,前者是由墙后填料所产生的土压力,后者是由地面上的荷载所产生的土压力;

(2)在计算土压力标准值时,所采用的参数均为标准值。

2.5 码头稳定性验算

2.5.1 1998年版规范颁布实施以来,重力式码头的稳定性按以分项系数表达的概率极

限状态设计方法验算已积累了 10 年经验,设计人员对可靠性设计的理念已有较深入的理解并较熟练应用。为使可靠性设计在重力式码头稳定性验算中更推进一步,本次修订进行的专题研究和校准计算表明,在重力式码头稳定性验算中,采用 JC 法直接求取可靠指标 β 以检验其可靠性是否符合《统标》的要求是完全可行的。

本规范现用的一系列分项系数是在随机变量的一些既定统计结果的基础上,经过对多个工程实例的可靠指标 β 与分项系数 γ 的校准计算确定的,安全水平总体上满足《统标》要求,但其技术覆盖范围有一定限制,一旦涉及与原来统计结果差异较大的作用和抗力,再使用本规范给出的分项系数就会有一定风险。此时,只有用更符合实际的作用与抗力的统计结果直接用 JC 法进行验算才可保证重力式码头的安全水平。即使现有的各项统计结果仍可应用,但用本规范附录 D 的 JC 法直接求得稳定性可靠指标 β 则可以给设计人员一个直观的、量化的可靠性水平指标,更有利于积累设计经验,这是分项系数法所欠缺的。为此,本次规范修订增订了此条文,并给出了相应的附录 D。

2.5.1.1、2.5.1.2 两款给出重力式码头抗滑稳定性极限状态的设计表达式,要求设计保证作用组合的设计值 S_d 小于或等于结构抗力设计值 R_d 。作用设计值为其标准值乘以作用分项系数,结构抗力设计值为其标准值除以结构抗力分项系数。

当有 2 个或 2 个以上可变作用参与作用组合时,则最大作用者为主导可变作用,其他为非主导可变作用,如式(2.5.1-1)中可变作用土压力大于可变作用系缆力,则前者为主导可变作用。由于 2 个或 2 个以上可变作用标准值同时出现的几率非常小,故非主导可变作用乘以小于 1.0 的作用组合系数。根据《港口工程荷载规范》(JTJ 215—98),对持久组合港工结构非主导可变作用组合系数取 $\psi = 0.7$,短暂组合取 $\psi = 1.0$ 。

有关重力式码头抗滑稳定可靠度分析的内容详见《港口工程结构可靠度》的第 XXI 篇“重力式码头抗倾、抗滑稳定的可靠度分析”。根据当时提供和掌握的各随机变量的统计参数,对 10 座已建成的各类结构型式重力式码头的核算结果表明,按原设计断面沿墙抗滑稳定可靠度指标均大于 4.0,其相应的安全系数 K_s 也均大于 1.3。为推求目标可靠度 β ,对现有结构设计规范进行了校准,即按 $K_s = 1.3$ 时所需具备的结构断面对上述码头断面予以调整,求出 β ,为 2.8~4.5,墙后抛石的码头 β 均小于 3.5,墙后回填中砂的码头 β 均大于 4.0。在 1998 年版规范修订时,调整了 φ 角的统计参数,其均值取 47.4°。根据对 17 座已建成的码头校准计算结果表明,沿墙底面、胸墙底面、各层方块底面和基床底面的抗滑稳定 β 均大于 3.5。

本次规范修订中,对原有案例和新增案例再次进行了 β 校准计算(详见专题研究报告“重力式码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标 β 与安全系数 K 的统计关系及 β 的近似计算”)。当 $K_s = 1.3$ 时 β 为 3.0~4.4,总体平均为 3.6,其中带卸荷板方块或空心块体、沉箱(墙后全填石)码头的 β 为 3.02,墙后全填砂的扶壁码头的 β 为 4.35。填石的变异性高于填砂的变异性是出现上述差异的主要原因。校准计算的结果与 1998 年版规范基本一致。

根据下列公式可得出各分项系数的理论值:

$$\gamma_R = R_k / R^* \quad \gamma_c = S_c^* / S_{ck} \quad \gamma_Q = S_Q^* / S_{Qk}$$

式中 γ_R ——结构抗力分项系数;
 γ_G ——永久作用分项系数;
 γ_Q ——可变作用分项系数;
 R_K, S_{LK}, S_{QK} ——分别为结构抗力标准值、永久作用标准值和可变作用标准值;
 R^*, S_G^*, S_Q^* ——分别为可靠度分析时得出的结构抗力设计验算点值、永久作用设计验算点值和可变作用设计验算点值。

根据上式并采用最小二乘法求出的最优分项系数存在以下问题:永久作用土压力分项系数因填料不同而异,抛石为 1.35,回填中砂为 1.25;还因滑动计算面不同而异,如沿墙底面为上述值,而沿胸墙底面则与填料无关,均为 1.1;沿墙底面抗滑计算时,可变作用土压力分项系数与填料也无关,均为 1.25,但与沿胸墙底面的比较又有差异。

按《统标》规定,分项系数确定的原则是:同一作用对各种构件均取相同的作用分项系数,各个作用有各自的分项系数。参考国外资料,依据编写组的工作成果,经港工专家研究确定,持久组合时永久作用土压力分项系数和可变作用土压力分项系数均取 1.35,持久组合采用极端高低水位时,永久作用土压力分项系数均取 1.35,可变作用土压力分项系数取 1.25。短暂组合时永久作用土压力分项系数均取 1.35,可变作用土压力分项系数取 1.25。

波浪力是作用在重力墩式码头上的主导可变作用,波压力标准值按现行行业标准《海港水文规范》(JTJ 213—98)中的规定计算,波压力和波浪浮托力是相关的,其分项系数应相同。

对北方某煤码头和南方某液化气码头的可靠度分析结果表明,波压力和波浪浮托力是相关的,根据直立式防波堤的设计经验,确定波压力分项系数为 1.2~1.3。考虑《统标》确定作用分项系数的原则,持久组合采用设计高水位的波压力和波浪浮托力的作用分项系数均取 1.3,持久组合采用极端高、低水位时均取 1.2。短暂组合时均取 1.2。波谷作用时波浪力的分项系数取值与波峰作用时相同。

采用条文表 2.5.1-2 所列作用分项系数,验算实际工程均符合 $S_d \leq R_d$ 的要求。

2.5.1.3~2.5.1.4 两款给出重力式码头抗倾稳定极限状态设计表达式。

根据研究结果,按原设计断面对墙底前趾得出的抗倾可靠指标 β_0 绝大多数都远大于 4.0,安全系数 K_0 也很大。只有断面宽高比偏小的青岛某码头(Ⅲ级建筑物) $\beta_0 = 3.2$, $K_0 = 1.48$,也略小于当时规范的值 1.5。按 $K_0 = 1.6$ 校准计算,求得 β_0 均大于 3.5,符合《统标》目标可靠指标的要求。

在 1998 年版规范修订过程中,通过试验、计算分析对一些随机变量的统计参数作了调整,除上述抛石 φ 的均值作了调整估计外,抗倾力矩计算模式的不定性也有所修正,其均值由 0.897 改为 0.887,标准差由 0.071 改为 0.049。其墙底和胸墙底前趾的抗倾稳定 β_0 均大于 4.0。

本次规范修订再次对 β_0 作了校准计算,情况与前述 β_0 校准计算相同。校准结果表明,当 $K_0 = 1.6$ 时 β_0 为 3.7~4.8,总体平均为 4.1。其中墙后全填石的情况 β_0 为 3.71,墙后全填砂的扶壁码头为 4.81,与 1998 年版规范的校准计算结果基本一致。

由于考虑了抗倾计算模式的不定性,在极限状态设计表达式中采用了结构系数 γ_d ($\gamma_d=1.25$), γ_d 也可起调整系数作用。

采用本条中表 2.5.1-2 所列作用分项系数,验算实际工程均符合 $S_d \leq R_d/\gamma_d$ 的要求。

2.5.1.5 本款考虑 EE' 面上的被动土压力作为抗力的一部分,其考虑原则与本规范 1998 年版相同,但按第 2.4.5 条计算求得的被动土压力是标准值乘以折减系数 0.3。

本条中图 2.5.1 关于沿基床底水平滑动稳定性计算图式在本次规范修订中作了改变。多年来沿用的 45° 斜切基床的计算图式对有墙后填土的重力式码头沿基床底水平滑动稳定性计算是不合理的。本次规范修订中所作的专题研究“重力式码头抛石基床滑移破坏计算模式”的研究结果表明,抛石基床中的土压力不能忽略,应在水平滑动稳定性验算中按主动土压力计入。按本次规定的计算图式对有代表性的已建稳定的重力式码头进行了验算,其结果列于表 2.5.1。验算结果表明计算图式符合工程实际。

重力式码头典型案例沿基床抗滑稳定性验算结果汇总

表 2.5.1

码头名称	码头结构	基床状况	抗力设计值/ 作用组合设计值 (最小值)	验算面及高程
广州南沙港区二期工程 7#泊位	重力式沉箱结构, 前沿高程 -17.5m, 墙后有抛石棱体	暗基床厚 14m, 砂土地基	1.321 > 1.0 1.335 > 1.0	沿基床顶面(-17.0) 沿基床底面(-31.0)
洋浦港三期工程	重力式沉箱结构, 前沿高程 -13.5m, 墙后有全抛石棱体	明基床厚 6m, 粉质黏土地基	1.70 > 1.0 1.41 > 1.0 1.11 > 1.0	沿基床顶面(-13.5) 沿基床中部(-16.5) 沿基床底面(-19.0)
北方某综合港区一期工程	重力式沉箱结构, 前沿高程 -6.5m, 墙后有抛石棱体	暗基床厚 11.2m, 砂质黏土地基	1.45 > 1.0 1.61 > 1.0	沿基床顶面(-6.5) 沿基床底面(-17.7)
广州南沙港区一期工程	重力式沉箱结构, 前沿高程 -17.0m, 墙后全回填砂	暗基床厚 6.0m, 细砂地基	1.31 > 1.0 1.13 > 1.0	沿基床顶面(-17.0) 沿基床底面(-23.0)
潮州大厝电厂大件码头	重力式沉箱结构, 前沿高程 -9.7m, 墙后有抛石棱体	暗基床厚 8.9m, 砂质黏土地基	1.50 > 1.0 1.33 > 1.0	沿基床顶面(-8.6) 沿基床底面(-17.5)
深圳电厂卸煤码头	重力式沉箱结构, 前沿高程 -14.0m, 墙后顶部有抛石棱体	暗基床厚 7.5m, 换填中粗砂地基	1.76 > 1.0 1.30 > 1.0	沿基床顶面(-14.0) 沿基床底面(-21.5)
深圳大铲湾港区集装箱码头一期工程	重力式沉箱结构, 前沿高程 -18.0m, 墙后有抛石棱体及填砂	暗基床厚 5.0m, 全风化岩地基	1.90 > 1.0 (出坡点从基床顶算) 1.88 > 1.0 (出坡点从基床底算)	沿基床底面(-23.0) 沿基床底面(-23.0)

抛石基床内墙踵下垂直面上的土压力比较复杂,专题研究中数值分析的结果是略大于主动土压力,而物理模型模拟试验测定的结果是略小于主动土压力,因此在假想垂直墙面上采用主动土压力只是一种简化近似处理,并不意味着抛石基床内有符合库仑或朗金土压力条件的墙面。因此,在墙背后有减压棱体时,上述案例出坡点的计算仍以墙底(基床面)起算。表 2.5.1 的最后一个案例(深圳大铲湾港区集装箱码头一期工程)是颇有代表性的断面,计算结果表明,一般情况下沿基床顶面的抗滑稳定性验算结果受出坡点不同算法的影响不大。

2.5.2 有关基床承载力的规定说明如下:

1. 抛石基床的承载力设计值 σ_R 与下卧土层的类别(岩基或非岩基)、基床厚度和作用应力的正压、偏压有关。本规范 1987 年版根据前苏联资料,笼统地定为: $\sigma_R = 600\text{kPa}$ 。这个限值对有掩护水域的重力式码头,因其作用于床面的最大应力 $\sigma_{\max}$ 一般均小于 600kPa ,所以能满足规范要求。

但是,近年来码头在向开敞、深水、大吨级方向发展,已建的一些开敞式重力墩式码头, $\sigma_{\max}$ 已超过了 600kPa 。例如:山东某港 10 万吨级煤码头,其最大床面压强接近 750kPa ;大连某原油码头设计中注明:正常情况下 $\sigma_{\max} \leq 800\text{kPa}$,地震时 $\sigma_{\max} \leq 1200\text{kPa}$ 。这些码头建成以来,情况正常。

2. 1998 年版规范修订过程中,曾由天津大学进行了专题研究,并提出了《孤立墩抛石基床承载力试验报告》(1993.3)。

该报告建议:在没有水平力作用,仅为中心或偏心受压时,基床承载力值,按地基土分别取 σ_R 值。

(1) 岩基或砂基:中心压 $\sigma_R = 1150\text{kPa}$ (变异系数 $\delta = 0.143$,正态分布,保证率 98%)

偏心压 $\sigma_R = 1050\text{kPa}$ (变异系数 $\delta = 0.136$,正态分布,保证率 98%)

(2) 其他地基:中心压 $\sigma_R = 920\text{kPa}$

偏心压 $\sigma_R = 840\text{kPa}$

3. 根据某些国外经验,对低硬度破碎岩床的地基容许承载力,推荐采用 $10\text{t}/\text{ft}^2$ (折合为 1076kPa)。破碎岩床,类似于岩基上分层夯实的抛石基床,其材质饱水后的抗压强度按本规范第 2.3.11 条定为大于等于 50MPa ,比一般的低硬度破碎岩床强度高。因此,1998 年版规范给出的抛石基床承载力设计值为 600kPa 是偏于安全的。

4. 为了确定基床承载力设计值,1993 年 10 月原交通部基建司在天津召开了专家会议。出于慎重,1998 年版规范定为:一般用 $\sigma_R = 600\text{kPa}$,此规定可以满足重力式码头中绝大部分工程的设计需要。至于位于开敞水域的大型重力墩式码头,作用于基床的应力较高,但这类码头通常都建在岩基或坚硬土层上,该会议上确定 σ_R 值可酌情提高。从工程实例分析,对开敞式的墩式码头提高到 800kPa 是够用的。水深较深的岸壁式码头,基床应力有可能超过 600kPa ,但地基承载力较高时,也有采用 $\sigma_R > 600\text{kPa}$ 的实例。所以,1998 年版规范订为“墩式码头或地基承载力较高时,可适当提高,但不应大于 800kPa ”。本次规范对此未作修订。

2.5.7 本条给出的换填抛石承载力设计值是采用经夯实的抛石基床与中密卵石的承载

力设计值之间的值。参考《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)附录 E 中表 E.0.3,中密卵石的承载力设计值为 400 ~ 640kPa(合力倾斜度 $\text{tg}\delta = 0.2$ 时)。故本条对基槽换填抛石的承载力设计值定为经夯实 550kPa,未经夯实 450kPa。由于抛石的内摩擦角 φ 较大于卵石,所以这样取值是偏于安全方面的。

2.6 构件强度与裂缝验算

2.6.2 根据 1998 年版规范实施以来的设计经验,构件裂缝宽度验算时,可变作用采用准永久值并取其准永久值系数 ψ_2 为 0.6 的规定不能覆盖所有可能的情况,经本次规范部审会议专家认定,此规定内容予以删除。

3 方块码头设计

3.1 实心方块码头

3.1.1 带卸荷板的重力式码头结构断面,在我国广为采用。这种结构在国际上对卸荷板的卸荷作用一直存在异议,但根据我国近40年来大量建港实践和多次室内模型试验表明,卸荷效应是存在的。设计中采用带卸荷板的码头(特别对大型码头)可以达到减小墙身断面的目的,取得好的经济效益,同时实践也证明这种型式的码头是安全可靠的。

3.1.3 实心方块外轮廓尺寸的规定,是根据经验制定的。满足这一规定时,可以将块体视为刚性而无需进行承载力验算。

3.1.4 由于实心方块码头大型化和施工安装的需要,适当放宽垂直砌缝的设计宽度以保证分段变形缝垂直贯通。

3.1.5 带卸荷板的码头,特别是卸荷板后悬较长的深水码头,由于后倾稳定不足或后踵应力过大,已发现有后倾变化难以恢复的实例。因此,要求进行后倾验算(包括施工期墙后未回填的情况)。

3.2 空心块体码头

3.2.1~3.2.4 空心块体码头是我国20世纪50年代末60年代初发展起来的一种码头结构型式。已有30多年百余座码头的建设经验(多为中小型码头),由于其构造与计算同实心方块码头有所不同,故从方块码头中分离出来单独作为一种结构型式给予规定。空心块体特指素混凝土或无底钢筋混凝土空心构件,素混凝土空心块体一般仅在趾板、底板和吊孔周围等局部范围配置钢筋。

由于施工起重船舶已日趋现代化、大型化,空心块体码头多采用一次出水的单层空心块体断面,本规范亦推荐这种型式。这种单层空心块体,多为素混凝土结构(带底板、前趾和后踵时,仅底板、前趾和后踵配筋),壁板较厚(厚度大于400mm);工程实践中也有少量有底空心块体的壁板配置钢筋。

根据工程实践,卸荷板压2块方块易造成卸荷板纵向裂缝,故规定了卸荷板不宜压缝设置。

3.2.5 本条中式(3.2.5-1)是根据空心情况和作用于块体上的荷载特点,用与实心方块尺寸对比相似的方法,经分析推导出来的。

3.2.10 对一次出水的单层大型素混凝土空心块体,工程实践中有在吊孔高度处一定范围结合吊孔局部承载力计算设置圈梁的做法;带吊筋的钢套管也在多处万吨级混凝土空心块体吊装中获得成功应用。其中华东某万吨级件杂货码头,单件重达470t的素混凝土

空心块体,采用圈梁与带吊筋钢套管的吊孔相结合。经吊装实践和原型观测验证,效果颇好。

3.2.11 垂直缝安装宽度随着吊装件高度增加而有所增大,过窄的设计缝宽难以实施,故规定一个下限,但又不宜放的过宽,故规定一个相对的上限。垂直缝安装宽度是反映在设计图纸上的设计宽度,是为设计构件长度和控制码头总长而定的。实际安装的各缝宽可能大于或小于设计缝宽值,但其安装平均宽度应由设计缝宽控制,并满足施工安装偏差要求(以下扶壁等类同)。

3.2.13、3.2.14 根据施工实践,一次出水的单层块体当长度小于高度的 $1/3$ 时,将不利于安装或临时存放时的侧向抗倾稳定。黏结力 5kPa 的数值是根据过去的试验结果确定的。

4 扶壁码头设计

4.0.1 对需开挖基槽抛填基床安装扶壁构件的码头,设置尾板(即翘尾扶壁)可以减少开挖和回填工程量。

4.0.11 根据对大型扶壁起吊重力和对吊孔作用力的原型试验分析,场地黏结力和吊装时的冲击力不必同时与自重力叠加,而只取其大者叠加。

5 沉箱码头设计

5.1 一般规定

5.1.1 沉箱是指钢筋混凝土有底空箱结构。

5.1.2 对墩式码头,圆形沉箱和方形沉箱比较,前者承受水平力无方向性,受力状态好,节省材料。据实践统计,圆形墩比相应的方形墩节约造价 20% 左右。所以,本条推荐使用圆形沉箱。

5.1.5 1998 年版规范中仅规定沉箱外壁和底板的厚度应由计算确定并满足构造尺寸要求。根据本次规范调研结果,有些大型沉箱虽然满足计算要求,但在出运、安装过程中整体刚度不足,容易产生裂缝,影响耐久性。因此,本次修订对此增加了相关的规定。

5.1.7 本条是针对某些大型沉箱配筋间距过于紧密,影响混凝土浇筑质量的实际情况而作出的规定。

5.2 岸壁式沉箱码头

5.2.4、5.2.5 关于定倾高度 m 值的计算说明如下:

(1) 对 m 值的规定,目的是为了下水、临时存放和拖运安全,但不宜规定过严。因为理论上只要 $m > 0$ 即可。采用密封舱顶时, m 可以小一些。但不密封舱顶时也不宜过大。因为 m 值过大,虽然稳性好,但势必加大沉箱吃水,由此拖船的功率要加大,航道水深要求增大,是不经济的。

(2) 1987 年版规范中,远程浮运的 m 下限值规定为 $m \geq 0.3\text{m}$,根据之后 10 年部分实践资料的统计分析, m 值的实际采用值有较多案例为 0.5 ~ 0.6m。

我国北方海区部分案例远程拖运沉箱定倾高度 m 值统计见表 5.2.4。

远程拖运沉箱定倾高度 m 值统计

表 5.2.4

m 值范围	0.50 ~ 0.55	0.56 ~ 0.60	0.61 ~ 0.65	0.66 ~ 0.70	0.71 ~ 0.75	0.76 ~ 0.80
N (个数)	12	25	9	0	3	1

1998 年版规范据此对条文中 $m \geq 0.3\text{m}$ 进行了修改,修订为固体压载时 $m \geq 0.4\text{m}$,液体压载时 $m \geq 0.5\text{m}$ 。在本次修订调研中,发现在某些海域因航道水深不够,难以执行上述标准,实际上仍沿用了 1987 年版规范的规定值,也没有因此而造成事故。本次规范修订结合上两版规范,并参考近年实际操作经验对远程浮运再次作了修订,即:固体压载时 $m \geq 0.3$,液体压载时 $m \geq 0.4$ 。这样规定既在 1987 年版规范基础上提高了安全性,又比 1998 年版更适应各种海区、海况的施工实际。

(3) 对近程浮运中的 m 值,鉴于几十年来采用 $m \geq 0.2\text{m}$ 没出问题,现在船机设备性

能比过去好,经验也多了,故维持 $m \geq 0.2m$ 的规定。

5.2.6 近年来沉箱后壁承受其上轨道梁荷载的情况时有发生,故本次修订增加了需考虑这一作用的内容。

5.3 墩式沉箱码头

5.3.1 由于开敞式孤立墩墩底反力较大,沉箱趾设计稍长一些合适。参考部分已建沉箱码头的经验,本条规定趾长不大于 $2m$,隔墙间距采用 $3 \sim 5m$ 。圆沉箱外壁、底板和隔墙的构造厚度,也是参考已建工程的经验而规定的。

5.3.2 本条是为了保证墙的整体性和稳定性所采取的技术措施。

5.3.3 在两墩胸墙间采取联结措施,例如联系梁等,是为了增加孤立墩的刚度和稳定性。

5.3.5 鉴于近年数值分析技术的迅速发展,本次规范修订将按空间问题采用数值分析方法作为沉箱、扶壁和圆筒等结构的推荐使用的方法,以期推动设计技术进步。

5.4 开孔沉箱码头

5.4.1、5.4.2 开孔的位置规定在直立墙壁设计水位附近,是因为该处波能集中。开孔的型式有圆形、椭圆形和矩形。从结构受力的角度,圆形或椭圆形较佳,而从消浪效果看,按我国试验的结果则是认为矩形较好。消能室的宽度等于 $0.125 \sim 0.250$ 倍入射波长时波浪反射小。室顶设减压孔,是为了减小可能产生的气体压力和波峰上托力。

5.4.3 开孔沉箱与普通沉箱相比,主要不同点是在外壁上开孔,所以普通沉箱的构造要求大部分可用于开孔沉箱。

基于开孔使沉箱整体刚度减弱,故规定增加了构件开孔处的厚度,考虑到抗冻、抗腐蚀以及波浪对开孔的冲刷作用,故增加开孔处的保护层厚度。根据一些已施工的开孔沉箱的经验规定了各有关厚度。

5.4.4 本条是为了使上部预制件在沉箱顶现浇接缝处连接牢固,以抵抗可能产生的向上冲击力。

5.4.5 本条是为了保证预制件开孔区联结牢固。

5.4.6 对开孔外壁当 L 较大或沉箱高度较小时, $1.5L$ 以内部分的上沿很可能与孔口相交,此时, $1.5L$ 以内区域上边只能是在最下孔口的下边。对这种情况,该部分按三边固定一边自由的板计算。

6 坐床式圆筒码头设计

6.0.1 圆筒结构的一个重要特点是每延米码头混凝土主体结构(水下部分)的材料用量与圆筒直径基本无关,所以为了建筑物的稳定性和工艺需要,可以做得大一些。圆筒直径过大,也会带来一定的问题:一是增大抛石基床的宽度,特别是当基床较厚时,基础部分的造价将增大很多;二是增大构件的重量,目前我国采用的起重船,起重量大多为 200 ~ 500t,圆筒直径过大,必然要分节,它不仅给安装带来不便,并且要采取防止筒内细颗粒填料沿接缝流失的措施,增加了工序。本次修订后,本条提出圆筒直径范围为 5 ~ 20m,这是一般情况,对轨距 10.5m 的门机,后轨道梁就可以放置在圆筒上,解决了一般重力式码头较难解决的门机前后轨差异沉降问题。目前我国采用圆筒结构的最大直径已达 20m,世界上亦曾采用过 21.5m 直径。

圆筒结构另一个优点是曲壳结构,受力条件好,可以做得很薄,根据计算经验,圆筒壁弯矩很小,基本上属于构造配筋。本次修订后,本条提出的 300 ~ 400mm 是考虑到圆筒大型化后刚度、耐久性和混凝土浇筑的需要。前苏联曾在一个工程中采用壁厚 120mm 的圆筒(采用枪喷混凝土)。但是,随着圆筒直径的增加,壁厚适当加厚也是必要的。

6.0.2 圆筒为无底结构,前沿底部应力比较集中。为减少前沿应力,一般设前外趾,为了节点弯矩的平衡时,可以相应的设内趾。

6.0.6 圆筒内对回填料要求天然级配比较好的目的是增加密实度,减小沉降。

近年施工实践中,分节圆筒码头水平缝的防漏措施一般有两种:一是在圆筒内水平缝处设混合倒虑层,但施工比较麻烦;二是在下节圆筒壁的顶面用强力胶贴一条橡胶管,它施工简单,使用可靠。

6.0.7 圆筒的情况比较近于沉箱,所以采用类似于沉箱有关条文的规定。这里的安装缝宽是指图纸中的平均设计缝宽。

6.0.8 国内外常见的圆筒间的防漏设施一般有如图 6.0.8 所示的几种类型。

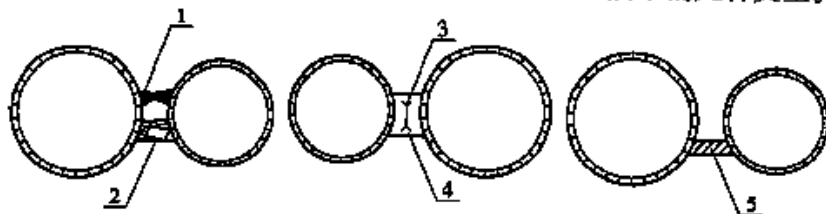


图 6.0.8 常见圆筒间防漏设施示意

1-齿槽;2-水下混凝土;3-X 型钢;4-浇筑混凝土;5-橡胶条

6.0.10 防漏板的厚度根据承载力计算确定,与圆筒直径和当地的水位差大小有关。

6.0.13 本条规定是为了减少波浪对上部结构的浮托力作用。三棱体形空腔经实验室试

验效果较好,海南某圆筒码头工程曾采用这一措施,并经几年台风考验,表明这种措施是成功的。

6.0.15 圆筒的背面为曲面,曲面的主动土压力在理论上比库仑土压力小,但其计算很复杂,目前还没有在工程中实用的方法。因此作为整体稳定计算(抗滑和抗倾)近似地按墙面为平面并适当地考虑墙背摩擦作用的库伦土压力计算是偏于安全的。试验室试验结果表明,这样的简化计算从工程角度来说是可以的,误差不是很大。

6.0.16 本条规定综合摩擦系数设计值可取 0.65,是根据多种圆筒高径比工程试验结果分析而提出的。

6.0.18 对无底的结构,地基所承受的是结构壁底的应力和筒内填料直接作用在抛石基床上的应力综合的结果。这种情况目前还无法计算,一般视筒径大小简化成两种情况:一种是大面积应力(假定筒内填料与圆筒共同工作);另一种是底脚的局部应力。应分别验算这两种情况的地基应力。底脚局部应力产生的地基应力虽大,但经基床传布后应力已减小很多。

6.0.21 圆筒结构的应力取 1m 高的圆环计算是近似的,而且偏于保守。因为它应力很小,一般属于构造配筋,这样计算从工程角度说是可行的。

7 现浇混凝土码头或浆砌石码头设计

7.0.2 1998 年版规范根据 10 年来现浇混凝土码头或浆砌石码头的实践经验,悬臂长与趾高或踵高之比对砌石调整为 0.3~0.5,对混凝土调整为 0.7~1.0,本次修订维持不变。

7.0.4 本条中最低水位,对河港指设计低水位;对海港,指极端低水位。

8 基础施工

8.1 基槽开挖

8.1.6 近年来港口工程的挖泥船趋于大型化,越来越多的大于 8m^3 挖泥船参与港口建设,如 11m^3 、 13m^3 、 16m^3 、 18m^3 ,甚至有 25m^3 、 50m^3 ,但以 18m^3 以下为常见。1998 年版规范关于无掩护水域大于等于 20m 水深或抓斗斗容大于 8m^3 时,其平均超深超宽允许偏差值可根据实际情况加大的规定已不适应实际工程情况。因此本次规范修订,对 $8 \sim 18\text{m}^3$ 抓斗挖泥船实际能达到的平均超深超宽作了增列。

河港小型码头因水深较小,挖泥抓斗容量也较小,因此挖泥偏差也较易控制,超深、超宽的允许值可以适当减小,以利于降低工程造价。

8.2 基槽抛石

8.2.2 重力式码头基槽基础的好坏直接关系到码头的安全,因此在抛石前应对基槽进行检查,查明有无回淤和塌坡情况,以保证基础工程的质量。

在码头施工中基槽难免产生回淤,本着不影响码头安全的原则,1998 年版规范在条文中增加了基槽底重度大于 12.6kN/m^3 的回淤沉积物厚度不应大于 0.3m ,否则要清淤的规定。增加此内容既考虑了实施的可行性,又作了最大允许量的限定,可确保工程质量。

按《港口工程地质勘察规范》(JTJ 240—97)和《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)的规定,淤泥性土分为淤泥质土、淤泥、流泥和浮泥 4 个亚类,见表 8.2.2。上述规范作出规定,当取得天然含水率状态下的扰动土样时,按含水率定名。

淤泥性土的分类

表 8.2.2

名称	指标	孔隙比 e	含水率 $\omega(\%)$
淤泥质土		$1.0 < e < 1.5$	$36 < \omega < 55$
淤泥		$1.5 \leq e < 2.4$	$55 \leq \omega < 85$
流泥		—	$85 \leq \omega < 150$
浮泥		—	$\omega \geq 150$

淤泥性土的这 4 个亚类土,各有其不同特性:淤泥具有结构强度,有附着力;流泥稍有结构强度,有附着力;浮泥则无结构强度,也无附着力。因此,浮泥($\omega \geq 150\%$)对抛石基床不会形成夹层,可忽略其存在;而 $\omega < 150\%$ 的淤泥性土则应加以限值,本条厚度限值 0.3m 是根据实际经验而确定的。过去大量工程实例表明,厚度在此限度内的回淤沉积物

不至于形成夹层,对工程的安全不会构成危害,可以不清。

1998年版规范实施以来,亦有工程不以含水率 ω 而以重度 γ 来检测。由于这两者之间存在统计相关关系,所以均为可用指标,但在实用上取样测含水量更为直观。本次规范修订将 ω 和 γ 两个界限值都列在条文中是为了方便施工时选择测试手段,只需满足其中之一,即认为符合要求。

本条所述“回淤沉积物”主要指由于海洋动力因素而沉积于基槽底的流泥、淤泥,也包括人为因素而沉落于基槽的“泥块”、工业排放物等。

8.2.3 重力式码头宜建在较好的地基上,但目前也有较软弱的地基上建造重力式码头的实例。在软弱地基上建重力式码头时,在基槽开挖和基床抛石施工中常会遇到较严重的回淤,为了防止回淤,采取了防淤措施。如某港突堤码头的防淤是用钢板、型钢做一个大箱子挡住淤泥。

8.2.5 本次规范修订不再把“无实测资料时,可取抛石层厚的10%~20%”的规定放在条文中是因为10%~20%预留夯沉量经验值幅度过大,只可作为参考。

8.3 基床夯实

8.3.3、8.3.4 近20年来在施工中夯击能量有的已突破了 120kJ/m^2 ,有的高达 200kJ/m^2 。为发挥大锤的功能,提高功效,可根据情况加大分层厚度,但分层厚度、能量与夯沉量的关系仍需要试夯确定。在夯实时为避免将基床石夯碎,本次修订增加了关于夯锤底面积的规定。

本条对无掩护水域深水码头夯击能的确定也作了规定,同时以“压强”表述对锤重的要求。

8.3.5 按条文中图8.3.5的夯锤落点施夯1遍为4夯,重复1遍为8夯。

8.3.7 爆夯法密实基床已运用于码头、滑道和防波堤等工程,这些使用爆夯法密实基床的工程实践经验表明,与重锤夯实法比,它具有施工简单、工期短和节省投资等优点,在条件许可的情况下,采用爆夯法密实基床质量是有保证的。已有工程实例表明采用爆夯的码头比采用重锤夯实的码头段其使用期的沉降量要小。

本次规范修订将爆夯夯沉量从10%~20%的规定修订为10%~15%是根据1998年版规范实施以来的工程实践经验确定的。

8.3.8 本条对大面积补抛块石作了具体的规定,其目的是为了尽量减少两相邻构件的差异沉降量。本条所述构件,单指大型的沉箱、有底空心块体和扶壁等。

8.3.9 无掩护水域重力墩的重锤夯实质量标准,因施工条件较差,风浪大,测量误差大,不易控制,因此放宽到50mm。爆夯法密实基床的有效质量检查方法尚待进一步研究。

8.4 基床整平

8.4.1 几十年来,我国航务工程界港工建筑物实际采用过的基床整平分级及其高程允许偏差见表8.4.1。

实际采用基床整平分级及其高程允许偏差汇总

表 8.4.1

序 号	项 目	允许偏差值(mm)	整 平 用 料
1	极极细平	± 10	5~10mm 碎石
2	极细平	± 30	10~30mm 碎石
3	细平	± 50	二片石
4	粗细平	± 80	二片石
5	粗平	± 150	10kg 以上块石

根据多年工程实践,码头基床整平采用极细平、细平已可满足安装需要。故规范只对细平与极细平作出规定。

大型构件底面积大于 30m^2 时,其基床可以不进行极细平,是基于下述理由:

1. 不做极细平,没有了 10~30mm 碎石层,可避免沉箱、扶壁等大型构件在安装过程中,因水流扰动损坏基床平整度;同时也可增大前沿抗底流冲刷能力;
2. 不做碎石整平层,能使混凝土构件底面与抛石基床顶面间的摩擦系数值提高约 3%~7%;
3. 对开敞海域可缩短在海上恶劣环境条件下作业的天数。

事实上,自 20 世纪 70 年代中期以来,已有不少采用大型构件的深水泊位取消了极细平,工程情况正常。

8.4.4 目前码头水深越来越深,基床上回淤往往非常严重,花在清淤上的费用相当大,据部分工程统计,清淤费用约占工程造价的 3%~6%,因此从施工挖泥到构件安装之间的每个施工环节,都应一环紧扣一环,以免基床回淤损坏,造成返工浪费,因此要求基床整平后应及时安装构件。

9 构件预制、吊运及安装

9.1 构件预制

9.1.1 对临时性预制场和现场缺乏大型起重运输设备的预制场,采用气囊、台车等工艺搬运的实践表明能获得较好的经济效益,故本次规范修订予以列入推荐。水垫搬运现已很少采用,故不再列入本规范。

9.1.2 沉箱、方块和扶壁等构件预制时,采用油毡脱模已导致了20世纪80年代中期全国相继产生了若干起重大事故,如码头砌体层间滑移、错位或抛石基床滑移。

底面带油毡的混凝土块体与抛石基床之间的摩擦系数的大比尺模拟试验结果表明:当底面100%带有油毡,压强在300kPa左右时,摩擦系数平均值为0.351,与规范规定的0.6相比下降了41%;其他工程的油毡、竹筴等脱模层的摩擦系数试验均表明会降低摩擦系数,故要求不使用此类材料。

9.1.4 本条所列的构件预制模板工艺是我国港工界常用的成熟工艺。近年来已有较多华东、华南的工程实例成功地采用滑模工艺,在有冻融的地区则尚缺乏实践经验。

9.1.9 目前预制构件越做越大,对吊具的要求越来越高,因此规定吊具必须经过设计,以满足安全和使用方便的要求。对薄壁构件不宜产生水平挤压力的规定是为避免损坏构件。规定吊运合力应与重心的共线,是为了防止构件吊装时倾覆。

9.1.10 预制构件的允许偏差,本条中的表9.1.10-1和表9.1.10-2是根据调查所收集到的资料进行统计分析而修订的。表中的凹凸平整度包括了顶面和侧面。圆筒的检查项目和允许偏差是根据海南和广西的2个工程的资料确定的。

9.2 预制构件的吊运及安装

本节所指的预制构件包括方块、空心块体、扶壁、圆筒和沉箱等。

9.2.3 本条规定的目的是为了防止基床面存在回淤沉积物和预制件底面附着混凝土碎块、木块等杂物,从而降低混凝土块体与基床面的摩擦系数。

9.2.7 强调对多层方块码头的底层方块和安装后不露出水面的构件应复核位置和高程。根据以往实践,有些工程由于忽视了这项工作,而造成返工浪费,延误了工期。

9.2.9 本条中表9.2.9-1与1987年版规范安装质量标准基本相同,不同处如下:

(1)增加了墩式码头的轴线偏差,在调查中发现有些工程曾发生只注意了码头的前沿线,而忽视了轴线位置致使墩位偏移,造成返工。

(2)卸荷板的安装标准有所提高,其临水面与准线偏差修改为30mm,因为卸荷板的安装容易控制,施工中一般都可以达到。

(3) 墩式结构安装要控制竖向倾斜,允许偏差为 $4‰H$, 目的为保证墩柱结构的稳定。根据调查研究 $4‰H$ 的偏差是可以做到的。

(4) 无掩护的墩式码头砌缝可适当放宽,主要是考虑无掩护的墩式码头施工条件差,风浪大,按一般标准砌缝不易达到,因此允许适当放宽。

本条中的表 9.2.9-2 扶壁和单层出水的空心块体,安装时根据构件不同高度作出不同的允许偏差。因为构件高度对安装质量影响较大,本条中将构件划分为小于等于 10m 和大于 10m 两种来控制,这种规定相对比较合理。表中的偏差值根据调查资料分析基本上是可以做到的。表中注①规定了平均缝宽的定义,便于使用。

本条中表 9.2.9-3 内的各项允许偏差是根据已有的工程统计分析得出来的。

9.3 沉箱下水、浮运及安装

9.3.2 沉箱下水近 10 年来采用浮船坞和半潜驳越来越普遍,已成为沉箱下水方式的主流,它具有明显优势,既适应临时沉箱预制场,又可用于固定预制场,特别是沉箱采用浮船坞下水方式安全可靠。因此在本规范修订中纳入了这些方法。

本规范统一了全国各施工单位对这两种船的各种称谓,归纳为浮船坞和半潜驳两类。浮船坞指水平下沉船体使沉箱起浮的船舶,包括了坐底与不坐底的设有平衡塔或墙的浮船坞;半潜驳指通过一定的倾角倾斜下沉使沉箱起浮的船舶。

9.3.3 ~ 9.3.8 大型沉箱出运工艺技术在近年有了很大发展,本次规范修订中在调查研究和总结的基础上丰富、充实和增加了这方面的条文内容。

9.3.11 沉箱海上运输,我国曾习惯采用“浮运拖带法”。但近 10 余年来,随着港口建设事业的发展,出现了浮船坞或半潜驳干运法。在下列情况下,采用半潜驳或浮船坞干运法具有明显的技术与经验优势:

- (1) 成批、长距离;
- (2) 大型、限于施工条件或自身浮游稳性不足的沉箱;
- (3) 航程中,海洋环境状态复杂,不宜采用浮运拖带法的沉箱。

基于上述实践,本规范纳入了这一方法。

9.3.14 对沉箱拖运拖带力计算公式的说明如下:

(1) 从理论上讲,沉箱拖运时的阻力 $R = \text{水流阻力 } R_1 + \text{波浪阻力 } R_2 + \text{风阻力 } R_3$ 。

(2) 在实际计算上,因为沉箱的干舷不高,风阻力 R_3 通常可忽略不计。波浪阻力目前尚难以计算确定。本条采用加大沉箱受水流阻力的面积的办法来近似地考虑 R_2 ,即将原规范受水流阻力面积 $A = aT$,修改为 $A = a(T + \delta)$ 。

(3) 调整后的公式,算出的拖力理论值与按美英日等国家的规范公式计算值比较是偏安全的,详见《沉箱海上拖运中的几个问题》一文(刊于水运工程杂志 1994.7 期)。

9.3.15 1998 年版规范条文的注是参照下述文件确定的:

(1) 德国劳氏船级社(GL)《海上拖航指南》(1986)指出,应适当考虑被拖物、航线、航行及该年所预测的天气与海况来确定拖力。一个通常的参考值是:所取拖船功率能在顶风 $V = 20\text{m/s}$,顶流 $V = 1\text{m/s}$ 下,保持被拖物航向。

(2)我国《海船法定检测技术规则》指出,通常拖船应具有相当于20m/s风速和顶流1 m/s情况下,控制和操纵被拖物安全的储备能力。

本次修订时根据专家意见,上述仅供参考的值不再列入条文注中。

9.3.16~9.3.19 我国自20世纪60年代始,已进行沉箱海上长距离拖运作业。20世纪80年代以来,由于港口建设的发展,在港口建设中进行了大量的沉箱海上拖运,积累了丰富的经验。这些条文是依据实践经验确定的。

9.3.23 本条规定的沉箱安装允许偏差是多年来施工经验的总结。

10 抛填棱体和倒滤层、倒滤井施工

10.0.3 本条规定棱体抛填应与墙身安装相配合,是因为过去曾有工程由于只考虑安装,而没有考虑抛填棱体对墙身的影响,致使前趾后踵应力差过大,有的甚至达到 432.6kPa (安装 4 层方块和卸荷板,墙后无抛填,前趾应力为 0,后踵应力为 432.6kPa)致使码头后倾达 730mm,倾角为 3.53° ,底层方块前趾沉降 207mm,后踵沉降 425mm。虽然以后采取了措施,但已出现的后倾向前恢复甚微。为保证码头质量,减少墙身的变形,从而作了棱体抛填应与墙身安装相配合的规定。

10.0.8 ~ 10.0.10 土工织物铺设施工的有关规定是参考《水运工程土工合成材料应用技术规范》(JTJ 239)而制定的。

11 胸墙施工

11.0.7 胸墙尺寸的允许偏差,1998年版规范根据有关的调查资料对1987年版规范规定的有些内容作了适当的修改,如前沿线位置偏差提高到20mm,并增加了变形缝处侧面的竖向倾斜限制。在调查中发现有不少胸墙的侧面倾斜过大,有的已失去了作为变形缝的意义,不能垂直贯通。预留孔洞位置的正确与否直接关系到构件的安装质量,为保证胸墙质量,1998年版规范增加了上述两项内容。本次修订维持不变。

12 回 填

12.0.5 本条中的开山石是指通过开山采集,不再经过分选的石料。目前码头后方回填采用开山石越来越普遍。开山石细颗粒的含量影响到码头的安全,因此对开山石细颗粒含量要做一定的控制,特别是靠近码头墙后回填部分的质量要保证符合设计要求。

附录 D 抗滑、抗倾稳定性按可靠指标的设计

用可靠指标方法直接对重力式码头结构进行设计,其优点是可采用根据具体工程得到的设计变量统计参数,从而更能反映具体工程的特点。所以,第 D.0.1 条规定,按可靠度方法对重力式码头抗滑、抗倾稳定性进行验算,优先采用根据具体工程得到的设计变量的统计参数,没有具体工程的统计资料而要求按可靠指标进行验算时,采用表 D.0.1 给出的统计参数。

对重力式码头的抗滑、抗倾稳定性,本附录给出了方块码头、扶壁码头和沉箱码头相应的功能函数,与第 3 章的分项系数公式是对应的,但去掉分项系数,将各设计变量视为随机变量,同时增加了系数 K_{P_1} 和系数 K_{P_2} 。 K_{P_1} 表示主动土压力计算模式不确定性的系数,为实测得到的主动土压力与按规范中的主动土压力之比,反映了规范主动土压力计算公式计算结果与不同情况下实测结果的差别。 K_{P_2} 表示抗倾力矩计算模式不确定性的系数,为实测得到的抗倾力矩与按规范中公式计算的抗倾力矩之比,反映了规范抗倾力矩计算公式计算结果与不同情况下实测结果的差别。这 2 个参数是根据多种不同情况的实测和分析计算得到的,按随机变量考虑。由于尚没有波浪作用的统计资料,本附录只适用于不考虑波浪作用抗滑、抗倾稳定性可靠指标的计算。所以,建立的功能也只是针对不考虑波浪作用情况的。第 D.0.5 条给出了用 JC 方法计算重力式码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标的框图,也就是将 JC 方法具体应用到重力式码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标的计算。《重力式码头设计与施工规范》(JTJ 290—98)修订专题研究“重力式码头抗滑、抗倾稳定性按可靠指标设计的方法”对此进行了专门的研究。除此之外,该专题报告还给出了计算重力式码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标的近似公式。此外,该专题的另一专题报告“重力式码头抗滑、抗倾稳定性可靠指标 β 与安全系数 K 的统计关系及 β 的近似计算”在大量校准计算的基础上也给出了按 JC 法求得的 β 与按标准值计算的 K 之间的统计关系的回归公式。

附录 E 贮仓压力计算

1998 年版规范将 1987 年版规范只适用于矩形仓的计算公式改成可适应圆形仓的通式,并根据部分试验资料对侧压力系数 K 和填料与仓壁之间摩擦角 δ 的取值作了推荐。

1. 圆筒码头

贮仓压力公式(杨森公式)适用于深仓,即仓深大于 1.5 倍仓格的平面尺寸。放在抛石基床上的圆筒,圆筒高度与直径之比接近 1,显然不符合深仓条件。但从杨森公式的推导机理来说,似乎与仓深和平面尺寸之比无关,因还没有其他合适的公式,所以仍然使用该式。杨森公式的两个关键问题是侧压力系数 K 是采用主动土压力系数还是采用静止土压力系数,填料与筒壁之间摩擦角 δ 取多大。对此问题曾对圆筒结构的内部填料参加抗倾工作做了大量试验,填料采用砂和碎石,圆筒高度与直径之比接近 1,得出筒内填料参加抗倾工作的数量与填料总量的百分比在 36% ~ 45% 范围内。以此数据用杨森公式反算,得出 K 用静止土压力系数,即 $K = 1 - \sin\varphi$, $\delta = 2\varphi/3 \sim 3\varphi/4$ 的结论,本附录取 $K = 1 - \sin\varphi$, $\delta = 2\varphi/3$ 作为设计推荐值。对圆筒码头,本附录可近似适用于筒高与直径之比接近于 1 和筒内填料为砂或砂石的情况,如设计的工程情况与它相差很大,应慎重考虑,最好做模型试验解决。

2. 空心块体码头

根据无底空心块体抗倾模型试验($H/L = 1.5 \sim 2.0$, 仓内填料为 30 ~ 60mm 及 50 ~ 100mm 碎石,实测内摩擦角均值 $\alpha = 36^\circ$),在静止状态时,参与抗倾工作的填料垂直力(作用在内壁上的垂直力)约占填料自重力的 40% ~ 50%。给定 $K = 1 - \sin\varphi$, $\delta = 2\varphi/3$,按贮仓公式计算的参与抗倾工作的填料力约占填料自重力的 45% ~ 60%,这与实验结果基本一致。实验表明空心块体处于倾倒临界状态时,参与抗倾工作的填料力可增至 65% ~ 80%,因此,对满足深仓条件的无底空心方块,推荐采用 $K = 1 - \sin\varphi$, $\delta = 2\varphi/3$,按贮仓公式计算填料抗倾力矩标准值。

3. 沉箱码头壁板与底板土压力作用状况与空心块体静止状态时相似,因此按贮仓压力计算时,仍取 $K = 1 - \sin\varphi$, $\delta = 2\varphi/3$ 。

4. 本次规范修订根据工程实际需要给出了可以考虑仓内填料顶面均布荷载作用的贮仓压力计算公式。该公式的推导参见《水运工程》2007 年第 3 期“仓顶均载及非单一填料贮仓压力计算方法”,纳入本规范附录 E 时已经规范组推导核实。

附录 F 沉箱定倾半径计算

本次规范修订增加了无隔墙圆形沉箱或圆筒的惯性矩的计算式,以适应工程实际需要。有扇形隔墙的圆形沉箱虽已有工程实例,但由于经验尚少,其定倾半径计算方法尚未能纳入本规范。

附录 H 有隔墙圆沉箱的内力计算

与有隔墙的方形沉箱比较,有隔墙的圆形沉箱实质上是与前者相似的,唯一不同点是外壁前者为平板而后者为曲板,因此在计算圆形沉箱的内力时也采用了与方形沉箱同样的基本计算原则。

因为沉箱外壁为圆弧形,为简化计算,其水平向视为以隔墙为固定支承的无铰拱,1.5倍内隔墙间距以内区段垂直向视作以拱为弹性支承的弹性支承梁。



统一书号：15114·1352

定 价：60.00元

网上购书 / www.chinasybook.com