



基于国内外规范的 防波堤与护岸结构多级验算标准

林岳, 卢生军, 李少斌, 余神光

(中交第四航务工程勘察设计院有限公司, 广东 广州 510290)

摘要: 基于国内外设计规范和部分国际工程案例, 对防波堤与护岸结构设计中在不同重现期下所采用的允许越浪量、护面块石稳定以及地震作用下的边坡稳定标准等内容进行介绍和探讨, 其考虑设计工况的重现期、结合工程防护功能特点采用基于性能的多级验算标准设计理念值得在国际工程中进行推广。相比之下, 国内传统设防标准主要针对效应设计值, 对于抗力设计值、结构规定限值等验算标准的规定还比较单一, 建议可在规范中增加适合我国国情和工程结构特点的多级验算标准。

关键词: 防波堤; 护岸; 多级标准; 重现期

中图分类号: U656

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2023)08-0033-05

Multilevel checking standard of breakwater and revetment structures based on codes at home and abroad

LIN Yue, LU Shengjun, LI Shaobin, YU Shenguang

(CCCC-FHDI Engineering Co., Ltd., Guangzhou 510290, China)

Abstract: Based on the design codes at home and abroad and some international project cases, this paper introduces and discusses the standard of allowable overtopping limits, the stability standard of armour stone and the seismic slope stability standard under different return periods adopted in the design of breakwater and revetment structures. Considering the return period of design conditions combining with the features of project protection function, the design concept of multilevel checking standard based on performance is worth popularizing for the international projects. In contrast, the traditional Chinese fortification standards mainly focus on the effect design values, and the provisions of resistance design values, structural required limits and other checking standard are relatively simple. It is suggested that the multilevel checking standard appropriate for the Chinese national conditions and structural characteristics of the project can be given in the code.

Keywords: breakwater; revetment; multilevel standard; return period

水工结构设防标准的制定需要根据具体工程结构的重要性, 同时考虑适当的经济性、功能性和安全性要求。为了体现结构在不同概率外荷载作用下的性能要求, 国内水运规范在划分结构安全等级的基础上, 通过按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计, 并对持久、短暂、地

震和偶然等设计状况分别定义了对应的效应设计值, 其主要体现在结构重要性系数、荷载组合、分项系数、组合系数以及地震荷载综合影响系数等方面; 针对防波堤与护岸结构, 还应考虑采用相应重现期和累积频率下的设计水位和设计波高。然而上述要求主要针对效应设计值, 对于抗力设

收稿日期: 2022-10-23

作者简介: 林岳 (1986—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事水工结构设计。

计值、结构规定限值等验算标准的规定还比较单一，与荷载重现期并无关联^[1-3]。

实际上多级验算标准在国际规范和工程中有一定的应用，考虑到防波堤与护岸结构具有一定的相似性，本文针对防波堤与护岸结构设计中的允许越浪量、护面块石稳定和地震作用下的边坡稳定标准等典型内容进行介绍和探讨，旨在为中国规范的进一步发展以及海外类似工程的设计提供参考。

1 允许越浪量

各国规范关于越浪量标准的确定主要考虑的

因素包括：堤顶及后方行人、车辆的安全；堤顶及后方结构物的损坏情况；堤顶及后坡的防护情况等。国外部分标准和手册（如 CIRIA C683^[4]、EurOtop 2018^[5]等）针对防波堤堤后泊稳条件也提出相应的限制条件，以保证堤后存在大浪情况下停靠的泊位运营安全（如渔码头、永久系泊的浮码头等），国内规范对此未有规定。其中国内的 JTS 154—2018《防波堤与护岸设计规范》对护岸以及防护要求较高的防波堤允许越浪量标准见表 1，CIRIA C683 的允许越浪量标准见表 2，EurOtop 2018 的允许越浪量标准见表 3。

表 1 JTS 154—2018《防波堤与护岸设计规范》的允许越浪量标准

防护对象	防护设施	允许越浪量/($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$)	设计条件
掩护后方危险品罐区、岸顶铺设管线等重要设施	岸顶有防护	0.005	设计高水位及对应的设计波浪
掩护后方罐区和较重要的基础性设施	岸顶有防护	0.010	
后方人员和公用设施密集的区域	岸顶及内坡有防护	0.020	
后方人员不密集或有堆场、仓库等一般性设施	岸顶及内坡有防护	0.050	

表 2 CIRIA C683 的允许越浪量标准

考虑因素	分类	平均越浪量 $q/(\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1})$	单波最大越浪量 $V_{\max}/(\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-1})$
行人	对不知情的行人是不安全的,行人无法看清海况,易受到惊吓,堤顶走道狭窄或靠近结构边缘	3×10^{-5}	[0.002,0.005]
	行人知情的情况下也是不安全的,行人视野开阔,不易受到惊吓,能容忍被浪打湿,堤顶走道宽敞	1×10^{-4}	[0.02,0.05]
	对训练有素的工作人员也是不安全的,即使身体被很好保护,预期到会被波浪打湿,越浪水流较低,没有往下的水流,摔倒后伤害不大	[0.001,0.01]	0.5
车辆	中速或高速行驶时不安全,越浪产生向下水流和气流	[1×10^{-5} , 5×10^{-5}]	5×10^{-3}
	低速行驶不安全,越浪仅有低水平的脉动流,没有下降的喷流	[0.01,0.05]	0.1
码头	距离挡浪墙 5~10 m 的小船可能沉没,大型游轮会受损	0.01	[1,10]
	大型游轮会受损严重或沉没	0.05	[5,50]
房屋	无破坏	1×10^{-6}	—
	配件微小损坏	[0.002,0.02)	—
	结构破坏	[0.02,0.05)	—
草坡护面海堤	无破坏	0.002	—
	堤顶未保护时会被破坏	(0.002,0.02)	—
	后坡未保护时会被破坏	[0.02,0.05)	—
	堤顶后坡全部防护也会破坏	0.05	—
护岸	无破坏	0.05	—
	道路设设铺面会被破坏	(0.05,0.20)	—
	道路设铺面会被破坏	0.20	—

表 3 EurOtop 2018 的允许越浪量标准

风险类型及原因	入射有效波高 H_{m0}/m	平均越浪量 $q/(\text{L}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-1})$	单波最大越浪量 $V_{\max}/(\text{L}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-1})$
斜坡式防波堤;后坡无破坏	>5	1	[2 000,3 000]
斜坡式防波堤;设计须考虑越浪量对后坡的破坏	>5	[5,10]	[10 000,20 000]
堤顶及后坡植草保护,没有保持草覆盖,开阔的斑点、苔藓、裸露的斑块	[0.5,3]	0.1	500
堤顶及后坡植草保护,维持密实的植草	[1,3]	5	[2 000,3 000]
	[0.3,1)	[5,10]	500
	<0.3	不限制	不限制
大型游轮显著破坏或沉没	>5	>10	(5 000,30 000]
	[3,5]	>20	(5 000,30 000]
堤后 5~10 m 内小船沉没	[3,5]	>5	(5 000,30 000]
大型游轮安全	>5	<5	<5 000
堤后 5~10 m 小船安全	[3,5]	<1	<2 000
建筑结构安全	[1,3]	≤1	<1 000
堤后 5~10 m 内设备破坏	-	≤1	<1 000
结构上的人员可能受到越浪的猛烈袭击而跌落,大多数为直立式结构	-	当越浪时不许行人通过	当越浪时不许行人通过
人员位于护岸或防波堤上,能清楚看到海况	3	0.3	600
	2	1	600
	1	[10,20]	600
	<0.5	不限制	不限制
车辆位于护岸或防波堤上,或铁路仅挨堤顶	3	<5	2 000
	2	[10,20]	2 000
	1	<75	2 000

国外防波堤与护岸工程通常会对正常使用和极端情况分别给出不同的越浪量标准,但具体标准因工程特点不同存在一定差异,见表 4。其中,正常使用越浪量的限值主要考虑行人、行车等的安全(如堤顶或后方有通行要求),对应的波浪和

水位重现期通常采用 1 a 一遇;而极端情况越浪量

的限值通常考虑的是防波堤及其后方结构、设备的安全,采用的波浪和水位的重现期一般取设计寿命的 2 倍或以上,部分工程还会考虑设计波浪和水位的联合分布。

2 护面块石稳定

国内 JTS 154—2018《防波堤与护岸设计规范》针对护面的稳定参数采用失稳率表示,即计算水位上下各 1.0 倍设计波高的护面范围内,在波浪作用下失稳的块体个数所占百分率。JTS 154—2018《防波堤与护岸设计规范》未给出具体破坏的等级,仅针对不同的护面形式考虑了 0%~2%的容许失稳率。而国外的 CIRIA C683 则针对防波堤破坏分为以下等级:1) 无破坏,即无块体位移;2) 开始破坏,即少量块体位移;3) 中度破

表 4 典型国际工程的允许越浪量标准

典型结构	设计水位 重现期/a	设计波浪 重现期/a	平均越浪量 $q/(\text{m}^3\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-1})$
某 LNG 码头防波堤 (设计寿命 25 a)	1	1	0.005
	1	100	0.01,且后方掩护泊位最大波高为 0.5 m
	100	1	
某兼作码头防波堤 (设计寿命 50 a)	1	1	1×10^{-4}
	100	100	0.05
某斜坡式护岸 (设计寿命 50 a)	1	1	1×10^{-4}
	1 000	1 000	0.01

坏,即块体大量位移但堤心未暴露;4)毁坏,即堤心暴露。其不同破坏等级可用不同的稳定性参数定义,以根据不同的防护等级进行结构设计。

国外 CIRIA C683、BS 6349-7^[6]、EM 1110-2-1100^[7]等标准中的稳定性参数通常包含 D 、 S_d 、 N_{od} 、 N_d 等参数,其中:1)失稳率 D 与 JTS 154—2018《防波堤与护岸设计规范》中失稳率的定义一致,但其范围规定为从堤顶中心至计算水位以下 1 倍有效波高内失稳数量所占百分率;2)破坏等级参数 S_d 为计算水位一定范围内破坏面积与护面 D_{n50} 平方的比值,即:

$$S_d = A_e / D_{n50}^2 \quad (1)$$

式中: A_e 为计算水位附近破坏面积,如图 1 所示; D_{n50} 为护面块石的名义中值粒径。

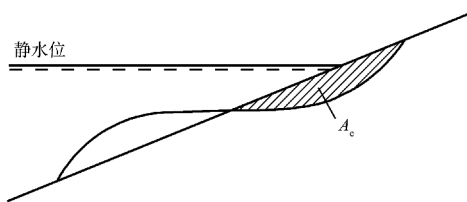


图 1 计算水位附近破坏面积

表 6 不同失稳率对应的 S_d 值

$D / \%$	[0,5)	[5,10)	[10,15)	[15,20)	[20,30)	[30,40)	[40,50)
S_d	2	6	10	14	20	28	36

以某国际填海工程为例,其斜坡式抛石护岸结构的护面块石稳定验算标准在表 5 的基础上,结合设计水位和波浪重现期作出了进一步修改,体现了基于性能的多级验算标准设计理念,见表 7。

表 7 某工程护面块石稳定验算标准

坡度	S_d			
	重现期 1 a	重现期 25 a	重现期 100 a	重现期 1 000 a
1.5	2	2.5	3	5
2.0	2	3.0	4	6
3.0	2	4.0	6	9
[4,6]	2	5.5	8	12

3) 由于 S_d 不太适用于复杂类型的混凝土护面块体(破坏面积 A_e 难以确定), CIRIA C683 引入了表征单位范围内的失稳单元数 N_{od} , 其是指宽度为 D_n (名义块体直径)的带状内失稳护面的数量占总数比例;而 N_d 则为规定面积内失稳护面的数量所占百分率。

针对护面块石稳定验算,国际上常采用 van der Meer 公式进行计算,其除了考虑国内规范所参考的 Hudson 公式中的波高、堤身边坡、护面块质量及其稳定特性外,还分别考虑了深水或浅水波下的波浪形态、波浪周期、风暴延时 N (波浪作用数量)、堤身结构渗透性(渗透系数 P)以及破坏水准 S_d 值的影响。与国内规范单一的容许失稳率不同, van der Meer 公式可通过 S_d 值定义不同的破坏水准(表 5),其与不同失稳率 D 对应的关系见表 6。

表 5 破坏等级参数 S_d

坡度	破坏水准		
	开始破坏	中度破坏	失稳
1.5	2	[3,5]	8
2.0	2	[4,6]	8
3.0	2	[6,9]	12
4.0	3	[8,12]	17
6.0	3	[8,12]	17

3 地震作用下的边坡稳定

现行强震区的国际工程往往采用基于性能的多级抗震设防标准,以 ASCE/COPRI 61-14^[8]为例,其对结构设计分为高、中、低 3 类并对应 3 个水平的地基进行设防,例如其中对于“高”类重要结构,其运营、偶遇、规范设计水平地震对应的重现期分别为 72、475 和 975 a;而 PIANC^[9]将港口工程分为 4 个性能等级,分别对 Level 1(在结构设计寿命内超越概率 50%,重现期 72 a)和 Level 2(在结构设计寿命内超越概率 10%,重现期 475 a)两个等级的地震进行抗震设计。

目前针对在地震作用下的边坡稳定性评价指标主要有两类，即稳定安全系数和地震永久变形。各国规范对评价指标的规定不尽相同，国内的 JTS 146—2012《水运工程抗震设计规范》是单一设防水准，安全系数是其唯一的控制标准；美标体系则明确指出若安全系数不满足极限平衡的要求时，可采用位移法进行控制^[10]。在传统的系数法中，安全系数或抗力系数是评价边坡稳定的唯一标准。地震工况下的边坡稳定安全系数各国规范规定基本在 1.0~1.1；而对于位移控制标准，国外规范一般是通过对岸坡永久自由场允许变形值和堤顶沉降进行限制，前者主要是考虑结构允许破坏的标准，而后者主要是考虑堤顶高程降低导致波浪防护功能的下降，一般仅针对防洪堤坝等要求较高的工程。

以长滩港码头设计标准 POLB^[11]为例，其规定可使用 Newmark 滑块法进行分析岸坡稳定，其永久自由场允许变形值为：运营水平地震时小于 75 mm；偶遇水平地震小于 300 mm；规范设计水平地震小于 900 mm（对于分类“高”的重要结构，运营、偶遇、规范设计水平地震一般对应重现期为 72、475 和 975 a）。若岸坡自由场变形小于上述限值，则不须进行桩基的动力分析；如果超出上述限制，则桩基需要进行动力分析，考虑由于岸坡变形造成 kinematic 荷载。

在采用位移法分析边坡稳定时，应选取适当的位移作为控制标准，该标准一般由工程执行标准或业主指定，若无特别规定时，可按表 8 进行控制。

表 8 地震允许变形标准

地震级别	水平变形/in	沉降/in
Level 1 (一般对应重现期 72 a)	≤3	≤1
Level 2 (一般对应重现期 475 a)	[6,12]	≤4

注：1 in 约合 25 mm；为评估地震造成的位移是否造成护面失去稳定而难以修复，一般还应满足在 Level 2 下的水平变形小于护面块体等效直径的一半，而 Level 1 的允许水平变形可取 Level 2 的一半。

另外，根据 ISO/TR 12930:2014^[12]的海堤工程案例，其地震允许的沉降性能标准见表 9，地震允许的沉降变形可用式(2)计算。

表 9 ISO-TR-12930 地震允许沉降性能标准

参考地震等级	性能标准
Level 1	堤顶沉降可以忽略
Level 2	堤顶沉降小于允许沉降(基于设计高潮位估算)
海啸	堤顶沉降小于允许沉降(基于海啸高度估算)

$$S_a = |H_{DHTL} - H_{MHTL}| + H_{a10} \quad (2)$$

式中： S_a 为基于设计高潮位的允许沉降； H_{DHTL} 为设计高潮位； H_{MHTL} 为平均高潮位； H_{a10} 为防御 10 a 一遇波浪的必要高度，即震后挡浪墙可以抵抗平均高潮位下 10 a 一遇波高。

根据现行国际强震区的工程案例经验，对防波堤和护岸结构的边坡稳定常根据结构重要性和地震重现期同时制定安全系数和位移控制的多级验算评价标准。以某强震区斜坡式护岸结构为例，采用极限平衡方法中的摩根斯坦法进行计算，各工况的边坡稳定验算标准规定见表 10。在地震作用下的边坡位移常采用 Newmark 简化分析方法进行评估，包括 Ambraseys、Jibson、Saygili 和 Bray 等方法^[13]，本文不作展开。

表 10 某工程护岸结构边坡稳定验算标准

设计工况	设计水位	活荷载	验算标准(安全系数)
施工期临时工况	陆侧:设计高水位; 海侧:最低天文潮位	均布荷载 10 kPa	≥1.2
使用期持久工况	陆侧:设计高水位; 海侧:最低天文潮位	均布荷载 20 kPa	≥1.4
地震工况 Level 1 (重现期 72 a)	陆侧:平均水位; 海侧:平均水位	均布荷载 20 kPa×0.2	≥1.1
地震工况 Level 2 (重现期 475 a)	陆侧:平均水位; 海侧:平均水位	均布荷载 20 kPa×0.2	≥1.0 则满足要求 ＜1.0 则须进一步进行位移评估,即最大水平位移应不大于 300 mm

(下转第 189 页)