

透水防波堤堤心压强试验研究

陈衍顺

(福建省水产设计院, 福建 福州 350003)

摘要: 透水防波堤堤心抛石体内的水体运动和压强分布规律, 在海岸工程的整体安全中占据着非常重要的地位。采用物理模型试验方法, 对规则波作用下, 波浪与抛石透水堤的相互作用进行了研究, 讨论了波高 H 与周期的平方 T^2 之比 $H/(gT^2)$ 以及沿堤心的横向坐标值 x_0 与堤心石粒径 D 之比 x_0/D 对透水防波堤堤心压强衰减系数的影响。在前人研究成果的基础上, 提出了改进的堤心压强计算公式。

关键词: 模型试验; 透水堤; 堤心石; 堤心压强

中图分类号: U656.21; TV139.25

文献标志码: A

文章编号: 2095-7874(2018)03-0018-06

doi: 10.7640/zggwjs201803005

Experimental study on core pressure of permeable breakwater

CHEN Yan-shun

(Fujian Provincial Aquatic Designing Institute, Fuzhou, Fujian 350003, China)

Abstract: The water movement and pressure distribution in the core of permeable breakwater plays a very important role in the overall safety of coastal engineering. We investigated interaction between wave and rubble permeable breakwater under the action of regular waves through a series of sectional model tests, explored the attenuation coefficient of the pressure on permeable breakwater core, which is influenced by the ratios of wave height to the square of wave period $H/(gT^2)$ and the horizontal coordinate of dike to the grain diameter of core material x_0/D . The main contribution of this work is to propose improved empirical formulas of core pressure based on previous researches.

Key words: physical model test; permeable breakwater; core material; core pressure

0 引言

透水防波堤又称抛石防波堤, 通常是由颗粒较大的块石组成, 其内部孔隙率最大可高达 35%~45%^[1]。当波浪作用于这类可渗透类型结构的基础或建筑物时, 一部分能量被反射回入射区域, 一部分能量被护面块体及垫层耗散, 还有一部分能量则透过护面块体及垫层进入到堤心内部, 从而对堤心石产生压力。通常, 该压力可分为静水压力和动水压力两部分。研究表明, 斜坡式透水防波堤堤心及护面块体的稳定性, 不仅取决于波浪对护面块体的直接冲击作用, 也取决于波浪在抛

石体内的水体运动, 这种渗流波动在海岸工程的整体安全中占据着非常重要的地位。不同粒径及级配的堤心石, 由于孔隙率的差异, 对波浪在堤心的渗流传播具有不同的阻尼作用, 从而引起堤心压强和堤后透射波浪的差异。在水利水电及海岸工程的失事案例中, 由于渗流原因所直接造成的比例约占 30%~40%。因此, 研究出水抛石堤堤心压强的变化规律及分布模式具有重要的工程意义和学术价值。

1 透水防波堤堤心压强分布的物理模型试验研究

国内外学者对透水防波堤堤心压强的变化规律及分布模式均有不少的相关研究成果。

Oumeraci 和 Partenscky (1990)^[2]提出了波浪作用下堤心压力衰减规律的估算模型:

$$p(x_0) = p_0 \exp(-\delta \frac{2\pi}{L'} x_0) \quad (1)$$

收稿日期: 2017-09-09 修回日期: 2017-12-06

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51579156); 中国-保加利亚科技合作委员会第 15 届例会项目 (15-13)

作者简介: 陈衍顺 (1973—), 男, 福建永定人, 高级工程师, 港口航道、渔港工程专业。E-mail: cys9397@163.com

式中: x_0 为沿透水防波堤堤心内部水平方向的坐标值, 其中 $x_0 = 0$ 表示位于护面下垫层与堤心石的交界面处; $p(x_0)$ 为在位置 x_0 处的压力值, 其中 p_0 是指在 $x_0 = 0$ 处的压力值; δ 为衰减系数; $L' = L/\sqrt{1.4}$ 为防波堤堤心内部的等效波长, L 为入射波长。

Bürger 等(1998)^[3]通过大比尺模型试验对大型抛石防波堤堤心压强的分布进行了测量和总结, 分析了防波堤内部最大孔隙压力的水平分布情况, 认为式(1)中的衰减系数 δ 可取值为 2.0, 并确定了堤心内波动压强沿水平和垂直两个方向上的分布规律。Burcharth 等(1999)^[4]通过系列模型试验, 认为堤心材料的孔隙率和渗透性对防波堤护面块体的稳定性、波高爬高以及越浪量等均有影响, 并根据原型和模型测量值的对比分析, 提出了用

以确定孔隙中压强梯度分布的经验公式, 并给出了衰减系数 δ 的近似估算公式。Troch (2002)^[5]通过分析大量试验数据, 从瑞利分布出发, 估算出最大孔隙压力 $p_{\max}(x_0)$ 与有效孔隙压力 $p_s(x_0)$ 的关系大致为 $p_s(x_0) = 0.59p_{\max}(x_0)$ 。

2 模型设计和分析方法

2.1 模型设计

2.1.1 试验设备

波浪与透水堤相互作用的物理模型试验在南京水利科学研究院河流海岸研究所波浪水槽中进行(见图1)。该水槽长 40 m、宽 0.8 m、深 1.0 m。水槽的一端配有推板式不规则波造波机, 由计算机自动控制产生所要求模拟的波浪要素, 可根据需要产生规则波和不同谱型的不规则波。水槽两端均配有消浪缓坡用于吸收波浪。

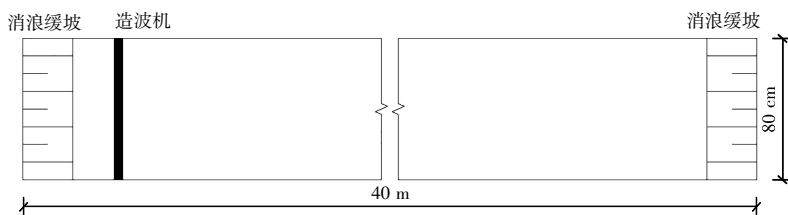


图1 试验波浪水槽示意图

Fig. 1 Schematic diagram of wave flume

2.1.2 试验断面的选择

根据试验水槽条件及造波机性能, 试验采用的防波堤断面高 30 cm, 堤顶宽度 B 取 10 cm、20 cm 和 30 cm, 其中以 $B = 20$ cm 为主; 防波堤坡度取 1:1.5、1:2、1:2.5 和 1:3, 其中以坡度 1:2 为主。共选取 6 种不同的断面形式。

2.1.3 试验波浪条件

试验采用规则波。最小入射波高 $H = 2.5$ cm, 最小入射波周期 $T = 1.1$ s, 均符合 JTJ/T 234—2001《波浪模型试验规程》^[6]中对原始入射波的规定, 避免了水的黏滞力和表面张力对试验测量精度的影响。

试验主要考虑透水堤为顶部不越浪的出水斜坡堤形式, 分析完全由波浪透射引起的堤心孔隙水压力的变化情况。试验不同入射波高 H 、周期 T 及水深 d 的组合见表 1。

2.1.4 堤心石尺寸的选择

堤心石尺寸的大小主要根据重量来区分, 共选取块石重量分别为 15~25 g、45~55 g、90~110 g

表 1 试验波高、周期及水位组合表

Table 1 Experimental wave height, cycle and water level combination table

水深 d /cm	波高 H /cm	周期 T /s
20	2.5	1.5, 2.5
	5.0	
	7.5	
	5.0	1.1
		2.0
		3.0

以及 190~210 g 4 种形式的均匀块石。上述 4 种不同尺寸的堤心石孔隙率均为 0.38~0.40。

2.2 堤心压强分析方法

根据 Oumeraci 和 Partenscky(1990)^[2]提出的堤心压强衰减规律的估算模型, 波浪作用于透水防波堤后, 堤心压强 p 可表示为:

$$p = \delta p_0 \quad (2)$$

式中: p 为堤内任一点压强; p_0 为 $x_0 = 0$ 处, 防波堤迎浪面处的压强; δ 为堤心压强衰减系数。

图 2 为试验断面堤心压力传感器布置示意图。

图2中的圆心十字为压力传感器的位置,共布置了13个压力传感器。设堤心垂向坐标 z_0 在静水面处为0,向上为正,则1~5号传感器位于堤心最底层 $z_0 = -15$ cm处,6~10号传感器位于静水面

附近 $z_0 = -5$ cm处,11~13号传感器位于静水面上方 $z_0 = 5$ cm处。1号、6号和11号传感器分别位于不同堤心垂向坐标 z_0 的 $x_0 = 0$ 处,可视为不同堤心垂向坐标 z_0 对应的防波堤迎浪面处的压强 p_0 。

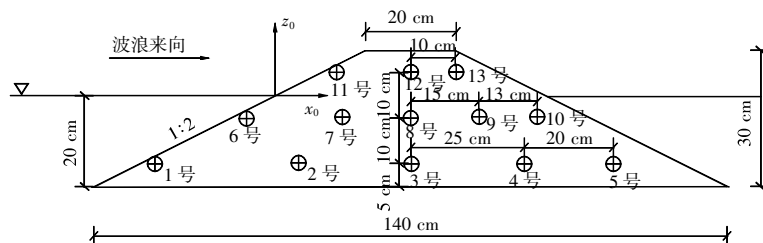


图2 试验断面压力传感器布置示意图

Fig. 2 Layout of pressure sensor for test section

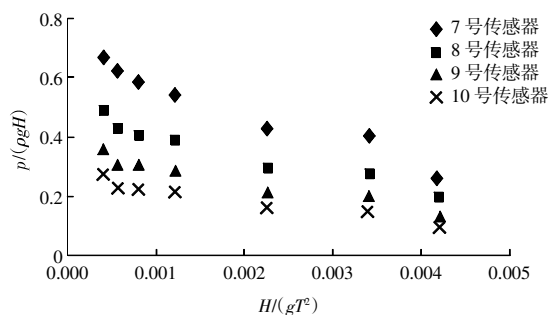
各传感器堤心压强 p 的选取原则为,统计计算其波列中最大正压强的平均值作为代表压强,不考虑负压强结果,并取3次重复试验的平均值作为最终的堤心压强。

3 物理模型试验结果及分析

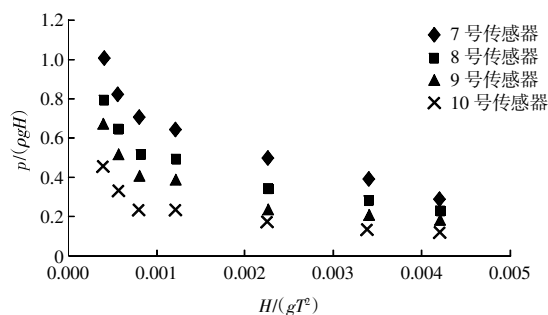
3.1 透水防波堤堤心压强

3.1.1 深水波陡对堤心压强影响

在规则波作用下,透水防波堤堤心相对压强 $p/(\rho gH)$ 随深水波陡 $H/(gT^2)$ 的变化规律见图3。



(a) 15~25 g 堤心石



(b) 45~55 g 堤心石

图3 堤心压强 $p/(\rho gH)$ 随深水波陡 $H/(gT^2)$ 的变化

Fig. 3 The relationship between core pressure $p/(\rho gH)$ and deep wave steepness $H/(gT^2)$

图3给出了堤心石重量分别为15~25 g以及45~55 g的均匀块石时,7~10号传感器测得的相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 随深水波陡 $H/(gT^2)$ 的变化过程。

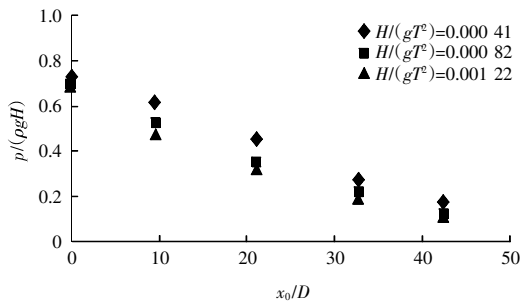
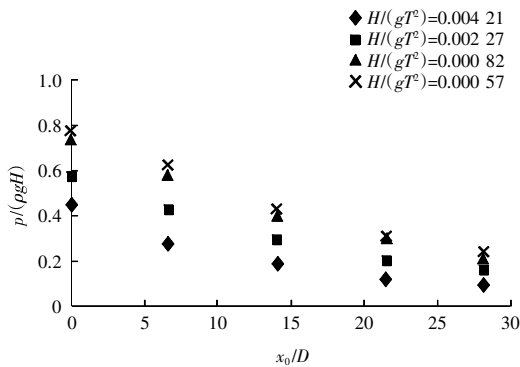
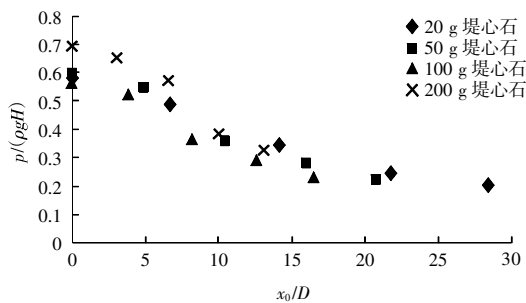
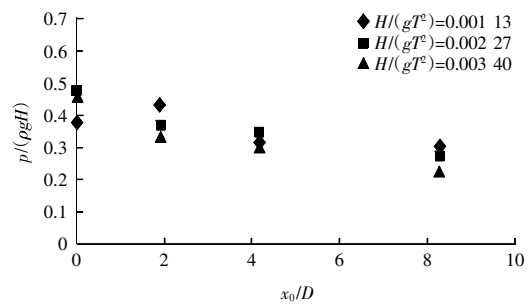
图3表明,在相对位置 x_0/D 一定的情况下,即对于同一堤心石条件下的同一传感器,所测得的相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 随深水波陡 $H/(gT^2)$ 的增大呈现出指数衰减的趋势,即对于固定入射波周期 T ,波高较大的波浪其相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 越小;对于固定的入射波高 H ,周期较大的波浪其相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 越大,且静水位附近(7~10号传感器)堤内压强的衰减趋势较底层处更为剧烈。此外从图中还可看出,在深水波陡 $H/(gT^2)$ 一定的情况下,相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 随相对位置 x_0/D 的增大明显呈现出减小的趋势,这说明对于同一堤心石条件,随着波浪深入防波堤内部,即沿堤心的横向坐标值 x_0 越大,由于堤心石的衰减作用,堤心对波浪沿程损耗作用的时间越长,能量损耗越大,因此透水防波堤前部(迎浪面)的压强要远大于防波堤中部及后部(背浪面)的压强。

3.1.2 相对位置对堤心压强影响

规则波作用下,透水防波堤堤心相对压强 $p/(\rho gH)$ 随相对位置 x_0/D 的变化规律如图4~图7所示。

图4~图6给出了堤心石重量为15~25 g均匀块石时,1~13号传感器测得的相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 随相对位置 x_0/D 的变化过程。

图4~图6表明,在深水波陡 $H/(gT^2)$ 一定的情况下,对于特定水深处的同一层传感器,所测得的相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 随相对位置 x_0/D 的增大呈现减小的趋势,且静水位处堤内压强衰减趋势较底层处更为剧烈。这说明透水防波堤前部(迎

图 4 1~5 号堤心压强 $p/(\rho gH)$ 沿 x_0 方向的变化过程Fig. 4 The change process of core pressure $p/(\rho gH)$ along x_0 direction of No.1-No.5 sensors图 5 6~10 号堤心压强 $p/(\rho gH)$ 沿 x_0 方向的变化过程Fig. 5 The change process of core pressure $p/(\rho gH)$ along x_0 direction of No.6-No.10 sensors(a) $H/(gT^2)=0.001\ 13$ 图 6 11~13 号堤心压强 $p/(\rho gH)$ 沿 x_0 方向的变化过程Fig. 6 The change process of core pressure $p/(\rho gH)$ along x_0 direction of No.11-No.13 sensors

浪面) 压强远大于防波堤中部及后部(背浪面)压强, 且随着深入防波堤内部, 即沿堤心的横向坐标值 x_0 的不断增大, 堤内压强的衰减趋势愈渐平缓。这是由于随着波浪的传播和渗入, 防波堤前部堤心对波浪的衰减作用十分明显, 波浪在此处剧烈破碎形成渗流, 流场紊乱, 堤内压强较大; 随后, 堤心内部水体透过渗流作用向后部堤心传播, 此时流态已逐渐趋于稳定, 堤内压强也逐渐减小。

图 7 给出了堤心石重量分别为 15~25 g、45~55 g、90~110 g 和 190~210 g 的均匀块石时, 静水面附近 6~10 号传感器测得的相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 随相对位置 x_0/D 的变化过程。

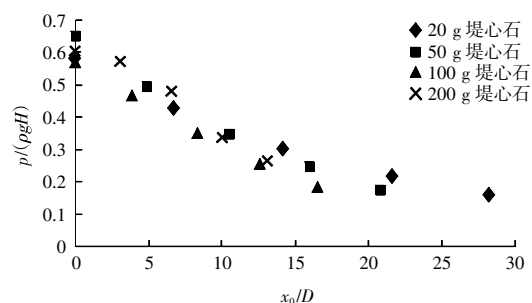
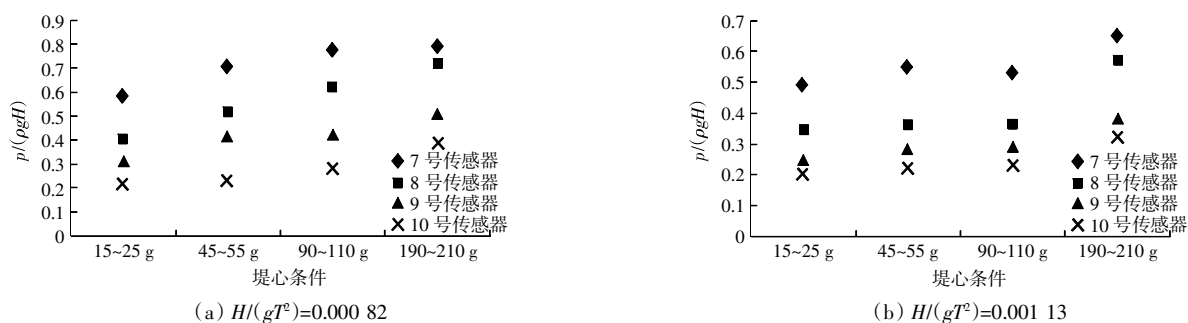
(b) $H/(gT^2)=0.002\ 27$ 图 7 不同堤心石条件下堤心压强 $p/(\rho gH)$ 沿 x_0 方向的变化过程Fig. 7 The change process of core pressure $p/(\rho gH)$ along x_0 direction under different core condition

图 7 表明, 在不同的堤心石条件下, 对于特定的深水波陡 $H/(gT^2)$, 相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 随相对位置 x_0/D 的增大同样基本呈现出指数衰减的趋势, 透水防波堤前部(迎浪面)的压强要远大于防波堤中部及后部(背浪面)的压强。

图 8 给出了堤心石重量分别为 15~25 g、45~55 g、90~110 g 和 190~210 g 的均匀块石时, 静水面附近 7~10 号传感器测得的相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 随堤心石条件的变化过程。

图 8 表明, 在不同的堤心石条件下, 对于特定的深水波陡 $H/(gT^2)$, 相对堤心压强 $p/(\rho gH)$ 随堤心石粒径 D 的增大呈现出增大的趋势, 且堤内压强沿 x_0 方向衰减更剧烈。这是由于相对于粒径较大的堤心石, 堤心石粒径 D 越小, 堤心石之间孔隙越小, 对波浪的衰减作用越强, 堤内压强达到稳定状态越快, 基本在 7 号传感器之后达到稳定, 8~10 号传感器所测得的堤内压强差别不大, 衰减趋势较为平缓; 粒径较大的堤心石, 堤心石

图8 堤心压强 $p/(\rho g H)$ 随堤心条件的变化Fig. 8 The relationship between core pressure $p/(\rho g H)$ and different core condition

之间孔隙较大, 渗流流速较大, 流场紊乱, 堤内压强达到稳定状态较困难, 基本要在 8 号传感器之后才能达到稳定, 衰减趋势较为剧烈。

3.2 透水防波堤堤心压强计算公式

根据 3.1 节的影响因素分析和断面试验实测数据, 可以得到不同均匀堤心石条件下, 不同堤心垂向坐标 z_0 对应的透水防波堤堤心压强衰减系数 δ 的计算公式为:

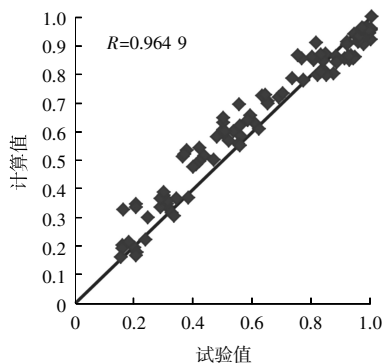
$$z_0 = -5 \text{ cm}: \delta = e^{-0.017 \left(\frac{H}{gT^2} \right)^{0.08} \left(\frac{x_0}{D} \right)^{1.6}} \quad (3)$$

$$z_0 = -15 \text{ cm}: \delta = e^{-0.007 \left(\frac{H}{gT^2} \right)^{0.08} \left(\frac{x_0}{D} \right)^{1.6}} \quad (4)$$

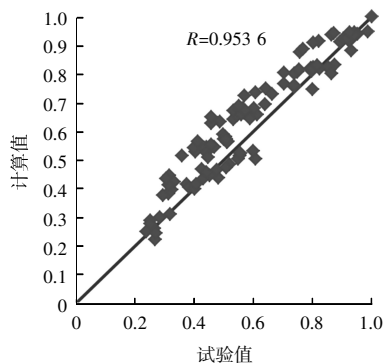
式中: δ 为堤心压强衰减系数; H 为入射波高; T 为入射波周期; x_0 为沿堤心的横向坐标值; D 为堤心石粒径; g 为重力加速度。式(3)和式(4)中各变量均采用国际单位制。

静水面以上 $z_0 = 5 \text{ cm}$ 处 11~13 号传感器测量数据较为离散, 并未拟合出相应的计算公式。

由式(3)和式(4)可以看出, 对于不同的堤心垂向坐标 z_0 , 防波堤堤心压强衰减系数 δ 的计算公式形式基本一致, 仅有一个系数不同, 因此可将式(3)和式(4)合并为:



(a) 1~5 号传感器



(b) 6~10 号传感器

图9 透水防波堤堤心压强衰减系数计算值与试验值对比图

Fig. 9 Comparison between test results of attenuation coefficient of core pressure with calculated results

$$\delta = e^{-\alpha \left(\frac{H}{gT^2} \right)^{0.08} \left(\frac{x_0}{D} \right)^{1.6}} \quad (5)$$

式中: α 为与堤心垂向坐标 z_0 有关的常数, 其在静水面附近取得大值, 即静水位处堤内压强的衰减趋势较底层处更为剧烈。

将堤心压强衰减系数 δ 计算公式(5)代入到堤心压强的计算公式(2)中, 即可得到透水防波堤堤心压强的计算公式为:

$$p = p_0 e^{-\alpha \left(\frac{H}{gT^2} \right)^{0.08} \left(\frac{x_0}{D} \right)^{1.6}} \quad (6)$$

式中: p 为堤心压强; p_0 为沿堤心的横向坐标值 $x_0 = 0$ 处, 即防波堤外部流体区域与堤心交界面处的压强, 需通过公式计算或试验测定。

式(6)中各无因次影响参数的取值范围为: $0.041 \leq 100H/(gT^2) \leq 0.421$, $0 \leq x_0/D \leq 42.43$ 。

图9给出了规则波作用下, 透水防波堤堤心压强衰减系数 δ 计算值与试验实测值的对比结果。其中, 图9(a)中计算值与实测值的相关系数 R 为 0.964 9, 图10(b)中计算值与实测值的相关系数 R 为 0.953 6, 计算值与实测值吻合良好。

4 结语

本文采用断面物理模型试验的方法,对规则波作用下,波浪与透水防波堤的相互作用进行了研究,分析讨论了仅由堤心渗流引起的透水防波堤堤心压强衰减系数 δ 的影响因素,并根据分析结果,拟合并提出了相应的经验计算公式。得出的主要结论如下:

1) 透水防波堤堤心压强衰减系数 δ 的影响因素主要有无因次参数深水波陡 $H/(gT^2)$ 和相对位置 x_0/D 。

2) 堤心压强衰减系数 δ 随深水波陡 $H/(gT^2)$ 的增大以及相对位置 x_0/D 的增大均呈现出指数衰减的趋势,且静水位附近堤心压强的衰减趋势较底层处更为剧烈。

3) 在此基础上,提出了不同堤心垂向坐标 z_0 对应的透水防波堤堤心压强衰减系数 δ 及堤心压强 p 的计算公式(6),供参考使用。

参考文献:

[1] 陈万佳.港口水工建筑物[M].北京:人民交通出版社,1989.

CHEN Wan-jia. Port hydraulic structure[M]. Beijing: China Communication Press, 1989.

- [2] OUMERACI H, PARTENSKY H W. Wave-induced pore pressure in rubble mound breakwaters[C]//Proceedings of 22nd international conference on coastal engineering. Delft, The Netherlands, 1990: 1 334-1 347.
- [3] BÜRGER W, OUMERACI H, PARTENSKY H W. Geohydraulic investigations of rubble mound breakwaters[C]//Proceedings of 21st international conference on coastal engineering, Torremolinos. Spain, 1988: 2 242-2 256.
- [4] BURCHARTH H F, LIU Z, TROCH P. Scaling of core material in rubble mound breakwater model tests[C]//Proceedings fifth international conference on coastal and port engineering in developing countries. 1999: 1 518-1 528.
- [5] TROCH P, DE ROUCK J, BURCHARTH H F. Experimental study and numerical modeling of wave induced pore pressure attenuation inside a rubble mound breakwater[C]//Proceedings of 28th international conference on coastal engineering. Wales, United Kingdom, 2002: 1 607-1 619.
- [6] JTJ/T 234—2001,波浪模型试验规程[S].
JTJ/T 234—2001, Wave model test regulation[S].

(上接第17页)

3 结语

1) 高桩码头原址重建工程勘察与常规工程勘察既有一致的内容,也有需要特别关注的要点,要重视勘察之前的原码头设计资料收集和障碍物勘探,合理布置勘探点,躲避暗埋障碍物。

2) 勘察成果不能按整个勘察区域一起统计,要根据原高桩码头的不同区域加以区分,分区统计提供地基土指标,提高设计的准确性。

3) 码头护岸回填区的黏性土层现场十字板剪切强度要高于其他区域,在岸坡稳定分析时要详细划分区域,采用分区内的十字板强度指标,计算出的抗力分项系数才更符合实际,减少不必要的加固措施。

4) 要重点关注土层的先期固结比,尤其是要分析原高桩码头护岸回填区的土层是否存在欠固结情况,为桩基设计时是否考虑负摩阻提供依据。

参考文献:

- [1] 莫桑比克贝拉渔码头重建工程项目工程可行性研究报告[R].北京:中国港湾工程有限责任公司,2013.
Feasibility study for Beira fishing port rehabilitation project in

Mozambique[R]. Beijing: China Harbor Engineering Co., Ltd., 2013.

- [2] 莫桑比克贝拉渔码头重建工程岩土工程勘察报告[R].广州:中交第四航务工程勘察设计院有限公司,2015.
Report of Geotechnical investigation of re-building fishing wharf project in Beira Mozambique[R]. Guangzhou: CCCC FHDI Engineering Co., Ltd., 2015.
- [3] 莫桑比克贝拉渔码头重建工程补勘项目岩土工程勘察报告[R].南京:江苏省地质工程有限公司,2016.
Supplementary report of geotechnical investigation of re-building fishing wharf project in Beira Mozambique[R]. Nanjing: Jiangsu Geological Engineering Co., Ltd., 2016.
- [4] JTS 133—4—2013,水运工程岩土勘察规范[S].
JTS 133—4—2013, Code for geotechnical investigation on port and Waterway Engineering[S].
- [5] JTS 147—1—2010,港口工程地基规范[S].
JTS 147—1—2010, Code for soil foundations of port engineering[S].
- [6] 肖俊华,周国然,袁聚云,等.高桩码头桩基负摩阻力现场试验研究[J].岩土力学,2008,29(4):1 097-1 102.
XIAO Jun-hua, ZHOU Guo-ran, YUAN Ju-yun, et al. In-situ tests on negative skin friction of piles in high-piled wharf in-situ test in Shanghai Yangshan deep water port engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(4):1 097-1 102.