

直墙建筑物后不规则波越浪压力试验研究*

骆俊彬, 孙昭晨, 梁书秀, 赵旭东

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 越浪作用直接关系到直墙建筑物的安全、顶高程的决定等问题。采用物理模型试验, 研究不规则波越浪压力在不同基床肩宽、基床高度、胸墙顶端相对静水面高度与波浪要素等因素影响下的规律。通过最小二乘法和非线性多元回归分析, 拟合出无因次越浪压力和各主要影响因素相互关系的计算公式, 供工程设计参考与进一步研究。

关键词: 不规则波; 直墙建筑物; 波浪力; 越浪

中图分类号: O 353.2; O 411.3

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2012)11-0026-05

Test study of wave overtopping loads on vertical-wall structure under irregular wave action

LUO Jun-bin, SUN Zhao-chen, LIANG Shu-xiu, ZHAO Xu-dong

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The wave overtopping forces relate directly to the safety of vertical-wall structure and the decision of the top elevation and funds. Physical models are conducted to research the influential factors for irregular wave overtopping forces. The results show that the key factors are the foundation bed width, the foundation bed height, the height of the parapet to the still water surface, and wave parameters, etc. Based on the least squares method and the multi-varied nonlinear regression model, an empirical equation is fitted about the non-dimensional wave forces and its main influential factors, which may serve as a reference for the engineering design.

Key words: irregular waves; vertical-wall structure; wave forces; overtopping

根据海堤、护岸等海岸建筑物的功能、美观以及工程造价等方面综合考虑, 通常允许产生一定的越浪。如果越浪水体较大, 则可能在护岸后方形成比较大的波浪冲击压力, 造成建筑物后方道路、场地的破坏。目前, 尚没有成熟的理论、经验公式对越浪产生的越浪压力进行计算。

近年来, 海岸建筑物的越浪问题引起了各国学者的广泛关注。Jensen和Juhl^[1]详细讨论了各种物理因素对不规则波越浪的影响。Owen^[2-4]对单坡及复坡海堤越浪量进行了系统的研究并总结出不规则波越浪量的计算公式, 其计算方法被欧美国家广泛使用。Tracey等^[5]给出了码头顶部离静水面的高度与越浪大小的关系。Meer等^[6]通过搜集大量

海岸建筑物越浪实验资料, 建立了系统的波浪越浪数据库。Tuan等^[7]基于NLSW非线性浅水方程建立了能适用于复杂动水过程的越浪作用模型。Losada等^[8]用VOF方法模拟了抛石海堤的越浪作用, 其计算结果与物理实验吻合良好。Ingram等^[9]采用不可以压缩N-S方程来研究越浪冲击作用, 给出了包含冲击力和摄入空气量的越浪压力计算方法。陈国平等^[10]提出了不规则波越浪量的计算公式。虽然各国学者做了大量的试验及理论研究, 但是由于影响越浪压力的因素很多, 对其产生的机理至今仍不明确, 各家的经验公式由于受到特定结构物及试验条件的限制, 实验数据存在一定的局限性。

收稿日期: 2012-04-16

*基金项目: 国家创新研究群体科学基金(50921001)

作者简介: 骆俊彬(1987—), 男, 硕士研究生, 主要从事港口、海岸及近海工程的研究。

本文采用物理模型实验对直墙建筑物在不规则波作用下的越浪压力问题进行了系统的研究。并从影响结构物受力的相对波高 H_s/d_1 、基床相对肩宽 b/L 、相对净高 S/H 等方面探讨其对越浪压力的影响。

1 设备仪器与试验方法

物理模型试验在大连理工大学海岸及近海工程国家重点实验室海洋环境水槽中进行。水槽尺寸为 $50\text{ m} \times 3\text{ m} \times 1\text{ m}$ (长 \times 宽 \times 深), 最大工作水深 0.7 m 。水槽的末端装有消能装置, 以减小和消除

波浪反射的影响。模型断面安放在水槽的中部, 距造波板 30 m 处, 如图1所示。

试验中的结构物为带L型胸墙的沉箱式结构, 采用有机玻璃制作, 箱体长 80 cm , 宽 40 cm , 高 30 cm , 结构物顶端距离后方水平面的高度为 3.6 cm 。胸墙后方水平面沿中线等间距布置8个压力传感器测点, 压力传感器直径 0.6 cm , 如图2所示。测压传感器采用DJ800型多点压力测量系统进行测量, 其单个测点的采样频率为 500 Hz 。试验中采样频率选择 100 Hz , 采样间隔 0.01 s , 采样时间为125个波周期。

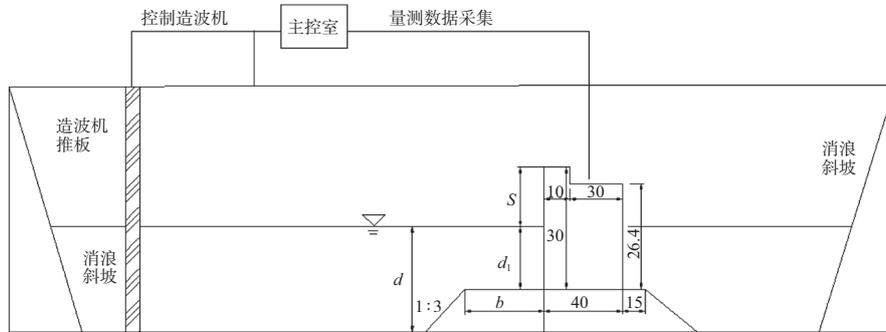


图1 波浪水槽布置(单位: cm)

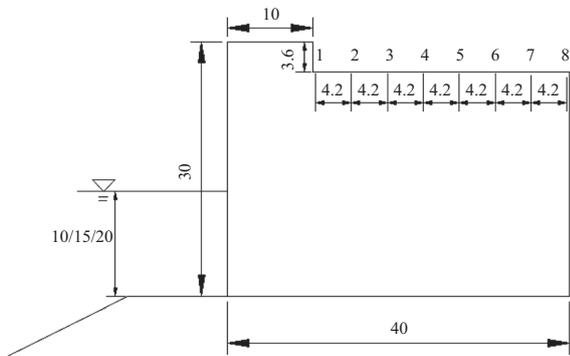


图2 结构物模型顶面点压力传感器布置(单位: cm)

试验采用不规则波波谱为 JONSWAP 谱。取有效波高 $H_{1/3}$ 分别为 $8, 10, 12, 14\text{ cm}$; 谱峰周期 T_p 分别为 $1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8\text{ s}$; 建筑物前水深 d 分别为 $30, 40, 50\text{ cm}$; 基床上水深 d_1 分别为 $10, 15, 20\text{ cm}$, 使结构物模型分别属低、中、高基床范围; 基床肩宽 b 分别为 $10, 20, 30\text{ cm}$; 固定底坡 i 为 $1/50$ 和基肩坡度 $m=1:3$ 。实验范围为: $H_s/d_1 = 0.27 \sim 1.4, d_1/d = 0.25 \sim 1.0, b/L = 0.025 \sim 0.2$ 。实验波浪参数见表1, 每个组次至少重复试验3次。

表1 波浪参数

T_p/s	$H_{1/3}/\text{cm}$			
1.0	8.0	10.0	12.0	
1.2	8.0	10.0	12.0	14.0
1.4	8.0	10.0	12.0	14.0
1.6	8.0	10.0	12.0	14.0
1.8	8.0	10.0	12.0	

2 试验数据分析方法

试验中, 主要通过布置于结构物后方水平面的8个点压力传感器, 测量不同试验组次各测点的压强值, 并记录相应的压力历时曲线。每个组次重复试验3次, 文中的分析数据均为3次试验数据分析结果的平均值。

结构物后方水平面所受越浪压力为单宽波浪力, 是根据每一瞬时结构物上8个测点所测量的波压强和该测点所代表的压力作用单宽面积, 通过积分所得。考虑到不规则波波力实验数据的稳定性, 取单宽总压力从大到小依次排列的前1/3峰值的平均值 $P_{1/3}$ 作为水平面所受越浪压力的特征

值，即统计分析的特征值。

3 试验结果及分析

以往的研究^[11]表明，直墙建筑物的越浪压力主要受入射波浪的波要素、结构物尺寸以及结构物顶端相对静水面的高度等因素的影响。

影响越浪压力的因素较多,通过量纲分析可以消除变量量纲的差异,从而得到越浪压力主要影响因素的变化规律。本文选取 $P/(\rho g H d_1)$ 为无量纲越浪压力，其中 P 为结构物水平面所受越浪压力的特征值(kN/m)， ρ 为水体的密度(kg/m^3)， H 为入射波有效波高(m)， d_1 为基床上水深(m)。根据各个组次的统计分析结果，本文讨论了入射波的相对波高 H/d_1 、基床的相对肩宽 b/L 以及相对净高 S/H 与结构物所受无因次越浪压力之间的关系，其中 b 为基床前肩宽， S 为结构物顶部距离静水面的高度， L 为波谱的平均波长(m)。

3.1 基床相对肩宽对越浪压力的影响

直墙建筑物的基床形式是影响波浪形态的重要因素。基床较窄时，引起波浪能量集中，波浪没来得及完全破碎就到达结构物，导致波高增大，越浪增多。另外，基床较宽时，对波浪起摩擦和破碎作用，波浪在基床上充分破碎，能量衰减，越浪减少。因此对于一定高度的基床来说，基床肩宽直接影响到结构物前波浪形态进而影响越浪的程度。

图3分别给出了高、中、低基床不同相对波高条件下，结构物后方水平面所受的无因次越浪压力 $P/(\rho g H d_1)$ 与基床相对肩宽 b/L 之间的关系。由图可以看出：一定高度的基床条件下，无因次越浪压力与基床相对肩宽之间成非线性关系。无因次越浪压力随基床相对肩宽增大而减小。

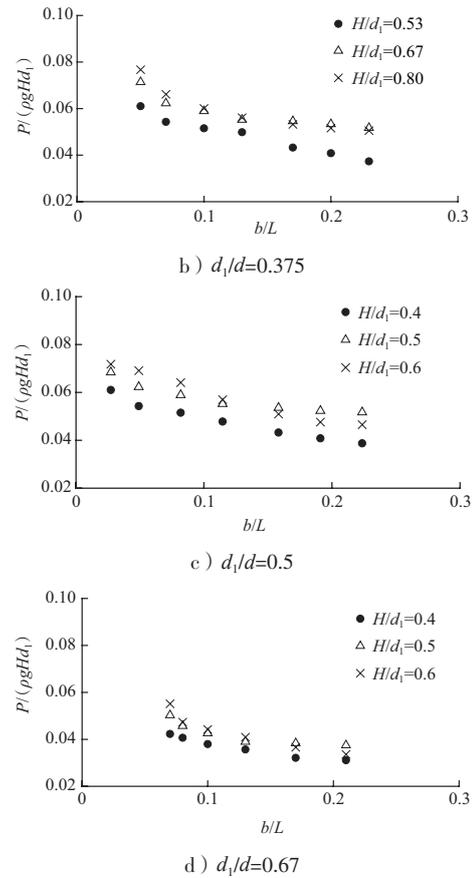
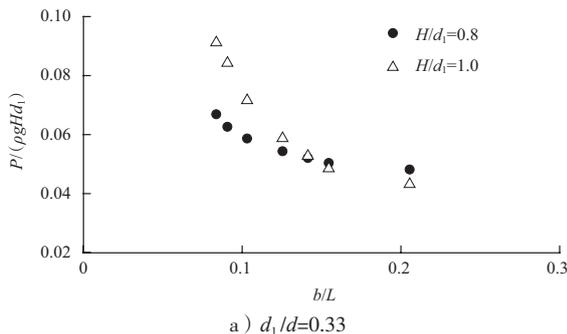
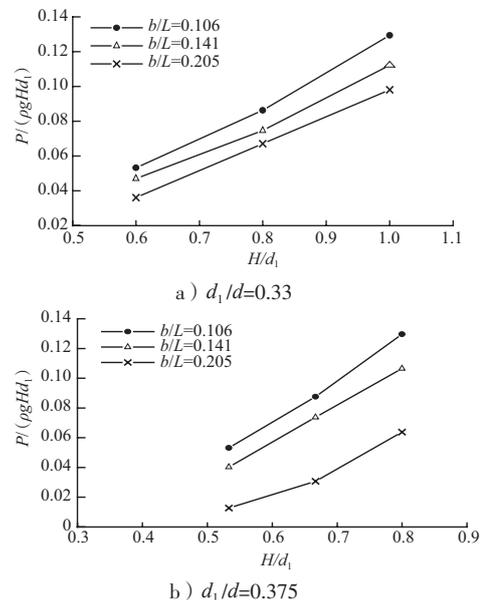


图3 不规则波作用下越浪压力与相对肩宽的关系

3.2 相对波高对越浪压力的影响

相对波高是影响越浪压力的另一重要因素。图4给出了基床相对肩宽 $b/L=0.106, 0.141, 0.205$ ，不同基床高度条件下无因次越浪压力和相对波高之间的关系。由图可以看出：在同一相对肩宽条件下，无因次越浪压力随相对波高的增大而增大，基本呈线性关系。



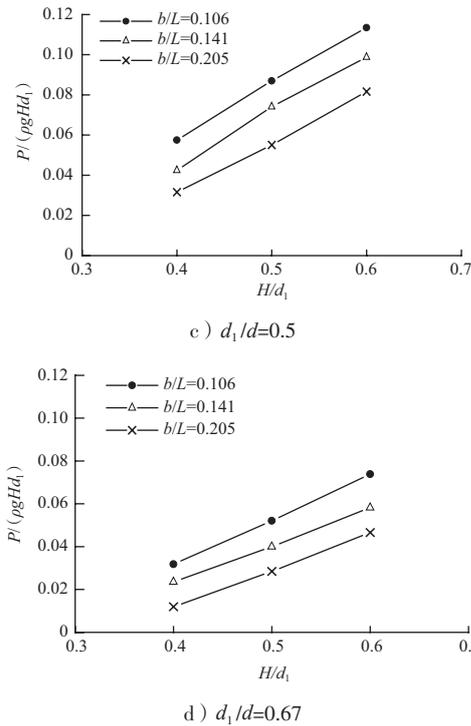


图4 不规则波作用下越浪压力与相对波高的关系

3.3 相对净高对越浪压力的影响

在相同的波浪冲击条件下, 结构物的相对净空高度影响越浪形态, 进而影响结构物所受越浪压力的大小。

图5给出了相对波高 $H/d_1=0.4 \sim 0.8$ 范围内, 不同基床肩宽条件下的无因次波浪力随相对净高的变化。由图可以看出: 相对净高由 $0.8 \sim 1.5$ 增大的过程中, 无因次越浪压力随相对净高增大而减小。研究表明, 当相对净高接近 1.0 时, 越浪形态为水体连续越过胸墙的渐变越浪过程。当相对净高由 $1.6 \sim 1.9$ 继续增大, 无因次越浪压力随相对净高增大而增大, 大多数情况下结构物所受的最大无因次越浪压力发生在相对净高 $S/H \approx 1.8$ 。随后相对净高继续增大, 无因次越浪压力随相对净高增大反而减小。这主要是由于随着相对净高的增大, 波浪拍岸水体溅起, 结构物后方水平面的冲击压力随之增大。当相对净高继续增大时, 大部分波浪被直墙反射, 溅浪较少, 使冲击压力减小。

3.4 越浪压力的计算公式

通过单因次分析, 最小二乘法和非线性回归分析, 可以得出无因次越浪压力和各影响因子相互关系的计算公式:

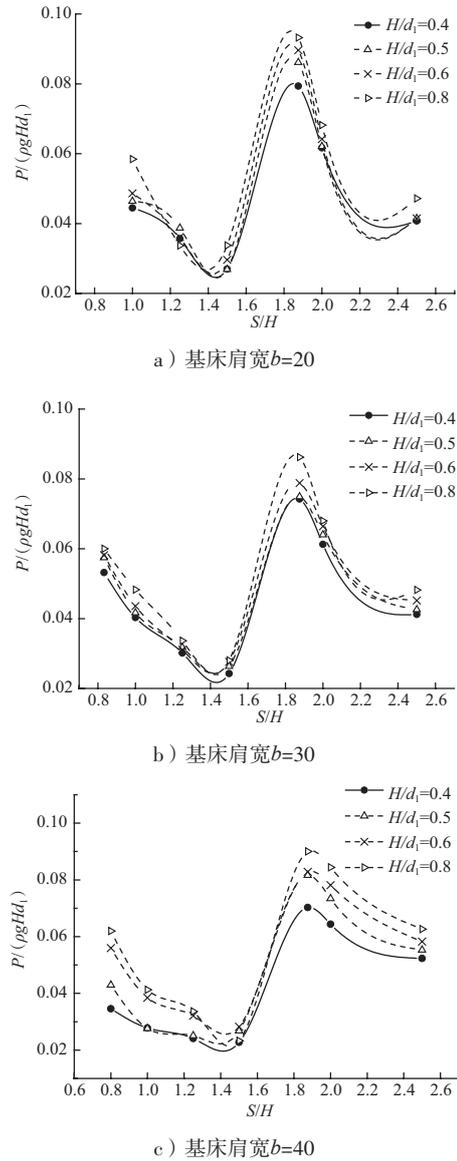


图5 不规则波作用下越浪压力与相对净高的关系

$$\frac{P}{\rho g H d_1} = 2.18 + 0.03 \frac{H}{d_1} + 0.09 \frac{b}{L} - 13.47 \frac{d_1}{d} - 0.1 \left(\frac{b}{L}\right)^2 + 0.18 \left(\frac{S}{H}\right)^2 + 28.4 \left(\frac{d_1}{d}\right)^2 - 0.04 \left(\frac{S}{H}\right)^3 - 19.15 \left(\frac{d_1}{d}\right)^3 \quad (1)$$

拟合公式的相关系数 $R=0.9012$, 拟合方程的相关性较好。为检验回归方程的显著性, 采用F检验和复相关系数检验来判断经验公式的拟合效果。

F检验: 回归方程的 $F=5.59$, 对于给定的显著水平 $\alpha=0.01$, 查F分布表^[12]可得 $F_{0.01}(4, 156)=3.42 < F=5.59$, 所建立的回归方程显著。

复相关系数检验: 回归方程的相关系数 $R=0.55$, 给定同样的显著水平 $\alpha=0.01$, 查相关系数临界值得 $R_{0.01}=0.295 < 0.55$, 所以建立的回归方

程与试验数据拟合较好。

将式(1)的计算值与试验值进行对比如图6所示,大部分点位于实线附近,说明计算值与试验值吻合较好。

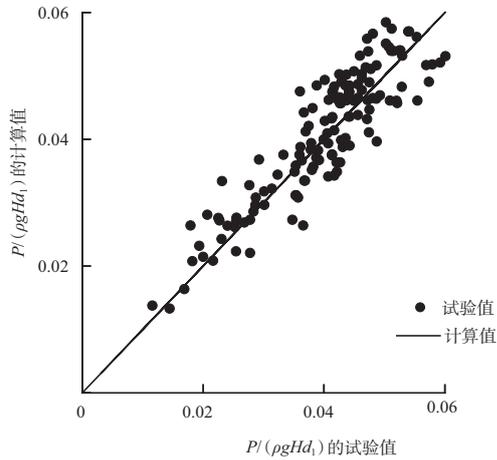


图6 P/(ρgHd₁) 试验值与计算值对比

4 结论

1) 相对波高和基床相对肩宽共同影响无因次越浪压力。相对波高较大时,无因次越浪压力随基床相对肩宽的增大而减小。相对波高较小时,无因次越浪压力随基床相对肩宽的增大而增大。相对波高取中间值时,无因次越浪压力随基床相对肩宽的增大呈先增大后减小趋势。

2) 在中等肩宽条件下,胸墙后方水平面所受无因此越浪压力随相对波高的增大而增大。

3) 渐变越浪过程条件下,无因次越浪压力随相对净高的增大而减小。溅浪过程条件下,无因次越浪压力随相对净高的增大而增大。大多数情况下越浪压力最大值发生在S/H=1.8附近。相对净高继续增大时,越浪压力随相对净高增大而减小。

4) 本文给出了无因次越浪压力与相对波高、相对净高、基床因子和基床相对肩宽的关系,可供工程设计参考。

参考文献:

[1] Jansen O J, Juhl J. Wave overtopping on breakwaters and sea dikes[C] // Proc Int Conf Coast And Port Engrg In Developing Countries,1987.

[2] Owen M W. Design of seawalls allowing for over topping. NO.EX924[R]. Wallingford: Hydraulics Research Station,1980.

[3] Owen M W. Overtopping of Sea Defences[C]// Proceeding of Intl Conference on Hydraulic Modelling of Civil Engineering. Coventry: BHRA Structures, 1982: 469-480.

[4] Owen M W, Steele A A J. Effectiveness of recurved wave return wall.NO.SR.261[R]. Wallingford: Hydraulics Research,1991.

[5] Tracey W, William A, Tim P. Waves and wave overtopping on reservoir structures[J]. Dams and Reservoirs, 2010, 20(2): 59-68.

[6] Meer J W, Verhaeghe H, Steendam G J. The new wave overtopping database for coastal structures[J]. Coastal Engineering, 2009,56(2):108-120.

[7] Tuan T Q, Oumeraci H. A numerical model for wave overtopping of sea dikes[J]. Coastal Engineering, 2010, 57(8): 757-772.

[8] Losada I J, Lara J L, Guanche R, et al. Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters[J]. Coastal Engineering, 2008, 55(1): 47-62.

[9] Ingram D M, Gao F, Causon D M, et al. Numerical investigations of wave overtopping at coastal structures[J]. Coastal Engineering, 2009, 56(2): 190-202.

[10] 陈国平, 周益人, 严士常. 不规则波作用下海堤越浪量试验研究[J]. 水运工程, 2010(3): 1-6.

[11] Pullen T, Allsop N W H, Bruce T, et al. Field and laboratory measurements of mean overtopping discharges and spatial distributions at vertical seawalls[J]. Coastal Engineering, 2009, 56(6): 121-140.

[12] 中国科学院数学研究所概率统计室. 常用数理统计表[M]. 北京: 科学出版社, 1974: 35-38.

(本文编辑 郭雪珍)