

# 海堤溃堤机理和溃堤越浪量阈值的试验分析

张尧<sup>1</sup>,陈刚<sup>2</sup>,胡金春<sup>2\*</sup>,国志兴<sup>1</sup>,谭骏<sup>1</sup>,刘钦政<sup>1</sup>

(1. 国家海洋局 海洋减灾中心,北京 100194; 2. 浙江省水利河口研究院,浙江 杭州 310020)

**摘要:**通过对不同几何结构和护面材质的海堤开展大量组次物理模型试验,得出越浪水体强烈的剪切力导致的后坡侵蚀和护面块体滑动被证明是海堤失稳的主要触发因素。建议工程标准和规范中考虑越浪流速和剪切力,将有利于溃堤风险的评估和预判。然而实验数据显示,海堤在越浪强度递增过程中的受压达到峰值的先后顺序为堤顶—挡浪墙—后坡。因此,瞬时水动力冲击导致的疲劳性破坏可能是另一种溃堤机理,虽没有在试验中出现,但需要时刻警惕。不同于广泛使用的允许越浪量,本项工作提出了针对我国沿海典型海堤类型的溃堤越浪量阈值建议值。这使得通过经验公式计算和预测溃堤风险变成可能。溃堤越浪量很大程度上受护面材质、后坡坡度和挡浪墙高度影响,但在试验中没有体现对堤顶宽度的敏感性。试验结果表明,对于相同的海堤结构和堤顶高程,相对于没有挡浪墙的海堤增设挡浪墙有可能是对海堤稳定性的一种降低。但这还需要进一步被其他研究者和工程师讨论验证。

**关键词:**越浪;海堤;溃堤;护面;剪切力;压力;荷载;挡浪墙

中图分类号:P736

文献标识码:A

文章编号:1002-3682(2017)03-0009-12

doi:10.3969/j.issn.1002-3682.2017.03.002

海堤等海岸防护工事可预防风暴潮、海浪等对沿海社区的破坏,是保护人民生命财产安全的重要屏障。我国大约 75% 的大陆海岸沿线修建了海堤<sup>[1]</sup>,但其中存在大量的不达标海堤。每年海洋灾害过程中,都出现一定数量的海堤被破坏、决口甚至溃塌。海堤的防护性能很大程度上取决于其本身的构造特征和水文动力环境。海堤越浪过程是对浪、潮、流、结构特征等因素的一个综合响应。过大的越浪量和越浪强度可能会造成海堤溃堤。因此可靠的越浪量评估方法和海堤溃堤机理的探索一直是海岸工程防护的热点和诉求。越浪研究在过去的三十年中受到了广泛的关注,得到了极大的发展<sup>[2-4]</sup>。海洋灾害风险防控中通常采用允许越浪量,因此以往大部分的研究工作都集中在允许越浪量的评估计算和数据库的建立<sup>[5-6]</sup>,这些研究成果可以很好地描述和预测海堤越浪现象。越浪量计算方法大致可以分为 3 类:经验公式法、数值计算法、物理试验法。从性能和表现上来看,它们相互依赖,因此通常被组合互补使用。

越浪量计算经验公式大多基于物理试验数据和实地观测调查数据,将主要影响变量参数化拟合形成<sup>[7-9]</sup>。净空高度的指数方程表达被广泛采用到越浪量的计算中。早些时候,这些公式的应用范围被限制在特定的海堤结构。后来研究者们通过增加影响变量的数量和公式的复杂程度,有效地提高了计算的准确性和应用范围。与此同时,一种基于神经网络法的系统被提出,并且适用于很广泛的海堤几何结构<sup>[10-13]</sup>。

总之,在水文环境参数和结构特征被给定的情况下,这些方法都可相对便捷、直接地计算出海堤越浪量。随着现代计算资源的高速发展,对越浪过程的数值模拟已经成为了一个较为成熟的手段,对复杂的水—结构物相互作用过程进行描述<sup>[14-17]</sup>。通过对不同水动力环境和海堤结构的组合开展大量的数值模拟,可详细计

收稿日期:2017-02-03

资助项目:国家海洋局海洋减灾中心科研项目——风暴潮灾害海堤溃堤越浪量影响因子研究(2015AA018);国家自然科学基金项目——区域尺度灾害性海浪的非静压荷载分析和风险分布评价的模型方法研究(51609043);海岸灾害及防护教育部重点实验室开放基金(2016001)

作者简介:张尧(1988-),男,博士,主要从事海岸海洋工程方面研究. E-mail: yzhang@nmhms.gov.cn

\* 通讯作者:胡金春(1975-),男,高级工程师,硕士,主要从事海岸及近海工程方面研究. E-mail: 358540234@qq.com

(陈靖 编辑)

算和分析水面变形、速度、非静态压力等重要数据。数值模型不同于物理试验的波谱范围限制,只要从数学方法上被正确表达,可以模拟很广的波浪谱范围。目前数值模型从计算精度和计算范围可以被分为三类:相位/水深平均模型;相位解析模型<sup>[18-20]</sup>;全三维 Naver-Stokes 计算流体力学模型<sup>[21-22]</sup>。计算成本和精度会随着近似程度的提升而增大。相位/水深平均模型有着最低的近似精度和最高的计算效率。它的快速计算可以有效地对时长较长的越浪过程进行统计分析。但由于垂向平均和静态压力场的采用导致的精度上限严重阻碍了非静压、非线性和高耗散等过程的计算。最受欢迎的相位解析模型 Boussinesq 在计算精度和计算效率上保持了一个较好的平衡。非静压特性和高阶近似精度计算的结果基本可令人满意<sup>[23-24]</sup>。然而如果波浪破碎造成的气泡和多个水—空气界面出现,相位解析模型的单一界面假设会导致一个计算精度的上限。最后,全三维 Naver-Stokes 模型可将水花、涡旋、紊流和多界面等现象模拟地极度接近于真实,但由于其计算精度和成本非常高,模拟计算的时长较长而应用尺度也相对较小。

无论是经验公式还是数值模型都对物理试验验证的依赖都较大。因此,针对越浪过程的物理模型试验显得尤为重要<sup>[25-27]</sup>。试验通常按照比尺缩小在波浪池或水槽中开展。采用精密仪器对水动力参数进行测量和记录。波浪、风、结构孔隙等很难被数学表述组合到一起,但在物理试验中可以被较好模拟。但相对较窄的造波波谱、比尺问题和测量误差都是或多或少无法避免的。此外相较于前两者方法,开展多组次物理试验的成本极高。

最终,抛开这 3 类方法的优缺点,仍然有一些问题制约了海堤越浪研究。通常海堤在很强的越浪强度下有溃堤的风险,而之前的研究大多是在假设海堤安全的前提下关注被广泛采用的允许越浪量。很少有研究关注海堤溃堤时的溃堤越浪量阈值。越浪水体厚度、流速、剪切力、压力对海堤失稳有直接的影响因此应该被更多地研究<sup>[28-30]</sup>。本项工作通过大量的物理试验较为清晰地阐述了海堤越浪溃堤过程中水—结构物相互作用机理;提出了针对我国沿海典型海堤类型的溃堤越浪量阈值建议值,为海堤溃堤风险预判提供了基础;并开展了针对结构结合特征、护面材质、挡浪墙等溃堤越浪量影响因子的定量分析。测量数据和分析结果可为沿岸地区的海洋灾害防灾减灾提供科学参考。

## 1 物理试验

通常海洋灾害中的潮位上升和风暴增水会导致海堤堤前的水深增加,因此海浪可以在破碎和耗散能量之前传播到距离海堤非常近的位置。尤其是低频长波海浪由于蕴含能量较大,爬升和穿透性极强,破坏力很大。过大的越浪强度和水量会威胁海堤结构自身的安全。以往的海堤破坏资料显示海堤的顶部和内坡受到了严重的破坏,护面块体有滑落缺失现象<sup>[31-32]</sup>。但至于进一步的海堤溃决机理,就没有系统的资料总结。因此为了彻底搞清海堤溃堤机理,我们针对我国典型海堤断面类型开展了多个组次的物理试验,直到海堤模型失稳溃堤。在相同的水动力条件下,不同的溃堤越浪量影响因素如堤顶宽度、后坡坡度、挡浪墙高度和护面材料被定量地细致分析。

我们使用了浙江省水利河口研究院的大型试验水槽(图 1),长 70 m,宽 1.2 m,深 1.7 m。Froude 数和 Strouhal 数被采用在重力和惯性力作用下的试验比尺的选取:

$$\begin{cases} \frac{U_m}{\sqrt{g}} = \frac{U_o}{\sqrt{g}} \\ \frac{U_m T_m}{L_m} = \frac{U_o T_o}{L_o} \end{cases} \quad (1)$$

式中: $U$  表示速度; $T$  表示时间; $L$  是长度;下标  $m$  和  $o$  分别表示模型和原型。综合考虑了水槽的尺寸,确定了长度比尺  $\lambda = 20 : 1$ 。因此,表 1 描述了所有其他比尺的选取。试验时长相当于原型 2 h 以上的风暴潮和台风浪作用,足够时长来获取一定的统计数据。试验所用基准概化断面如图 2 所示,堤顶高程为 7.8 m,堤顶挡浪墙为 1 m,迎潮面坡度为 1 : 3,后坡坡度为 1 : 2,堤顶宽度为 6 m。

图 1 试验水槽( $70\text{ m} \times 1.2\text{ m} \times 1.7\text{ m}$ )Fig.1 Experimental flume ( $70\text{ m} \times 1.2\text{ m} \times 1.7\text{ m}$ )

表 1 实物与模型物理量之间的关系

Table 1 Experimental scaling

名称	符号	比尺
线尺度	$L_o/L_m$	$\lambda$
线速度	$V_o/V_m$	$\lambda^{1/2}$
角度	$\varphi_o/\varphi_m$	1
周期	$T_o/T_m$	$\lambda^{1/2}$
面积	$A_o/A_m$	$\lambda^2$
体积	$D_o/D_m$	$\lambda^3$
重量	$G_o/G_m$	$\lambda^3$
单宽流量	$q_o/q_m$	$\lambda^{3/2}$

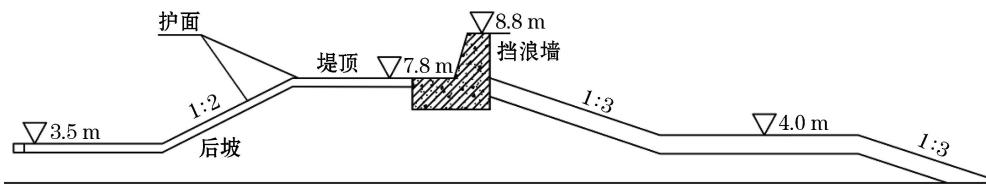


图 2 试验盖化基准断面

Fig.2 Baseline generalized section

本试验不规则海浪模拟采用标准的 JONSWAP 波浪谱分布。不同时刻的潮位、有效波高、谱峰周期采用 2006 年第 8 号台风桑美的后报结果。

$$S(\omega) = \frac{\alpha g^2}{\omega^5} \exp(A) \cdot \gamma^\beta, \quad (2)$$

$$A = -\frac{5}{4} \left( \frac{\omega_p}{\omega} \right)^4, \quad (3)$$

$$\beta = \exp[-(\omega - \omega_p)^2 / (2\sigma^2 \omega_p^2)], \quad (4)$$

$$\sigma = \begin{cases} 0.07 & (\omega \leq \omega_p) \\ 0.09 & (\omega > \omega_p) \end{cases}, \quad (5)$$

$$\gamma = 3.3. \quad (6)$$

式中:  $\alpha$  的取值与风速和风区范围有关,通常在 0.008~0.01。 $\omega$  和  $\omega_p$  为角频率和峰值角频率。根据《波浪模型试验规程》<sup>[33]</sup>中规定的允许误差,控制各波谱参数,  $|\Delta m_0|/m_0 \leq 10\%$ ,  $|\Delta H_s|/H_s \leq 5\%$ ,  $|\Delta f_p|/f_p \leq 5\%$ ,  $m_0$  为谱能,  $H_s$  为有效波高,  $f_p$  谱峰频率。水槽末端设置消波器可以确保入射波的能量全部被耗散吸收,进而没有反射信号来干扰试验结果,这在数值模拟中也是常用的一种处理方法<sup>[34-35]</sup>。

压力、水位的测量采用中国水利水电科学研究院生产的 DJ800 型多功能监测系统,它是由计算机、多功能监测仪和各种传感器组成的数据采集和处理系统,能做动、静态压力测量,最小的采集时间间隔为 0.01 s。水位采用电容式波高仪,主要用于动态水位测量,误差  $< \pm 1\%$ ;点压力传感器是硅横向压阻式的,在传感器的背后,安装一根塑料管,塑料管的另一端与大气相通,测量范围  $-2 \sim 10\text{ kPa}$ , 分辨率  $0.01\text{ kPa}$ , 误差  $< \pm 0.3\%$ 。根据以往的研究,波浪对涉水建筑物产生冲击作用时,存在一个瞬时快速上升的冲击力,其变化较为复杂。由于冲击压力的作用时间非常短,不同的采样频率所得结果会有较大的差别,为了采集到最大的瞬时冲击压力,需要采用较小的采样间隔,但过小的采样间隔会引起频率分辨率  $\Delta f$  增大,导致数据精度降低,本次试验满足测点数、采样时间要求的前提下实际采用的最小时间间隔为 0.02 s。在将模型放置波浪水槽之前,

先利用放置于试验断面前的波高仪,按工况率定波浪要素,然后放入概化断面进行试验。在堤后安放容器承接越浪水体,可称重得出越浪量;在挡浪墙、堤顶、后坡分别安置压力传感器(图3),可测得越浪水体冲击海堤时的压强,在每个工况组合试验均重复测量3次,取其平均值作为试验结果,以减小偶然因素的影响。

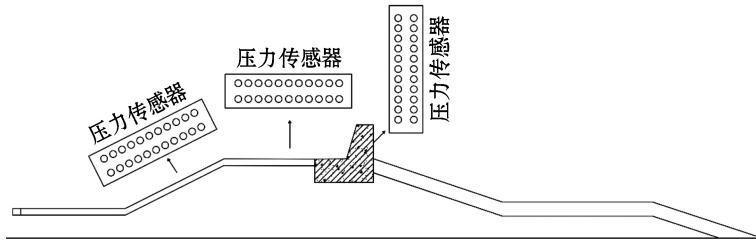


图3 压力传感器分布

Fig.3 Distribution of the pressure sensors

## 2 结果分析

因为在每次试验的前半段时间里低水位情况下还没有波浪越过堤坝模型,因此每次试验的最后1 h记录的浪、水位和对应的越浪量等数据被用来做基础分析(表2)。先针对基准盖化断面做了试验,随着水位和浪高的增加,越浪量逐渐增大。为使测量的越浪量值域范围更广,我们在初始测试中确保了海堤模型的绝对坚固。当水位达到了相当于实际潮位7.39 m的时候(仅低于挡浪墙顶部1 m),测得的越浪量为 $0.837 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{s})$ 。然而之后的测试海堤模型模仿了实际工程中的海堤材料和构造,我们发现大部分海堤会在 $0.117 \sim 0.424 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{s})$ 的越浪量范围内完全失稳溃决。因此我们在 $0.085 \sim 0.424 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{s})$ 越浪量范围内进行了加密试验,细致地探究溃堤的整个过程(表3)。

表2 后报各时刻潮位、波高和越浪量试验结果

Table 2 Measured overtopping rates during the hindcast storm

假想时刻	潮位/m	$H_{1/3}$ 波高/m	越浪量/ $\text{m}^3 \cdot (\text{m} \cdot \text{s})^{-1}$
15:40:00	3.11	1.92	0
15:50:00	3.84	2.36	$<0.0001$
16:00:00	4.55	2.78	0.0029
16:05:00	4.90	3.00	0.015
16:10:00	5.25	3.20	0.036
16:12:30	5.45	3.30	0.052
16:15:00	5.65	3.40	0.085
16:17:30	5.85	3.50	0.117
16:20:00	6.00	3.65	0.138
16:22:30	6.20	3.75	0.209
16:25:00	6.40	3.85	0.263
16:27:30	6.60	3.95	0.326
16:30:00	6.68	4.06	0.424
16:35:00	6.95	4.22	0.574
16:40:00	7.22	4.38	0.701
16:45:00	7.39	4.48	0.837

表3 越浪量的加密测试

Table 3 Concentrated measurement of overtopping rates

试验编号	越浪量/ $\text{m}^3 \cdot (\text{m} \cdot \text{s})^{-1}$	
	基准断面挡浪墙1 m	基准断面无挡浪墙
1	0.424	0.386
2	0.389	0.355
3	0.338	0.321
4	0.326	0.259
5	0.305	0.207
6	0.263	0.180
7	0.222	0.145
8	0.209	0.124
9	0.172	0.110
10	0.138	0.092
11	0.117	0.088
12	0.105	0.041
13	0.085	0.034

注:试验日期 2006-08-10

图4给出了随着越浪量增加挡浪墙处所受的最大压强的垂向变化。随着越浪量增大,越浪水体压强急速增大,尤其是越浪量从 $0.263\text{ m}^3/(\text{m}\cdot\text{s})$ 增大至 $0.338\text{ m}^3/(\text{m}\cdot\text{s})$ 时,越浪量增大了28.5%,而对应的最大压强增加了近100%,因此,从越浪水体的能量上来分析,随着越浪量增大,个别极大单波引起的越浪水体对后坡及堤顶的破坏能力也随之加强,且增幅要远大于越浪量量值的增幅。垂向压强最大值位置出现在了距堤顶1m左右的高度。图5中相应的前4%的统计极值分析也体现了相似的趋势。图6和图7给出了堤顶和后坡受压最大值和4%的统计极值的水平分布情况。后坡承受的荷载要远小于堤顶。但当越浪量接近溃堤越浪量范围 $0.263\sim0.338\text{ m}^3/(\text{m}\cdot\text{s})$ 时,堤顶受压达到一定上限并不再显著增加。为了更加清晰地描述在溃堤过程前后挡浪墙、堤顶、后坡的受压分布变化,图8给出了相应4个越浪量时刻的压力分布彩色条。图8a( $q=0.117\text{ m}^2/\text{s}$ )显示压力大部分分布在堤顶迎水侧前部,而后坡和挡浪墙并没有很大荷载分布;图8b( $q=0.263\text{ m}^2/\text{s}$ )显示一定量的压强在堤顶后半部分出现;图8c( $q=0.305\text{ m}^2/\text{s}$ )显示接近溃堤时刻堤顶已经满负载,并且挡浪墙受压开始急剧上升;图8d( $q=0.338\text{ m}^2/\text{s}$ )显示即将溃堤时,堤顶和挡浪墙受压达到峰值上限,而后坡的受压也开始显著增大。因此海堤在越浪强度递增过程中的受压达到峰值的先后顺序为堤顶—挡浪墙—后坡。

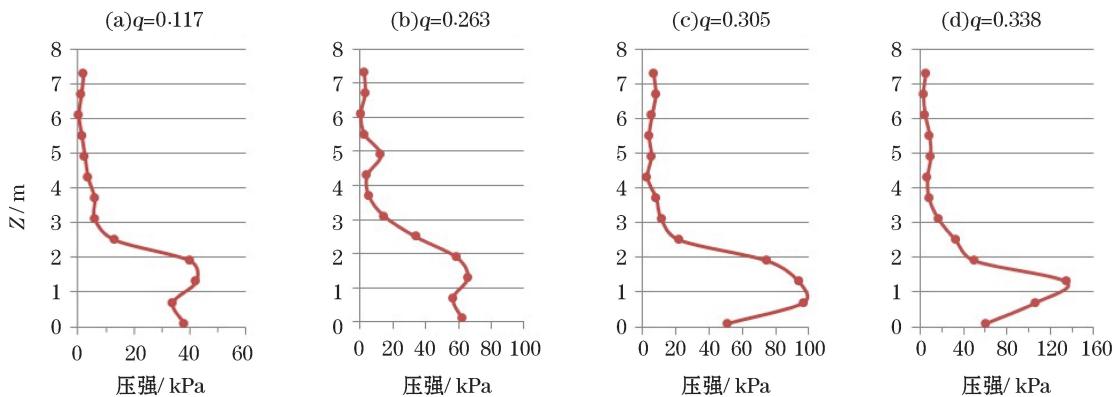


图4 四级越浪量( $\text{m}^2/\text{s}$ )所对应的挡浪墙受压最大值的垂向变化

Fig.4 The vertical change of the maximum pressure that the wave wall experienced correspondingly to the four grades of wave overtopping rates ( $\text{m}^2/\text{s}$ )

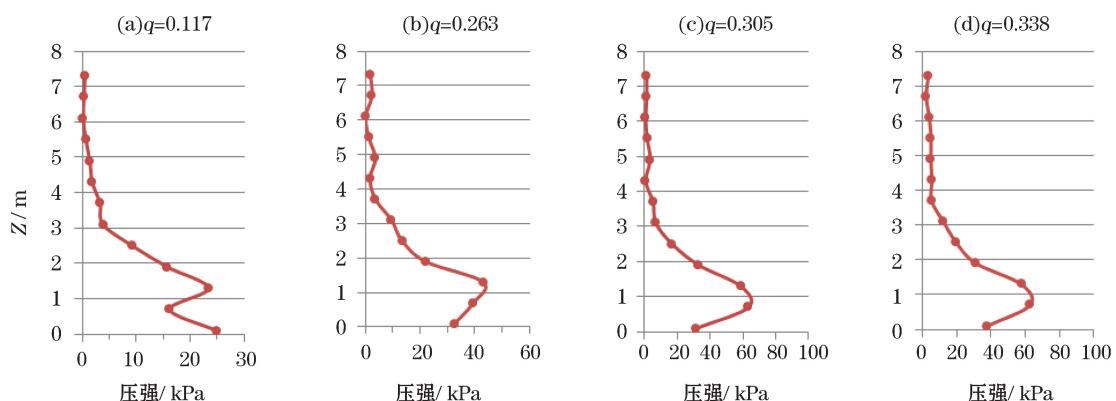


图5 四级越浪量( $\text{m}^2/\text{s}$ )所对应的挡浪墙受压4%最大值的垂向变化

Fig.5 The vertical change of the 4% of the maximum pressure that the wave wall experienced correspondingly to the four grades of wave overtopping rates ( $\text{m}^2/\text{s}$ )

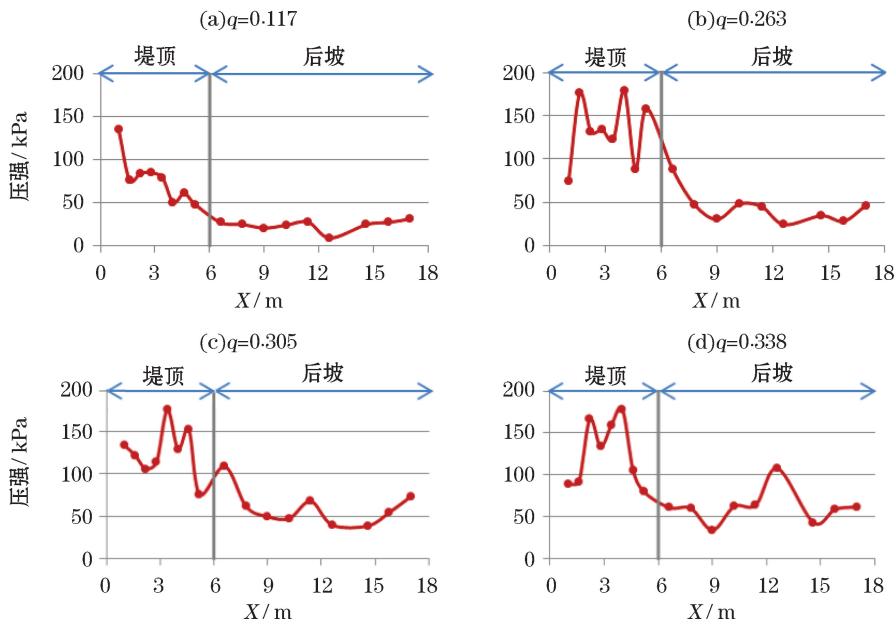


图 6 四级越浪量( $\text{m}^2/\text{s}$ )所对应的最大压强沿堤顶—后坡的分布

Fig.6 The maximum pressure corresponding to the four grades of wave overtopping rates ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) and its distribution along the dike top and the landward slope

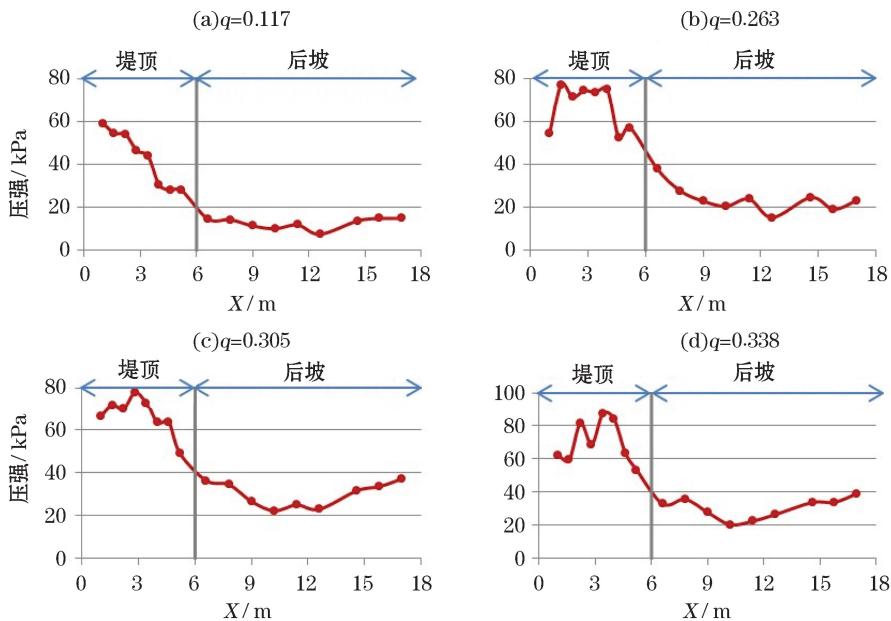


图 7 四级越浪量( $\text{m}^2/\text{s}$ )所对应的 4% 最大压强沿堤顶—后坡的分布

Fig.7 The 4% of the maximum pressure corresponding to the four grades of wave overtopping rates ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) and its distribution along the dike top and the landward slope

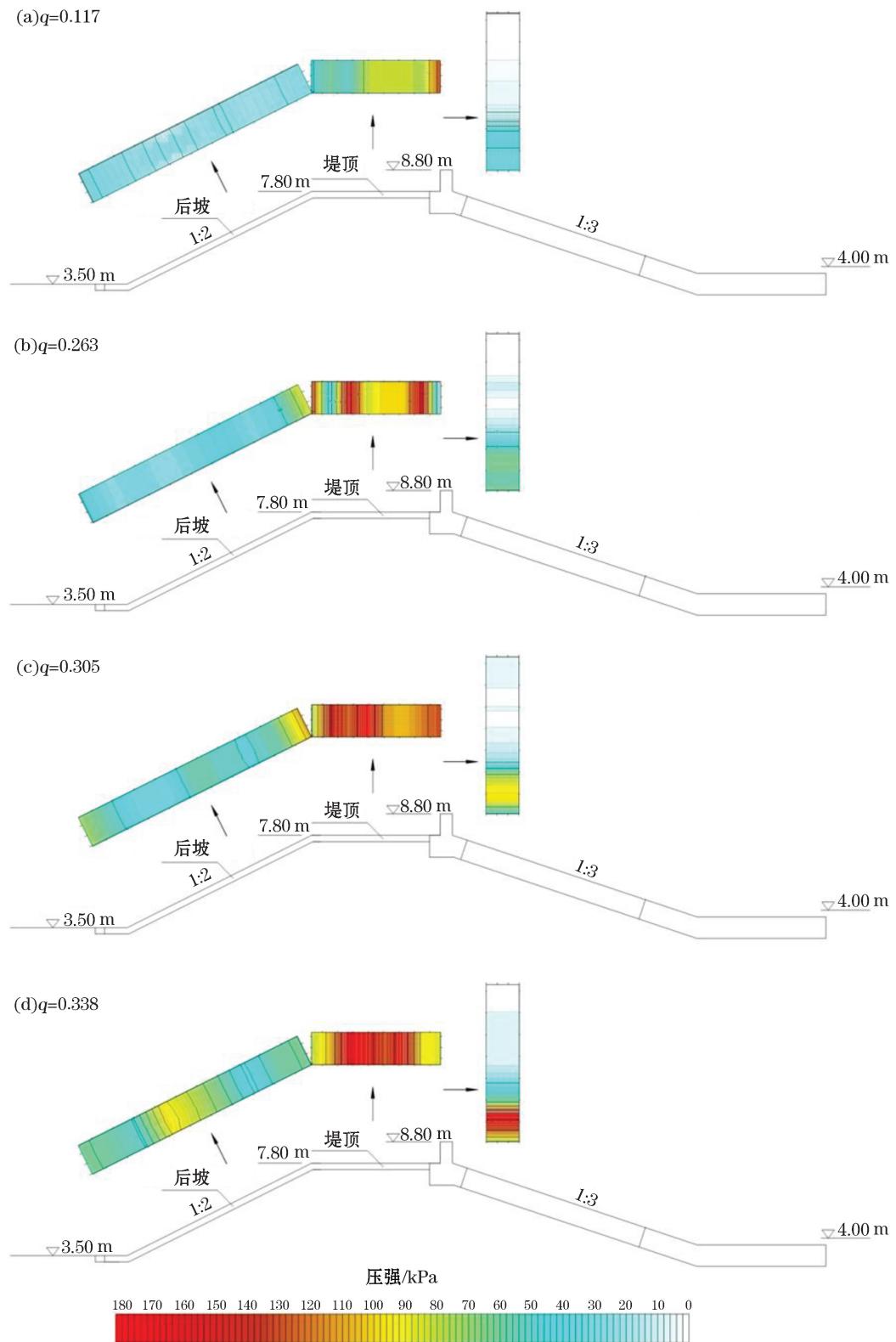


图 8 最大越浪压强在海堤表面的整体分布

Fig.8 The overall distribution of the maximum overtopping pressure on the dike surface

在试验中,虽然后坡所承受的正向压力最小,但由于越浪水流较大的剪切力导致的后坡逐渐侵蚀可能是触发海堤失稳和溃堤的主要因素。一旦间歇性水动力荷载和冲刷导致任何后坡表面的变形,流速达到启动临界值,后坡护面块体就会开始松动。后坡进而逐渐失稳导致溃堤。图 9 描述了试验中溃堤过程的几个瞬间快照,越浪水体可以直接拍打在堤顶或者越过堤顶直接冲刷后坡。后坡冲刷和护面块体滑落被观察到是触发溃堤的“扳机”。表 4 给出了试验中测得的 2 种混凝土护面块体(混凝土板和螺母块体)的启动流速。根据不同翘起高度,启动流速在  $7.3\sim10.4$  m/s 范围。而溃堤越浪量  $0.263\sim0.305$   $\text{m}^3/(\text{m}\cdot\text{s})$  所对应的后坡冲刷流速为  $11.2\sim13.4$  m/s,完全超出了启动流速的范围。因此,如果可以在工程标准和规范中增加越浪过程中的冲刷流速和剪切力,可能会有利于溃堤风险的定量评估和预判。

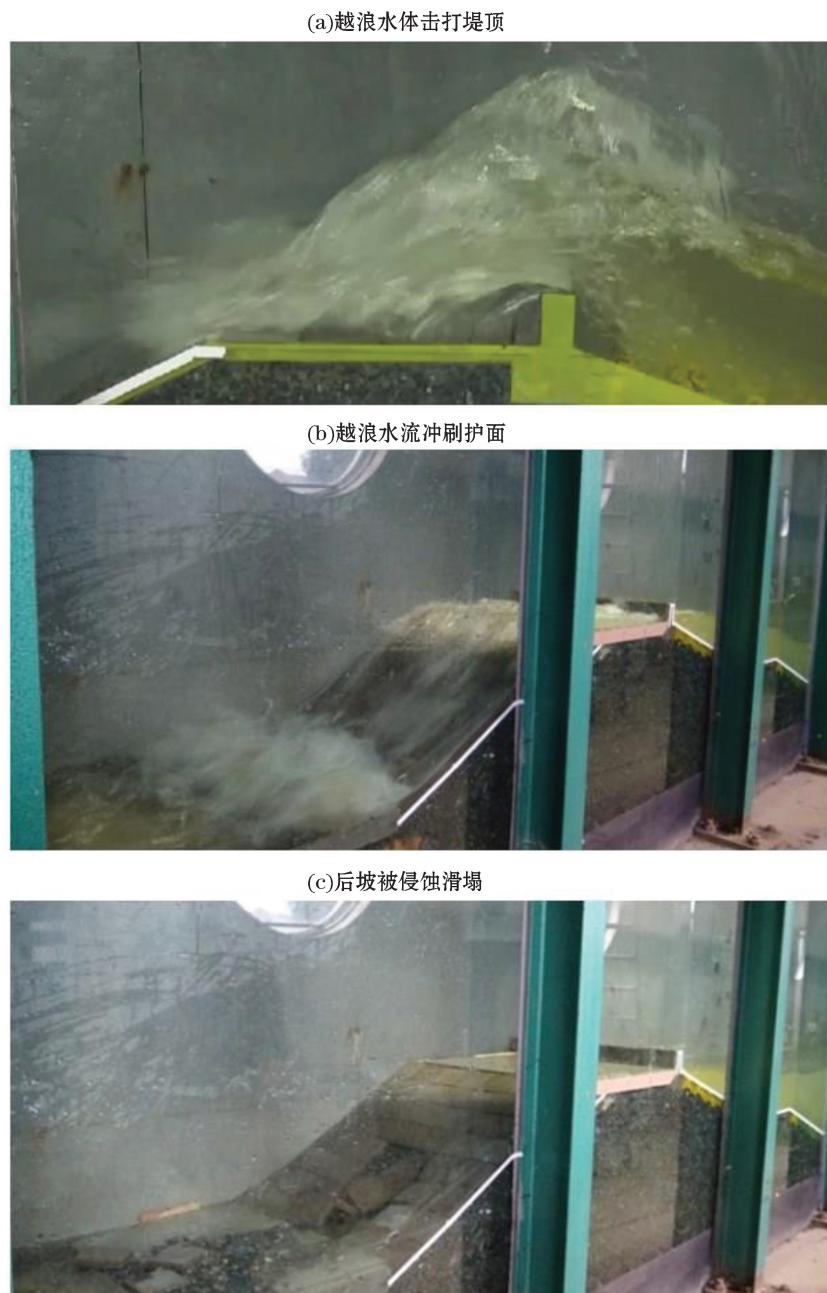


图 9 溃堤过程的 3 个瞬间快照

Fig.9 The 3 instant snapshots of the dike failure process

表 4 护面材质抗冲能力测试数据

Table 4 Initiating velocity for concrete pavement

材 质	出水高度	启动流速/ $m \cdot s^{-1}$	启动对应水深/m
混凝土块 (0.3 m 厚)	1.0 h	7.3	1.2
	1/2 h	8.9	1.9
	1/3 h	10.4	2.5
螺母块 (0.3 m 厚)	1.0 h	8.3	1.3
	1/2 h	10.2	2.0

表 5 不同护面溃堤越浪量阈值范围

Table 5 Measured failure overtopping rates  
for varying pavement

护面类型	厚度/m	溃堤越浪量阈值/ $m^3 \cdot (m \cdot s)^{-1}$
混凝土	30	0.260~0.305
干砌块石	30	0.085~0.105
抛石	30	0.036
草皮	NA	0.020

注:“NA”表示不适用

除了盖化基准断面的测试,我们还针对不同的断面结构和护面材质做了多组试验,试图分析总结后坡坡度、堤顶宽度、挡浪墙和护面的选取对溃堤越浪量阈值的影响。表 5 描述了在基准断面的基础上其他条件不变的情况下,不同护面材质所对应额溃堤越浪量。结果显示混凝土护面最为坚固而草皮护面最为脆弱。不用泥浆黏合的干砌块石和碎石护面的坚固性能远小于混凝土护面,这说明了带有空隙的护面材质可能对越浪水流的剪切力非常敏感,所以不可作为建造堤坝的首要选择。在实验中对于同样的护面材料,海堤的稳定性很大程度上依赖于后坡坡度和挡浪墙高度,但其显现出对堤顶宽度很小的敏感性。表 6 中,对于干砌块石护面,后坡坡度越陡,海堤溃堤越浪量越小、越不稳定;对于混凝土板护面,在实验范围内后坡坡度对溃堤越浪量没有明显影响,这可能是因为平滑护面对水流剪切不敏感。但在大多数情况下,平缓后坡应该是对海堤在抵御海洋灾害过程中的安全、坚固有促进作用。

表 6 不同后坡坡度的溃堤越浪量阈值范围

Table 6 Measured failure overtopping rates  
for varying landward slope

护面类型	后坡坡度	溃堤越浪量阈值/ $m^3 \cdot (m \cdot s)^{-1}$
混凝土	1 : 1.5	0.263~0.305
混凝土	1 : 2	0.263~0.305
混凝土	1 : 3	0.263~0.305
干砌块石	1 : 1.5	0.066~0.085
干砌块石	1 : 2	0.085~0.105
干砌块石	1 : 3	0.105~0.117

表 7 不同挡浪墙高度的溃堤越浪量阈值范围

Table 7 Measured failure overtopping rates with or  
without the dike-mounted wall

护面类型	坡 度	挡浪墙 高度/m	溃堤越浪量阈值 $/m^3 \cdot (m \cdot s)^{-1}$
混凝土	1 : 2	1	0.260~0.305
混凝土	1 : 2	0	0.355~0.386
干砌块石	1 : 2	1	0.105~0.117
干砌块石	1 : 2	0	0.124~0.145

大部分的海堤都采用了在堤顶设置挡浪墙的形式,可以阻止或减少越浪。但在试验中对于相同高程来说有无挡浪墙,越浪过程完全不同。无挡浪墙时,越浪过程很平顺,海堤破坏位置的分布也更加扩散;而对于设置挡浪墙来说,激起的水体会迅速上冲到一定高度,回落直接砸在堤顶或直接冲刷后坡。表 7 的结果显示无论是混凝土还是干砌块石护面,测得的溃堤越浪量都对挡浪墙高度表现出了一定的敏感性。对于这两种护面来说,撤走挡浪墙可以分别增加 35% 和 18% 的溃堤越浪量,这意味着更高的安全性。与此同时,从表 3 和图 10 的试验数据可得出,在同样的高程、几何结构和水动力条件下,无挡浪墙比有 1 m 挡浪墙的海堤所测得的越浪量更小。因此我们很谨慎地做出一个推测:挡浪墙看起来可能不完全是加固海堤结构的一个合理

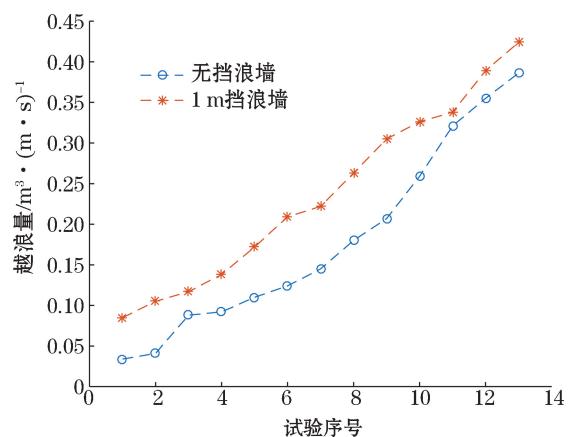


图 10 有无挡浪墙的加密试验测得的越浪量

Fig.10 The overtopping rates measured with and without wave wall in the encryption tests

设置。当然,这可能还和越浪形态和机理有关,需要领域内其他学者和工程师的进一步讨论和验证。

### 3 结论和展望

海堤溃堤机理可能是非常复杂的并且取决于很多因素。在本项试验工作中,后坡护面块体的侵蚀和滑落是海堤失稳的主要诱因。一旦间歇性越浪水体拍打和冲击造成海堤表面的隆起或者凹陷,护面块体就开始被急速剪切的水流冲刷松动进而滑落。因此护面块体的临界启动流速应该被考虑到工程标准和规范中,可能会对溃堤风险的预判有很大帮助。但是受压测试表明,在整个溃堤过程中堤顶承受的非静态水动力荷载最大,而挡浪墙受压也急剧增加。所以受压达到峰值的先后顺序为:堤顶—挡浪墙—后坡。因此,除了试验中出现的后坡滑塌失稳,水动力正面冲击导致的疲劳破坏也可能导致发生溃堤过程,需要被时刻警惕。

不同于允许越浪量,溃堤越浪量在本项工作中被首次提出作为海堤安全的重要指标。护面材料、后坡坡度、挡浪墙高度等对溃堤越浪量阈值有显著影响。平缓的后坡有利于海堤稳定和安全;而孔隙率较高的海堤护面被证明对越浪水流的剪切作用非常敏感,不建议被优先考虑。在相同结构特征、高程和水动力环境下,有挡浪墙的海堤相对无挡浪墙的海堤更加容易失稳。这一点需要通过更多的相关研究开展进一步的讨论和验证。本文初步提出了中国沿海典型海堤的溃堤越浪量阈值范围建议值,在这些试验数据被应用到评价溃堤风险之前,需要通过更多的实际案例来验证和修正。

### 参考文献(References) :

- [1] CHENG D L, YU Y H, XIE S M. Prospect of development of seawall construction in China[C]// Annual conference of Specialized Committee on the protection and utilization of tidal flat in Chinese Water Conservancy Association, 2011. 成迪龙,俞元洪,谢士猛. 我国海堤建设发展前景展望[C]//中国水利学会滩涂湿地保护与利用专业委员会学术年会, 2011.
- [2] POPE J, LOCKHART J N. The coastal engineering manual[J]. Coastal Engineering Manual, 2006, 1100: 2-6.
- [3] PULLEN T, ALLSOP N W H, BRUCE T, et al. EurOtop : wave overtopping of sea defences and related structures : assessment manual[M/OL]. [S.L.]: Boyens Medien GmbH, 2007,[2017-03-08]. <http://www.overtopping-manual.com>.
- [4] Van DER MEER J W. Technical Report-Wave run-up and wave overtopping at dikes[M]. Delft: The Netherlands, 2002.
- [5] GODA Y. Derivation of unified wave overtopping formulae for seawalls with smooth, impermeable surfaces based on selected CLASH datasets[J]. Coastal Engineering, 2009, 56(4): 385-399.
- [6] XIAO H, HUANG W, TAO J. Numerical modelling of wave overtopping a levee during Hurricane Katrina[J]. Computers & Fluids, 2009,38(5): 991-996.
- [7] FRANCO C, FRANCO L. Overtopping formulas for caisson breakwaters with nonbreaking 3D waves[J]. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 1999, 125(2): 98-108.
- [8] OWEN M W. Design of seawalls allowing for wave overtopping[J]. Technical Report Ex, 1980, 924:39.
- [9] Van DER MEER J W, BRUCE T. New physical insight and design formulas on wave overtopping at sloping and vertical structures[J]. Journal of Waterway Port Coastal & Ocean Engineering, 2013, 140(6): 1-18.
- [10] Van GENT M R A, Van DEN BOOGAARD H F P, POZUETA B, et al. Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures[J]. Coastal Engineering, 2007, 54 (8): 586-593.
- [11] VERHAEGHE H, DE ROUCK J, Van DER MEER J. Combined classifier-quantifier model: A 2-phases neural model for prediction of wave overtopping at coastal structures[J]. Coastal Engineering, 2008, 55 (5): 357-374.
- [12] VICTOR L, Van DER MEER J W, TROCH P. Probability distribution of individual wave overtopping volumes for smooth impermeable steep slopes with low crest freeboards[J]. Coastal Engineering, 2012, 64(6): 87-101.
- [13] ZANUTTIGH B, FORMENTIN S M, Van DER MEER J W. Prediction of extreme and tolerable wave overtopping discharges through an advanced neural network[J]. Ocean Engineering, 2016, 127: 7-22.
- [14] HUBBARD M E, DODD N. A 2D numerical model of wave run-up and overtopping[J]. Coastal Engineering, 2002, 47(1): 1-26.
- [15] LI T, TROCH P, DE ROUCK J. Wave overtopping over a sea dike[J]. Journal of Computational Physics, 2004, 198(2): 686-726.
- [16] LIN P, LIU X, ZHANG J. The simulation of a landslide-induced surge wave and its overtopping of a dam using a coupled ISPH model

- [J]. Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics, 2015, 9 (1): 432-444.
- [17] REEVE D E, SOLIMAN A, LIN P Z. Numerical study of combined overflow and wave overtopping over a smooth impermeable seawall [J]. Coastal Engineering, 2008, 55(2): 155-166.
- [18] KENNEDY A B, CHEN Q H, KIRBY J T, et al. Boussinesq modeling of wave transformation, breaking and runup. i: one dimension [J]. Journal of Waterway Port Coastal & Ocean Engineerings, 2000, 126: 39-47.
- [19] ZHANG Y, KENNEDY A B, PANDA N, et al. New Boussinesq System for nonlinear water waves[J/OL]. [2017-03-08]. [https://www.researchgate.net/publication/261180828\\_New\\_Boussinesq\\_System\\_for\\_Nonlinear\\_Water\\_Waves](https://www.researchgate.net/publication/261180828_New_Boussinesq_System_for_Nonlinear_Water_Waves). DOI: 10.9753/icce.v33.waves.4
- [20] ZHANG Y, KENNEDY A B, PANDA N, et al. Boussinesq-Green-Naghdi rotational water wave theory[J]. Coastal Engineering, 2013, 73(3): 13-27.
- [21] CRESPO A J C, GOMEZ-GESTEIRA M, DALRYMPLE R A. 3D SPH simulation of large waves mitigation with a dike[J]. Journal of Hydraulic Research, 2007, 45(5): 631-642.
- [22] SHAO S, JI C, GRAHAM D I, et al. Simulation of wave overtopping by an incompressible SPH model[J]. Coastal Engineering, 2006, 53(9): 723-735.
- [23] ZHANG Y, KENNEDY A B, AARON S DONAHUE, et al. Rotational Surf Zone Modeling for  $O(\mu^4)$  Boussinesq-Green-Naghdi Systems[J]. Ocean Modelling, 79: 43-53.
- [24] ZHANG Y, KENNEDY A B, TOMICZEK T, et al. Validation of Boussinesq-Green-Naghdi modelling for surf zone hydrodynamics[J]. Ocean Engineering, 2016, 111(2): 299-309.
- [25] FRANCO L, GEERAERTS J, BRIGANTI R, et al. Prototype measurements and small-scale model tests of wave overtopping at shallow-rubble-mound breakwaters: the Ostia-Rome yacht harbour case[J]. Coastal Engineering, 2009, 56(2): 154-165.
- [26] KOBAYASHI N, WURJANTO A. Wave overtopping on coastal structures[J]. Journal of Waterway Port Coastal & Ocean Engineering, 1989, 115(2): 235-251.
- [27] TROCH P, GEERAERTS J, Van DE WALLE B, et al. Full-scale wave overtopping measurements on the Zeebrugge rubble mound-breakwater[J]. Coastal Engineering, 2004, 51: 609-628.
- [28] CHEN X, HOFLAND B, ALTOMARE C, et al. Forces on a vertical wall on a dike crest due to overtopping flow[J]. Coastal Engineering, 2015, 95(95): 94-104.
- [29] NORGAARD J Q H, ANDERSEN T L, BURCHARTH H F. Wave loads on crown walls of rubble mound breakwaters in deep and shallow-water wave conditions[J]. Coastal Engineering, 2013, 80(4): 137-147.
- [30] SCHUTTRUMPF H F R, OUMERACI H. Layer thickness and velocities of wave overtopping flow at seadikes[J]. Coastal Engineering, 2005, 52(6): 473-495.
- [31] EVANGELISTA S. Experiments and numerical simulations of dike erosion due to a wave impact[J]. Water, 2015, 7(10): 5831-5848.
- [32] PONTILLO M, SCHMOCKER L, GRECO M, et al. 1D numerical evaluation of dike erosion due to overtopping[J]. Journal of Hydraulic Research, 2010, 48(5): 573-582.
- [33] Ministry of Transport of the People's Republic of China. Wave model test regulation: JTJ/T 234—2001[S]. Beijing: China Communications Press, 2001. 中华人民共和国交通部. 波浪模型试验规程: JTJ/T 234—2001[S]. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [34] FITZGERALD C J, TAYLOR P H, ORSZAGHOVA J, et al. Irregular wave runup statistics on plane beaches: Application of a Boussinesq-type model incorporating a generating-absorbing sponge layer and second-order wave generation[J]. Coastal Engineering, 2016, 114(2): 309-324.
- [35] ZHANG Y, KENNEDY A B, PANDA N, et al. Generating-absorbing sponge layers for phase-resolving wave models[J]. Coastal Engineering, 2014a, 84(2): 1-9.

## Experimental Study on Mechanism of Sea-dike Failure due to Wave Overtopping

ZHANG Yao<sup>1</sup>, CHEN Gang<sup>2</sup>, HU Jin-chun<sup>2</sup>, GUO Zhi-xing<sup>1</sup>, TAN Jun<sup>1</sup>, LIU Qin-zheng<sup>1</sup>

(1. National Marine Hazard Mitigation Service, State Oceanic Administration, Beijing 100194, China;

2. Zhejiang Institute of Hydraulics and Estuary, Hangzhou 310020, China)

**Abstract:** This study as one of the keys in the marine hazard mitigation service system in China reveals explicitly the major mechanism of sea dike failure caused during wave overtopping. A large number of groups of wave flume experiments conducted for the sea dikes with different geometric structures and armor block materials indicate that the landward slope erosion and the armor block sliding of the dike caused by strong shearing force of the overtopping water body are proved to be the major trigger factors for the sea dike instability. It is, therefore, recommended that the competent velocity and shearing force of the overtopping process should be taken into account in the engineering standards and specifications, which would be helpful to the evaluation and anticipation of the dike failure risk. However, the experimental data indicate that the order of the peak pressures that the sea dike experienced in the overtopping process is dike top-wave wall-landward slope. Therefore, the fatigue failure caused by the instantaneous hydrodynamic impact might be probably another mechanism of the dike failure. Although this does not occur in the experiments, it should be kept in mind always. Instead of the tolerable overtopping rates that have been adopted widely, the recommended values of the wave overtopping threshold causing the sea dike failure are proposed for the typical types of sea dikes present along the coast of China. This makes the empirical formula calculation and prediction of the dike failure risk becomes possible. The overtopping rate for the dike failure is to a large extent influenced by the armor block material, the falling gradient of the landward slope and the height of the wave wall, but shows little sensibility to the width of the dike top in the experiments. The experimental results show that under the case that the sea dike has the same structure and dike-top elevation, the adding of wave wall may reduce the stability of the sea dike, relatively to the dike without wave wall. But, this will need to be tested and verified further by other researchers and engineers in the future.

**Key words:** wave overtopping; sea dike; dike failure; armor block; shearing force; pressure; load; wave wall

**Received:** February 3, 2017