

无防护管袋堤坝在波浪作用下的稳定性试验

汪 军¹, 束一鸣¹, 朱朝荣¹, 吴晶辉²

(1. 河海大学水利水电工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 安徽省水利水电基本建设局, 安徽 合肥 230022)

摘要 试验研究了在波浪及水流作用下无防护管袋堤坝的稳定性, 试验中无防护管袋堤坝模型的坝高分别为 12 cm、18 cm、24 cm, 斜坡坡比分别为 1:2.5、1:5、2:0、2:5, 波陡分别为 1/20 和 1/25。研究了波浪作用下无防护管袋堤坝所受堤前波压力、管袋底上抬波压力与波高、坡比及波陡间的相互影响关系, 观察了波浪作用下无防护管袋堤坝位移的产生及发展, 得出了各工况下无防护管袋堤坝失稳的临界波高。

关键词 管袋堤坝 波压力 临界波高 稳定性分析 模型试验

中图分类号: TV139.2+5 文献标识码: A 文章编号: 1006-7647(2006)S1-0076-04

管袋筑坝已广泛地应用于海岸防护、填海造陆、航道和河流整治、抗洪抢险、湿地修复和环境整治等领域中。鉴于充填管袋筑坝技术尚缺乏应用基础研究, 本文通过模型试验分析了无防护管袋堤坝在波浪作用下的稳定性, 研究了无防护管袋堤坝在各工况下的临界波高和波压力(堤前波压力及管袋底上抬波压力)与各波浪要素的关系, 分析了管袋位移的产生, 并根据所测波压力对无防护管袋堤坝的失稳工况进行验证分析。

1 波浪作用下的稳定性试验方法

波浪模型试验采用长 35 m、宽 0.5 m、高 1.3 m 的水槽模型。水槽的一端安装有造波机, 用悬挂式推波板产生正向规则波, 整个造波机由微机系统控制, 并由微机自动进行数据采集与分析。造波机设计良好, 能起到消能和防止波浪反射的作用, 模型整体断面布置如图 1 所示。

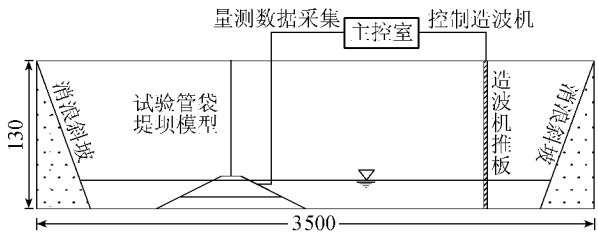


图 1 波浪水槽模型布置(单位: cm)

结合国内采用充填管袋筑坝的实际情况, 参考长江口现场试验工程所采用的施工管袋尺寸^[1]

(2 000 cm × 1 500 cm × 60 cm, 2 000 cm × 1 230 cm × 60 cm, 2 000 cm × 960 cm × 60 cm, 300 cm × 300 cm × 60 cm 等)制作堤坝模型。堤坝模型均采用扁平型充填管袋垒筑而成, 充填管袋采用聚丙烯土工布缝制而成, 模型管袋内用砂石混合料充填。将堤坝模型置于水槽平底上(模型坝高分别为 12 cm、18 cm 和 24 cm), 铺设方式见图 2, 每层高 2 cm。堤坝受波浪冲击发生失稳破坏时, 管袋有位移产生, 为了测量此时管袋底部所受到的上抬波压力, 试验中用木板替代待测管袋, 在木板上固定一定数目的压力探头(最少 3 个压力探头, 一般为 5 个), 并依据《波浪模型试验规程》^[2], 严格控制替代后的木板层与原先管袋层的重心高程偏差, 偏差应在 ± 2 mm 以内, 以解决测量模型管袋底部上抬波压力时压力探头无法固定的问题。测量堤前波浪压力采用在管袋层与层之间固定波浪压力探头的方法^[3]。

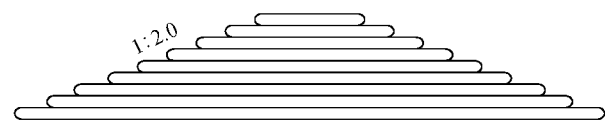


图 2 坝高 18 cm 的管袋堤坝模型铺设方式

2 试验成果分析

2.1 堤前波压力分析

a. 波高的影响。试验中研究了坝高 $D_c = 24$ cm, 堤前水深 $D = 20$ cm, 波陡 $H/L = 1/20$, 斜坡坡比 $m = 1:2.5$, 波高 H 分别为 6 cm、7 cm、8 cm 和 9 cm

作者简介: 汪军(1981—), 男, 江苏盐城人, 硕士研究生, 从事土工合成材料应用研究。E-mail: wj19810713@126.com

的4种工况,以此来分析不同波高对堤前波压力的影响。长度比尺及压强比尺均为35^[21],将模型数据换算成原型数据,见表1。从表1中可以看出,随着波高的增大,同一测压点高程处的波压力也是逐步增大的,且每种波高的波浪作用下最大波压力都是发生在静水位处。

表1 不同波高作用下原型堤前波压力

测压点 高程/m	堤前波压力/kPa			
	波高 2.10 m	波高 2.45 m	波高 2.80 m	波高 3.15 m
5.6	12.425	14.035	17.325	20.825
6.3	14.245	17.920	21.385	26.355
7.0	17.920	20.650	23.380	28.420
7.7	11.725	15.505	17.885	23.625

b. 波陡的影响。试验中研究了2种波陡($H/L = 1/20$ 和 $H/L = 1/25$)情况下边坡上的波压力,将 $D_c = 24\text{ cm}$, $D = 16\text{ cm}$, $H = 6\text{ cm}$, m 分别为1.5和1.25时的堤前波压力换算成原型堤前波压力,见图3。由图3可知, $H/L = 1/20$ 与 $H/L = 1/25$ 这2种波浪作用在斜坡上,堤前波压力大部分是后者比前者大,局部相等或稍小(可能是仪器等试验条件所致)。也就是说,坦波所产生的波浪破坏力更大(这里所说的坦波是这2种波陡的波浪相比而言)。

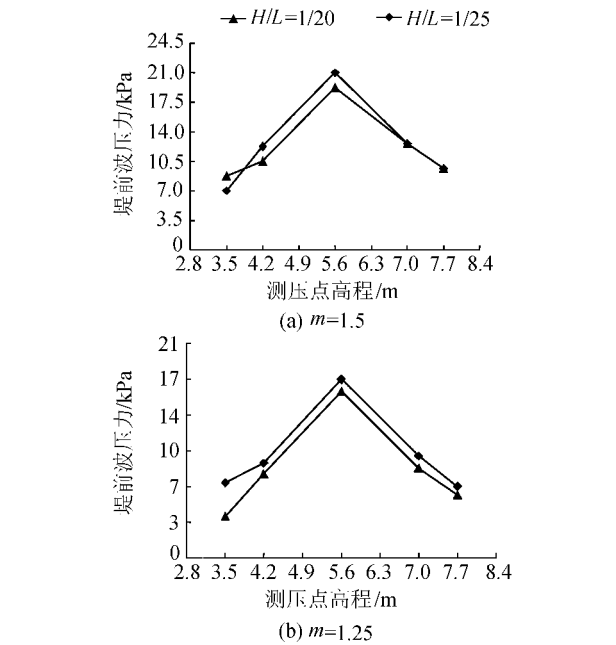


图3 2种波陡下的堤前波压力

c. 波比的影响。试验中研究了4种斜坡坡比情况下堤前波压力的分布,将 $D = 16\text{ cm}$, $H = 6\text{ cm}$, $D_c = 24\text{ cm}$ 时管袋堤坝的堤前波压力换算成原型堤前波压力,不同测压点高程处的堤前波压力分布如图4所示。从图4中看出,堤体边坡坡比对堤前波压力的分布有影响,大体上的变化规律是随着堤体边坡坡比的增大先增大后减小,其最大值多出现在

$m = 1.5 \sim 2.0$ 之间。图中,测压点高程7 m和7.7 m处堤前波压力有些异样,此时的波压力是由越浪产生的。文献[4]也指出,对于某一波陡,存在一个临界坡比,在该坡比处法向波压力出现极大值。

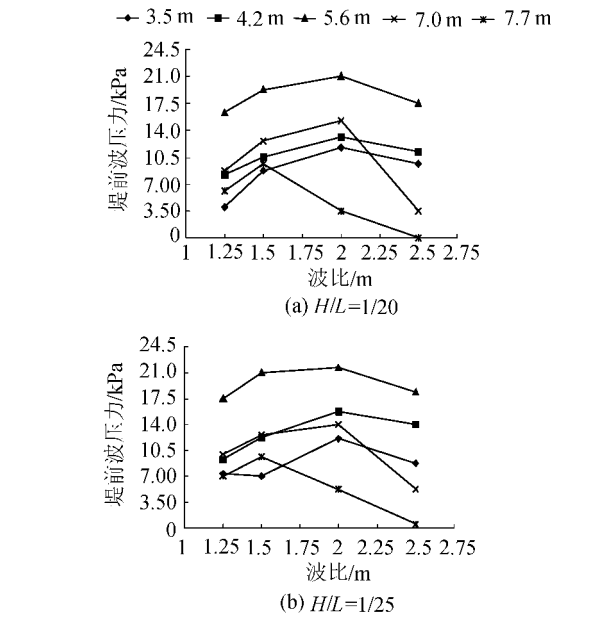


图4 不同坡比的堤前波压力

2.2 上抬波压力分析

a. 波高的影响。试验中研究了 $D = 20\text{ cm}$, $H/L = 1/20$, $m = 1.25$, $H = 6\text{ cm}$,7 cm,8 cm和9 cm这4种工况,根据长度比尺以及压强比尺将模型数据换算成原型数据,见表2。表中各层测压点按由上游至下游的顺序编号。从表2中可以看出,与堤前波压力的分布相同,随着波高的增大同一高程处的上抬波压力也逐渐增大。

表2 不同波高作用下的管袋底上抬波压力

测压点 高程/m	各层测压 点序号	管袋底上抬波压力/kPa			
		波高 2.10 m	波高 2.45 m	波高 2.80 m	波高 3.15 m
6.3	1号	15.015	18.725	20.440	24.045
	2号	15.225	17.605	17.920	21.035
	3号	14.175	12.670	16.730	19.915
	4号	5.285	5.775	7.175	12.110
	5号	4.200	5.320	6.230	8.960
7.0	1号	16.975	20.125	21.875	26.250
	2号	13.545	16.030	16.345	19.285
	3号	7.070	11.235	8.960	15.820
7.7	1号	13.475	15.820	18.095	22.225
	2号	11.725	12.250	14.525	20.125
	3号	4.725	7.175	7.875	12.880

b. 波陡的影响。试验中研究了2种波陡情况下上抬波压力的分布,将模型试验中 $D = 20\text{ cm}$, $H = 7\text{ cm}$,测压点高程22 cm处的上抬波压力(即顶层管袋的上抬波压力)分布换算成原型上抬波压力分布,结果见表3。由表3可以看出, $H/L = 1/20$ 与 $H/L = 1/25$ 两种波浪所产生管袋底的上抬波压力,大部分

是后者比前者大,局部相等或稍小(可能是仪器等试验条件所致)。两种波陡的波浪对管袋产生的上抬波压力相比,坦波稍大,即坦波所产生的波浪的破坏力更大些。

表 3 2 种坡陡下的管袋底上抬波压力 kPa				
测压点号	$H/L = 1/20$		$H/L = 1/25$	
	$m = 1.25$	$m = 1.5$	$m = 1.25$	$m = 1.5$
1 号	15.820	10.570	20.125	15.505
2 号	12.250	8.575	13.125	11.025
3 号	7.175	4.725	8.785	5.425

c. 坡比的影响。试验中研究了 4 种斜坡坡比下的上抬波压力分布。由于试验中管袋堤坝都是顶层失稳,主要研究了顶层管袋所受的上抬波压力,将模型试验中 $D = 22\text{ cm}$, $H = 6\text{ cm}$, 测压点高程 22 cm 处的上抬波压力数据换算成原型数据,结果见图 5。从图 5 中可以看出,总体上管袋底受到的上抬波压力随着斜坡坡比的增大而减小,即边坡越陡,波浪对管袋底产生的上抬波压力越大,也就是波浪对管袋的破坏作用越大,越不利于管袋堤坝的稳定。

2.3 临界波高

临界波高是指此时的波高刚好使得管袋坝处于稳定的临界状态。试验中无防护管袋堤坝模型坝高分别为 24 cm , 18 cm 和 12 cm 。对应于原型,坝高分别为 8.4 m , 6.3 m 和 4.2 m 。变化相应的波要素(即波陡、堤前水深、波高)同时改变管袋堤坝的斜坡坡比,研究各工况下管袋堤坝的稳定性。考虑到工程应用的实用性,将模型试验中的临界波高换算成原型临界波高,以供设计者参考。3 种坝高管袋堤坝的临界波高见表 4~6。

表 4 坝高 4.2m 时的临界波高 m								
水深	$H/L = 1/20$				$H/L = 1/25$			
	$m = 1.25$	$m = 1.5$	$m = 2.0$	$m = 2.5$	$m = 1.25$	$m = 1.5$	$m = 2.0$	$m = 2.5$
4.2			1.4 ^① ~ 1.75	1.4 ~ 1.75		1.4 ~ 1.75 ^①	1.4 ^① ~ 1.75	1.4 ^① ~ 1.75

表 5 坝高 6.3m 时的临界波高 m								
水深	$H/L = 1/20$				$H/L = 1/25$			
	$m = 1.25$	$m = 1.5$	$m = 2.0$	$m = 2.5$	$m = 1.25$	$m = 1.5$	$m = 2.0$	$m = 2.5$
6.3	2.1 ^① ~ 2.45	1.4 ~ 1.75	1.05 ~ 1.4	1.75 ^① ~ 2.1	1.75 ~ 2.1	1.4 ^① ~ 1.75	1.05 ^① ~ 1.4	1.4 ^① ~ 1.75
5.6	2.1 ~ 2.45 ^①	2.1 ~ 2.45	1.4 ~ 1.75	1.75 ~ 2.1	2.1 ^① ~ 2.45	2.1 ^① ~ 2.45	1.4 ^① ~ 1.75	1.75 ~ 2.1
4.9			1.925 ~ 2.1				1.925 ~ 2.1	

表 6 坝高 8.4m 时的临界波高 m								
水深	$H/L = 1/20$				$H/L = 1/25$			
	$m = 1.25$	$m = 1.5$	$m = 2.0$	$m = 2.5$	$m = 1.25$	$m = 1.5$	$m = 2.0$	$m = 2.5$
8.4	1.05 ~ 1.4	1.75 ^① ~ 2.1	1.05 ~ 1.4	1.75 ^① ~ 2.1	1.05 ~ 1.4	1.75 ~ 2.1	1.05 ~ 1.4	1.4 ^① ~ 1.75
7.7	1.75 ^① ~ 2.1	1.75 ~ 2.1 ^①	1.75 ~ 2.1	2.1 ~ 2.45	1.75 ^① ~ 2.1	1.75 ~ 2.1	1.75 ~ 2.1	2.1 ~ 2.45
7.0	2.1 ~ 2.45 ^①	2.45 ^① ~ 2.8	2.1 ~ 2.45	2.45 ~ 2.8	2.1 ^① ~ 2.45	2.1 ~ 2.45	2.1 ~ 2.45 ^①	2.45 ~ 2.8
6.3	2.45 ~ 2.8 ^①	2.45 ~ 2.8 ^①			2.45 ^① ~ 2.8	2.1 ~ 2.45 ^①		

注 标①表示临界波高更倾向于此波高值,失稳以顶层管袋产生位移为标准,表中空格表示此工况下所率定的波浪均不能使管袋堤坝失稳。

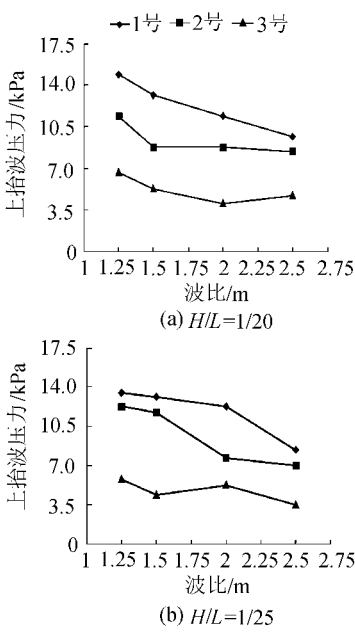


图 5 不同坡比的上抬波压力

由表 4~表 6 可知,波陡 H/L 为 $1/25$ 比 $1/20$ 时更不利于充填管袋堤坝的稳定,即坦波比短波产生的波压力大,这与前面所得波陡对波压力影响的结论是一致的。坝高为 4.2 m 和 6.3 m 的堤坝的临界波高都是随着坡比的增大先减小后增大,并且管袋堤坝最小临界波高都是发生在坡比 $m = 2.0$ 处,也就是说当 $m = 2.0$ 时无防护管袋堤坝的稳定性最差。坝高为 8.4 m 的堤坝的临界波高在大部分情况下随着坡比的增大而增大,个别情况下其临界波高在 $m = 2.0$ 处有极小值,无防护管袋堤坝堤前水深越深,越不利于堤坝的稳定,这主要是由于堤前水深越深,越容易产生越浪现象,若处于堤顶水深时波浪

就极易越浪,本试验中管袋堤坝失稳多是越浪所致,随着无防护管袋堤坝坝高的增加,其所对应的相对波高却随之减小,从某种意义上来说无防护管袋堤坝随着坝高的增加稳定性有降低的趋势。

3 结 语

- a. 堤前波压力随波高增大而增大,随波陡增大而减小,随边坡坡比的增大先增大后减小。
- b. 管袋袋底的上抬波压力也是随波高增大而增大,随波陡增大而减小,随边坡坡比增大而减小。
- c. 坦波波浪对无防护管袋堤坝的破坏作用要大于陡波波浪,当堤前水位不超过堤顶时,堤前水深越深,越不利于无防护管袋堤坝的稳定;在相同的

D_c/D 情况下,随着坝高的增加其稳定性有降低的趋势。

参考文献:

[1] SHU Yi-ming. Field experiment for dike soil at Yangtze River Estuary[C]//Proceedings of the International Symposium on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits. Japan: International Geosynthetics Society, 2004: 457-461.

[2] JTJ294—2001 波浪模型试验规程[S].

[3] 林刚,束一鸣,林勇.充填管袋填筑的原理与实践[J].人民长江, 2005(2): 25-27.

[4] 蒋宗燕,潘宝雄,黄碧珊.斜坡护面上波浪打击压力的试验研究[J].港口工程, 1998(1): 22-27.

(收稿日期: 2006-06-28 编辑: 骆超)

(上接第 75 页)

表 2 土工包和填充物均为水饱和状态时的位移及转角							
类别	工况		s_1/cm		s_2/cm		θ 试验值/(°)
	流速 $v/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	水深 h/cm	试验值	计算值	试验值	计算值	
小包	0.13	13.3	6	5.3	0.8	0.7	4
	0.13	18.3	8	7.3	1.0	1.1	5
	0.26	13.3	12	10.6	1.8	1.3	4
	0.26	18.3	16	14.6	2.0	1.8	4
中包	0.13	13.3	5.5	5.1	0.6	0.6	3
	0.13	18.3	8	7.0	0.8	0.9	5
	0.26	13.3	11	10.2	1.5	1.3	4
	0.26	18.3	15	14.0	1.8	1.8	5
大包	0.13	13.3	4	4.3	0.4	0.5	2
	0.13	18.3	6	5.9	0.8	0.7	3
	0.26	13.3	9	8.6	1.0	1.1	2
	0.26	18.3	12	11.9	1.2	1.5	2

根据因次和谐原理和表 1、表 2 中试验数据得出位移的计算公式:

水平位移

$$s_1 = \frac{0.11kvh}{(\beta V)^{1/6} \sqrt{\frac{\rho_g - \rho_w}{\rho_w} g}} \quad (1)$$

垂直位移

$$s_2 = \frac{1}{8} s_1 \quad (2)$$

式中: k 为干湿系数,当土工包和填充物均为干燥状态时取 1,水饱和状态时取 0.25; v 为流速; h 为水深; ρ_w 和 ρ_g 分别为水和填充物颗粒的密度; g 为重力加速度; β 为填充率; V 为土工包的体积。例如,当 $V = 740 \text{ cm}^3, 920 \text{ cm}^3, 2592 \text{ cm}^3$ (分别对应小包、中包、大包), $\beta = 50\%$ 时,由式(1)~(2)可得土工包在

各工况下的位移计算值,见表 1 和表 2。将表 1 和表 2 中的试验值和计算值进行比较,计算值与试验值十分接近,式(1)~(2)符合试验结果。

3 结 论

试验分析了水流作用下影响土工包位移的各种因素,归纳了土工包沉落计算公式,计算与试验结果比较吻合。试验表明,土工包湿态时抛投位移约为干燥状态时的 1/4;在直线非宽水道中土工包的垂直水流位移是顺水流位移的 1/8;土工包位移随水深、流速的增加而增加,随体积、填充率、填充物密度的增加而减小。

然而,在河道整治、海岸工程、围海造地、港口建设和航道整治等工程中,单个土工包难以满足工程要求,需采用堆积土工包的结构形式,今后需进一步研究土工包堆积时的投放位移特征和土工包堆体结构的稳定性。

参考文献:

[1] PILARCZYK K W. Geosynthetics and geosystems in hydraulic and coastal engineering[M]. Rotterdam: A. A. Balkema, 2000.

[2] 《土工合成材料工程应用手册》编写委员会.土工合成材料工程应用手册[M].2 版.北京:中国建筑工业出版社, 2000: 322-323.

[3] 汪华安.崩岸机理与预测方法研究[D].南京:河海大学, 2003.

(收稿日期: 2006-06-28 编辑: 骆超)