

不规则波远破波对直墙的作用*

李玉成 刘大中 齐桂萍 苏小军

(大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 大连 116024)

摘要 基于物模试验、理论推理、因次分析和工程实例验证等综合分析方法, 就不规则波远破波对直墙作用力的计算方法进行了研究, 用推荐的方法得到的结果与工程实例符合较好.

关键词 不规则波 远破波 波浪力

1 引言

由于直墙前波浪尺度的变化和抛石基床尺度的变化, 堤前可能出现立波、远破波和近破波. 远破波出现在暗基床和明低基床以及波浪尺度较大时, 远破波的破碎点出现在墙前腹点位置, 其冲击性弱于近破波. 由于迄今关于破碎波对直墙作用的研究不够深入, 1994年1月在日本召开的国际深水防波堤会议上指出, 破波对直墙作用是今后有待深入研究的重点课题. 侯穆堂和李玉成等^[1]基于规则波的试验及分析提出了远破波波浪力的计算方法, 随后在一些工程实际中得到应用, 在1974年交通部制定《港口工程技术规范》海港水文篇时这一方法被采用. 国际上目前合田^[2,3]的统一波压力公式得到相当广泛的应用, 它可适用于不同波态. 日本在其后的研究中认为, 这一公式在中、低基床条件下适用较好. 本文目的旨在针对不规则波条件, 通过物模试验, 应用综合分析方法对合田方法的适用性进行检验, 并提出适用于不规则波条件的远破波波浪力计算方法.

2 试验条件

实验在大连理工大学波流水槽内进行, 水槽长69 m, 宽2 m, 高1.8 m. 实验模型距造波板约40 m, 该处水槽等分三格, 模型置于边格, 以利观察并减少波浪反射的影响. 堤前水深 d 为40 cm, 基床上水深 d_1 为28和40 cm, 堤前底坡 i 为1/50及1/30. 前后进行过两次试验, 第一次为研究波浪力的统计分布和总水平力及浮托力与水深、基床因子和波要素之间的相关关系, 在这次试验中测定了作用于堤身上的总水平力及总浮托力(同步记录). 第二次测定了波

本文于1996-10-11收到, 修改稿于1997-01-13收到.

* 国家自然科学基金资助项目(编号: 59279377)和交通部规范课题部分研究成果.

第一作者简介: 李玉成, 男, 66岁教授, 从事海洋流体力学研究.

压力分布(沿堤身立面和底面). 测总力系统的自振频率为12~18 Hz 测压力分布时,立面上布置6个测点,底面上布置4个测点. 试验中波浪谱分别取 JON-SWAP 谱 ($\gamma=1$ 和3.3) 和 BM 谱两种. 实验范围大体为 $d/H_{1\%}=1.41\sim 2.10$, $d_1/d=0.7\sim 1.0$, $H_{1\%}/L=1/10\sim 1/20$. 测压试验的测压计分布见图1.

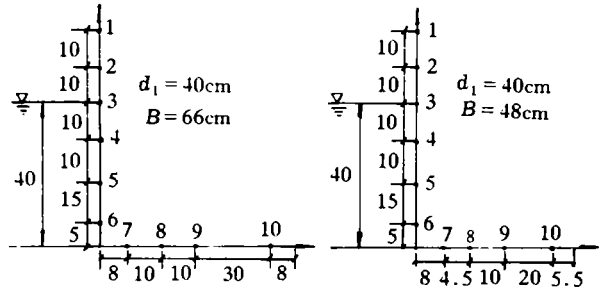


图1 测压点布置

有关远破波波浪力的统计分布可见李玉成等的论文^[4,5]. 通过该研究,推得适用于和近破波相统一的远破波波浪力统计分布,即威布尔分布. 图2为远破波波浪力统计分布实测结果与计算结果比较的两个实例.

3 远破波总水平力值的确定

直墙防波堤的自重甚大,自振频率较高,因而通常采用静力法设计. 考虑到波浪的不规则性,采用小频率的特征波作为设计波,我国规范取累积率为1%的波高作为设计波高,因而问题归结为如何推出1%累积概率波浪力的计算方法. 本文仍基于侯穆堂和李玉成等^[1]提出规则波远破波波浪

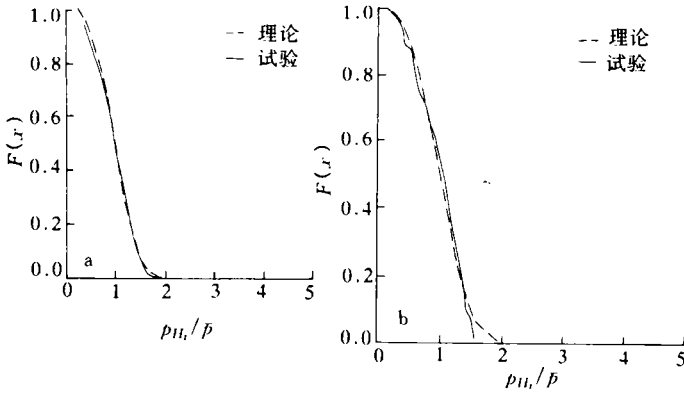


图2 波浪压力分布
 $d_1 = 60\text{ cm}$

力的基本思路,认为在不规则波条件下无因次远破波总水平力与下述因子相关:

$$\frac{P_{1\%}}{\gamma H d_1} = f\left(\frac{H}{L}, \frac{H}{d_1}, i, \frac{d_1}{d}\right), \tag{1}$$

式中, $P_{1\%}$ 为累积率1%的总水平力,以下将1%略去. 为了推求式(1)的具体表达式,在推导过程中遵循以下原则:

(1) 在基床高度增大达到中基床 ($1/3 \leq d_1/d \leq 2/3$) 时,海床坡度因子可不再考虑,波浪形态将过渡为近破波;在交界处远破波波浪力应与近破波波浪力结果相近.

(2) 当波高较小时,波浪形态过渡为立波,在交界处远破波波浪力值与立波波浪力值相近.

(3) 在立波条件下波陡值对波浪力的大小有相当影响,而在近破波条件下波陡值对总波浪力影响甚小. 因此对于远破波波浪力,本文在分析波陡值对实测总波浪力有多少影响的基础上,构造了两种方案,即考虑与不考虑波陡因子影响的远破波波浪力计算方法.

基于上述原则,考虑到与中基床的衔接,即当 $d_1/d=2/3$ 时可不计底坡的影响,则在底

坡系数 K_{id} 中取参数 $\delta = (\frac{d_1}{d} - \frac{2}{3})$.

$i(\frac{d_1}{d} - \frac{2}{3})$. 在资料分析中进一步发现, 当 $K_{id} = 1 + 3.2\delta$ 时, 在相同的波坦 L/H 情况下 d_1/d 因子对波浪力不再有影响, 因而可取基床因子 d_1/d 与底坡 i 的联合影响系数 K_{id} 为

$$K_{id} = 1 + 3.2(\frac{d_1}{d} - \frac{2}{3})i(\frac{d_1}{d} - \frac{2}{3}). \quad (2)$$

式 (2) 的变化形态如图3所示. 当 $d_1/d = 2/3$ 时 $K_{id} = 1$. 在底坡平缓时, 在某一 d_1/d 时, K_{id} 有一最大值, 该值比 $d_1/d = 1.0$ 时的 K_{id} 略大, 说明基床抬高对增大波浪力的一些影响, 这是合乎规律的.

由图4可见, 在不规则波条件下波坦 L/H 对总波浪力的影响不很显著, 且缺乏规律性, 但考虑到与立波方法的衔接和规则波条件下波坦对远破波波浪力有明显影响, 故在本文中提出两种模式来计算不规则波远破波波浪力: 一种模式是不计波坦影响, 另一模式是考虑波坦影响. 其结果分别如下:

方法1: 不考虑波坦因子时, 远破波总波浪力为

$$\frac{P}{\gamma H d_1} = K_{id}(1.85 \frac{H}{d_1} - 0.04). \quad (3)$$

方法2: 考虑波坦因子时, 远破波总波浪力为

$$\frac{P}{\gamma H d_1} = K_{id} K_{LH}(2.13 \frac{H}{d_1} - 0.04), \quad (4)$$

式中,

$$K_{LH} = -0.00034(\frac{L}{H})^2 + 0.023(\frac{L}{H}) + 0.746. \quad (5)$$

在式 (3) ~ (5) 中, 波高 H 的累积概率为1%, 波长 L 为平均波长, 以下相同, 不另说明. 式 (3) 的确

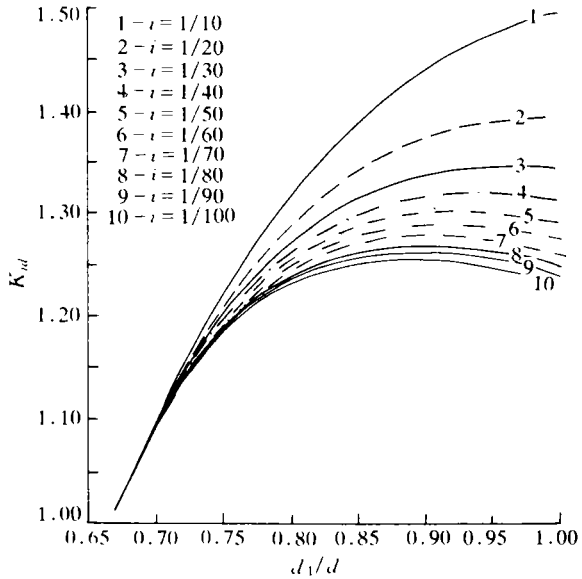


图3 K_{id} 系数

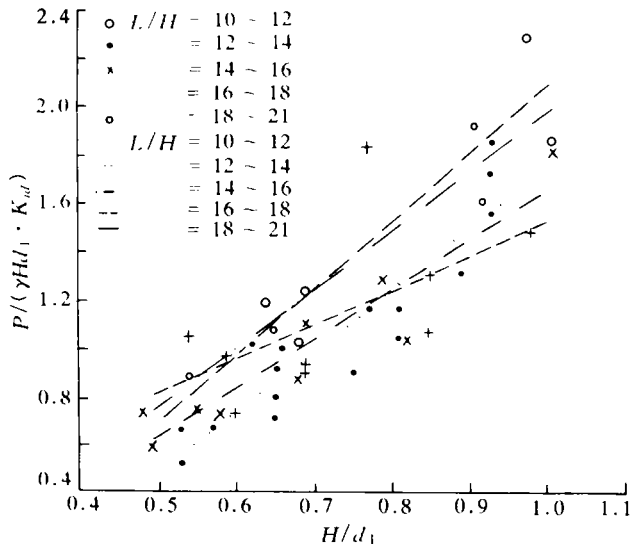


图4 波坦因子对波浪力的影响

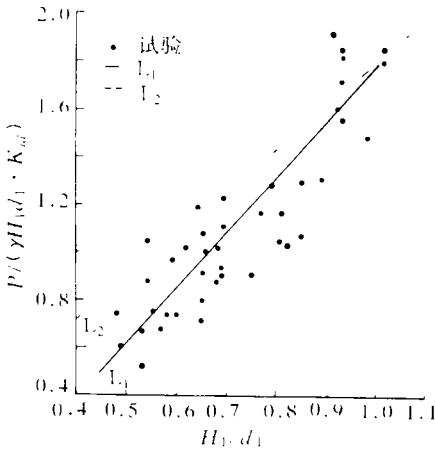


图5 不考虑波陡时的总水平力

条件下, 本文结果一般比合田方法计算结果稍大; 在中等和较坦波浪条件下, 当 $H/d_1 < 0.7 \sim 0.8$ 时, 原规范结果大于本文值, 而当 $H/d_1 > 0.7 \sim 0.8$ 时情况相反. 实际上, 远破波波浪力计算方法的适用范围大体为 $H/d_1 < 1.1$.

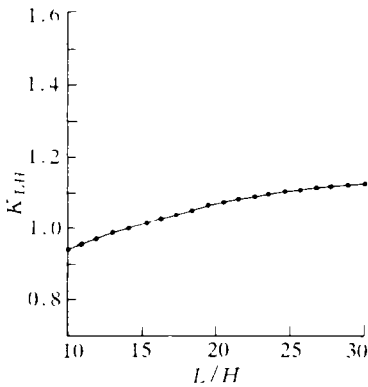


图6 波陡因子 K_{LH}

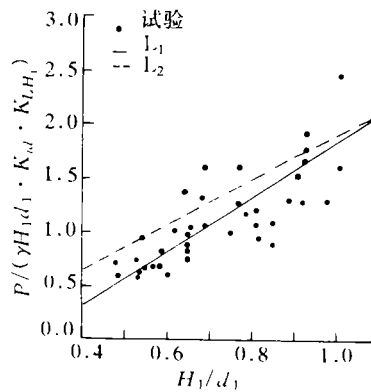


图7 考虑波陡时的总水平力

定可参见图5, 图5中 L_1 为取实验点的拟合线, 即大体为中值, L_1 不能包络大部分测点, 不够安全, 故以图5中 L_2 作为取值, 即式(3), 它包住了绝大部分测点. 鉴于原规范规则波方法波坦因子影响过大, 不规则波试验表明波坦因子影响趋于弱化, 即如图6及式(5)所示. 在此基础上如图7所示, H/d_1 影响因子系取图7中的 L_2 , 它包住了大部分测点, 较为安全, 而不取中值线 L_1 , L_1 不够安全. 本文方法与原规范和合田方法结果的比较可见图8.

在低基床、陡波条件下本文方法结果略大于合田方法, 超过原规范值之量随 H/d_1 增大而增大; 在中等和较坦波浪条件下, 本文结果与合田方法十分接近; 在 $H/d_1 < 0.9 \sim 1.1$ 时, 本文结果小于原规范结果, 而当 $H/d_1 > 0.9 \sim 1.1$ 时则相反; 在埋基床条

4 点压力分布

根据对水平波浪力分布的专项试验所得数据(测压点的分布见图1), 确定了在一个波周期中当总水平力最大时的压力零点位置离静水面的高度 z 和堤底水平压强 p_b 与静水面压强 p_s 之比, 经实验验证 p_b 与 p_s 之间压强大体呈线性分布(见图9).

根据对实验资料的分析, 并综合考虑规则波的压力分布与 p_b 值和浮托力的关系, 可确定如下关系:

$$p_b = \alpha p_s, \tag{6}$$

式中, $\alpha = 0.70$ (当 $d/H_{1\%} \leq 1.7$ 时) 或 $\alpha = 0.55$ (当 $d/H_{1\%} > 1.7$ 时).

$$z = H_{1\%}. \tag{7}$$

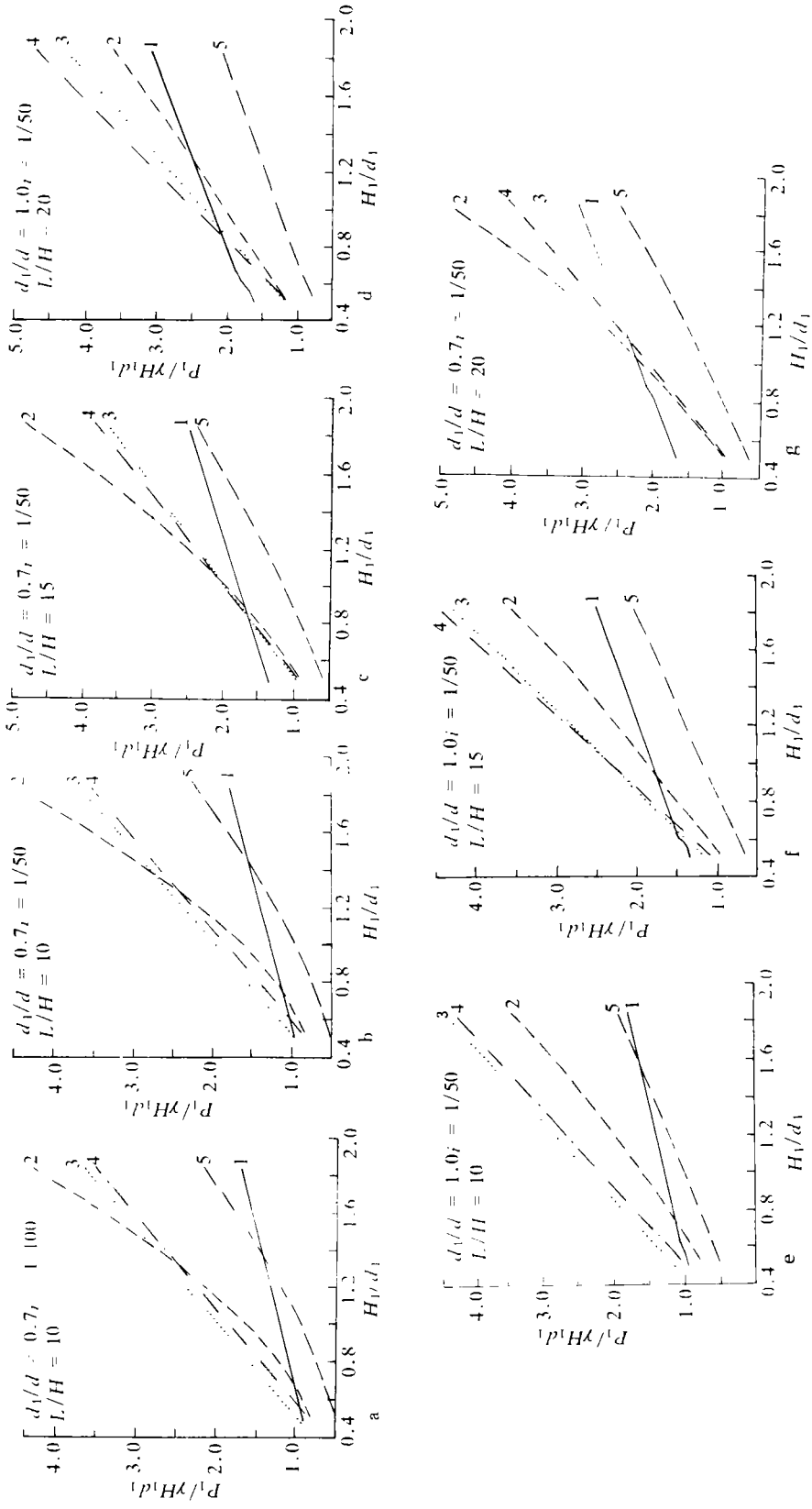


图8 各种方法比较

1. 我国规范 2. 合田, 波高取1/250 3. 本文式(3) 4. 本文式(1) 5. 合田, 波高取1/

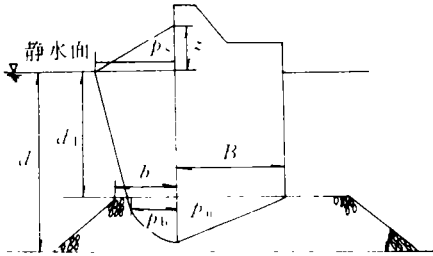


图9 压强分布

式(6)大体上较实测总平均值略小,这主要是考虑总水平力已取结果的外包值,而 p_b 又直接影响浮托力值,为保持合理的浮托力计算值,取式(6)的结果.实际上,不规则波远破波波浪力的上下分布与规则波相比,相对较均匀,此情况类同于不规则波的近破波.式(6)为实测结果的总平均值,在27组试验结果中, p_b/p_s 值在0.6以下有7例,在0.7以上有9例,总变幅为0.51~0.77,均值为0.65,标准差为0.0045.

对式(6)和(7)进行交叉检验:(1)对试验测得的总力值(P_t)与由式(6)、(7)和试验测得的 p_b 而计算出的总力(P_c)的比值进行统计分析,两者之比(P_c/P_t)的均值为0.947,标准差为0.0023.(2)对试验测得的压力零点超高值 z 值与由式(7)和有关试验值(P_t 、 p_b)计算出的压力零点超高值 z_c 的比值(z_c/z)进行统计分析,两者比值的均值为0.84,标准差为0.018.(3)对试验测得的静水面处压力值 p_s 与由式(6)和有关试验值(P_t 、 z)计算出静水面处压力值 p_{sc} 的比值进行统计分析,两者之比 p_{sc}/p_s 的均值为1.058,标准差为0.003.说明检验结果符合较好.

5 作用于直墙底上的浮托力

目前我国港口工程技术规范中,对直墙底上由远破波产生的浮托力分布采用与近破波类似的假定:认为底部临海面的浮托力压强等于直墙立面的底压强 p_b ,底部内侧临港面的浮托力压强等于0;由于浮托力系通过基床渗透而作用于墙底,其压强分布不呈线性分布而呈凹形分布,因而底部浮托力的实际分布与三角形分布相比有一小于1的饱实系数 μ .底部浮托力 P_μ 为

$$P_\mu = \frac{1}{2} \mu p_b B, \tag{8}$$

式中, B 为直墙底宽.

本文对实测底部总浮托力 $P_{\mu m}$ 与直墙水平方向实测压强插值求得底压强 p_b 得 $P_{\mu c} = p_b B/2$ 的比值 $\mu_1 = P_{\mu m}/P_{\mu c}$ 进行统计分析, μ_1 值变幅较大,大体在0.79~1.16之间,这是实测结果.在实际计算时,总水平力由式(3)或(4)求得,然后由式(6)计算底部侧压强,它与实测值并不等同,所以在计算浮托力时应选用合适的 μ 值;经分析比较,推荐采用的 μ 值为0.7.

6 波态的衔接

根据李玉成等^[6]对直墙前不规则波波态的研究,发现波浪形态的转化随堤前相对水深 d/H 的变化存在一个区间,即有上限和下限,上限值 d/H

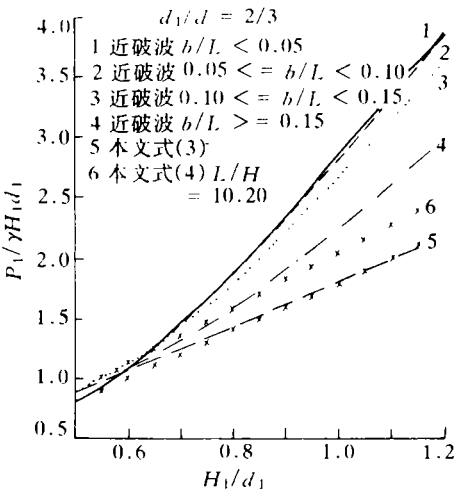


图10 远破波、近破波的衔接

H 为2.0, 下限值 d/H 为1.7. 按本文方法、合田方法和规范计算立波压力的方法得到交界处的波浪力如表1所示. 由表1可见, 从波浪力的衔接来看, 取上限较好, 其理由是: (1) 在上限时三种方法结果的差别最小. (2) 上限值与原规范值相一致, 与李玉成等^[5]提出的不规则波近破波波浪力计算方法的上限值也相衔接 (见图10), 使用上比较方便和习惯.

表1 相对波浪力 $P/\gamma Hd_1$ 值

破碎界限	计算条件	L/H	远破波				立波	合田公式	
			$i=1/30$		$i=1/50$			取 $H_{1/250}$	取 $H_{1\%}$
			方法1	方法2	方法1	方法2			
上限	$d=2.0H$	10	1.42	1.34	1.40	1.32	1.27	1.17	1.04
	$d=1.25d_1$	15	1.42	1.44	1.40	1.42	1.38	1.43	1.25
	(明基床)	20	1.42	1.52	1.40	1.50	1.44	1.59	1.38
	$d=2.0H$	10	1.19	1.08	1.14	1.04	1.13	0.98	0.93
	$d=d_1$	15	1.19	1.16	1.14	1.12	1.26	1.23	1.13
	(暗基床)	20	1.19	1.23	1.14	1.18	1.32	1.38	1.26
中间值	$d=1.8H$	10	1.58	1.52	1.56	1.50	1.36	1.32	1.14
	$d=1.25d_1$	15	1.58	1.63	1.56	1.61	1.47	1.58	1.34
	(明基床)	20	1.58	1.72	1.56	1.70	1.84	1.73	1.46
	$d=1.8H$	10	1.33	1.23	1.27	1.18	1.21	1.09	1.10
	$d=d_1$	15	1.33	1.32	1.27	1.27	1.33	1.34	1.20
	(暗基床)	20	1.33	1.39	1.27	1.34	1.69	1.48	1.32
下限	$d=1.7H$	10	1.68	1.62	1.65	1.60	1.41	1.41	1.19
	$d=1.25d_1$	15	1.68	1.75	1.65	1.72	1.52	1.68	1.39
	(明基床)	20	1.68	1.84	1.65	1.81	1.90	1.82	1.50
	$d=1.7H$	10	1.41	1.32	1.35	1.27	1.26	1.16	1.04
	$d=d_1$	15	1.41	1.42	1.35	1.36	1.38	1.41	1.24
	(暗基床)	20	1.41	1.49	1.35	1.44	1.74	1.54	1.35

注：方法1指不考虑波陡影响的方法；方法2为考虑波陡影响的方法。

7 工程实例验证

在表2中列举目前可收集到的基本属于远破波工况的国内外防波坦 L/H 的7个实例. 相应的基床上的水深 d_1/d 的变幅为0.67~1.00, 相对波高 d/H 的变幅为1.30~2.62, 波坦 L/H 的变幅为11.3~20.9, 波况属于远破波和立波. 在7个实例中堤身整体除第一例滑移外, 其他均属稳定.

表 2

实例	港名	堤前水深 d/m	基床上水深 d_1/m	沉箱底距水面 d'/m	波高 H/m	波长 L/m	静水面至堤顶高 z'/m	沉箱底宽 B/m	损坏情况	滑移安全系数 K	符合情况
1	纹别港 (日本)	10.2	6.8	8.7	6.5	109.0	-0.2	9.0	6个沉箱滑移 6 m	本文0.675 合田0.818 原规范0.730	符合 符合 符合
2	纲走港 (日本)	10.0	7.2	8.7	5.4	92.3	2.3	8.5	未滑动	本文1.024 合田1.041 原规范1.008	符合 符合 符合
3	八所港新 北堤	9.5	8.5	8.5	4.9	71.0	1.6	9.0	稳定	本文1.492 合田1.256 原规范1.510	符合 符合 符合
4	马耳他 外堤	23.6	18.9	20.4	9.0	115.7	7.6	27.6	稳定	本文3.009 合田2.701 原规范2.654	符合 符合 符合
5	沙角电厂 导流堤	6.8	5.9	7.7	3.5	53.8	2.8	8.0	稳定	本文1.488 合田1.474 原规范1.459	符合 符合 符合
6	秦皇岛油 码头兼 防波堤	7.4	7.4	7.4	4.8	54.4	4.2	9.3	稳定	本文1.378 合田1.310 原规范1.777	符合 符合 符合
7	八所港西 堤西段	3.0	3.0	3.0	2.3	48.0	0.6	4.0	底层 稳定	本文1.052 合田1.031 原规范1.095	符合 符合 符合

由前述分析可知,远破波总水平力 $P_{1\%}$ 值可按式 (3) 或 (4) 计算,表 2 中所列结果为采用考虑波陡因子的式 (4),全部符合实际情况;合田及原规范方法也全部符合,其中第 4 例的波况实际已属立波.由比较中可以看出,3 种方法的计算结果比较相近,符合率均为 100%.

8 结论

8.1 远破波总水平力 $P_{1\%}$ 值可按式 (3) 或 (4) 计算,式 (3) 未考虑波陡因子的影响,故本文推荐采用式 (4),它包含了波陡因子的影响 [由式 (5) 确定].

8.2 远破波水平力的分布图可由式 (6)、(7) 及图 7 求得.

8.3 远破波浮托力可按式 (8) 计算,式中 μ 值可取 0.7.

8.4 按本文方法计算的远破破波浪力可与立波波压的计算方法合理衔接.波态划分取上限为宜,即堤前相对水深 $d/H \geq 2.0$ 为立波, $d/H < 2.0$ 为远破波.

8.5 文中工程实例的验证表明,本文方法的计算结果与实例情况符合甚好,值得推荐.

参考文献

- 1 侯穆堂, 李玉成等. 波浪与直立堤的相互作用. 高等学校自然科学学报 (土建水利版), 1965, 1(2): 61~68
- 2 Goda Y. A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater. Report of Port and Harbour Res. Inst. (in Japanese), 1973, 12(3): 31~70
- 3 Goda Y. A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater. ASCE, USA, In: Proc. 14th ICCE, 1974, 1702~1720
- 4 Li Yucheng, Liu Dazhong. The statistic characteristics of irregular breaking wave forces on vertical walls. In: Proc of International Symposium on Wave Modelling, Vancouver, Canada, The Canadian Society of Civil Engineers, Canada, 1994, 1424~1432
- 5 李玉成, 刘大中, 苏小军等. 直墙堤上不规则波近破波波浪力. 水动力学研究与进展, A 辑, 1997, 12(4): 456~469
- 6 李玉成, 刘大中. 直墙堤前不规则波浪形态特性的研究. 水运工程, 1992, (9): 49~54
- 7 Li Yucheng. Ch. 1 wave behaviour and its forces against vertical wall. In: Wave Action on Maritime Structures. Dalian: Press of Dalian University of Technology, 1990, 29~32
- 8 Takahashi S, Tanimoto K, Shimosako K. Dynamic response and sliding of breakwater caisson against impulsive breaking wave forces. In: Proc. of Int. Workshop on Wave Barriers in Deep Waters, Port and Harbour Research Institute, Japan, 1994, 362~401
- 9 Tanimoto K, Takahashi S. Japanese experiences on composite breakwaters. In: Proc of Int. Workshop on Wave Barriers in Deep Waters, Port and Harbour Research Institute, Japan, 1994, 1~24
- 10 俞聿修. 远破波波浪力. 大连工学院学报, 1975, (2): 74~80

Irregular broken wave forces on vertical wall

Li Yucheng,¹ Liu Dazhong,¹ Qi Guiping,¹ Su Xiaojun¹

1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116023

Abstract—A method for the calculation of total horizontal wave forces by irregular broken waves on vertical wall is developed, which is based on physical model test, dimensionless analysis and assessment of real construction. The method for the determination of pressure distribution of horizontal forces on vertical wall as well as uplift forces on the bottom of the wall is also recommended. The results calculated by this method well accord with samples of real construction.

Key words Irregular waves, broken waves, wave forces