



直墙前承台结构总上托力试验研究

许 凡¹, 徐宇航², 张 璐¹

(1. 山东省交通规划设计院集团有限公司, 山东 济南 250101;

2. 江苏盐城港控股集团有限公司, 江苏 盐城 224006)

摘要: 为了研究直墙前承台所受总上托力, 采用物理模型试验, 研究不规则波作用下总上托力时空分布特征和峰值统计分布情况, 分析波高、相对波长、相对板宽和相对超高等因素与总上托力的关系。结果表明, 相对超高 $\Delta h/H_s > -0.5$ 时最大总上托力和最大冲击压强同时发生; 总上托力的峰值统计分布符合三参数威布尔分布; 总上托力随相对超高的变化近似呈正态分布, 并在 $\Delta h/H_s = 0.2$ 附近出现极值; 建议工程设计时尽量避免将承台底面布置在静水面附近, 宜将承台底面布置在水面以下一半波高的位置。

关键词: 承台; 总上托力; 威布尔分布

中图分类号: U 656.3

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2023)02-0164-07

Test of total uplift force on platform structure in front of straight wall

XU Fan¹, XU Yu-hang², ZHANG Lu¹

(1. Shandong Provincial Communications Planning and Design Institute Group Co., Ltd., Jinan 250101, China;

2. Jiangsu Yancheng Port Holding Group Co., Ltd., Yancheng 224006, China)

Abstract: About the problem of total uplift force on platform in front of straight wall, this paper studies the spatial and temporal distribution characteristics and the statistical distribution of total uplift peak value under the action of irregular waves by using physical model test, and analyzes the relationship of the factors of wave height, relative wavelength, relative platform width, relative superelevation with total uplift force. The results show that, when $\Delta h/H_s > -0.5$, the maximum total uplift force and the maximum impact pressure occur at the same time. The statistical distribution of total uplift peak value conforms to the three parameters Weibull distribution. The change of total uplift force with relative superelevation is approximately normal distribution, and extreme value occurs near $\Delta h/H_s = 0.2$. It is suggested that in engineering design, the bottom of the platform should be arranged in the position of half wave height below the water surface rather than near the static water surface.

Keywords: platform; total uplift force; Weibull distribution

随着船舶大型化的发展趋势, 码头建设也从近岸走向近海, 直墙前承台结构越来越多地被应用在工程中。斜顶桩板桩承台结构是适用于后方高填土的挡土结构, 近年来被广泛应用于护岸结构, 在洋山深水港区一期工程作为驳岸结构使用^[1]。在深圳机场三跑道工程中作为海堤工程使用的低桩承台结构^[2-3]也是直墙前承台结构在工程

中的应用实例。但由于其往往处于没有掩护的水域, 常暴露于恶劣的海况中, 可能对承台造成一定的破坏。

1967年Goda^[4]通过物模试验研究栈桥前面板上托力, 认为最大总上托力与最大压强是同时发生的, 压强作用范围为入射波波长的1/4, 并拟合出总上托力的半经验半理论公式; 但公式适用范

围较窄, 且计算结果偏保守。刘海青等^[5]通过物理模型试验研究斜坡接岸面板的上托力, 定义上托力出现的类型, 并建立其与面板相对超高的关系, 认为上托力同时满足 Γ 分布和极值 I 型分布。2004 年, 周益人等^[6-7]通过系列物模试验系统研究透空面板和斜坡接岸面板上托力的作用机理, 认为面板底部波压强分布主要有两种类型: 均匀分布型通常对应于最大总上托力, 其分布宽度为波浪与平板接触宽度的 $1/2$; 冲击型分布通常对应于最大冲击压强, 其分布宽度为波浪与平板接触宽度的 $1/20$, 并采用包络法拟合出最大上托力冲击压强和最大总上托力的计算方法。由此可见, 国内外学者对透空和斜坡堤前水平板的上托力研究较多, 但对于直墙前水平板的研究较少, 因此通过物理模型试验研究其受力特性是十分必要的。

1 试验方法

1.1 试验设备

试验在河海大学航道综合实验室的波浪流水槽中进行, 水槽长 80 m、宽 1 m、高 1.5 m, 水槽中间被玻璃隔为两半, 一半用于放置模型, 另一半用于扩散部分反射波浪, 风浪流水槽内一端安装推板造波机, 由主控室内的造波系统控制, 可产生试验中所需要的规则波及不规则波。试验模型在波浪水槽中的布置见图 1。

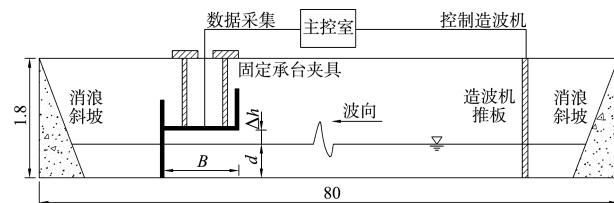


图 1 波浪水槽布置 (单位: m)

试验采用压阻式微型高频压力传感器测试, 试验数据的采集和初步分析采用 DH5920 型动态信号测试分析系统, 采样频率为 0.05~50 kHz, 本文试验的波压力采样频率采用 5 kHz。

1.2 模型布置

试验承台采用两块相互垂直的有机玻璃板模拟, 坚向有机玻璃高 0.35 m, 保证试验过程中不越浪; 水平有机玻璃宽分别为 0.3、0.5 和 0.7 m, 沿水平方向分别布置 5、8 和 11 个压力测点。直墙采用有机玻璃箱模拟, 有机玻璃箱的高度为 0.65 m。试验模型布置见图 2。

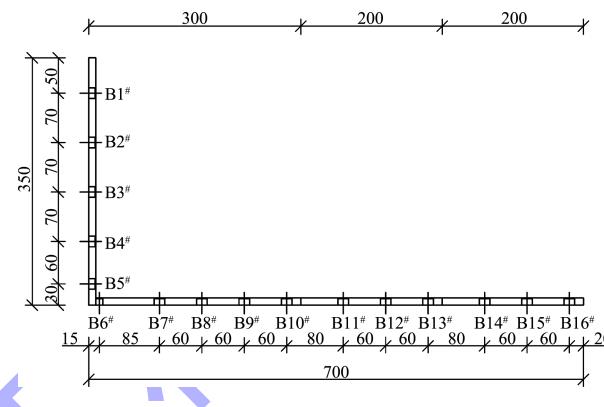


图 2 测点布置 (单位: mm)

1.3 试验工况

周益人认为入射波要素、超高以及板宽对平板总上托力影响较大, 本文主要研究以上因素对直墙前承台结构总上托力的影响规律。

试验的入射波浪为不规则波, 并采用 JONSWAP 谱作为不规则波波谱。采用间隙式生波方式, 不规则波每组波列的持续时间为 300 s, 波数为 150~250 个, 然后停止造波, 等水面平静后再进行下一次试验。每个组次试验至少重复 3 次, 并取 3 次试验的平均值作为试验值。

试验波浪要素见表 1, 试验水深 d 保持为 0.5 m 不变, 入射有效波高 H_s 变化范围为 0.05~0.15 m, 平均周期 T 的变化范围为 1.19~1.98 s; 承台底面超高 Δh 分别为 0.10、0.05、0.02、0、-0.02、-0.05 和-0.10 m, 相对超高 $\Delta h/H_s$ 的变化范围为-2~2。不同于高桩梁板式结构, 低桩承台结构承台宽度往往较窄, 试验选取承台宽度 B 分别为 0.3、0.5 和 0.7 m, 相对承台宽度 B/L 变化范围为 0.09~0.35。

表 1 试验波浪要素

水深 d/m	有效波高 H_s/m	平均周期 T/s	波长 L/m
0.5	0.050	1.45	2.70
	0.075	1.45	2.70
	0.100	1.19	2.02
	0.100	1.45	2.70
	0.100	1.66	3.23
	0.100	1.98	4.01
	0.125	1.45	2.70
	0.150	1.45	2.70

2 承台总上托力时空分布特征

2.1 总上托力时域分布特征

不规则波作用下, 承台底面总上托力历时曲线分布特征随相对超高变化情况见图 3、4, 其中图 3 是整个采样时间内的总上托力历时曲线, 图 4 为同一工况下随机选取的 2 个周期内总上托力的历时曲线。可以看出, 承台底面所受总上托力随时间变化具有周期性, 其周期与入射波周期一致, 且峰值也具有随机性。

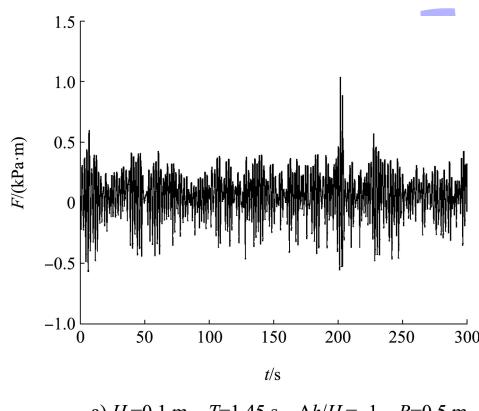
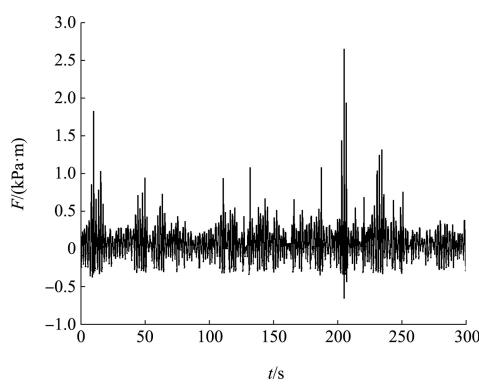
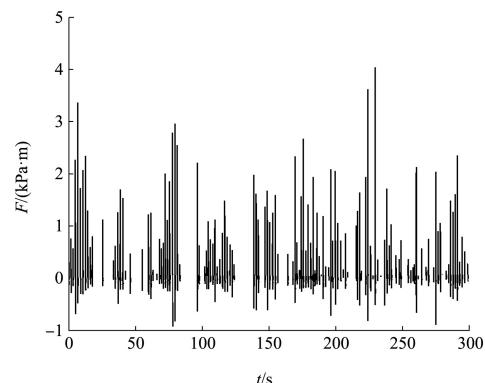
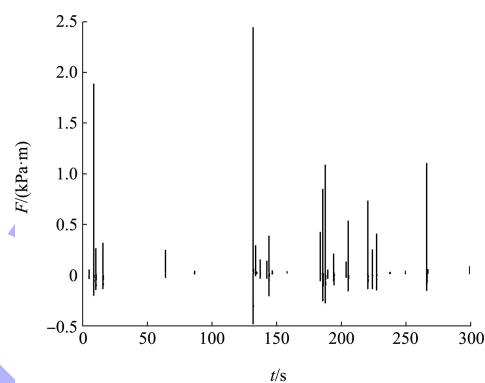
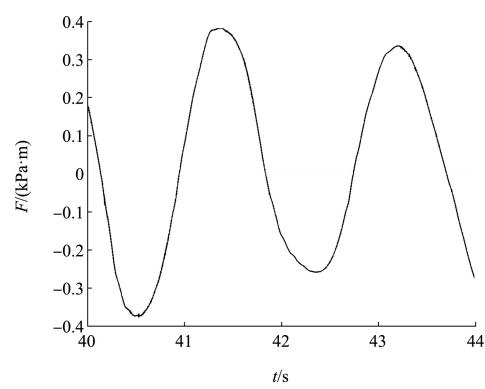
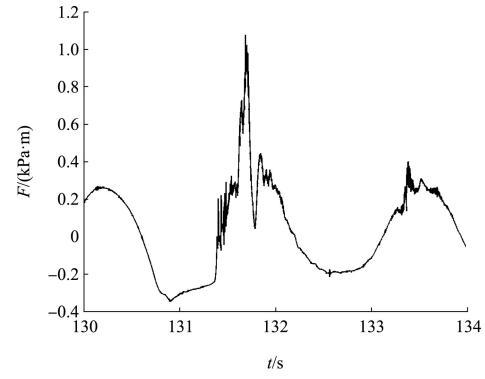
a) $H_s=0.1 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=-1$, $B=0.5 \text{ m}$ b) $H_s=0.1 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=-0.5$, $B=0.5 \text{ m}$ c) $H_s=0.15 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=0.67$, $B=0.5 \text{ m}$ d) $H_s=0.075 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=1.33$, $B=0.5 \text{ m}$

图 3 整个采样时间总上托力历时曲线分布特征

a) $H_s=0.1 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=-1$, $B=0.5 \text{ m}$ b) $H_s=0.1 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=-0.5$, $B=0.5 \text{ m}$

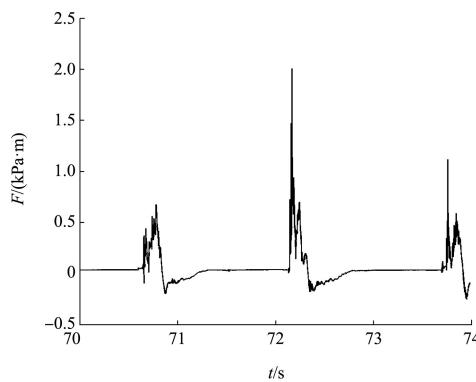
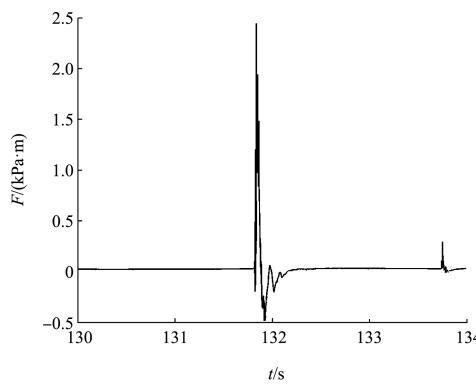
c) $H_s=0.15 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=0.67$, $B=0.5 \text{ m}$ d) $H_s=0.075 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=1.33$, $B=0.5 \text{ m}$

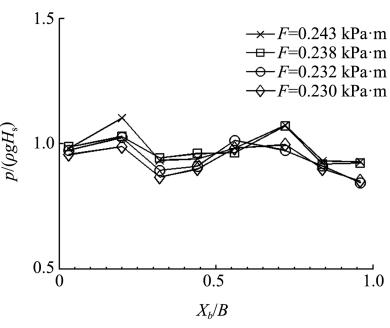
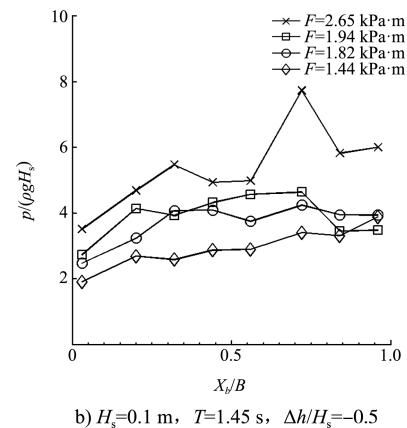
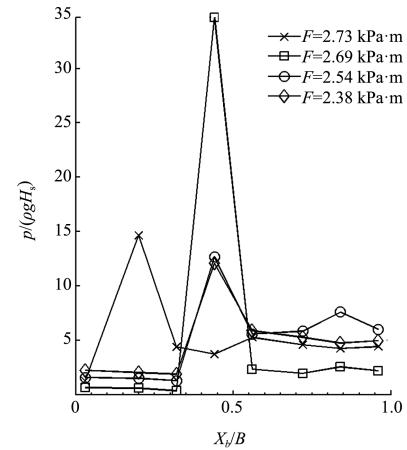
图4 随机选取的2个周期总上托力历时曲线分布特征

同时总上托力的时域分布特征与相对超高的关系也十分密切, 当 $\Delta h/H_s \leq -1$ 时, 承台总上托力均为缓变作用; 当 $-1 < \Delta h/H_s \leq -0.5$ 时, 仅存在个别瞬时冲击力作用; 当 $-0.5 < \Delta h/H_s \leq 0.67$ 时, 承台底面总上托力多为瞬时冲击荷载, 且超高越大冲击过程中的缓变阶段越不明显。此外, 在多数冲击峰值过后都会出现次峰, 说明板桩墙对波浪的反射作用较为明显; 当 $0.67 < \Delta h/H_s < 1.5$ 时, 承台底面总上托力均为冲击力作用, 此时波浪水体与结构物作用时间段, 冲击阶段占整个冲击过程的主导, 且随着相对超高的增大, 波浪序列中越来越多较小波高无法作用到承台底面, 直到 $\Delta h/H_s = 1.5$ 时, 承台底面不受波浪作用。

2.2 最大总上托力对应的上托力压强的分布

不同工况下, 较大总上托力发生时刻对应的冲击压强在承台底面瞬时分布情况见图5, 其中 X_b 表示测点距离承台前沿的距离。可以看出, 当 $\Delta h/H_s > -0.5$ 时, 较大总上托力发生时刻对应的冲击压强分布形态多为冲击型分布, 冲击作用点

大多位于承台底面中前部, 冲击点与直墙之间的测点同样有均布的压强作用, 这说明发生最大总上托力时刻, 由水体和护岸结构组成的密闭空间内的空气对承台底面产生了均匀的压强作用; 当 $\Delta h/H_s \leq -0.5$ 时, 总上托力对应的上托力压强沿承台底面分布多为均匀型分布, 这是由于当承台底面没入水面一定深度后, 水体整体作用到承台底面的时刻为发生最大总上托力的时刻, 此时掺混在水体中的空气较少, 对压强的影响也较小, 当 $\Delta h/H_s = -2$ 时, 可以看成是静水压强对承台的作用。

a) $H_s=0.05 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=-2$ b) $H_s=0.1 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=-0.5$ c) $H_s=0.1 \text{ m}$, $T=1.45 \text{ s}$, $\Delta h/H_s=-0.2$

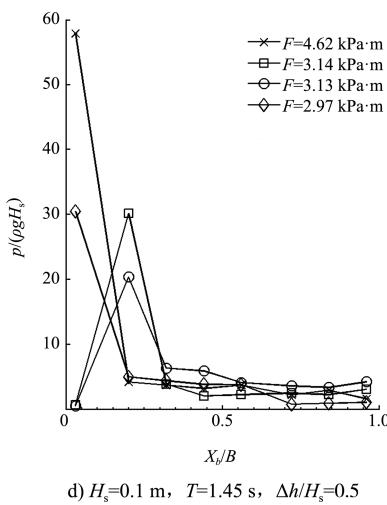


图 5 部分较大总上托力对应的压强分布

2.3 上托总力峰值统计分布

将承台底面不规则波作用下的所有总上托力峰值与其平均值的比值作为检验样本, 采用最大似然法估计出 3 个参数, 然后在显著水平为 0.05 情况下对拟合结果进行 K-S 检验。在所有 101 组试验组次中, 有 75 组通过检验, 通过率为 74%, 没通过检验组次多为相对超高过大, 为仅有少量波浪作用的组次。因此, 可认为承台底面总上托力符合威布尔分布, 在所有通过检验的工况中, 3 个参数平均值分别为 $\alpha=1.05$ 、 $\beta=1.32$ 、 $\mu=0.036$ 。由此可得各累积频率总上托力换算关系见表 2。

表 2 总上托力累计频率换算

累计频率/%	1	2	5	10	13	30	50
换算系数	1.85	1.64	1.34	1.10	1.00	0.68	0.46

由于波浪冲击过程存在一定的随机性, 同一工况下所得到的 3 次试验结果并不完全一致, 1% 峰值和 4% 峰值离散性较大, 不能作为该组试验的代表值, 而 $1/3$ 大值相对稳定, 因此若不特殊说明, 本文均取 3 次试验总上托力的 $1/3$ 峰值平均值 $F_{1/3}$ 作为规律分析的特征值。其他累计频率统计值可通过乘以表 2 相应换算系数得出。

3 总上托力影响因素分析

3.1 有效波高

承台底面总上托力随有效波高变化情况见图 6。可以看出, 多数情况下总上托力随入射波高

的变大而线性增大, 这是因为随着入射波高增大, 波浪水体的动能越大, 作用在承台底面的冲击力也就越大。

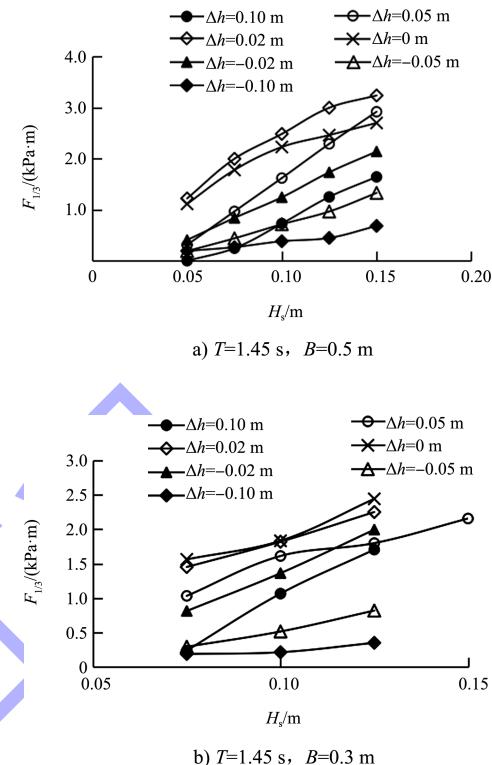
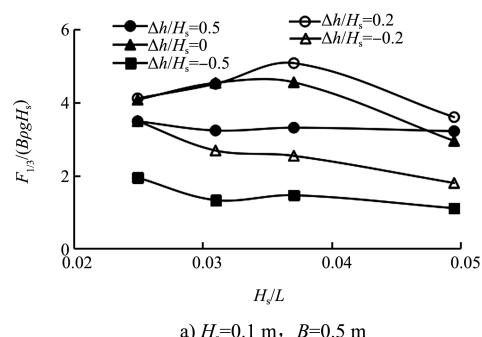


图 6 总上托力随有效波高变化规律

3.2 入射波陡

承台底面相对总上托力随入射波陡的变化见图 7。总上托力随波陡变化情况较为复杂, 看似无规律可循, 但按照相对超高划分时, 可得到一些规律性的结论: 当 $-0.2 \leq \Delta h/H_s \leq 0.2$ 时, 即承台底面在静水位附近时, 相对总上托力随波陡的增大先增大后减小, 并在 $H_s/L=0.0371$ 处出现极大值; 其余工况下, 相对总上托力随入射波陡的增大而减小。



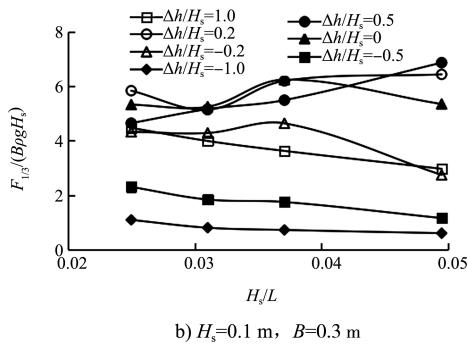


图 7 相对总上托力与入射波陡关系

3.3 相对承台宽度

相对承台宽度是影响承台总上托力的重要因素, 在承台宽度不同的情况下, 波浪与承台底面的接触时间, 承台下封闭气体压缩程度也不尽相同, 进而影响承台底面的上托力压强大小和分布宽度。承台底面相对总上托力随相对承台宽度的变化情况见图 8, 多数试验组次承台底面相对总上托力随着相对承台宽度的增大而减小。

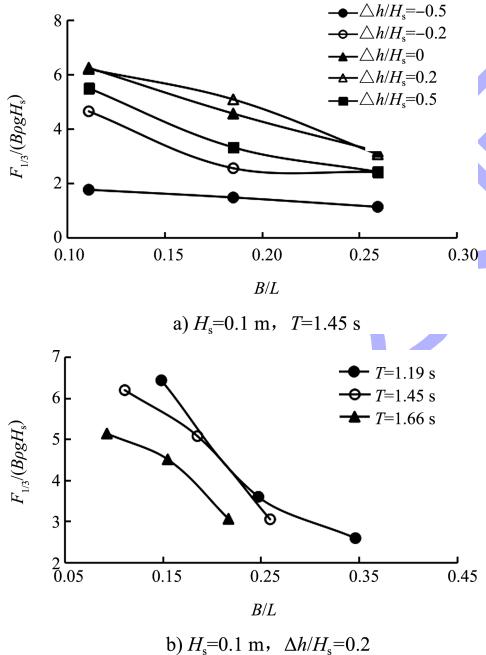


图 8 相对总上托力与相对承台宽度关系

3.4 相对超高

相对超高一方面体现了波浪动力的影响, 超高越大, 波浪动力越小; 另一方面超高又与波陡及空气层相关联, 影响着波浪冲击角度的大小, 三者影响的相对大小决定了相对上托力压强随相对超高的变化关系。不同组次下承台底面所受相对总上托力随相对超高的变化规律见图 9。可以看出, 大部分试验组次的相对总上托力随着相对超高的增大先增大后减小, 近似呈正态分布, 并在 $\Delta h/H_s$ 为 0~0.2 范围内出现峰值。

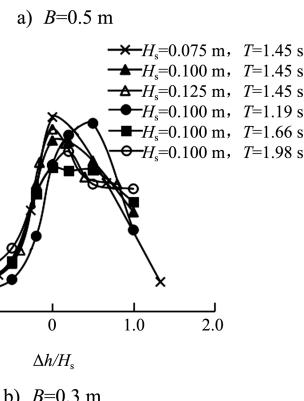
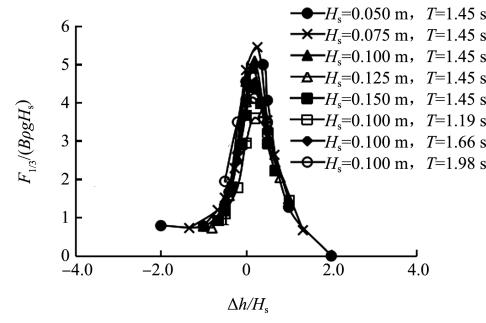


图 9 相对总上托力与相对超高关系

4 结论

1) 在不规则波作用下, 承台底面总上托力的历时曲线均存在周期性, 每个周期内的幅值具有随机性, 总上托力时域变化特征随相对超高不同而变化。总上托力峰值统计分布符合三参数威布尔分布。

2) 当 $\Delta h/H_s > -0.5$ 时, 承台所受最大总上托力发生时刻对应的上托力压强分布为冲击型分布, 与 Goda 的结论一致; 当 $\Delta h/H_s < -0.5$ 时, 最大总上托力发生时刻对应压强为均匀型分布, 与周益人的结论一致。

3) 总上托力随相对入射波高增大呈线性增大; 随相对超高的增大近似呈正态分布, 并在 $\Delta h/H_s = 0.2$ 附近出现极值; 总上托力随承台宽度的增大而减小; 波陡对上托力的影响较为复杂, 无明显规律。

4) 在工程设计中宜将承台底面布置在水面以下一半波高的位置, 同时应尽量避免将承台底面布置在静水面附近。在水位变动幅度较大的水域, 可在堤前布置一定消浪措施, 减小冲击承台的波高, 以减少冲击力。

参考文献:

- [1] 方君华.高填土斜顶桩板桩承台驳岸结构应用技术研究[D].南京:河海大学, 2006.
- [2] 刘堃, 吴争光.低桩承台直立结构在海堤工程中的应用[J].水运工程, 2018(9): 76-80.
- [3] 刘堃, 陈哲淮, 唐云, 等.低桩承台直立结构波浪爬高与越浪量[J].水运工程, 2018(9): 38-41.
- [4] GODA Y. Wave forces on structures[C]//Japan Society of Civil Engineering. Proceedings of Summer Seminar on

(上接第 133 页)

2) 陆上爆破采用英格索兰 CDH-901C、CDH-911C 液压钻, 操作简便、施工效率高, 可自动加接钻杆, 每台班每台钻机可钻进 180 m, 加快了施工进度, 节约施工成本。

参考文献:

- [1] 王斐, 闫涛, 李少希, 等.基于船舶安全通航的厢廊急弯段航道整治研究[J].水运工程, 2022(4): 146-150.
- [2] 曹民雄, 蔡国正.山区河流急流滩险航道整治技术研究[M].北京:人民交通出版社, 2006.
- [3] 李顺超, 张有林, 何熙, 等.岷江下段航道典型滩险整治技术[J].水运工程, 2020(4): 84-91.
- [4] 王常红, 何文辉, 程小兵, 等.急弯河段通航水流条件与航

(上接第 163 页)

3) 通过工程实例对比分析, 基于广义开尔文的砂性土长期沉降计算方法与传统方法和基于现场原位试验的计算方法计算值较接近, 说明计算方法可靠。

4) 针对不同细粒含量的砂性土地基, 进一步与传统的计算方法进行对比分析。其中, 基于广义开尔文的砂性土长期沉降计算方法得出的纯砂地基蠕变沉降与传统方法计算的蠕变沉降接近, 侧面验证了该方法的正确性和可行性。

参考文献:

- [1] 王艳芳, 蔡正银, 蔡燕燕, 等.饱和土排水蠕变特性对比研究[J].应用基础与工程科学学报, 2017, 25(5): 985-997.
- [2] 施小清, 薛禹群, 吴吉春, 等.饱和砂性土流变模型的试验研究[J].工程地质学报, 2007, 15(2): 212-216.
- [3] 张云, 薛禹群, 施小清, 等.饱和砂性土非线性蠕变模型

Hydraulics. Tokyo: Japan Society of Civil Engineering, 1967: 329-334.

- [5] 刘海青, 杨鹏, 李炎保.斜坡接岸码头面板波浪上托力出现类型和统计分布[J].港工技术, 1998(3): 5-9.
- [6] 周益人, 陈国平, 黄海龙, 等.透空式水平板波浪总上托力试验研究[J].海洋工程, 2004, 22(4): 43-50.
- [7] 周益人, 陈国平, 王登婷.斜坡上封闭水平板波浪总上托力试验研究[J].河海大学学报(自然科学版), 2004(4): 442-446.

(本文编辑 王璁)

道宽度关系研究[J].水道港口, 2014, 35(4): 353-357.

- [5] 颜志庆, 赵建钧, 翟晋德, 等.“S”形急弯河段通航水流条件研究[J].水运工程, 2021(6): 128-134.
- [6] 江涛, 毕雪峰.来宾至桂平 2000 吨级航道工程初步设计报告[R].北京:中交水运规划设计院有限公司, 2020.
- [7] 陈建, 汪越, 谢见开.微差爆破技术在湄洲湾航道三期(Ⅱ阶段)炸礁施工中的应用[J].水运工程, 2021(9): 201-205.
- [8] 谢玉杰, 周玉洁, 何熙.嘉陵江中游龙爪湾航道整治工程方案研究[J].水运工程, 2022(5): 124-128, 177.
- [9] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾.土力学[M].北京:清华大学出版社, 1994.
- [10] 祝玉学.边坡可靠性分析[M].北京:冶金工业出版社, 1993.

(本文编辑 武亚庆)

试验研究[J].岩土力学, 2005, 26(12): 1869-1873.

- [4] 梅涛涛, 王德咏, 梁小丛.吹填砂性土长期沉降计算[J].水运工程, 2021(9): 182-186.
- [5] 葛苗苗, 李宁, 郑建国, 等.基于一维固结试验的压实黄土蠕变模型[J].岩土力学, 2015, 36(11): 3164-3170, 3306.
- [6] 张杰.下卧土层流变引起的海底沉管隧道的沉降及其控制方法研究[D].北京:北京交通大学, 2018.
- [7] British Standards Institution. Eurocode 7: Geotechnical design-Part 1: General rules: BS EN: 1997-1: 2004[S]. London: the Standards Policy and Strategy Committee, 2004.
- [8] 王德咏, 梁小丛, 周红星等.振冲密实法加固 LNG 场地地基现场试验研究[C]//中国土木工程学会土力学及岩土工程分会.第十三届全国土力学及岩土工程学术大会会议论文集.北京:[出版者不详].2019(7): 155-161.
- [9] MEYERHOF G G. Shallow foundations[J]. Journal of soil mechanics & foundations div, 1966, 91(118): 21-31.

(本文编辑 王传瑜)