

DOI: 10.11779/CJGE201803014

# 新型板桩码头群桩基础被动段桩侧压力试验研究

徐光明<sup>1, 2</sup>, 任国峰<sup>1, 2</sup>, 顾行文<sup>\*1, 2</sup>, 陈爱忠<sup>3</sup>, 李乐晨<sup>4</sup>

(1. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029; 2. 水文水资源与水利工程国家重点实验室, 江苏 南京 210029; 3. 溧阳市溧城力源电子设备厂, 江苏 溧阳 213360; 4. 四川大学建筑与环境学院, 四川 成都 610000)

**摘要:** 在新型板桩码头结构中, 带卸荷承台板的直立灌注桩群桩基础被用来与前墙一起共同承担土体侧向位移所产生的侧向荷载, 这些直立桩的工作机制类似抗滑被动桩, 但其桩土相互作用程度远没有达到极限状态。结合 20 万吨级卸荷式板桩码头结构设计方案验证, 开展了多组土工离心模型试验, 测量了各排灌注桩两侧土压力, 得到了均质细砂地基中两种承台群桩基础中桩身侧压力分布, 其特征是桩身上部侧压力为正, 作用方向与土体位移一致, 而桩身下部侧压力为负。各排桩的侧压力零值点约位于港池泥面线下 4 倍桩径位置处, 可根据侧压力零值点分界线将桩身划分为上部被动段和下部主动段进行设计处理。为了确定被动段侧压力大小, 引入被动段桩宽比, 将桩侧压力与朗肯主动土压力相关联, 结果发现, 海侧桩被动段桩宽比接近 3.0, 明显大于中间桩和陆侧桩, 因此, 承台群桩基础设计中, 被动段可以近似按 3 倍朗肯主动土压力作为设计值考虑。

**关键词:** 承台群桩基础; 灌注桩; 桩侧压力; 桩宽比; 被动段

**中图分类号:** TU473

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2018)03-0502-10

**作者简介:** 徐光明(1963-), 男, 教授级高级工程师, 主要从事土工离心模型试验研究。E-mail: gmxu@nhri.cn。

## Experimental study on lateral pile-soil pressure on passive part of pile groups in innovative sheet-pile wharf

XU Guang-ming<sup>1, 2</sup>, REN Guo-feng<sup>1, 2</sup>, GU Xing-wen<sup>\*1, 2</sup>, CHEN Ai-zhong<sup>3</sup>, LI Le-chen<sup>4</sup>

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210029, China; 3. Licheng Electronic Device Producer, Liyang 213300, China; 4. School of Architecture and Environment, Sichuan University, Chengdu 610000, China)

**Abstract:** The pile group of vertical cast-in-place piles with relief platform has been successfully introduced into innovative sheet-pile wharfs to withhold lateral load due to horizontal soil movement along with its front wall. The work mechanism of the piles is similar to that of stabilizing piles, but their pile-soil interaction degree is far below the limit state. In order to study the distribution of the lateral pile-soil pressure along pile for the formation of its design method, geotechnical centrifuge model tests of two schemes are conducted to simulate 200,000-tonnage sheet-pile wharfs with relief platform in fine sand. The pile-soil pressure distribution is obtained by measuring the earth pressures at its two sides. The characteristic is that the lateral pile-soil pressure is positive for the upper part, meaning the same direction to soil movement, and negative for the lower part. And the position of zero value of pile-soil pressure is below the mud line of harbor basin by about four times the pile diameter. By using the position of zero pile-soil pressure as the demarcation line, each pile can thus be divided into the upper passive part and the lower active part, as is done in stabilizing piles. In order to estimate the pile-soil pressure of pile's passive part, it is correlated with the Rankine active pressure by introducing an average breadth ratio on the passive part of pile. It is found that the breadth ratio of pile's passive part is about 3.0 for seaside piles, much bigger than that for the middle and landside piles. Therefore, the pile-soil pressure of pile's passive part can be taken to be 3 times the Rankine active pressure in the design of pile groups with relief platform.

**Key words:** pile group with relief platform; cast-in-place pile; lateral pile-soil pressure; breadth ratio of pile; passive part

## 0 引言

板桩码头结构以其结构形式简单, 造价低廉, 施工周期短等独特优点, 在国外众多港口码头建设中得

到广泛的应用<sup>[1]</sup>, 由于中国长期缺乏用于建造板桩岸

收稿日期: 2016-07-21

\*通讯作者 (E-mail: xwgu@nhri.cn)

壁的优质型钢以及大倾角斜桩施工技术,致使板桩码头结构型式发展和建设受到很大制约,仅用于中小型港口工程。自2000年以来,钢筋混凝土连墙板桩码头结构设计水平和施工技术在中国得到极大提升,成功研发了遮帘式和卸荷式新型板桩码头结构,在数十个大型深水泊位建设中得到成功应用<sup>[1]</sup>。与传统的单锚式板桩码头结构不同的是,在新型深水卸荷式板桩码头结构中,充分发挥了直立群桩基础的侧向承载作用,分担了一部分原本作用于前墙岸壁上的侧向荷载。图1是卸荷式板桩码头结构示意图,它由前墙、承台群桩基础、锚碇墙和拉杆共同构成的,其中承台群桩基础为多排直立钢筋混凝土灌注桩与卸荷承台板相铰接而成。值得注意的是,前墙、锚碇墙和拉杆三者构成了传统意义上的单锚式板桩码头结构部分,可见,卸荷式板桩码头结构实为单锚式板桩码头结构和承台群桩基础结构两部分共同组成,因此,承台群桩基础与前墙一起共同承担土体侧向位移而产生的侧向荷载,而承台群桩基础结构部分的受力性状则主要反映在直立灌注桩受力特性上。

如图1所示,受港池浚深产生的侧向卸荷和码头面竖向堆载的作用,前墙岸壁向海侧位移,致使承台群桩基础中的灌注桩周围土体,尤其是位于泥面线以上的桩周土体,跟着一起朝海侧方向侧向移动,致使这段桩身陆侧土压力大于海侧土压力,两侧存在明显土压力差,即形成图1所示的指向海侧的桩侧压力 $p$ ,形成水平荷载作用于此段桩身。根据被动桩定义<sup>[2]</sup>,这部分桩身即为被动段 $L_p$ (图1)。而灌注桩泥面线以下桩身部分,其周围地基土体没有明显的侧向移动的趋势,处于稳定状态,这时由于桩身变形的存在,桩周稳定土体对桩身产生抗力,该部分桩身即为主动段 $L_a$ (图1)。因此,从受力机制上看,承台群桩基础中的直立灌注桩属于侧向承载被动桩,理应按照被动桩设计方法,对桩身分段加以研究考察,才能进行合理设计。

在被动桩设计中,特别是典型的抗滑桩,通常将桩周土层,按滑动面区分为上部流动土或不稳定土区和下层稳定土区,进而将桩身分为上部被动段和下部主动段,并分别给予不同假设和设计处理<sup>[3-5]</sup>。对于主动段,按主动水平承载桩处理,即基于文克尔假设的弹性地基反力法进行处理,认为其桩侧土体抗力与桩身的挠度成正比。对于被动段,则需要假设其侧压力分布,在抗滑桩设计中,通常假设位于不稳定区的被动段侧压力达到极限值,即为极限侧向压力。当作用于桩身被动段的侧压力和主动段的侧向抗力确定后,就可以计算出桩身弯矩和剪力,进而进行抗滑桩配筋

设计。总之,抗滑桩设计理论是基于其极限状态建立的,核心内容在于合理准确地确定土体不稳定区桩身极限侧向压力。为此,众多学者基于各种假设,推导了不同的极限侧向压力公式,包括著名的伊藤公式<sup>[6-7]</sup>和沈珠江公式<sup>[8]</sup>。Poulos归纳了这些被动桩极限侧向压力公式,将其分为黏土和砂土中两类不同被动桩情况<sup>[4-5]</sup>。在黏土中,将极限侧向压力 $p_y$ 与不排水剪强度 $c_u$ 相关联,即

$$p_y = N_p c_u, \quad (1)$$

式中, $N_p$ 为侧向承载力系数,通常取值在2~9。

在砂土中,Brom曾建议把极限侧向压力 $p_y$ 与被动土压力相关联<sup>[9]</sup>,即

$$p_y = a K_p \sigma'_{vo}, \quad (2)$$

式中, $K_p$ 为朗肯被动土压力系数,即 $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ , $\varphi$ 为土的内摩擦角, $\sigma'_{vo}$ 为有效上覆压重应力, $a$ 为介于3~5之间的系数。

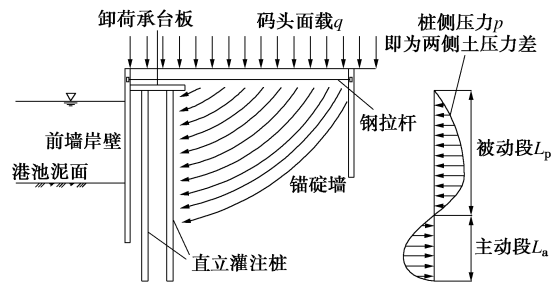


图1 卸荷式板桩码头结构和桩侧压力示意图

Fig. 1 Sketch of sheet-pile wharf with relief platform and lateral pile-soil pressure with depth

对于抗滑桩,所要加固的土体中有一个已知的或潜在的滑动面,可以作为划分主动段与被动段的分界。然而,对于新型板桩码头中侧向承载的桩,能否把港池泥面这个水平面,作为划分主动段和被动段的分界,依据不足。其次,直立灌注桩桩土相互作用程度有限,桩侧压力发挥的程度同样有限。根据松井等所开展的18组黏土和7组砂土土体位移条件下的桩侧压力试验结果<sup>[7]</sup>,发现桩侧压力的发挥程度完全取决于桩土相对位移大小,对于砂土中的被动桩,当桩土相对位移与桩径之比达到30%以上时,桩侧压力才达到其极限值。一般知道,新型板桩群桩基础基桩常用桩径( $D$ )是1200~1300 mm,30% $D$ 以上桩土相对位移量就意味着桩土相对位移量大于360~390 mm,此时的桩侧压力才可能达到其极限值。然而,承台群桩基础中灌注桩位移变形量,基本上与前墙岸壁侧向位移变形量大体相当。对于20万吨级深水板桩码头,前墙岸壁侧向位移量必须控制在100 mm以内,那么,灌注桩侧向位移变形量不会超过100 mm,桩土相对位移量就

更小, 桩土相互作用程度远没有达到极限状态, 桩侧压力也就小于极限侧向压力值。这样看来, 由于承台群桩基础中桩土相互作用程度较低, 因此, 已有的被动桩极限侧向压力计算公式在此不再适用。

刘永绣在文献[1]讨论了卸荷承台板下基桩受力计算模型和作用于桩身侧压力确定等问题, 建议将基桩按港池泥面划分为上下两个桩段, 泥面以下桩段按竖向弹性地基梁法进行处理, 泥面以上桩段桩侧压力按1~2倍的主动土压力确定, 这个倍数就是土压力计算宽度与桩宽之比<sup>[3]</sup>, 它的取值与桩距桩径之比相关, 桩距桩径之比大时取大值。可见, 这样的设计处理已经隐含了被动桩设计方法理念, 但最关键的两点值得商榷: 一是区分上下桩段的分界点是否为泥面线, 二是计算宽度与桩宽之比值取多大。所以, 非常有必要专门研究承台群桩基础中灌注桩侧压力分布, 寻找到一种合理划分桩身被动段和主动段的方法, 同时合理确定桩身被动段的侧压力值。

针对上述新型板桩码头群桩基础结构中基桩被动桩设计理念中需要解决的两大问题, 参照某20万吨级卸荷式板桩码头结构的T型地连墙方案和组合钢管桩方案, 开展了大型土工离心模型试验研究, 重点是在两种承台群桩基础各排灌注桩中均设置一根土压力测试桩, 在其海陆两个侧面上埋设微型土压力盒, 测试其在港池浚深侧向卸荷和码头面竖向堆载作用下桩身侧向压力分布, 进而探讨桩身被动段和主动段的划分, 同时探讨了桩身被动段侧向压力简化确定方法。

## 1 土工离心模型试验

### 1.1 试验设备

本文试验是在南京水利科学研究院400 g·t土工离心机上开展的, 这台大型土工离心机容量400 g·t, 其旋转半径为5.5 m, 最大离心加速度为200g, 相应最大负荷为2000 kg。所模拟的20万吨级卸荷式板桩码头结构泊位, 沿岸线布置, 可按平面应变问题考虑其模型布置, 故试验采用了大型平面应变型模型箱, 净空尺寸分别为: 长1200 mm、宽400 mm和高800 mm。

### 1.2 模型设计

原型板桩码头结构断面主要几何尺寸为: 码头面高程为4.2 m, 港池泥面线高程为-20.5 m。对于T型地连墙方案, 前墙为现浇的T型钢筋混凝土连墙, 每个T型断面单元宽度4.0 m, 中间腹板宽0.8 m、高2.5 m, 两侧翼缘高0.8 m, 翼缘底标高为-28.0 m, 但腹板延伸至-34.0 m。T型地连墙前墙每延米截面抗弯刚度 $EI$ 达15.24 GN·m<sup>2</sup>/m (这里 $E$ 为弹性模量,  $I$ 为

截面惯性矩)。卸荷承台板厚1.0 m, 宽12.5 m, 其底面与T型地连墙顶齐平, 其海侧搭在前墙腹板上。承台板中间和陆侧则为两排直径1200 mm的钢筋混凝土灌注桩所支撑, 桩台之间采用铰接。海侧桩离码头前沿线7.65 m, 海侧桩与陆侧桩横向间距为5.25 m, 纵向间距为4.0 m, 桩底标高为-38.0 m。钢筋混凝土锚碇墙厚为1.1 m, 墙顶标高为3.0 m, 墙底标高为-16.0 m。净距为44.0 m的前墙与锚碇墙, 由直径70 mm的S550级高强钢拉杆相连接, 其锚着点标高为0.4 m, 平均间距1.33 m。对于组合钢管桩方案中, 前墙为Φ1422/AZ18组合钢管桩, 其每延米截面抗弯刚度 $EI$ 为1.37 GN·m<sup>2</sup>/m, 不足T型地连墙的1/10, 折合成钢筋混凝土连墙, 其厚度约为0.85 m。另外, 此方案中卸荷承台板宽度增至14.05 m, 为3排直径1300 mm钢筋混凝土灌注桩所支撑, 桩台之间采用铰接。海侧桩离码头前沿线4.4 m, 海侧桩与中间桩和中间桩与陆侧桩的横向间距均为5.0 m, 纵向间距也是4.0 m。拉杆和锚碇墙规格尺寸与T型地连墙方案相同。

考虑原型码头结构物受力影响范围和模型箱大小, 所选定的原型与模型的长度几何比尺为80, 即 $n=80$ 。在确定了模型几何相似比尺后, 模型其它物理量的相似比尺随之确定<sup>[10]</sup>。

### 1.3 模型制作

选用铝合金材料制作模型前墙、锚碇墙、卸荷承台板和灌注桩, 由于模型材料与原型材料弹性模量不同, 考虑它们都是受弯构件, 因此, 必须根据抗弯刚度相似准则进行设计修正<sup>[10]</sup>。两种方案的模型布置分别见图2和图3, 模型前墙、锚碇墙及承台板与模型箱同宽, 锚碇墙厚10.1 mm, 承台板厚10 mm, 在T型地连墙模型中, 前墙腹板和翼缘厚度分别为23 mm和7.4 mm, 在组合钢板桩方案模型中, 前墙厚度7.7 mm, 其它尺寸按原型大小等比例缩小。

在确定模型桩尺寸时, 首先考虑模型承台群桩基础基桩侧壁和土体之间的摩擦特性与原型一致, 首先根据原型桩外径按几何比尺确定模型桩外径, 在此约束前提下再选择合适壁厚的铝合金管。考虑到原型灌注桩承受较大的弯矩, 因此, 管壁厚度则根据桩体抗弯刚度相似准则进行确定。设原型灌注桩截面内外径分别为 $b_p$ 和 $a_p$ , 因为是实心桩, 所以 $b_p=0$ , 模型桩截面内外径分别为 $b_m$ 和 $a_m$ , 因为 $a_p$ 与 $a_m$ 之间保持几何相似, 故 $a_m=a_p/n$ 。这时原型与模型截面惯性矩分别为:  $I_p=\pi a_p^4/64$ ,  $I_m=\pi(a_m^4-b_m^4)/64$ , 设 $E_p$ 和 $E_m$ 分别为原型和模型材料弹性模量, 因原型和模型两者满足抗弯刚度相似关系要求, 即满足 $E_p I_p = n^4 E_m I_m$ , 可以

推导出模型桩截面内径为

$$b_m = \sqrt[4]{\left(a_m^4 - \frac{a_p^4}{n^4} \frac{E_p}{E_m}\right)} = a_m \sqrt[4]{\left(1 - \frac{E_p}{E_m}\right)} \quad (3)$$

这样, 两种方案的模型灌注桩分别采用内径 13 mm、外径 15 mm 和内径 14 mm、外径 16 mm 的空心铝合金管模拟, 模型桩长度根据原型桩长度等比例缩小(图 2 和图 3)。模型卸荷承台板与模型桩之间铰接机构参见文献[11, 12]。

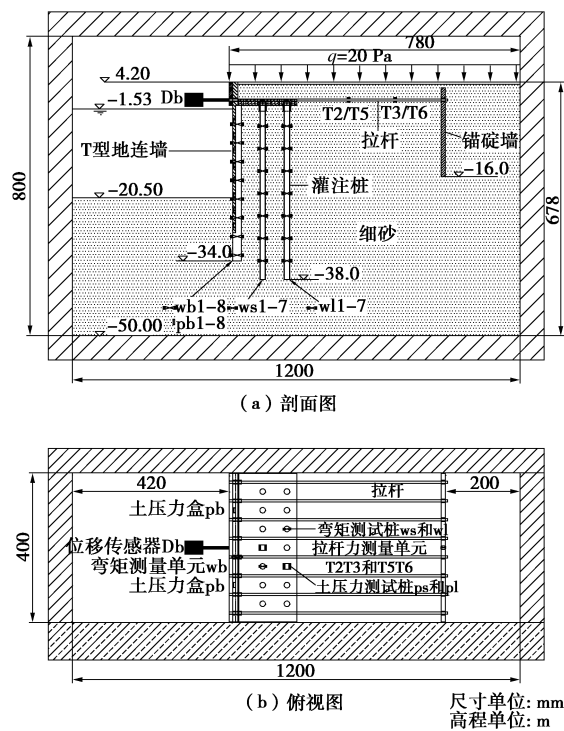


图 2 模型布置 (T 型地连墙方案)

Fig. 2 Model setup (front wall of T-shaped diaphragm)

原型钢拉杆选用钢拉条模拟, 按等抗拉刚度相似原理进行设计。为了简化模型布置, 采用 1 根模型拉杆来模拟 3 根原型拉杆, 这样, 在模型箱宽度 400 mm 范围内, 共布置 8 根截面宽 7.2 mm、厚 0.4 mm 的钢条拉杆(图 2 (b) 和图 3 (b))。

模型地基为均质细砂地基, 土料取自京唐港曹妃甸港区的一种均质细砂, 采用振动法制作。这种细砂的土粒比重为 2.67, 级配为: 粒径大于 0.25 mm 占 1.9%, 粒径介于 0.25 mm 至 0.075 mm 占 92%, 粒径大于 0.075 mm 占 6.1%。制备前将细砂土料自然风干, 制备时先将模型前墙、承台群桩基础结构和锚碇墙定位固定在模型箱内, 然后用细砂均匀充填其间。再将整个模型箱置于真空饱和箱内抽真空, 在真空度满足要求后再进水饱和。最后将模型箱固定在大尺寸砂土试样激振仪上, 以 50 Hz 频率激振 3 min, 让箱内地基土层上下密度均匀一致。所制备的模型地基相对密度为 0.87, 主要物理力学特性指标见表 1。

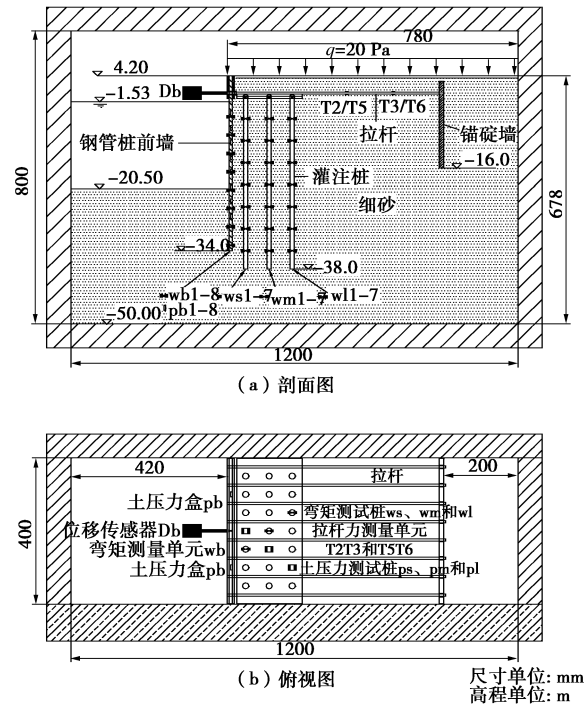


图 3 模型布置 (组合钢管桩方案)

Fig. 3 Model setup (front wall of composite steel pipe pile)

表 1 模型地基的物理力学特性

Table 1 Properties of model ground

最大干密度	最小干密度	干密度	内摩擦角
$\rho_{\max}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$\rho_{\min}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$\rho_d/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$\varphi/(^{\circ})$
1.60	1.33	1.56	36.2

1.4 模型测量

模型承台群桩基础桩侧压力是本文离心模型试验测试重点, 故在每排模型桩中设有一根土压力测试桩(图 2 (b) 和图 3 (b))。如图 4 所示, 土压力测试桩为矩形截面桩, 截面宽 15 mm、厚 20 mm, 在桩身海陆两侧分别铣槽, 沿桩长呈等间隔对称布置了 5 对共计 10 只土压力盒。所采用的微型土压力盒是专门为土工离心模型试验研制开发的<sup>[13]</sup>, 型号为 BW-4 型, 压力盒外径 12 mm, 厚 4.2 mm, 量程分 200, 400, 600 和 800 kPa 4 种。另外, 在两种方案模型前墙陆侧面上, 沿深度方向等间隔各埋设了 8 只土压力盒(图 2 和图 3), 以了解掌握前墙陆侧土压力分布。

试验还对模型前墙和灌注桩的弯矩反应进行了测试, 弯矩测量单元由 4 片应变计组桥而成<sup>[10]</sup>, 它们沿这些受弯构件的高度方向等间隔布置。如图 2 和图 3 所示, 模型前墙上布置了 8 个弯矩测点, 各排模型桩中均设有一根弯矩测试桩, 每根弯矩测量桩上布置了 7 个弯矩测点。另外, 在 8 根模型拉杆中挑选了 2 根进行拉杆力测量, 它们是第 3 根和第 5 根(图 2 (b) 和图 3 (b)), 各布置 2 个拉杆力测试单元, 它是由四片应变计按另一种方式组桥而成<sup>[10]</sup>。模型前墙的侧向

位移采用激光传感器测量, 它为用德国 Wenglor 公司产品, 型号为 YP11MGVL80, 其量程为 50 mm, 相应的精度为 20  $\mu\text{m}$ 。

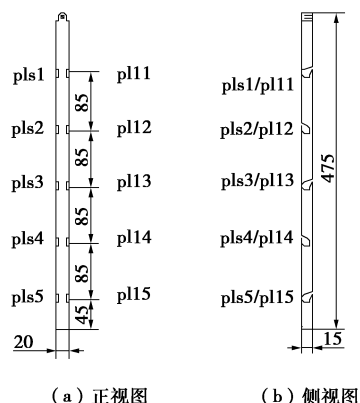


图 4 设有土压力盒的模型测试桩

Fig. 4 Model pile instrumented with total earth pressure cells

## 1.5 试验过程

原型深水卸荷式板桩码头结构要承受港池浚深过程中的侧向卸载和码头面堆载的竖向加载两方面的作用。在本次模型试验中, 先在 1g 停机状态下将模型港池区域的地基土体挖除, 然后将模型置于离心机吊篮平台上, 转动离心机匀速升高离心加速度, 借助这一升速过程近似模拟港池开挖引起侧向卸载作用。其次, 在模型达到设计加速度后 (80g), 对预置在码头面上的水箱进行注水, 模拟竖向 20 kPa 面载作用。图 5 为整个试验过程中离心机加速度时程曲线, 从 1g 升至设计加速度历时 41 min, 之后离心加速度一直恒定在 80g, 在 23 min 后开始模拟码头面加载, 之后又恒速 80g 运行 24 min 再停机。按照模型相似律, 这相当于原型码头前沿港池泥面, 历时 180 d 被浚深至标高 -20.5 m, 百日后开始施加竖向 20 kPa 面载, 又恒载营运了 110 d。需要说明的是, 在模型运转过程中采用溢流管保持模型港池水位不变, 对应原型极端低水位 -1.53 m (图 2 (a) 和图 3 (a))。

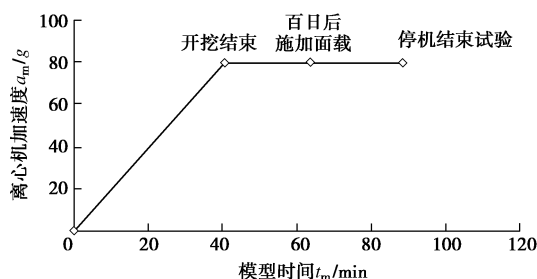


图 5 试验模拟过程图

Fig. 5 Simulating process of tests

## 1.6 试验方案

结合 20 万吨级卸荷式板桩码头结构设计的两种方案, 安排了两个系列试验, 共有 5 组模型, 如表 2

所示, 第一系列三组模型 M3、M4 和 M5 模拟 T 型地连墙方案, 它们互为平行重复试验, 第二系列两组模型 M6 至 M7 模拟组合钢管桩方案, 它们彼此为平行重复试验。

## 2 试验结果分析

### 2.1 前墙侧向位移

本文试验结果均针对原型给出。第一系列三组模型 M3、M4 和 M5 中测得的前墙锚着点侧向位移的均值约 64 mm, 第二系列两组模型 M6 和 M7 的侧向位移均值约 70 mm, 见表 2。前墙锚着点距离墙底端是 34.4 m, 若近似将墙底端侧向位移视作零, 那么这两个系列中模型前墙倾斜率分别为 0.19% 和 0.20%, 其倾斜程度均在直立式板桩岸壁码头允许变形范围内<sup>[14]</sup>。另外, 各组模型试验停机检查后发现, 码头结构和地基未见裂缝等失稳迹象, 表明这些模型板桩码头结构整体是稳定安全的。

### 2.2 前墙陆侧土压力

图 6 给出两个系列模型前墙陆侧总土压力分布图。如图所示, 虽然同一系列重复模型在同一深度位置土压力测值具有一定的离散性, 但总体来看, 前墙陆侧土压力测值随深度增加而增大。其次, 从图 6 还可以发现, 在整个测量标高范围内, 第一系列三组模型土压力实测值的均值点距离主动土压力理论分布线很近。值得注意的是, 第二系列两组模型距离标高 -20.5 m 泥面线较远测点的土压力均值点, 偏于主动土压力理论线的右侧, 而泥面线附近测点的均值点明显偏于理论线左侧。这里的理论值  $p_a$  是根据整个细砂地基土层的内摩擦角 (表 1), 按朗肯土压力理论估算:

$$p_a = p'_a + u = \sigma'_v K_a + u \quad (4)$$

式中,  $K_a$  为朗肯主动土压力系数, 即  $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ ,  $\varphi$  为计算点处土体内摩擦角,  $u$  为此处土体中孔隙水压力,  $\sigma'_v$  为此处土体有效竖向应力。

根据大量的试验研究, 当挡土墙的位移达到墙高的 0.1% 至 0.3% 就可能发生主动土压力<sup>[15]</sup>。对照两前墙的倾斜率约 0.2%, 已达到发生主动土压力的位移条件。必须说明的是, 影响前墙陆侧土压力分布的另一个重要因素是墙身刚度, 如前所述, T 型地连墙和组合钢管桩前墙的每延米截面抗弯刚度分别为 15.24  $\text{GN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$  和 1.37  $\text{GN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ , 两者比值为 11.12, 较为柔性的组合钢管桩前墙墙身挠曲变形明显, 陆侧土压力因此发生了应力重分布, 即出现侧向拱效应, 而墙身挠度最大点就在泥面线附近, 故此处土压力实测值明显小于主动土压力理论值, 而墙身其它位置处土压力实测值则大于理论值。所以相对来说, 位于均质细



表 2 试验方案及主要试验结果

Table 2 Test programs and main test results

系列	前墙	模型	前墙锚 着点位 移/mm	前墙特征 弯矩 /(kN·m·m <sup>-1</sup> )	海侧灌注桩 特征弯矩 /(kN·m)	中间灌注桩 特征弯矩 /(kN·m)	海侧灌注桩 特征弯矩 /(kN·m)	拉杆 力/kN
第一系列	T型地连墙	M3、M4和M5	64	2500 -540	950 -600		850 -420	300
第二系列	组合钢管桩	M6和M7	70	1210 -350	2600 -1260	750 -300	850 -750	370

砂地基中较为刚性的 T 型地连墙前墙, 其陆侧土压力分布更近似接近主动土压力理论分布。

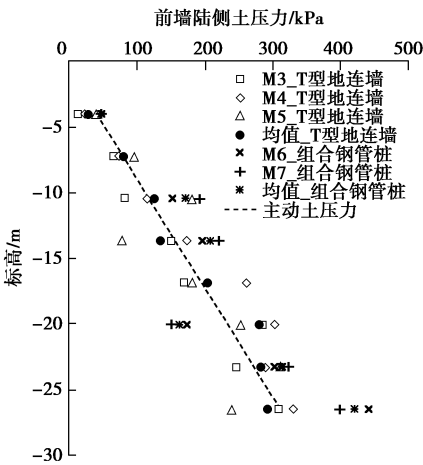


图 6 前墙陆侧土压力分布图

Fig. 6 Total earth pressures on retaining sides of against front walls

2.3 前墙弯矩

第一系列 3 组 T 型地连墙方案模型和第二系列两组组合钢管桩方案模型试验测得的前墙弯矩分布见图 7, 测试结果同样具有一定的离散性, 其原因在于难以制备均匀一致的大体积细砂土样, 整个模型地基土体在性质上存在一定程度的差异性。图 7 所示的弯矩实测点分布呈现的规律是: 前墙上半部分的弯矩数值大, 且为正值, 表明上部墙体海侧受拉; 而前墙下半部分, 尤其是靠近墙底端的一部分, 其弯矩为负值, 表明下部墙体陆侧受拉, 并且, 最大正弯矩值大于最大负弯矩值 (绝对值)。从图 7 弯矩实测点拟合曲线推求得 T 型地连墙前墙最大正负单宽弯矩值, 分别为 2500 kN·m/m 左右和-540 kN·m/m 左右, 相应的位置标高分别是-12 m 左右和-29 m 左右。从图 7 弯矩实测点拟合曲线推求得组合钢管桩前墙最大正负单宽弯矩值, 分别为 1210 kN·m/m 左右和-350 kN·m/m 左右, 相应的位置标高分别是-10 m 左右和-27 m 左右。上述最大正负弯矩特征值已列于表 2 中, 可见, 抗弯刚度较大的 T 型地连墙前墙的弯矩反应强于抗弯刚度较小的组合钢管桩前墙。

2.4 灌注桩侧压力

如前所述, 承台群桩基础结构在开挖港池的侧向卸载和码头面堆载的竖向加载两方面的共同作用下, 其性状反应主要体现在各排灌注桩的桩侧压力反应和桩身弯矩反应上。图 8 给出了第一系列 3 组模型中承台群桩基础中海侧灌注桩两侧土压力分布曲线, 图 9 为其桩侧压力分布曲线, 即桩身两侧土压力差分布曲线。如图 8 所示, 3 组重复平行模型中同一侧面上测得 3 条土压力分布曲线并不完全重合, 但呈现出相同的规律性, 大致从第一测点至第四个测点这段桩体, 即标高-27.6 m 以上桩身的陆侧土压力值大于海侧土压力值, 图 9 所示的这段桩身侧压力值为正; 而图 8 中标高-27.6 m 以下桩身的陆侧土压力值则小于海侧土压力值, 图 9 所示的这段桩身侧压力值为负。图 8 中两侧土压力分布曲线的交汇点就是图 9 中桩侧压力分布曲线上的侧压力零值点, 3 组模型试验得到的 3 个两侧土压力曲线交汇点的位置标高非常接近 (图 8), 3 个侧压力零值点非常接近 (图 9), 都位于桩身第四个测点附近, 它们标高均值约-28.2 m。已知泥面线标高-20.5 m, 可见, 海侧桩侧压力零值点位于泥面线以下 7.7 m, 约 6.4D (D 为桩径)。

一般知道, 桩侧压力为正时, 土体作用于此段桩身的侧向荷载方向指向海侧, 与桩周土体位移方向一致, 反之, 桩侧压力为负, 土体作用于此段桩身的侧向荷载方向指向陆侧, 与桩周土体位移方向相反, 故称负值桩侧压力为桩侧抗力。如图 9 所示, 参照抗滑桩设计, 可以依据侧压力零值点, 将海侧桩此点以上的桩段作为被动段, 它承受了与桩周土体位移方向一致的侧向荷载作用, 而将此点以下的桩段作为主动段, 它承受了与桩周土体位移方向相反的侧向抗力作用。既然根据桩侧压力零值点将承台群桩基础结构中灌注桩的主动段和被动段划分出来, 在设计时就可以考虑参照抗滑桩设计理念。对于主动桩段, 可以按照基于文克尔假定的竖向弹性地基梁法进行处理, 这里不再累述。而对于被动桩段, 只需要合理确定桩侧压力大小, 就可以开展灌注桩设计计算。

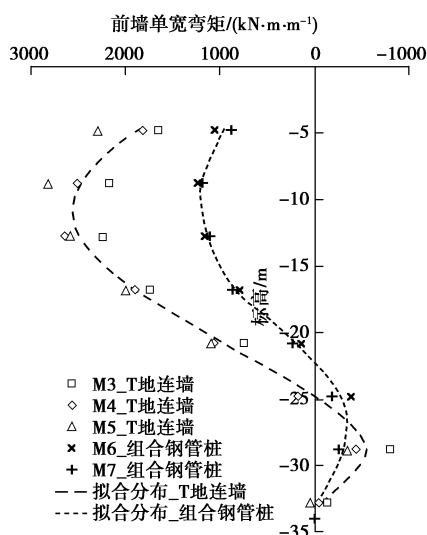


图 7 前墙单宽弯矩分布  
Fig. 7 Bending moments of front walls

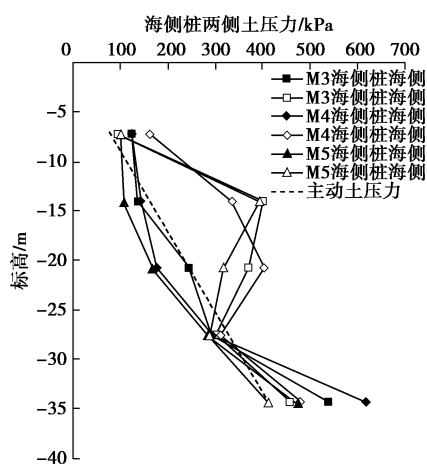


图 8 T 型地连墙方案中海侧桩两侧土压力分布  
Fig. 8 Total earth pressures on two sides of seaside piles for T-shape diaphragm scheme

如前所述，对于正常工作的承台群桩基础结构中的灌注桩，由于桩土相互作用程度低，因此，在总结分析其被动段桩侧压力时，没有采用极限桩侧压力公式(2)的做法，将其与被动土压力相关联，而是采用文献[1]所建议的关联方法，将其与主动土压力相关联：

$$p_y = k_{eq} p'_a \quad (5)$$

式中， $p_y$ 为被动段桩侧压力， $p'_a$ 为有效主动土压力， $k_{eq}$ 为桩身计算宽度与桩宽之比，简称被动段桩宽比。图10给出了3组模型测得的海侧桩平均侧压力分布线和有效主动土压力分布线，可以推测，桩身各点的桩宽比是不同的，为此，参照文献[16]中的积分法，计算分析一下整个被动段的桩宽比，便于简化被动段侧压力大小的确定，其计算式为

$$\overline{k_{eq}} = \frac{\int_{Z_{pb}}^{Z_{pt}} p_y dz}{\int_{Z_{pb}}^{Z_{pt}} p'_a dz} \quad (6)$$

式中， $k_{eq}$ 为被动段桩宽比， $Z_{pt}$ 和 $Z_{pb}$ 分别为被动段上下两端位置深度，公式右侧分子积分项为被动段桩侧压力曲线与纵轴之间所围成的面积，即图10中阴影面积 $A_{py}$ ，右侧分母积分项则为同一桩段有效主动土压力曲线与纵轴之间所围成的面积，即图中TIEB区域面积 $A_{pa'}$ 。对图9海侧桩3条侧压力分别曲线进行分析，所计算出的被动段桩宽比介于2.6~3.0之间，均值为2.9，已列于表3。

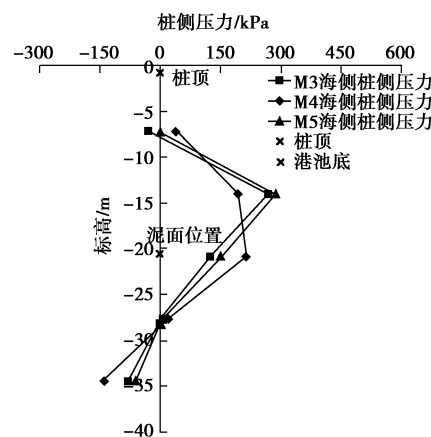


图 9 T 型地连墙方案中海侧桩侧压力分布  
Fig. 9 Lateral pile-soil pressures on seaside piles for T-shape diaphragm scheme

图11给出了第一系列3组模型中承台群桩基础中陆侧灌注桩侧压力实测值点和平均侧压力分布曲线，其中桩身上部侧压力为正，桩身下部桩侧压力为负。与图10中海侧灌注桩平均侧压力分布曲线有所不同的是，桩身上部最上一段的桩侧压力值很小，其中两个实测点出现了负值，一个试验点为正值。平均桩侧压力分布曲线的零值点位置标高约-26.4 m，位于泥面线以下5.9 m，约4.9D。按照式(8)计算得出的陆侧桩被动段桩宽比介于1.4~1.7，均值为1.6(表3)。

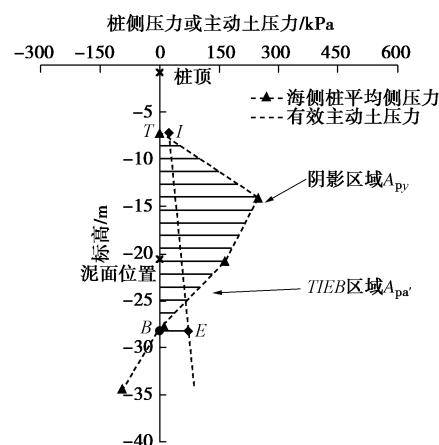


图 10 被动段桩宽比的计算示意图  
Fig. 10 Calculation diagram of breadth ratio of pile's passive part



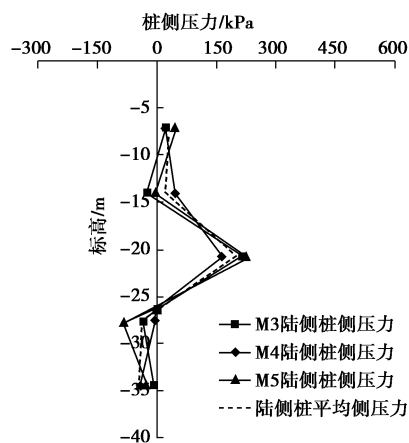


图 11 T 型地连墙方案中陆侧桩侧压力分布

Fig. 11 Lateral pile-soil pressures on landside piles for T-shape diaphragm scheme

图 12 给出了第二系列两组模型中承台群桩基础中海侧和陆侧灌注桩侧压力实测值点和它们平均侧压力分布曲线, 其分布规律与第一系列模型试验结果大体相似, 桩身上部桩侧压力为正, 下部桩侧压力为负, 两排灌注桩平均桩侧压力分布曲线的零点位置标高分别约为-23.5 m 和-24.7 m, 分别位于泥面线以下 3.0 m 和 4.2 m, 约 2.5D 和 3.5D。按照式 (8) 计算得出的它们桩身被动段桩宽比分别介于 2.1~3.2 和 1.1~1.5, 均值分别为 2.7 和 1.3 (表 3)。需要说明的是, 中间灌注桩侧压力实测值较小, 桩宽比均值约 0.8, 但两组结果离散性大, 仅作参考。

表 3 承台群桩基础中被动段桩宽比

Table 3 Breadth ratios of pile's passive part in pile groups				
桩组	海侧桩		陆侧桩	
	侧压力 零点标 高/m	桩身宽度 放大倍数 平均值	侧压力 零点标 高/m	桩身宽度 放大倍数 平均值
M3	-28.2	2.6	-26.4	1.4
M4		3.0		1.6
M5		3.0		1.7
三组均值		2.9		1.6
M6	-23.5	3.2	-24.7	1.1
M7		2.2		1.5
两组均值		2.7		1.3

总的来说, 对于卸荷式板桩码头结构中的承台群桩基础, 桩侧压力零值点作为桩身上部被动段和下部主动段的分界点, 无论是海侧灌注桩还是陆侧灌注桩, 分界点都位于泥面线以下, 与此相距约 3.0~7.7 m, 平均约泥面以下 4D 桩身处。另外, 海侧桩桩身被动段桩宽比接近 3.0, 陆侧桩约在 1.5, 可见, 海侧桩被动段桩宽比明显大于陆侧桩。这一试验结果表明承台群桩基础结构中, 海侧桩比陆侧桩更多承担土体侧移所作用的侧向荷载, 因此, 确定其被动段桩侧压力, 是承台群桩基础结构和灌注桩设计的一个关键条件。

上述试验结果也同时表明, 承台群桩基础中各排灌注桩被动段的受力特性和大小与其所在的位置密切相关, 其影响因素和作用规律还有待进一步的深入研究。就本文试验的两种承台群桩基础结构而言, 灌注桩设计时, 桩身被动段侧压力可以按 3 倍有效主动土压力考虑。

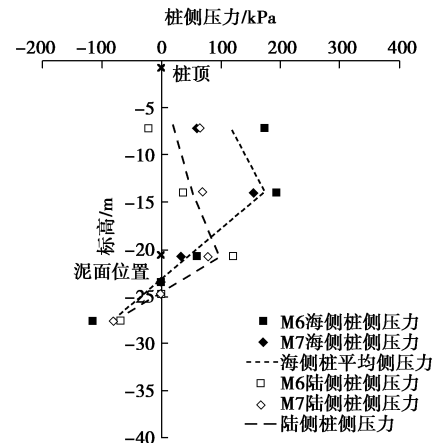


图 12 组合钢管桩方案中海侧桩和陆侧桩侧压力分布

Fig. 12 Lateral pile-soil pressures on seaside and landside piles for composite steel pipe pile scheme

2.5 灌注桩弯矩

图 13 给出了第一系列 3 组模型承台群桩基础结构中海侧桩和陆侧桩的桩身弯矩分布, 试验结果离散性较大, 这同样是激振法制模对弯矩测量桩造成了一些不确定影响。表 2 列出了这两排灌注桩桩身弯矩特征值, 海侧灌注桩最大正负弯矩约为 950 kN·m 和-600 kN·m, 陆侧灌注桩最大正负弯矩约为 850 kN·m 和-420 kN·m。总体来说, 仍是海侧灌注桩弯矩反应强于陆侧灌注桩, 这也从另一个侧面表明, 海侧桩比陆侧桩更多承担土体侧移作用的侧向荷载。

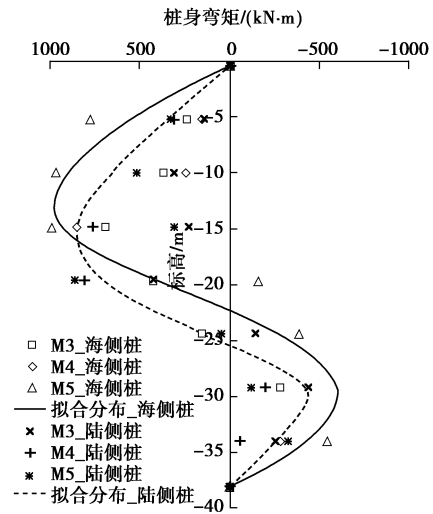


图 13 T 型地连墙方案中海侧桩和陆侧桩弯矩分布

Fig. 13 Bending moments of seaside and landside piles for T-shape diaphragm scheme

第二系列两组模型承台群桩基础结构中海侧桩、中间桩和陆侧桩的桩身弯矩分布,与第一系列模型试验结果相类似,它们的最大正负弯矩特征值已列于表2,仍是海侧桩弯矩反应最强烈,其最大正负弯矩分别约为 $2600\text{ kN}\cdot\text{m}$ 和 $-1260\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。另外,比较两种承台群桩基础中灌注桩弯矩反应,可见,组合钢管桩方案中海侧灌注桩的弯矩反应强于T型地连墙方案。这一结果表明,在组合钢管桩方案中,由于前墙比较柔性,侧向承载能力有限,承台群桩基础结构需要承担侧向承载比例相对较高,相反,在T型地连墙方案中,由于前墙比较刚性,侧向承载能力较大,承台群桩基础结构需要承担侧向承载比例相对较低。

## 2.6 拉杆力

第一系列3组模型测得的拉杆中点处的拉力均值约 $300\text{ kN}$ ,第二系列两组模型测得的拉杆中点处的拉力均值约 $370\text{ kN}$ (表2)。这一结果与前墙刚度和位移相对应,前墙刚度越高,锚着点位移越小,与之相连接的钢拉杆内力越小,反之,前墙刚度越低,锚着点位移越大,钢拉杆内力越大。如前所述,组合钢管桩前墙刚度不足T型地连墙的十分之一,锚着点发生的侧移较大,故拉杆力也较大(表2)。

## 3 结论与展望

通过两个系列5组大型土工离心模型试验,模拟了均质细砂地基中20万吨级卸荷式板桩码头结构的两种设计方案,研究了它们在港池浚深侧向卸载和码头面竖向加载作用下的受力变形性状,包括前墙位移、陆侧土压力和墙身弯矩以及拉杆力,重点分析了承台群桩基础结构中各排直立灌注桩侧压力分布以及桩身弯矩,按照抗滑被动桩设计理念,探讨了其灌注桩被动段和主动段的划分,将桩侧压力与主动土压力关联后,计算分析了被动段侧压力表达式中桩宽比,初步取得以下几点认识:

(1)承台群桩基础中直立灌注桩在土体侧向位移作用下,桩身侧压力分布呈现抗滑被动桩受力特点,即桩身上部侧压力为正,作用方向与土体位移一致,而桩身下部侧压力为负,作用方向与土体位移相反。

(2)根据桩身侧压力零值点,可以将桩身划分为上部被动段和下部主动段。本文试验发现,桩侧压力零值点总是位于港池泥面线以下约 $3.0\sim 7.7\text{ m}$ ,平均约在泥面以下 $4D$ 处,因此,以往按泥面线将桩身区分为上下两段做法并不合理,须作调整。

(3)由于桩身被动段侧压力不可能达到极限值,因此,极限桩侧压力计算公式在此不再适用,而引入被动段桩宽比,将其与有效主动土压力相关联,从而

简化了灌注桩被动段侧压力的确定。就本文试验研究的均质细砂地基中承台群桩基础而言,海侧灌注桩被动段桩宽比明显大于陆侧桩,接近3.0,因此,承台群桩基础设计时,桩身被动段侧压力可按3倍有效主动土压力作近似考虑。

鉴于目前技术,位于土体内的桩身上尚难以直接布设位移测点,因此,桩身侧向位移与被动段土压力的关系尚需进一步试验确定。另外本文的试验研究工作仅针对均质地基和单一布置形式的承台群桩基础结构,因此,对承台群桩基础桩侧压力分布规律认识尚属初步。下一步需要针对不同力学特性的桩周土如多层土地基、不同的群桩纵横向桩距与桩径之比以及不同的前墙凌空面高度与桩长之比,开展更为系统的实验研究,以更全面掌握承台群桩基础中灌注桩侧压力分布特性,明确上述变量对桩身被动段与主动段分界点和被动段桩侧压力的影响规律。

**致谢:** 本文模型试验研究得到中国交通建设股份有限公司科技研发项目经费的大力支持,同时得到中交第一航务工程勘察设计院有限公司刘永绣和吴荔丹的精心指点,另外,大尺寸砂土试样激振仪为南京土壤仪器厂有限公司茅加峰所设计、加工并调试,在此一并表示感谢。

## 参考文献:

- [1] 刘永绣. 板桩式岸壁结构的设计理论与方法[M]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2014: 1-20. (LIU Yong-xiu. Design theories and methods for sheet-pile bulkhead[M]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd., 2014: 1-303. (in Chinese))
- [2] De BEER E E. Piles subjected to static lateral loads, State-of the Art Report[C]// Proc 9th ICSMFE. Tokyo, 1977: 1-14.
- [3] JTG D60—2015 公路桥涵设计通用规范[S]. 北京: 2015. (JTG D60—2015 General specification for design of highway bridges and culverts[S]. 2015. (in Chinese))
- [4] POULOUS H G. Design of reinforcing piles to increase slope stability[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1995, 32: 808-818.
- [5] 李仁平. 软土地基中被动桩与土体的相互作用及其工程应用[D]. 杭州: 浙江大学, 2001. (LI Ren-ping. The behavior of passive pile against soil lateral movement and its applications[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2001. (in Chinese))
- [6] ITO T, MATSUI T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles[J]. Soil and Foundations, 1975, 15(4): 43-59.

- [7] MATSUI T, HONG W P, ITO M. Earth pressure on piles in a row due to lateral soil movements[J]. *Soils and Foundations*, 1982, **22**(2): 71 - 81.
- [8] 沈珠江. 桩的抗滑阻力和抗滑桩的极限设计[J]. *岩土工程学报*, 1992, **14**(1): 51 - 56. (SHEN Zhu-jiang. Lateral resistance of piles and limit design of stabilizing piles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1992, **14**(1): 51 - 56. (in Chinese))
- [9] BROMS B B. Lateral resistance of piles in cohesionless soils[J]. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 1964, **90**(SM3): 123 - 156.
- [10] 徐光明, 蔡正银, 曾友金, 等. 一种新型板桩码头结构的离心模拟[J]. *岩土力学*, 2010, **31**(增刊 1): 48 - 52. (XU Guang-ming, CAI Zheng-yin, ZENG You-jin, et al. Centrifuge modeling for an innovative sheet-pile bulkhead of diaphragm[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, **31**(S1): 48 - 52. (in Chinese))
- [11] 徐光明, 李士林. 板桩码头中群桩基础联接型式的试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016(增刊 1): 3365 - 3371. (XU Guang-ming, LI Shi-lin. Experimental study of head fixity conditions of pile group in sheet-pile bulkhead[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016(S1): 3365 - 3371. (in Chinese))
- [12] 徐光明, 刘 阳, 任国峰, 等. 20 万吨级卸荷式板桩码头离心模型试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(1): 46 - 53. (XU Guang-ming, LIU Yang, REN Guo-feng, et al. Centrifuge modeling of 200,000 tonnage sheet-pile wharfs with relief platform[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(1): 46 - 53. (in Chinese))
- [13] 徐光明, 陈爱忠, 曾友金, 等. 超重力场中界面土压力的测量[J]. *岩土力学*, 2007, **28**(12): 2671 - 2674. (XU Guang-ming, CHEN Ai-zhong, ZENG You-jin, et al. Measurement of boundary total stress in a multi-gravity environment[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(12): 2671 - 2674. (in Chinese))
- [14] TSINKER G P. Handbook of port and harbor engineering: geotechnical and structural aspects[M]. Springer US: ITP International Thomson Publishing, Chapman and Hall Press, 1997: 397 - 508.
- [15] 钱家欢. 土力学[M]. 南京: 河海大学出版社, 1988: 129 - 162. (QIAN Jia-huan. Soil mechanics[M]. Nanjing: Hohai University Press, 1988: 129 - 162. (in Chinese))
- [16] 徐光明, 李士林, 刘永绣, 等. 板桩码头结构中桩体作用宽度试验研究[J]. *长江科学院院报*, 2012, **29**(1): 85 - 90. (XU Guang-ming, LI Shi-lin, LIU Yong-xiu, et al. Experimental investigation of equivalent breadth of pile in sheet-pile bulkhead[J]. *Journal of Yangtze River Scientific Institute*, 2012, **29**(1): 85 - 90. (in Chinese))