

DOI: 10.11779/CJGE201708005

# 水平荷载长期作用下沉井变位特性的模型试验研究

穆保岗<sup>1</sup>, 李 旭<sup>2</sup>, 龚维明<sup>1</sup>, 赵学亮<sup>1</sup>

(1. 东南大学土木工程学院, 江苏 南京 210096; 2. 泰州市建筑设计院有限公司, 江苏 泰州 225300)

**摘 要:** 为研究在水平荷载长期作用下软土中沉井基础的变形特征, 设计并实施了 3 组模型试验。首先进行了预试验以确定模型沉井的水平承载力, 然后分别研究了模型沉井在不同大小的水平荷载作用下荷载 - 变形曲线、被动区土压力分布特征、沉井顶部水平位移、被动区土体水平位移的短期、长期变形特征。基于本次试验数据, 对理想弹塑性的  $p-y$  曲线按照加载时间和荷载大小予以修正。修正后的理论计算结果与实测值基本一致, 并对依托工程进行了试算, 修正后的  $p-y$  曲线可为软土地区的沉井水平变形计算提供理论依据和设计指导。

**关键词:** 岩土工程; 沉井; 长期荷载; 变位

中图分类号: TU473.2

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)08-1388-10

**作者简介:** 穆保岗(1974-), 男, 河南邓州人, 副教授, 博士, 主要从事桩基、大型沉井等岩土工程方面的研究工作。

E-mail: mubaogang@seu.edu.cn.

## Model tests on deformation characteristics of caissons under long-term horizontal load

MU Bao-gang<sup>1</sup>, LI Xu<sup>2</sup>, GONG Wei-ming<sup>1</sup>, ZHAO Xue-liang<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Taizhou Architectural Design Institute Co., Ltd., Taizhou 225300, China)

**Abstract:** In order to study the deformation characteristics of caissons buried in soft clay under long-term horizontal load, three groups of model tests are designed and done. The capacity of caissons is first identified, then further tests are carried out to study the load-deformation curves, distribution characteristics of soil pressures in the passive area, displacements at top of the caissons, short-term and long-term displacement characteristics of soils in the passive area. Based on the test data, the ideal elastic-plastic of  $p-y$  curve is revised according to the loading time and magnitude. The results calculated by the revised formula agree with the test data, and the case studies show that the revised formula can provide theoretical and design guidance for the deformation calculation of caissons in soft soil areas.

**Key words:** geotechnical engineering; caisson; long-term load; deformation

## 0 引 言

随着悬索桥跨度的加大, 锚碇基础微小的变位也会使桥梁产生非常大的次生内力。近年国内多座采用重力式沉井锚碇的悬索桥建造在软土地区, 如南京长江四桥、马鞍山长江大桥等。沉井在用做悬索桥锚碇基础时将长期承受水平荷载作用, 其位移的发展变化对于桥梁在运营阶段的影响研究显得尤为重要。

2005 年李永盛等<sup>[1-3]</sup>利用缩尺模型和有限元数值模拟, 研究了软土地基中锚碇基础变位随拉力变化的非线性规律。2010 年黄挺等<sup>[4]</sup>对沉井和根式沉井基础足尺模型进行了现场试验, 表明沉井基础可按完全刚性计算。车承志等<sup>[5]</sup>于 2010 年分析了根式沉井基础在水平加载情况下的荷载 - 位移曲线、周围土体的影响范围以及土体在不同方向的影响情况, 建议群井采用

梅花形分布。Gerolymos 等<sup>[6]</sup>于 2006 年提出了一种基于广义 Winkler 模型的非线性计算方法, 用于计算沉井在水平静载及循环荷载下的变位情况。胡丰等<sup>[7]</sup>于 2014 年假定沉井基础底面与土体的摩擦作用符合库伦摩擦定律, 用 Winkler 模型计算沉井基底井身水平反力。目前只有少量锚碇基础在长期水平力作用下的实测数据<sup>[8]</sup>, 桥梁工程设计相对保守, 设计时只考虑沉井底部摩阻力, 但有转动趋势的大型沉井前壁的土体抗力实际参与工作并显著影响沉井的变位, 这种类似蠕变的长期变形特性对软土区大型沉井影响显著, 需要系统理论分析和试验验证。

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)资助项目(2013CB036304); 国家留学基金项目(CSC201506095029)  
收稿日期: 2016-04-18

本文通过 3 组模型试验, 首先采用预试验确定沉井的水平承载力, 然后分别施加在正常使用状态下和接近弹性极限状态下的水平荷载, 测量和分析其前方土压力、沉井及土体水平位移分布特征及变化趋势, 根据试验结果, 考虑时间及荷载水平的影响, 对理想弹塑性的  $p-y$  曲线进行修正, 并对依托工程进行了试算。

1 试验分组及设计

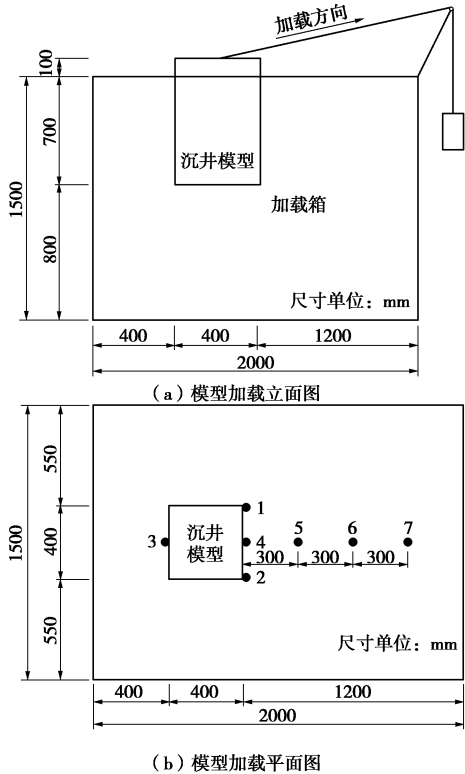
沉井模型试验共有 3 组, 分别为 1 组预试验、2 组不同荷载水平的模型长期试验。预试验采用快速分级加载法进行加载, 其结果是长期模型试验荷载取值提供依据, 2 组长期试验研究在不同荷载水平下沉井的长期变位和受力特性, 如表 1 所示。

表 1 试验分组

| Table 1 Experiment groups |      |                    |
|---------------------------|------|--------------------|
| 试验方案                      | 试验编号 | 内容                 |
| 短期预试验                     | S    | 确定模型沉井水平承载力        |
| 1.5 kN 长期试验               | L1   | 在 1.5 kN 长期水平荷载作用下 |
| 2.5 kN 长期试验               | L2   | 在 2.5 kN 长期水平荷载作用下 |

1.1 沉井模型设计

沉井模型平面尺寸为  $0.4\text{ m}\times 0.4\text{ m}$ , 高  $0.8\text{ m}$ , 由  $20\text{ mm}$  厚 Q235-B 钢板焊接而成, 如图 1 所示。根据车承志等<sup>[5]</sup>和朱龙等<sup>[9]</sup>的现场实测结果, 在水平荷载作用下沉井前侧 2.5 倍基础直径范围外的土体基本不受影响。设计的加载箱长  $2\text{ m}$ , 模型沉井距离加载箱前壁  $1.2\text{ m}$ , 后壁  $0.4\text{ m}$ , 埋深  $0.7\text{ m}$ , 预留的土体影响范围为 3 倍基础边长。根据依托工程, 按比例同时施加水平力和上拔力, 如图 1 所示。



(c) 模型照片

图 1 模型加载装置

Fig. 1 Model with loading equipment

1.2 测量仪器布置

L1、L2 试验分别布置 7 个位移百分表, 如图 1 所示, 1 号、2 号用于测量沉井顶部水平位移, 3 号、4 号用于测量沉井的竖向位移, 5~7 号用于测量沉井前侧土体的水平位移。

前壁采用土压力传感器测量土压力, 如图 2 所示, 并采用传统土压力传感器和薄膜土压力传感器两种方式 (图 2 中间 1 列为薄膜土压力传感器, 其余 2 列为传统土压力传感器), 以利于相互验证。

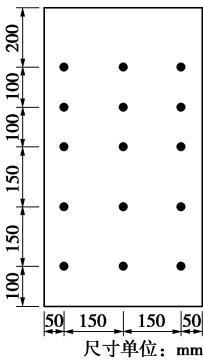


图 2 前侧壁土压力传感器布置图

Fig. 2 Distribution of soil pressure sensors at front side

1.3 土体基本物理参数

试验土体基本参数通过室内试验测得, 采用三轴固结不排水抗剪试验测得土体抗剪强度和  $\varepsilon_{50}$ , 含水率  $w=39.4\%$ , 土粒比重  $G_s=2.74$ , 天然重度  $\gamma=18\text{ kN/m}^3$ , 孔隙比  $e=1.1$ , 液限  $w_L=42.4\%$ , 塑限  $w_P=25\%$ , 摩擦角  $\varphi=18.4^\circ$ , 黏聚力  $c=27.8\text{ kPa}$ 。按照《土的工程分类标准》<sup>[10]</sup>, 试验用土为低液限无机黏土, 土类代号 CL, 属于典型的黏性土, 试验用土中细粒类土的含量较高, 超过 50%, 土体液限  $w_L\geq 50$ , 塑性指数  $I_P=17.4$ , 在长期荷载作用下有明显的时变效应。

试验土体需长期处于饱和状态, 在填土完成后, 每隔 4 d 对土体进行一次注水养护, 每次注水  $10\text{ kg}$ , 以保证土体饱和状态。

## 2 试验结果及分析

### 2.1 预试验 (S 组) 的结果

试验的荷载 - 水平位移曲线如图 3 所示。当荷载值小于 2.5 kN 时, 沉井顶部水平位移随荷载呈线性增长, 当荷载大于 2.5 kN 后, 沉井顶部水平位移开始迅速增大, 整体上荷载 - 位移曲线没有明显的突变, 呈缓变型。

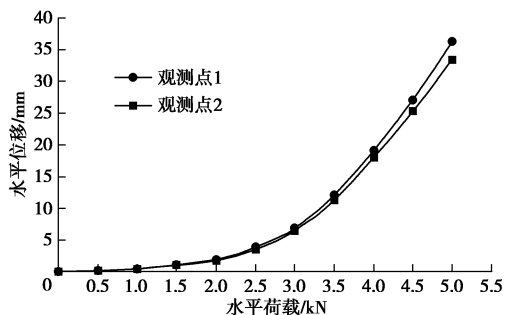


图 3 S 试验荷载 - 位移关系曲线

Fig. 3 Load-displacement curves of S tests

荷载为 2.5 kN 时沉井顶部平均水平位移为 3.74 mm, 荷载为 5 kN 时沉井顶部平均水平位移达到 34.99 mm, 荷载增加 1 倍, 沉井顶部水平位移增大近 10 倍, 沉井后壁与土体脱离。

由于预试验是短期试验, 长期作用下沉井水平位移还会进一步增大, 考虑实际桥梁工程设计中也一般只利用到线性阶段, 保守取线弹性阶段的 2.5 kN 为水平承载力极限值。

最终确定其中一组长期荷载取值为 1.5 kN, 用以对沉井正常使用状态下 (较小荷载) 的长期承载性状进行研究分析; 另一组采用 2.5 kN, 接近其水平承载力极限值, 以对比荷载大小对长期变形的影响。

### 2.2 排水固结过程

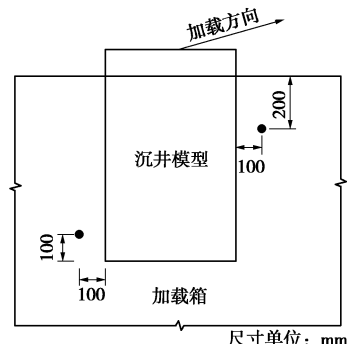
#### (1) 自重排水固结过程

孔隙水压力采用孔隙水压力传感器进行测量, 共布置两处, 位于预试验加载过程中被动土压力较大位置, 分别在沉井前侧埋深 0.2 m 和沉井后侧埋深 0.6 m 处。试验填土结束后, 孔隙水压力传感器读数随时间变化情况如图 4 所示。填土完成后, 埋深 0.6 m 处静孔隙水压力大于埋深 0.2 m 处, 孔隙水压力随着时间变化逐渐消散, 大约在 2 周后孔隙水压力趋于稳定, 可认为土体自重固结完成。3 周以后, 开始对沉井模型进行加载试验。

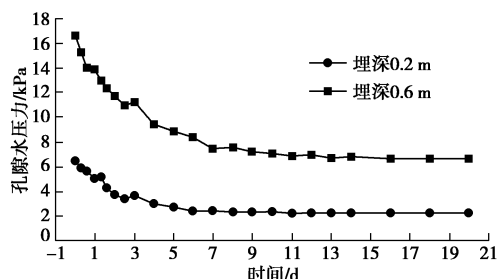
#### (2) 加载排水固结过程

加载及长期固结阶段的孔隙水压力随时间变化情况如图 5 所示。加载阶段每天增加 1 级荷载, 分 5 d

完成。全部加载结束时, 静孔隙水压力达到峰值。在长期固结阶段, 孔隙水压力不断减小。3 周后, 埋深 0.2 m 和 0.6 m 处静孔隙水压力均消散完成, 土体固结完成。



(a) 孔隙水压力传感器布置示意图



(b) 自重固结阶段孔隙水压力变化曲线

图 4 孔隙水压计布置及孔隙水压力变化

Fig. 4 Layout of instruments and development of pore pressures

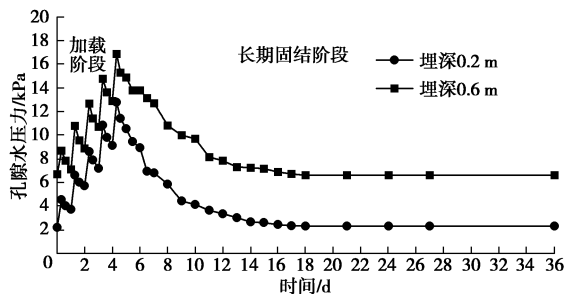


图 5 加载及长期固结阶段孔隙水压力变化

Fig. 5 Development of pore pressures during loading and long-term consolidation

### 2.3 沉井前壁土压力分布及变化

#### (1) 短期土压力分布特征

加载阶段沉井前壁土压力的分布情况如图 6 所示, 图 6 (a) 反映了不同荷载水平下, 沉井前壁土压力沿埋深的分布情况, 从土体表面至埋深 0.3 m 范围内, 土压力随荷载增大而增大, 埋深 0.5 m 至基础底面, 土压力负值表示方向相反, 埋深 0.45 m 处土压力保持不变。且两端变化小, 中间变化大。

图 6 (b) 反映了不同埋深处, 沉井前侧壁土压力随荷载的变化情况, 土压力与荷载基本成线性关系。埋深 0.1, 0.2 m 和 0.3 m 处土压力增大, 且在埋深 0.2

m 和 0.3 m 处表现最为明显, 最大土压力增量达到 9.87 kPa; 埋深 0.45 m 处土压力基本无变化, 埋深 0.6 m 处土压力减小, 其变化速度缓慢, 减小量仅 2 kPa。

L1、L2 试验沉井前侧壁土压力沿埋深的分布规律与 S 试验结果基本一致。在水平荷载作用下, 沉井发生转动, 其转动中心在埋深 0.45 m 处, 约为沉井埋深的 2/3。根据经典朗肯土压力理论, 转动情况下被动土压力应在顶部最大, 而实测前壁最大土压力是在埋深 0.3 m 附近, 如图 7 所示, 沉井前壁被动区土压力沿埋深呈曲线分布, 并未达到极限状态。

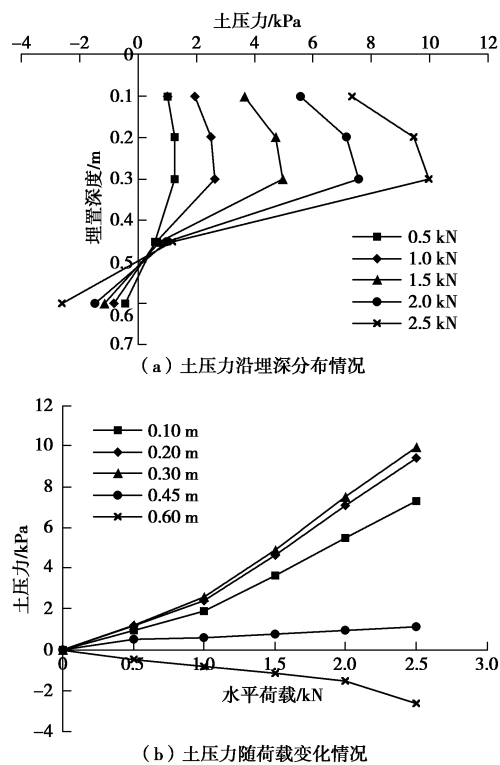


图 6 加载阶段沉井前侧壁土压力分布(L2)

Fig. 6 Distribution of earth pressures at front side of caisson during loading (L2)

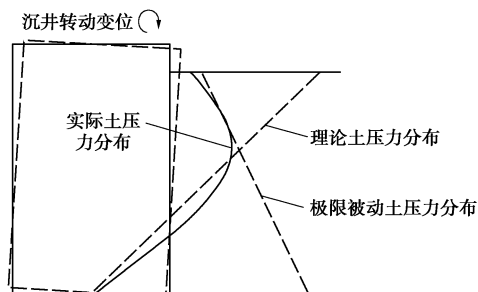


图 7 沉井前壁实测土压力与理论分布的对比

Fig. 7 Comparison of earth pressure distribution at front side between actual measurement and theoretical analysis

(2) 长期土压力的变化

L1 和 L2 试验沉井前侧壁土压力在长期加载阶段随时间变化情况如图 8 所示, 在长期加载阶段, 沉井

前壁土压力整体分布规律不变, 被动区最大土压力仍然位于埋深 0.3 m 处, 且被动区土压力随时间会有进一步发展, 埋深 0.45 m 和 0.6 m 处的土压力则基本不随时间变化。

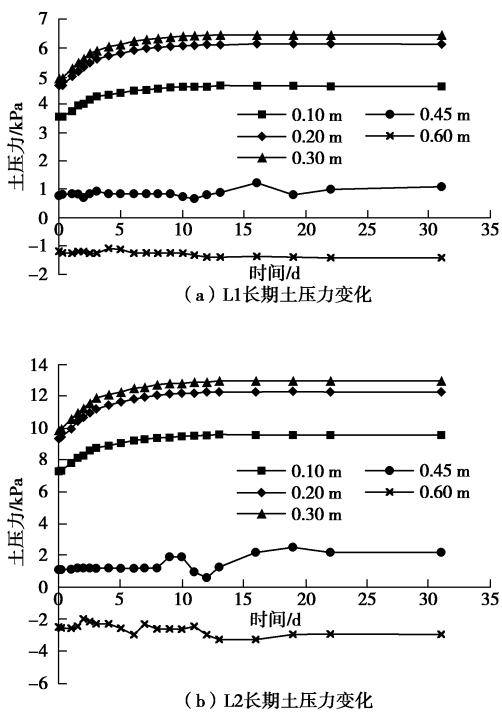


图 8 L2 沉井前侧壁土压力随时间变化情况

Fig. 8 Development of earth pressures at front side with time

沉井前侧壁被动区土压力在固结初期、第 5 天和试验结束时 (32 d) 的土压力变化情况如表 2 所示。在固结初期沉井前侧壁上部被动区土压力仅为最终土压力增量的 75% 左右, 到第 5 天的时候, 已经增长到最终值的 90% 以上。长期加载阶段沉井前壁被动区土压力发展主要集中在加载前期, 后期土压力变化相对较小。

2.4 沉井顶部水平位移

L1 与 L2 的规律类似。加载阶段 L2 试验的沉井顶部水平位移随荷载变化情况如图 9 (a) 所示, 荷载 - 位移基本成线性关系。长期固结阶段沉井顶部水平位移随时间变化情况如图 9 (b) 所示, 随着时间变化, 沉井水平位移仍处于不断发展过程中。不同时间段 L1 和 L2 试验水平位移发展情况如表 3 所示。

由前述的土压力分析结果可知, 沉井周围被动区土压力在长期固结第 5 天时已达最终值的 90%。在加载初期沉井水平位移不足最终位移的 50%, 第 5 天时略高于 60%, 第 10 天时接近 80%, 到第 16 天时超过最终水平位移的 90%。可见, 沉井水平位移的发展速度要滞后于被动土压力的变化速度。初期的沉井水平位移仅有最终位移的 45%, 说明在长期加载阶段, 沉井水平位移仍然会有相当大的增量。



表 2 前侧壁上部土压力随时间变化对比

Table 2 Comparison of earth pressure distribution at top of front side at different time

| 测点<br>分布 | 最终土压力<br>/kPa | 初始压力<br>/kPa | 最初土压力/<br>最终土压力/% | 第 5 天土<br>压力/kPa | 第5天土压力/<br>初始土压力/% |
|----------|---------------|--------------|-------------------|------------------|--------------------|
| L1 0.1 m | 4.867         | 3.584        | 73.6              | 4.418            | 90.8               |
| L1 0.2 m | 7.381         | 5.632        | 76.3              | 6.857            | 92.9               |
| L1 0.3 m | 8.119         | 6.162        | 75.9              | 7.624            | 93.9               |
| L2 0.1 m | 9.568         | 7.232        | 75.6              | 9.057            | 94.7               |
| L2 0.2 m | 12.301        | 9.227        | 75.0              | 11.244           | 91.4               |
| L2 0.3 m | 12.990        | 9.875        | 76.0              | 11.896           | 91.6               |

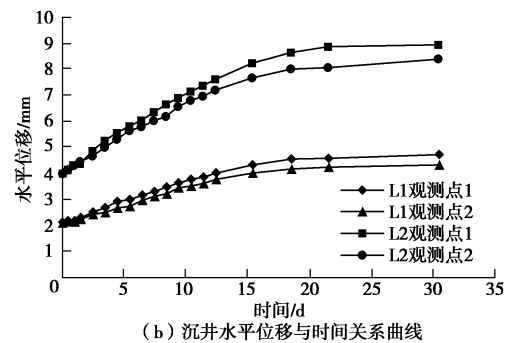
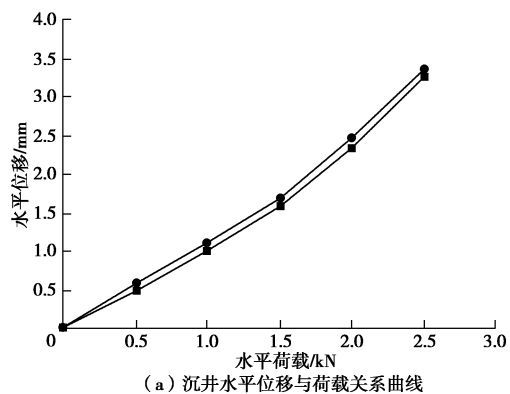


图 9 沉井的长期水平位移

Fig. 9 Long-term horizontal displacements of caisson

对比表 3 中 L1 和 L2 结果, L1 水平位移发展速度要略快于 L2, 但基本可忽略不计。

表 3 水平位移随时间变化对比

Table 3 Comparison of horizontal displacemenst at different time (%)

| 观测点    | D1/DU | D5/DU | D10/DU | D16/DU | D22/DU |
|--------|-------|-------|--------|--------|--------|
| L1 测 1 | 44.6  | 61.2  | 77.3   | 92.6   | 98.1   |
| L1 测 2 | 48.4  | 62.6  | 79.5   | 93.1   | 98.6   |
| L2 测 1 | 43.3  | 62.1  | 76.6   | 91.8   | 97.4   |
| L2 测 2 | 47.6  | 63.9  | 78.3   | 90.6   | 97.1   |

注: D1, D5, D10, D16, D22 表示第 1 天, 第 5 天, 第 10 天, 第 16 天, 第 22 天。沉井顶部水平位移, DU 表示最终沉井顶部水平位移。

2.5 沉井前侧土体位移长期变化

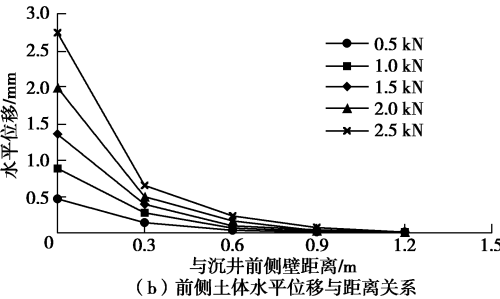
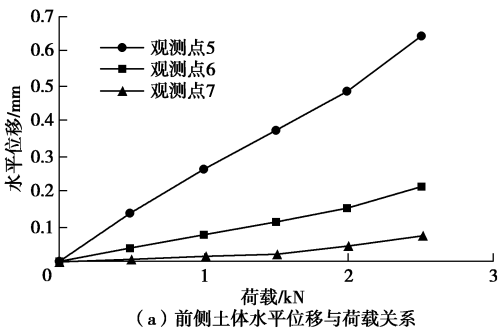
加载阶段 L2 试验沉井前侧土体水平位移情况如

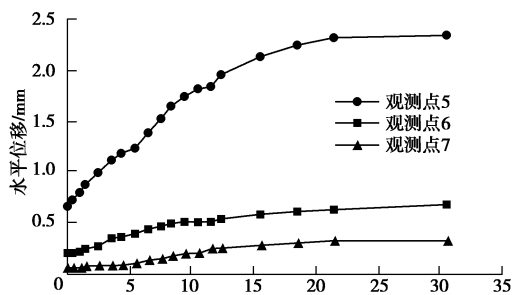
图 10 所示, 图 10 (a) 反映了不同位置土体水平位移随荷载的变化情况, 各点的水平位移基本与荷载成线性关系。

图 10 (b) 反映了不同荷载水平下, 土体水平位移的分布情况, 随着与沉井距离的增大, 土体水平位移不断减小。当加载值为 2.5 kN 时, 沉井前侧壁处土体水平位移最大为 2.75 mm, 距离前侧壁 0.3 m 处降到 0.64 mm, 为最大位移的 23.33%, 距离前侧壁 0.6 m 处降到 0.21 mm, 为最大位移的 7.6%, 可认为土体不受影响。随着与沉井前侧壁距离的增大, 表面土体水平位移会加速衰减, 土体受影响范围约为 1.5 倍的沉井边长。

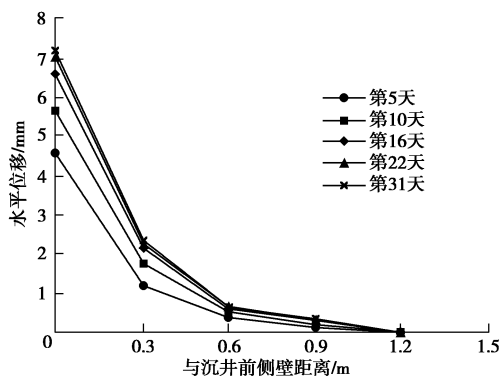
图 10 (c) 表明沉井前侧不同位置处土体的水平位移随时间会进一步增长, 且最前方观测点 5 的相对增长量要明显大于其它两个测点。

图 10 (d) 反映了不同时刻沉井前侧土体水平位移的分布情况, 结果表明距离沉井前侧壁越近, 土体水平位移的增长量越大, 其分布规律不随时间变化。





(c) 前侧土体水平位移与时间关系



(d) 前侧土体水平位移与距离及加载时间的关系

图 10 长期加载下 L2 沉井前侧土体水平位移

Fig. 10 Distribution of long-term horizontal displacements of soils in front of caisson (L2)

在长期加载阶段, 靠近沉井前侧壁的土体水平位移仍会有较为明显的增长, 此时沉井前侧土体与沉井两侧土体逐渐发生脱离, 产生斜向裂缝。到长期加载结束, 沉井前侧壁处土体表面水平位移达到峰值为 7.18 mm, 距离前侧壁 0.3 m 处为 2.33 mm, 为最大位移的 32.4%, 距离前侧壁 0.6 m 处为 0.66 mm, 为最大位移的 9.2%, 认为土体受影响范围与短期加载阶段接近, 仍是 1.5 倍沉井边长。

### 3 理想弹塑性 $p-y$ 曲线的修正

#### 3.1 理想弹塑性 $p-y$ 曲线

$p-y$  曲线法最早在 1958 年由 McClelland B 提出, 目前基于该方法的计算模型已非常丰富<sup>[11-12]</sup>。王国粹等<sup>[13]</sup>总结了国内外众多学者试验或现场实测得到的黏性土水平受荷桩的  $p-y$  曲线, 认为采用理想弹塑性  $p-y$  曲线来拟合可以取得较好的结果。其模型如图 11 所示, 计算公式如下所示:

$$p = \begin{cases} ky & (y \leq y_u) \\ p_u & (y \geq y_u) \end{cases} \quad (1)$$

$$y_u = \frac{p_u}{k} \quad (2)$$

$$p_u = N_g c_u d^{1-n} (\alpha_0 + h)^n \quad (3)$$

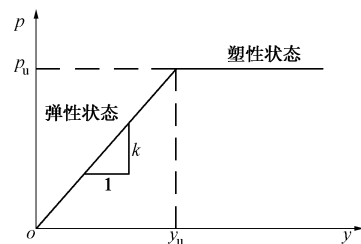
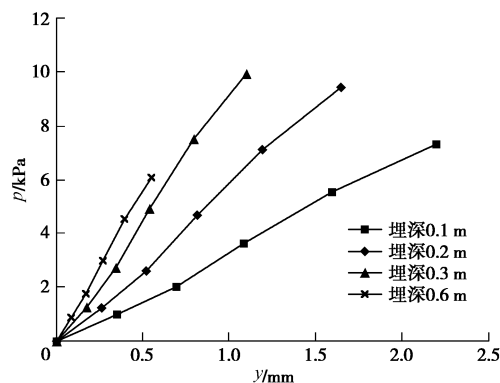
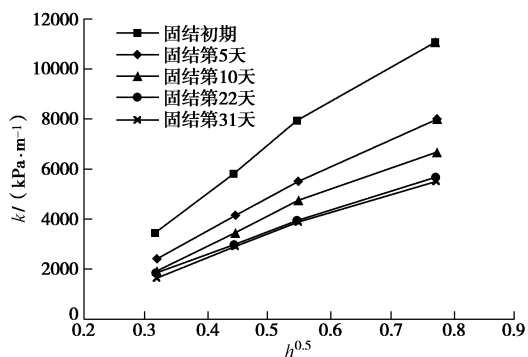
式中,  $y_u$  是土体临界位移 (mm),  $N_g$  是极限抗力系数,  $\alpha_0$  是等效土体深度,  $c_u$  为不排水剪切强度 (kPa),

$n$  是土极限抗力的形状参数,  $h$  为埋深 (m),  $d$  为基础直径或边长 (m),  $k$  为土体水平地基反力系数 (kPa/m)。

结合本次试验结果, 对上述公式中  $k$ ,  $p_u$ ,  $y_u$  取值进行讨论和修订。

#### 3.2 $k$ 与埋深、时间关系

根据试验加载阶段的测量结果, 得到沉井侧壁不同埋深处被动区土压力与其对应位置的水平位移关系, 实际取埋深 0.1, 0.2, 0.3, 0.6 m 处测量结果进行分析, 其结果如图 12 所示。试验结果的规律与理想弹塑性  $p-y$  曲线弹性阶段相似。

图 11 理想弹塑性黏性土  $p-y$  曲线Fig. 11 Ideal elastic-plastic  $p-y$  curve of cohesive soil图 12 不同埋深处  $p$  与  $y$  关系曲线Fig. 12  $p-y$  curves at different depths图 13  $k$  与埋深  $h^{0.5}$  关系曲线Fig. 13 Relation between  $k$  and  $h^{0.5}$ 

试验中的水平地基反力系数  $k$  和埋深  $h$  对应关系并非线性关系, 多次拟合表明: 试验结果中  $k$  与“ $c$  值”法分布更为接近,  $k$  和  $h^{0.5}$  的拟合如图 13 所示。

$k$  与  $h^{0.5}$  成近似线性关系, 利用 Matlab 软件对不同埋深处的  $k/h^{0.5}$  与时间的关系进行拟合, 先后采用对数函数、幂函数、指数函数、多项式等多种函数进行尝试。对数函数拟合结果最为理想, 其结果如图 14 所示, 拟合得到  $p < p_u$  的最终计算公式如下:

$$p = (\alpha_1 - \alpha_2 \cdot \ln t) \cdot h^{0.5} \cdot y \quad (4)$$

式中,  $p$  为埋深  $h$  处沉井表面土压力 (kPa),  $t$  是时间 (h),  $h$  为计算埋深 (m),  $y$  为沉井埋深  $h$  处对应水平位移 (m), 拟合系数  $\alpha_1$  此处取  $2.45 \times 10^4$ , 拟合系数  $\alpha_2$  此处取  $2.08 \times 10^3$ 。

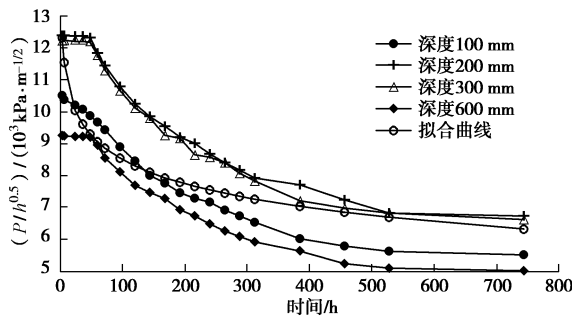


图 14 初步拟合曲线

Fig. 14 Initial fitting curves

上述结果是在相同水平荷载作用下沉井基础的  $p-y$  曲线, 考虑弹性阶段的不同荷载大小, 对  $p-y$  曲线的影响对系数  $\alpha_2$  进行进一步修正,

$$p = \begin{cases} \left( \alpha_1 - \frac{H}{H_u} \cdot \alpha_2 \cdot \ln t \right) \cdot h^{0.5} \cdot y & (y \leq y_u) \\ p_u & (y \geq y_u) \end{cases} \quad (5)$$

3.3  $p_u$  与  $y_u$  取值讨论

上述公式中,  $p_u$  和  $y_u$  取值是其关键所在,  $p_u$  计算方法可参考公式 (3), 其中  $N_g$  取值范围为 0.7~3.2, 此处取 2.0;  $\alpha_0$  考虑施工影响、黏土表层裂隙和冲刷效应等因素取 0;  $n$  建议的取值范围为 0.36~1.00, 对于试验均质土情况取 0.7。  $p_u$  主要与土体不排水抗剪强度  $c_u$  有关。其计算公式为

$$p_u = 2c_u d^{1-n} h^n \quad (6)$$

$y_u$  的取值参考 API 规范, 其计算公式为

$$y_u = 8y_{50} = 8\rho\varepsilon_{50}d \quad (7)$$

式中  $\rho$  是相关系数, 一般取 2.5;  $\varepsilon_{50}$  为三轴试验中 50%最大主应力对应的应变值。对于饱和度较大的软黏土, 也可取无侧限抗压强度一半时的应变值。当无试验资料时, 按表 4 采用, 其主要与  $c_u$  相关, 随着  $c_u$  增大,  $\varepsilon_{50}$  不断减小。

3.4 长期加载阶段土压力分布对比

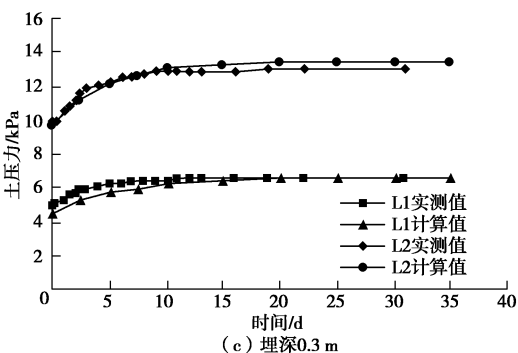
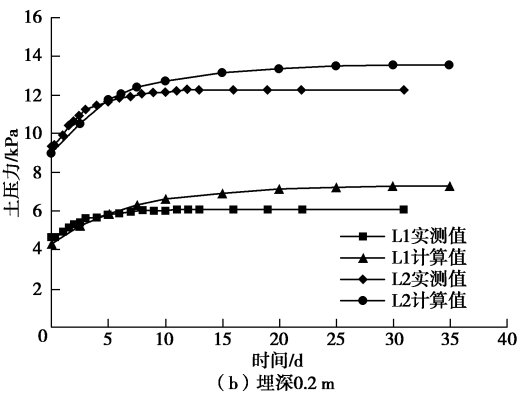
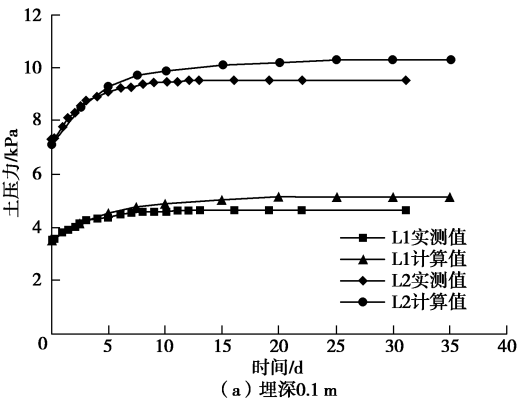
用上述拟合的  $p-y$  曲线模型进行计算, 得到沉井前侧壁埋深 0.1, 0.2, 0.3 m 和沉井后侧壁埋深 0.6 m

处的土压力随时间变化情况, 并将其与 L1、L2 两组试验结果进行对比。如图 15 所示, 计算得到的土压力随时间发展结果与试验测量值相比, 规律基本一致。

考虑时变效应的  $p-y$  曲线计算结果与实测值也存在差异。在加载初期土压力计算值与实测值一致, 随着时间变化, 计算值增长速度快于实测值, 到长期固结结束时, 土压力计算值略大于实测值。其中 L2 试验中埋深 0.2, 0.3 m 处该现象更为明显。

表 4 API 规范建议  $\varepsilon_{50}$  取值

| Table 4 Recommended value of $\varepsilon_{50}$ in API |                    |
|--------------------------------------------------------|--------------------|
| $c_u/\text{kPa}$                                       | $\varepsilon_{50}$ |
| 12~24                                                  | 0.02               |
| 24~48                                                  | 0.01               |
| 48~96                                                  | 0.007              |
| 96~215                                                 | 0.005              |
| 215~430                                                | 0.004              |





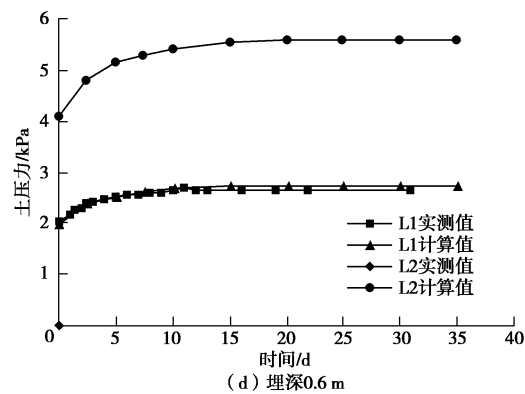


图 15 不同埋深处土压力试验与计算结果对比

Fig. 15 Comparison of earth pressure distribution at different depths between actual measurement and calculation

拟合公式计算得到的在不同埋深位置处固结结束与固结初期的土压力增量比值如表 5 所示, 拟合公式得到的最终土压力增量与固结初期的比值在 1.4~1.5 之间, 试验结果约为 1.3, 该公式高估了土压力随时间的发展, 但在可接受范围之内。

表 5 土压力分布随时间变化的结果对比

Table 5 Comparison of earth pressure distributions at different time

| 项目   | time |    | 埋深    |       |       |       |
|------|------|----|-------|-------|-------|-------|
|      | 最终   | 初始 | 0.1 m | 0.2 m | 0.3 m | 0.6 m |
| 计算结果 | L1   |    | 1.42  | 1.49  | 1.42  | 1.41  |
|      | L2   |    | 1.44  | 1.51  | 1.40  | 1.43  |
| 试验结果 | L1   |    | 1.28  | 1.29  | 1.31  | 1.31  |
|      | L2   |    | 1.31  | 1.33  | 1.32  | 1.30  |

3.5 长期固结阶段沉井变位对比

模型试验沉井变形转动明显, 沉井转动会导致沉井顶部有较大的水平位移。采用上述拟合公式对 1.5 kN 和 2.5 kN 两组荷载作用下沉井在土体表面处的水平位移、沉井自身转角、转动中心位置随时间的变化情况进行计算, 结果如表 6 所示。

表 6 沉井变位随时间变化的结果对比

Table 6 Comparison of displacements of caisson at different time

| 项目     |          | 固结初期  | 第 5 天 | 第 10 天 | 第 20 天 | 第 35 天 |
|--------|----------|-------|-------|--------|--------|--------|
|        |          |       |       |        |        |        |
| 1.5 kN | 水平位移/mm  | 1.71  | 2.88  | 3.36   | 3.78   | 4.01   |
|        | 转角/(°)   | 0.18  | 0.29  | 0.34   | 0.40   | 0.42   |
|        | 转动中心深度/m | 0.528 | 0.534 | 0.527  | 0.521  | 0.522  |
| 2.5 kN | 水平位移/mm  | 3.22  | 5.41  | 6.13   | 6.78   | 7.08   |
|        | 转角/(°)   | 0.34  | 0.55  | 0.65   | 0.73   | 0.78   |
|        | 转动中心深度/m | 0.533 | 0.542 | 0.535  | 0.531  | 0.523  |

在不同荷载水平下, 不同时间段沉井的旋转中心位置保持不变, 均在埋深 0.53 m 附近, 试验测量得到的旋转中心在埋深 0.45 m, 此计算值也略大于实测值。沉井在土体表面处的水平位移与转角随时间的变化情况如图 16 所示。沉井水平变位和转角在初期的计算值与实测值基本一致, 但计算得到的沉井变位发展速度在前期快于实测值, 第 15 天时, 计算值与实测值又较为接近, 且逐渐趋于稳定, 随着时间持续, 计算值与实测值不再变化, 最终两者得到的沉井变位值相差不超过 10%。

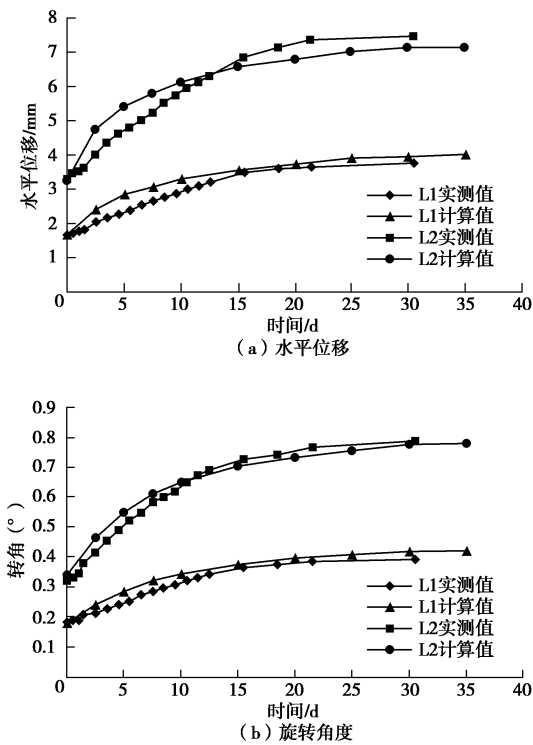


图 16 沉井变位随时间变化曲线

Fig. 16 Curves of displacements of caisson at different time

3.6 工程算例

瓯江下游某拟建悬索桥, 沉井平面尺寸为 80 m×80 m, 设计单位提供运营期内主缆拉力标准值为 820 MN, 其水平向分力为 750 MN, 竖向分力为 330 MN。由于土参数相近, 将考虑时变效应的上述  $p-y$  曲线参数带入, 借助 IPILE 软件考虑了沉井底部摩擦力作用。沉井顶部的水平位移和自身转角计算结果如表 7 所示, 沉井变位随时间变化情况如图 17 所示。

沉井变位在建成第 1 年内位移发展最快, 第 1 年到第 10 年, 沉井变位缓慢发展, 20 a 后基本不再发生变化。50 a 时最终沉井顶部水平位移为 94 mm, 自身转动角度 0.0735°, 其中由转动而产生的顶部水平位移约为 76 mm, 平动产生的顶部水平位移为 18 mm, 转动产生的变位更为明显。

表 7 不同时刻沉井变位计算结果

| Table 7 Calculated displacements of caisson at different time |       |        |
|---------------------------------------------------------------|-------|--------|
| 时间                                                            | 位移/mm | 转角/(°) |
| 1 天                                                           | 67.2  | 0.0510 |
| 6 月                                                           | 84.8  | 0.0609 |
| 1 年                                                           | 86.6  | 0.0650 |
| 5 年                                                           | 90.4  | 0.0710 |
| 10 年                                                          | 92.5  | 0.0718 |
| 20 年                                                          | 93.7  | 0.0727 |
| 50 年                                                          | 94.0  | 0.0735 |

若不考虑长期效应算得沉井水平位移为 65.3 mm，自身转动角度为 0.0503°，只有考虑长期加载计算结果的 70%。国内目前实测的大型沉井数据并不多见，文献[8]给出了江阴长江大桥的实测结果：沉井在运营初期的水平变位绝对值是 31.7 mm，其中转动引起的为 24.3 mm，平动引起的 7.4 mm，转动是运营初期沉井变位的主要原因。由于地质条件和该沉井的规模，本算例的计算值偏大，桥梁设计时采取压密注浆或高压旋喷桩等工程措施，以改善前侧被动区的土体强度。

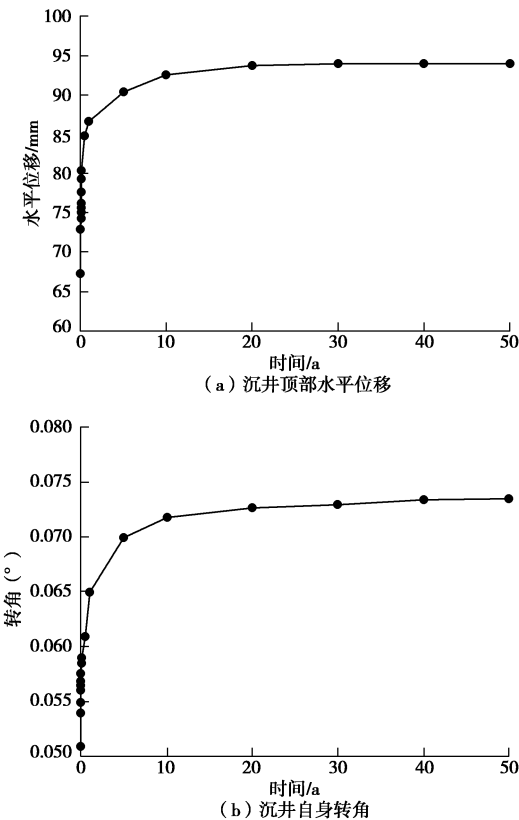


图 17 沉井变位随时间变化计算结果

Fig. 17 Calculated displacements of caisson at different time

4 结 论

(1) 模型沉井在短期水平加载阶段，荷载 - 位移

曲线不存在明显突变，呈缓变型趋势。本次模型试验沉井发生了转动，保守取曲线上弹性阶段的最大荷载值为其极限水平承载力。

(2) 在水平荷载作用下，沉井前侧壁转动中心以上土压力被动区分布在地表至 2/3 埋深范围内，呈中间大、两端小的分布形态。长期加载被动区土压力分布范围基本不变，但土压力值会缓慢增长，最终土压力增量约为加载初期的 30%~50%。

(3) 在水平荷载长期作用下，沉井基础变位仍然会有较大的发展，最终沉井变位为加载初期的 2~2.2 倍，其稳定速度滞后于土压力；前方土体的水平位移随远离井壁而衰减，影响范围为 1.5 倍沉井边长。

(4) 对理想弹塑性  $p-y$  曲线模型，可考虑加载时间和大小进行修正。根据计算和实测值的对比，该拟合公式有较高的实用性，对依托工程的试算结果可为类似软土地区的沉井水平变形计算提供指导。

上述模型试验，是针对沉井在软土地区利用前方土体抗力时存在的长期变位而开展的试验研究，只考虑了单层饱和黏性土的地质情况，尚需更多类似的试验资料积累和分析。

参考文献:

[1] 李家平, 张子新, 黄宏伟. 宁波庆丰大桥锚碇室内相似模型实验研究[J]. 同济大学学报, 2005, 33(8): 1011 - 1016. (LI Jia-ping, ZHANG Zi-xin, HUANG Hong-wei. Research on similarity model test of anchorage of Qingfeng Suspension Bridge in Ningbo[J]. Journal of Tongji University, 2005, 33(8): 1011 - 1016. (in Chinese))

[2] 李家平. 软土地区悬索桥重力式锚碇稳定性和变位研究[D]. 上海: 同济大学, 2006. (LI Jia-ping. The study of displacement and stability of gravity anchorage of suspension bridges in soft soil area[D]. Shanghai: Tongji University, 2006. (in Chinese))

[3] 李家平, 李永盛, 王如路. 悬索桥重力式锚碇结构变位规律研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(1): 145 - 150. (LI Jia-ping, LI Yong-sheng, WANG Ru-lu. Research on displacement of anchorage of suspension bridge[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(1): 145 - 150. (in Chinese))

[4] 黄挺, 付守印. 沉井和根式沉井水平承载特性研究[J]. 工业建筑, 2010, 40(4): 84 - 87. (HUANG Ting, FU Shou-yin. Study on the latera bearing properties of caisson and rootstalk caisson[J]. Industrial Construction, 2010, 40(4): 84 - 87. (in Chinese))

[5] 车承志, 朱福春, 殷永高. 根式沉井基础在水平荷载作用下对周围土体影响的试验研究[J]. 公路, 2010, 1: 62 - 67.

- (CHE Cheng-zhi, ZHU Fu-chun, YIN Yong-gao. Study of the effect on the soil around rootstalk caisson under latera load[J]. High Way, 2010, 1: 62 - 67. (in Chinese))
- [6] GEROLYMOS N, GAZETAS G. Static and dynamic response of massive caisson foundations with soil and interface nonlinearities—validation and results[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006, 26: 378 - 394.
- [7] 胡 丰, 邵国建. 基于库伦摩擦定律的沉井基础水平位移分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增刊 1): 3056 - 3061. (HU Feng, SHAO Guo-jian. Analysis of lateral displacement of caisson foundation based on coulomb law of friction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(S1): 3056 - 3061. (in Chinese))
- [8] 吉 林, 冯兆祥, 周世忠. 江阴大桥北锚沉井基础变位过程实测研究[J]. 公路交通科技, 2001, 18(3): 33 - 35. (JI Lin, FENG Zhao-xiang, ZHOU Shi-zhong. Study on Jiangyin Bridge north anchorage sunk shaft foundation displacement process[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2001, 18(3): 33 - 35. (in Chinese))
- [9] 朱 龙, 王建华, 陈锦剑. 大顶力作用下圆形沉井后背土体受力变形特性分析[J]. 上海交通大学学报, 2014, 48(11): 1510 - 1516. (ZHU Long, WANG Jian-hua, CHEN Jin-jian. Behavior of resisting soil behind a circular caisson well with large jacking force[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 2014, 48(11): 1510 - 1516. (in Chinese))
- [10] GBJ14—90 土的分类标准[S]. 1990. (GBJ14—90 Standard for classification of soils[S]. 1990. (in Chinese))
- [11] 黄茂松, 俞 剑, 张陈蓉. 基于应变路径法的黏土中水平受荷桩  $p-y$  曲线[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(3): 400 - 409. (HUANG Mao-song, YU Jian, ZHANG Chen-rong.  $p-y$  curves of laterally loaded piles in clay based on strain path approach[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(3): 400 - 409. (in Chinese))
- [12] 高博雷, 张陈蓉, 张照旭. 砂土中边坡附近单桩水平抗力的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(11): 3191 - 3198. (GAO Bo-lei, ZHANG Chen-rong, ZHANG Zhao-xu. Model tests on effect of slopes on lateral resistance of near single piles in sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(11): 3191 - 3198. (in Chinese))
- [13] 王国粹, 杨 敏. 黏土中水平受荷桩基计算方法[J]. 同济大学学报, 2012, 40(3): 373 - 378. (WANG Guo-cui, YANG Min. Calculation of laterally loaded piles in clay[J]. Journal of Tongji University, 2012, 40(3): 373 - 378. (in Chinese))

## 2017年岩土工程西湖论坛：岩土工程测试技术 (二号通知)

随着我国基本建设工程的进一步推进, 岩土工程测试面临着更严峻的挑战, 对相关测试技术也有着更高的要求。为顺应国家、社会需求, 探讨解决岩土工程测试技术面临的重大问题, 组织召开“2017年岩土工程西湖论坛：岩土工程测试技术”学术会议。

**主办单位:** 中国工程院土木、水利与建筑工程学部; 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会; 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心。

**支持单位:** 浙江省科协技术协会。

**协办单位:** 浙大永拓信息经济与智慧城市发展研究中心; 浙江开天工程技术有限公司; 杭州市勘测设计研究院; 浙江省建筑设计研究院有限公司; 中交天津港湾工程有限公司; 中淳高科桩业股份有限公司(浙东建材)。

**会议时间:** 2017年11月9~10号(8日报到)。

**会议地点:** 杭州梅地亚宾馆。

**会议主题:** 岩土工程测试理论、技术新进展。

**大会秘书处:** 秘书: 陆水琴15967126989, lusq87@163.com; 王笑笑13646828087, wangxiuxiu713@163.com。

(大会组委会 供稿)