

文章编号:1673-9469(2023)01-0015-06

DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2023.01.003

## H型预应力混凝土护岸桩现场试验研究

戎伟<sup>1,2</sup>,吴跃东<sup>1,2\*</sup>,刘坚<sup>1,2</sup>,林颖<sup>1,2</sup>

(1. 河海大学 土木与交通学院,江苏 南京 210098;2. 河海大学 岩土工程科学研究所,江苏 南京 210098)

**摘要:** 为研究 H 型预应力混凝土护岸桩在内河航道中的适用性,结合湖嘉申线二期航道改建工程,开展了现场试验,对桩土界面处土压力以及桩体内部应力应变进行监测。监测结果表明:背水侧土体的位移受到老护岸和上部荷载的约束,土体被挤得更密实,水平土压力较大;而临水侧是河流且接近河流中轴线,水平土压力较小,最终水平土压力系数在 1.1~1.2 左右;桩体内部应力大于该型号 H 型护岸桩的混凝土有效预压应力,沉桩后各测点压应变减小。基于试验结果,对 H 型护岸桩土压力的计算方法进行了优化,使其更接近于实测值。

**关键词:** H 型桩;水平土压力;桩身应变;现场试验;土压力计算

**中图分类号:** TU473.1

**文献标识码:** A

## Research on Field Test of H-type Prestressed Concrete Revetment Piles

RONG Wei<sup>1,2</sup>, WU Yuedong<sup>1,2\*</sup>, LIU Jian<sup>1,2</sup>, LIN Ying<sup>1,2</sup>

(1. College of Civil Engineering and Transportation, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering Science, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China)

**Abstract:** In order to study the applicability of H-type prestressed concrete revetment piles in inland waterways, field tests were carried out to monitor the soil pressure at the pile-soil interface and the internal stress-strain of the piles in conjunction with the second phase of the waterway reconstruction project of the Hujia-Shen Line. The monitoring results show that: the displacement of the soil body on the backwater side is restrained by the old revetment and the upper load and the soil body is squeezed more compactly and the horizontal soil pressure is larger; while the waterfront side is the river and close to the river axis and the horizontal soil pressure is smaller and the final horizontal soil pressure coefficient is around 1.1~1.2; the internal stress of the pile body is larger than the effective precompressive stress of the concrete of this type of H-type revetment pile, and the compressive strain at each measurement point decreases after sinking the pile. Based on the test results, the calculation method of soil pressure of H-type revetment pile was optimized to make it closer to the measured value.

**Key words:** H-pile; horizontal earth pressure; pile strain; field trials; earth pressure calculation

为了提高内河航道的航运效率,进一步实行交通强国战略,亟需对现有内河航道进行升级改造。传统的直立式钢筋混凝土护岸墙已不能满足生态绿色和经济性的要求<sup>[1-3]</sup>。因此近年来,国内外对预制混凝土板桩结构护岸的研究日益增加。Byoungil 等<sup>[4]</sup>研究了 U 型板桩的冲击沉桩法和振

动沉桩法,使用相关程序分析表明沉桩的速度会随着板桩截面积的增加而降低。预应力技术在 U 型板桩中也得到了应用,罗绍武<sup>[5]</sup>提出因 U 型预应力板桩截面惯性矩大,抗弯、抗剪性能优越,但其桩身破坏后,易被腐蚀无法修复。周海斌等<sup>[6-7]</sup>采用试验与理论计算的方法,发现 U 型桩抗弯剪

收稿日期:2022-06-24

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51608152);中央高校基本科研业务费(B200204032, B200204034, B200204036)

作者简介:戎伟(1998-),男,江苏丹阳人,硕士研究生,从事软土地基处理方面的研究。

\* 通讯作者:吴跃东(1969-),男,福建漳州人,博士,教授,从事软土地基处理方面的研究。

性能较好,具有一定的推广价值。波浪桩则是在 U 型桩的基础上发展而来,郭英等<sup>[8-9]</sup>分析了波浪桩施工过程,提出用深层搅拌桩机配合高频振动锤的工法来适应在复杂(极寒)地质条件下波浪桩沉桩。黄建华等<sup>[10]</sup>进行了波浪桩抗弯试验和抗剪试验,通过比较得出理论值偏保守,软件模拟结果更加接近实际试验。闫彭彭<sup>[11]</sup>使用 AutoBank 软件按不同水位计算了波浪桩加固前后的护岸稳定性(抗滑安全系数)。Seed 等<sup>[12]</sup>的研究表明桩在打入软土地基时,距离桩位超出 15 倍桩直径的土体,超孔隙水压力可以忽略不计。Roy 等<sup>[13]</sup>在海相粘土的沉桩试验中发现超出 8 倍桩直径的土体,超孔隙水压力很小。Yang 等<sup>[14]</sup>的砂性土静力压桩试验研究表明,当桩底部贯入至孔压计埋深水平面时,该测点的超孔隙水压力达到最大值。

先张法 H 型预应力混凝土护岸桩(以下简称 H 型护岸桩)是一种新型的专用支护桩,其横截面为 H 形,配置钢绞线作为混凝土桩体纵向受力筋,采用先张法震动成型工艺工厂化生产。H 型护岸桩因其预制的特点,质量易于保障,且无需养护,施工周期短。作为支护结构,其桩与桩之间存在咬合,防水性能好。另外,由于桩内施加预应力,其变形小,对周边环境因开挖引起的沉降有较好的抑制作用,因此可用于江河湖海的岸堤防护<sup>[15]</sup>。H 型桩作为一种新型桩,目前在国内还很少应用,其受力特点尚不明确,传统的土压力计算方法是否适用仍不可知。因此本文对 H 型护岸桩现场试验结果进行了分析,然后根据 H 型桩的受力特点,对适用于 H 型护岸桩的土压力计算方法进行了研究。

## 1 工程概况

新建护岸工程起自湖嘉申线二期新建曾家畝桥西侧约 450 m 处,位于曾家畝桥西侧航道左岸,桩号 K9+530—K9+980,往东终于曾家畝桥。航道设计标准为三级航道,航道困难段最小弯曲半径 280 m,其他段最小弯曲半径 480 m;设计通航水位(1 985 高程)为 2.2 m(最高)和 0.46 m(最低),常水位 1.16 m。本工程拟使用 H 型护岸桩加固护岸 301.66 m。

## 2 试验概况

### 2.1 桩土界面处的水平土压力观测

目前,土压力计埋设方法主要通过钻孔,将土

压力计按一定方向固定在制作好的钢筋架上,放入钻好的孔中,最后填土压实。但受限于钻孔设备,土压力计的孔位无法准确打在被测结构物和土体界面处。另外,测试结果还会受到钻孔回填土密实度的影响。

还有一种适用于现浇混凝土护岸的埋设方法,是将模具浇筑进护岸结构,浇筑完成后,再在模具里放入土压力计。但本文研究对象为预制桩,在模具里放置土压力计不易固定,在锤击沉桩过程中容易导致土压力计脱落、电缆线扯断等现象。因此宜将土压力计和电缆线直接埋入桩内,使桩本身就能起到对仪器的保护作用。

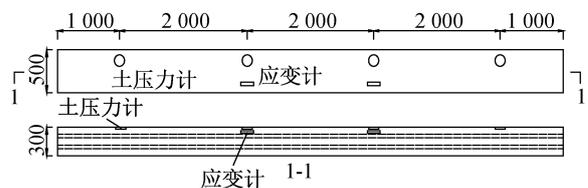


图 1 土压力计和应变计埋设示意图(单位:mm)

Fig. 1 Schematic diagram of buried earth pressure and strain gauges

在临水侧和背水侧各埋设 4 个土压力计(图 1),埋设位置分别为距离桩顶 1、3、5、7 m 处,临水侧各测点分别记为 TY21、TY23、TY25、TY27,背水侧各测点分别记为 TY31、TY33、TY35、TY37。

### 2.2 桩内混凝土应变观测

在 H 型护岸桩预制时,提前将应变计埋入桩内。埋设位置为距离桩顶 3、5 m 处,如图 1 所示。H 型护岸桩的钢绞线张拉和箍筋绑扎完成后,将应变计沿主筋方向(测量轴向应变)用扎带绑扎在钢绞线上,同时不能绑扎过紧,只起到固定位置的作用,使得应变计能和混凝土共同变形。然后灌入混凝土,将仪器直接浇筑到结构中。仪器埋设位置宜在振捣器触碰不到的部位。在距离桩头 0.5 m 处引出电缆线,避免电缆线被打桩时的夹头和打桩设备破坏。

## 3 试验结果

### 3.1 桩土界面处土压力

图 2 为临水侧和背水侧的水平土压力观测结果。桩土界面处的水平土压力主要有两个特点:背水侧水平土压力在相同水平线上大于临水侧土压力;打完仪器桩后立即测得的土压力(第 4 天)明显大于之后几天所测得的水平土压力。分

析上述现象的原因如下:

观察图 2 可以发现,临水侧的各深度的土压力明显要小于背水侧,这是由于背水侧的覆土高度要大于河底的泥面线高度。结合上述特点分析,背水侧土体的位移受到老护岸和上部荷载的约束,土体被挤得更密实,因此水平土压力较大;而临水侧是河流且接近河流中轴线,河底泥面线和河岸的高差约为 2 m,大约相当于 20~30 kPa 水平土压力,符合土压力实测数据差值。

已知土压力计测得的是总应力。根据以往的研究<sup>[16]</sup>可知,沉桩完成后,应该是一个总应力不变而有效应力不断增长的过程。然而实测土压力呈减小的趋势,本文认为其主要原因是桩土界面处的外摩擦角导致的。朗肯土压力理论认为挡墙处于被动极限平衡状态时,沿墙背方向没有切向应力,即墙后土体的大主应力方向是水平方向。实际上混凝土墙背与土体存在外摩擦角,也就是说沿墙背方向有切向应力。

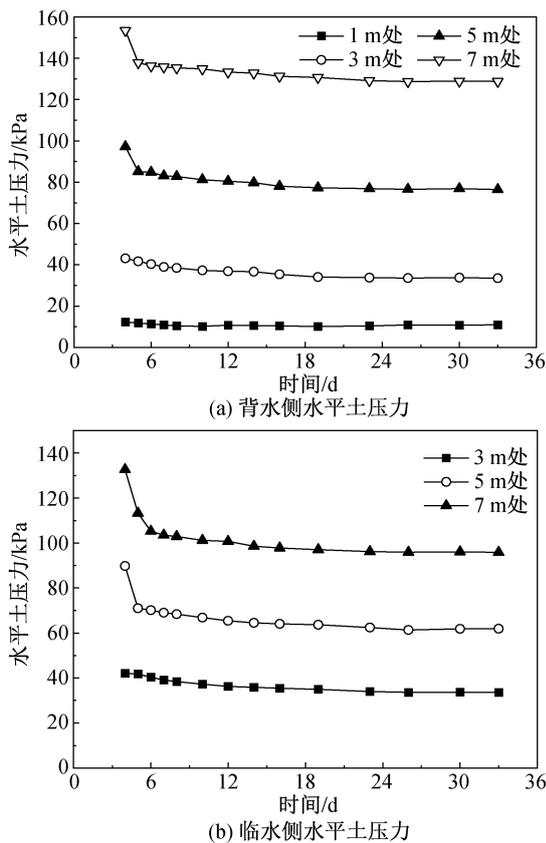


图 2 桩体两侧水平土压力随时间变化图  
Fig. 2 Horizontal soil pressure on both sides of the pile with time

因沉桩的剧烈扰动,导致一定范围内土体产生一个重塑区,从而在土体中产生较大的超静孔

隙水压力。沉桩结束后超静孔隙水压力消散,孔隙水排出,即这个过程中桩周土体的含水率在逐渐减小。

相关研究<sup>[17]</sup>表明,含水率对土和结构物表面的抗剪强度有影响,含水率越大,抗剪强度越小。结合本文情况分析,沉桩初期含水率大,导致外摩擦角减小,土与结构物的抗剪强度小,极限剪应力也小,最终桩土交界面与大主应力面的夹角小,桩土界面处的水平土压力大。沉桩后期含水率减小,外摩擦角增大,抗剪强度增大,极限剪应力增大,桩土交界面与大主应力面的夹角增大,桩土界面处水平土压力减小。

水平土压力系数定义为有效水平土压力与有效竖直土压力之比。将临水侧水平土压力与竖直土压力实测结果以及孔隙水压力实测结果进行计算得到图 3。沉桩初期水平土压力系数在 1.3~1.5 左右,而土体变形稳定后,最终测得的水平土压力系数在 1.1~1.2 左右。一般粘性土的内摩擦角在 10°~30°,由朗肯土压力理论可知,对应的被动土压力系数为 1.5~3.0 左右。

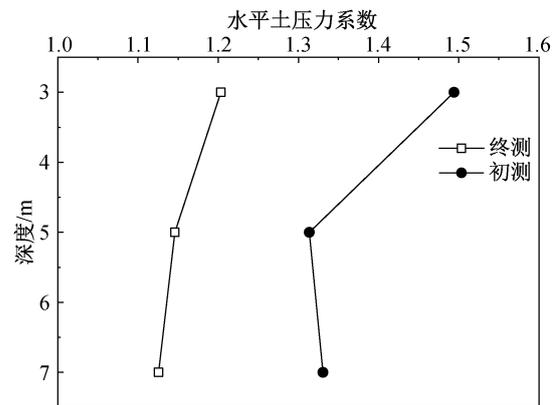


图 3 水平土压力系数沿深度分布图  
Fig. 3 Horizontal earth pressure coefficient distribution along depth

### 3.2 桩体内部应力应变

H 型护岸桩预制时,钢绞线放张后,会在桩内产生预压应力,这个预压应力的大小与材料性能和预应力损失有关。图 4 为桩内距离桩顶部 3 m 和 5 m 处的应变观测结果。预制完成后,3 m 和 5 m 处的应变分别为 $-1\ 049.57\ \mu\epsilon$ 和 $-869.24\ \mu\epsilon$ ,负号表示受压。

取 H 型护岸桩的弹性模量为  $3.6 \times 10^6\ \text{MPa}$ ,将应变换算成混凝土的内部应力分别为 $-37.78\ \text{MPa}$ 和 $-31.29\ \text{MPa}$ ,该值明显大于该型号 H 型护岸桩

的混凝土有效预压应力 9.12 MPa。这是由于应变计埋设位置在钢绞线附近,而处于弹性阶段的 H 型护岸桩,由于钢绞线与混凝土之间的握裹力,钢绞线和附近混凝土变形协调,即两者的拉伸或压缩量相同。另外,有效预压应力是总有效预压力施加于整个桩截面上计算得到的平均预压应力,实际上钢绞线附近的混凝土有效预应力会大于其他部分。

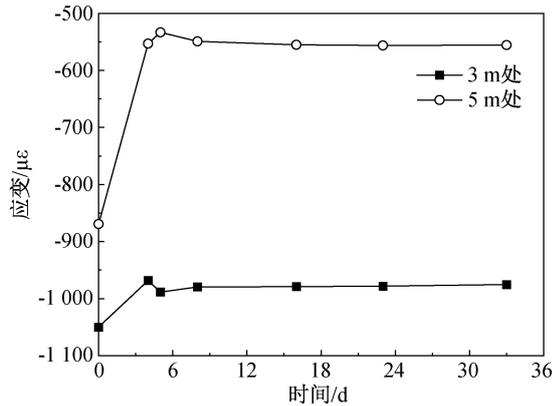


图4 桩体内部混凝土应变随时间变化图

Fig. 4 Variation of concrete strain inside the pile body with time

沉桩后测得各测点压应变减小,这是因为桩两侧不同大小的土压力,产生了弯矩,由于桩内混凝土存在预压应力,弯矩产生的拉应力并没有消耗全部预压应力,桩身仍有压应变,这保证了桩不会因为受拉而出现裂缝。

#### 4 H 型桩桩土界面的土压力计算方法推导

监测得到的水平土压力系数在 1.1~1.2 左右。一般粘性土的内摩擦角在  $10^\circ \sim 30^\circ$ ,由朗肯土压力理论可知,对应的被动土压力系数为 1.5~3.0 左右,显然朗肯土压力理论计算结果偏大,无法用朗肯土压力理论解释 H 型护岸桩桩后土压力分布情况。根据经典朗肯土压力理论,护岸是竖直的无摩擦的,实际工程中,H 型护岸桩确实是竖直的,但混凝土与土体却存在摩擦力。因此需对朗肯土压力的基本原理和假定调整补充后,再应用到 H 型护岸桩中,调整如下:

(1) 桩后土体在沉桩过程中满足莫尔-库伦破坏准则;

(2) H 型桩和土体的摩擦特性用外摩擦角来描述,桩土界面处的剪切破坏符合库伦定律,不考虑桩土界面的粘结力;

(3) H 型桩后土体为表面水平的半无限体;

(4) 桩土界面不再是大主应力面;

(5) H 型桩的桩体竖直,即挡墙是竖直的。

调整后的假定和朗肯土压力理论的假定不同之处在于增加了外摩擦角的设定,不再认为竖直方向和水平方向是主应力方向,主应力方向因桩土界面剪应力的存在而改变。

绘制一个莫尔应力圆,与横坐标的交点为  $\sigma_1$  和  $\sigma_3$ ,此两点的剪应力为零,因此  $\sigma_1$  和  $\sigma_3$  分别为大小主应力。根据莫尔-库伦破坏准则,该圆与  $\tau = c + \sigma \tan \varphi$  相切,如图 5 所示。由几何关系可以得到下式

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi + c \cos \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (1)$$

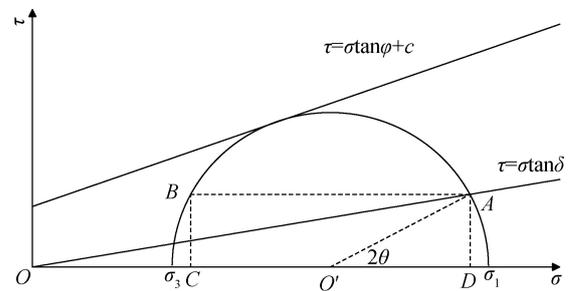


图5 应力圆与抗剪强度线

Fig. 5 Stress circle and shear strength line

在图 5 中作出桩土界面处的库伦定律  $\tau = \sigma \tan \delta$ 。桩土库伦定律线与极限应力圆交于一点 A,该点的横坐标即为计算点桩土界面处的法向应力  $\sigma_x$ 。在该点做水平线,交极限应力圆于另一点 B,B 点的横坐标即为计算点的竖向应力  $\sigma_z$ 。设  $AD = \tau_m$ ,由  $OD = \sigma_x$ ,可得桩土界面处极限剪应力:

$$\tau_m = \sigma_x \tan \delta \quad (2)$$

因  $OC = \sigma_z$ ,由几何关系可得:

$$\sigma_1 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_z \quad (3)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\sigma_x - \sigma_z}{\cos 2\theta} \quad (4)$$

将式(3)和式(4)代入式(1),得桩土界面处的水平土压力:

$$\sigma_x = \sigma_z \frac{1 + \sin \varphi \cos 2\theta}{1 - \sin \varphi \cos 2\theta} + 2c \frac{\cos \varphi \cos 2\theta}{1 - \sin \varphi \cos 2\theta} \quad (5)$$

式(5)中只有  $\theta$  是未知量,求解  $\theta$  即可求得桩土界面处的水平土压力。由  $\triangle AO'D$  几何关系可得:

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_m}{\sigma_x - \sigma_z} \quad (6)$$

将式(2)代入式(6),分别将  $\sigma_x$  和  $\sigma_z$  列于等式的左右两边,可得:

$$\sigma_x = \frac{\tan 2\theta}{\tan 2\theta - 2\tan\delta} \sigma_z = K\gamma h \quad (7)$$

式中  $K$  的意义为土体侧压力系数:

$$K = \frac{\tan 2\theta}{\tan 2\theta - 2\tan\delta} \quad (8)$$

联立式(5)和式(7),消去  $\sigma_x$ ,解出以下关系式:

$$(\sigma_z \sin\varphi + c \cos\varphi) \sin 2\theta - (\sigma_z \sin\varphi + 2c \cos\varphi) \times \tan\delta \cos 2\theta = \sigma_z \tan\delta \quad (9)$$

为简化求解,令式(9)中

$$\begin{cases} a = \sigma_z \sin\varphi + c \cos\varphi \\ b = -\sigma_z \sin\varphi \tan\delta - 2c \cos\varphi \tan\delta \\ d = \sigma_z \tan\delta \end{cases} \quad (10)$$

则式(9)可以写成:

$$a \sin 2\theta + b \cos 2\theta = d \quad (11)$$

可将其化简为

$$\sin(2\theta + \alpha) = \frac{d}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad (12)$$

$$\alpha = \arctan \frac{b}{a} \quad (13)$$

可以解得

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin \frac{d}{\sqrt{a^2 + b^2}} - \frac{1}{2} \arctan \frac{b}{a} \quad (14)$$

由于  $\sigma_z = \gamma h$ ,至此可以推得任意深度  $h$  处的水平土压力计算方法如下:

$$\begin{cases} \sigma_x = \frac{\tan 2\theta}{\tan 2\theta - 2\tan\delta} \gamma h \\ \theta = \frac{1}{2} \arcsin \frac{d}{\sqrt{a^2 + b^2}} - \frac{1}{2} \arctan \frac{b}{a} \\ a = \gamma h \sin\varphi + c \cos\varphi \\ b = -\gamma h \sin\varphi \tan\delta - 2c \cos\varphi \tan\delta \\ d = \gamma h \tan\delta \end{cases} \quad (15)$$

式(14)中  $\theta$  的物理含义是桩土交界面与大主应力面的夹角。值得注意的是当外摩擦角  $\delta=0$  时,式(8)的分子分母均为零,因此此时不能用式(8)来计算水平土压力,需要用式(5)计算。当外摩擦角  $\delta=0$  时,式(5)恰好可以化简为朗肯土压力计算公式。由此可见,朗肯土压力是式(15)的一种极端情况。

式(15)中的相关参数除外摩擦角之外的已知量均可以通过现场勘测和三轴试验等得到,所以外摩擦角  $\delta$  的取值变得比较关键。

在工程设计中,较为关心的实际上是土压力合力大小及合力作用点,并用来计算其产生的弯矩值<sup>[18]</sup>。传统土压力计算方法的土压力分布形式

都是三角形和梯形,计算合力和作用点也较为简便。本文考虑用梯形近似计算其合力和合力作用点,并考虑以此方法近似计算带来的误差是多少。

同样取  $c = 23.5 \text{ kPa}$ 、 $\varphi = 19.5^\circ$ 、 $\gamma = 18.6 \text{ kN/m}^3$ 、 $\delta = 20^\circ$ 按式(15)计算土压力,用 MATLAB 编写脚本求土压力曲线(图6)的积分面积,即为土压力合力  $E = 871.27 \text{ kPa}$ ,合力矩  $M = 2\ 834.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

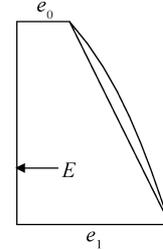


图 6 近似梯形计算示意图

Fig. 6 Approximate trapezoid calculation schematic

而按照近似梯形(上底为同一土层内最小土压力,下底为同一土层内的最大土压力,直角梯形)计算,如图6所示。土压力合力  $E = 856.56 \text{ kPa}$ ,合力矩  $M = 2\ 774.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。近似方法合力和合力矩均偏小 2%左右,由于按照式(15)算得的土压力比实测偏大约 10%,即便最后计算合力时采用近似方法导致近似合力比式(15)的合力偏小 2%,但总体上近似方法的合力相比实测合力仍会偏保守。综上所述,本文所提出的土压力分布公式和土压力合力计算方法相比传统方法更接近实测值,且仍是偏保守的方法,因此可以采用。

## 5 结论

1) H 型护岸桩两侧的土压力因两侧覆土厚度和约束条件的差异而不同,相同深度的水平土压力背水侧大于临水侧,覆土的水平土压力通过原护岸基础传递给了 H 型护岸桩。河底泥面线和河岸的高差约为 2 m,大约相当于 20 kPa 到 30 kPa 水平土压力,符合土压力实测数据差值。

2) 测量了桩内 3 m 和 5 m 处的应变,换算成应力后明显大于该型号 H 型护岸桩的混凝土有效预压应力。这是由于有效预压应力是平均计算值,钢绞线附近的混凝土有效预应力会大于其他部分。

3) 推导了包含外摩擦角的土压力计算方法,相较传统土压力计算方法,本文计算方法更接近试验实测值。由于土压力分布为非线性,用近似直角梯形计算了合力和合力矩,比精确计算值偏小 2%左右。

## 参考文献:

- [1] 蒋永明,陈志强,钱惠军. 预制混凝土板桩在内河航道中的应用研究[J]. 山西建筑,2010,36(12):359-360.
- [2] 张惠英,丁玉森. 砂浆灌注板桩防渗墙在白屈港套闸工程中的应用[J]. 人民长江,1997(2):24-25.
- [3] 徐智刚,陈龙,王福喜. U型板桩振动施工动力响应特性现场试验研究[J]. 水利建设与管理,2018,38(1):34-40.
- [4] BYOUNGIL K, JAEKYU K, SEUNGHYUN L, et al. Driveability Analysis of U-type Sheet Pile Using WEAP Program[J]. Journal of the Korea Academia-Industrial Cooperation Society, 2006, 7(4):671-678.
- [5] 罗绍武. 浅谈先张法 U 型预应力混凝土板桩在水利工程中的应用[J]. 湖南水利水电,2016(6):26-29.
- [6] 周海斌. 先张法预应力钢筋混凝土 U 型板桩作为支护桩的应用研究[D]. 苏州:苏州科技学院,2014.
- [7] 葛波. 太嘉河堤防护岸 U 型板桩施工技术应用探析[J]. 安徽建筑,2020,27(5):58-60.
- [8] 郭英. 极寒地质条件下波浪桩钻孔成桩设备选型及施工技术研究[J]. 铁道建筑技术,2018(12):29-33.
- [9] 钟可圳. 中小河流综合治理工程 PPP 项目中波浪桩施工技术的应用[J]. 工程技术研究,2020,5(12):112-113.
- [10] 黄建华,彭浪,朱永涛. 先张法预应力混凝土波形板桩力学性能研究[J]. 地下空间与工程学报,2018,14(3):688-696.
- [11] 闫彭彭. 预制波浪桩在堤防加固工程中的应用[J]. 水科学与工程技术,2020(1):60-62.
- [12] SEED H B, REESEL C. The Action of Soft Clay Along Friction Piles[J]. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1957, 122(1):731-754.
- [13] ROY M, BLANCHET R, TAVENAS F, et al. Behaviour of a Sensitive Clay During Pile Driving[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1981, 18(2):67-85.
- [14] YANG J, THAM L G, LEE P K K, et al. Observed Performance of Long Steel H-piles Jacked into Sandy Soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 2006, 132(1):24-35.
- [15] 张正旋. 预应力钢绞线超高强混凝土 H 型桩弯剪性能研究[D]. 杭州:浙江大学,2019.
- [16] 雷华阳,李肖,陆培毅,等. 管桩挤土效应的现场试验和数值模拟[J]. 岩土力学,2012,33(4):1006-1012.
- [17] 赵少飞,戴志广,刘鑫,等. 扰动土-结构接触面抗剪强度特性试验研究[J]. 地下空间与工程学报,2018,14(1):67-71+228.
- [18] 李昕睿. 考虑位移效应刚性挡土墙被动土压力计算方法研究[D]. 杭州:浙江大学,2010.
- (责任编辑 王利君)
- 
- (上接第 8 页)
- [12] YAO F, ABULIKEMU A. Effect of Impact Source on Detection Quality in Impact Echo Testing of Sleeve Grouting[J]. Materials Testing, 2020, 62(9):927-935.
- [13] JIANG W, XIE Y, WU J, et al. Identifying Bonding Interface Flaws in CRTS III Type Ballastless Track Structure Using the Impact-Echo Method[J]. Engineering Structures, 2021, 227:111429.
- [14] SOLANKI M T, VAKHARIA D. Extending Hertz Equation for an Elastic Contact Between a Layered Cylindrical Hollow Roller and Flat Plate Through an Experimental Technique[J]. Industrial Lubrication and Tribology, 2017, 69(2):312-324.
- [15] SANSALONE M, STREETT W. Impact-Echo. Nondestructive Evaluation of Concrete and Masonry[M]. US: Bullbrier Press, 1997.
- [16] HSIAO C, CHENG C, LIOU T, et al. Detecting Flaws in Concrete Blocks Using the Impact-Echo Method[J]. Ndt & E International, 2008, 41(2):98-107.
- (责任编辑 王利君)