

文章编号:1673-9469(2023)02-0036-08

DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2023.02.006

## H型护岸桩沉桩产生的超孔压及水平位移计算

刘世旭,吴跃东\*,刘 坚

(河海大学 土木与交通学院,江苏 南京 210098)

**摘要:** H型桩由于特殊的截面形式,打桩过程引起的挤土效应特征不能简单地采用管桩的挤土规律代替。因此基于湖嘉申二期工程现场试验数据,研究其沉桩引起的超孔隙水压力和土体位移规律,通过修正的圆孔扩张模型考虑H型桩在扩孔时的特殊性,推导出适合H型桩的矩形孔扩张的计算公式。用该公式对沉桩产生的超孔压及土体位移进行计算,并与其他方法进行对比。结果表明,修正后的扩孔模型在计算H型桩的超孔压和土体位移方面充分考虑到孔隙水压力沿深度线性变化的特点,结果更加接近实测数据。

**关键词:** H型桩;挤土效应;现场试验;孔隙水压力;土体位移;修正扩孔模型

**中图分类号:** TU753.3

**文献标识码:** A

## Calculation of Excess Pore Pressure and Horizontal Displacement Caused by H-shaped Revetment Pile Sinking

LIU Shixu, WU Yuedong\*, LIU Jian

(College of Civil Engineering and Transportation, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China)

**Abstract:** Due to the special cross section of H-shaped piles, the characteristics of soil compaction effect caused by pile driving cannot be simply replaced by the soil compaction law of pipe piles. Therefore, based on the field test data of Hujiashen Phase II project, this paper studies the laws of excess pore water pressure and soil displacement caused by pile sinking. Based on the modified circular hole expansion model, a calculation formula for rectangular hole expansion suitable for H-shaped piles is derived considering the particularity of H-shaped piles during hole expansion. The formula is used to calculate the excess pore pressure and soil displacement caused by pile driving, and compared with other methods. The results show that the modified expanded hole model fully considers the linear variation of pore water pressure along depth in calculating the excess pore pressure and soil displacement of H-shaped piles, and the results are closer to the measured data.

**Key words:** H-shaped pile; soil squeezing effect; field test; pore water pressure; soil displacement field; modified reaming model

H型预应力混凝土护岸桩是新研发的专用于江河湖海岸堤防护的新产品。其正截面为H形,受力特性好,岸堤生态环保。但是其沉桩过程采用静压法和锤击法,不可避免带来挤土效应问题。H型桩沉桩的过程,可以看作是土体单元受到不排水的剪切挤压的过程。在饱和软土中会产生很高的超孔隙水压力,当超孔隙水压力达到一定数值时,土体中

某一方向有效应力可能出现负值。影响桩基的承载力,甚至威胁邻近结构的安全。除此以外,桩体和土体发生了一定程度上的体积置换,被置换出去的土体向不同的方向发生运动,土体位移也会随着桩的打入而不断发生变化<sup>[1]</sup>。因此,研究H型桩沉桩时产生的超孔隙水压力和土体位移,对分析其沉桩过程对周边环境的影响具有重要意义。

收稿日期:2022-10-10

基金项目:国家青年科学基金资助项目(51608152)

作者简介:刘世旭(1997-),男,山东潍坊人,硕士研究生,主要研究方向为软基处理与基础工程。

\* 通讯作者:吴跃东(1969-),男,福建漳州人,博士,教授,从事岩土工程和人工智能交叉学科方面的教学和科研工作。

表 1 各土层物理力学性质

Tab. 1 Physical and mechanical properties of each soil layer

层号	名称	含水率 $\omega/\%$	湿密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$	孔隙比 $e$	弹性模量 $E_s/MPa$	粘聚力 $c/kPa$	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
①-1	素填土	26.7	1.91	0.798	5.29	36.0	15.0
①-2	粉质粘土	30.9	1.89	0.892	5.40	34.9	13.1
②-1	粉质粘土	33.9	1.86	0.964	4.62	21.3	9.4
②-2	粉质粘土	28.5	1.88	0.846	9.04	10.3	25.2
③-1	粉土	27.3	1.94	0.789	6.21	42.9	14.4

目前关于桩的挤土效应研究已经比较广泛,雷华阳等<sup>[2]</sup>通过 PHC 管桩的现场沉桩试验,发现沉桩过程中超孔隙水压力随距桩心距离的增加而近似呈线性规律衰减。张建新等<sup>[3]</sup>设计了 9 根群桩施工挤土效应分析模型试验,从微观上发现了较为明显的挤土效应。魏丽敏等<sup>[4]</sup>采用耦合欧拉-拉格朗日 (CEL) 有限元法分别建立单桩模型、预钻孔单桩模型、压入桩和隔离桩并存的双桩模型,研究桩周土体位移场变化规律。理论计算上,目前应用最广泛的是圆孔扩张法。其又可分为球孔扩张理论和柱孔扩张理论<sup>[5-6]</sup>。Rnadolph 等<sup>[7]</sup>利用圆孔扩张法和剑桥模型,运用数值分析计算出了管桩附近及稍远处土体的孔隙水压力。Sagaseta 等<sup>[8]</sup>也使用了圆孔扩张法,研究了沉桩期间和沉桩后的土体的竖向位移。综上,前人的各种研究主要是针对管桩的挤土问题。本文在圆孔扩张模型的基础上进行推广,设计出适用于 H 型桩的修正矩形扩孔模型,并与圆孔扩张模型和极限平衡法计算结果进行对比,分析其优越性。

### 1 现场试验

#### 1.1 工程概况

H 型预应力混凝土生态护岸桩湖嘉申线二期试验段设计,位于湖嘉申线二期新建曾家畝桥西侧航道左岸,全长 450 m。工程拟加固护岸共 301.66 m。加固护岸封边共计 1 个,如图 1 所示。

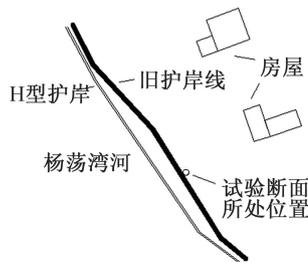


图 1 护岸平面示意图

Fig. 1 The schematic plan of revetment

拟建工程地属杭嘉湖冲湖积平原,地势平坦

低洼,自然地表面高程 1.26~3.76 m。土层分布主要为:①-1 素填土,以黏性土为主,层厚 2.0~2.4 m,主要分布在地表。①-2 粉质粘土:土质均匀,层厚 3.9~4.6 m,顶板埋深 2.0~2.4 m。②-1 粉质粘土:可塑,层厚 2.7~3.2 m,顶板埋深 6.3~6.8 m。②-2 粉土:层厚 6.9 m,顶板埋深 9.5 m。③-1 粉质粘土:硬塑。层厚大于 3.6 m,顶板埋深 16.4 m。各土层具体物理力学性质见表 1。

#### 1.2 试验布置

现场的 H 型桩长为 8 m,截面为 300 mm×500 mm,H 型护岸桩挤土效应的监测要素主要包括孔隙水压力和土体水平位移的量测。现场仪器和孔隙水压力的监测位置如图 2、图 3 所示。

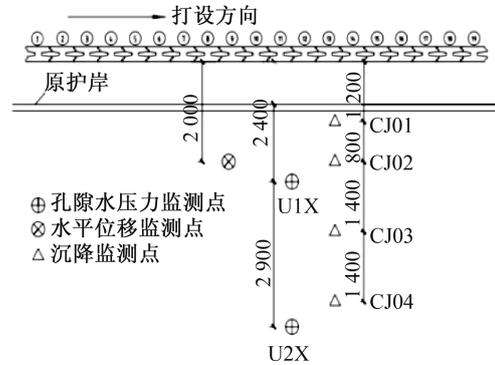


图 2 现场仪器布置示意图(单位:mm)

Fig. 2 The layout position of field instrument (unit: mm)

在距离岸边 2.4 m 处布置第一个孔隙水压力力量测处,记为 U1;在距离岸边 5.3 m 处布置第二个孔隙水压力力量测处,记为 U2。沉桩期间,在预设的 19 根桩打桩时,每打一根桩,进行一次孔隙水压力的量测。

土体水平位移的监测使用测斜管,由于原护岸的存在,无法在 H 型护岸和原护岸之间钻孔打设测斜管,故在距离 H 型护岸 2 m 处埋设测斜管,孔位测点编号记为 CX1,测斜管埋深 14 m。从 0.5 至 14 m,每隔 0.5 m,记录每一深度处具体的土体水平位移。土体水平位移的初始值取护岸施工之

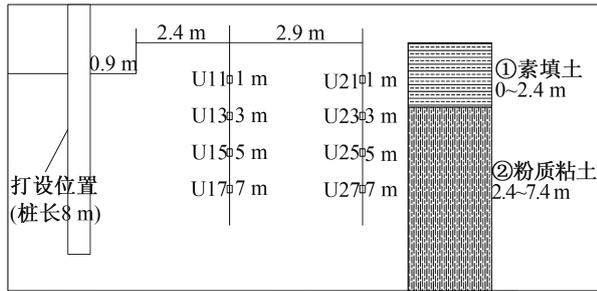


图3 孔隙水压力布置示意图

Fig. 3 The layout position of pore water pressure

前1天读数,施工当天共测量三次,在正对测斜管的9号桩沉桩期间,控制沉桩速率,测量各深度处的土体水平位移;沉桩完成后,每天测量一次,直至变化微小甚至不变。

### 1.3 现场试验结果

#### 1.3.1 孔隙水压力分布

H型桩的挤土效应是一个三维空间问题,在圆孔扩张理论中<sup>[9-13]</sup>,假设土体各向同性,且为一种理想的弹塑性体,把复杂的沉桩问题简化为对称的平面应变问题,降低了求解难度。而简化为一维的小孔扩张问题,难以考虑深度方向的参数变化规律。为考虑这个问题,在排桩打入期间进行持续测量,得到测点U1和测点U2在各桩打入时不同深度处的孔隙水压力的变化情况。

图4、图5分别为沉桩当天,各桩单独贯入之后,孔隙水压力沿深度的变化情况。首先对比两测点的孔隙水压力,U1测点各深度处的孔隙水压力普遍大于U2测点,说明H型桩沉桩时对近处土体的扰动更为明显,这与径向距离越远挤土效应越不明显的规律相吻合<sup>[2]</sup>。图4、图5中孔隙水压力随深度表现出良好的线性关系。地表下2.4 m为素填土和粉质粘土的交界处,打桩当天,地下水位维持在-0.74 m左右,因此粉质粘土层完全在地下水位以下。而粉质粘土层的孔隙水压力随深度的增加而线性增加,这说明打桩当天挤土效应引起的超孔隙水压力也近似呈线性关系。引入Henkel孔隙水压力计算公式:

$$\Delta u = \beta \Delta \sigma_0 + \alpha \Delta \tau_0 \quad (1)$$

式中: $\Delta \sigma_0$ 为八面体法向应力增量, $\Delta \tau_0$ 为八面体剪应力增量, $\alpha$ 和 $\beta$ 为Henkel孔隙水压力系数。

式(1)表明,土体中的孔隙水压力取决于法向应力和剪应力,超出的那部分孔隙水压力则与应力的增加量相关,而应力的增加量又与桩周的土体所受到的挤压力相关,如果把沉桩入土的过程

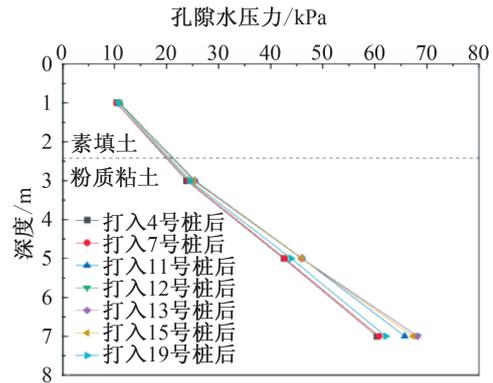


图4 U1测点沉桩当天不同深度孔隙水压力变化图

Fig. 4 Changes of pore water pressure at different depths on the day of pile sinking at measuring point U1

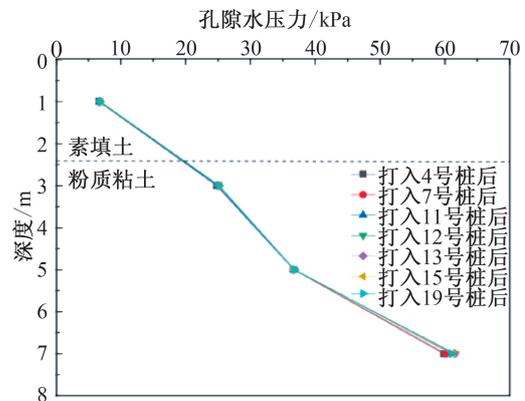


图5 U2测点沉桩当天不同深度孔隙水压力变化图

Fig. 5 Changes of pore water pressure at different depths on the day of pile sinking at measuring point U2

看作对土体的横向挤压,根据朗肯土压力公式,在粘性土中:

$$\sigma_a = \gamma z k_a - 2c \sqrt{k_a} \quad (2)$$

式中: $k_a$ —主动土压力系数, $k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ ;  $\gamma$ —墙后填土的重度,  $\text{kN/m}^3$ ,地下水位以下取有效重度;  $c$ —粘土的粘聚力,  $\text{kPa}$ ;  $\varphi$ —填土的内摩擦角;  $z$ —所计算的点离填土面的深度,  $\text{m}$ 。

从朗肯土压力公式可以看出,桩对土的水平挤压力随深度的增大而增大,在同一性质的土中深度层面呈现线性关系,从而使得各深度由荷载引起的超孔隙水压力的分布存在一定的规律。对各深度的超孔隙水压力进行线性拟合,观察其拟合度,结果如图6所示。

选取了正对监测断面的12号桩和稍远的15号桩,对粉质粘土层产生的超孔压进行了线性拟合,发现拟合度良好,说明超孔压在同一土质中,沿深度方向线性分布的规律对于H型桩同样成

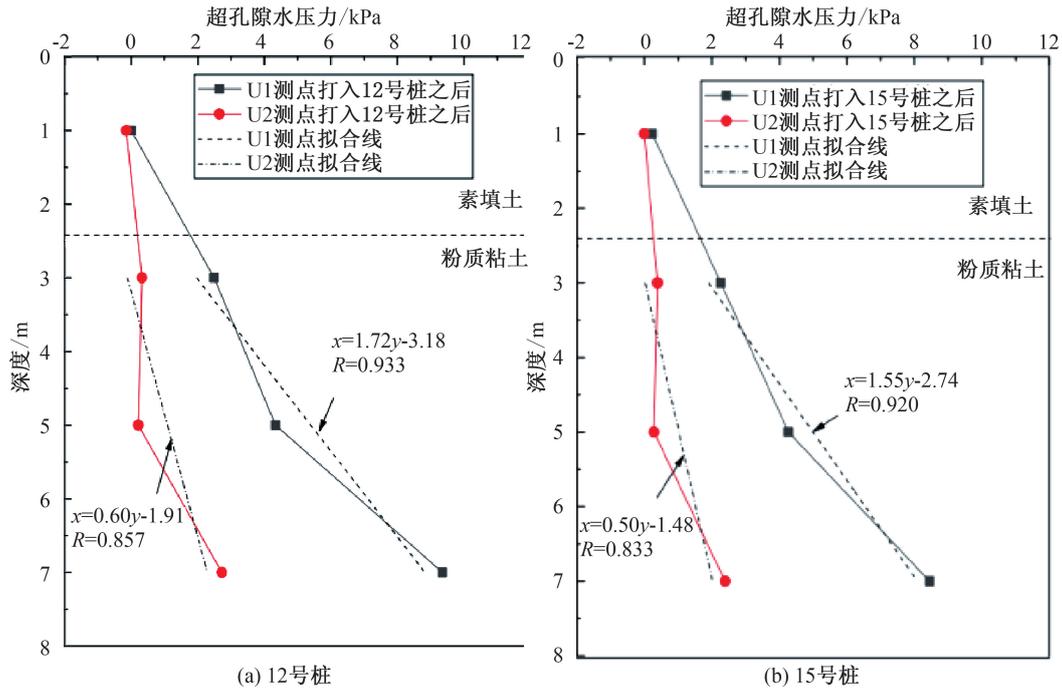


图 6 在 12 号桩和 15 号桩打入之后粉质粘土层拟合曲线  
 Fig. 6 Fitting curve of silty clay layer after No. 12 pile and No. 15 pile are driven

立。继续观察发现 U1 和 U2 处在拟合度的数值上略有差异,这与径向距离有关。可以认为 H 型桩产生的挤土效应对土的影响在径向上并不是线性减小的,结合关于沉桩挤土效应分区的理论<sup>[14]</sup>: U1 测点属于塑性变形区,距离桩的距离更近,沿深度方向的线性规律更好,而 U2 测点属于弹性变形区,受到的沉桩影响更小,超孔压沿深度方向的线性规律不如 U1 测点明显。

1.3.2 H 型桩现场试验土体位移分析

为研究打桩过程中各深度的土体水平位移的变化情况,在 9 号桩打入过程中控制沉桩速度,研究 9 号桩打入过程中土体水平位移的变化情况,图 7 为 H 型桩沉桩入土 1 至 6 m 时各深度水平位移的变化情况。

深度较小时( $\leq 7$  m),各测点水平位移对打入深度较为敏感,波动较大;深度较大时( $> 7$  m),由于受上覆水土压力作用越大,土体更为稳定,位移规律也不明显。具体规律如下:

(1) 沉桩开始,桩打入 1 m,桩尖刚刚触碰土体表面时,桩底的标高在地表以下 1.7 m。2.7 m 及以上深度处土体水平位移显著增加,桩尖贯入的深度处水平位移发生突变。2.7 至 4.7 m 深度处土体,水平位移从桩底端以下迅速减小到 0,5 m 及以下深度处土体受沉桩扰动影响不明显。在桩打入深度较小时,土体水平位移保持这种规律。

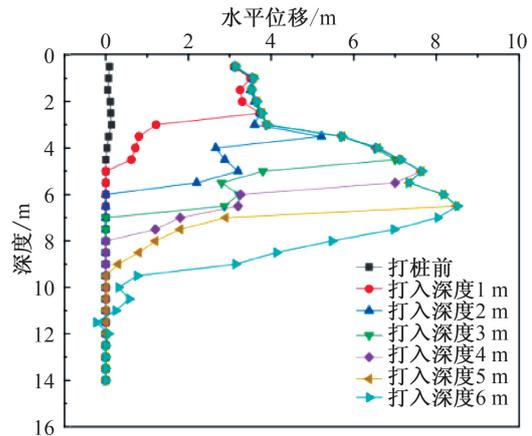


图 7 分阶段沉桩过程中不同深度土体水平位移  
 Fig. 7 Horizontal displacement of soil at different depths during pile driving by stages

(2) 在桩的持续贯入过程中,由于桩对桩周土的剪切拖拽作用和置换作用,桩尖以上的土体水平位移还会继续增大,但比较有限,9 号桩打桩完成时各深度处土体最大累计水平位移与该深度处桩尖刚刚贯入时的数值相差不大。6.5 m 深度处土体累计水平位移最大,达到 8.51 m。同时 10 m 以下的土体几乎不受影响或影响较小。

(3) 沿深度看,水平位移呈竖向的“U 型”分布,对比其他管桩的结论略有差异,朱思闻<sup>[15]</sup>通过管桩现场施工试验和数值模拟结果分析,得出自上而下土体径向水平位移呈“上大下小、分界面转

折”的分布规律,其受覆土深度与土层分界面粘结刚度的双重影响;而徐智刚的试验结果和试验结果相接近,即“上下小中间大”。产生这些不同结果的最直接原因是土层性质不同,其次,本项目由于老护岸的存在,在 2 m 深度以上对土体水平向的位移产生抑制作用,造成上部土体位移少于中间段。

## 2 理论计算

### 2.1 圆孔扩张法计算超孔压

圆孔扩张法对土体有如下基本假设:

(1) 土体是均匀的无限体,并且在各方向的性质相同,即各向同性。

(2) 土体的屈服服从 Tresca 材料或 Mohr-Coulomb 材料(本文计算中选用 Mohr-Coulomb 材料)。

(3) 土体受到的初始应力在各个方向的值大小相等。

图 8 为圆孔扩张理论的示意图,圆孔扩张理论认为,沉桩的过程其实是一个扩孔的过程,是一个平面对称的问题。沉桩的初始,桩体会对土体产生各径向相同的初始内压力  $p_0$ ,随着均匀的内压力  $p$  的值不断提高,塑性区的半径  $r$  也会随之不断增大。当内压力  $p$  提高到  $p_u$  时,这一扩孔的阶段结束,塑性区的半径最终定格在  $R_p$ ,  $R < R_p$  的区域属于塑性区,  $R > R_p$  的区域属于弹性区。以下是圆孔扩张问题的应力增量解<sup>[9-13]</sup>,本文不再赘述:

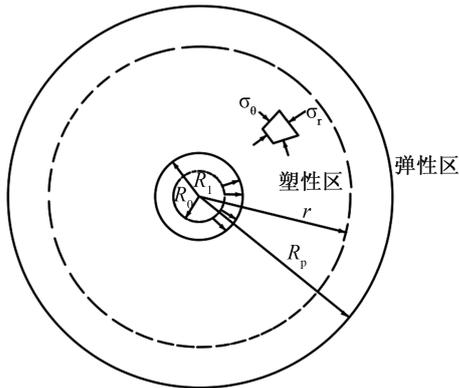


图 8 圆孔扩张理论示意图

Fig. 8 Schematic diagram of circular hole expansion theory

圆孔扩张法塑性区的应力增量为:

$$\begin{cases} \Delta\sigma_r = 2c_u \ln \frac{R_p}{r} + c_u y \\ \Delta\sigma_\theta = 2c_u \ln \frac{R_p}{r} - c_u \\ \Delta\sigma_z = 2c_u \ln \frac{R_p}{r} + 1 \end{cases} \quad (3)$$

弹性区应力增量为:

$$\begin{cases} \Delta\sigma_r = c_u \frac{R_p}{r} \\ \Delta\sigma_\theta = -c_u \frac{R_p}{r} \\ \Delta\sigma_z = 0 \end{cases} \quad (4)$$

在前文中,我们已经论述过 Henkel 的公式,因此直接代入式(1),可以分别得到弹性区的超孔压表达式和塑性区超孔压的表达式。塑性区内产生的超孔隙水压力:

$$\Delta u = c_u \left( 2 \ln \frac{R_p}{r} + 0.817\alpha \right) \quad (5)$$

弹性区内产生的超孔隙水压力:

$$\Delta u = c_u \left[ 0.817\alpha \left( \frac{R_p}{r} \right)^2 \right] \quad (6)$$

根据 Skempton 提出的孔隙水压力系数  $A$ ,可以得知孔隙水压力系数  $A$  和 Henkel 的孔隙水压力系数  $\alpha$  之间存在联系,具体为:

$$\alpha = 0.707(3A - 1) \quad (7)$$

将式(7)代入式(5)和(6),得到塑性区内产生的超孔隙水压力:

$$\Delta u = c_u \left( 2 \ln \frac{R_p}{r} + 1.73A - 0.58 \right) \quad (8)$$

弹性区内产生的超孔隙水压力:

$$\Delta u = 0.578c_u(3A - 1) \left( \frac{R_p}{r} \right)^2 \quad (9)$$

其中,  $R_p$  为塑性区的最终半径:

$$R_p = r_0 \sqrt{\frac{E}{2(1+k)c_u}} \quad (10)$$

在本试验中,土体选择粉质粘土,泊松比  $\mu$  取值 0.32。土体刚度比较难确定,其中不排水剪强度  $c_u$  需要通过不排水三轴试验确定,而不排水模量  $E$  只能通过常规三轴试验,通过取破坏应力达到 50%时的割线模量  $E_{50}$  来确定。计算时,土体刚度比近似取 320,可以最大限度地满足粉质粘土的土体特性,H 型桩截面等效为圆形截面时的等效直径为 0.414 m,代入公式(10),可以算出塑性区的半径为 2.13 m。但由于锤击施工的振动影响,塑性区的实际半径要比理论值偏大,因此塑性区的半径可以取为 2.5 m 来计算。

### 2.2 极限平衡法计算超孔压

极限平衡法结合土压力理论来阐述挤压应力随深度的变化,在均质土层中,取出深度分别为  $h_1$

和  $h_2$  的两个土体单元,他们分别受到沉桩带来的水平挤压力的作用,应力状态随之发生变化。

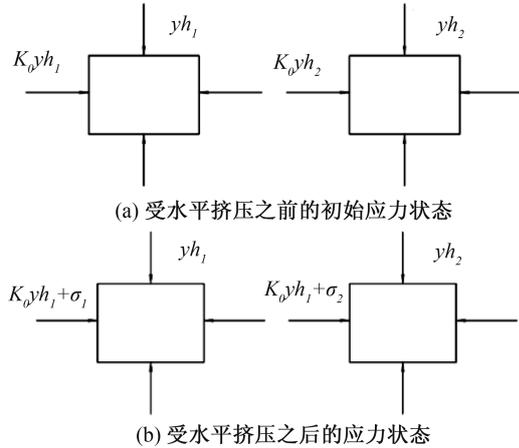


图 9 极限平衡法下土体单元应力状态示意图  
Fig. 9 Stress state of soil element under limit method

图 9(a)、图 9(b)为土体单元受挤压之前的初始应力状态和受到桩水平挤压后的应力状态,计算时需将土体假设为理想弹塑体,因此当土体单元达到一种平衡的稳定状态时,土体单元水平方向上的应力增加值就等于挤压造成的侧向应力增加值的最大值。

引入朗肯被动土压力公式,可以得到:

$$k_0 \gamma h_1 + \Delta \sigma_{r_1} = \gamma h_1 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_u \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (11)$$

$$k_0 \gamma h_2 + \Delta \sigma_{r_2} = \gamma h_2 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_u \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (12)$$

$$\frac{\Delta \sigma_{r_2} - \Delta \sigma_{r_1}}{h_2 - h_1} = \gamma \left[ \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - k_0 \right] \quad (13)$$

式中,  $k_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$  为被动土压力系数。

将桩体打入的过程看作是一个不排水过程,选取地基土的不排水强度  $c_u$  来进行计算,且  $\varphi=0$ ,经过换算,得到塑性区土体单元在桩体给予的水平力的作用下发生变形一直到最终破坏的最大超孔压:

$$\Delta u_m = \Delta \sigma_r \cdot A_r = [(1 - k_0) \sigma'_v + 2c_u] \cdot A_r \quad (14)$$

式中,  $\sigma'_v$  为土体单元的竖向有效应力。

而弹性区的超孔隙水压力可以表示为:

$$\Delta u = \Delta u_m \left( \frac{R_p}{r} \right)^2 \quad (15)$$

### 2.3 修正扩孔模型的推导计算

在 2.1 中可知,运用圆孔扩张法计算沉桩引起的超孔压时,将复杂的 H 型截面当作圆截面来计算,显然会造成较大的误差。与传统的圆形截面桩不同,H 型桩的形状更接近于矩形截面挖去了两个小部分,因此其沉桩挤土效应引起的位移与圆形截面桩存在一定的区别。

基于 H 型类矩形桩对圆孔扩张计算模型进行修正,做出假设:(1)其挤土效应引起的位移分为一个过渡区和正常的圆孔扩张区域,如图 10 所示<sup>[16]</sup>。(2)过渡区域指的是距离桩身较近的区域。在该模型中,以过渡区域代替了圆孔扩张法中的塑性区。由于矩形桩或类矩形桩边界面的形状较为特殊,随着沉桩入土后,土体位移的形态有类似于非圆柱形的对称特征。(3)距离桩体稍远的非过渡区土体位移的形态表现出圆柱的对称特征。根据圆孔扩张法和 H 型桩挤土效应的基本特征,过渡区域的径向位移采用下式来进行计算:

$$\frac{u_r}{r_0(\theta)} = \left( \frac{r_0(\theta)}{r} \right)^{n(\theta)} \quad (16)$$

式中,  $r_0(\theta)$  为关于  $\theta$  的函数,表示矩形桩或类矩形桩的截面边界半径; $n(\theta)$  同样也是关于  $\theta$  的函数,下面会对此函数进行推导。

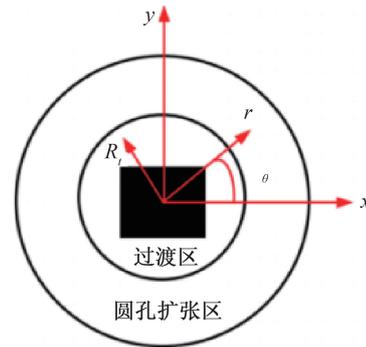


图 10 类矩形桩的修正圆孔扩张模型

Fig. 10 Modified circular hole expansion model of rectangular pile

由矩形桩或者类矩形桩的截面形式,得到图 11,根据图中矩形截面的几何关系,得到下式:

$$r_0 = \frac{a}{2 \cos \theta} \quad (17)$$

式中,  $a$  为矩形的短边长。

则式(8)、式(9)和式(10)可以改写为:

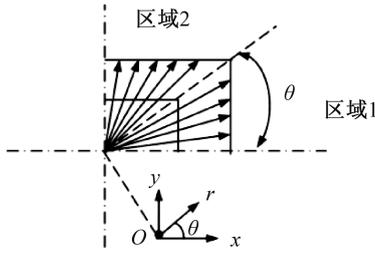


图 11 边界几何关系示意图

Fig. 11 Schematic diagram of boundary geometry relationship

$$\Delta u = c_u \left( 2 \ln \frac{2 \cos \theta R_p}{a} + 1.73A - 0.58 \right) \quad (18)$$

$$\Delta u = 0.578c_u (3A - 1) \left( \frac{2 \cos \theta R_p}{a} \right)^2 \quad (19)$$

$$R_p = \frac{a}{2 \cos \theta} \sqrt{\frac{E}{2(1 + \mu)c_u}} \quad (20)$$

由 2.4.2 小节可知,超孔隙水压力在竖直方向上呈线性分布,因此在此基础上对深度方向进行修正,则式(18)和式(19)可以改写为:

$$\Delta u = 0.8h - c_u \left( 2 \ln \frac{2 \cos \theta R_p}{a} + 1.73A - 0.58 \right) - 4 \quad (21)$$

$$\Delta u = 0.8h - 0.578c_u (3A - 1) \left( \frac{2 \cos \theta R_p}{a} \right)^2 - 4 \quad (22)$$

在 H 型桩将土向外挤开的过程中,土体的体积是守恒的,因此可以得到下式:

$$u_{rp} = R_p - \sqrt{R_p^2 - A/\pi} = R_p - \sqrt{R_p^2 - r_{eq}^2} \quad (23)$$

式中,  $u_{rp}$  为距离 H 型桩中心点距离为  $r$  处的径向位移;  $R_p$  为过渡区域的半径;  $A$  为矩形桩或类矩形桩的截面面积;  $r_{eq}$  为 H 型桩的等效半径。

将式(18)代入式(14),得:

$$\frac{u_{rp}}{R_p} = \left( \frac{r_0}{R_p} \right)^{n(\theta)+1} = 1 - \sqrt{1 - r_{eq}^2/R_p^2} \quad (24)$$

将式(18)化为  $n(\theta)$  和  $ur$  的方程:

$$n(\theta) = \ln(R_p - \sqrt{R_p^2 - r_{eq}^2}) / \ln r_0 - 1 \quad (25)$$

$$u_r = d_{eq} \left( \frac{r_0}{r} \right)^{n(\theta)+1} \left( \frac{r}{d_{eq}} \right)^{-n(\theta)} \quad (26)$$

考虑深度方向上的影响,引入修正系数  $\alpha$ :

$$\alpha = 0.8h - 4.8 (h \leq 6) \quad (27)$$

$$\alpha = -h + 6 (h > 6) \quad (28)$$

代入式(26)可以得到

$$u_r = d_{eq} \left( \frac{r_0}{r} \right)^{n(\theta)+1} \left( \frac{r}{d_{eq}} \right)^{-n(\theta)} + \alpha \quad (29)$$

而在距离 H 型桩较远的圆孔扩张区,即  $r \geq R_p$  处,可以直接用圆孔扩张法进行计算:

$$u_r = r_{eq} \left[ \frac{r}{r_{eq}} - \sqrt{\left( \frac{r}{r_{eq}} \right)^2 - 1} \right] \quad (30)$$

## 2.4 理论计算结果分析

### 2.4.1 超孔隙水压力

将 U1 测点处各方法计算出的超孔压和现场实测值进行对比,如图 12 所示。

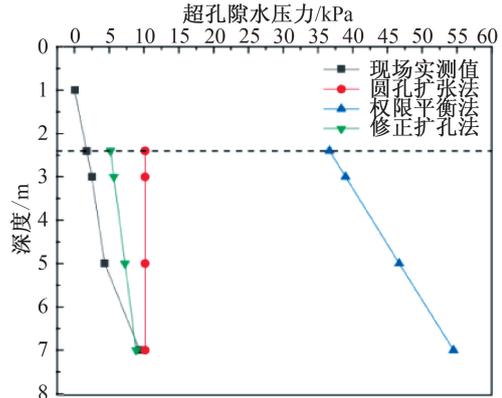


图 12 各方法超孔压计算值与实测值对比

Fig. 12 Comparison of the calculated values of excess pore pressure with the measured values

传统的圆孔扩张法的计算结果与实测值较为接近,有一定的合理性,该方法最大的缺点是无法考虑超孔压在深度方向的变化规律,可以看出,在深度 5~7 m 处与实测值的吻合度更高,而 5 m 以上处的计算值明显高于实测值。极限平衡法很好地体现了超孔隙水压力沿深度方向线性分布的规律,但极限平衡法的计算结果则远大于现场实测值,这是因为在运用该方法计算时,已经假定塑性区的土体完全处于极限平衡状态,但事实上过于理想化,塑性区内的大部分土体都没有达到这样的极限平衡,而处于平衡状态的土体单元的超孔隙水压力显然会很大,这就导致了极限平衡法算得的超孔隙水压力过大。

与前面两种计算方法相比,修正后的圆孔扩张模型的沉桩超孔压计算值数值上较小,更为接近现场实测值;同时,根据超孔压在深度方向上线性分布的特征,引入了深度方向上的修正系数,克服了传统的圆孔扩张法无法考虑深度方向上变化的缺陷。

### 2.4.2 土体位移

在现场试验中,300×500 型号的 H 型桩等效直径  $d_{eq}$  为 0.414 m,  $\cos \theta$  取 0.857,由此代入到推

导出的公式中,计算即距离桩中心2 m处土体径向的位移值,如图13所示。根据修正扩孔模型计算的径向水平位移,可以看到在3~5 m处,8~10 m处与现场数据匹配得较好,总体来说与现场差别不大,但在各深度的表现不一样,分析原因为:(1)现场测量的水平位移并不是单桩贯入时的水平位移,而是一排桩不断打入,累计得到的水平位移,因此4~9 m的中等深度处,现场的结果相比较于单桩贯入时的结果略大。(2)修正扩孔模型本质上还是运用的圆孔扩张法,虽然该方法在深度方向上进行了修正,与实测值较为接近,有一定的合理性,但是修正系数是线性的,因此在不同深度处与现场实测值的匹配程度并不相同。

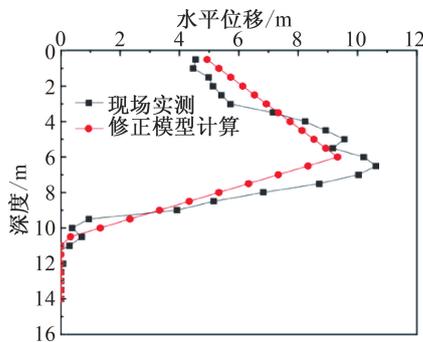


图13 计算值与现场实测对比

Fig. 13 Comparison between calculated value and field measurements

### 3 结论

1) H型桩的挤土效应跟管桩类似,但更具有方向性。打桩引起的超孔隙水压力沿径向非线性减小,沿深度按土层性质呈现线性变化并且径向距离越近这种规律越明显。土体水平位移沿深度呈现竖向的“U”型,上下小中间大,在土层交界处数值有转折。

2) 在超孔隙水压力的计算上,传统的圆孔扩张法存在缺陷,不同深度吻合度明显不同。在较深处的吻合度更高,总体数值偏大;极限平衡法会更加高估沉桩产生的超孔隙水压力,但是很好地体现了超孔隙水压力沿深度方向线性分布的特性;修正后的圆孔扩张模型相对另外两种方法与现场实测值更为接近。在修正过程考虑到了H型的特殊截面,并且通过修正系数考虑到了超孔隙水压力沿深度方向的线性分布关系。

3) 在土体位移的计算上,修正圆孔扩张模型的计算结果在3~5 m处,8~10 m处与现场数据匹配得较好,总体来说与现场差别不大,但在各深度

的表现不一样。和现场实测仍然存在一定误差,主要原因只能考虑单桩的情况,无法考虑到现场群桩的集聚作用。

### 参考文献:

- [1] 卞立民,徐海波,徐建平. 沉桩挤土效应研究综述[J]. 华中科技大学学报:城市科学版,2002(3):68-72.
- [2] 雷华阳,李肖. 管桩挤土效应的现场试验和数值模拟[J]. 岩土力学,2012,33(4):1007-1011.
- [3] 张建新,赵建军,鹿群,等. 静压群桩沉桩挤土效应模型试验[J]. 天津城市建设学院学报,2010,16(2):85-90.
- [4] 李雨浓,曹锦楼. 饱和黏土中考虑土塞效应的柱孔扩张分析[J]. 应用力学学报,2020,37(4):1549-1555.
- [5] 姚志敏. 静压桩柱孔扩张理论研究及其数值模拟分析[D]. 广州:广东工业大学,2014.
- [6] 韩同春,豆红强. 柱孔扩张理论的空间轴对称解在沉桩挤土效应中的应用[J]. 岩石力学与工程学报,2012,31(S1):3209-3215.
- [7] RANDOLPH M F, CARTER J P, WROTH C P. Driven Piles in Clay—the Effects of Installation and Subsequent Consolidation[J]. Geotechnique,1979,29(4):361-393.
- [8] SAGASETA C, HOULSBY G T, BURD H J. Quasi-static Undrained Expansion of a Cylindrical Cavity in Clay in the Presence of Shaft Friction and Anisotropic Initial Stresses[M]//Computational Fluid and Solid Mechanics 2003. Elsevier Science Ltd,2003:619-622.
- [9] 李伟. 基于圆孔扩张理论的筋箍碎石桩支护路堤受力变形分析[D]. 秦皇岛:燕山大学,2020.
- [10] 黄玉龙. 非线性土体圆孔扩张理论研究现状与展望[J]. 山西建筑,2015,41(16):28-29.
- [11] 邓迎芳,莫海鸿,刘叔灼,等. 应用圆孔扩张理论对静压桩挤土效应分析[J]. 广州建筑,2012,40(1):23-26.
- [12] TITI H H, WIJE W G. Numerical Procedure for Predicting Pile Capacity—Setup/Freeze [J]. Transportation Research Record,1999,1663(1):25-32.
- [13] 唐彤芝,赵维炳. 基于圆孔扩张理论的CFG桩成桩效应计算分析[J]. 水运工程,2005(4):17-21.
- [14] 施建勇,彭劼. 沉桩挤土效应研究综述[J]. 大坝观测与土工测试,2001(3):5-9.
- [15] 朱思闻. 软土地层顶管桩施工的水平挤土效应现场试验和数值模拟研究[J]. 施工技术,2020,49(S1):77-81.
- [16] 周航,袁井荣,刘汉龙,等. 矩形桩沉桩挤土效应透明土模型试验研究[J]. 岩土力学,2019,40(11):4429-4438.

(责任编辑 周雪梅)