



DOI: 10.13476/j.cnki.nsbdkq.2016.01.023

胡骏文, 邹玉光, 汤雷, 等. PHC-钢管组合桩竖向荷载传递机理研究[J]. 2016, 14(1): 136-142.

HU Jun wen, ZOU Yu guang, TANG Lei, et al. Investigation of vertical load transfer mechanism for PHC steel composite pile[J]. 2016, 14(1): 136-142. (in Chinese)

# PHC-钢管组合桩竖向荷载传递机理研究

胡骏文<sup>1</sup>, 邹玉光<sup>2</sup>, 汤雷<sup>1</sup>, 王海军<sup>1</sup>, 官福海<sup>1</sup>

(1. 南京水利科学研究院, 南京 210024; 2. 镇江市港口建设工程质量监督站, 江苏 镇江 212004)

**摘要:** PHC-钢管组合桩因抗腐蚀、贯入性能好, 在高桩码头开始推广使用。但是其上部是PHC管桩, 下部是钢管桩, 两者桩径不同, 弹性模量和密度等差异很大, 荷载在桩体中的传递呈现出不同的作用机理, 传统计算方法无法直接应用于其竖向承载力计算, 而且该桩型竖向荷载传递机理研究未见报道, 导致PHC-钢管组合桩竖向荷载设计缺少机理依据。运用FLAC<sup>3D</sup>软件并基于镇江扬中长江沿岸地区地质条件, 对PHC-钢管组合桩进行竖向静载数值计算, 同时考虑土体软化特性、桩土接触特性及沉降大变形问题, 对“接桩部位埋深”、“接桩部位面积”问题进行研究。分析其不同组合下对桩身极限承载力的影响以及桩身轴力、侧摩阻力分布规律。结果表明, 镇江扬中长江沿岸地区打入的PHC-钢管组合桩是端承摩擦桩; 接桩部位埋深与面积会影响极限承载力和桩体失稳后沉降值大小; 桩身轴力在接桩部位发生较大衰减; 桩侧摩阻力随深度变化较复杂; 整桩侧摩阻力极值出现在接桩部位。

**关键词:** PHC-钢管组合桩; FLAC<sup>3D</sup>软件; 静载试验; 接桩部位埋深; 接桩部位面积; 轴力; 桩侧摩阻力

**中图分类号:** TU473.1   **文献标志码:** A   **文章编号:** 1672-1683(2016)01-0136-07

## Investigation of vertical load transfer mechanism for PHC steel composite pile

HU Jun wen<sup>1</sup>, ZOU Yu guang<sup>2</sup>, TANG Lei<sup>1</sup>, WANG Hai jun<sup>1</sup>, GUAN Fu hai<sup>1</sup>

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China;

2. Harbor Construction Project of Zhenjiang, Zhenjiang 212004, China)

**Abstract:** PHC steel composite pile, with corrosion resistance and good penetration properties, has been popularized in high pile wharf. However, there are always some difference of their diameter, modulus of elasticity and density between PHC pipe pile in the upper part and steel pipe pile in the lower part, and the load transfer of composite pile was significantly different in its upper and lower part. The traditional method can not be applied directly to calculate the vertical bearing capacity, thus the load transfer mechanisms were not investigated. Therefore, the design of composite pile lacked mechanism basis. Based on geological conditions of the Yangtze River region of Zhenjiang Yangzhong, and considering softening of soil, the contact characteristics of pile soil and great settlement deformation, simulation test of vertical static loading of PHC steel composite pile was conducted by using FLAC3D software, then the effect of “depth of joint”, “area of joint” on ultimate bearing capacity and the axial force and pile lateral friction resistance were analyzed. The results indicated that the PHC steel composite pile which driven in Yangtze River region of Zhenjiang Yangzhong is end bearing friction pile; the area and depth of joint affects the ultimate bearing capacity and settlement value of unstable pile; the greater attenuation of axial force occurs in the joint; the pile lateral friction resistance changes intricately with increasing depth; the ultimate pile lateral friction resistance occurs in the joint.

**Key words:** PHC steel composite pile; FLAC<sup>3D</sup>; vertical static loading test; depth of joint; area of joint; axial force; pile lateral friction resistance

收稿日期: 2015-09-11   修回日期: 2015-12-22   网络出版时间: 2016-02-27

网络出版地址: <http://www.cnki.net/kcms/detail/13.1334.TV.20160227.1630.010.html>

**基金项目:** 江苏省“333”工程人才项目(Rq415001); 江苏省交通运输科技项目(2014T13); 南京水利科学研究院中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金面上项目(Y415002)

**Fund:** “333” Talent Engineering Project of Jiangsu Province (Rq415001); Transportation science and technology project of Jiangsu Province (2014T13); Nanjing Hydraulic Research Institute Central Public Research Institutes Fundamental Research Funds(General Program, Y415002)

**作者简介:** 胡骏文(1990), 男, 湖南益阳人, 主要从事桩基承载力方面研究。E-mail: hujunwen\_str@163.com

**通讯作者:** 汤雷(1972), 男, 安徽六安人, 教授级高级工程师, 主要从事水工结构方面研究。E-mail: 277240852@qq.com

PHC-钢管组合桩是由上部预应力高强度混凝土管桩(简称PHC管桩)与下部开口钢管桩组合拼接而成,其构成见图1,该桩型具有抗腐蚀、优良的贯入性能以及较低的后期维护费用等优点。

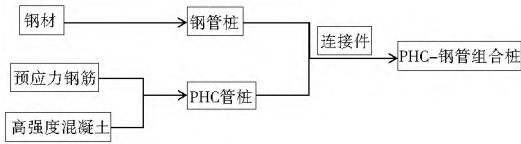


图1 PHC-钢管组合桩构成

Fig. 1 The components of PHC steel composite pile

PHC管桩和钢管桩在工程中应用广泛,关于其承载特性的研究报道较多,主要集中在荷载传递机理与影响因素,以及桩身轴力与侧摩阻力变化规律等方面<sup>[1-5]</sup>。但上述文献均只涉及材质单一且桩径固定的桩型,而PHC-钢管组合桩作为一种新桩型,其上部PHC管桩与下部开口钢管桩的材料属性与桩径有很大差异,且在国内应用刚起步,相关荷载传递机理文献尚未见报道,桩型设计无章可循。因此,开展PHC-钢管组合桩荷载传递机理研究具有重要理论意义和实际应用价值。

本研究基于快速拉格朗日算法<sup>[6]</sup>,考虑土体软化、桩土接触特性及沉降大变形,对“接桩部位埋深”“接桩部位面积”进行研究。选取镇江扬中长江沿岸地区地质条件参数,进行竖向静载数值计算,以期揭示PHC-钢管组合桩的荷载传递机理,并为该桩型设计提供科学依据。

## 1 计算原理

### 1.1 本构模型与强度准则

目前,在桩基工程领域的数值仿真一般采用摩尔-库伦理想弹塑性模型描述土体的强度特征。但是在桩体加载过程中,由于桩-土相互作用,部分土体必然会进入峰后阶段,如果采用理想弹塑性土体本构必然无法反映其实际情况。文献[7-11]表明运用应变软化模型能较好反映基坑土体、围岩与软岩边坡应变软化特性,周勇等<sup>[12]</sup>采用FLAC<sup>3D</sup>应变软化模型计算“圆形孔洞问题”,将结果先与基于应变软化模型建立的现有理论解比较,验证了FLAC<sup>3D</sup>应变软化模型在数值计算时的准确性和适用性,然后将结果与理想弹塑性模型计算结果相比较,认为忽略应变软化岩土材料的强度软化特性对工程是偏于危险的。因此,本研究土体本构模型采用应变软化模型符合工程实际情况。

FLAC<sup>3D</sup>中应变软化模型是基于与剪切流动法则不相关联而与拉伸流动法则相关联的摩尔-库伦屈服准则建立的一种本构模型,它与摩尔-库伦模型

的不同点在于:应变软化模型需要预先定义软化参数,根据分段线性原则,当部分或所有单元进入塑性状态后,其黏结力、内摩擦角、膨胀角等都可发生变化。在主应力空间 $\sigma_1 - \sigma_3$ 平面内,剪切失效的包络线 $f^s = 0$ 根据摩尔-库伦屈服准则可表示为

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad (1)$$

式中: $c$ 为黏结力; $\varphi$ 为内摩擦角; $N_\varphi$ 可表示为 $N_\varphi = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

拉伸失效包络线 $f_t = 0$ ,由拉伸失效准则可表示为

$$f_t = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2)$$

式中: $\sigma_t$ 为抗拉强度,其最大值 $\sigma_{\max} = c / \tan \varphi$ 。

土体的剪切和拉伸塑性流动法则根据 $g_s$ 和 $g_t$ 来确定。岩土体的非关联流动法则根据 $g_s$ 确定。

$$g_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (3)$$

式中: $N_\psi = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi)$ , $\psi$ 为膨胀角。

函数 $g_t$ 为相关联的流动法则,其形式为

$$g_t = -\sigma_3 \quad (4)$$

当土体处于弹性状态时,不需要进行塑性修正,而当土体进入塑性状态时,需要根据相应的流动法则,对应力进行修正,使其回到屈服面上。同时,由于桩体强度远大于土体,在加载过程中,土体发生破坏时桩体往往仍处于弹性变形阶段,因而桩体选取弹性模型。

### 1.2 初始地应力平衡

初始地应力平衡是否可靠,关系到试验最终结果的准确性。本研究组合桩实际发挥承载力部分位于水面以下,因此需要充分考虑水体对初始地应力的影响。同时本研究进行两次初始地应力重分布平衡计算,充分考虑了沉桩前初始地应力分布及沉桩后地应力重分布。

### 1.3 加载

组合桩静载试验即是一个将一定范围内原有土体应力分布破坏,形成应力重分布,直到土体破坏的过程。

单桩静载试验的加载方法一般分为应力加载和速度加载,本研究采用应力加载。应力加载即按静载试验方法,在桩顶逐级加载,计算结束后提取每级荷载下的桩顶位移,进而得到荷载-沉降曲线。

## 2 工程实例

### 2.1 工程概况

本研究依托镇江润华物流通用码头上游7万t级泊位码头工程开展。该工程位于长江下游泰兴水道炮子洲左岸的中段,幸福河口处。场地勘察深度内共有6个地质层,即: $\textcircled{1}$ 淤泥质粉质黏土; $\textcircled{2}$ 粉质黏土夹粉砂; $\textcircled{3}$ 粉质黏土; $\textcircled{4}$ 粉质黏土夹粉砂;

À 粉细砂; Á 细砂。本研究组合桩均打入 À 层粉细砂中部,各土层具体参数见表 1。

本工程使用的组合桩中,PHC 管桩桩径较钢管桩桩径大。PHC 管桩与钢管桩接桩部位对组合桩极限承载力和沉降值的影响以及轴力与侧摩阻力在接桩部位的变化及其原因是本研究的重点。

表 1 地质参数

Tab.1 Geological parameters

层号	土层名称	层底埋深 /m	密度 /( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	体积模量 /MPa	剪切模量 /MPa	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	黏聚力 $c/\text{kPa}$
$\circ_1$	淤泥质粉质黏土	-6	1847	2.29	0.76	3.5	18
$\frac{1}{4}$	粉质黏土夹粉砂	-9	1857	4.82	3.31	5.4	22
$\dot{\iota}_1$	粉质黏土	-14	2051	3.44	1.15	11.8	45
$\dot{\iota}_2$	粉质黏土夹粉砂	-16	2020	4.76	3.11	10.7	37
À	粉细砂	-28	1980	6.18	4.76	21.5	12
Á	细砂	-45	1959	7.57	5.68	31.4	5

## 2.2 试验区域选取

由文献[13]可知桩身受荷向下位移时,桩周土体中剪应变一环一环向外扩散,距桩轴 15 倍桩径外的土体剪应变已经可以忽略。对于长桩体可取桩长及桩端以下  $L/2$  范围作为计算深度<sup>[5]</sup>。本文所研究组合桩的 PHC 管桩部分桩径均为 800 mm,整桩长均为 33 m。由以上条件确定的计算区域水平范围为 18 m,垂直范围为 45 m。

考虑到竖向荷载作用下单桩桩体结构与荷载的对称性,因而可以选取 1/4 模型进行数值计算与分析。模型轴线与  $Z$  轴平行,坐标原点设于泥面。在  $Z=7\text{ m}$  处设置与计算区域等大的静水面以模拟水压力。

## 2.3 模型网格划分

本研究所述组合桩网格根据钢管桩部分长度、桩径的不同进行不同划分。桩体采用柱形壳体网格,桩端底部采用柱形壳体网格加柱形网格相结合的划分方式使网格尺寸不发生突变,桩周其余部分土体采用柱形隧道外围渐变放射网格,即靠近桩体处密、远离桩体处疏。三维桩-土模型见图 2,接桩部位放大图见图 3。

## 2.4 接触面划分

为了对桩-土相互作用进行更为真实模拟,需要考虑桩体与土体之间的接触与相对滑移。因此,在桩体外侧面、PHC 管桩与钢管桩接头处、桩底均设置了柱体空心网格接触面。

桩侧摩阻力通过桩侧外表面和土体之间设置的接触面来模拟,交界面的摩擦和黏聚特性体现为桩体与土体之间的侧摩阻力,同时桩底和土体之间也

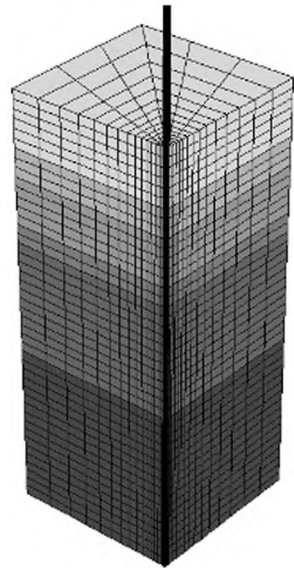


图 2 三维桩-土模型

Fig.2 Three dimensional model of pile soil

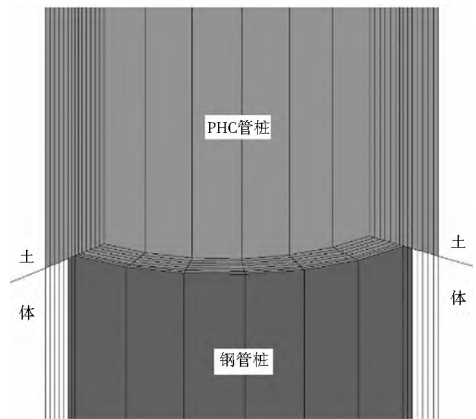


图 3 接桩部位放大图

Fig.3 Larger picture of joint

设置接触面。桩底位置设置两个接触面会使桩侧和桩底交界处节点有两个不同的 ID 号,这两个不同的 ID 号会随着载荷增加而产生分离,产生不同的沉降,使计算结果与工程实际更为接近。

## 2.5 边界条件设定

模型建立过程中,将模型的两个侧面和底面的法向位移固定,桩顶面及土体表面的法向位移自由。即模型中  $Z=-45\text{ m}$  的平面固定于  $Z$  轴负方向,对模型的  $X=0, X=18\text{ m}$  与  $Y=0, Y=18\text{ m}$  处也进行固定。

## 2.6 参数选取

在数值计算中,各种计算参数的选取对于计算结果是否精准以及是否能反映工程实际情况是十分重要的。土体应变软化模型需要设定塑性阶段土体黏聚力与内摩擦角变化值,根据所研究土体的组成并参考 FLAC<sup>3D</sup> 对于土体应变软化模型参数的建议<sup>[14]</sup>,具体赋值见表 2、表 3。

表2 塑性阶段各土层内摩擦角  
Tab.2 Friction angle of soil in plastic stage (°)

土层名称	等效塑性应变			
	0	5%	50%	100%
淤泥质粉质黏土	3.5	2.0	1.5	1.5
粉质黏土夹粉砂	5.4	3.0	2.4	2.4
粉质黏土	11.8	6.0	4.0	4.0
粉质黏土夹粉砂	10.7	7.0	4.0	4.0
粉细砂	21.5	15.0	12.2	12.2
细砂	31.4	28.0	22.4	22.4

表3 塑性阶段各土层黏聚力  
Tab.3 Cohesion of soil in plastic stage kPa

土层名称	等效塑性应变			
	0	5%	50%	100%
淤泥质粉质黏土	18	5	1.8	1.8
粉质黏土夹粉砂	22	7	2.2	2.2
粉质黏土	45	15	4.5	4.5
粉质黏土夹粉砂	37	12	3.7	3.7
粉细砂	12	4	1.2	1.2
细砂	5	1.5	0.5	0.5

表4为PHC管桩和钢管桩桩体参数。

表4 桩体材料参数

Tab.4 Material parameters of piles

材质	密度 /(kg·m <sup>-3</sup> )	体积模量K /GPa	剪切模量G /GPa	壁厚 /mm
PHC管桩	2400	21	15.83	130
钢管桩	7580	137.33	82.4	16

桩土接触面参数的确定根据文献[14],组合桩接触面法向刚度 $k_n$ 与剪切刚度 $k_s$ 计算公式为

$$k_n = k_s = 10 \max \left[ \frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (5)$$

式中: $K$ 是体积模量; $G$ 是剪切模量; $\Delta z_{\min}$ 是接触面法向方向上连接区域上最小尺寸; $\Delta z_{\min}$ 在PHC管桩部分取0.2m,在钢管桩部分取0.02m,在接桩部位与桩底取1m。具体数据见表5。

表5 接触面参数值

Tab.5 Parameters of contact surfaces MPa/m

接触面序号	组合桩		
	接桩部位埋深9m	接桩部位埋深13m	接桩部位埋深17m
1	132	132	132
2	370	370	370
3	92	199	199
4	2490	50	356
5	4454	2490	501
6	6266	4454	125
7	125	6266	6266
8	-	125	125

## 2.7 加载

从500kN开始对组合桩进行加载,单级荷载为250kN。加载过程中,当体系最大不平衡力与典型内力的比率 $R$ 小于定值 $10^5$ 时停止计算并进行下一级加载<sup>[6]</sup>。当满足文献[15]终止加载条件时即停止加载。

## 3 结果分析

### 3.1 荷载-沉降曲线分析

组合桩的承载特性曲线是组合桩设计关注的焦点,而接桩部位对组合桩承载特性的影响尚未有研究报道。因此,本试验研究了不同接桩部位埋深、不同接桩部位面积条件下,各组合桩荷载-沉降曲线的变化趋势。

图4中各计算方案中的组合桩PHC管桩桩径为800mm,钢管桩桩径600mm。当加载至2750kN时,接桩部位埋深9m与13m的组合桩沉降值骤然变大,可认为2750kN是这两根桩的极限承载力,接桩部位埋深17m的组合桩的极限承载力则在3000kN。桩体极限承载力与桩侧摩阻力相关,而桩侧摩阻力与桩-土接触面积有关。在桩体总长相等的条件下,接桩部位埋深大即表示该组合桩的PHC管桩长,而PHC管桩桩径大于钢管桩桩径,因此组合桩的桩-土接触面积与PHC管桩长度呈正相关,PHC管桩较长的组合桩的极限承载力更高。接桩部位埋深对未达到极限承载力之前的沉降值影响不大,但是当达到极限承载力后,接桩部位埋深为13m的组合桩沉降值明显高于其余两根组合桩,它失稳后的沉降值比接桩部位埋深9m和17m的组合桩分别高36.7%和68.9%。这是因为该组合桩接桩部位下的粉质黏土层仅为1m,土层较薄,当桩身发生失稳时,桩端土体破坏,而接桩部位土体不能给予桩体足够的支承力,致使其发生较大的沉降。接桩部位埋深9m的组合桩接桩下粉质黏土层为5m,接桩部位埋深17m的组合桩接桩部位处于粉细砂层。这两根桩在失稳后,其接桩部位仍可给予桩身一定的支承力,使它们的沉降值小于接桩部位埋深13m的组合桩的沉降值。

为了进一步了解接桩部位对组合桩极限承载力的影响,接桩部位埋深13m的组合桩中钢管桩采用700mm桩径,使接桩部位面积减小。在加载过程中,土体进入钢管桩内部会形成土塞效应,开口钢管桩可视作闭口桩计算桩端面积。通过计算,钢管桩桩径600mm与700mm的组合桩的接桩部位面

积为  $0.22\text{ m}^2$ 、 $0.18\text{ m}^2$ ，分别是其桩端面积的 78%、31%。据此，可认为接桩部位下部土体对整桩具有一定端承力。加载后的荷载-沉降曲线见图 5。接桩部位面积为  $0.18\text{ m}^2$  的组合桩极限承载力较大，但其失稳后沉降值是另一根组合桩的 3.32 倍。图 6 为这两根桩在极限承载力状态下塑性区域的分布图，左侧是接桩部位面积为  $0.18\text{ m}^2$  的组合桩，右侧为接桩部位面积为  $0.22\text{ m}^2$  的组合桩。上部荷载传递到接桩部位时，接桩部位会对下部土体产生一定的压强，当压强足够大时，下部土体即进入塑性状态。同时，下部土体会将接桩部位传递过来的荷载的一部分以剪应力的形式继续向周边土体传递，若剪应力大于土体抗剪强度，则周边土体相继进入塑性状态。由于剪应力会在土体中逐渐衰减，所以周边土体进入塑性状态的范围是有限的。很明显，接桩部位面积为  $0.18\text{ m}^2$  的组合桩失稳后，接桩部位以下进入塑性状态的土体范围明显比另一根组合桩的范围要大。这主要是由于面积小的接桩部位在受到上部结构向下传递的荷载时，会对下部土体产生更大的压强，使下部土体向周边辐射的剪应力更大，剪应力传递的范围更广，使周边土体进入塑性状态的区域更大。土体进入塑性状态后，其内摩擦角和黏聚力迅速下降，不能对组合桩产生足够的侧摩阻力与支承力，桩体开始下沉，土体进入塑性状态的区域越大，桩体沉降量越大。钢管桩桩径的增大虽然使整桩的承载性能得到了提升，但是其失稳后所产生的沉降值是很大的，对码头面板的损害也是显而易见的。因此，在设计 PHC-钢管组合桩时应恰当地选择钢管桩桩径。

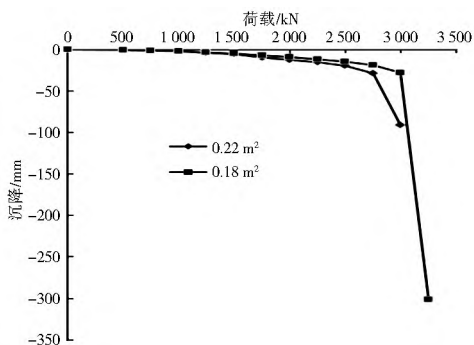


图 5 不同接桩部位面积下荷载-沉降曲线

Fig. 5 Load settlement curves at different area of joint

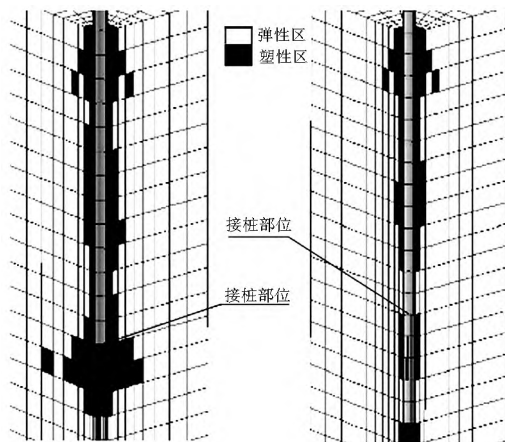


图 6 极限承载力下的塑性区域分布

Fig. 6 Plastic zone distribution at ultimate bearing capacity

值进行分析。桩身轴力按  $N_i = \sigma_i A$  计算，其中  $N_i$  为第  $i$  截面轴力(kN)， $\sigma_i$  为组合桩第  $i$  截面的应力， $A$  为桩身截面积( $\text{m}^2$ )。

由图 7 可知，三根组合桩的轴力均沿深度方向递减，呈“倒三角”分布。桩身上部轴力大于下部轴力，且桩底仍有一部分轴力。三根组合桩的轴力在 PHC 管桩上部传递速率基本一致，在接桩部位处均出现整桩最大衰减。接桩部位埋深 9 m、13 m 和 17 m 的组合桩轴力在接桩部位分别衰减了 346.8 kN、385.6 kN 和 536.9 kN。轴力出现衰减一方面是因为侧摩阻力的存在，一方面是由于接桩部位下部土体的端承作用，轴力在经过接桩部位时向接桩部位下部土体传递了一部分力。接桩部位埋深 9 m 与 13 m 的组合桩接桩部位处轴力衰减是随接桩部位所处深度的增加而增加，但这两根组合桩接桩部位仍处于同一土层，所以增加的幅度是有限的。而第三根组合桩其接桩部位所处深度较大且位于持力的粉细砂层，因而轴力衰减要远高于前面两根组合桩。接桩部位埋深 9 m、13 m 和 17 m 的组合桩桩底的轴力分别为 248.8 kN、241.1 kN 和 168.6 kN，可以看出，轴力在接桩部位处的衰减值会直接影响桩底轴力大小。

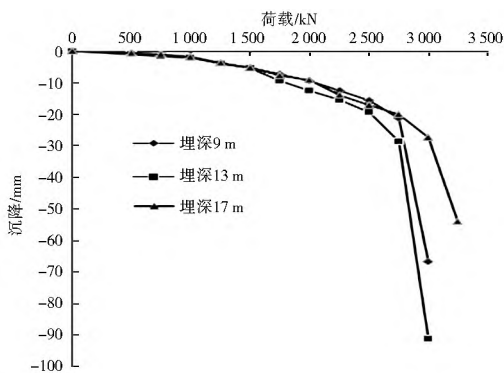


图 4 不同接桩部位埋深下荷载-沉降曲线

Fig. 4 Load settlement curves at different depth of joint

### 3.2 桩身轴力分析

组合桩桩身轴力的分布对于了解其荷载传递机理十分重要。组合桩达到极限承载力后，轴力沿桩身的分布会出现较大变化，因此取接桩部位埋深不同的三根组合桩在 2500kN 荷载值下的桩身轴力

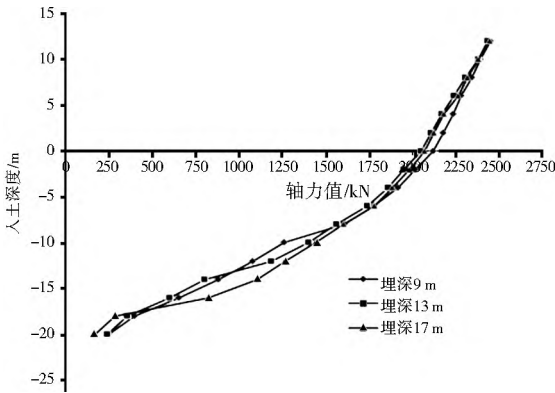


图7 不同接桩部位埋深下桩身轴力分布

Fig.7 Axial force distribution at different depth of joint

表6是在2500 kN荷载作用下,三根组合桩在各土层分别承担总荷载的百分比。接桩部位所在土

层与桩底土层提供的端承力占总荷载的24%~27.8%,可认为这种组合桩是端承摩擦桩,以摩擦力为主。观察接桩部位埋深9 m与13 m的组合桩,其接桩部位提供的端承力大于桩底提供的端承力,且接桩部位所处土层提供的侧摩阻力是所有土层中最大的。三根组合桩接桩部位所在土层的侧摩阻力与接桩部位和桩底土层的端承力共同承担的总荷载比值均大于50%,其中接桩部位所在土层的侧摩阻力和接桩部位下部土体提供的端承力共同承担的总荷载比值大于35%。随着接桩部位埋深的增加,其所处土层提供的端承力逐渐减小,而桩底端承力逐渐增加。

表6 各土层承担总荷载的百分比

Tab.6 The percentages of the total load borne by soil layer

(%)

组合桩	土层名称							
	淤泥质粉质黏土	粉质黏土夹粉砂	粉质黏土	粉质黏土(接桩部位)	粉质黏土夹粉砂	粉细砂	粉细砂(接桩部位)	粉细砂(桩底)
接桩部位埋深9 m	13.7	6.7	29.0	22.1	9.2	16.1	-	3.2
接桩部位埋深13 m	12.4	7.0	30.5	15.7	7.9	14.4	-	12.1
接桩部位埋深17 m	11.6	7.0	20.1	-	11.2	26.1	9.2	14.8

### 3.3 侧摩阻力分析

按3.2节所述,对接桩部位埋深不同的三根组合桩在2500 kN荷载值下的桩身侧摩阻力值进行分析。桩身侧面存在的摩阻力导致了桩身各监测面轴力的差异,通过桩身的各截面轴力求得侧摩阻力。某一截面的侧摩阻力:  $F_i = N_i - N_{i+1}$ ,而在接桩部位的侧摩阻力则需要减去接桩部位的端承力。

由图8可以看出,三根组合桩的最大侧摩阻力值均出现在接桩部位。在淤泥质粉质黏土层,三根组合桩的侧摩阻力均逐渐增大。由于受桩顶荷载与接桩部位支承作用,使得接桩部位埋深9 m的组合桩的桩身压缩量沿深度方向逐渐增大,侧摩阻力逐渐增大,直至粉质黏土层即接桩部位处出现最大值。同时,由于桩体中部压缩变形小,接桩部位埋深13 m的组合桩侧摩阻力在粉质黏土夹粉砂的土层出现减小。同理,接桩部位埋深17 m的组合桩PHC管桩部分较长,所以-6 m到-13 m的侧摩阻力值逐渐减小,然后在靠近接桩部位部位开始增大,最后在接桩部位处达到整桩最大侧摩阻力值。但在越过接桩部位后,三根组合桩侧摩阻力出现骤减。这是由于接桩部位对其下部土体的挤压,使下部土体有向下运动的趋势,从而会对钢管桩产生下拽力,下拽力会抵消掉一部分侧摩阻力。接桩部位对下部土体的挤压会沿着深度方向递减,因此侧摩阻力沿深度

方向逐渐增加。当钢管桩较长时,其上部压缩量大于下部压缩量,致使钢管桩下部侧摩阻力减小,如图中接桩部位埋深9 m和13 m的组合桩所示。图中第三根组合桩因钢管桩部分较短,可视作压缩量均匀分布,从而未出现与前两根组合桩类似的情况。三根组合桩的侧摩阻力极值点深度和大小依次增加,但接桩部位同在粉质黏土层的两根组合桩的侧摩阻力极值相差不大,而接桩部位处于粉细砂层的第三根组合桩的侧摩阻力极值远比前两根要高。

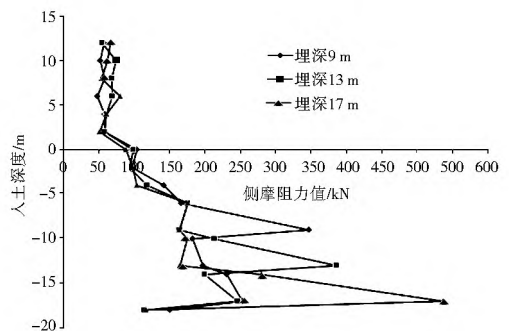


图8 不同接桩部位埋深下桩身侧摩阻力分布

Fig.8 lateral friction resistance distribution at different depth of joint

## 4 结论

运用FLAC<sup>3D</sup>对PHC-钢管组合桩进行竖向静载数值计算得出的结论如下。

(1) 镇江扬中长江沿岸地区打入的 PHC 钢管组合桩属于端承摩擦桩, 承载力主要依靠桩侧摩阻力, 端承力由接桩部位与桩底共同提供。增加接桩部位埋深会提高桩体极限承载力。同时, 随着接桩部位埋深的增加, 其所处土层提供的端承力逐渐减小, 而桩底端承力逐渐增加。接桩部位面积减小, 会使组合桩失稳后沉降值增大, 从而可能破坏码头面板, 在设计组合桩时应考虑这种影响。

(2) PHC 钢管组合桩在竖向荷载作用下, 桩身轴力呈“倒三角”分布。三根组合桩在接桩部位, 由于接桩部位的端承作用, 轴力衰减明显, 当接桩部位处于持力的粉细砂层时, 轴力衰减最大。

(3) PHC 管桩部分侧摩阻力分布规律与 PHC 管桩部分长度有关, 整桩侧摩阻力极值出现在接桩部位处, 且由于接桩部位对下部土体的挤压, 使得下部土体对钢管桩部分产生下拽力, 从而使桩侧摩阻力在接桩部位下部出现骤减。钢管桩侧摩阻力沿长度方向先增大后减小。当接桩部位处于同一土层时, 接桩部位埋深较深的侧摩阻力极值较大。当接桩部位处于粉细砂层时, 整桩侧摩阻力极值最大。

#### 参考文献 (References):

- [1] 律文田, 王永和, 冷伍明. PHC 管桩荷载传递的试验研究和数值分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(3): 466-470. (LV Wen-tian, WANG Yong-he, LENG Wu-ming. Testing and numerical analysis of load transfer mechanism of PHC pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(3): 466-470. (in Chinese))
- [2] 邢皓枫, 赵红崑, 叶观宝, 等. PHC 管桩工程特性分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(1): 36-39. (XING Hao-feng, ZHAO Hong-wei, YE Guan-bao, et al. Analysis of engineering characteristic of PHC pipe piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(1): 36-39. (in Chinese))
- [3] 汪宏, 王林, 谌奇峰. 大直径钢管桩承载力的分析[J]. 港工技术, 2004 (3): 13-15. (WANG Hong, WANG Lin, CHEN Qi-feng. Analysis on the carrying capacity of a large diameter steel pile[J]. Port Engineering Technology, 2004 (3): 13-15. (in Chinese))
- [4] 胡利文, 贾德庆, 傅洁馨, 等. 开口钢管桩承载力影响因素[J]. 水运工程, 2005 (9): 17-22. (HU Li-wen, JIA De-qing, FU Jie-xin, et al. Influential factors of bearing capacity of open ended steel pipe pile[J]. Port & Waterway Engineering, 2005 (9): 17-22. (in Chinese))
- [5] 张明远, 黎生南, 彭文韬, 等. 基于 FLAC3D 的超长直径钢管桩竖向承载特性模拟[J]. 岩土力学, 2011, 32(9): 2856-2860. (ZHANG Ming-yuan, LI Sheng-nan, PENG Wen-tao, et al. Simulation of vertical bearing features for large diameter and super long steel pipe pile based on FLAC3D[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(9): 2856-2860. (in Chinese))
- [6] 陈育民, 徐鼎平. FLAC/FLAC3D 基础与工程实例[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2008. (CHEN Yu-min, XU Ding-ping. FLAC/FLAC3D foundation with engineering examples[M]. Beijing: China WaterPower Press, 2008. (in Chinese))
- [7] 刘自由. 基坑应变软化的桩锚支护数值计算[J]. 中南大学学报: 自然科学版, 2012, 43(7): 2833-2837. (LIU Zi-you. Numerical calculation for pile anchor reinforcement in Strain Softening foundation pit[J]. Journal of Central South University: Science and Technology, 2012, 43(7): 2833-2837. (in Chinese))
- [8] 卢敦华, 王星华. 基于应变软化模型的深基坑土钉加固分析[J]. 解放军理工大学学报: 自然科学版, 2009, 10(1): 61-66. (LU Dun-hua, WANG Xing-hua. Soil nail reinforcement in deep foundation based on strain softening model[J]. Journal of PLA University of Science and Technology: Natural Science Edition, 2009, 10(1): 61-66. (in Chinese))
- [9] 何忠明, 吴维, 付宏渊, 等. 基于应变软化模型的软岩高边坡过程稳定性研究[J]. 中南大学学报: 自然科学版, 2013, 44(3): 1203-1208. (HE Zhong-ming, WU Wei, FU Hong-yuan, et al. Process stability of soft rock high slope based on strain softening model[J]. Journal of Central South University: Science and Technology, 2013, 44(3): 1203-1208. (in Chinese))
- [10] 王凯, 刁心宏, 赖建英, 等. FLAC3D 应变软化与摩尔库伦模型工程应用对比[J]. 中国科技论文, 2015, 10(1): 55-59, 63. (WANG Kai, DIAO Xin-hong, LAI Jian-ying, et al. Engineering application comparison of strain softening model and Mohr-Coulomb model in FLAC3D[J]. China Sciencepaper, 2015, 10(1): 55-59, 63. (in Chinese))
- [11] 陈宾, 张亮, 刘正才. 基于应变软化模型的桩锚支护过程稳定性分析[J]. 湘潭大学自然科学学报, 2015, 37(1): 31-36. (CHEN Bin, ZHANG Liang, LIU Zheng-cai. Process Stability Analysis of Pile Anchor Supporting Based on Strain Softening Model[J]. Natural Science Journal of Xiangtan University, 2015, 37(1): 31-36. (in Chinese))
- [12] 周勇, 王涛, 吕庆, 等. 基于 FLAC3D 岩石应变软化模型的研究[J]. 长江科学院院报, 2012, 29(5): 51-56. (ZHOU Yong, WANG Tao, LYU Qing, et al. Strain Softening model of Rock Based on FLAC3D[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2012, 29(5): 51-56. (in Chinese))
- [13] 《桩基工程手册》编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. (The committee of Pile and Pile Foundation Handbook. Pile and Pile Foundation Handbook [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997. (in Chinese))
- [14] Itasca Consulting Group. User's guide[M]. Minnesota: Itasca Consulting Group, 2002.
- [15] JTJ 255-2002, 《港口工程基桩静载荷试验规程》[S]. (JTJ 255-2002, Specification for Testing of Pile Under Static Load in Harbour Engineering[S]. (in Chinese))