

长春泥岩地区 AM 桩抗压承载性能

许有俊,马运锋

(内蒙古科技大学土木工程学院,内蒙古 包头 014010)

摘要 目的 研究泥岩地质条件下 AM 桩承载特性,确定泥岩地质条件下 AM 桩极限抗压承载力、端阻比、单位体积混凝土承载力,并分析扩底与否、扩底位置、地层特性对 AM 桩承载性能的影响. 方法 对泥岩地区 AM 桩进行自平衡试验,建立 MIDAS-gts 三维数值模拟模型,将试验数据与数值模拟结果对比分析,推出 AM 桩单桩极限承载力. 考虑 AM 桩的横向尺寸效应,计算分析两类非泥岩地质条件下 AM 桩的端阻比、单位体积混凝土承载力并与泥岩地质条件下 AM 桩对应参数对比. 结果 数值模拟所得极限承载力比自平衡试验值大 30% 左右,泥岩地质条件下 AM 桩端阻比比非泥岩地质条件下 AM 桩端阻比高 12.5%,单位体积混凝土承载力也要比非泥岩地质条件下高 140.5 kN/m³. 泥岩地质条件下通过扩底作用,AM 桩极限承载力比同尺寸等直径桩提高 35%,泥岩地质工程性质较好,更有利于 AM 桩发挥较高承载性能. 结论 扩底作用很好地发挥了端承效应,提高了 AM 桩的承载能力以及混凝土利用效率. 改变扩底位置对承载力没有影响,但在桩基底部扩底更有利于桩基整体协调变形. 承载性能较好的土体更能够发挥了 AM 桩的承载性能.

关键词 AM 桩;泥岩地区;MIDAS-gts;极限承载力

中图分类号 TU473.1 文献标志码 A

Compressive Bearing Capacity of AM Pile in Mudstone Area of Changchun

XU Youjun, MA Yunfeng

(School of Civil Engineering, Inner Mongolia University of Science and Technology, Baotou, China, 014010)

Abstract: To determine the ultimate compressive bearing capacity, end resistance ratio and unit volume concrete bearing capacity of AM piles under mudstone geological conditions, the bearing characteristics of AM piles was studied, and the influence of bottom enlargement or not, the location of bottom enlargement and stratum characteristics on the bearing capacity of AM piles were analyzed. MIDAS-gts three-dimensional numerical simulation model was built. The ultimate bearing capacity of AM pile was deduced by comparing test data with numerical simulation results. Considering the transverse size effect of AM pile, the end resistance ratio, unit volume concrete

收稿日期:2018-06-25

基金项目:国家自然科学基金项目(41572276)

作者简介:许有俊(1979—),男,教授,主要从事隧道与地下工程方面研究.

bearing capacity of AM pile were calculated and analyzed under two kinds of non-mudstone geological conditions, which were compared with corresponding parameters of AM pile under mudstone geological conditions. Results show that the ultimate bearing capacity of AM piles obtained by numerical simulation is about 30% larger than that of self-balanced test, the end resistance ratio of AM piles under mudstone geological conditions is 12.5% higher than that under non-mudstone geological conditions, and the bearing capacity of concrete per unit volume is also 140.5 kN/m³ higher than that under non-mudstone geological conditions. Under mudstone geological conditions, the ultimate bearing capacity of AM pile is 35% higher than that of the pile with the same size and diameter, and the mudstone geological engineering property is better, which is more conducive to the high bearing capacity of AM pile. Bottom enlargement plays a good role in the end-bearing effect and improves the bearing capacity and coagulation of AM pile. Soil utilization efficiency and changing the position of the bottom have no effect on the bearing capacity, but the bottom enlargement at the base of the pile is more conducive to the overall coordinated deformation of the pile foundation. The soil with better bearing capacity can give full play to the bearing capacity of AM pile.

Key words: AM pile; mudstone area; MIDAS-gts; ultimate bearing capacity

AM 桩为采用全液压可视可控旋挖扩底灌注桩的施工方法形成的扩底桩。随着大体积地下空间建筑物层出不穷, 建筑物体量的加大对下部承载力提出了严格的要求。因此, AM 桩被越来越多地运用于大型地下空间建筑。但在不同地质条件下, 没有对 AM 桩基的抗压承载性能区别化研究^[1-7]。鉴于此, 笔者以长春火车站综合交通换乘中心南广场工程为依托, 参照武汉轨道交通二号线中南山站试桩工程和天津外环交叉工程试桩工程, 将不同地质条件下 AM 桩基的各项参数作对照分析, 以此评价长春泥岩地区 AM 桩基单桩极限抗压承载特点。工程中对试验桩采用现场自平衡的加载方式进行加载, 试验实现较容易, 但自平衡加载方式并没有加载到桩基的极限承载状态, 因此, 将现场自平衡试验所得数据与数值模拟结果二者综合分析, 既检验了数值模拟分析的准确性, 又能够在试验的基础上继续加载, 直至完成加载。笔者采用 MIDAS-gts 建立三维实体数值分析模型, 同时运用数值计算的方法计算武汉和天津两种非泥岩地质条件下 AM 桩的承载性能, 将 3 种地质条件下 AM 桩的抗压承载性能对比研究, 以此突出泥岩地质条件下 AM

桩承载性能特点, 更好地为不同工程地质条件下 AM 桩基的设计、施工等提供参考。

1 现场自平衡试验

1.1 工程概况

长春综合交通换乘中心南广场工程于 2014 年 8 月进行了试桩工作, 桩基为盖挖逆作结构下的混凝土 AM 工法扩底桩基, 桩基主筋采用 38Φ28, 箍筋为 Φ8@200, 桩身混凝土标号为 C35; 试验所用 AM 桩基顶部加做桩帽。该 AM 桩基位于第 4 系中更新统冲洪积黏性土和砂土层、白垩纪泥岩层, 共分 5 层。其中, 该场地地下水赋存于第 4 系黏性土中, 透水性极差, 其下部泥岩地层未受到侵蚀, 保存了良好的承载性能。

1.2 试验方法

试验根据《桩基静载试验 - 自平衡法》(JT/T 738—2011), 采用自平衡法进行单桩竖向静载试验。试验时在桩身某一部位安装荷载箱, 并将与荷载箱相连的位移棒和高压油管引至地面, 荷载箱沿垂直方向对桩体上下段施加载荷。随着加载不断变大, 荷载箱同时向下、向上发生位移, 促使桩身侧阻力与桩端阻力的发挥。荷载箱上段桩身的侧阻力

(含桩体自重)与下部桩身的侧阻力、端阻力互为反力-自反力平衡来维持加载^[8](见图1)。自平衡试验针对每个桩身布置6个测点,以此监测沿桩身对称分布的两个分位点,根据自平衡法的等效转化原则,将试验中的顶位移、上位移、下位移转化为试桩沉降位移。试桩参数如表1所示。

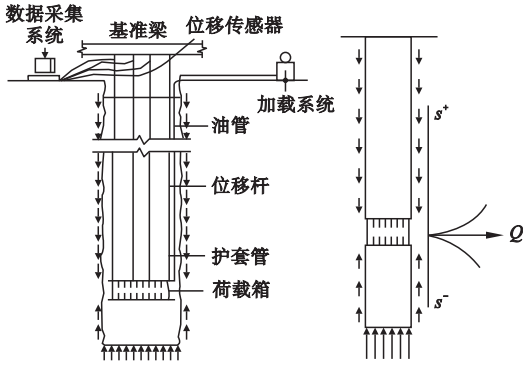


图1 自平衡试验装置图

Fig. 1 Self balance test device diagram

表1 试桩参数

Table 1 Test pile parameters

桩号	桩长/m	直径/m	扩底直径/m	扩底高度/m
Z1-3	19	2.2	3.9	3.10
Z2-4	23	2.2	3.9	3.27
Z6-1	23	2.2	3.9	3.10
Z4-1	20	1.8	3.0	2.25

1.3 结果分析

1.3.1 荷载-沉降变化分析

试验加载过程中,记录分级荷载 Q 和相应位移 s ,以及桩端阻力、桩侧阻力,绘制 $Q-s$ 曲线(见图2),并以此评价 AM 桩承载性能。由图2可知,直至分级荷载加载到最后一级, $Q-s$ 曲线始终未出现明显转折点,所以,自平衡试验结果只能说明单桩极限承载力满足设计要求,但是无法提供极限承载力的具体数值。此外,当桩周土体与桩体之间产生 $5 \sim 10 \text{ mm}$ 相对位移时,桩周侧摩阻力方可发挥至极限值。根据试验实际情况可知,桩侧阻力已经达到极限值,桩端阻力尚未到达极限值,桩端土体需要发生更大的位移才能

够发挥端阻力的极限值。

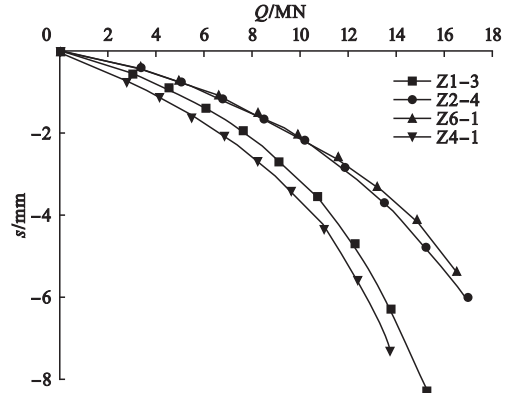


图2 Q-s 曲线

Fig. 2 Q-s curve

1.3.2 不同荷载作用时桩身轴力变化

选取4根桩基中的 Z2-4 作为研究对象,分析其在不同荷载水平下的轴力变化,图3为不同荷载 Q 作用下桩身轴力 N 随深度 h 的变化分布图。桩身下部轴力比上部轴力大,并且伴随着分级荷载的增加而加大,桩身轴力沿深度方向变化率更加显著,分析其他3根桩基 Z1-3、Z6-1、Z4-1,变化趋势相同,此种加载方式的轴力变化趋势与其他加载方式截然相反,但所呈现规律相似,同时也说明了自平衡法符合实际情况,此种方法同样科学可行。

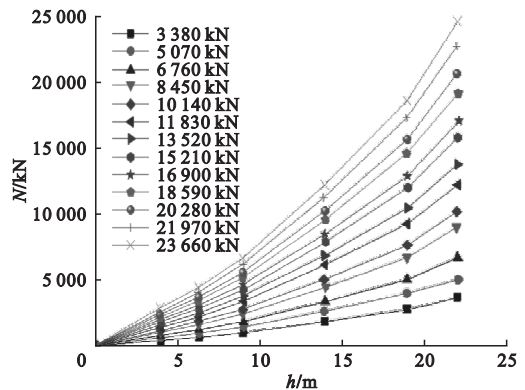


图3 N-h 曲线

Fig. 3 N-h curve

1.3.3 不同荷载作用时侧摩阻力变化

选取4根桩基中的 Z2-4 为研究对象,依次施加不同等级荷载 Q 并记录不同深度 h 处的侧摩阻力 f ,分析其在不同荷载 Q 作用

时桩周侧摩阻力 f 沿深度 h 方向分布,图 4 为不同荷载 Q 作用下桩周侧摩阻力 f 沿深度 h 方向分布图。

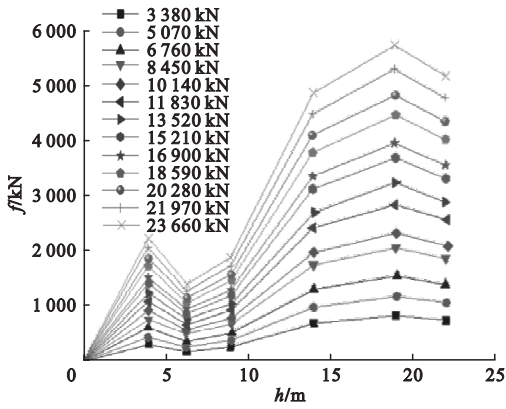


图 4 $f-h$ 曲线

Fig. 4 $f-h$ curve

由图 4 可知,桩基侧摩阻力沿深度方向增加,且 $f-h$ 曲线呈非线性变化,直至荷载箱位置,随着分级荷载增加,桩身侧摩阻力随深度的变化率趋于平稳.这与桩身轴力变化正好相反,桩身轴力是桩侧摩阻力以及桩体自重的累加效应,说明在自平衡的整个阶段,试验所展现的即是桩基侧摩阻力的整个发展变化过程,直至失效.当桩土相对位移达到规范规定的滑移量时,即认为桩基达到极限承载力,此时由于下侧桩体对桩端的加载量与上方的加载量等同,所以认为抗压承载力为两倍加载值,而抗拔承载力即是桩侧土体侧摩阻力.考虑自平衡加载方式可知此刻桩端阻力与侧摩阻力大小相等,桩端阻力没有进入承载力极限状态,所以要通过数值模拟来获取桩基的极限承载力。

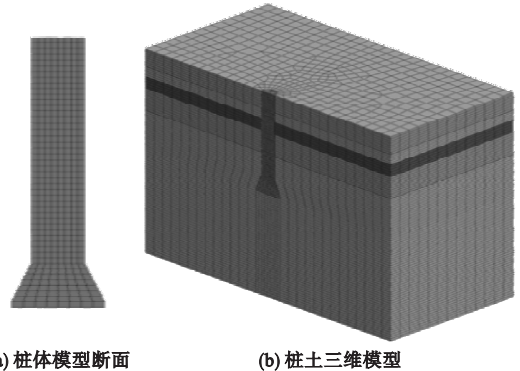
2 MIDAS - gts 数值模拟分析

2.1 数值模拟建模

采用 MADIS - gts 为有限元建模软件,计算模型径向取约 10 倍 AM 桩径 40 m,轴向取 2 倍桩长 46 m.因为模型为对称结构,所以取其半结构作为研究对象,所建模型长宽高为 40 m \times 20 m \times 46 m,对 Z2 - 4 号桩进行模拟.桩身自上而下依次为等直径段, z 为

桩身沿深度方向取值. $z = 0 \sim 19.23$ m;斜截面段, $z = 19.23 \sim 22.5$ m;扩大端等截面段, $z = 22.5 \sim 23$ m.

因为现场自平衡试验的加载方式是在距离桩底 1 m 处分别向上、向下同时加载,加载部位上方依然存在扩大头,当向上加载时存在锚固作用,所以不尽合理,因此选择在桩顶位置进行分级加载.根据工程地质详勘建立 5 组土体参数,依据《桩基检测技术规范》进行严格加载.建模过程中要注意将第 5 层土体的几何模型在 AM 桩截面突变位置分开,以便于网格划分和节点耦合,网格划分合理利于节点耦合,因而能够提高数值模拟的速度和准确性.数值模拟模型如图 5 所示.模型初步形成,下一步为赋值,即将桩体、周围土体、地下水等参数以及边界约束一一赋值到模型相应位置处.模型三维有实体网格划分完成后,共包含 51 567 个节点,42 795 个单元.模型的顶部中心位置处于三维坐标系的原点位置。



(a) 桩体模型断面

(b) 桩土三维模型

图 5 数值模拟模型

Fig. 5 Numerical simulation model

2.2 参数选取

2.2.1 土体及桩体材料

数值模拟过程中土体模型采用 Mohr - Coulomb 弹塑性模型,AM 工法桩为 C35 混凝土现浇而成,采用线弹性模型,其中 C35 混凝土材料基本参数如表 2 所示.根据地质详勘报告^[9],选取桩周土体基本参数如表 3 所示。

表2 桩体材料主要参数

Table 2 Main parameters of pile material

桩长/m	直径/m	扩底直径/m	扩底高度/m	密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	体积模量/MPa	剪切模量/MPa
23	2.2	3.9	3.1	2 500	10.50	13.13

表3 桩周土体主要参数

Table 3 Main parameters of soil around pile

地层	岩性	密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	摩擦角/ ($^{\circ}$)	内聚力/kPa	体积模量/MPa	剪切模量/MPa	泊松比
1	黏土	1 980	14	60	5.57	3.34	0.25
2	粗砂	2 040	35	0	5.45	3.27	0.25
3	全风化泥岩	2 020	15	50	6.19	3.54	0.26
4	强风化泥岩	2 130	20	80	7.74	4.42	0.26
5	中风化泥岩	2 310	25	100	15.48	8.84	0.26

2.2.2 桩土接触面及边界条件

模拟过程中,对桩体加载会引起桩体与桩周土体相对滑移,且二者刚度差异较大,因此建立接触面单元^[10]模拟桩体与土体之间的界面行为.为生成界面单元必须定义相关属性,界面属性可直接输入或者使用属性助手计算,本模拟运用属性助手根据相邻单元的属性自动计算生成.依据 MIDAS - gts 用户使用手册选取界面单元参数, t_v 为虚拟厚度系数, R 为强度折减系数.

边界条件设置:固定模型侧面 x 、 y 两个方向位移,固定模型底面 x 、 y 、 z 三个方向位移,根据实际情况,模型表面不设置边界条件.

2.2.3 施工段设置

通过对模型分析过程进行划分,以便更好地体现桩基的真实施工过程,尽可能提高模拟的真实性.第一阶段,对自重作用下存在的初始地应力进行分析,计算得出结果,消除地应力引起的位移,保留应力;第二阶段,AM 桩的施工,同时加入接触单元,在桩土之间形成良好接触,以防桩土相对滑移;第三阶段,施加分级荷载^[11],同时记录分级荷载对应的其他参数.

2.3 模拟结果分析

2.3.1 加载过程

采用分级加载方式进行加载,以 $2 \times 1\ 690\ \text{kN}$ 为一个等级,逐级加载,依次加载 10 次至 $2 \times 16\ 900\ \text{kN}$,当加载至 $2 \times 16\ 900\ \text{kN}$ 后仍按每级 $2 \times 1\ 690\ \text{kN}$ 荷载继续加载.图 6 为加载至 $2 \times 8\ 450\ \text{kN}$ 时竖直方向 Z 的位移云图.

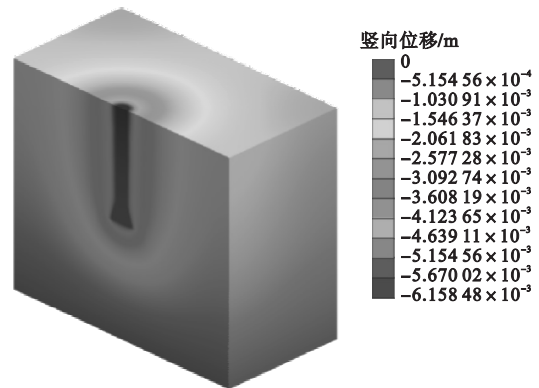


图6 竖向位移云图

Fig. 6 Vertical displacement cloud chart

2.3.2 桩顶位移分析

加载过程中注意记录每级荷载 Q 及其对应的沉降量 s ,绘制 $Q-s$ 曲线,并与试验所得 $Q-s$ 曲线比较(见图 7).

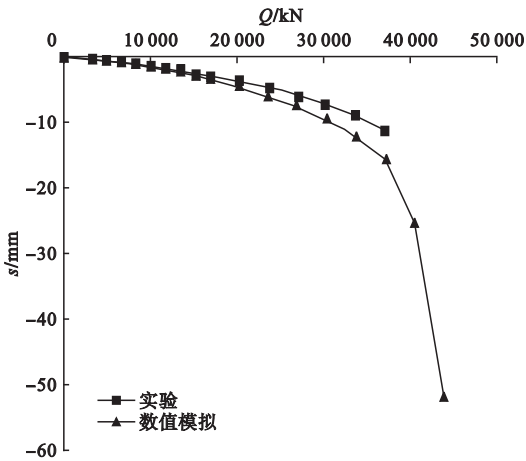


图7 模拟与实测数据的 $Q-s$ 曲线

Fig. 7 The $Q-s$ curve of simulated and measured data

从图7可以看出,在荷载不超过 $2 \times 16\,900$ kN时,数值模拟与试验所得的两条 $Q-s$ 曲线较为接近,模拟值略大于实验值.误差原因:①建模时候土层都是经过简化后变得规整,才能易于土层和网格划分;②为简化模拟过程,岩土参数设置较为单一,岩土参数取值存在近似性;③接触面的参数选取本身具有一定的不确定性;④模拟加载和现场实验加载方式存在区别.

继续加载,当荷载超过 $2 \times 16\,900$ kN时,此时 $Q-s$ 曲线斜率变化的速度明显加快,呈现加速沉降,并且分级荷载之间的沉降变化值也逐渐变大^[12-13].当加载至 $2 \times 21\,970$ kN时,对应桩顶位移达到 52.12 mm,较上一级加载时位移增量的增速明显,此时 MIDAS-gts 计算不再收敛,说明 AM 桩已经到达破坏阶段.考虑安全储备,取前一级荷载 $2 \times 20\,280$ kN 作为 Z2-4 号 AM 桩的单桩极限承载力.对比发现,数值模拟所确定的承载力 $2 \times 20\,280$ kN 比现场自平衡试验所得的 32 388 kN 提高 30% 左右.同理,对 Z1-3、Z6-1、Z4-1 三根 AM 桩进行模拟,得到 $Q-s$ 曲线走势相似,说明 AM 桩单桩的真实抗压承载力高于现场自平衡试验所确定的极限承载力.

3 AM 桩抗压承载性能对比

3.1 端阻比对比分析

在试验所得抗压承载力基础上增加 30% 作为 AM 桩基极限承载力,因为桩基截面尺寸会对侧摩阻力产生影响,所以考虑横向尺寸效应,在 AM 桩单桩极限承载力的基础上减去桩基极限侧摩阻力,得出桩端阻力,将所得桩端阻力与桩基承载力作比,得出各 AM 桩基端阻比.同理,对比不同地质条件下 AM 桩基端承效应对承载力的贡献大小.

武汉轨道交通二号线中南山站试桩地质为粉砂类地质^[14]、天津外环交叉工程试桩地质为粉质黏土地质^[15],均与长春南广场站泥岩地质有所区别,端阻比对照如表4所示.由表4可知,AM 桩体达到极限承载状态时,泥岩地质中的端承效果更加显著^[16],其桩端阻力与承载力比值的均值为 70.80%,而非泥岩地质的桩端阻力与承载力比值的均值为 58.30%,泥岩地质条件下的端阻比要比非泥岩地质条件下端阻比高 12.50%.同时也说明了泥岩地质充分发挥了 AM 桩的扩底作用,较非泥岩地质而言,AM 桩基更多承载力来源于端部阻力. AM 桩在泥岩地质中的应用更能体现其结构形式的优势,很好地利用了端承效应,以此达到提高承载力的效果.

表4 端阻比对照表

Table 4 Pile end resistance ratio

工程名称	桩号	侧摩阻力/kN	单桩极限承载力/kN	端阻力/kN	端阻比/%
长春南广场站	Z1-3	9 271	36 826	27 555	74.81
	Z2-4	12 297	40 485	28 188	69.63
	Z6-1	12 645	38 389	25 744	67.06
	Z4-1	9 495	33 528	24 033	71.68
武汉轨道交通中南山站	SYZ2	12 942	30 428	17 486	57.47
	SYZ3	13 611	32 014	18 414	57.52
	SYZ4	12 940	33 586	20 646	61.47
天津外环交叉工程	C29-4	6 233	15 750	9 517	60.43
	C30-1	6 125	13 500	7 375	54.63

3.2 单位体积混凝土承载力

单位混凝土极限承载力就是用桩基极限承载力与桩基所用混凝土体积作比,通过单位混凝土极限承载力可以看出混凝土的利用效率^[17],将泥岩地区与非泥岩地区 AM 桩基的单位体积混凝土极限承载力作比较可以看出,AM 桩基在不同地质条件下的利用效率^[18],以此来反应地质状况对桩体发挥抗压承载效率,提高承载性能的贡献。

表5为不同地质条件下 AM 桩基单位体积极限承载力的对照.由表5可知,长春南广场站 AM 桩基的单位体积混凝土极限承载力平均值 439.2 kN/m^3 ,高于武汉和天津两种非泥岩地质条件下的单位体积混凝土极限承载力平均值 298.7 kN/m^3 ,泥岩地质对于混凝土发挥其承载性能有着明显优势,提高了混凝土利用效率,在满足承载力的同时可减小混凝土用量,达到经济高效的目的。

表5 单位体积混凝土承载情况

Table 5 Bearing capacity of unit volume concrete

工程名称	桩号	单桩极限承载力/kN	体积/ m^3	单位体积极限承载力/ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$
长春南广场站	Z1-3	36 826	87.72	419.81
	Z2-4	40 485	103.49	391.20
	Z6-1	38 389	104.19	368.45
	Z4-1	33 528	57.79	580.20
武汉轨道交通中南山站	SYZ2	30 428	106.75	285.04
	SYZ3	32 014	107.01	299.17
	SYZ4	33 586	106.83	314.39
天津外环交叉工程	C29-4	15 750	49.17	320.32
	C30-1	13 500	49.17	274.56

4 AM 桩抗压承载性能影响因素

4.1 承载性能对比

为研究扩底作用对承载性能的影响,数值模拟同尺寸等直径桩与 AM 桩在同一泥岩地质条件下的 $Q-s$ 曲线(见图8)。

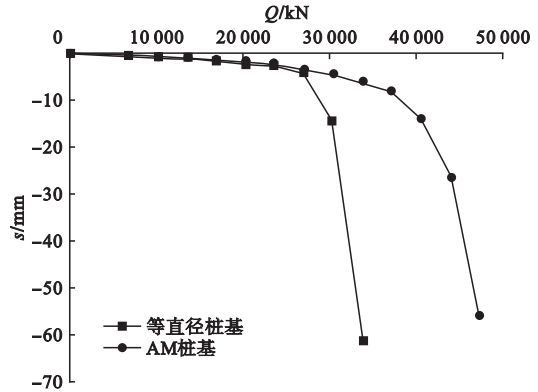


图8 AM 桩基与等直径桩基抗压 $Q-s$ 曲线

Fig. 8 Compression $Q-s$ curve of AM pile foundation and equal-diameter pile foundation

由图8可知,对等直径桩基施加压力荷载时,当桩侧摩阻力到达极致状态时,由于端阻效果相对较小,而发生较大位移,图中等直径桩基再施加一级荷载,整个桩基被压入土中,位移非常大.但对于 AM 桩基而言,当桩基侧摩阻力发挥到极限时,通过增加桩土位移,发挥桩端扩大头承载效应,提高承载力 35% 左右.可见 AM 桩的优势是用较大位移来取得比等直径桩基更大的承载能力。

4.2 扩底位置对 AM 桩抗压承载性能影响

以3根尺寸相同但扩底位置不同的 AM 桩为基础,地层条件均为相同泥岩土层.3根 AM 桩分别为底部扩底、中部扩底、上部扩底,根据模拟结果得到扩底位置不同时单桩抗压 $Q-s$ 曲线(见图9)。

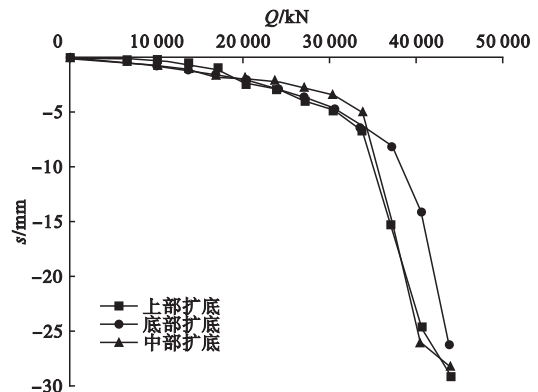


图9 扩底部位不同时单桩抗压 $Q-s$ 曲线图

Fig. 9 Compression $Q-s$ curve of single pile at different base

由图 9 可知,在泥岩地质条件下,当扩底位置发生改变时,扩底桩的抗压承载性能没有改变,仅改变了荷载加载过程中 $Q-s$ 发展变化趋势,较将扩底部位设置在桩底部而言,将扩底部位设置在桩基中部、桩基上部时,曲线较设置在底部更加陡峭,不利于整体变形。

4.3 地层特性对 AM 桩基承载性能的影响

为研究不同地质条件对 AM 桩单桩承载性能的影响^[19-20],同理,运用 MIDAS-gts

建立模型分析,选取 3 根同尺寸 AM 桩,分析土层特性分别为黏土、粗砂、泥岩,三类土体参数如表 6 所示. 不同土体条件下同尺寸 AM 单桩的 $Q-s$ 曲线如图 10 所示. 由图 10 可知,当荷载较小时,3 种土体均能发挥较好且较相似的承载效果,土体的承载性能越好,其沉降量在同等荷载作用下越小;继续加载会发现,承载性能较好的土体沉降变形较小,有利于发挥较高承载性能,高效发挥桩基承载力水平。

表 6 三类土体主要参数

Table 6 Main parameters of three soils

地层	岩性	密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	摩擦角/($^{\circ}$)	内聚力/kPa	体积模量/MPa	剪切模量/MPa	泊松比
1	黏土	1 989	14	65	5.57	3.34	0.25
2	粗砂	2 040	35	0	5.45	3.27	0.25
3	泥岩	2 130	20	80	7.74	4.42	0.26

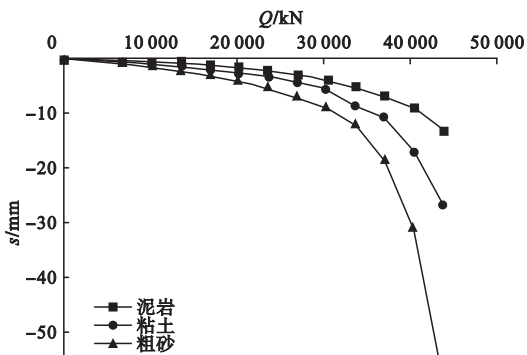


图 10 不同土体条件下 AM 单桩的 $Q-s$ 曲线

Fig. 10 $Q-s$ curve of AM single pile with different soil

5 结 论

(1) 自平衡试验当对桩体加载至最后一级荷载时, $Q-s$ 曲线依旧平滑,说明 4 根 AM 桩均未到达极限承载状态. 模拟所得 $Q-s$ 曲线前段与自平衡试验所得 $Q-s$ 曲线基本吻合,继续加载得到 AM 桩基单桩极限承载力,其值均大于现场自平衡试验极限值 30% 左右。

(2) 通过对比长春泥岩地区与武汉和天津两种非泥岩地区 AM 桩基端阻比以及单

位体积混凝土极限承载力可以推得,AM 桩基在长春泥岩地区的运用,对于提高承载力效果显著,同时也大大提高了混凝土利用效率,达到了经济高效的效果。

(3) 数值模拟过程中,界面单元参数选取对模拟结果影响显著,因为土层的复杂性,不同土层桩土接触界面所生成的界面单元差异较大,影响了模拟过程,但直至加载达到极限荷载时加载-沉降的变化趋势是正确的,说明了模拟所得极限抗压承载力是可靠的,同时也说明现场自平衡试验科学可行。

(4) 泥岩地质条件下,AM 桩通过扩底作用能够在同尺寸等直径桩基的基础上提高 30% 左右的承载力,扩底位置不影响承载力,但在桩基底部扩底更有利于桩基整体协调变形. 泥岩地质承载性能较好,更有利于 AM 桩发挥较高承载性能。

参考文献

- [1] 杨帆,谢波,赵海杰. 单桩静载试验的数值模拟及极限承载力确定[J]. 工程建设与设计, 2014(2): 60-63.
(YANG Fan, XIE Bo, ZHAO Haijie. The Numerical simulation of static load test of single pile and the determination of limit bearing ca-

- capacity[J]. Construction & design for engineering, 2014(2): 60-63.)
- [2] 孔纲强,周航,丁选明,等. 扩底楔形桩抗压承载力理论计算分析[J]. 工程力学, 2015(7): 74-80.
(KONG Gangqiang, ZHOU Hang, DING Xuanning, et al. The oretical analysis on the compression bearing capacity of belled wedge piles [J]. Engineering mechanics, 2015(7): 74-80.)
- [3] 陶连金,王会胜,边金. AM单桩承载性能及数值模拟[J]. 工业建筑, 2017(47): 307-311.
(TAO Lianjin, WANG Huisheng, BIAN Jin. AM single pile bearing performance and numerical simulation [J]. Industrial construction, 2017(47): 307-311.)
- [4] 孔纲强,顾红伟,车平,等. 桩侧截面形式对扩底桩竖向抗压特性影响分析[J]. 岩土力学, 2017, 38(2): 361-367.
(KONG Gangqiang, GU Hongwei, CHE Ping, et al. Impact of pile shaft shapes on vertical bearing capacity of belled piles [J]. Rock and soil mechanics, 2017, 38(2): 361-367.)
- [5] PETER J A, LAKSHMANAN N, MANOHARAN P D. Investigations on the static behavior of self-compacting concrete under-reamed piles [J]. Journal of materials in civil engineering, 2006, 18(3): 408-414.
- [6] JOSEPH E, BOWLE S. Foundation analysis and design[M]. New York: McGraw-hill Book Company, 1982.
- [7] POULOS H G. Pile behaviour-theory and application [J]. Geotechnique, 1989, 39(39): 365-415.
- [8] 范燕红,刘泳钢,任鹏. 桩承载力自平衡法与桩传统静载试验法对比试验研究[J]. 建筑科学, 2017, 33(3): 75-81.
(FAN Yanhong, LIU Yonggang, REN Peng. Comparative study of self-balanced method and traditional static load test of pile [J]. Building science, 2017, 33(3): 75-81.)
- [9] 张建全. 长春火车站试桩检测报告[R]. 北京: 北京城建勘测设计研究院有限责任公司, 2013.
(ZHANG Jianquan. Pile testing report of Changchun railway station [R]. Beijing: Beijing Urban Construction Survey and Design Research Institute Co. Ltd., 2013.)
- [10] 赵晓蕾. 竖向荷载下桩承载变形性能的数值分析[J]. 混凝土与水泥制品, 2014, 9: 41-44.
(ZHAO Xiaolei. Numerical analysis of bearing capacity and deformation behavior of piles under vertical loads [J]. China concret and cement products, 2014, 9: 41-44.)
- [11] 负永峰,吴士德,熊志辉. 长螺旋钻孔压灌混凝土桩承载特性分析[J]. 科学技术与工程, 2017, 8(17): 253-259.
(YUN Yongfeng, WU Shide, XIONG Zhihui. Numerical analysis of bearing capacity and deformation behavior of piles under vertical loads [J]. Science technology and engineering, 2017, 8(17): 253-259.)
- [12] RYBNIKOV A M. Experimental investigation of bearing capacity of bored-case-in-place tapered piles [J]. Soil mechanics and foundation engineering, 1990, 27(2): 48-52.
- [13] GAO Guangyun, WU Shiming. Settlement computation and practical confirmation of belled pier in loess [C]. Proc. , The 1st international conference on unsaturated soil. Paris, France: [s. n], 1995: 973-978.
- [14] 黄维明. 武汉轨道交通二号线中南路站基桩承载力静载试验报告[R]. 南京: 南京东大自平衡桩基检测有限公司, 2009.
(HUANG Weiming. Staticload test report on bearing capacity of piles at Zhongnanshan road station of Wuhan rail transit line 2 [R]. Nanjing: Nanjing Dongda Self-balanced Pile Foundation Testing Co. Ltd., 2009.)
- [15] 张建全. 天津站交通枢纽副广场工程中间桩及抗拔桩检测报告[R]. 北京: 北京城建勘测设计研究院有限责任公司, 2007.
(ZHANG Jianquan. Testing report on intermediate piles and uplift piles in the subplaza project of Tianjin Railway Station transportation Hub [R]. Beijing: Beijing Urban Construction Survey and Design Research Institute Co. Ltd., 2007.)
- [16] 符勇,曹吉鸣,楼晓明,等. 桩周土性对单桩承载性状影响的模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(增刊1): 503-509.
(FU Yong, CAO Jiming, LOU Xiaoming, et al. Simulations of influences of properties of soil around piles on their bearing behaviors [J]. Chinese journal of geotechnical engineering, 2011, 33(S1): 503-509.)
- [17] 蒋建平,高广运. 桩单位体积承载力问题探讨[J]. 工业建筑, 2006, 9(36): 43-45.
(JIANG Jianping, GAO Guangyun. Study on bearing capacity per volume of bored-cast-place piles [J]. Industrial construction, 2006, 9(36): 43-45.)
- [18] ZHANG Z J, TAO M J, MARK M. Cohesive slope surface failure and evaluation [J]. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 2005, 131(7): 898-906.
- [19] CARRUBBA P. Skin friction of large-diameter piles socketed into rock [J]. Canadian geotechnical journal, 1997, 34(2): 230-240.
- [20] ISMAEL N F. Axial load tests on bored piles and piles groups in cemented sands [J]. Journal of geotechnical & geoenvironmental engineering, 2001, 127(9): 766-773.