



基于数值模拟的自锚试桩 $Q-s$ 曲线转换

徐亚萍, 马海龙

(浙江理工大学建筑工程学院, 杭州 310018)

摘要: 为解决自锚试桩荷载-位移($Q-s$)曲线向传统试桩 $Q-s$ 曲线转换的问题, 首先采用数值模拟对比分析顶拔桩、桩端无土顶压桩、传统试桩和自锚试桩这 4 种不同模拟桩的 $Q-s$ 曲线, 基于荷载相等原则, 引入位移转换系数, 建立了自锚试桩 $Q-s$ 曲线向传统试桩 $Q-s$ 曲线转换公式; 然后通过转换公式对 $Q-s$ 曲线及试验 $Q-s$ 曲线进行了转换。结果表明: 在粉土中, 将模拟的自锚试桩上、下段桩 $Q-s$ 曲线转换为模拟的传统试桩的 $Q-s$ 曲线, 得到的极限承载力为 2840 N, 与传统试桩相比相差仅为 1.4%, 得出的 $Q-s$ 转换曲线与传统试桩的 $Q-s$ 曲线高度吻合; 试验得出的自锚试桩 $Q-s$ 转换曲线与试验传统试桩相比, 极限承载力的误差为 1.4%, 沉降量误差为 17.6%; 数值模拟与试验得出的两种转换曲线相比, 两者得出的极限承载力相同, 软件模拟的自锚试桩总沉降量比试验得出的略小一些, 相差仅为 7.2%。该 $Q-s$ 曲线转换公式可以为自锚试桩向传统静载荷试桩 $Q-s$ 曲线转换提供可行的方法。

关键词: 数值模拟; 自锚试桩; 传统试桩; 转换公式; $Q-s$ 曲线

中图分类号: TU473.1

文献标志码: A

文章编号: 1673-3851 (2021) 11-0803-06

Q-s curve conversion of self-anchored test pile based on numerical simulation

XU Yaping, MA Hailong

(School of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang Sci-Tech University, Hangzhou 310018, China)

Abstract: In order to solve the problem of conversion from load displacement ($Q-s$) curve of self-anchored test piles to $Q-s$ curve of traditional test piles, the $Q-s$ curves of four kinds of simulated piles, namely, tensile pile, top-pressed pile (without soil under the pile), traditional test pile and self-anchored test pile, were compared and studied by numerical tests. Based on the principle of load equality and displacement conversion coefficient, the conversion formula of $Q-s$ curve from the self-anchored test pile to the traditional test pile was established. Then, the $Q-s$ curve and $Q-s$ test curve were converted by the conversion formula. The results showed that the ultimate bearing capacity was 2840 N when the $Q-s$ curve of the upper and lower sections of the simulated self-anchored test pile was converted into the $Q-s$ curve of the simulated traditional test pile in the silt, and the difference was only 1.4% compared with the traditional test pile. The obtained $Q-s$ conversion curve was highly consistent with the $Q-s$ curve of the traditional test pile. Compared with the traditional test pile, the ultimate bearing capacity and settlement error of the $Q-s$ conversion curve of the self-anchored test pile obtained from the test were 1.4% and 17.6% respectively. Compared with the two conversion curves obtained from numerical simulation and the test, the ultimate bearing capacity obtained from both was the same. The total settlement of the self-anchored test pile simulated by the software was slightly smaller than that obtained from the test, and the

收稿日期: 2021-03-17 网络出版日期: 2021-04-29

基金项目: 国家自然科学基金项目(51878618)

作者简介: 徐亚萍(1996—), 女, 安徽安庆人, 硕士研究生, 主要从事桩基工程方面的研究。

通信作者: 马海龙, E-mail: ma-hailong@163.com

difference was only 7.2%. The Q - s curve conversion formula can provide a feasible method for the conversion from the self-anchored pile to the traditional static load test pile.

Key words: numerical simulation; self-anchored test pile; traditional test pile; conversion formula; Q - s curve

0 引 言

目前,检测桩基单桩竖向抗压承载力最为可信的方法是单桩竖向抗压静载荷试验,也称传统试桩法^[1-4]。传统试桩法的加载装置常用锚桩反力装置和压重平台反力装置等,使用锚桩反力装置时,需另设专用的锚桩;使用压重平台反力装置时,载荷主要由堆载配合千斤顶提供,若堆载数量大,则存在安全隐患。检测大直径或超长桩的极限承载力时,用以上方法会增加试验成本,且不安全。而自锚试桩是由桩本身提供测试反力,其原理与传统静载试验的锚桩法相同,但自锚试桩不需要额外安装锚桩反力梁装置。因此,本文采用自锚试桩方法进行试验。自锚试桩分为上、下两段桩,上段桩受拉视为顶拔桩,下段桩受压视为顶压桩。加载时,上段桩承受向上顶拔的力,上段桩可视为锚桩,通过荷载传力杆,下段桩桩顶承受向下顶压的力,加载至上、下两段桩同时破坏。自锚试桩最终目的是将上段桩、下段桩的荷载-位移(Q - s)曲线向传统试桩 Q - s 曲线转换,转换的关键在于上段顶拔桩的转换。

由于抗拔桩在大型地下室抗浮等工程中应用广泛,目前关于抗拔桩的研究也越来越多。杨柏等^[5]通过现场试验对嵌岩段抗拔桩承载特性的研究,提出了抗拔桩极限承载力的预测公式。杨碧莲等^[6]采用解析法拟合推导了顶拉抗拔桩的 Q - s 曲线。王钦科等^[7]根据现场实验对 5 根抗拔桩进行荷载传递特性的研究,分析了 Q - s 曲线、桩侧摩阻力曲线规律,得出了桩侧极限摩阻力标准值。Kranthikumar 等^[8]为了研究锚杆桩桩身长度对抗拔性能的影响,将小型室内试验和数值模拟结果进行比较,得出了抗拔性能与长径比之间的关系。He 等^[9]为了提高抗拔桩的应用效率,对比分析了 3 种计算极限承载力的方法。Emirler 等^[10]结合理论计算与数值分析,研究了桩的长径比、桩身材料和砂土的相对密度等因素对桩的抗拔性能影响。这些国内外学者对抗拔桩进行的研究,为自锚试桩上段桩的转换提供了可靠的依据。

数值模拟作为一种以理论研究为基础的数值分析方法,对试验研究具有指导作用。近年来,随着

FLAC3D 有限元差分软件在桩基工程的应用越来越广泛,采用有限差分软件模拟桩承载性的相关研究已经取得了大量成果。张明远等^[11]利用 FLAC3D 软件模拟超长直径钢管桩荷载传递特性,并与试验相互验证,表明有限差分软件模拟桩承载特性的可行性。曹日跃^[12]基于 FLAC3D 软件对单桩承载特性的模拟,得出单桩在竖向荷载作用下桩身轴力、桩侧摩阻力等一系列分布规律。穆锐等^[13]用 FLAC3D 软件对土岩组合体中的抗拔桩进行数值模拟,利用静力平衡原理得到抗拔桩极限承载力的解析式,并结合数值模拟结果,得到了桩的极限承载力修正后的理论公式。于丹等^[14]为研究抗拔桩承载特性,用有限差分软件对抗拔桩进行加载模拟,发现模拟结果得出的荷载传递特性与现场试验得出的结果符合较好。肖建华等^[15]为解决数值模拟单桩静载试验与试验结果有误差的问题,将数值模拟结果与试验结果相互验证,得到了两者误差不大、数值模拟可行的结论。

本文采用 FLAC3D 软件模拟顶拔桩、桩端无土顶压桩、传统试桩和自锚试桩的整个加载过程,分析它们的荷载传递特征,建立了自锚试桩 Q - s 曲线向传统试桩 Q - s 曲线转换公式,并结合室内模型试验结果,验证转换曲线的准确性。研究结果对预测不同桩径、大小的自锚试桩的荷载沉降特性具有指导意义。

1 数值模拟

1.1 桩土单元模型及网格划分

本文采用 FLAC3D 软件对顶拔桩、桩端无土顶压桩、传统试桩和自锚试桩进行数值模拟,这 4 种桩型的桩编号为 P1、P2、P3、P4,其中:P1 为顶拔桩,荷载作用在桩顶,方向向上;P2 为桩端无土顶压桩,荷载作用在桩顶,方向向下;P3 为传统试桩,荷载作用在桩顶,方向向下;P4 为自锚试桩。P4 上段桩桩顶作用抗拔荷载,下段桩桩顶作用抗压荷载,同时对上下段桩进行加载试验。P1、P2、P3 桩长均为 1.20 m,P4 桩上段桩桩长 1.10 m,下段桩桩长 0.10 m,直径 50.00 mm,壁厚 8.00 mm。桩采用弹性模型,土体采用摩尔-库伦模型。

基于 FLAC3D 软件进行的数值模拟计算,首先要确定整个模型的网格划分。桩、土网格的建立方法为直接法,即利用软件的网格生成器按照分析对象的几何形状建模。土体采用柱形隧道外围渐变放射网格建立网格模型,整个土体模型长宽高尺寸设置为 $1.00\text{ m}\times 1.00\text{ m}\times 2.00\text{ m}$ 。桩采用柱体网格建立网格模型,桩体模型尺寸设置为长 1.20 m ,半径 25.00 mm ,模型置于土体模型的中间部位。整个桩土网格共分为 6528 个单元,7187 个节点。网格划分图如图 1 所示。

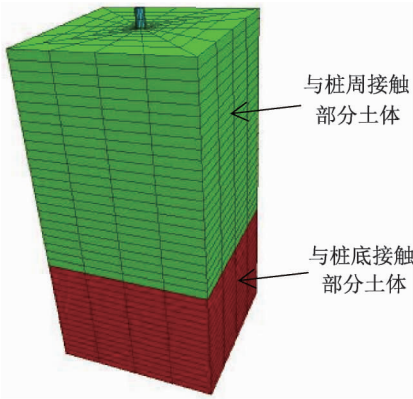


图 1 网格划分示意

1.2 接触面建立及边界条件

FLAC3D 软件中的接触面建立的方法有三种:移来移去法、导来导去法和切割模型法。本文采用的是移来移去法,首先分别建立桩、土单元模型,在建立土体单元网格的中间部位建立接触面,然后将桩单元模型移到土体单元的中间部位,建立接触面。

本文设置的约束边界条件,只保留模型顶部 z (坐标)为 0.00 m 处,即地表边界为自由边界,其余五面边界固定,即固定 x (坐标)为 0.50 、 -0.50 m 处, y (坐标)为 0.50 、 -0.50 m 处, z 为 -2.00 m 处的所有节点,约束其水平方向和竖直方向的位移。

1.3 计算参数

本文在计算桩的承载力时,采用有机玻璃管模拟桩,有机玻璃管的物理力学参数见表 1。由于室内试验中采用的土体为粉土,为保证数值模拟得到的结果与室内试验相比具有参考价值,数值模拟计算所需土体参数采用室内模型试验土体的实测参数,主要物理力学参数见表 2。

表 1 有机玻璃管桩体主要参数

密度 $\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	弹性模量 E/GPa	体积模量 K/GPa	剪切模量 G_p/GPa	泊松比 μ
1180	2.30	2.90	0.84	0.37

表 2 土体物理力学参数

土层	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	黏聚力 c/kPa	体积模量 K/MPa	剪切模量 G_s/MPa	泊松比 μ	土粒比重 G_s	含水率 $\omega/\%$
粉土	16.10	29.00	8.00	4.10	2.40	0.26	2.75	12.85

2 数值模拟及结果分析

本文对 4 种不同的桩型进行数值模拟,数值模拟计算步与室内模型试验计算加载步一致,均采用慢速维持荷载法加载,加载等级分为 15 级,按不同单桩的预估极限荷载进行加载等级划分。P1、P2、P4 桩预估荷载 1500 N 左右,第一级加载 200 N ,之后等量逐级加载 100 N ;P3 桩预估荷载 3000 N 左右,第一级加载 400 N ,之后等量逐级加载 200 N 。

加载结束后,顶拔桩 P1、桩端无土顶压桩 P2、传统试桩 P3、自锚试桩 P4 上、下段桩的 $Q-s$ 曲线如图 2 所示,其中: Q 表示荷载, s 表示位移。向下位移为正,表示沉降量;向上位移为负,表示上拔量。荷载水平较小时,P1、P2 桩的位移变化不明显, $Q-s$ 曲线较为平缓。随着荷载水平的增加,曲线的斜率逐渐变大。从 $Q-s$ 曲线形态上看,P1 桩与 P2 桩荷载分别达到 1400 N 和 1700 N 时, $Q-s$ 曲线存在明显的陡升或陡降,桩呈突变破坏。P1 桩在受荷时被

拉伸,P2 桩在受荷时被压缩。P1 桩受拉时桩身被拉长径向尺寸减小,桩侧土与桩之间松弛度增大,桩侧负摩阻力减小,而 P2 桩相反。P1 桩、P2 桩同为纯摩擦型桩,其承载力完全受桩侧摩阻力决定,无桩端阻力影响。因此,P1 桩极限承载力小于 P2 桩,约比 P2 桩小 17% 。在极限状态下,P1 桩的桩顶总位移为 1.16 mm ,P2 桩的位移为 2.23 mm ,P1 桩比 P2 桩总沉降小 48% 。

P3 桩的 $Q-s$ 曲线表明,开始加载时,荷载由桩侧摩阻力承担,此时桩顶沉降较小, $0\sim 2000\text{ N}$ 的加载范围,P3 桩处于线弹性阶段; $0\sim 1100\text{ N}$ 的加载范围内,P4 桩处于线弹性阶段。随着荷载的增加,桩侧摩阻力由上而下全部发挥作用,另外增加的荷载由桩端阻力承担,桩顶沉降量增大,但没有达到破坏状态,称为局部剪切阶段。 $Q-s$ 曲线表明,P3 桩、P4 桩分别在 $2000\sim 2800\text{ N}$ 、 $1100\sim 1300\text{ N}$ 的加载范围内处于局部剪切性阶段。局部剪切阶段之后,桩马上进入破坏阶段,沉降迅速增大。P3 桩的极限

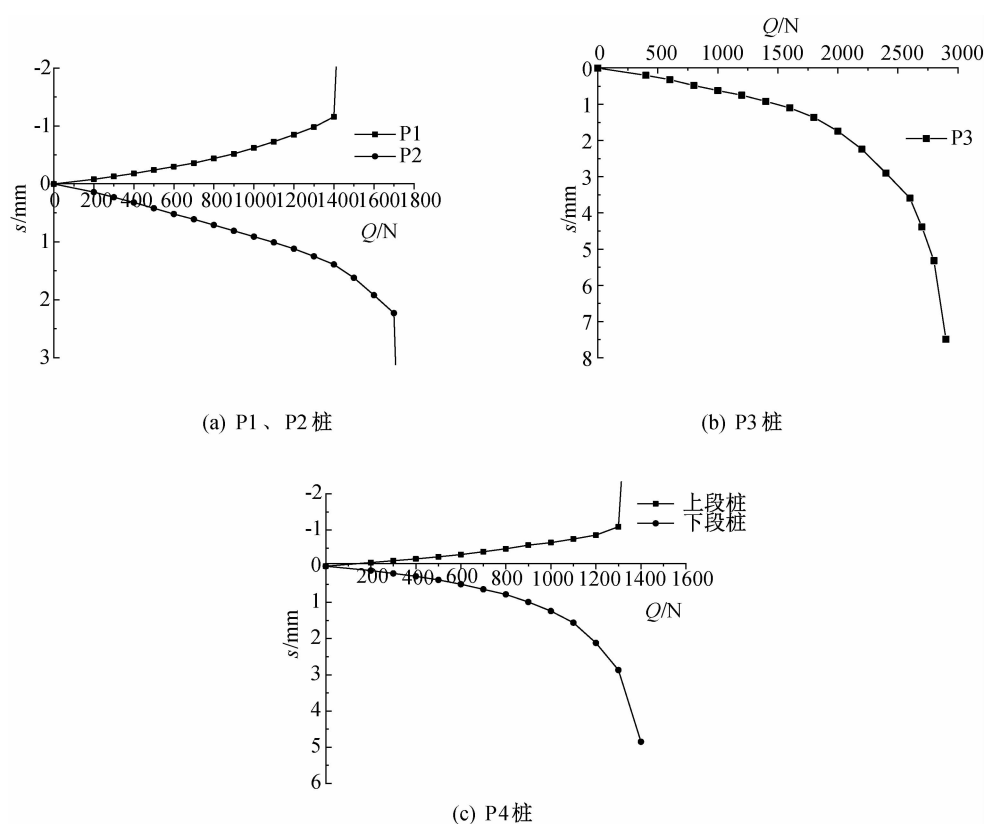


图 2 P1、P2、P3、P4 桩的 Q-s 曲线

荷载为 2800 N,桩顶总位移为 5.32 mm。P4 桩上、下段桩同时破坏,极限荷载为 1300 N,上段桩位移为 1.09 mm,下段桩位移为 2.87 mm。

图 3 为 P1、P2 桩的 $\frac{\Delta s}{\Delta Q}-Q$ 曲线。从曲线上可以看出,P1、P2 桩在相同荷载条件下,位移增长速率相近。P1 桩在受荷 1400 N 时, $\frac{\Delta s}{\Delta Q}=0.0017\text{ mm/N}$;P2 桩在受荷 1400 N 时, $\frac{\Delta s}{\Delta Q}=0.0018\text{ mm/N}$ 。换言之,顶拔桩 P1 与桩端无土顶压桩 P2 在相同受荷条件下,两者的沉降位移的规律较为一致。

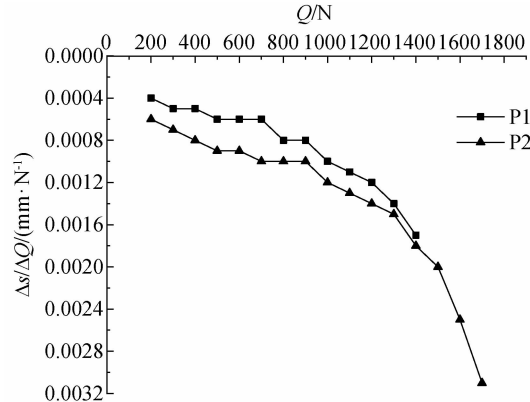


图 3 P1、P2 桩的 $\frac{\Delta s}{\Delta Q}-Q$ 曲线

3 自锚试桩 Q-s 曲线向传统试桩转换

3.1 顶拔桩向顶压桩转换的转换公式

顶拔桩与桩端无土顶压桩都为纯摩擦型桩,顶拔桩的极限承载力由其桩侧负摩阻力承担,桩端无土顶压桩极限承载力由其桩端正摩阻力承担,将顶拔桩转换为顶压桩,正负摩阻力转换系数可由顶拔桩与桩端无土顶压桩的极限承载力比值得出。由于顶拔桩与桩端无土顶压桩在相同受荷条件下,两者的沉降位移有较为一致的规律,可将上段桩顶拔的位移转换为向下顶压的位移,继而转换为顶压桩的 Q-s 曲线。转换方式如下式:

$$Q^- = \frac{Q^+}{\lambda_1}$$
(1)

$$s^- = \frac{s^+}{\lambda_2}$$
(2)

式中: Q^- 为桩端无土顶压桩的桩顶向下压力, Q^+ 为顶拔桩的桩顶向上拉力, λ_1 为正负摩阻力转换系数; s^- 为桩端无土顶压桩的位移, s^+ 为顶拔桩的位移, λ_2 为位移转换系数。

3.2 自锚试桩向传统试桩转换的转换公式

将自锚试桩法得出的上、下段桩 Q-s 曲线转换为传统试桩法的 Q-s 曲线,可以按荷载相等原则进

行转换。自锚试桩上段桩为顶拔桩,下段桩为顶压桩,将自锚试桩 Q-s 曲线转换为传统试桩,主要进行上段桩的转换。对于自锚试桩来说,上段桩的荷载 Q_i^+ 与下段桩的荷载 Q_i^- 相等。当荷载为第 i 级时,自锚试桩的荷载、位移转换为传统试桩的荷载、位移的转换公式可以表示为:

$$Q_i = \frac{Q_i^+ - G_p}{\lambda_1} + Q_i^-$$

(3)

$$s_i = \frac{s_i^+}{\lambda_2} + s_i^-$$

(4)

其中: Q_i 为传统试桩第 i 级荷载; s_i 为传统试桩第 i 级荷载; Q_i^+ 为上段桩的上拔力, Q_i^- 为压杆对下段桩的压力, G_p 为上段桩重力 22 N; λ_1 为正负摩阻力转换系数, s_i^+ 为上段桩位移, s_i^- 为下段桩位移,位移转换系数为 λ_2 。

4 自锚试桩 Q-s 曲线转换公式验证

4.1 数值模拟转换验证

数值模拟计算结果表明,顶拔桩极限承载力为 1400 N,位移 1.16 mm,桩端无土顶压桩极限承载力 1700 N,位移 2.23 mm。由式(1)计算可得正负摩阻力转换系数为 0.83,由式(2)计算可得顶拔转换为顶压的位移转换系数为 0.52。基于荷载相等原则,自锚试桩上、下段桩同一加载时间内荷载相等,将自锚试桩的上、下段桩荷载按转换公式(3)转换,上、下段桩位移按式(4)转换,转换前后的自锚试桩荷载沉降数值表如表 3 所示,转换后的自锚试桩 Q-s 曲线如图 4 所示。由转换公式计算得出自锚试桩的极限承载力为 2840 N,此时位移为 4.97 mm。传统试桩极限承载力为 2800 N,桩顶总位移为 5.32 mm。自锚试桩与传统试桩相比,极限承载力的误差为 1.4%,沉降量误差为 6.6%,转化后的 Q-s 曲线与传统试桩的 Q-s 曲线吻合度很高,表明转换公式可以为自锚试桩向传统静载荷试桩 Q-s 曲线转换提供可行的方法。

表 3 自锚试桩转换前后荷载位移数值表

转换前			转换后	
Q/N	上段桩 s/mm	下段桩 s/mm	Q/N	s/mm
0	0	0	0	0
200	0.10	0.12	415	0.31
300	0.15	0.20	636	0.48
400	0.20	0.28	857	0.66
500	0.26	0.38	1078	0.88
600	0.32	0.50	1299	1.09
700	0.40	0.64	1520	1.38

表 3 续

转换前			转换后	
Q/N	上段桩 s/mm	下段桩 s/mm	Q/N	s/mm
800	0.48	0.78	1741	1.66
900	0.58	0.99	1962	2.09
1000	0.65	1.24	2183	2.49
1100	0.75	1.56	2404	3.01
1200	0.86	2.12	2625	3.77
1300	1.09	2.87	2846	4.97

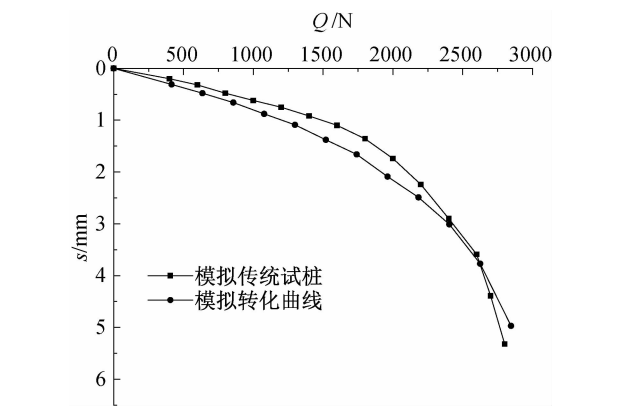


图 4 模拟自锚试桩 Q-s 转换曲线与模拟传统试桩曲线

4.2 室内试验转换验证

为验证转换公式的准确性,将试验得出的自锚试桩 Q-s 转换曲线转换为试验传统试桩的 Q-s 曲线。室内试验的自锚试桩 Q-s 曲线按荷载相等原则进行转换,由数值计算得出的荷载转换系数为 0.83,上段桩的位移转换系数为 0.52。自锚试桩上、下段桩的荷载位移依次代入式(3)一(4)中,得到转换后的自锚试桩极限承载力为 2840 N,总位移为 4.61 mm,转换后的荷载位移曲线如图 5 所示。试验传统试桩极限承载力为 2800 N,桩顶总位移为 5.60 mm。与试验传统试桩相比,极限承载力的误差为 1.4%,沉降量误差为 17.6%,二者的误差较小,验证了自锚试桩 Q-s 曲线的转换公式的正确性。

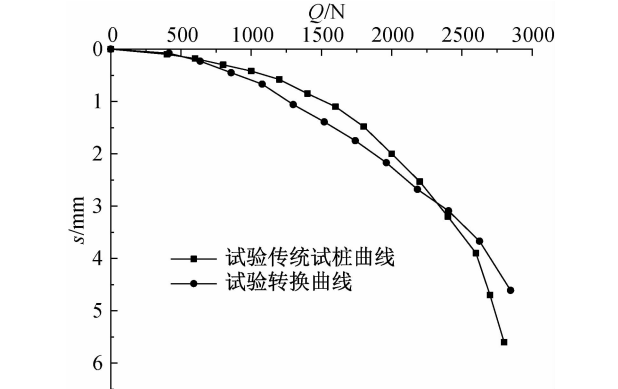


图 5 试验自锚试桩 Q-s 转换曲线与试验传统试桩曲线

4.3 自锚试桩的模拟、试验 Q-s 曲线转换对比

模拟、试验自锚试桩 Q-s 转换曲线如图 6 所示。数值模拟的自锚试桩的 Q-s 转换曲线与室内试验得出的自锚试桩 Q-s 转换曲线相比,模拟得出的自锚试桩极限承载力为 2840 N,此时位移为 4.97 mm,试验得出的自锚试桩极限承载力为 2840 N,总位移为 4.61 mm,模拟得出的转换曲线总沉降量比试验得出的沉降量略大一些,误差仅为 7.2%。数值模拟与模型试验的误差来源有可能是土体的固结,数值模拟中是通过初始应力的计算来实现土体的固结状态的,而与试验中土体的实际固结过程有一定的差异。整体来说,两条转换曲线高度吻合,表明了数值模拟计算得出的结论是正确的。

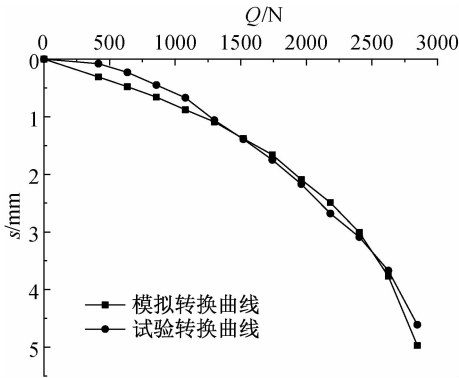


图 6 模拟、试验自锚试桩 Q-s 转换曲线

5 结 论

本文利用 FLAC3D 软件对 4 种不同桩型的桩进行模拟,得出了 4 种桩的 Q-s 曲线,并对这些曲线进行分析,建立了自锚试桩 Q-s 曲线向传统试桩 Q-s 曲线转换公式,得到了以下结论:

- a)通过对顶拔桩和桩端无土顶压桩的模拟计算分析,得出在粉土中正负摩阻力转换系数为 0.83。
- b)在数值模拟中,自锚试桩转换后的曲线与传统试桩 Q-s 曲线相比,自锚试桩的极限承载力为 2840 N,误差仅为 1.4%,沉降量误差为 6.6%,转换后的 Q-s 曲线与传统试桩的 Q-s 曲线吻合度很高。在模型试验中,按转换公式转换后的自锚试桩与试验传统试桩相比,极限承载力的误差为 1.4%,沉降量误差为 17.6%,二者的误差在可接受范围内,表明自锚试桩 Q-s 曲线的转换公式是合理的。
- c)经室内试验的自锚试桩 Q-s 曲线的转换结果与数值分析的结果对比分析之后,发现两者曲线高度一致,软件模拟的自锚试桩转换后的总沉降量比

试验得出的略大一些,误差仅为 7.2%,验证了数值模拟计算得出的结论的正确性。

参考文献:

[1] 李翔宇,盛志强,陈立根,等.南京金茂广场二期超大吨位基桩静载试验研究[J].建筑科学,2020,36(S1):261-266.

[2] 董卫青,何晶,明灿.昆明景成大厦大直径超长灌注桩设计及承载特性研究[J].建筑结构,2020,50(21):106-113.

[3] 钟杰,李粮纲,金宗川,等.滨海软土中超长后注浆灌注桩承载性能研究[J].建筑结构,2020,50(11):108-113.

[4] 耿培,肖子均,杨志银.深圳某工程大直径超长桩原位抗压静载试验[J].工业建筑,2019,49(3):198-203.

[5] 杨柏,陈开伦,刘磊,等.基桩嵌岩段抗拔承载特性现场试验研究[J].河南科技大学学报(自然科学版),2021,42(2):70-75.

[6] 杨碧莲,马海龙.顶拉抗拔桩轴向荷载-位移曲线的解析拟合方法[J].浙江理工大学学报(自然科学版),2021,45(1):103-108.

[7] 王钦科,马建林,胡中波,等.浅覆盖层软质岩中抗拔桩承载特性现场试验研究[J].岩土力学,2019,40(4):1498-1506.

[8] Kranthikumar A, Sawant V A, Kumar P, et al. Numerical and experimental investigations of granular anchor piles in loose sandy soil subjected to uplift loading[J].International Journal of Geomechanics,2017,17(2): 04016059.

[9] He H N, Dai G L, Gong W M.Review of computational models and methods for predicting ultimate capacity of uplift piles with uniform cross section[J].Journal of Highway and Transportation Research and Development,2015, 9(2): 69-76.

[10] Emirler B, Tolun M, Yildiz A.3D numerical response of a single pile under uplift loading embedded in sand [J].Geotechnical and Geological Engineering,2019,37(5):4351-4363.

[11] 张明远,黎生南,彭文韬,等.基于 FLAC~(3D)的超长 大直径钢管桩竖向承载特性模拟[J].岩土力学,2011,32(9):2856-2860.

[12] 曹日跃.基于 FLAC3D 的单桩承载特性的数值模拟[J].北京信息科技大学学报(自然科学版),2016,31(3):88-91.

[13] 穆锐,浦少云,黄质宏,等.土岩组合岩体中抗拔桩极限承载力的确定[J].岩土力学,2019,40(7):2825-2837.

[14] 于丹,杜鹏祥,张海洋,等.抗拔桩单桩承载特性试验及数值模拟[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2014,30(5):818-825.

[15] 肖建华,刘森.桩基础单桩静载试验及数值模拟[J].辽宁工程技术大学学报(自然科学版),2015,34(5):606-611.

(责任编辑:康 锋)