

DOI:10.3880/j.issn.1006-7647.2008.03.009

钻孔变截面灌注桩的荷载传递特性

杨有莲 朱俊高

(河海大学岩土工程研究所,江苏 南京 210098)

摘要:以某工程钻孔变截面灌注试桩为例,采用三维有限元计算程序,研究了相同土质条件下变截面桩和等截面桩在竖向桩顶加载方式下荷载传递机理的异同。引入相对摩阻力 R_r ,进一步分析了桩型对桩侧摩阻力发挥程度的影响; $R_r = 1.0$ 表明桩侧摩阻力充分发挥; $R_r > 1.0$ 桩侧摩阻力表现为强化效应; $R_r < 1.0$ 则桩侧摩阻力表现为软化效应。

关键词:变截面桩;荷载传递;有限单元法;相对摩阻力;钻孔灌注桩

中图分类号:TU473.1+1 文献标识码:A 文章编号:1006-7647(2008)03-0037-03

Load transfer performance of variable-section bored pile//YANG You-lian, ZHU Jun-gao(Geo-technical Research Institute of Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: With a variable-section diameter bored pile as an example, numerical simulation are performed with 3-D FEM to study the load transfer performance of variable-section and uniform-section vertical loaded bored piles under identical geological conditions. By introduction of relative friction R_r , the effects of pile-type on the exertion degree of side friction are analyzed: if $R_r = 1.0$, it indicates that the skin friction is being sufficiently developed; if $R_r > 1.0$ it indicates consolidation phenomena; if $R_r < 1.0$, it indicates softening phenomena.

Key words: variable-section pile; load transfer performance; finite element method; relative side friction; bored pile

钻孔灌注桩具有适应性广、承载力高、建筑费用低、抗震性好等诸多特点,在工程中应用日益广泛,已成为高层建(构)筑物深基础的主要形式,但在软土地区施工时传统的等截面灌注桩往往不能满足高重结构荷载与沉降的要求。为此人们最初考虑控制等截面桩的孔壁泥皮厚度以提高桩土之间的抗剪强度,取得了一些成效。然而泥皮是客观存在的,要想完全消除它的影响很困难,因此可以说等截面桩桩型本身限制了桩侧摩阻力的发挥。于是人们另辟蹊径,把目光放在桩孔孔壁的变化上,希望通过改变桩身孔壁来提高桩侧摩阻力^[1-2]。目前对变截面钻孔灌注桩荷载传递特性的研究还很少,特别是超长桩的承载性能还有待进一步研究。本文结合某工程试桩利用三维有限元分析方法,对变截面超长大直径灌注桩的荷载传递性状进行了分析研究。

1 有限元计算模型

按混凝土用量相等的规则取等截面桩的桩径为 2.5 m,变截面试桩桩径为 2.5~2.8 m,桩顶、桩底标高分别为 +4.0 m, -121.0 m,变截面处标高为 -21.0 m。试桩桩侧土层以砂土为主,桩端土层为

中粗砾砂层。变截面试桩简化计算模型^[3]见图 1。

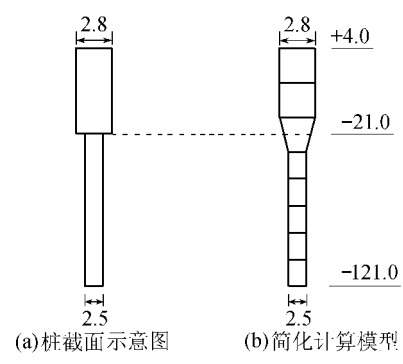


图 1 变截面试桩简化计算模型(单位:m)

1.1 土的本构模型和接触面模型

笔者在进行有限元计算时,土体采用邓肯-张弹性非线性 $E-\mu$ 模型^[4]。假定土体泊松比 μ 为常数,则模型参数 F, D 均为零,实验常数 G 等于 μ ,参数 K 反映弹性模量的大小, N 为模型指数,各土层的计算参数见表 1。

由于混凝土桩和土的变形模量有很大的差异,在竖向荷载作用下桩土之间会产生一定的滑移和开裂。为了考虑桩土间的这种相对位移和应力之间的非线性关系,以及在施工成孔过程中泥浆护壁

作者简介:杨有莲(1976—),女,四川成都人,博士研究生,从事桩基及基础工程研究。E-mail: ylyang@hhu.edu.cn

表 1 各土层的计算参数

土层编号	土层名称	土层顶底标高/m	破坏比 R_f	K/kPa	N	G	$\varphi(^{\circ})$	c/kPa	$\rho(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
1	亚黏土	-0.55 ~ +3.75	0.74	321.2	0.61	0.38	31.3	2.4	0.98
2	粉砂	-15.45 ~ -0.55	0.74	321.2	0.61	0.40	31.3	2.4	0.98
3	亚砂土	-45.75 ~ -15.45	0.69	368.1	0.53	0.38	28.2	5	1.04
4	粉细砂	-71.15 ~ -45.75	0.70	477.0	0.55	0.40	29.9	2	1.04
5	中粗砾砂	-75.20 ~ 71.15	0.75	668.1	0.55	0.40	34.1	1	1.19
6	粉细砂	-81.15 ~ -75.20	0.80	516.3	0.58	0.40	31.2	1.9	1.18
7	中粗砾砂	-127.55 ~ -81.15	0.81	522.0	0.63	0.40	33.2	1.9	1.10
8	亚黏土及黏土	-137.75 ~ -127.55	0.80	376.0	0.59	0.38	33.7	2.95	1.08
9	中粗砂	-144.75 ~ -137.75	0.78	596.0	0.56	0.40	31.8	1.43	1.05
10	亚黏土及黏土	-156.95 ~ -144.75	0.80	376.0	0.59	0.38	33.7	2.95	1.08
11	粉细砂	-220 ~ -156.95	0.70	477.0	0.55	0.40	29.9	2	1.04

形成的泥皮和桩周土的扰动对强度、模量降低的影响,本文计算采用了薄层单元^[4]来模拟桩土接触面,它在一定程度上能综合反映接触错动、泥皮以及施工扰动的影响。接触面单元厚度主要依据 Desai 的建议,可取单元长度的 1/100 ~ 1/10,本文计算时采用的接触面单元厚度为 0.5 m,接触面单元的计算参数为: K,N 分别为 300 kPa、0.62;破坏比 R_f 为 0.7;泊松比参数 G,F,D 分别为 0.35、0.0、0; c 为 1.0 kPa, φ 为 22.5°; ρ 为 1.1 g/cm³。

1.2 桩及土体单元

考虑到桩径较大,需反映桩与土之间的受力变形协调关系,以及便于设置接触面单元,计算中桩和土都取六面体八结点等参实体单元。

混凝土在达到破坏强度之前,线性关系一般较好,故本研究中将作为线弹性材料考虑,弹性模量为 33 GPa,泊松比为 0.167。

2 荷载传递特性分析

2.1 荷载~沉降曲线特性

图 2 为等截面桩和变截面桩桩顶荷载与沉降关系曲线。从图 2 中可以看出,本文计算得出的变截面桩桩顶荷载 Q 与沉降 S 的关系曲线与自平衡转换曲线相当接近,说明本文计算方法是可行的。本文计算的荷载与沉降关系曲线属缓变型^[5-7],自平衡

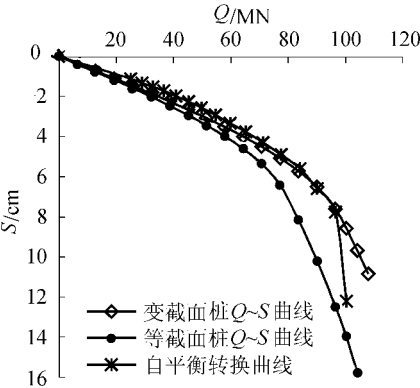


图 2 桩顶荷载与沉降关系曲线

转换曲线属陡降型。

计算得出在相同的土质条件下,变截面桩与等截面桩相比单位体积承载力提高了 15.4%,桩顶沉降减小了 6.8%,单位表面积摩阻力提高了 23.2%。这是由变截面桩的特殊构造所致,变截面桩桩身侧面在工作中处于侧摩阻力和支承力的共同作用下^[8-9]。这种桩型能更加充分地发挥桩身材料和地基土的结构性能。同时,桩顶在竖直向下荷载的作用下周围土体会受到局部而有效的加固处理,从而产生一个局部压缩密实区域。这不仅提高了地基土的物理力学性能,也改变了地基土的自然结构状态。

2.2 荷载传递特性

2.2.1 桩身轴力的确定

由各桩单元形心处的竖向应力可求得桩身轴力:

$$P_i = \sigma_i A_i$$

式中: P_i 为第 i 段桩单元形心处的轴向力, kN; σ_i 为第 i 段桩单元形心处的竖向应力, kPa; A_i 为第 i 段桩单元的桩身横截面面积, m²。对于变截面处的过渡单元, A_i 取桩单元上下 2 个截面面积的平均值。

2.2.2 桩侧摩阻力的确定

由桩身轴力即可求得桩侧摩阻力^[10-11]:

$$F_i = P_{i-1} - P_i$$

根据各桩单元的侧摩阻力可求出各桩段的桩侧平均摩阻力:

$$f_i = \frac{F_i}{U_i l_i}$$

式中: F_i 为第 i 段桩单元总桩侧摩阻力, kN; f_i 为第 i 段桩单元平均桩侧摩阻力, kPa; U_i 为第 i 段桩单元的周长, m; l_i 为第 i 段桩单元的长度, m。对于变截面处的过渡单元, U_i 取桩单元上下 2 个截面周长的平均值。桩单元轴力及桩侧摩阻力计算示意图见图 3。

2.2.3 荷载传递特性分析

图 4 为不同荷载级数下的桩身轴力沿深度变化的关系曲线,横轴表示桩身轴力 P_i ,纵轴表示桩单

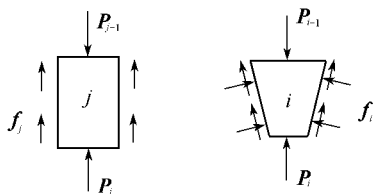


图3 桩单元轴力及侧摩阻力计算示意图

元形心标高 H_i , 其中 i 表示桩单元形心对应的编号。图5为不同荷载级数下桩侧摩阻力沿深度变化的关系曲线, 横轴表示桩侧摩阻力 f_i , 纵轴表示桩单元形心标高 H_i 。

从图4、图5可以看出, 桩在竖向荷载作用下, 由于变截面(- 21.0 m)附近阻力大, 桩身轴力大幅度减小, 变截面桩的桩侧摩阻力沿桩身先减小后增大, 且在变截面处也发生突变现象, 等截面桩的桩身轴力表现为逐渐减小, 其桩侧摩阻力沿桩长呈先增大后减小的趋势。随着荷载级数的增加, 等截面桩与变截面桩的桩侧摩阻力差异也逐渐增大。

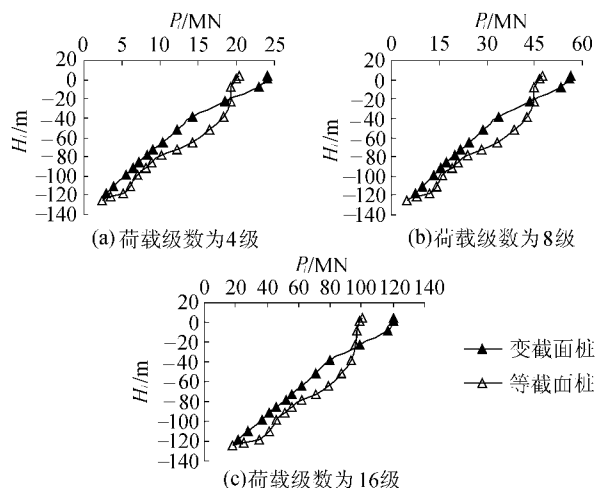


图4 不同荷载级数下的桩身轴力比较

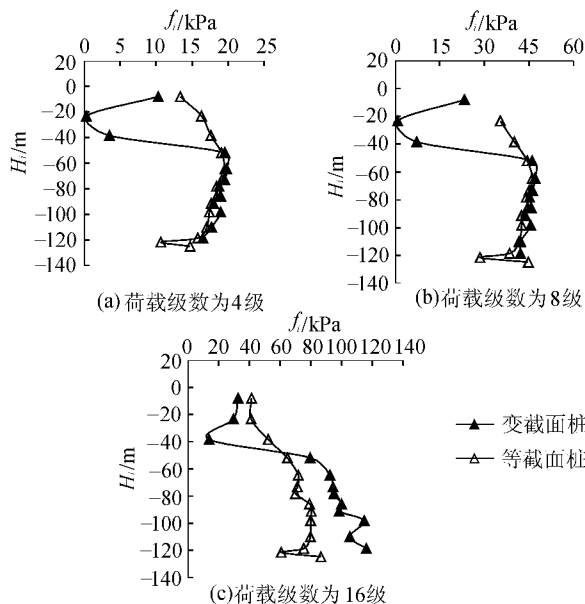


图5 不同荷载级数下的桩侧摩阻力比较

出现上述现象的原因可能是由于在变截面处的阻力大, 使得轴力陡降, 且较大程度地限制了变截面附近桩土相对位移, 使得变截面附近的桩侧摩阻力不能充分发挥, 因此, 在变截面附近桩身轴力大幅度减小, 桩侧摩阻力也发生突变。

为了进一步研究桩径对桩侧摩阻力发挥程度的影响情况, 将桩侧摩阻力沿桩身的变化进行无量纲化, 为了方便说明, 引入一个相对摩阻力 R_τ [12] 的概念, 即将计算得到的桩侧极限摩阻力除以相应土层规范推荐的摩阻力, 它反映的是桩侧摩阻力的发挥程度。本文的计算依据是 JGJ94—94《建筑桩基技术规范》, 若 $R_\tau = 1$, 表明桩侧摩阻力充分发挥; 若 $R_\tau > 1$, 桩侧摩阻力表现为强化效应; 若 $R_\tau < 1$, 则桩侧摩阻力表现为软化效应。

为了便于说明桩侧摩阻力的发挥情况, 做了以下假设: 假设各桩单元内桩侧摩阻力不随深度变化。图6为各土层桩侧摩阻力与深度变化的关系曲线, 图7为相对桩侧摩阻力与深度变化的关系曲线。图中各土层桩侧摩阻力为各单元桩侧摩阻力的平均值, Q_u 为桩的极限承载力。

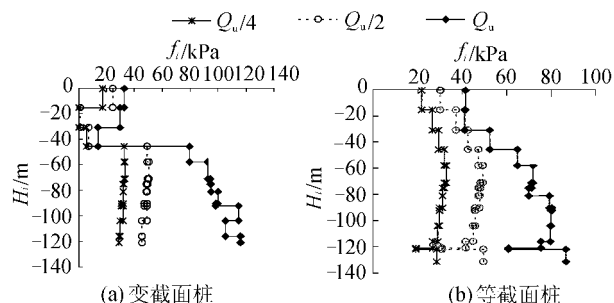


图6 各土层桩侧摩阻力分布

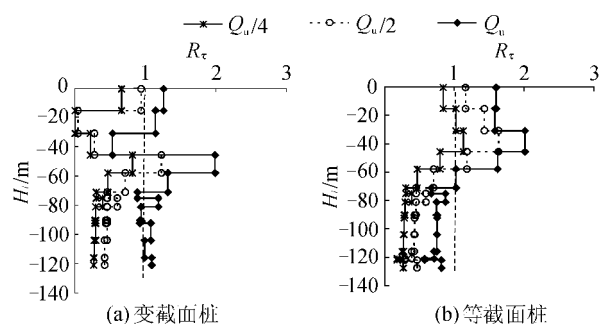


图7 相对桩侧摩阻力分布

从图6、图7可以看出, 桩侧摩阻力沿桩身呈非线性分布。当桩顶荷载为 $Q_u/4$ 时, 变截面桩桩周土层的 R_τ 远小于1, 即桩侧摩阻力远小于规范确定值, 此时等截面桩周围大部分土层的 R_τ 也远小于1。当桩顶荷载为 $Q_u/2$ 时, 变截面桩周围大部分土层的 R_τ 远小于1, 只有第4层土层的 R_τ 大于1, 表现为强化效应, R_τ 为1.23; 等截面桩上部土层的 R_τ 大于1, 为1.16~1.64。当桩顶荷载(下转第75页)

从表 2、表 3 中可以看出,本文方法所求出的切应力和正应力在材料交界面两侧的差明显小于文献 [3] 中的结果,说明在处理多层层合板问题上本文方法比文献 [3] 方法更优越,但本文方法所求的切应力及正应力在材料交界面上下层并不完全相等,还不能精确满足式(2)。这是由于在位移元中,结点的应力是通过所在单元的结点位移间接计算的,同一个结点在不同的单元中所计算出的应力必然存在一定的数值误差,随着网格的不断细分,这种误差将趋向零。

3 结 语

笔者从位移元形函数的构造方法上入手,将理性有限元思想引入到多层层合板问题中,使位移元能够在一定程度上满足层状结构材料在交界面上的位移和应力连续条件。虽然文中讨论的层合板的每

一层均假定为正交各向异性材料,但将其推广到一般的各向异性材料并不困难。

参考文献:

[1] 王勖成.有限单元法[M].北京:清华大学出版社,2003.
[2] 卓家寿.弹性力学中的有限单元法[M].北京:水利电力出版社,1990.
[3] 钟万勰,纪峥.理性有限元[J].计算结构力学及其应用,1996,13(1):1-8.
[4] 钟万勰,姚伟岸.多层层合板圣维南问题的解析解[J].力学学报,1997,29(5):617-626.
[5] 姚伟岸,钟万勰.辛弹性力学[M].北京:高等教育出版社,2002:119-131.
[6] 钟万勰,纪峥.平面理性有限元的收敛性证明[J].力学学报,1997,29(6):1-10.
[7] 钟万勰.有限元的收敛性与分片实验条件[J].计算力学学报,1997,14(3):1-12.

(收稿日期 2007-12-04 编辑 骆超)

(上接第 39 页)

为 Q_u 时,变截面桩的桩侧摩阻力进一步增大,整个桩长范围内桩侧摩阻力基本上表现为强化效应,而第 3 层土层表现为强烈的软化效应,其 R_r 为 0.54,第 4 层土层表现为强烈的强化效应,其 R_r 为 1.99,究其原因:变截面处(位于第 3 层土层)的端阻作用限制了变截面上部桩土间的相对位移,使得变截面附近的桩侧摩阻力得不到正常发挥,又因为在外荷载作用下变截面处土体受到向下挤压的作用,形成一个局部压缩密实区,提高了土体物理力学性质,增大了土中的法向应力,从而使得第 4 层土层的桩侧摩阻力得到加强。因此,在变截面下部表现为强烈的强化效应,等截面桩桩顶以下 2/3 范围内土层的桩侧摩阻力大部分表现为强化效应, R_r 最大为 1.58~2.02,桩底以上 1/3 范围内的土层表现为微软化效应, R_r 为 0.57~0.87。

3 结 语

- a. 变截面桩的受力机理不同于等截面桩,变传统桩端阻力为桩侧阻力。这种桩型充分利用地基中不同深度的土层承载能力,有效地提高了单桩的单位体积极限承载力,并达到了减少沉降量的目的。
- b. 根据本文计算结果,等截面桩与变截面桩 2 种桩型桩底以上 1/3 范围内桩侧摩阻力的强化、软化效应在估算单桩极限承载力时可忽略不计,而桩顶以下 2/3 范围内的强化和软化现象非常显著,

估算时应加以考虑。

参考文献:

[1] 郭允庄.钻孔变截面桩成孔技术研究[J].工程勘察,1999(5):23-25.
[2] 张剑锋,鲁智明.钻孔灌注桩桩型与承载力的关系[J].上海地质,1999(4):1-4.
[3] 金建明,陈武,王仕方.钻孔灌注桩桩底后注浆效果分析[J].工业建筑,2002,32(7):39-42.
[4] 汤斌,陈晓平.群桩效应有限元分析[J].岩土力学,2005,26(2):299-302.
[5] 黄生根,张晓炜,曹辉.后压浆钻孔灌注桩的荷载传递机理研究[J].岩土力学,2004,25(2):251-254.
[6] 王陶,马晔.超长钻孔桩竖向承载性状的试验研究[J].岩土力学,2005,26(7):1053-1057.
[7] 崔廬,闫澍旺,周宏杰.多桩型复合地基的荷载传递机理研究[J].岩土力学,2005,26(2):290-294.
[8] 成立芹.一种变截面桩的对比试验研究[J].河北建筑工程学报,2004,22(1):11-15.
[9] 万林海,郭鹏,吴伟功.变截面挤扩桩承载特性的数值模拟[J].山西建筑,2005,31(17):1-2.
[10] 蒋红星,冯芳.超深钻孔灌注桩荷载传递性状[J].煤田地质与勘探,2003,31(1):43-46.
[11] 律文田,王永和,冷伍明,等.预制静压桩静动载现场试验分析[J].岩土力学,2005,26(2):251-255.
[12] 钟闻华,石名磊,刘松玉.超长桩荷载传递性状研究[J].岩土力学,2005,26(2):307-310.

(收稿日期 2007-05-25 编辑 骆超)