

考虑挤土效应的桩基承载力分析

彭 劭¹,施建勇¹,黄 刚²

(1.河海大学岩土工程研究所,江苏 南京 210098 2.上海市政工程监理技术咨询有限公司,上海 200093)

摘要 考虑了沉桩挤土效应引起的桩周土体的应力和孔隙比的变化及其对土体非线性性质的影响,修正了现有的荷载传递函数,编制了计算程序,并对一试验桩资料进行计算分析,计算结果与试验结果吻合较好.

关键词 挤土效应 传递函数 桩基承载力 时效影响

中图分类号 :TU473.1 **文献标识码** :A **文章编号** :1000-1980(2002)02-0105-04

桩基承载力的计算方法有弹性理论法、剪切位移法、荷载传递法、有限单元法等.荷载传递法可以较全面地反映桩侧土体有效应力和土体性质变化对单桩承载力的影响,本文采用该法计算、分析单桩承载力.

1 用荷载传递法计算桩基承载力

1.1 传递函数曲线的确定

Randolph 等^[1]把受荷桩的周围土体的变形理想地视为同心的圆柱体,如图 1 所示.这一假定已被相关的试验和有限元分析所证实^[2].根据这一假定,可用轴对称坐标系建立桩周土的竖向平衡微分方程^[2]

$$\frac{\partial}{\partial r}(\tau \cdot r) + r \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \tag{1}$$

解之可得

$$z_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{Gr} \tag{2}$$

式中: z_s ——该微分体的竖向位移; G ——桩周土体的剪切模量; τ_0 ——桩-土界面处的剪切应力; r_0 ——桩半径; r_m ——剪切作用的范围, $r_m = 2.5l_0(l-\nu)$, l 为桩长, ν 为土的泊松比, ρ 为 $l/2$ 处和桩尖处土的剪切模量之比.

桩周土体的剪切模量 G 受深度、与桩身的距离、桩周土在沉桩中及再固结中的扰动、土体本身的非线性应力-应变关系等诸多因素的影响^[3].沉桩作用及沉桩后的再固结过程,会使桩周土体强度发生变化.由于桩周土体应力及孔隙比随 r 变化,所以在沉桩后再固结过程中的某一时刻, G 是一个与 r 有关的函数.

此外,土体受剪时,其应力-应变关系是非线性的,假定桩周土的剪应力 τ 与剪应变 γ 的关系为^[3]

$$\tau = \gamma / (a + b\gamma) \tag{3}$$

当 $\gamma = 0$ 时, $a = \gamma_0 / \tau_0 = 1 / G_i$; $\gamma = \infty$ 时, $\tau_{ult} = 1 / b$.

利用基本假定 $\tau r = \tau_0 r_0$,并令 $\Psi = \tau_0 R_f / \tau_{max}$, $R_f = \tau_{max} / \tau_{ult}$,由式(3)可得

$$G = G_i (1 - \Psi r_0 / r) \tag{4}$$

式中: G_i ——初始剪切模量; τ_{max} ——剪破时的剪切应力; R_f 可由应力-应变曲线拟合得到.

影响 G 的因素较多,本文仅考虑孔隙比、围压变化及非线性性质等几个因素的影响.

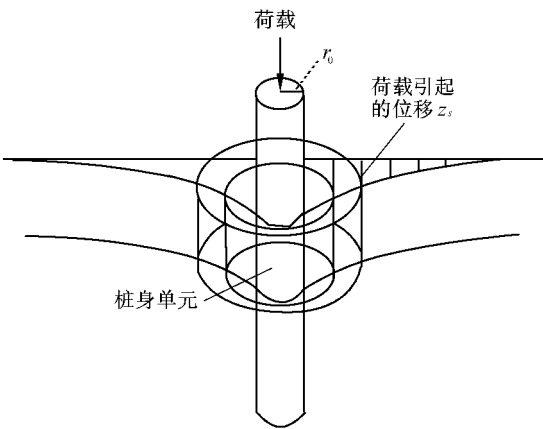


图 1 桩周土体位移

Fig.1 Displacement of soil around pile

要给出任意时刻式(2)的解析表达式是比较困难的,因此需对式(2)作适当的简化.已有的研究资料表明,在离桩轴一定距离 r_1 处,存在一剪切模量以及模量不变的边界.在该边界内,Kraft^[3]假定剪切模量呈线性变化.因此,可以求得一等价的平均模量 G_{ave} ,使其和实际分布的模量所得位移 z_s 相同^[3]:

$$G_{ave} = G_{\infty} \frac{\ln(r_m/r_0)}{[(r_1/r_0 - 1 - 1)/(M_0 r_1/r_0 - 1)] \ln(M_0 r_1/r_0) + \ln(r_m/r_1)}$$

(5)

用式(5)代替式(4)中的 G_i ,将式(4)代入式(2),积分后可得

$$z_s = \frac{\tau_0 r_0}{G_{ave}} \ln \frac{r_m/r_0 - \Psi}{1 - \Psi}$$

(6)

当桩身剪切应力随着加载增长到一定程度,桩土间的摩擦力达到 τ_{max} 时,继续增加的桩身位移将引起桩-土间较大的滑动和土体内主应力的旋转,随着桩-土间滑动面的发展,桩侧土体的变形特征不再用应力、应变来衡量.本文假定桩-土间的摩擦力达到 τ_{max} 后不发生软化,而是保持 τ_{max} 不变.

1.2 桩尖荷载与位移的关系

由于桩尖犹如一个刚性压块,Randolph等^[1]建议用 Boussinesq 公式求解,即

$$z_{tip} = \frac{q_{tip} (1 - \nu^2) D}{E} I_b$$

(7)

式中: z_{tip} 、 q_{tip} ——桩尖的位移和应力; E ——桩尖处土的弹性模量; D ——桩径; I_b ——影响系数,对于弹性半空间的刚性贯入问题, $I_b = 0.78$,考虑深度效应, $I_b = 0.5 \sim 0.78$.

1.3 桩基承载力的计算

为了得到荷载与桩顶位移曲线,可以假设一组不同的桩尖位移,根据位移协调条件及荷载函数,通过迭代计算得出各段桩身的摩擦力,从而求出相应的一组桩顶荷载 P 与沉降 S 的值,由此得到 $P \sim S$ 曲线.具体求解过程参见文献[4].

2 工程实例

2.1 工程概况

美国基础工程协会(Foundation Engineering Congress)1989年进行了一系列的桩基轴向荷载试验.测试桩型包括打入式闭口钢管桩和钻孔桩.载荷试验分别在沉桩后2周、4周、43周进行.根据该协会提供的工程地质勘测报告^[5],该地基的地质条件为:第1层细砂,厚7.0m;第2层软粘土,厚13.7m;第3层硬粘土,厚3.7m;第4层淤泥,未钻穿.地下水位在打桩前位于地表下3m处,沉桩结束后,位于地表下4.6m.在测试桩中,钢管桩为打入式沉桩.该钢管桩外桩径为450mm,厚度为9.5mm,桩被打入至15.2m深处.因此,可以只考虑第1、第2土层.

2.2 砂土层桩侧剪力和荷载传递函数

由于砂土的渗透性很大,超孔隙水压力消散引起的桩侧摩擦力增加在很短的时间内就可以完成.文中砂土层桩侧摩擦力随时间的变化和砂土层的荷载传递函数是利用田美存介绍的方法^[6]确定的.根据该工程静力触探的结果,可以求得砂土层不同深度的竖向摩擦阻力 f_{max} ,如表1所示.

传递函数曲线有多种,本文采用双曲线函数形式^[2],由此可得

$$f = \frac{1.17 f_{max}(z) z}{2.17 + z}$$

(8)

2.3 粘土层桩侧剪力和荷载传递函数

第2层是比较均匀的软粘土层,根据该试验提供的土体压缩试验、静力触探试验以及三轴试验结果,可以得到修正剑桥模型参数^[5]: $\lambda = 0.078$, $k = 0.013$, $M = 0.94$, $e_{cs} = 1.412$, $\nu = 0.3$.

计算结果如表2所示.求得桩周的 σ_r' 后,由 $f_{max} = \tan \varphi_{ss}$ 可求得桩侧所能承担的最大剪切应力.其中 φ_{ss} 为桩-土间的摩擦角,文献[5]提供了该摩擦角的参考值 $\varphi_{ss} = 14^\circ$.

要得到粘土层的荷载传递曲线,还要求出各时期的桩周剪切模量值,根据桩周各个时期的孔隙比及围压,可得到桩周的平均等价剪切模量,如表3所示.

表1 砂土层各深度处的 f_{max}

Table 1 f_{max} at different depths in sand

深度/m	0.76	2.29	3.81	5.34	6.55
f_{max}/kPa	9.58	33.53	52.69	57.48	67.06

表 2 粘土层沉桩后桩土界面上的 $f_{\max}$

深度/m	沉桩结束后 2 周		沉桩结束后 4 周		沉桩结束后 43 周	
	σ_r'/kPa	$f_{\max}/\text{kPa}$	σ_r'/kPa	$f_{\max}/\text{kPa}$	σ_r'/kPa	$f_{\max}/\text{kPa}$
7.4	84	20.9	92	22.9	160	39.8
8.2	95	23.7	104	25.9	172	42.8
9.0	105	26.2	116	28.9	186	46.3
9.8	113	28.2	127	31.7	203	50.5
10.6	125	31.2	132	32.9	208	51.8
11.4	132	32.9	143	35.7	222	55.4
12.3	142	35.4	150	37.4	233	58.0
13.1	158	39.4	170	42.4	264	65.8
14.0	172	42.9	180	44.9	274	68.4
14.6	190	47.4	201	50.1	299	74.5

表 3 沉桩后桩周 G_{ave}

深度/m	沉桩结束后 2 周 $G_{\text{ave}}/\text{kPa}$		沉桩结束后 4 周 $G_{\text{ave}}/\text{kPa}$		沉桩结束后 43 周 $G_{\text{ave}}/\text{kPa}$	
7.4	12 291.63	13 657.37	15 023.11			
8.2	13 022.97	14 469.97	15 916.96			
9.0	13 751.90	15 279.89	16 807.88			
9.8	14 480.23	16 089.14	17 698.05			
10.6	15 209.46	16 899.40	18 589.34			
11.4	15 940.88	17 712.09	19 483.30			
12.3	16 675.60	18 528.44	20 381.29			
13.1	17 414.57	19 349.53	21 284.48			
14.0	18 158.67	20 176.30	22 193.93			
14.6	18 908.64	21 009.61	23 110.57			

由表 2 数据可以求出粘土层荷载传递曲线. 图 2 所示为沉桩后 4 周的荷载传递曲线.

2.4 不同间歇期的桩基承载力

根据前述内容和荷载传递法计算单桩承载力的程序, 将表 2 及表 3 数据输入程序, 得到 $P \sim S$ 曲线. 由此得出间歇期 2 周、4 周、43 周的桩基承载力为 550 kN, 642 kN, 919 kN.

如图 3~5 所示, 计算的 $P \sim S$ 曲线和实测 $P \sim S$ 曲线吻合较好.

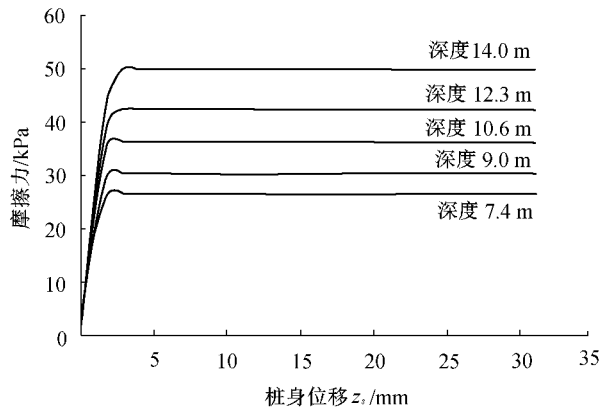


图 2 固结 4 周后传递函数曲线

Fig.2 Loading transfer curve after 4 weeks' consolidation

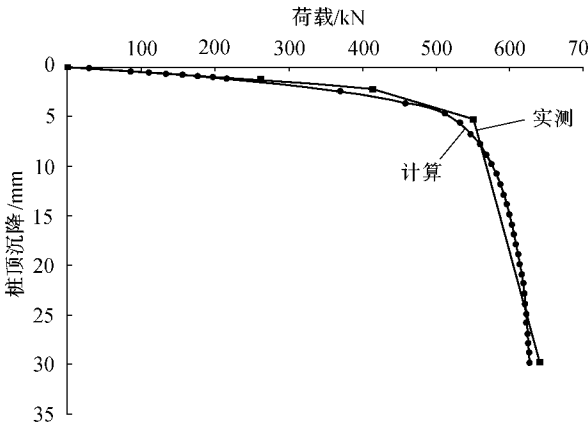


图 3 间歇期 2 周时 $P \sim S$ 曲线比较

Fig.3 Comparison of $P \sim S$ curve of 2 weeks after pile driving

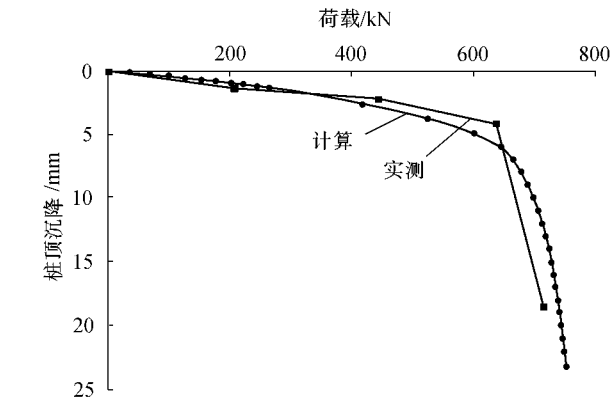


图 4 间歇期 4 周时 $P \sim S$ 曲线比较

Fig.4 Comparison of $P \sim S$ curve of 4 weeks after pile driving

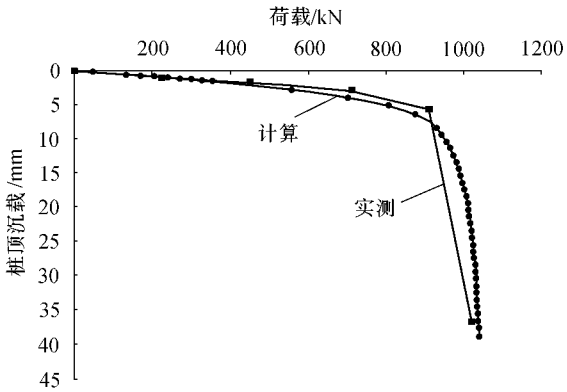


图 5 间歇期 43 周时 $P \sim S$ 曲线比较

Fig.5 Comparison of $P \sim S$ curve of 43 weeks after pile driving

2.5 桩基极限承载力的计算

利用常规静力法^[7],则打入桩的极限承载力

$$Q = Q_f + Q_t = (118.7 + 428.4) + 65.8 = 612.9 \text{ (kN)}$$

式中 : Q ——桩侧摩阻力 ; Q_t ——桩端阻力.

由此可见,用常规静力计算方法得到的极限承载力,很接近于间歇期为 4 周即 1 个月时试桩的承载力,而小于间歇期为 43 周时试桩的承载力.

3 结 论

a. 对挤土桩应考虑沉桩过程对土体性质的影响,用荷载传递法计算桩基承载力,则此影响可在传递函数中得到体现.

b. 桩基承载力的计算应该考虑沉桩后土体固结对桩周土性质的作用. 从计算结果来看,考虑沉桩挤土效应及后续固结作用,计算承载力与实测承载力较为接近.

c. 沉桩后不同间歇期计算和实测的桩基承载力不同,随间歇时间的延长,桩基承载力有一定的提高,因此考虑沉桩间歇期对承载力的影响有较大的工程实用意义和一定的经济效益.

参考文献 :

[1] Randolph M F, Wroth C P. Analysis of deformation of driven piles[J]. J Geotech Engng ASCE,1978(4) :1465 ~ 1488.
[2] 朱百里,沈珠江. 计算土力学[M]. 上海 :上海科技出版社,1990. 64 ~ 98.
[3] Kraft L M, Ray R P,Kagawa T. Theoretical t-z curves[J]. J Geotech Engng ASCE,1981(4) :1543 ~ 1561.
[4] 袁建新,钟晓雄. 桩荷载与变位的数值模拟分析[J]. 岩土力学,1991,(1) :1 ~ 8.
[5] Richard J F.Subsurface conditions and pile installation dafa :1989 foundation engineering congress of section[A]. In :Richard J F,eds. Predicted and Observed Axial Beheaviour of Piles[C]. New York :ASCES Special Publication,1989. 1 ~ 74.
[6] 田美存. 高层建筑群桩基础的计算方法及理论研究[D]. 南京 :河海大学,1997.
[7] 殷宗泽. 土力学与地基[M]. 北京 :中国水利水电出版社,1999. 124 ~ 141.

Analysis of Bearing Capacity of Pile Foundation in
Consideration of Compaction Effect

PENG Jie¹, SHI Jian-yong¹, HUANG Gang²

- (1. Research Institute of Geotechnical Engineering, Hohai Univ., Nanjing 210098, China ;
2. Shanghai Municipal Engineering Management Technique and Consulting LTD. Corporation ,
Shanghai 200093, China)

Abstract : In consideration of the variation of stress and void ratio of soil around piles caused by pile driving-induced soil compaction, and its effect on non-linear characteristics of soil, the current loading transfer function is modified, and a calculation program is developed. Then the present method is applied to analysis of a pile loading test data. The calculated result is in good agreement with the test result.

Key words : compaction effect ; transfer function ; bearing capacity of pile foundation ; influence of time effect