

目 次

论 文

预钻孔及管桩情况下的压桩挤土效应研究.....罗战友, 童健儿, 龚晓南 (3)

大直径现浇混凝土簿壁筒桩竖向荷载传递机理研究..... 郭平, 周建(9)

沉桩效应的差异分析.....陈海丰, 赵春花(14)

对堆载预压分级荷载计算的设想.....孟昭即, 石利平(21)

杭州文景苑抗浮锚杆抗拔试验.....林国卫, 张一志, 岑仰润 (26)

SMW 工法在软土基坑工程中的施工实践.....张健超 (31)

软粘土中超前锚杆复合土钉支护工作性能分析.....杨晓军, 孙亚琦(38)

三峡大坝帷幕灌浆施工中“大耗水、小单耗”问题的化灌处理.....杨学祥, 李焰 (44)

厂房柱基下沉倾斜顶升纠偏复位.....陈国政, 陈守平 (50)

云南泥炭、泥炭质土的力学特性实验及归一化性状研究.....熊恩来, 阮永芬, 刘文连(56)

一题一议

“对复合地基载荷试验标准的一些探讨”一文探讨.....徐宜威 (62)

译 文

传统挡土墙设计的可靠性分析.....
 G. A. Fenlon, D. V. Griffiths and M. B. Williams, 刘卫未 译(64)

预钻孔及管桩情况下的压桩挤土效应研究*

罗战友

(浙江科技学院岩土工程研究所 杭州 310012)

童健儿

(绍兴县建设工程安全质量监督站 绍兴 312030)

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

【提要】首先根据应变路径法(SPM)给出了静压实心桩的挤土位移场的解,然后推导出了考虑管桩及预钻孔情况下的压桩挤土位移场。并对不同情况下的压桩挤土位移场进行了对比,由结果可知,开口管桩的内径及土塞情况对静压沉桩产生的位移场影响较大。同样预钻孔的孔径与孔深也具有类似的影响规律。

前言

静压桩因具有无噪音,无振动,无冲击力,施工应力小等诸多优点而得到了较为广泛的应用。但是,静压桩属于挤土桩,其产生的挤土效应会对周边环境造成不利的影响,严重可能造成邻近的建筑物开裂,道路隆起以及地下管线断裂等工程事故。因此,能有效地预估静压桩产生的挤土效应具有非常重要的工程意义^[1,2,3]。但是,大多数学者只是对圆截面实心桩的挤土效应进行了研究,而实测表明不同桩型(如管桩与实心桩)及施工措施(预钻孔)均对静压桩的挤土效应存在着较大的影响。因此,如何把桩型及施工因素的影响考虑进去也是一个重要问题。

静压实心桩的挤土效应分析

静压沉桩的挤土效应涉及到位移场及应力场,其中以位移场对周围环境的影响较大。因此,大多数有关沉桩的现场及模型试验研究都主要集中在位移场方面^{[4]-[9]}(Hagerty & Peck, 1971; Cook & Price, 1973; Sagaseta, 1989; Chow & The, 1990; 陈文, 1999; 李向红, 2000)。应变路径法(SPM)是由 Baligh 在 1985 年首先提出的,其主要用于深基础的贯入问题,该理论不考虑土体应力与应变之间的本构关系,而是利用速度场得出挤土桩被压入过程中对土体产生的径向与竖向位移,使计算结果简单^[10]。但 Baligh 提出的 SPM 法是作用于无限空间体中的,而实际的沉桩过程是作用于半无限空间介质中的,因此会造成地表附近的土体位移场和实际有较大的误差,对于此情况 Sagaseta(1989)在圆孔扩张理论的基础上采用了源汇法

* 收稿日期:2005年3月

来解决半无限体的沉桩问题,使结果趋于合理。

本文利用SPM法,结合Sagaseta(1989)提出的源与源及源与汇的相互作用给出了整个压桩深度内的土体位移场。

1. 实心桩挤土位移场的解决思路

应变路径法(SPM)假定土体为均匀、不可压缩及各向同性的无限体,且不计体力。沉桩过程中,假定桩尖到达处土体按球形孔扩张,并以一定的速度向下运动,最终形成桩体。

虽然无限体中的球形孔以一定的速度进行扩张的过程易于求解,但违背了自由表面无约束的边界条件。为了解决这个矛盾,需要首先假定土体是无限体,然后采用一个对应源或汇来消除无限体情况下产生的虚拟边界条件。具体过程如图1及图2所示:

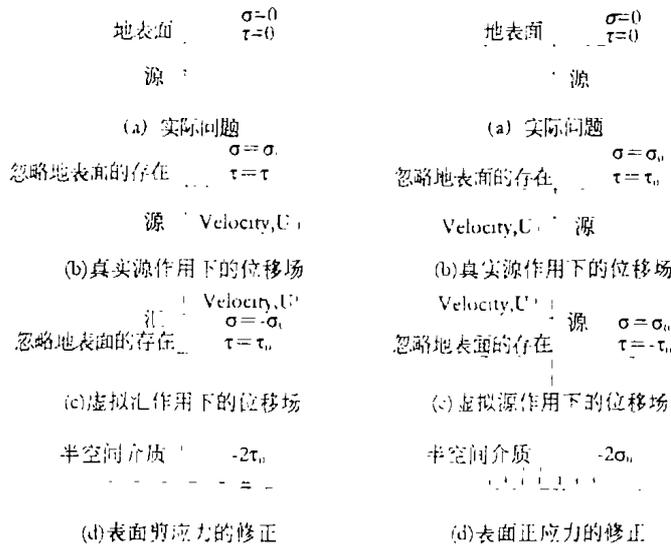


图1 源与汇作用下的分析步骤

图2 源与源作用下的分析步骤

2. 实心桩挤土位移场的解

由上面的具体分析可给出挤土位移^{[7],[10],[11]}:

$$S_z(x, z) = - [S_x(x, z) + S_{\tau}(x, z)] \tag{1a}$$

$$S_v(x, z) = S_x(x, z) + S_{\sigma}(x, z) \tag{1b}$$

$$S_x = \frac{1}{16} \frac{d^2}{\sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} - \frac{1}{8} \frac{d^2}{\sqrt{x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{d^2}{\sqrt{L^2 + 2zL + x^2 + z^2}} \tag{2a}$$

$$S_x = \frac{1}{16} \frac{d^2 L}{x \sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{d^2 z}{x \sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{d^2 L}{x \sqrt{L^2 + 2zL + x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{d^2 z}{x \sqrt{L^2 + 2zL + x^2 + z^2}} \tag{2b}$$

$$S_{\tau}(x, z) = \frac{D^2}{16\pi} \int_{r=0}^{\infty} \int_{\theta=0}^{2\pi} \frac{1}{r} \left[1 - \frac{1}{(1 + (L/r)^2)^{3/2}} \right] \left[\frac{z(x \cos \theta - r)}{(x^2 + z^2 - 2rx \cos \theta)^{3/2}} \right] d\theta dr \tag{3a}$$

$$S_{\sigma}(x, z) = \frac{1}{16\pi} \int_{r=0}^{\infty} \int_{\theta=0}^{2\pi} \frac{d^2 L}{r(L^2 + r^2)^{3/2}} \left[\frac{z(x \cos \theta - r)}{(x^2 + z^2 - 2rx \cos \theta)^{3/2}} \right] d\theta dr \tag{3b}$$

考虑管桩及预钻孔情况下的挤土位移场的解析解

不同的桩型,在压桩过程中对土体所产生的影响会有很大的差异,但对于SPM法而言,并没有提及桩型对挤土效应的影响,只是给出了实心桩的部分解析式,这显然不能够适应管桩或者其它桩型的变化情况。另外对于静压桩而言,在实际的施工过程中,为了减少对周围土体的影响,常常采用预钻孔的方式,这在SPM法中也没有给出相应的解析式。

1. 管桩情况下的挤土位移场

管桩的形式相对闭口桩而言,挤土效应要复杂的多,如表1所示^[21]:

各种桩型挤土量的统计

表1

闭口桩	开口桩(mm)			
	P. CΦ550	S. PΦ406.6	S. PΦ609.6	S. PΦ914.4
100%	70%	45%	30%	15%

由表1可以看出,挤土量的多少与桩型和管径有关。因此,为了能求得管桩产生的土体位移场,需要引入二个参数: ξ_r 和 ξ_h 。其中 ξ_r 是与管桩的内外径相关,由下式代替:

$$\xi_r = \left(\frac{r_i}{r_o}\right)^2 \quad (4)$$

式中 r_i - 管桩的内径;
 r_o - 管桩的外径。

ξ_h 是压桩过程中土进入管桩中的土塞高度,可近似地由不同开口桩的挤土量大小来估计。若不考虑土塞的作用(管桩内部由土体充满且不受挤压)时, ξ_h 为1,若土体完全不进入管桩内部,此时 ξ_h 为0, ξ_r 为0。考虑小应变情况下的挤土位移场的近似解析解为(忽略表面应力场产生的位移场^[21]):

$$S_x = \frac{1}{16} \frac{d^2 L}{x \sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{d^2 z}{x \sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{d^2 L}{x \sqrt{L^2 + 2zL + x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{d^2 z}{x \sqrt{L^2 + 2zL + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{\xi_r \xi_h d^2 L}{x \sqrt{(\xi_h L)^2 - 2z\xi_h L + x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{\xi_r d^2 z}{x \sqrt{(\xi_h L)^2 - 2z\xi_h L + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{\xi_r \xi_h d^2 L}{x \sqrt{(\xi_h L)^2 + 2z\xi_h L + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{\xi_r d^2 z}{x \sqrt{(\xi_h L)^2 + 2z\xi_h L + x^2 + z^2}} \quad (5a)$$

$$S_z = \frac{1}{16} \frac{d^2}{x \sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} - \frac{1}{8} \frac{(1 - \xi_r) d^2}{\sqrt{x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{d^2}{x \sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{\xi_r d^2}{x \sqrt{(\xi_h L)^2 - 2z\xi_h L + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{\xi_r d^2}{x \sqrt{(\xi_h L)^2 + 2z\xi_h L + x^2 + z^2}} \quad (5b)$$

2. 预钻孔桩情况下的挤土位移场

对于预钻孔的静压桩而言,挤土效应在一定程度上与预钻孔的孔径与孔深有关,可以用 ζ_r 和 ζ_h 来表示,即:

$$\zeta_r = \frac{r_h^2}{r_p^2} \quad (6a)$$

$$\zeta_h = \frac{h_h}{L_p} \quad (6b)$$

式中 ζ_r, ζ_h - 预钻孔的孔径与孔深系数;

r_h, h_h —预钻孔的孔径与孔深;
 r_p, L_p —被压入桩的桩径与桩长。

$$S_z = \frac{1}{16} \frac{d^2 L}{x \sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{d^2 z}{x \sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{d^2 L}{x \sqrt{L^2 + 2zL + x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{d^2 z}{x \sqrt{L^2 + 2zL + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{\zeta, \zeta_h d^2 L}{x \sqrt{(\zeta_h L)^2 - 2z\zeta_h L + x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{\zeta, d^2 z}{x \sqrt{(\zeta_h L)^2 - 2z\zeta_h L + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{\zeta, \zeta_h d^2 L}{x \sqrt{(\zeta_h L)^2 + 2z\zeta_h L + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{\zeta, d^2 z}{x \sqrt{(\zeta_h L)^2 + 2z\zeta_h L + x^2 + z^2}} \quad (7a)$$

$$S_r = \frac{1}{16} \frac{d^2}{x \sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} - \frac{1}{8} \frac{(1 - \zeta) d^2}{\sqrt{x^2 + z^2}} + \frac{1}{16} \frac{d^2}{x \sqrt{L^2 - 2zL + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{\zeta, d^2}{x \sqrt{(\zeta_h L)^2 - 2z\zeta_h L + x^2 + z^2}} - \frac{1}{16} \frac{\zeta, d^2}{x \sqrt{(\zeta_h L)^2 + 2z\zeta_h L + x^2 + z^2}} \quad (7b)$$

不同情况下的位移场对比分析

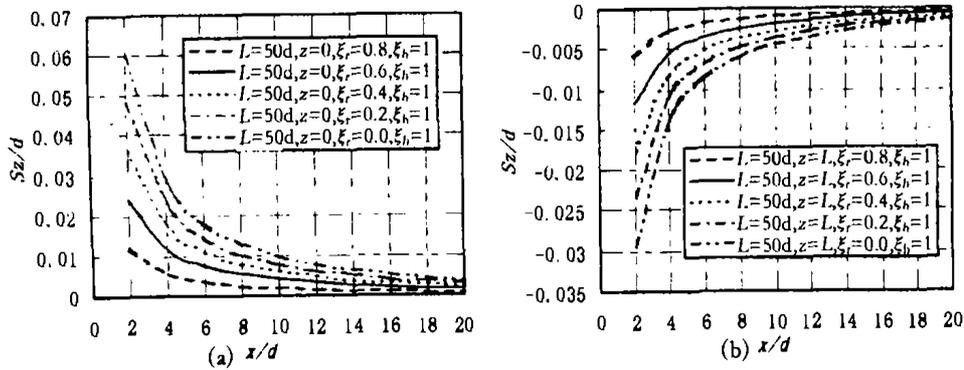


图3 不同深度下的竖向位移沿径向的分布规律

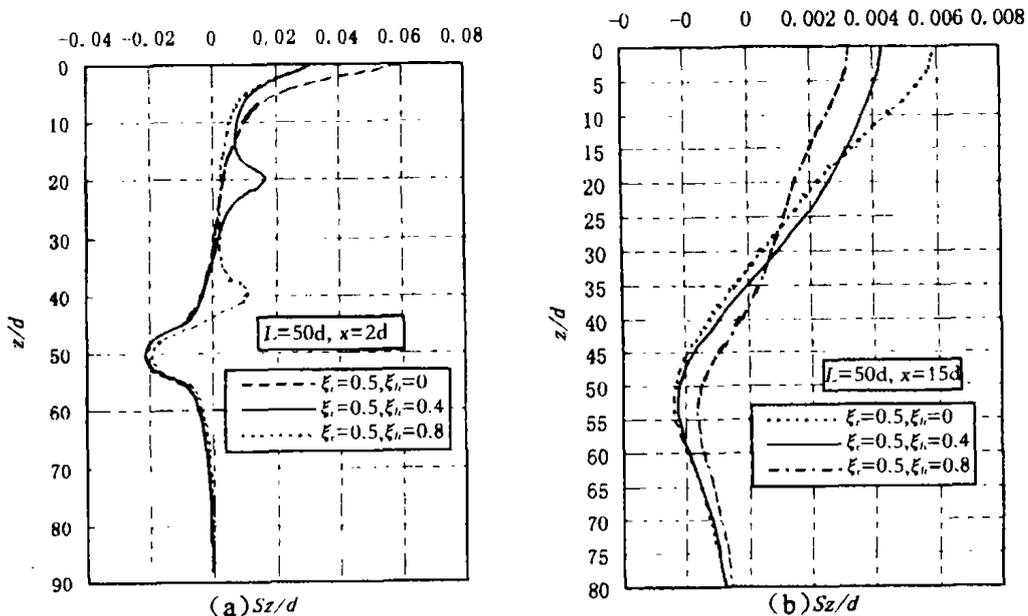


图4 竖向位移沿深度的分布规律

由开口管桩及预钻孔的公式可知,二者都是由二个参数决定,有一定的相似之处,因此以下分析只对管桩进行。

1. 竖向位移的变化规律

由图3可知,不考虑土塞影响时(管中全部由土体充满),竖向位移随着管壁厚度的减少而减少。由图4可知,在同样的管桩内外径情况下,竖向位移随着管内土塞高度的增加而减少。

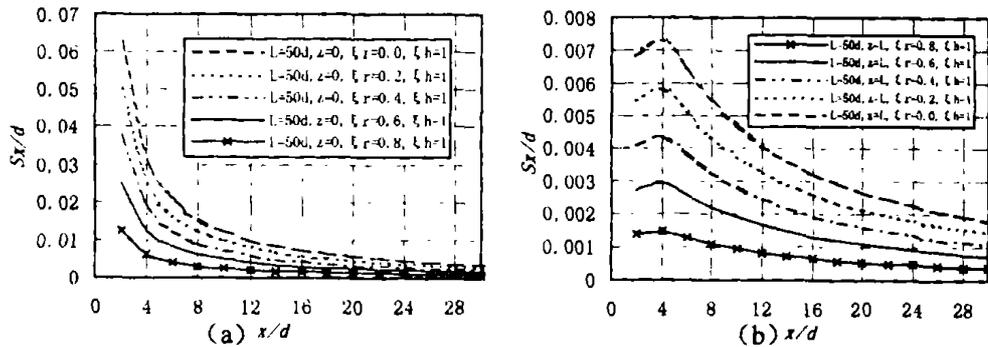


图5 不同深度下的水平位移沿径向的分布规律

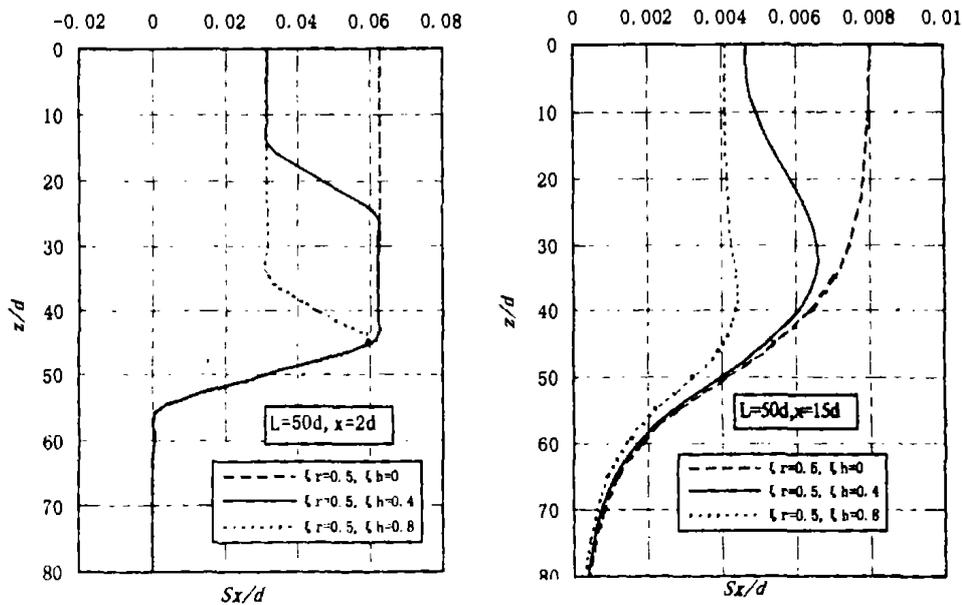


图6 水平位移沿深度的分布规律

2. 水平向位移的变化规律

由图5可知,当土塞高度等于桩长时,竖向位移随着管壁厚度的减少而减少。由图5可知,在相同的管桩内外径情况下,竖向位移随着管内土塞高度的增加而减少。

由图3,图4,图5,图6可知,管桩的水平向位移与竖向位移的变化规律是类似的。开口管桩的挤土效应和实心桩的有一定的差异,但变化规律是一致的,都是近桩处大。若考虑土塞的作用,开口管桩产生的挤土效应介于实心桩与不考虑土塞作用的两种情况之间。

结论

结合 SPM 法及源与源、源与汇的相互作用,推导了静压单桩挤土效应的解析解,并对所得到的位移场进行了分析比较。由分析可知:开口管桩的内外径及土塞情况对静压沉桩产生的位移场影响较大。同样预钻孔的孔径与孔深也具有类似的规律。

参考文献

- [1] Adams, J. I. & Hanna, T. H. Ground movements due to pile driving. Behavior of piles. London: institution of Civil Engineers, 127 - 133.
- [2] Bozozuk, M., Fellenius, B. H. and Samson, L. Soil disturbance from pile driving in sensitive clay. Can. Geotech. J. 1978, 15, 346 - 361
- [3] 龚晓南、李向红,静力压桩挤土效应中的若干力学问题,工程力学,2000,17(4):7 - 12
- [4] Hagerly, D. J. & Peck, R. B. Heave and lateral movements due to pile driving. Journal of soil Mechanical foundations division, ASCE, 1971, 97, SM11: 1513 - 1532
- [5] Cooke, R. W. and Price, G. Strains and displacements around friction piles. In proceeding of the 8th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Moscow, 1973, Vol. 2. 1: 53 - 60
- [6] Sagaseta, C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Geotechnique, 1989, 37(3): 301 - 320
- [7] Chow, Y. K. and The, C. I. A theoretical study of pile heave. Geotechnique, 1990, 40, 1 - 14
- [8] 陈文、施建勇、龚友平、周林根等,饱和粘土中静压桩挤土效应的离心模型试验研究,河海大学学报,1999,27(6):103 - 109
- [9] 李向红,软土地基静力压桩挤土效应问题的研究,杭州,浙江大学博士学位论文,2000
- [10] Baligh, M. M. Strain path method. J. Geotech. Eng, ASCE, 1985, 111, 1108 - 1136
- [11] 罗战友,静压桩挤土效应及施工措施研究,杭州,浙江大学博士学位论文,2004
- [12] 《桩基工程手册》编写委员会,桩基工程手册,北京,中国建筑工业出版社,1995

Study on compacting effects of Jacked pile in the condition of prebored hole and tubular pile

Luo Zhanyou

(Zhejiang university of science and technology Hangzhou 310012)

Tong Jianer

(Shaoxing Engineering Project Supervision Station 312030)

Gong Xiaonan

(Geotechnical Engineering Institute of Zhejiang University Hangzhou 310027)

[**Abstract**] Firstly on the basis of strain path method (SPM), closed - form analytical expressions of displacement fields caused by the installation of jacked pile were obtained in small strains. Then the solution of displacement fields by taking prebored hole and tubular pile into consideration was deduced. Finally, comparisons were made between different displacement. The result proved that the prebored and tubular piles have important influenced on the compacting displacements.

大直径现浇混凝土薄壁筒桩竖向荷载传递机理研究*

郭平 周建

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

【提要】大直径现浇混凝土薄壁筒桩是一种新的地基处理技术,已在公路、堤防工程中得到应用,由于其竖向荷载传递机理及承载力特性缺乏深入研究,目前设计计算中仅进行粗略地估算,势必引起较大的误差,开展这方面的研究非常必要。本文通过有限元分析方法,考虑桩土接触形式、土体自重初始应力场和土体的非线性,通过有限元计算的荷载-沉降曲线结果与现场试验结果对比,验证了有限元分析方法的合理性。在此基础上开展了顶部封盖筒桩的荷载传递机理研究,提出了筒桩竖向承载力的四个组成部分及发挥情况,并详细分析了筒桩内摩阻的分布形式,本文研究结果将为筒桩竖向承载力设计提供可靠基础和依据。

前言

大直径现浇混凝土薄壁筒桩(以下简称筒桩)新技术由谢庆道教授在长期从事海洋工程科学研究和工程实践的基础上创造发明,已经获得中国国家发明专利权(ZL98113070.4)。筒桩吸收了预应力管桩和振动沉管桩技术的优点,目前已逐渐应用于堤坝和公路软基处理等工程中。该桩型直径比较大,一般在800~1500mm之间,突破了预应力管桩直径在400~600mm的限制。成桩过程中该桩体挤土非常小。与钢管桩相比,该桩体的桩壁断面面积比钢管桩大的多,一般占外包断面积的42%左右,由于目前该桩型在海洋上施工的困难,在海洋工程中应用很少,而在公路软基处理中应用较多,一般顶部用素混凝土进行封盖,以期达到更大的承载力和更小的工后沉降。采用筒桩进行软基加固,有造价低、承载力高、沉降小和地基稳定性好等优点。

目前该桩型的竖向承载机理还不是很清楚,这在一定程度上制约了其进一步发展和工程应用。本文采用有限元数值分析方法,详细分析用于公路软基处理中顶部封盖筒桩的竖向荷载传递机理,其研究结果将为竖向承载力研究奠定理论基础。

有限元分析模型

1. 桩土本构模型

桩体采用线弹性模型。土体采用Drucker-Prager弹塑性模型。Drucker-Prager弹塑性模型的屈服准则采用广义的Von Mises屈服条件,其屈服准则表达式为:

* 收稿日期:2005年3月

$$F = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - K = 0 \tag{1}$$

上式中 $J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$,

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \alpha = \frac{\sin\varphi}{\sqrt{3} \sqrt{3 + \sin^2\varphi}}, K = \frac{\sqrt{3}c\cos\varphi}{\sqrt{3 + \sin^2\varphi}}$$

c, φ 分别为土的凝聚力和内摩擦角。

2. 桩土接触面本构模型

桩土接触采用库仑(Coulomb)摩擦模型。库仑摩擦模型中,两个接触面在开始相互滑动之前,在它们的界面上会有某一大小的剪应力产生,这种状态为粘合状态(stick)。库仑摩擦模型定义了一个等效剪应力,一旦剪应力超过此值后,两个表面之间将开始相互滑动,这种状态,叫做滑动状态(Sliding),如图1所示。粘合\滑动计算决定什么时候一个点从粘合状态到滑动状态或从滑动状态变到粘合状态。桩土界面的摩擦情况通常由摩擦系数及极限动摩阻力决定。

3. 几何模型

本文结合南京大厂经一路筒桩软基加固工程的现场静载试验,用有限元方法分析筒桩的荷载传递机理。分析区域由桩端和桩中心线分别向下和向外延长一倍桩长,分析范围内土层共两层。模型右侧施加水平方向位移约束,左侧施加对称约束,底端施加固定约束。分析模型见图2。

4. 基本假定及计算参数

桩和土体采用平面四结点等参单元,考虑土体自重初始应力场的影响,考虑筒桩顶部盖板与桩内土芯、桩内侧与土芯、桩外侧与土体和桩身端部与土体的接触摩擦,桩顶荷载分级施加,每次施加200kN竖向荷载,并假定荷载产生的超孔压有足够的时间消散。

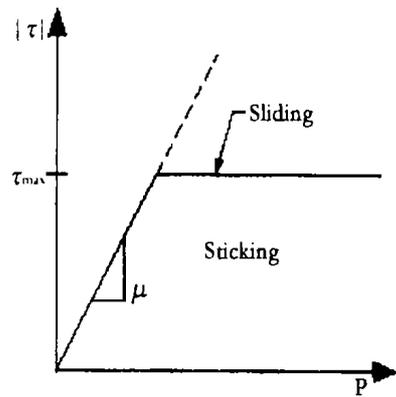


图1 接触摩擦模式

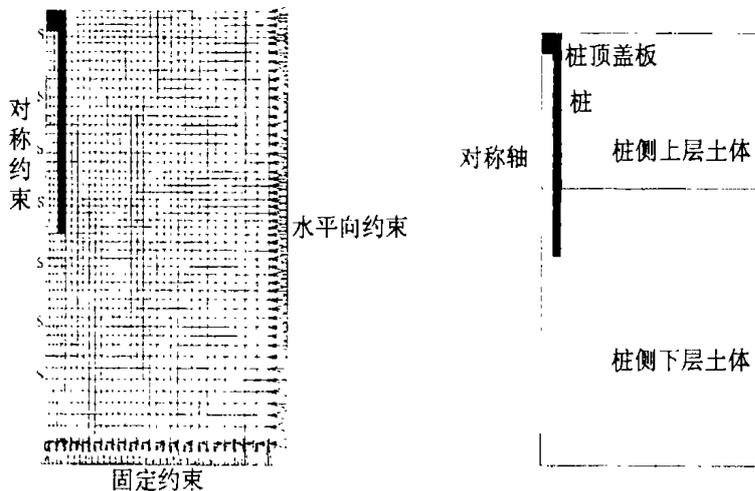


图2 有限元分析模型

桩:桩长为7.8m,桩顶盖板厚度为0.6m,桩壁厚度为120mm,桩径为1000mm,桩端进入下层土体3.3m,桩体弹性模量为20GPa,泊松比取0.18。

桩侧上层土体:土体高度 4.5m,凝聚力为 28.5kPa,内摩擦角为30.6°,压缩模量为 11.5MPa。

桩侧下层土体:土体高度 11.1m,凝聚力为 16.6kPa,内摩擦角为32.8°,压缩模量为 14.2MPa。

接触面:Potyondy 和 Acer 等研究表明,对于粘土,取 $\delta/\varphi' = 0.6 \sim 0.7$ 是比较合适的,因此取接触面摩擦系数 $\mu = \tan\delta = 0.42$ 。

计算结果与分析

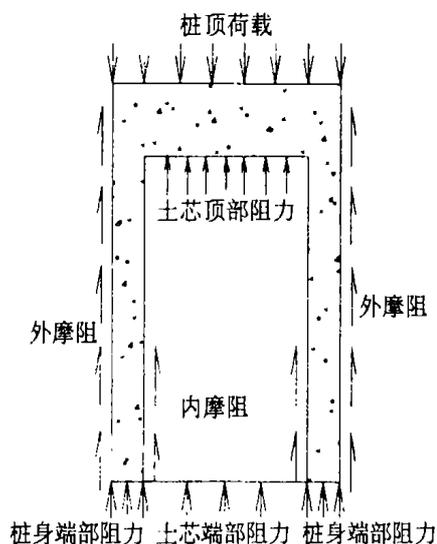


图3 顶部封盖筒桩的受力图

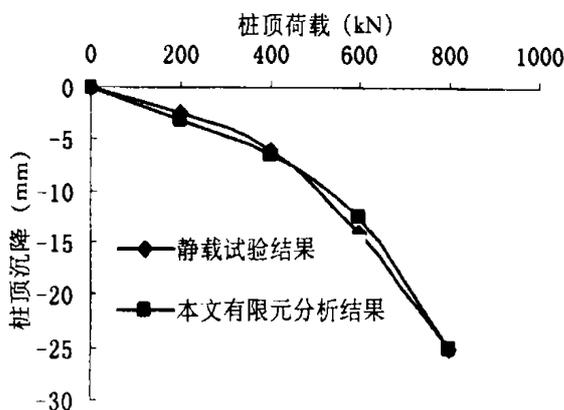


图4 计算结果比较

顶部封盖筒桩的承载力由土芯顶部阻力、桩身端部阻力、外摩阻、内摩阻四部分组成,土芯土体受到土芯端部阻力、内摩阻和桩身顶部封盖对它的反力作用。见图3所示。

由图4可见,本文有限元分析结果与静载试验结果非常吻合,可见本文有限元分析方法的正确性。

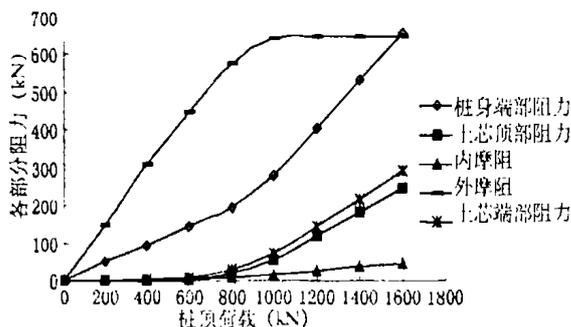


图5 筒桩各部分承载力分担曲线

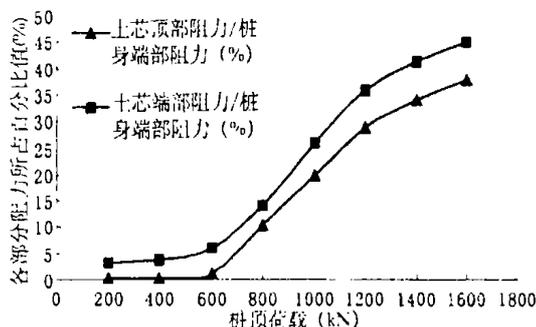


图6 土芯顶部阻力、土芯端部阻力和桩身端部阻力三者间关系

图5是采用本文有限元方法模拟静载试验加载方法,随桩顶荷载增加时筒桩各部分承载力的分担示意图。在桩顶荷载作用的初始阶段,外摩阻最先发挥,荷载传递到筒桩端部,产生桩身端部阻力,而内摩阻和土芯顶部阻力并未产生,土芯端部阻力此时也未开始产生。

随着桩顶荷载的增加,当桩顶荷载达到 600kN 时,此时内摩阻渐渐地发挥出来,土芯顶部盖板也开始承受压力,土芯端部阻力开始发挥。当桩顶荷载增加到大概 1000kN 时,由于外侧摩阻此时已发挥到极限值,多余的荷载则由桩身端部、土芯顶部和筒桩内侧来承担,其中外摩阻发挥到极限值后,桩身端部阻力将快速增加,土芯顶部阻力和土芯端部阻力也开始快速增加,内摩阻的发挥也开始加快但远没有桩身端部阻力、土芯顶部阻力和土芯端部阻力的增加来的快,内摩阻发挥值仍然非常小。从以上的分析不难说明,筒桩荷载主要由桩的外侧摩阻和桩身端部阻力来分担,当达到极限承载力时,外侧摩阻大约分担了 60% 左右的荷载,由此可以认为,筒桩是一种摩擦桩或者端承摩擦桩,土芯顶部分担的荷载比较小,而内摩阻几乎可以忽略不计,土芯端部阻力比土芯顶部阻力略微小点,两者的变化规律是一样的。

由图 6 可见,当筒桩达到极限承载力时,土芯端部阻力远远小于桩身端部阻力,土芯顶部阻力也远远小于桩身端部阻力,两者大约是桩身端部阻力的 30% ~ 40%。

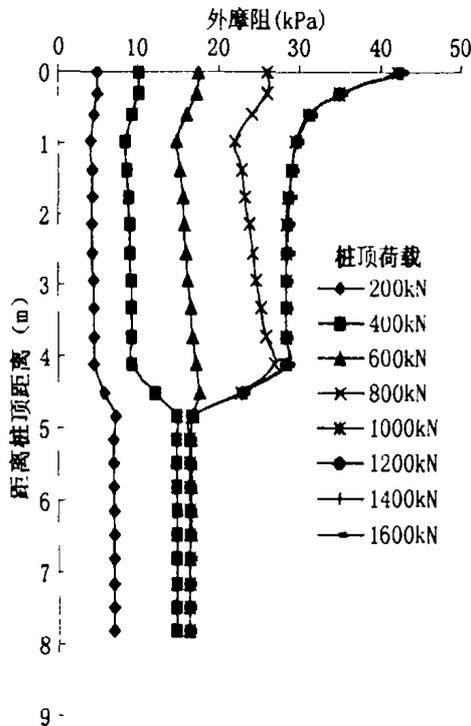


图 7 外摩阻变化曲线

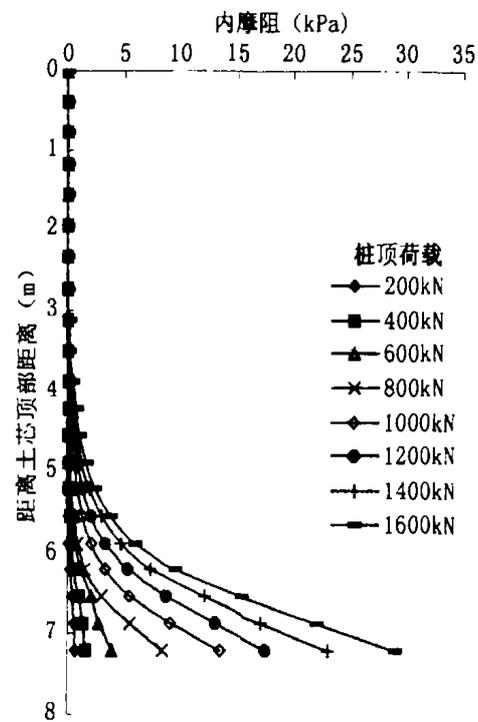


图 8 内摩阻变化曲线

图 7 和图 8 是筒桩顶部各级荷载下外摩阻和内摩阻变化曲线。筒桩外侧摩阻力的发挥没有明显的规律可循,随着桩顶荷载的增加,桩侧下层土的摩擦力发挥速度比桩侧上层土来的快,当桩侧下层土摩擦力达到极限值后,桩侧上层土才随后达到极限值。随着桩顶荷载的增加,内摩阻的发挥值有所提高,内摩阻沿着桩长呈指数分布。内摩阻并没有沿整个桩长发挥,而是在桩端部分长度处。内摩阻是从下到上发挥的,桩顶荷载越大,内摩阻沿着桩长的发挥长度将越大,在桩的上半段内摩阻几乎为零。

结论

本文采用有限元分析方法来分析顶部封盖筒桩的竖向承载性状,有限元计算结果与南

京大厂经一路筒桩软基加固工程的现场静载试验结果进行了对比,结果非常吻合,验证了本文有限元分析方法的合理性,并在此基础上详细分析了用于公路软基处理的顶部封盖筒桩的荷载传递机理,揭示了内摩阻的发挥规律,呈指数函数分布,内摩阻值非常小,几乎可以忽略不计。土芯端部阻力和土芯顶部阻力大小非常接近,两者远远小于桩身端部阻力,筒桩达到破坏时,两者大约是桩身端部阻力的30%~40%。

参考文献

- [1] 单煜辉、段勇、顾华忠,现浇砼薄壁筒桩处理公路软基[J],山东交通科技,2002,(3):1~2,5
- [2] 蔡金荣、应齐明、谢庆道,现浇混凝土薄壁筒桩加固桥头软基试验研究[J],公路,2003,(5):71~74
- [3] 朱向荣、叶俊能、姜贤放等,沉管灌注筒桩的承载特性浅析[J],岩土工程学报,2003,25(5):538~542
- [4] 刘汉龙、费康、马晓辉等,振动沉模大直径现浇薄壁管桩技术及其应用(1):开发研制与设计[J],岩土力学,2003,24(2):164~168
- [5] 刘汉龙、郝小员、费康等,振动沉模大直径现浇薄壁管桩技术及其应用(II):工程应用与试验[J],岩土力学,2003,24(3):372~375
- [6] 温淑莲、高山、闫守坤,用于软基处理的现浇薄壁筒桩设计计算方法[J],山东交通学院学报,2002,10(3):58~61
- [7] 叶俊能,沉管灌注筒桩工作性状研究[博士学位论文D],杭州:浙江大学,2003年5月
- [8] 钱家欢、殷宗泽,土工原理与计算,中国水利水电出版社,1996
- [9] Potyondy J G. Skin friction between various soils and construction materials. *Geotechnique*, 1961, 11(4): 339~353

Loading Transform Research on Cast - in - situ Concrete Thin - wall Tubular Pile

Guo Ping Zhou Jian

(Geotechnical Engineering Institute, Zhejiang University Hangzhou 310027)

[**Abstract**] Cast - in - situ thin - wall tubular pile is one of the new methods in ground improvement and has been used in the highway and embankment. Due to the lack of further studies on its loading transform mechanism and the characteristic of its capability simple estimation will inevitably cause large error in the design. So it is essential and important to focus on these properties. Finite Element is used in this purpose by considering the interface between the pile and the soil, the initial stress field and the non - linear constitutive model of soil. After comparing the numerical analysis and site measurements the reasonable compatibility of this numerical method is verified. Based on which the loading transform mechanism is studied and the concept of four components in its vertical capacity is put forward together with the distribution of the inner friction along the tubular pile. The results in this paper will be the support for the capacity calculation in design.

沉桩效应的差异分析*

陈海丰

(河海大学岩土工程研究所 南京 210098)

赵春花

(昆山市森隆绿艺有限公司 昆山 215301)

【提要】运用英国剑桥大学编著的 Crisp 有限元程序,对饱和砂土中的打桩效应进行有限元分析。对由于采取不同的本构关系和沉桩过程模拟方式计算所引起的超孔隙水压力、径向有效应力增量、地面隆起以及桩周土径向位移等沉桩效应的差异进行讨论,得出一些初步结论。

概述

随着我国高层建筑的发展,桩基被普遍采用,其中预制桩占有相当大的比例。然而预制桩在施工过程中对桩周土的影响,是困扰着科研和工程技术人员的问题之一。在计算分析中,土体的本构关系及相应的参数难以准确确定,同时沉桩施工过程的模拟也较难以实现,因此如何采取更为合理的土体本构关系模型和沉桩过程的模拟模型,是提高分析计算质量的前提条件。

在现有的本构关系中,用于砂土的一般有线弹性模型;邓肯-张模型;理想弹塑性模型;黄文熙的清华模型;Lade-Duncan 模型;Rowe P W 模型等等。而桩的施工过程模拟主要有应力边界条件法;圆柱孔扩张理论;Mabsout M E & Talsoulas J L (1994)法^[1]以及 Chopra M B & Dargush G F (1992)法^[2]等等。由于打桩过程模拟方法和本构模型有很多种组合方式,为了便于初步分析,本次计算拟采用以下三种常见组合:

- (1) 土体为线弹性, E 不随深度变化,采用应力边界条件法模拟打桩过程。
- (2) 土体为线弹性, E 随深度线性增加,采用圆柱孔扩张理论模拟打桩过程。
- (3) 土体为理想弹塑性, E, C_u 随深度线性增加,采用圆柱孔扩张理论模拟打桩过程。

三种计算组合

假设桩长 18m, 桩径 0.3m, 地基为均匀饱和砂土, 根据已进行的常规试验和有关资料^[3,4], 确定相关参数见下表:

* 收稿日期:2005年1月

表 1

土体指标	泊松比 ν	内摩擦角 φ ($^{\circ}$)	C_u (kPa)	γ' (kN/m^3)	K_p
参数值	0.4	35	51.2	9.979	0.6
土体指标	接触面 C_u (kPa)	接触面摩擦角 φ' ($^{\circ}$)	E (MPa)	γ_{sw} (kN/m^3)	K_p
参数值	1	20	5	19.779	3.69

1. 组合 1 (线弹性模型, 应力边界条件法)

Huntsmas & Mitchell^[5]等设计了侧压静力触探, 在模型槽试验中, 对仪器贯入砂土时侧向压力和摩擦力进行了测试, 结果表明摩擦力随侧压力的增大而增大, 其后的现场测试资料表明, 侧压力和摩擦力均具有随深度加大而增加的规律。

陈文^[6]根据大量实测资料, 室内试验成果及极限平衡理论, 假设桩侧压力和摩擦力均随深度线性增加, 表达式如下:

$$P_z = \gamma_w z + K_p \gamma' z \tag{1}$$

$$\tau_z = Ca + K_p \gamma' z \cdot \text{tg}\Phi' \tag{2}$$

式中 γ_w 一为水容重;
 K_p 一为土体被动土压力系数;
 γ' 一为有效容重;
 Ca, Φ' 一为桩土界面的粘聚力和摩擦角。

取 P_z, τ_z 为应力边界条件, 有限元网格划分如图 1 所示。

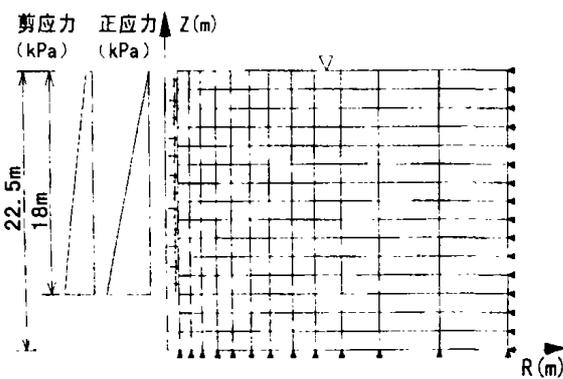


图 1 组合 1 的有限元网格划分

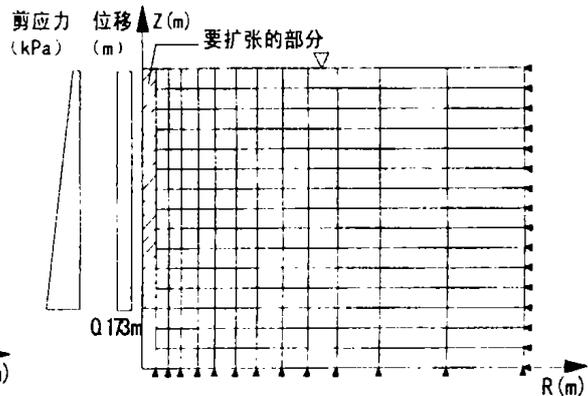


图 2 2、3 的有限元网格划分

取距地面分别为 2.25m、6.75m、11.25m、15.75m 深度的桩周土层进行有限元分析, 计算结果见下节。

2. 组合 2 (线弹性模型, E 随深度线形增加, 圆柱孔扩张理论模拟)

Carter et al. (1979)^[7]用一维 Biot 固结有限元分析小孔扩张时指出, 实际沉桩情况下, 小孔的初始半径为 0。但用有限元分析小孔扩张时, 小孔初始半径 R_i 必须为非零值, 以避免在 $r = 0$ 处产生无穷大的环向应变。其假定打桩前土体中已经存在一初始半径为 a_0 的小孔, 即近似用 $a_0 \sim 2a_0$ 的小孔扩张过程来模拟半径为 r_0 的桩的压入过程。对于饱和土, 桩的压入过程是一不排水过程, 据体积关系, $\pi[(2a_0)^2 - a_0^2] = \pi r_0^2$, 则 $a_0 = r_0/\sqrt{3}$ 。Hill^[7](1950) 和 Gibson & Anderson^[7](1961) 分别用 $R_i = 0$, 和 $R_i = a_0$ 解出了初始应力为 0、弹性剪切模

量为 G 、泊松比 ν 的 Tresca 材料的解析解, Hill 解在土体中位移发生前就已达到极限扩张压力, Gibson & Anderson 解表明,在同样的物质中,一小孔从 $R_i = a_0$ 开始扩张,在经历了较大的变形后才达到极限扩张压力,而最后计算值和 Hill 解相差在 6% 以内。因此用初始半径为 a_0 的小孔扩张到 $2a_0$ 的过程代替 $0 \sim r_0$ 的小孔扩张来模拟半径为 r_0 的桩的沉入过程,在精度上是能接受的。

由于扩张过程中,摩擦力始终存在,故边界条件取应力边界条件 $\tau_{rz} = Ca + K_p \gamma' z \cdot \text{tg} \Phi'$ 和位移边界条件 $a_0 = r_0 / \sqrt{3}$, 网格划分如图 2 所示。模拟扩张过程如图 3 所示。

砂土的弹性模量随深度基本呈线性增加,丁佩民^[3]通过试验得出松砂和中密砂的弹性模量随深度的斜率为 $0.3 \sim 0.6 \text{MPa/m}$ 左右,本文取 0.5MPa/m 。根据已进行的试验,桩周土的弹性模量表达式可写成:

$$E = 5 + 0.5 \cdot (13.5 - z) \tag{3}$$

3. 组合 3 (理想弹塑性,圆柱孔扩张理论)

计算时边界条件和网格划分同组合 2,把组合 2 中的本构关系换成理想弹塑性,服从 Mohr - Coulomb 准则。假设 E 、 C_u 随深度呈线性增加,本文根据丁佩民^[3]的试验,取 C_u 随深度的斜率为 1kPa/m ,表达式分别为:

$$E = 5 + 0.5 \cdot (13.5 - z) \tag{3}$$

$$C_u = 51.2 + 1 \cdot (13.5 - z) \tag{4}$$

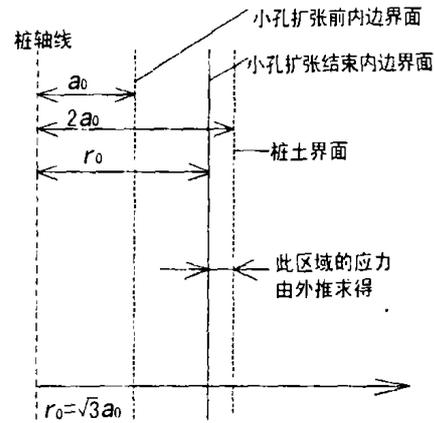


图 3 小孔扩张立面图

计算结果分析比较

1. 超孔隙水压力

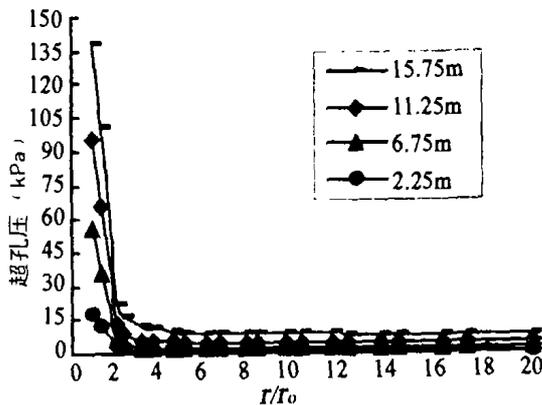


图 4 组合 1 超孔压在径向上的分布

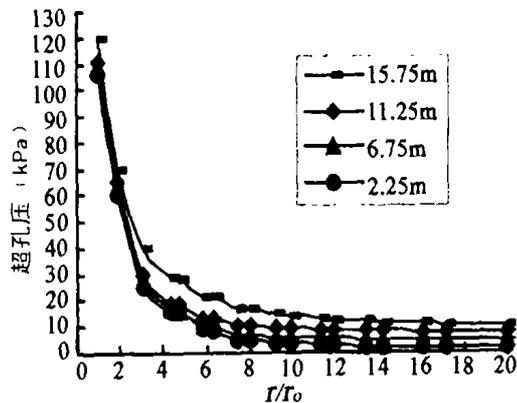


图 5 组合 2 超孔压在径向上的分布

如图 4、5、6,三种计算组合均显示出超孔隙水压力在桩土界面附近最高,最高值可达到甚至超过上覆土层的有效自重应力。超孔隙水压力随离桩轴线距离的逐渐增大,呈衰减趋

势。而在桩轴向方向,超孔压随深度有线性增加的趋势。在同一深度上,组合3产生的桩土界面超孔压最大,组合2次之,组合1最小,而组合1产生的超孔压受深度影响较其它两种大。组合1在2倍桩径处左右超孔压逐渐减少为0,而组合2,3大约要到5倍桩径处才达到0。由上可以看出,圆柱孔扩张理论模拟打桩过程所计算出的超孔压要比应力边界条件法的超孔压大,且影响范围广。理想弹塑性土所产生的超孔压要比弹性土大50%左右,5倍桩径之后孔压基本不受影响。资料^[8]表明,超孔压在3.5~5倍桩径后降为0,组合2,3结果与资料^[8]较吻合。

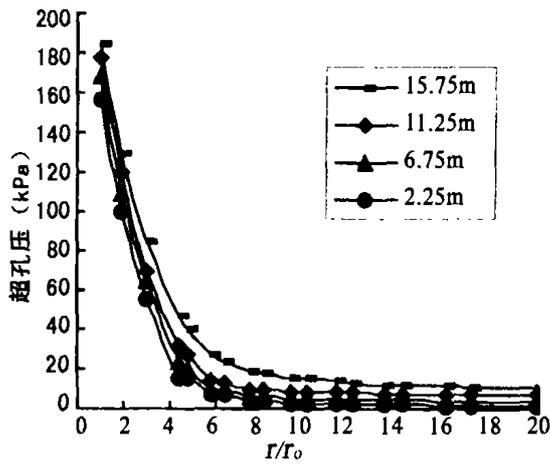


图6 组合3超孔压在径向上的分布

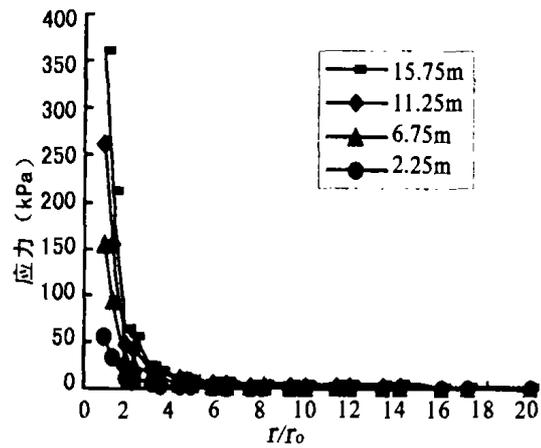


图7 组合1径向有效应力增加量的分布

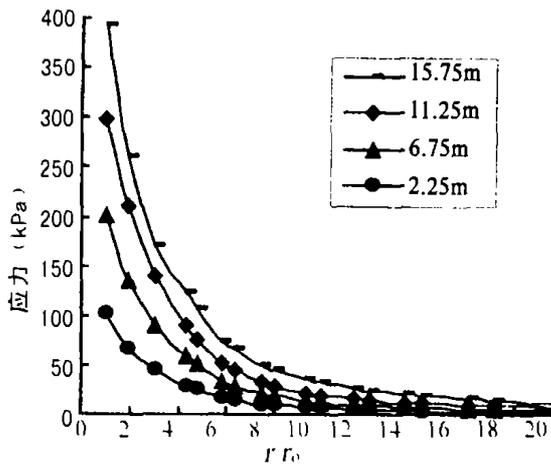


图8 组合2径向有效应力增加量的分布

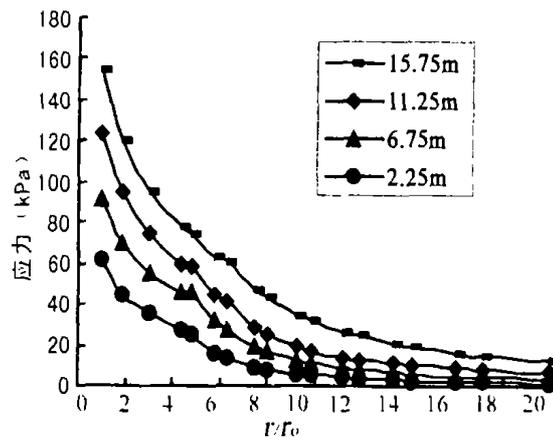


图9 组合3径向有效应力增加量的分布

2. 径向有效应力增加量

如图7、8、9所示,与超孔压类似,径向有效应力增量在桩土界面处最大,在径向上,离桩轴越远,应力增量越小,在轴向随深度的增加而增加。同一深度组合2产生的径向有效应力增量最大,组合3最小,因为理想弹塑性土有效应力满足屈服准则后就不增加,而弹性土会继续增加。由组合2,3可以看出,在桩侧同一深度上,理想弹塑性土产生的有效应力增加量仅为弹性土的一半左右。在径向上的影响范围组合2约为9倍桩径,组合3约为10倍桩径,而组合1的影响范围只有2倍桩径左右。资料^[8]表明,桩土界面附近的径向有效应力 σ_r' 约为 C_u 的4~5倍,径向应力改变范围达10倍桩径左右,理想弹塑性模型与之较吻合。

3. 地面隆起打桩引起的地面隆起也是桩基工程中被普遍关注的问题,因为严重的地面隆起会造成既有建筑物的破坏。图 10 为三种组合的隆起情况。由图 10 可以看出,组合 1 未发生隆起现象,桩周土在打桩过程中由于桩的拖拽作用产生向下位移。最大位移量发生在桩土界面上,影响范围大约为 2~3 倍桩径。而组合 2,3 均有隆起现象,最大隆起量与桩径的比值分别为 7%、10%,分别发生在 2 倍桩径和 1.5 倍桩径处,可以看出,理想弹塑性土的最大隆起量约为弹性土的 1.5 倍左右。组合 2 的影响范围比组合 3 大,大约为 4 倍桩径,组合 3 为 3 倍桩径左右。Cooke^[9]对长 5m,直径 16.8cm 的试桩实测表明,最大地面隆起量为 6% 倍桩径,发生在距桩轴 2 倍桩径处。组合 2,3 的结果与 Cooke 的现场实测值较接近。而根据应力边界条件法计算的结果中反映不出隆起现象,与实际情况不符。

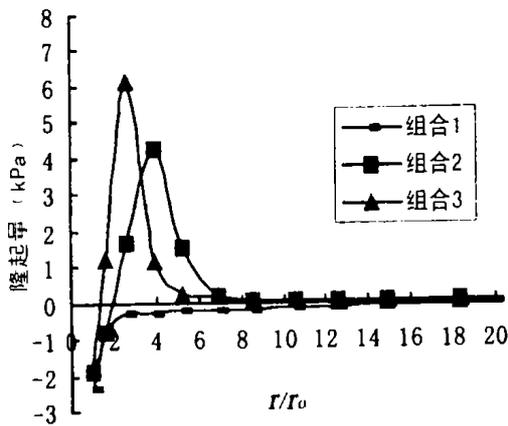


图 10 地面隆起量的分布

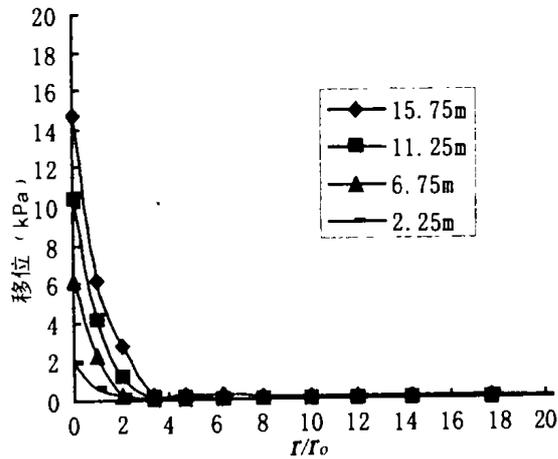


图 11 组合 1 桩周土径向位移

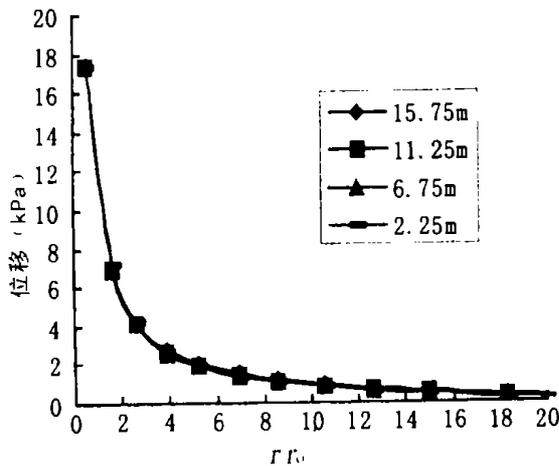


图 12 组合 2 桩周土径向位移

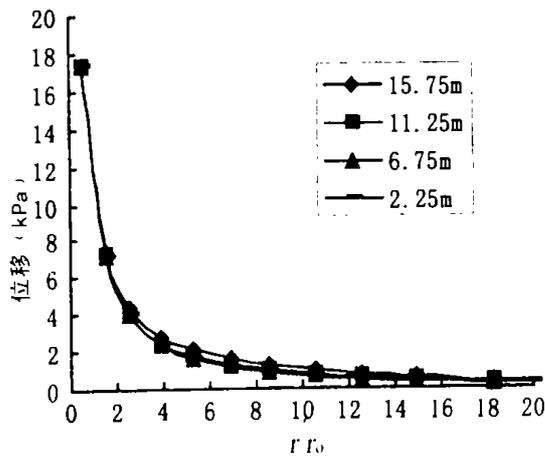


图 13 组合 3 桩周土径向位移

4. 桩周土径向位移

三种组合计算出的桩周土径向位移量如图 11、12、13 所示。组合 2,3 位移量随深度影响都不大,且两种组合之间的位移量的差距也很小。据 Robinsky^[10]和 Kishida^[11]的实测资料表明,松砂和中密砂土中沉桩挤土的径向范围约距桩轴 5 倍桩径处,而组合 2,3 计算结果和上面实测资料比较接近。组合 1 产生的位移量较 2,3 小,且受深度影响大,径向影响范围只有 2 倍桩径左右,也较 Robinsky 和 Kishida 的实测资料小。

结语

本文运用 Crisp 有限元程序,对饱和砂土中打桩过程模拟的三种计算组合分别进行计算,并对结果进行分析,得到如下结论:

(1)打桩产生的超孔压随深度逐渐增加,随离桩轴距离的逐渐增大而呈衰减趋势。圆柱孔扩张理论模拟打桩过程所计算出的超孔压要比应力边界条件法的超孔压大,且影响范围广。理想弹塑性土所产生的超孔压要比弹性土大 50% 左右。5 倍桩径之后孔压基本不受影响。

(2)桩的贯入主要对土产生径向挤压。弹性土产生的径向有效应力增量大约为理想弹塑性土的 2 倍左右。因土是非线弹性材料,有明显的塑性性质,根据理想弹塑性模型算出来的结果更为可靠。

(3)沉桩会引起桩周土体隆起。理想弹塑性土的最大隆起量大约是弹性土的 1.5 倍左右。最大隆起量与桩径的比值为 7~10% 左右,发生在 1~2 倍桩径处。而根据应力边界条件法计算的结果中反映不出隆起现象,与实际情况不符。

(4)应力边界条件法产生的桩周土的水平位移要比圆柱孔扩张的小,利用圆柱孔扩张模拟时,线弹性土和理想弹塑性土的水平位移相差不大,影响范围均约为 5 倍桩径左右。

(5)考虑土体塑性性质的超孔压,有效应力增量,径向位移等的计算结果较为合理。

参考文献

- [1] Mabsout M E, Tasoulas J L. A finite element model for the simulation of pile driving[J]. International Journal for Numerical Method in Engineering, 1994, 37: 257 - 278
- [2] Chopra M B, Dargush G F. Finite - element analysis of time - dependent large - deformation problems[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1992, 16: 101 - 130
- [3] 丁佩民,砂土中静压式模型桩沉桩试验及考虑挤密效应的桩土共同作用分析[D],南京:河海大学岩土所,1998
- [4] 钱家欢主编,土力学(第二版)[M],南京:河海大学出版社,1995
- [5] Huntsman S R, Mitchell J K et al. Lateral stress measurement during cone penetration[J]. Use of in suit Tests in Geotechnical Engineering, Clemence, A. S. C. E. . Special Publication, New York, 1986,617 - 634
- [6] 陈文,饱和粘土中静压桩沉桩机理及挤土效应研究[D],南京:河海大学岩土所,1999
- [7] Carter J P, Randolph M F, Wroth C P. Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of cylindrical cavity[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1979, 3: 101 - 130
- [8] 许清侠、黄院雄,有限元分析打桩及打桩后桩周土再固结[J],建筑科学,2000,16(1):35 - 39
- [9] Cooke R W, Price C, Tarr K. Jacked Piles in London Clay: A study of load transfer and settlement under working conditions[J]. Geotechnique, 1979, 29(2): 113 - 147
- [10] Robinsky E I, Morrison C E. Sand displacement and compaction around model friction piles[J]. Canadial Geotechnical Journal, 1964, 1(2): 231 - 256

- [11] Kishida H. Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand[J]. Soil and Foundations, 1967, 7 (3): 143 - 156

Difference Analysis of Pile - driven Influence

Chen Haifeng Zhao Chunhua

(Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University Nanjing 210098)

[Abstract] A finite element analysis on pile - driven influence in saturated sands is carried out with Crisp program. This paper discusses the differences of pile - driven influence such as excess pore water pressure, increment of radial effective stress, land upheaval and radial displacement of sands around the pile, which are caused by different constitutive relation and pile - driven process simulation mode, and draws some conclusions.

“全国高速公路地基处理学术研讨会”征文通知

(第1号)

为了总结、交流高速公路地基处理工程勘察、设计计算、施工技术、施工监理、现场监测、施工机械以及理论研究方面的新鲜经验,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会、中国公路学会道路工程学会、广东省交通厅、广东省交通集团有限公司、广东省公路学会、江苏省公路学会和浙江省公路学会联合主办“全国高速公路地基处理学术研讨会”。会议将于2005年11月在广州举办,会议由广东省航盛工程有限公司承办。现将会议论文征集工作有关事项通知如下:

1、征文范围

新建、改建、扩建高速公路的

(1)地基处理勘察、设计、施工等。

(2)地基处理试验、监测(包括工后监测)、检测等。

(3)地基处理理论研究、数值分析等。

(4)地基处理施工工艺、施工机具等方面的新

发展。

(5)涉及地基处理的其他方面。

2、征文要求

应征论文应未在国内刊物或论文集上发表。论文字数请控制在6000~10000字。论文格式请参考《岩土工程学报》杂志,来稿请自留底稿,并提供电子文档。论文要求图表齐全,并注明作者详细通讯地址及联系电话。

3、征文时间安排

征文截止时间:2005年8月1日

录用通知时间:2005年8月15日

修改稿截止时间:2005年9月15日

应征论文将由论文编审委员会决定是否录用。入选论文将正式出版论文集。

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会
地基处理学术委员会

2005年2月

应征论文一式二份请寄:

地址:杭州浙江大学玉泉校区土木工程系地基处理编辑部,邮编:310027

联系人:黄鼎群,E-mail:yulan20@163.com,联系电话:0571-87952077

或寄:

广州番禺南村南大路塘东省航盛公司2号楼6楼广东省航盛工程有限公司,邮编:511442

联系人:魏金霞,E-mail:jinxiawei@tom.com,联系电话:020-84567366 传真:020-84564033

计算地基极限荷载的斯式为:

$$P_u = 5.14C_u$$

导出该式的条件为:

- ①假设 $\varphi = 0$, 适于饱和土;
- ② $d = 0$ 的条形基础, 荷载作用在地表;
- ③计算允许承载力时 $P = \frac{5.14}{K} C_u$ 。 K 取 1.1 ~ 1.5。

天然正常固结饱和土地基上的堆载预压正适合上述①②条, 显然用斯式计算第一级荷载 P_1 是恰当的。可是, 如果地基的 $\varphi \neq 0$, 有违导出的假设, 就不能再用该式了。

(2) 固结快剪及其莫尔圆

用同一正常固结饱和土样分别做无侧限抗压强度和三轴固结快剪所得数据做图, 可得到如图 1 所示:

由图可以得到:

- ①无侧限抗压强度, 荷载 $\sigma_1 = q_u$, 快剪抗剪强度 $S_u = C_u = \frac{q_u}{2}$;
- ② $\varphi_u = 0$;
- ③三轴固结快剪竖向极限荷载 $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$;
- ④极限平衡方程式:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2})$$

对正常固结饱和土固结快剪, $c = 0$, 上式变为:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2})$$

$$\text{或 } \sigma_3 = \frac{\Delta\sigma_1}{[\tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) - 1]}$$

⑤ $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$, 是大主应力, 莫尔圆的终点, σ_3 是小主应力, 莫尔圆的起点; $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ 是莫尔圆的直径;

- ⑥内摩擦角为 φ_{cu} ;
- ⑦破裂面与水平线夹角为 $45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}$;
- ⑧圆公切线通过原点, 内聚力 $c_{cu} = 0$ 。

计算分级荷载的设想

前文曾提到, 正常固结饱和土 $\varphi_u = 0$, 用 $P_1 = \frac{5.14C_u}{K}$ 计算第一级荷载是恰当的。但是 P_2 以后就不能再用它了, 因为 P_1 的施加相当排水固结, $\varphi \neq 0$ 。用什么办法计算呢? 经过

多种思考分析比较,使用三轴固结快剪试验极限方程形式,更加贴近实际预压工程,当第一级荷载 P_1 当做预压荷载施加在地基上后,地基开始固结,这一状态很象三轴固结快剪试验,故而第二级荷载 P_2 及以后的计算使用三轴固结快剪的试验所得极限平衡方程是合适的。

三轴固结快剪有很多优点,但更突出的优点一是可靠,二是力的状态比较直观明确。

(1) 三轴固结快剪有关要点:

① 正常固结饱和土三轴固结快剪试验所得 σ_1 、 σ_3 和 φ_{cu} 之间的极限平衡关系为: $\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45 + \frac{\varphi_{cu}}{2})$;

② $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$, σ_1 是所加的竖向极限破坏荷载;

(2) P_2 及以后分级荷载的计算

在上述基础上,对 P_2 及以后分级荷载计算方法设想为:

① 以天然地基的 C_u 为基础,以 $P_1 = \frac{5.14C_u}{K}$ 计算的 P_1 ,作为第一级荷载,并把 P_1 当作荷载增量 $\Delta\sigma_{1-1}$;

② 用前述极限平衡方程 $\sigma_{3-1} = \frac{1}{[\operatorname{tg}^2(45 + \frac{\varphi_{cu}}{2}) - 1]} \cdot \Delta\sigma_{1-1}$ 计算出 σ_{3-1} ,那么 $\sigma_{1-1} =$

$\sigma_{3-1} + \Delta\sigma_{1-1}$ 就是土体破坏时所加的竖向极限荷载;

③ 以 $P_2 = \frac{\sigma_{1-1}}{K_\eta} = \frac{\sigma_{3-1} + \Delta\sigma_{1-1}}{K_\eta}$ 计算出 P_2 ;

④ 同样的,把 P_2 当作荷载增量 $\Delta\sigma_{1-2}$,并仍用前式计算出 σ_{3-2} ,则 $\sigma_{1-2} = \sigma_{3-2} + \Delta\sigma_{1-2}$,同理以 $P_3 = \frac{\sigma_{1-2}}{K_\eta} = \frac{\sigma_{3-2} + \Delta\sigma_{1-2}}{K_\eta}$ 求出 P_3 。

以此类似的可求出 P_4 、 P_5 ……,如果有的话。直到满足设计荷载。

上述计算,有以天然地基强度 C_u 和用它考虑了安全系数计算的 P_1 为基础;有以固结快剪试验取得的 φ_{cu} 作为参量的极限平衡方程,还有以 φ_{cu} 为直线的控制以及综合安全系数 K_η 的调节,用 $\frac{\sigma_1}{K_\eta} = \frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_1}{K_\eta}$ 计算分级荷载 P ,全部过程都是在以 φ_{cu} 为直线的下面,即由极限—安全,应该说是可行和安全的。

但极限荷载 σ_1 逐渐地增大,并没有与因荷载增大而引起地基强度增长和衰减现象直接联系起来。这未免令人有所疑虑。这一问题可以用一个既考虑地基强度增长又顾及到地基强度衰减的系数 η ,且将其和 K 揉在一起的综合系数 K_η ,来调控解决。

考虑安全系数 K 和增衰系数 η 的综合系数 K_η

当荷载加上后,地基强度随着固结而增长是科学的,同时又有衰减也是有道理的。前者,很多学者提出了著名的理论计算公式;后者,目前尚无法计算。为解决增衰问题,有科研单位也给出了来自工程实践的统计折减系数。为了考虑这些因素,可引入一个综合折扣系

数 K_η 。

我们知道,安全系数 K ,取值为 1.1 ~ 1.5;折减系数 η 已由工程实际中测定为 0.75 ~ 0.9,改成与 K 一样形式,则 $1/\eta$ 为:1.11 ~ 1.33,那么含有 K 、 η 的综合系数 K_η 则为:1.2 ~ 2.0。

前述以 $P = \frac{\sigma_1}{K_\eta}$ 计算的 P_2 及其以后的不足,以 K_η 在 1.2 ~ 2.0 取值,或大或小,参照已有的工程资料和自身的实践经验设定,可以得到弥补。

实例分析

某工程,地处沿海,地基为正常固结饱和土,勘察相关资料如下:

无侧限抗压强度 $q_u = 14 \text{ kPa}$ $C_u = q_u/2 = 7 \text{ kPa}$

三轴固结快剪 $c_{cu} \approx 0$ $\varphi_{cu} = 16^\circ$

工程为路堤,采用堆载预压,先打入垂直排水通道,然后堆载。设计荷载 60kPa。由于工程整体建设周期的限制,要求本工程 7 个月完成。要求:

- ①由于总荷载 60kPa,需计算分级荷载 P ;
- ②由于工程限制预压期是 210 天,要计算排水通道的间距和布形(本文从略)。

今用总应力法计算如下:

(1)第一级荷载 P_1 ,使用斯式, K 值取 1.2,则

$$P_1 = \frac{5.14C_u}{K} = \frac{5.14 \times 7}{1.2} = 30 \text{ kPa}$$

(2)第二级荷载 P_2

①先由极限平衡方程计算出小主应力 σ_{3-1}

$$\sigma_{3-1} = \frac{1}{[\text{tg}^2(45 + \frac{\varphi_{cu}}{2}) - 1]} \cdot \Delta\sigma_{1-1} = \frac{30}{[\text{tg}^2(45 + \frac{16}{2}) - 1]} = 39 \text{ kPa}$$

②以 $P_2 = \frac{\sigma_{1-1}}{K_\eta} = \frac{\sigma_{3-1} + \Delta\sigma_{1-1}}{K_\eta}$ 计算 P_2 ;

由于 P_1 已作为预压荷载加在地基上,原来状态已改变,故 K 改用 K_η ,取其平均值 1.6,于是有:

$$P_2 = \frac{\sigma_{1-1}}{K_\eta} = \frac{\sigma_{3-1} + \Delta\sigma_{1-1}}{K_\eta} = \frac{39 + 30}{1.6} = 43 \text{ kPa}$$

(3)第三级荷载 P_3

$$\sigma_{3-2} = \frac{1}{[\text{tg}^2(45 + \frac{\varphi_{cu}}{2}) - 1]} \cdot \Delta\sigma_{1-2} = \frac{30}{[\text{tg}^2(45 + \frac{16}{2}) - 1]} = 57 \text{ kPa}$$

$$P_3 = \frac{\sigma_{1-2}}{K_\eta} = \frac{\sigma_{3-2} + \Delta\sigma_{1-2}}{K_\eta} = \frac{57 + 43}{1.6} = 63 \text{ kPa}$$

$P_3 = 63$ 与设计荷载 60 比较, 满足要求。

再将计算结果综合如下:

表 1

分级荷载	地基状态 计算项目	正常固结饱和土天然状态	荷载施加后预压状态	小主应力	大主应力	备注
		$P_1 = \frac{P_u}{K} = \frac{5.14C_u}{1.2} \text{ (kPa)}$	$P = \frac{\sigma_1}{K_\eta} = \frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_1}{1.6} \text{ (kPa)}$	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	
P_1		30	/	39	69	斯式
P_2		/	43	57	100	本文
P_3		/	63	83	146	本文

说明: ①分级荷载 P 是累计值。

②上一级竖向极限荷载 σ_1 , 除以 K_η 就是本级荷载 P , 同时又当作荷载增量 $\Delta\sigma_1$, 继续下一级荷载。

结论与建议

(1) 天然地基正常固结饱和土 $\varphi_u = 0$, 用斯式 $P_1 = \frac{5.14C_u}{K}$ 计算 P_1 符合公式适用条件;

(2) 在 P_1 作用下, 地基开始固结, 状态发生变化, 已与原状不同, 类似并使用固结快剪试验数据是恰当的。由于固结快剪 $\varphi_{cu} \neq 0$, 已不符合斯式条件, 上式不宜再用;

(3) 三轴固结快剪试验加压条件直观明确, 其极限平衡方程为: $\sigma_1 = \sigma_3 \text{tg}^2(45 + \frac{\varphi_{cu}}{2})$, 其中 $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$, 为施加的竖向极限荷载, 把 $\Delta\sigma_1$ 看作荷载增量并考虑一定的安全度, 用 $P = \frac{\sigma_1}{K_\eta} = \frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_1}{K_\eta}$ 计算堆载预压的分级荷载简单清晰明了, 可用于工程设计时估算;

(4) 方法的不足, 可以以考虑了安全系数 K 和因荷载作用使地基强度增衰因素折扣度 η 的综合系数 K_η , 并结合工程实践和经验, 在 1.2 ~ 2.0 范围取值调控, 可以得到弥补;

(5) 应用该法时, 由于 K_η 取值范围较宽, K_η 可结合已有资料和自身经验确定;

(6) 使用此法, 在施工时仍需布置通用的侧向位移边桩监控措施;

(7) 本法仍可通过多个工程实践资料反求 K_η 的更小范围值。

参考文献

[1]《地基与基础》浙江大学等四院校, 中国建筑工业出版社

杭州文景苑抗浮锚杆抗拔试验*

林国卫 张一志 岑仰润

(杭州市勘测设计研究院 杭州 310012)

【提要】近年来抗浮锚杆以其施工方便、操作简单、造价低廉在地下建筑基础抗浮设计中得到了大量的应用。本文介绍了杭州文景苑抗浮锚杆抗拔试验情况,试验结果表明:按抗拔力控制标准所检测的58根锚杆只有3根锚杆不合格,合格率为94.8%;按位移控制标准(设计荷载下的位移允许值取5.0mm),合格率为86%。由典型的 $Q \sim s$ 曲线知,锚头位移小的抗浮锚杆的加载曲线的斜率和卸载曲线的斜率较一致,而锚头位移大的抗浮锚杆的卸载斜率比加载斜率陡,产生的残余变形较大。

前言

近几年来,随着城市的发展,地下建筑不断增多,其抗浮问题也就随之而来。由于基础的抗浮问题没处理好而引发的质量事故时有发生。在这些事故中,有的地下室隆起,导致底板破坏;有的地下建筑物整体浮起,造成了严重的经济损失。工程界越来越多地重视地下室抗浮问题。常规抗浮设计主要依靠抗浮桩,而在地下室底板与可锚固地层距离较近的一些情况下,抗浮锚杆较抗浮桩在工程造价、施工工期上都显示出极大优越性,在工程中得到了广泛的应用^[1-3],在杭州粉砂土地区采用抗浮锚杆也日渐增多。本文介绍了杭州某工程对58根抗浮锚杆的抗拔试验情况,试验成果可供以后的设计借鉴。

工程及地质概况

南肖埠·文景苑由杭州滨江房产集团有限公司开发,工程位于杭州市凤起东路,原杭州教育学院内。该建筑采用框架-剪力墙结构,设一层地下室,1#、2#为桩基承台基础,工程桩为钻孔灌注桩,基坑底设置有抗浮锚杆。抗浮锚杆直径为150mm,有效长度为7.0m,锚杆钢杆件为 $\Phi 25$ 螺纹钢,设计轴向拉力为50kN。施工过程为:地质钻机成孔、置入钢杆件和注浆管、从孔口投入石子(瓜子片)、注满水泥砂浆(全长度注浆)。

该场地地势比较平坦,根据工程地质勘察报告,本工程场地抗浮锚杆所涉及的粉砂性土层自上而下分别为:②-1砂质粉土:灰黄色,饱和,松散,含氧化铁、云母屑,局部分布;②-2砂质粉土:灰黄、灰色,饱和,稍密,含氧化铁、云母屑,局部分布;②-3砂质粉土:黄灰色,

* 收稿日期:2005年3月

饱和,中密,含氧化铁、云母屑,全场分布;②-4 砂质粉土夹粉砂:灰色,饱和,稍密,含云母屑,局部缺失。其物理力学性质指标见表1。场区浅层地下水属孔隙性潜水,受大气降水和地表径流补给,勘察期间于钻孔中测得的地下水水位埋深在0.2~2.0m之间。地下水对砼无腐蚀性影响。

土层物理力学性质指标

表1

层号	岩土名称	含水量 (%)	孔隙比	压缩系数 (MPa^{-1})	天然重度 (kN/m^3)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 ($^{\circ}$)	渗透系数 k_v (cm/s)
②-1	砂质粉土	27.8	0.788	0.14	19.3	6.4	30.0	1.3×10^{-4}
②-2	砂质粉土	25.4	0.737	0.14	19.5	3.9	31.7	8.3×10^{-5}
②-3	砂质粉土	27.4	0.788	0.16	19.2	4.9	30.9	1.9×10^{-4}
②-4	砂质粉土夹粉砂	27.3	0.766	0.14	19.5	4.4	31.6	

抗拔试验方法及步骤

1. 试验方法

锚杆的破坏形态有:①注浆体与岩土体间剪切破坏;②锚杆杆体抗拉强度不足破坏;③锚杆杆体与注浆体界面破坏;④锚杆埋入稳定地层能够使地层呈锥体拔出。对粉砂土而言,锚杆的承载力通常不由杆体与注浆体间裹力控制,而由注浆体与岩土体间极限剪切强度确定^[4]。本工程按照《土层锚杆设计与施工规范》^[5]要求,需对抗浮锚杆进行抗拔试验,以确定由注浆体与岩土体间控制的抗拔力。根据场区的岩土情况,共对分布在场区不同位置的58根抗浮锚杆进行了抗拔试验。如图1所示,锚杆抗拔试验采用ZB1/630A高压油泵与穿心千斤顶加荷,用电阻应变式力传感器与静力触探记录仪显示加荷荷载,用百分表显示锚头位移。

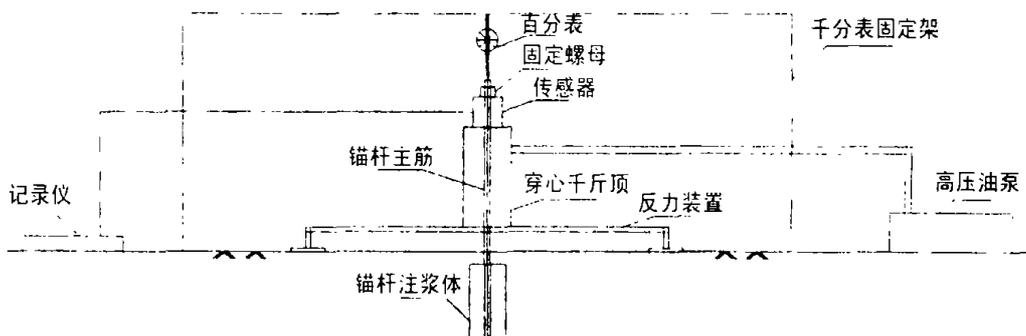


图1 锚杆抗拔试验装置示意图

2. 试验步骤

(1) 试验前对千斤顶、压力表、传感器、记录仪和百分表进行标定校核。锚杆灌浆8~13天后进行抗拔试验。

(2) 安装锚杆抗拔试验装置,试验需3人完成。一个负责加载和压力表读数,一个负责百分表读数,一个负责记录。

(3) 根据设计要求,最大试验荷载为锚杆设计轴向拉力值的1.5倍,即75kN,分五级加

荷,每级加荷后根据规定的时间间隔,对百分表进行不少于3次的读数,若连续3次读数的变化不超过0.1 mm,即认为此级荷载位移稳定,可施加下一级荷载。

(4) 抗拔试验过程中,若锚杆发生破坏,应立即停止试验,锚杆破坏标准为:①后一级荷载产生的锚头位移增量达到或超过前一级荷载产生位移增量的2倍;②锚头位移不收敛;③锚头总位移超过设计允许位移值。

(5) 施加到预定荷载后,待锚头位移稳定,分三级卸荷,卸荷读数要求同(3)。

(6) 拆除试验装置,整理试验数据,绘制锚杆验收试验图。

试验成果及分析

58根锚杆验收试验数据见表2,锚头位移单位为mm;锚杆验收试验典型的Q~s曲线见图2、3、4^[5]。

抗浮锚杆试验数据

表2

位移 荷载	79 [#]	310 [#]	95 [#]	121 [#]	125 [#]	214 [#]	234 [#]	288 [#]	291 [#]	293 [#]	276 [#]	298 [#]	339 [#]	350 [#]	379 [#]
0(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10(kN)	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30(kN)	0.79	2.5	1.25	2.71	0.42	0.45	0.5	0.8	0.38	0.85	0.06	0.28	0.9	3.03	1.78
50(kN)	1.64	7.92	1.6	9.3	1.14	0.92	3.02	1.45	0.83	2.36	0.41	0.71	2.23	7.26	6.15
60(kN)	2.28	8.72	1.78	15.8	1.45	1.15	4.02	1.88	1.12	3.39	0.56	1.02	2.95	8.71	0
75(kN)	3.88	13.4	2.25	16.4	2.53	1.83	6.27	2.96	5.18	6.28	1.18	1.66	5.28	12.1	0
50(kN)	3.22	12.7	2.01	23.4	2.19	1.62	5.91	2.5	5.23	6.28	0.95	1.38	4.93	11.1	0
10(kN)	2.25	9.99	1.53	19.6	1.28	1.75	4.15	1.79	4.41	6.16	0	0.41	4.24	9.01	0
0(kN)	1.61	7.26	0.93	19	1.11	0.56	2.9	1.5	3.13	5.88	0	0.21	3.82	7.21	0

抗浮锚杆试验数据

续表2

位移 荷载	394 [#]	397 [#]	504 [#]	524 [#]	555 [#]	577 [#]	689 [#]	714 [#]	768 [#]	787 [#]	809 [#]	829 [#]	483 [#]	630 [#]	634 [#]
0(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.18
30(kN)	1.3	1.37	0.35	0.57	0.75	0.86	1.7	1.34	0.85	0.43	2.28	0.6	0.24	0.38	0.21
50(kN)	22.1	3.14	1.49	1.88	1.41	3.5	5.22	5.02	2.21	1.3	5.08	1.44	0.58	0.5	0.43
60(kN)	27.1	3.75	2.09	2.88	1.71	4.65	6.92	6.11	2.86	1.82	5.6	1.68	0.69	0.63	0.56
75(kN)	35.3	5.79	3.85	3.57	2.33	7.33	10.5	9.29	4.48	2.87	7.31	2.49	0.86	0.77	0.83
50(kN)	35.9	5.48	3.31	3.1	1.77	7.11	10.2	8.75	4.13	2.65	6.38	1.94	0.69	0.67	0.61
10(kN)	34.4	4.31	2.3	2.08	0.39	6.14	9.02	6.81	2.65	1.62	5.85	0.78	0.64	0.4	0.28
0(kN)	31.3	3.46	1.68	2.02	0.02	3.34	8.05	5.46	1.89	1.05	4.6	0.63	0.26	0	0.04

抗浮锚杆试验数据

续表 2

位移 荷载	488*	358*	530*	405*	217*	220*	268*	154*	150*	480*	145*	248*	179*	192*	544*
0(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10(kN)	0.08	0.01	0.06	0.07	0.02	1.00	0.00	0.01	0.15	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30(kN)	0.24	0.24	0.2	0.14	0.44	1.38	0.51	0.86	0.34	0.18	0.48	0.6	0.42	0.68	0.69
50(kN)	0.39	0.85	0.42	0.56	0.5	1.64	1.04	3.34	0.54	0.35	1.98	2.06	1.02	1.82	1.31
60(kN)	0.56	1.03	0.52	0.89	0.6	2.5	1.08	7.49	0.7	0.43	2.21	2.7	1.25	2.31	3.96
75(kN)	1.28	3.67	0.79	2.58	0.88	3.6	1.46	10.0	1.26	0.68	2.87	4.3	1.88	3.71	15.8
50(kN)	0.99	2.98	0.66	2.14	0.54	3.37	0.98	9.56	1.1	0.53	2.4	3.48	1.55	3.22	15.4
10(kN)	0.71	2.2	0.44	1.32	0.18	2.76	0.55	8.69	0.75	0.01	1.58	2.34	0.44	2.05	15.1
0(kN)	0.37	0.94	0.29	0.66	0.02	1.67	0.05	7.8	0.23	0	1.28	1.25	0.1	1.45	14.0

抗浮锚杆试验数据

续表 2

位移 荷载	546*	509*	482*	502*	579*	409*	427*	334*	406*	337*	244*	242*	204*
0(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10(kN)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30(kN)	0.61	0.48	1.31	1.02	0.78	0.52	0.45	0.39	0.25	0.51	0.75	0.54	0.38
50(kN)	1.49	1.79	3.01	1.7	1.23	1.38	1.2	0.99	0.96	0.83	1.74	1.1	0.74
60(kN)	1.95	2.45	3.88	1.9	1.36	1.9	1.56	1.21	1.31	1.45	2.24	1.31	0.89
75(kN)	3.24	4.2	6.44	2.51	2.8	3.18	2.42	1.98	2.7	3.7	3.36	2.48	1.18
50(kN)	2.9	3.21	5.86	2.21	2.57	2.72	2.05	1.75	2.28	2.35	2.87	1.93	0.97
10(kN)	1.45	2.15	4.22	1.36	0.78	0.84	0.95	0.82	1.32	1.8	1.45	1.78	0.34
0(kN)	0.86	1.72	3.27	0.71	0.45	0.75	0.58	0.7	0.88	0.8	0.62	0.31	0.27

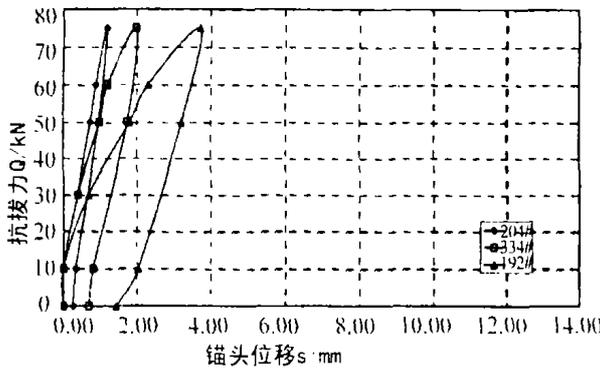


图2 204*、334*和192*锚杆 Q~s 曲线图

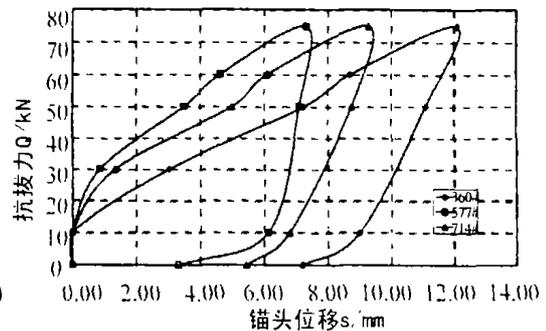


图3 350*、577*和714*锚杆 Q~s 曲线图

抗浮锚杆试验根据工程进度分两个阶段进行(2004.4.1~2004.4.24 试验40根锚杆, 2004.5.1~2004.5.5 试验18根)。由表2可见,所随机抽样的58根抗浮锚杆当中的大部分锚杆的上拔位移在试验最大荷载为75kN作用下都趋于稳定,其典型的Q~s曲线见图2、图3。根据《土层锚杆设计与施工规范》中第5.3.5条的规定,永久性锚杆的验收试验标准为

当锚杆在最大试验荷载作用下,位移趋于稳定,即满足设计要求判为合格。本次试验荷载为75kN(轴向设计拉力值的1.5倍)时,所检测的58根锚杆只有3根锚杆不合格,合格率为94.8%,不合格的抗浮锚杆的 $Q \sim s$ 曲线见图4。

以往对抗浮锚杆的检测只关心抗拔力,而对锚头位移未作特别规定。事实上,锚头位移是关系到抗浮锚杆正常发挥作用的一个关键指标。本次试验取设计荷载下的位移允许值为5.0mm。若以此标准来衡量,本次试验荷载为75kN(轴向设计拉力值的1.5倍)时,所检测的58根锚杆有8根锚杆位移不合格,总的锚杆合格率为86%,位移变化较大的抗浮锚杆的 $Q \sim s$ 曲线见图3。

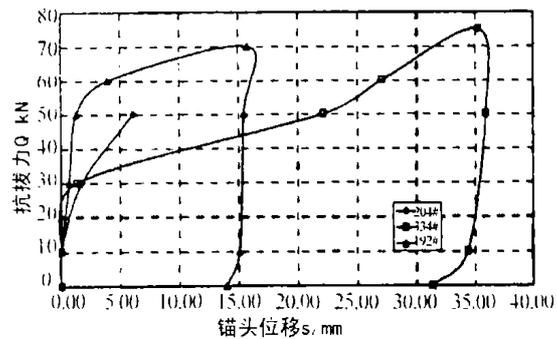


图4 379[#]、394[#]和544[#]锚杆 $Q \sim s$ 曲线图

以往的抗拔试验涉及抗浮锚杆卸载较少,不能无法全面了解抗浮锚杆的力学性能。本次抗浮试验对58根锚杆分五级加荷,每级加载观测时间内测读锚头位移不少于3次,分三级卸载,典型的 $Q \sim s$ 曲线见图2、图3。由图2、图3可见,位移小的抗浮锚杆的加载曲线的斜率和卸载曲线的斜率较一致,说明卸载后锚杆的回弹好,而位移大的抗浮锚杆的卸载斜率比加载斜率陡,产生的残余变形较大。

结语

本工程所随机抽样的58根抗浮锚杆具有代表性,且符合规范规定3%的抽样量。大部分锚杆抗拔力在设计要求的1.5倍即75kN情况下位移量能够稳定,卸荷后回弹好,能满足设计要求,这说明抗浮锚杆的设计和施工基本是成功的。对少数抗浮锚杆产生较大变形以及破坏的原因分析如下:位移主要是锚杆主筋与砂浆体间的相对位移,而砂浆体与土体的相对位移较小,造成的原因可能是施工时注浆不够密实或试验时锚杆的养护时间较短。

参考文献

- [1] 王胜、预应力,钢绞线锚杆在地下停车场工程抗浮中的应用与研究[J],建筑结构,2001,(8):60-62
- [2] 彭涛、武威,复杂地质条件下预应力抗浮锚杆的应用[J],工程勘察,2000,(2):31-33
- [3] 崔京浩、崔岩,锚固抗浮问题的几个关键问题[J],特种结构,2000,17(1):9-17
- [4] 贾金青、宋二祥,滨海大型地下工程抗浮锚杆的设计与试验研究[J],岩土工程学报,2002,24(6):769-771
- [5] CECS 22:90 土层锚杆设计与施工规范[S],中国工程建设标准化协会,1991
- [6] 中大凤栖花园地下车库抗浮锚杆验收试验报告[R],杭州市勘测设计研究院,1999

SMW工法在软土基坑工程中的施工实践*

张健超

(上海三维工程建设监理有限公司 上海 200060)

前言

近年来,随着我国经济与城市建设的迅速发展,地下工程愈来愈多,开发和利用地下空间的要求日显重要,SMW(Soil Mixing Wall)工法是一种新型的基坑支护技术,也称劲性水泥土搅拌桩法。其作用机理是利用搅拌设备就地切削土体,然后按一定比例注入水泥浆,形成均质水泥土挡墙,并在挡墙内按一定布距及深度插入型钢,形成一种劲性水泥土搅拌桩复合结构。近年来,该工法在上海多项地下工程中成功地得到应用。1999年建设部将SMW工法列入高科技推广项目。SMW工法桩与其他围护工艺相比,具有施工简便、造价低、无污染、抗渗性好等特点。本文作者结合工程实例,介绍SMW工法在软土基坑支护工程中的工程实践。

工程及地质概况

1. 工程概况

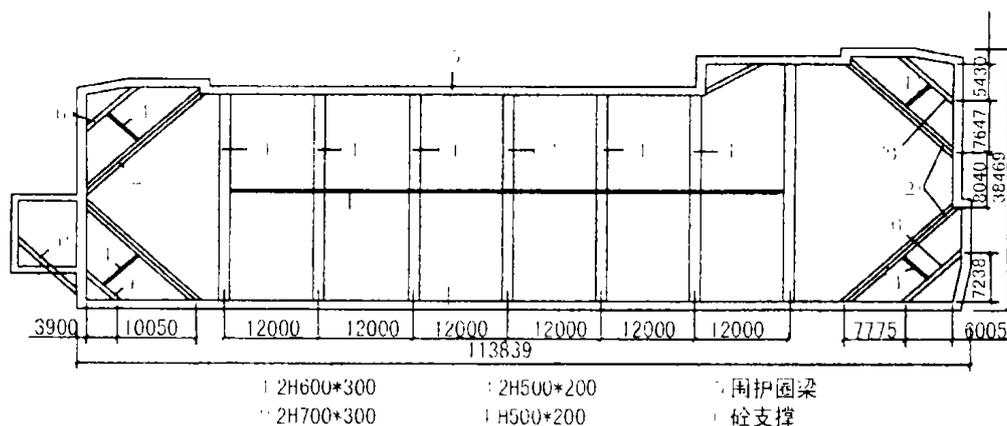


图1 基坑支护平面图

上海外高桥某地下停车库工程面积33m×113m,基坑大致呈长方形,基坑大面积开挖深

* 收稿日期:2004年12月

度 5.45m,集水坑深度 6.87m。本工程基坑支护的支护平、剖面图见图 1、图 2。

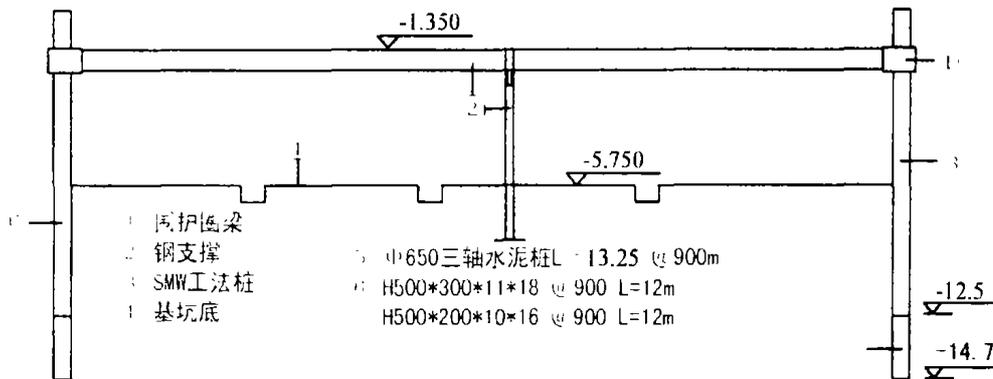


图2 基坑支护剖面图

工程地质及水文地质条件

本工程场地位于东海之滨,地貌形态单一,属上海地区四大地貌单元中的滨海单元中的滨海平原类型,其土层分布及主要强度指标见表 1。

土层分布及主要强度指标

表 1

土层名称	地层深度 (m)	土层厚度 (m)	重度 γ_0 (kN/m ³)	峰值粘聚力 c (kPa)	峰值内摩擦角 φ (°)
① -1 杂质土	2.00	2.00	17.0	0	20
②粉质粘土	2.50	0.50	18.5	20	24
③淤泥质粉质粘土	10.50	8.00	17.3	9.0	22.5
③夹粘质粉土	11.70	1.20	17.4	7.0	32
③淤泥质粉质粘土	12.70	1.00	16.8	9.0	22.5
④淤泥质粘土	21.00	8.3	16.5	12	11.5
⑤粘土	25.50	4.50	17.0	19	9.0
⑥粉质粘土	未钻穿	未钻穿	19.4	51	16.5

场地 29.8m 深度范围内的土层按其成因可分为 6 层,地下水埋深在 0.9m ~ 1.20m,平均 1.04m,场区东角角处有一条暗浜,暗浜宽约 15m,深约 4.1m,地质条件较差。

基坑围护方案的确定

本工程围护方案综合比较见表 2:

围护方案综合比较表

表 2

围护方案	适用基坑深度	技术条件	抗渗性	可操作性	预算造价(万元)
地下连续墙	深	成熟	幅间易渗水	施工复杂	387.5
钻孔灌注桩	较深	成熟	抗渗性较差	较灵活	291.8
SMW 工法	一般不超过 14m	成熟	好	灵活	222.4

通过上表比较可知,SMW工法不仅具有施工简便、无污染、抗渗性好等特点,而且平均造价比地下连续墙低30%,比钻孔灌注桩低20%。由于本工程地质复杂,地下水位高,工期短,施工红线范围小(其中南侧因靠近道路红线仅1m),并考虑造价等因素,通过综合比较,选用SMW工法这一新的支护方案,SMW工法地下连续墙作悬挂式隔渗帷幕。SMW工法围护工程量造价见表3:

SMW工法围护工程量造价表(310延长米)

表3

项目	工程量	估算单价	小计(估算)万元
1:H500*200*10*16	231吨	2200元/吨	50.82
2:H500*300*11*18	228吨	2200元/吨	50.16
3:三轴水泥土桩(a=20%)	2765m ³	320元/m ³	88.48
4:H型钢30天超期租费	459吨	8元/吨/天	11.02
5:搅拌桩(13%)	858m ³	175元/m ³	15.02
6:搅拌桩空钻	1158m ³	35元/m ³	4.05
7:注浆	256m	85元/m	2.18
8:注浆空管	333m	20元/m	0.67
总计(万元)		222.4	

SMW工法施工参数的确定

1. 入土深度的确定及基坑稳定性分析

根据上海市《基坑工程设计规程》,通过对抗管涌,抗坑底隆起等分析,确定桩的入土深度 $H=9\text{m}$,本工程基坑底标高 $h_1=-5.75\text{m}$,自然地平 $h_2=-0.3\text{m}$,计算基坑深度 $h=h_1-h_2=5.45\text{m}$,根据上海地质及支撑围护情况,型钢的入土深度为基坑深度的0.8~1.0倍,取1.0,故型钢取10.9m,本工程取12m,即插入开挖面以下6.55m。为防止开挖时基坑面出现涌水涌砂等不良现象,并结合工程实际,本工程取桩入土深度为7.8m,桩长取13.25m^[1]。

围护墙土压力按朗肯理论计算如下式:

主动土压力:

$$P_a = \gamma h \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2C \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) \quad (1)$$

被动土压力:

$$P_p = \gamma h \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2C \text{tg}(45^\circ + \varphi/2) \quad (2)$$

地面附加荷载取20kPa,基坑安全系数按二级基坑进行验算。

坑底土抗隆起稳定性按下式验算:

抗隆起安全系数

$$K_s = (\gamma D_c N_q + C N_c) / [\gamma (H_2 + D_c) + q] \quad (3)$$

式中 H_2 — 基坑开挖深度, m;

C — 坑底土体内聚力, kN/m²;

q — 地面超载, kN/m²;

D_c — 入土深度, m;

N_q 、 N_c —地基承载力系数。

代入数据得 $K_s = 1.28 > 1.2$, 其它基坑稳定性安全系数及围护结构稳定性安全系数经验算各项指标均满足要求。^[2]

2. 水泥土配合比及 SMW 机型的选定

日本采用 SMW 工法时, 针对不同土层特点, 建议了以下几种水泥浆配比, 如表 4 所示。

不同土层 SMW 施工水泥浆配合比

表 4

土质特征	配合比			抗压强度 (MPa)
	水泥 (kg)	膨润土 (kg)	水 (L)	
粘性土	300 ~ 450	5 ~ 15	450 ~ 900	0.5 ~ 1.0
砂性土	200 ~ 400	5 ~ 20	300 ~ 800	0.5 ~ 3.0
砂砾土	200 ~ 400	5 ~ 30	300 ~ 800	0.5 ~ 3.0

本工程根据现场试验, 确定水泥掺量为 20%。采用普通 425# 水泥。

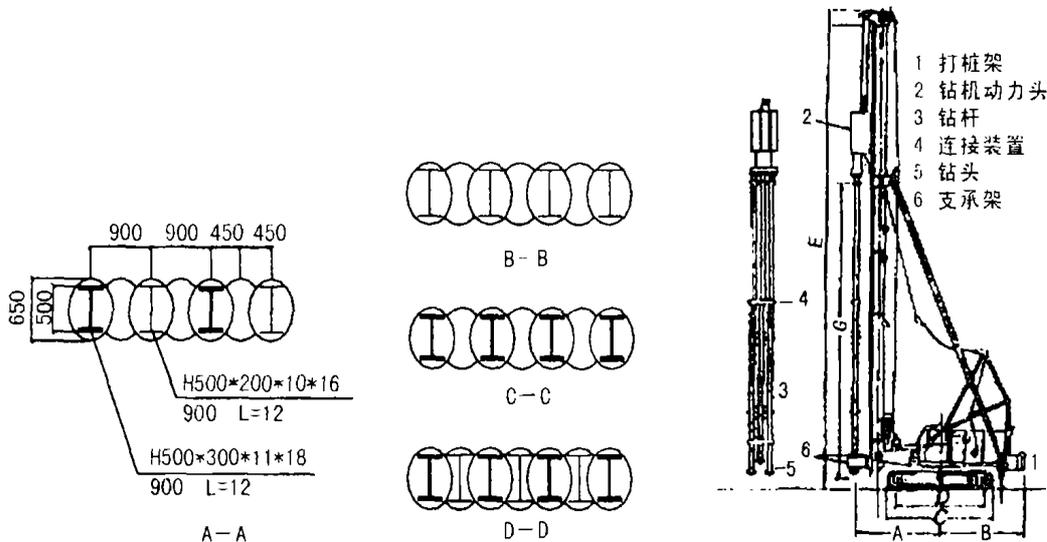


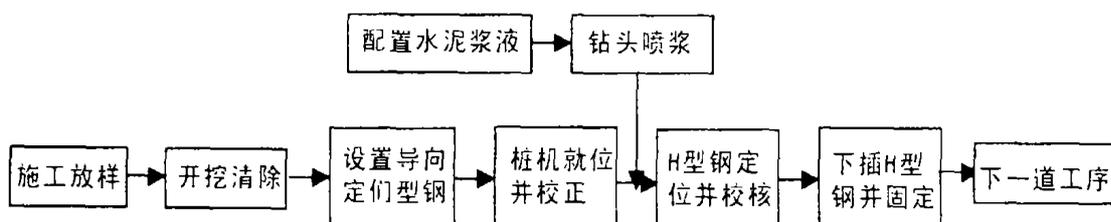
图 3 SMW 截面图

图 4 SMW 工法所用施工装置

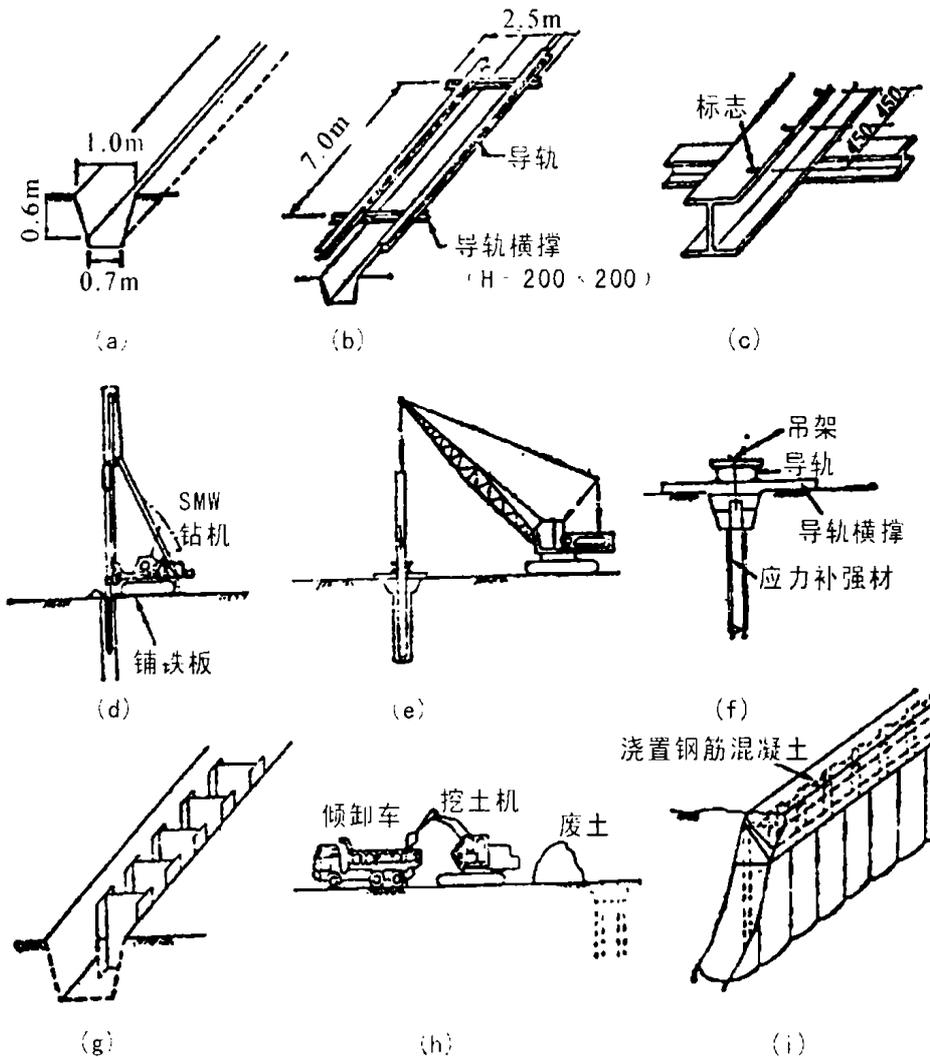
综上所述, 本工程 SMW 工法施工参数确定如下:

SMW 工法桩直径为 $\Phi 650$ mm, 桩长 14.5m, 桩中心距为 450mm, 两根搅拌桩之间的搭楼 250mm, H 型钢长度 12m, $\Phi 650$ 三轴搅拌桩, 水泥掺入量 20%。采用日本进口的三轴搅拌机, SMW 细部围护截面及机型 (ZKD110) 见图 3, 图 4。

SMW 工法施工



1. 本工程 SMW 工法施工工艺见图 5



(a) 导沟开挖 (b) 置换导轨 (c) 设定施工标志 (d) SMW 钻拌 (e) 置换应力补强材
(f) 固定应力补强材 (g) 施工完成 SMW (h) 废土外运 (I) 圈梁施工

图 5 SMW 工法施工工艺流程图

2. 施工质量控制措施

(1) 桩体精度控制

在施工中,主要进行桩体垂直度与桩体中心距的精度控制。孔径误差控制小于 2cm,垂直度不小于 1/200 桩长。通过桩体控制使搭接的连续性与防水性能达到预期目标。

(2) 钻速控制

本工程施工过程中钻速控制在 0.5 ~ 1.0m/min 范围内,提速控制在 1 - 2m/min 范围内,以此充分发挥水泥土的密实性与桩体的止水效果。

(3) 压浆控制

施工中钻进的注浆为额定浆量的 70% ~ 80%。提升搅拌时注浆量为额定浆量 20% ~ 30%,以此防止断桩。

(4) 坑底注浆加固

为进一步提高基坑围护安全系数,本工程桩的①轴与②轴,⑥轴与⑦轴,D轴与F轴之间进行坑底注浆加固, $a = 13\%$,注浆深度 $-5.60 \sim -9.60\text{m}$ 之间。

(5) 施工冷缝的预防及处理

施工过程中,必须确保工序连续。一旦出现施工冷缝,则应对冷缝进行加固补强,可在外围增设1~2排素桩,并与主体围护桩紧密搭接。

(6) 型钢施工的质量控制

型钢表面应进行除锈,并在干燥条件下涂抹减摩剂,搬运使用应防止碰撞和强力擦挤。且搅拌桩顶制作圈梁前,事先用牛皮纸将型钢包裹好进行隔离,以利拔桩。为确保基坑安全和周围环境保护,型钢起拔前SMW墙体和主体结构之间采用黄沙回填,每300~500cm浇水夯实一次,达到预期效果。

SMW 围护效果

在基坑开挖及结构施工过程中,上海市地质勘察技术研究院对基坑变形进行全面监控,每天监测1~2次,监测结果表明围护结构墙底位移值不超过3cm,墙体最大位移值不超过3cm,地面最大的沉降值小于3cm,且抗渗性能良好,达到预期目的。

结语与体会

SMW围护工艺因其施工简便、抗渗性能好等优点,近几年来在上海基坑围护中得到不断推广,并在静安寺下沉式广场围护工程、轻轨宝兴路站围护工程、浦东南路下立交围护工程等工程中得到成功应用。但目前该工法在我国还没有一套完整的关于SMW围护结构设计可依据的规范,设计过程中只能参照有关规范或资料,整个设计过程在理论上尚缺乏统一性;同时水泥石与型钢组合构件受力机理尚不十分明确,尤其是减摩剂采用这种关系变得更加复杂,给施工也带来一定难度,为确保SMW工法质量并充分发挥其优点,笔者有几点体会:

(1) 进一步完善和规范SMW的设计和施工规范,基坑设计时,必须充分验证桩长桩径及基坑各种稳定性系数;施工方面,必须是高素质的专业施工队伍。

(2) 型钢起拔是SMW经济效益的体现,但目前上海地区一些围护工程型钢未能及时回收。因此,必须控制好型钢起拔时间。此外,新型的型钢阻隔材料研制势在必行。

(3) SMW作为一种柔性维护体系,在设计 and 施工时要充分考虑同基坑开挖和主体结构施工时空效应的有机结合。

本工程基坑开挖深度相对来讲并不算深,但因地质条件较差,且受到周围环境等诸多因素的限制,围护方案的确定显得十分重要。通过对方案的认真筛选,最后确定采用SMW这种新型的围护工艺。该工程在实践中被证明不仅具有施工简便、抗渗性能好等优点,而且降低了造价,节省了工期。从这个意义上讲,本工程具有良好的借鉴意义,相信随着不断探索和工程经验的积累,该工法会凭借其施工简便、造价较低的优势在地下工程的建设中得到更

大范围的推广。

参考文献

- [1] 刘建航、侯学渊,《基坑手册》[M]北京,中国建筑工业出版社,1997. 187
 [2] 夏明耀、曾进伦,《地下工程设计与施工手册》[M]北京,中国建筑工业出版社,1999. 256
 [3] 史佩栋等,大直径灌注桩的产生,发展与前景—纪念大直径灌注桩问世 100 周年[J],工业建筑,1993. 1.3~11
 [4] 王建,劲性水泥土地下连续墙试验研究[J],建筑技术开发,2000
 [5] 工程地质手册编写委员,工程地质手册(第三版),北京,中国建筑工业出版社,1992

第七届全国“桩基工程技术”学术交流

第 1 号通知(会议征文通知)

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础学术委员会与中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会拟定于 2005 年 9 月在浙江宁波召开第七届联合会,本次会议的议题为:1. 桩基工程理论与实践;2. 讨论《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 的修订方案。现开始征集本届年会论文,论文包括下列内容:

1. 标准与规范
 - (1) 桩基工程新编规范(国家、行业、地方标准)介绍;
 - (2) 对有关规范中强制性条文的执行和修改意见。
2. 基本理论及科研成果
 - (1) 单桩、群桩承载性状;
 - (2) 桩负摩阻力的理论与实践;
 - (3) 桩基承载力、变形计算分析新理论、新方法;
 - (4) 室内外原位及模型试验成果分析。
3. 设计
 - (1) 新桩型的应用及有关设计问题;
 - (2) 高层建筑桩基设计有关问题;
 - (3) 桩基工程质量事故处理,及复杂桩基典型工程设计实例;
 - (4) 桩基工程设计软件介绍。
4. 施工
 - (1) 桩基施工新工艺、新工法;
 - (2) 桩基施工常见事故现场处理方法及实例;
 - (3) 复杂工程施工实例介绍;
 - (4) 大直径桩、超长桩施工经验。
5. 监理

(1) 监理对提高桩基质量和施工技术水平的经验总结;

(2) 桩基施工监理方法、手段及施工监理应注意的问题;

(3) 工程监理大纲汇总。

6. 检测

(1) 桩基检测新方法的探索与研究;

(2) 地区桩基静载试验资料分析和桩基动测经验总结;

(3) 动力检测中有关的经验参数及其选取方法;

(4) 《建筑桩基检测技术规范》JGJ106-2003 施行中的问题和意见。

7. 施工设备和检测仪器

(1) 桩基工程施工新设备介绍;

(2) 检测仪器原理及性能介绍;

(3) 检测新仪器介绍。

应征论文可用手写稿或打印稿(格式不限),字数(含图案)不超过 6000 字,但要求文字及图表清晰,可供出版社编排。

征文一式 3 份,于 2005 年 5 月 31 日前寄至:北京市三环东路 30 号(100013),中国建筑科学研究院地基所李大展收

论文经编委会审查合格后将及时通知作者。

衷心感谢您长期来对本委员会(桩基、地基基础)工作的关心和支持。

此致敬礼!

联系人:(高文生)电话:010-84282189

电子信箱:gwsyh@tom.com

联系人:(李大展)电话:010-84272233-2585

电子信箱:lidazhan22@163.com

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础学术委员会
 中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会
 2005年1月20日

软粘土中超前锚杆复合土钉支护工作性能分析*

杨晓军 孙亚琦

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

引言

软粘土中单纯采用土钉支护容易发生基坑隆起等因地基土自承能力或粘结强度不够导致的破坏,为此有必要采用复合土钉支护,在保证支护体系安全稳定性的同时满足某种特殊的工程要求,如限制基坑上部变形、阻止边坡土体内水的渗出、解决开挖面的自立性或阻止基坑底面隆起等。

目前复合土钉支护的设计分析主要依据工程经验。通过设置超前锚杆等辅助结构,使基坑开挖区的土体得到有效加强,但并不定量的对这种加强进行设计,而是在设计中作为安全储备。

本文将对土钉支护中超前锚杆的受力机理进行必要介绍,并结合程序计算,讨论超前锚杆的结构设置对基坑抗隆起的影响。

超前锚杆受力分析

在软弱地基中开挖基坑,为提高土钉支护的稳定性,当施工到一定深度,通过设置松木桩、垂直注浆花管或小直径钢管(一般直径为159mm)形成穿过最危险滑动面,并有足够进入稳定土层深度的超前锚杆,提高土钉支护的稳定能力,超前锚杆顶部应与土钉钢筋焊接。典型剖面如图1所示。

土钉主要通过土体与锚固体之间的摩擦力所提供的抗拔力来提高支护的整体稳定性。然而,超前锚杆的作用有别于土钉的作用,在土钉支护中,由于超前锚杆的存在,一方面,对滑动土体起着阻止帘作用(如图2(a)),另一方面,滑动土体对超前锚杆也存在着侧向土压力的作用(如图2(b)),由于超前锚杆之间存在着一定的间距,作用在超前锚杆上的土压力与朗肯土压力存在较大的差异。Ito 与 Matsui 曾将土和桩分别作为 Mohor - Cou-

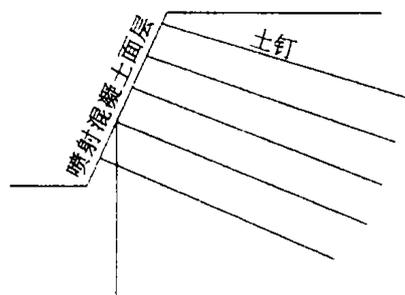


图1 超前锚杆复合土钉

* 收稿日期:2005年1月

lomb 材料和刚性体,考虑软弱土体从排桩间产生挤出的塑性变形,利用土的塑性理论建立了位于边坡中的排桩承受边坡滑动时的极限侧向土压力模型,并用室内模型试验进行了验证。这对超前锚杆在土钉支护中极限抗滑设计具有指导作用。屠毓敏将此二人的研究成果应用于土钉支护中的超前锚杆的抗滑作用分析。

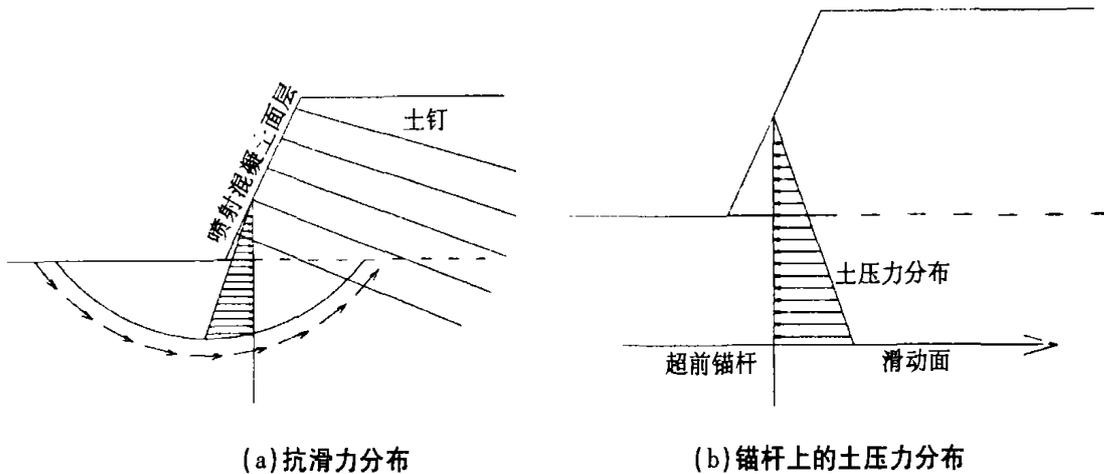


图2 超前锚杆抗隆起作用

Ito 与 Matsui 提出的排桩承受边坡滑动时的极限侧向土压力计算式为:

$$\begin{aligned}
 p &= p_{BB'} - D_2 \{ \sigma_x \}_{x=0} \\
 &= cD_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi \frac{1}{2} \tan \phi + N_\phi - 1)} \left[\frac{1}{N_\phi \tan \phi} \left\{ \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} \times N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - 2N_\phi \frac{1}{2} \tan \phi - 1 \right\} \right. \\
 &\quad \left. + \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi \frac{1}{2} + N_\phi^{-\frac{1}{2}}}{N_\phi \frac{1}{2} \tan \phi + N_\phi - 1} \right] - c \left\{ D_1 \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi \frac{1}{2} + N_\phi^{-\frac{1}{2}}}{N_\phi \frac{1}{2} \tan \phi + N_\phi - 1} - 2D_2 N_\phi^{-\frac{1}{2}} \right\} \\
 &\quad + \frac{\gamma z}{N_\phi} \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi \frac{1}{2} \tan \phi + N_\phi - 1)} \cdot \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} \times N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - D_2 \right] \quad (1)
 \end{aligned}$$

式中, $N_\phi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$ 。

D_1 、 D_2 分别为超前锚杆之间的中心距及净距;

c 、 ϕ 一地基土的抗剪强度指标;

γ 一地基土的重度。

则由式(1)可知, p 为 z 的一次函数, 其表达式可简化为:

$$p(z) = f_1 + f_2 z \quad (2)$$

令:

$$\alpha^4 = K_h D / E_p I_p \quad (3)$$

屠毓敏在式(1)基础上, 提出超前锚杆在复合土钉支护中的位移随深度变化的计算式:

$$\left. \begin{aligned}
 y &= a_0 + a_1 z + a_2 z^2 + a_3 z^3 + \frac{f_1}{24 E_p I_p} z^4 + \frac{f_2}{120 E_p I_p} z^5 & (-H \leq z \leq 0) \\
 y &= e^{-\alpha z} (a_4 \sin \alpha z + a_5 \cos \alpha z) + e^{\alpha z} (a_6 \sin \alpha z + a_7 \cos \alpha z) & (0 \leq z \leq Ld)
 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

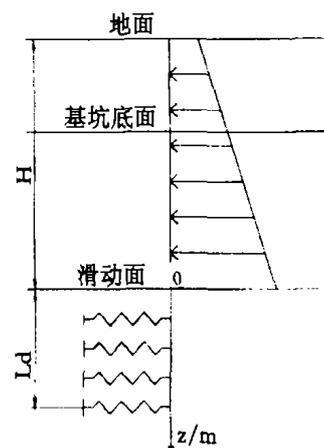


图3 超前锚杆受力分析

k_T 是土钉的水平刚度系数,令 $K = k_T / (E_p I_p)$, $\beta = \alpha L d$, 上式中的待定系数 a_0 、 a_1 、 a_2 、 a_3 、 a_4 、 a_5 、 a_6 、 a_7 , 可由矩阵求得:

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & \alpha & -\alpha & -\alpha & \alpha \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & \alpha^2 & 0 & -\alpha^2 \\ 0 & 0 & 0 & 3 & -\alpha^3 & -\alpha^3 & \alpha^3 & \alpha^3 \\ 0 & 0 & 2 & -6H & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K & -KH & KH^2 & 6 - KH^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \tan\beta & -1 & -e^{2\beta}\tan\beta & e^{2\beta} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 - \tan\beta & 1 + \tan\beta & -e^{2\beta}(1 + \tan\beta) & -e^{2\beta}(1 - \tan\beta) \end{bmatrix} \begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \\ a_7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ b_1 \\ b_2 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (5)$$

其中 b_1 、 b_2 的表达式如下:

$$b_1 = -\frac{f_1}{2E_p I_p} H^2 + \frac{f_2}{6E_p I_p} H^3 \quad (6)$$

$$b_2 = \frac{f_1}{E_p I_p} H - \frac{f_2}{2E_p I_p} H^2 - \frac{Kf_1}{24E_p I_p} H^4 + \frac{Kf_2}{120E_p I_p} H^5 \quad (7)$$

超前锚杆抗隆起影响因素

有了超前锚杆的受力分析,土钉支护设计时,就可以对超前锚杆的设置进行定量设计验算,而不仅仅将其作为一种安全储备,只根据经验布置。

本文编制了考虑超前锚杆受力的土钉支护抗隆起稳定性的程序,下面将利用这一程序验算基坑的抗隆起稳定性,并探讨超前锚杆抗滑的影响因素。

1. 程序计算

某一基坑开挖深度为 6.4m,位于粘土和软粘土地基中,无地下水位,,二阶放坡,坡率均为 1,平台宽度 6m。为安全起见,认为地表有 15kPa 的大面积超载。基坑开挖区内地基土的主要物理力学性指标如下表所示。

场地土的主要物理力学性指标

表 1

土层	厚度(m)	粘聚力(kPa)	内摩擦角(°)	重度(kN/m ³)
淤泥质粘土	30.4	10.0	7.2	17.0

当超前锚杆的直径保持 100mm, 调整超前锚杆间距, 计算结果如表 2 及图 4 所示。

不同间距下的安全系数 F_s 表 2

间距(m)	0.1	0.2	0.3	0.7	0.8	0.9	1.0
F_s	1.43	1.42	1.41	1.40	1.3998	1.3992	1.3987

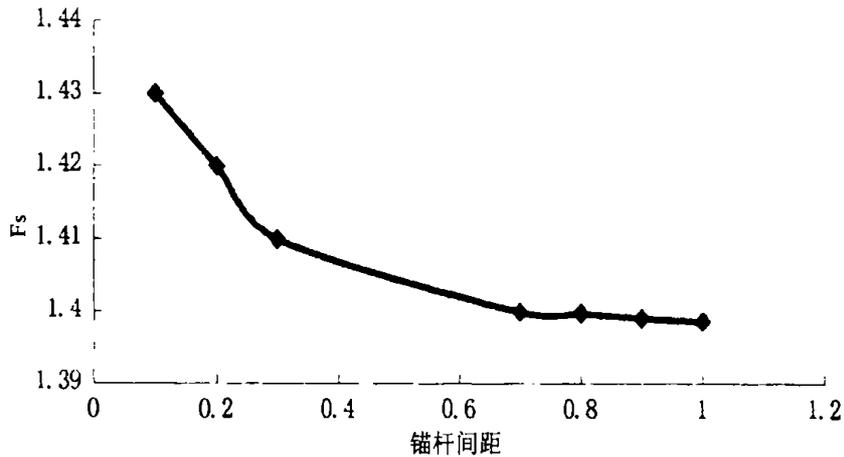


图 4 F_s 随超前锚杆间距变化

如果让超前锚杆的间距不变, 为 1m, 改变锚杆的直径, 则计算结果如表 3 和图 5 所示。

不同超前锚杆直径下的安全系数 F_s 表 3

直径(mm)	80	90	100	110	120	130	140	150	160
F_s	1.38	1.39	1.40	1.50	1.60	1.72	1.84	1.97	2.11

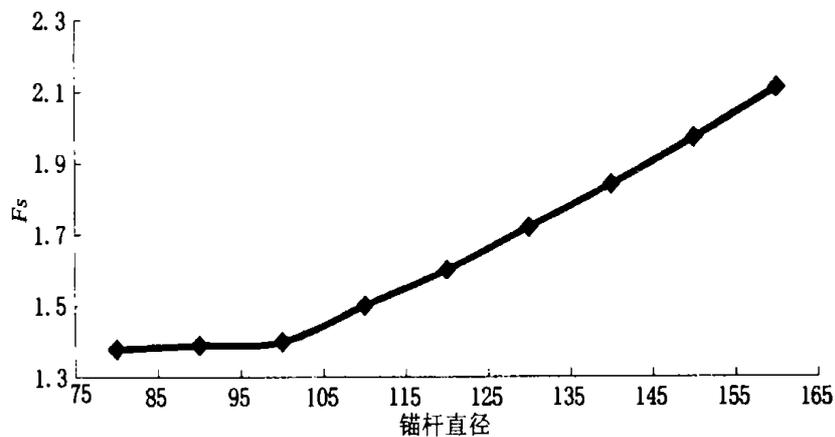


图 5 F_s 随超前锚杆直径变化

2. 超前锚杆抗隆起影响因素分析

由表 2 可知, 随着超前锚杆间距的不断减小, 锚杆排列越来越密集, 安全系数逐渐增大, 图 4 显示, 超前锚杆间距越小, 曲线不断向 X 轴逼近, 当超前锚杆紧挨着排列, 安全系数则变得无穷大。从实际工程上来看, 即只要超前锚杆的刚度足够大不至于被剪断, 此时排桩就变成里连续墙, 土体将无法从超前锚杆间滑过, 搭接排列的深层搅拌桩作为超前锚杆就可以视为此种情况。

表3和图5表明,超前锚杆的直径增加,抗隆起安全系数也随之增大,且增大的速率较减小超前锚杆间距要快。可见抗隆起安全系数与超前锚杆的间距成反比,同超前锚杆直径成正比,超前锚杆间距越小或者直径越大,其抗隆起能力越强。

3. 超前锚杆嵌固深度

超前锚杆应该具有一定的入土深度,以给予整个支护体系足够的抗滑作用,同时还可以防止从超前锚杆的底部绕过,保证稳定性。当超前锚杆采用水泥搅拌桩时,土体一般很难从桩身处挤过,因此对绕桩底滑动破坏的验算显得尤为重要。下面采用按圆弧滑动条分法,通过程序计算,考察超前锚杆入土深度对安全系数的影响。

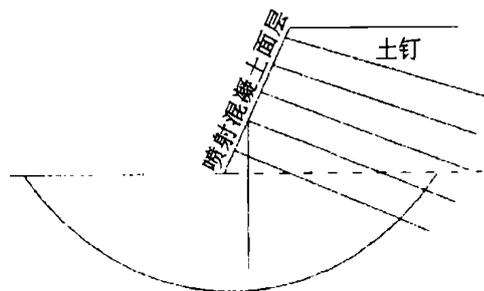


图6 土体从桩底绕过

依然采用上一个算例中的土体的各项指标,超前锚杆采用直径600mm按100mm搭接的水泥搅拌桩,此时,土体无法从桩身处挤过,但如果桩不具备一定的嵌固深度,围护结构仍然会有发生破坏的可能。

表4是超前锚杆在不同入土深度情况下滑弧安全系数变化情况。

不同嵌固深度下的安全系数 F_s

表4

深度(m)	0	1	2	3	4	5	6
F_s	0.92	1.05	1.13	1.26	1.39	1.45	1.60

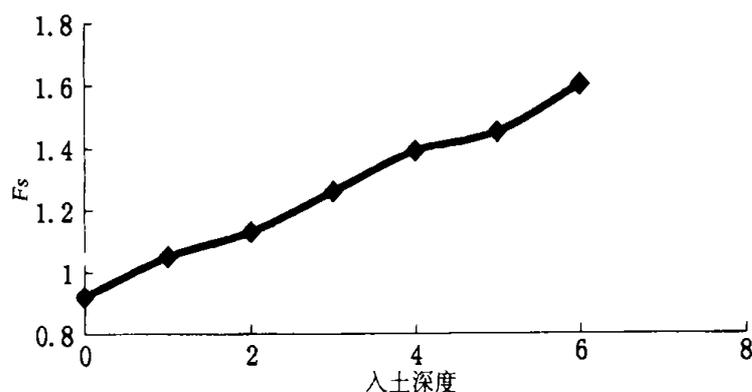


图7 F_s 随超前锚杆入土深度变化

将表中数据绘制成曲线,如图7所示可见,超前锚杆入土深度不断增加,安全系数也同方向增长。这是因为锚杆埋深越大,滑动弧的半径也越大,而抗滑力矩的增长大于滑动力矩,基坑支护也就难以从桩底滑过破坏。

有了关于超前锚杆入土深度对安全系数影响的定量计算,在对土钉支护进行设计时,可以更周密的考虑到超前锚杆入土深度的设计问题,从而有利于围护结构设计更趋安全合理。设计时,先根据以往经验和实际工程的具体要求,为超前锚杆设定某一入土深度,当最危险滑动面不从桩身滑过,而是穿过超前锚杆的底端,最小安全系数设计值应满足稳定性要求。

结语

本文通过将按一定间距排列的超前锚杆视作侧向受力的排桩,介绍了排桩侧向土压力的分布形式,并把这一分布形式引用到超前锚杆中,分析超前锚杆的受力,对超前锚杆在复合土钉支护中的工作机理进行分析,对影响超前锚杆坑底抗隆起作用的因素进行研究比较,最后还对超前锚杆入土深度问题进行了有益探讨,并得到以下结论。

1. 在软弱地基中设置超前锚杆是提高土钉支护稳定性的有效手段,往往采用松木桩或小直径钢管做成。

2. 超前锚杆其实就是打入土中的排桩,其受力分析可按排桩受侧向土压力形式进行,因此就可能对超前锚杆进行定量的结构设计。

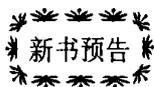
3. 设置了超前锚杆的复合土钉支护,其基坑抗隆起安全系数与超前锚杆直径成正比。直径越大,基坑的抗隆起能力越强。

4. 土钉支护的基坑稳定性与超前锚杆间距成反比。超前锚杆间距越小,基坑稳定性越好,越不容易发生隆起破坏。

5. 超前锚杆的入土深度对基坑的稳定性有着重要影响,必须给予足够重视。

参考文献

- [1] Ito T, Matsui T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles[J]. Soils and Foundations, 1975
- [2] Tanotsu Matusi, Won Pyo Hong and Tomio Ito. Earth pressures on piles in a row due to lateral soil movements [J]. Soils and Foundations, 1982
- [3] 屠毓敏,土钉支护中超前锚杆的工作机理研究,岩土力学,2003,4



由机械工业出版社正式出版发行,徐至钧主编,胡中雄、曹名葆、叶观宝等参加编著的建筑地基处理技术丛书:

建筑地基处理技术丛书

书号	书名
13737	强夯和强夯置换法加固地基
13897	高压喷射注浆法处理地基
13964	水泥土搅拌法处理地基
13324	柱锤冲扩桩法加固地基
15276	软土地基和预压法地基处理
15264	振冲法和砂石桩法加固地基

等,全套共七本。

地址:深圳布心太白居3栋106号 徐至钧 518019

(曾良)

三峡大坝帷幕灌浆施工中

“大耗水、小单耗”问题的化灌处理*

杨学祥

(长江大学城市建设学院 荆州 434023)

李焰

(葛洲坝集团公司 宜昌 443002)

【提要】本文叙述了针对三峡大坝帷幕灌浆中出现的“大耗水、小单耗”问题所采取的化学灌浆处理方案及其实施过程与方法、检测分析等。其结果表明,所选取的方案合理,实施效果良好。

帷幕施工与“大耗水、小单耗”问题

大坝防渗帷幕的灌浆材料多以水泥浆为主,但由于水泥属颗粒性材料,对某些微细裂隙、裂缝或孔隙的处理往往不尽人意。可采用不含颗粒成分的真溶液化灌材料作替代进行补充处理。三峡二期工程防渗帷幕水泥灌浆的部分孔口段出现“大耗水、小单耗”现象,采用了丙烯酸盐浆材的化学灌浆处理,收到了好的灌浆效果。

大坝坝基灌浆材料以湿磨细水泥浆材为主,大吸浆量部位采用普通水泥材料。三峡大坝二期工程泄洪坝段(I&IIB标段)帷幕灌浆设计总量为7.05万m³。从1747段检查孔压水结果看,合格率为98.5%,表明灌浆正常,帷幕设计合理。

根据三峡工程的具体情况分析认为:凡灌前压水透水率1~3Lu、单耗不大于1kg/m,和透水率3~5Lu、单耗不大于5kg/m者以及透水率不小于5Lu、单耗不大于10kg/m者均被认为是“大耗水、小单耗”问题。据统计,存在上述情况的主帷幕有68段,孔口段占64段,封闭帷幕有97段,孔口段占85段,表明“大耗水、小单耗”问题主要出现在孔口段。而防渗帷幕在孔口段的渗流水力梯度最大,幕体被击穿破坏可能性最大的部位就在这里,因而该段灌浆质量尤为重要。为使工程不留隐患,有必要在水泥灌浆结束的基础上再采用化学浆材进行补充处理。

化学灌浆处理

1. 设计与要求

* 收稿日期:2005年1月

经搜集大量资料总结出“大耗水、小单耗”出现频率高低规律为：封闭帷幕较主帷幕发生频率高；单排幕较双排幕发生频率高；岩体微细裂隙发育部位发生频率高。依据这些规律，重点在挡水水头 $H > 100m$ 的异常孔两侧和建基突变部位上弯处、顺河向断层发育部位进行布孔，其次在封闭帷幕集中发生部位布孔，典型的布孔方式如图 1、2。

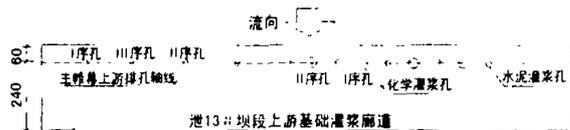


图1 主帷幕化灌孔布孔举例图

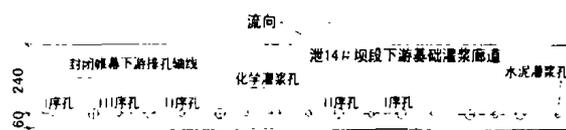


图2 封闭帷幕化灌孔布孔举例图

钻孔一律采用入岩 5m 直孔，分 II 序施工，分 2 段检查压水，全孔 1 段灌浆。第 1 段长 2m，第 2 段长 3m。主帷幕压水压力 2.0MPa，灌浆压力 2.5MPa；封闭帷幕压水压力 1.0MPa，灌浆压力 1.5MPa。灌浆遇涌水孔段待凝不小于 2h 后，扫孔观察，若仍有涌水再复灌。化灌结束扫孔并封孔。

检查合格标准：经化学灌浆的区，灌后压水检查基岩透水率 $q < 1Lu$ ，孔段合格率 100%。

2. 材料及设备

(1) 材料性能与配制

由于丙烯酸盐具有粘度低、不含颗粒、可灌性好、凝胶时间可准确控制，凝胶体渗透系数低、抗挤能力强等优点，所以选其为化灌浆材。

化灌材料丙烯酸盐技术标准表

表 1

外观	淡绿色液体
丙烯酸盐含量	36%
密度 (g/ml)	> 1.18
PH 值	6.1 ~ 7.0
粘度 20℃ (mPa · s)	< 30
浆液粘度 20℃ (mPa · s)	< 2
浆液胶凝时间	$Q \leq 5L/min$ 时, 采用 50 ~ 60min; $5L/min \leq Q \leq 10L/min$ 时, 采用 40 ~ 50min; $Q > 10L/min$ 时, 采用 20 ~ 30min
胶体的渗透系数 cm/s	$< 5 \times 10^{-7}$

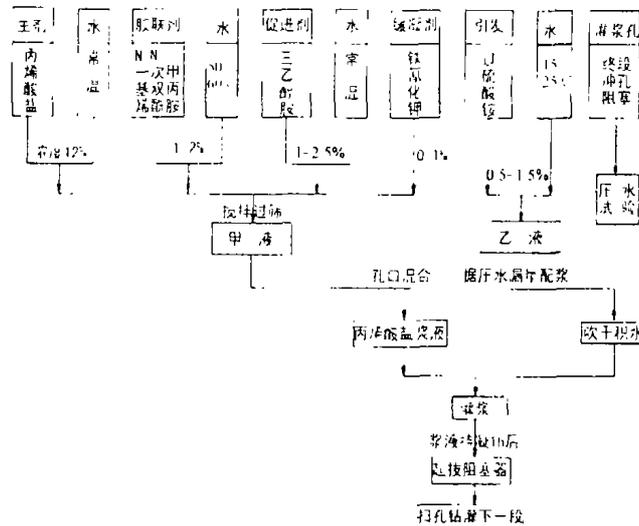


图3 丙烯酸盐浆液配置及灌浆工艺流程图

浆液配制要求:主要原材料使用前有效含量不低于以下值:丙烯酸盐浓度不低于36%, NN-一次甲基双丙烯酰胺单体有效含量不低于80%;过硫酸铵有效含量不低于95%。配浆用水清洁透明,不含易氧化或易还原性的物质。各原材料用量先按设计给定计算公式进行多组组合试配,得到符合要求的配比如表2用于生产。其配浆工艺如图3。

丙烯酸盐配方

表2

用量 要求	材料	丙烯酸盐	双丙烯酰胺	三乙醇胺	过硫酸铵	铁氰化钾
设计要求		12%	1~2%	1~2.5%	0.5~1.5%	<0.1%
实际用量		12%	1.5%	1%	0.8%	0.05~0.08%

(2) 钻灌主要设备

钻孔采用XY-2PB回转式钻机。灌浆采用自制的齿轮化灌泵,可孔口循环,压力可达5MPa以上,排量最大50L/min。

3. 施工工艺及方法

(1) 工艺流程

测量放样→钻孔→冲孔→阻塞→压水→灌浆→胶凝1小时后拔管→扫孔→水泥浆封孔。

(2) 施工方法

①钻孔、冲洗:孔径采用 $\Phi 56\text{mm}$,入岩5m后用大量水流冲洗孔壁,直到回水澄清10min后结束,并测量、记录孔深。孔底残留物厚度要求小于20cm。

②阻塞、压水:冲孔结束后立即进行灌前10min简易压水试验。试验采用分段阻塞方式进行,第一段阻塞在接触面以上砵内50cm,第二段阻塞在上段孔底以上50cm。依据压水结果估算配浆量。

③灌浆:采用特制的孔内循环小阻塞器阻塞,射浆管为塑料软管,管口距孔底小于30cm。甲、乙浆液按3:1混合后倒入灌浆泵盛浆桶,开泵以浆赶水,将管内、孔内积水置换孔外,然后关闭排水阀采用“填压式灌浆法”灌注。结束标准为:在设计压力下,灌至连续3个读数小于0.1L/min结束。灌浆过程中据吸浆情况勤配少配浆以免浪费,并每配一次均取样放置观察,灌浆结束待最后一批混合浆液胶凝1h后,松开阻塞器、拔管、扫孔、冲孔。

④封孔:扫孔冲洗干净后,采用0.5:1浓水泥浆“置换和压力灌浆法”封孔。

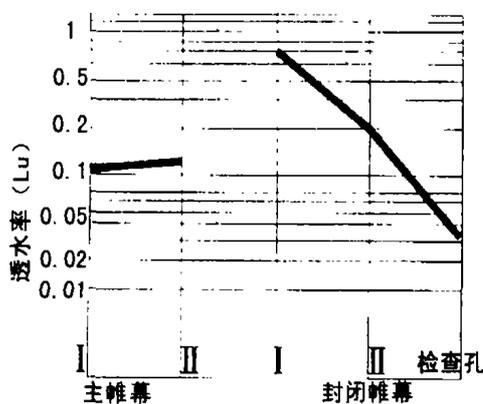


图4 透水率随灌浆次序变化关系图

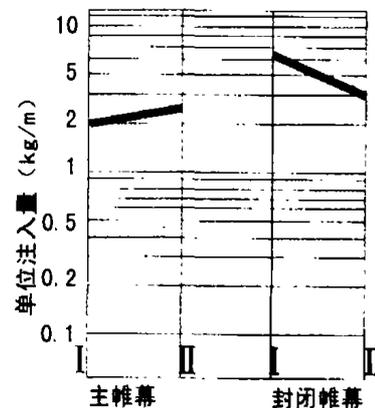


图5 单位注入量随灌浆次序变化关系图

4. 效果检查与分析

(1) 透水率变化

主帷幕及封闭帷幕灌浆前后压水及可灌性对比见表3, 透水率及单位注入量随灌浆次序变化关系见图4、图5。

灌浆前后压水及可灌性对比表

表3

部位	压水 段数	透水率平均值 (Lu)		单位注入量 (L/m)		吸水率(L/min)		起始吸浆率(L/min)		
		I序孔	II序孔	I序孔	II序孔	I序孔	II序孔	I序孔	II序孔	
右纵 1~2# 坝段	主帷幕	4	0.2	0.14	3.07	3.08	0.26~1.97	0.18~1.63	0.3~2.1	0.76~1.95
	封闭 帷幕	12	2.63	0.24	16.01	4.11	0.04~47.1	0.04~5.37	0.07~36.42	0.05~4.55
泄洪 坝段	主帷幕	45	0.09	0.1	1.52	2.53	0~1.65	0.02~2.0	0.05~3.0	0.07~2.25
	封闭 帷幕	67	0.26	0.22	4.38	4.45	0.05~3.29	0.09~1.16	0.03~2.48	0.13~3.94
左导 墙坝 段	主帷幕	9	0.18	0.13	0.18	0.13	0.05~6.08	0.18~1.85	0.48~4.38	1.17~2.04
	封闭 帷幕	4	0.06	0.07	0.34	0.54	0.03~0.4	0.12~0.32	0.06~0.32	0.2~0.27
左厂 11~14 #坝段	主帷幕	19	0.11	0.16	0.11	0.16	0.01~2.74	0.06~4.75	0.10~2.2	0.15~3.15
	封闭 帷幕	27	0.31	0.12	3.87	1.53	0.04~4.69	0.02~1.56	0.03~4.3	0.1~1.75
合计	主帷幕	77	0.11 (100%)	0.12 (100%)	1.91	2.43				
	封闭 帷幕	110	0.51 (92%)	0.19 (95%)	5.31	3.5				

注:括号内的数据为透水率小于1Lu的合格率。

孔口段大耗水灌入量举例表

表4

类别	水泥孔号	化灌孔号	水泥灌入量 (kg)	化灌前压水吸 水率(L/min)	透水率 (Lu)	丙烯酸盐浆液 注入量(L)
主帷幕	HGX7-II-2	OX7-III-8	1.22	0.67	0.15	97.5
				2.0	0.29	
封闭 帷幕	OFYZ-1-8	HGFYZ2-1-7	48.26	15.3	8.9	134.09
				5.64	2.21	
	OFYZ-II-10	HGFYZ2-1-9	8.62	2.79	1.47	280.10
				47.12	16.12	
FX3-B-2	HGFX3-II-2	18.98	0.96	0.48	72.57	
			1.04	0.36		

注:分子表示第一段压水吸水率、透水率,分母表示第二段压水吸水率、透水率。

主帷幕:从表3看,灌前透水率平均值均小于1Lu,已满足水泥灌浆帷幕检查要求。从图4看I、II序孔透水率不随灌浆次序增加而降低,但不能说明灌浆效果不好,原因是:与微细裂隙的特性可能也有关系。由于化灌孔是针对“大耗水、小单耗”布置,主帷幕化灌孔布置呈跳

跃不连续状,不成规律是可理解的。为说明灌浆效果,从表4单孔举例看,有“大耗水”就有“大耗浆”,说明化灌补充处理有必要。

封闭帷幕:从图4,表3看,透水率随灌浆次序的增加呈递减规律。I序孔透水率平均值为0.51Lu,透水率小于1Lu孔段合格率为92%,I序孔灌浆后,II序孔的透水率减为0.19Lu,小于1Lu孔段合格率提高到95%,岩层透水性大大减小了。

(3) 注入量变化

主帷幕:从图5、表5看,单注入量I、II序孔均不成递减规律,原因类同平均透水率情况。

封闭帷幕:单位注入量随灌浆次序的增加呈递减规律。I序孔单位注入量为5.31Lu/m,II序孔减小到3.5L/m,递减34%,说明灌浆效果好。

(4) 检查孔压水(如表5)

帷幕化学灌浆检查孔成果表

表5

标段	检查部位	孔号	砵(m)	压水段次	段长(m)	透水率(Lu)
I标段	泄洪坝段	HGFX5-J1	6.4	I	6.4~11.5	0.01
		HGFX6-J1	3.7	I	3.7~8.7	0.09
		HGFX14-J1	4.3	I	4.3~9.3	0.11
		HGFX19-J1	4.6	I	4.6~9.6	0.08
		HGFX21-J1	4.5	I	4.5~9.9	0.03
II B标段	左厂11~14#坝段	HGFZC11-J1	9.3	I	9.3~14.4	0.02

从表5可知,透水率均小于1Lu,满足设计要求。

(5) 可灌性分析

从表3看,无论是主帷幕还是封闭帷幕,各次序孔灌浆起始吸浆率均达同孔段吸水率的70%以上,说明丙烯酸盐浆材粘度低,在微细裂隙岩体中可灌性好。

(6) 孔内电视录像

为了解孔壁人工冲洗,扫孔效果和孔内化学灌浆效果,进行了10个孔内彩色录像,累计孔深109.1m。检查结果表明:孔内冲扫效果好,仅局部见膜状乳白色丙烯酸盐附着;化灌效果显著,基本未见张开状裂隙。

结语

(1) 针对三峡大坝防渗帷幕孔口段的“大耗水、小单耗”问题,在水泥灌浆完成后采用丙烯酸盐浆材进行补充处理,方法正确,效果好,消除了工程隐患。

(2) 丙烯酸盐浆材粘度低、可灌性好。但浆液配制原材料种类稍多,给现场施工管理带来不便,若能将原材料类进一步合成为2~3种,简化配浆,则更有利于施工。

参考文献

- [1] 蒋硕忠,我国化学灌浆技术发展及展望[J],武汉:长江科学院院报,2003,(5):25-27
 [2] 邝建政、咎月稳、王杰等,岩土注浆理论与工程实例[M],北京:科学出版社,2001

[3] 颜永贵、李建光等, 化学灌浆在核电站厂房漏水处理中的应用[J], 北京: 施工技术, 2004, (3)

[4] 蒋硕忠, 灌浆材料与灌浆工艺研究[J], 水利水电技术, 2001, (9), 55 - 58

The method of Chemistry Grouting to "great water - consume and little slurry - consume" of Curtain Grouting Construction in Three Gorges Project

Yang Xuexiang

(Yangtze University Jingzhou 434023)

Li Yan

(Gezhouba Group Company Yichang 443002)

[Abstract] This paper depicts the management and analysis about the "great water - consume, little slurry - consume" of curtain grouting construction on the basis of introducing the curtain grouting project and construction. The result indicates that the chosen method is reasonable and the effect is all right.

第二届全球华人岩土工程学术论坛将在南京召开

“第二届全球华人岩土工程学术论坛(The 2nd World Forum of Chinese Scholars in Geotechnical Engineering)”主要宗旨是: ①加强全球华人岩土工程学者的学术交流; ②促进全球华人岩土工程学者之间的联系, 探讨岩土工程研究的重大基础性问题, 提高试验技术装备开发与应用水平。

主办单位: 河海大学

协办单位: 同济大学、法国里尔科技大学、中科院武汉岩土力学研究所、大连理工大学、南洋理工大学、香港大学、名古屋工业大学。

大会组委会:

主 席: 徐卫亚(河海大学)

执行主席: 刘汉龙(河海大学)

副 主 席: 邵建富(法国里尔科技大学)

冯夏廷(中科院武汉岩土力学研究所)

楚 健(南洋理工大学)

李煜龄(台湾中华大学)

秘 书 长: 高玉峰

会议时间: 2005年8月20~21日 返回会议回执: 2005年2月15日 论文提交日期: 2005年5月30日

会议地点: 河海大学, 中国南京西康路1号。

会议议题: ①土力学与基础工程; ②岩石力学与工程; ③工程地质与环境; ④隧道与地下工程; ⑤环境岩土工程; ⑥其它土工问题。

会议主页:

<http://www.GeoHohai.com/GEO-WCS2004>, 欢迎从网上查询及通过E-mail咨询最新会议信息。

联系人: 南京市西康路1号, 河海大学岩土工程研究所(210098), 高玉峰教授;

电话: +86-25-83787287; 传真: +86-25-86713073

(河海大学供稿)

厂房柱基下沉倾斜顶升纠偏复位*

陈国政 陈守平

(中国有色金属工业西安勘察院基础托换公司 西安 710054)

【提要】某厂房柱基下沉倾斜、属危房,经采用静压桩托换加固顶升纠偏,化险为夷。本文介绍设计、施工及试验结果,通过对成结果分析,证明顶升纠偏是成功的,得出的经验关系,对类似工程具有实用价值。

前言

建筑物由于地基产生不均匀沉降、塌陷,导致结构墙体开裂和倾斜,轻者影响建筑的正常使用,严重时可使其丧失使用功能,甚至成为危房倒塌破坏,直接危及生命财产。

因此必须分析地基病害原因,研究有效可靠治理方法,使既有建筑物恢复正常继续发挥正常使用功能等多种方法,但必须根据具体情况对症下药。根据笔者于陕西地区对于80多项既有建筑物进行地基加固补强顶升纠偏与复位工程的经验,采用静压桩托换顶升法效果极为理想。现介绍如下,供类似工程借鉴。

工程概况

陕西省富平庄里监狱机械加工厂车间,建于上世纪80年代,单层框架结构,高度12.2m,桩基间距6.0m,为钢筋混凝土独立基础,截面尺寸为 $2.4 \times 3.0\text{m}$,基础埋深1.4m,其下有一层厚0.1m砂垫层,基础持力层为松散人工填土和新近堆积黄土,压缩系数 $a_{1-2} = 0.9 - 1.43\text{MPa}^{-1}$,属高压缩性和具有湿陷性土,承载力低($f_k \leq 100\text{kPa}$)。

该建筑建成经使用不久,发现地基下沉与倾斜,影响生产。曾采用砂灰桩在距墙基1.0m以外范围进行过加固处理,但下沉倾斜未得到控制反而持续发展。效果不佳说明治表不治本。2004年7月突然发现地基不均匀下沉,地面呈锅底形,上部柱顶产生偏移,屋盖顶端钢结构被拉变形螺栓脱节错位,因而导致墙体严重开裂,缝宽3-18mm,长达0.8-3.0m,经贴骑缝纸条时间不长断裂,裂缝发展恶化由底部延伸顶端,窗玻璃自动破裂掉下,表明地基尚未稳定,随时将有倒塌危险,严重危及生命财产和结构安全,故操作人员被迫全部撤离!

* 收稿日期:2004年11月

地基病害根源

厂房地基严重下沉墙体倾斜,根据现场踏勘调查和挖掘操作坑揭露,分析其主要根源如下:

1)建前无《岩土工程勘察》资料,未按照《湿陷性黄土地区建筑规范》(GB50025-2004)有关规定,采取防水排水措施和地基处理。

2)管理不善,位于北侧中部有积水坑,西部卫生间多处大量集水倒灌,形成向地下注水,水源地无人管理,使水渗入地基中长期浸泡地基土。

3)经挖操作坑发现坑壁有大量渗水,坑底有水流通过导致土质软化,呈饱和流塑状态,导致坑壁塌陷。

4)北侧有污水井地下管道多处破裂并产生大量漏水,渗入地下从而严重浸泡地基土。

5)地基处理欠佳,据挖掘操作坑观察基础下无灰土垫层,侧向曾加固的砂灰桩,镐易刨动极为松散。

综合上述分析认为:基础持力层主要被水长期浸泡湿陷,土质软化,承载力大幅度降低,从而导致地基过量不均匀沉降。

对建筑物下沉倾斜状况评价

1)经实测厂房北侧中部最大下沉12.6cm,远超出规范规定值,按规范[1],框架结构变形允许值的规定为 $0.003L$ (L 为相邻柱基的中心距离) $=6 \times 0.003 = 1.8\text{cm}$ 。

2)按规范[2]4.3.4条规定,倾斜率达到建筑物高度7‰者为危险建筑物的界限值,而本建筑物最大倾斜率达11.3‰,为规范值1.6倍。

属于危险建筑物已丧失正常使用条件。必须予以纠倾扶正挽救,使其恢复正常使用功能。

地基加固补强顶升复位方案

根据建筑物出现地基病害,造成结构墙体严重开裂和倾斜,已成为危险建筑,经综合分析按《静压桩托换加固顶升复位技术方案》,为最佳可行,因为它具有设备小巧,加固机理明确,非常直观,人为可控施压。原理是借基础上部结构荷载作反力,于基础底面中心下垂直压桩支顶,受力性能好,托换后有效阻止桩顶回弹,并形成反力维持稳定快。其功能可达到加固地基提高承载力,可靠传递荷载根除病害,可恢复建筑物正常安全使用并延长寿命,故而被采用进行补救性治理。

地基加固补强顶升复位设计与施工

1. 设计

1) 钢筋混凝土预制桩为方桩, 截面尺寸为 $200 \times 200\text{mm}$, 每节分别为 1.2m 、 1.0m , 其中最下一节的尖桩为 1.2m 长, 锥角为 60° , 砼强度等级为 C30。

2) 根据厂房地面沉降裂缝造成正常倾斜严重程度, 桩中心位于距基础边 50cm 对称位置, 桩中心距 $1.0 - 1.4\text{m}$, 桩端均进入力学性能比较高土层中。

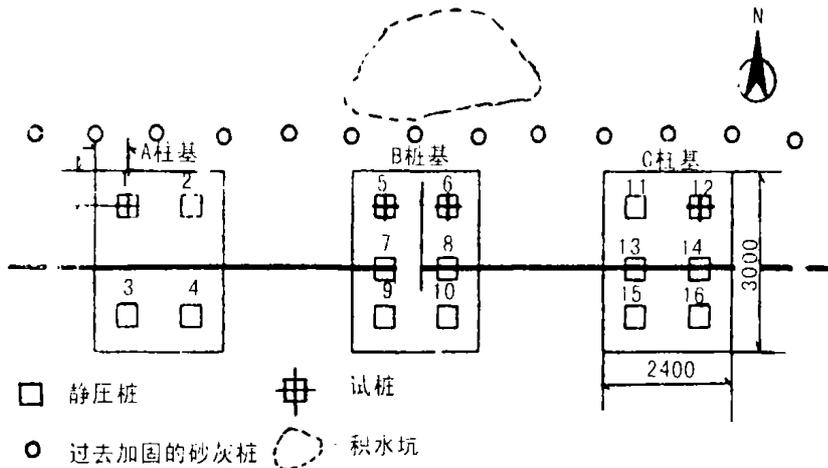


图1 静压桩托换地基加固补强竣工图

具体桩位见图1。

3) 压桩终止压力, 满足达单桩竖向承载力标准值 1.5 倍相应的土层内。

4) 根据结构荷载计算, 每个桩基总荷载 $\Sigma Q = 1400\text{kN}$, 单桩竖向承载力标准值 R_k 设计为 246kN 。

5) 每根桩压桩终止压力控制在 $350 - 400\text{kN}$, 托换压力 \geq 压桩终止压力。

6) 为验证设计, 指导施工, 选择 3 根代表性桩做单桩静载荷试验(以下简称试桩)。

7) 先压桩而后恒压保持压力稳定再顶升复位。重点 B 桩基先顶升至 12cm 止, 随后在顶升上抬 A、C 桩基, 顶升 10.0cm 满足规范要求。

2. 施工

因厂房北侧地势低洼, 积水过多渗入地下, 严重浸泡地基土而呈流塑饱和状态导致坑壁塌方极不安全。为此首先顶桩安全支护, 再地基加固补强和顶升复位, 有关技术要求按《既有建筑地基基础加固技术规范》(JGJ123-2000) 规定[3]进行。施工顺序方法为:

按确定桩位贴近柱基挖竖坑→基础下凿洞→下桩尖→接桩调整垂直焊接→桩端放置千斤顶→开动电动油泵施压→每节桩压完接桩焊接→再压桩焊接→达到控制压力止→拆除压桩装置→桩顶安置托换支架和千斤顶保持恒压→按规范要求试桩→设计桩顶起始压力为常数→安置观测仪表和确定观测点→试顶→分段同步施压顶升→据观测顶升量数据调整平衡压力再施压→达到设计顶升量要求终止→桩式托换观测回弹→拆除全部装置→坑洞回填夯实→去模浇灌砼承台→采用振动棒捣实→恢复地面原貌。有关上述具体实施方法参见文献^{[4][5]}。

对成果分析及评价

1. 静压桩

绘制代表性压桩力 P 与桩尖入土深度 H 关系曲线见图 2。

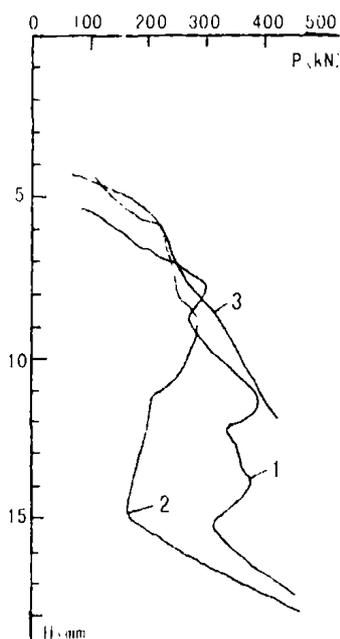


图 2 桩编号 1、2 及 3 压桩力
 P - 桩尖入土深度 H 关系曲线

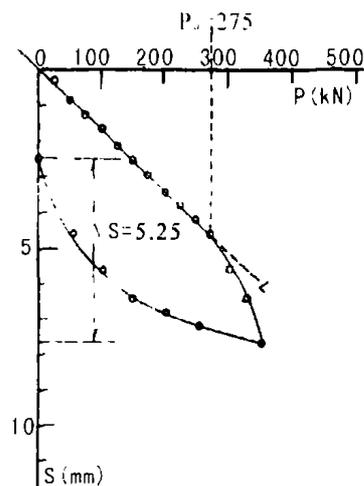


图 3 桩编号 12 试桩压力
 P - 沉降 S 关系曲线

由此得出：

- 1) 桩尖入土深度 $H = 7.91 - 17.07\text{m}$ ，平均 11.93m 。
- 2) 压桩终止压力 $P = 316.7 - 433.3\text{kN}$ ，平均 360.8kN ，在 $350 - 400\text{kN}$ 之间，满足设计规范要求。

3) 压桩力 P 基本上随桩尖入土深度 H 增加而增大，有时随深度增加压力反而减小曲线倒转出现反常现象，分析原因是与土的性质软硬程度不均匀有关。

2. 试桩

试验 $P - s$ 关系代表性曲线绘制图 3，结果列入表 1。

基础下试桩结果汇总表

表 1

桩编号	桩尖入土深度 H (m)	压桩终止压力 P (kN)	试验终止压力 P (kN)	比例界限 P_0 (kN)	与 P_0 相对应沉降 s (mm)	总沉降量 Σs (mm)	总回弹量 $\Sigma \Delta s$ (mm)	$s = 5\text{mm}$ 对应荷载 P (kN)	单桩承载力标准值 R_k (kN)	压桩结束托换回弹 Δs_{\pm} (mm)
5	11.52	375	350	250	5.52	7.98	4.66	270	285	1.82
6	17.70	367	400	275	4.36	7.60	5.30	305	285	1.65
12	13.48	392	350	275	4.62	8.52	5.25	280	285	2.88

由上述图表资料得知：

- 1) 试桩的比例界限 P_0 值为 $250 - 275\text{kN}$ ，相对应沉降 $4.36 - 5.52\text{mm}$ ，因有的大于 5mm 为安全起见，根据顶升复位特殊承载力的确定：采用强度稳定条件和变形条件双控制方法，取桩顶允许沉降 $s = 5\text{mm}$ （在 $P - s$ 曲线直线弹性变形段内）对应荷载取平均值作为本工程单

桩承载力标准值 $R_k = 285\text{kN}$ 。相比实测值大于设计值为 1.16 倍。满足设计要求。

2) 压桩结束, 经恒压托换压力 $P = 409.1 - 545.5\text{kN}$, 平均 490.9kN 大于压桩终止压力 P 为 1.36 倍。测得托换回弹值 ΔS_{\uparrow} $1.65 - 2.88\text{mm}$, 平均 2.12mm , 桩顶形成反力在 100kN 左右。

因此, 建筑物经过静压桩地基加固补强托换后, 可保持地基稳定和结构安全。

3. 顶升纠偏复位

压桩结束, 在桩基下沉最大部位基础底面下安置 16 台带有压力表自动控制施压顶升点的千斤顶, 顶升前保持常数恒压, 然后逐级施压上抬基础, 实测顶升压力 P_{\uparrow} - 顶升量 S_{\uparrow} 关系代表性曲线绘制图 4, 有关结果列入表 2。

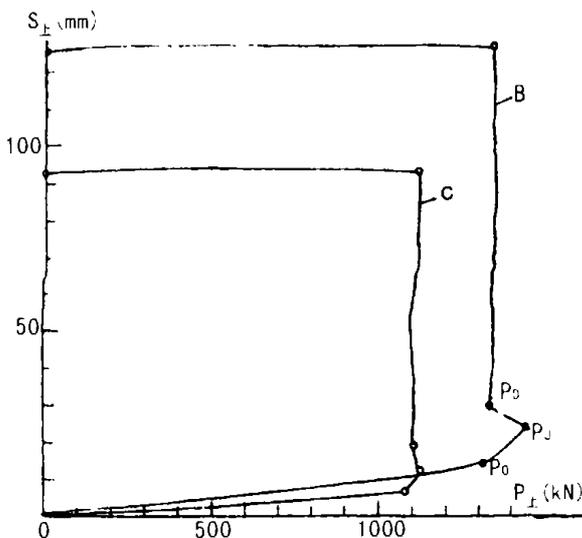


图4 B、C号桩基顶升压力 P_{\uparrow} - 顶升量 S_{\uparrow} 关系曲线

顶升纠偏复位结果对比表

表2

桩编号	顶升桩数	顶升荷载 (kN)				础沉降量 $S(\text{mm})$	顶升上升量 $S(\text{mm})$	托换后附加下沉量 $S(\text{mm})$	桩顶侧移值 $L(\text{mm})$		倾斜率 (‰)	
		计算 P	实测 P_u	比例界限 P_0	常数 P_D				顶升前	顶升后	顶升前	顶升后
B	6	1500	1440	1310	1330	126	128	2.2	138	12	11.3	1.0
C	6	1500	1400	1280	1120	92	96	1.8	98	18	8.0	1.5

由上述结果得出

1. 实测顶升量与顶升前下沉量对比, 统计差值为 $-2\text{mm} - +4\text{mm}$; 柱顶剩余侧移值为 $12 - 18\text{mm}$, 顶升后计算出倾斜率为 $1.0\text{‰} - 1.5\text{‰}$, 平均 1.3‰ , 表明均满足规范[1]、[2]要求。

2. 顶升荷载 P_{\uparrow} 为 1440kN , 小于试桩值 $6 \times 285 = 1710\text{kN}$, 表明用试桩确定的 R_k 值控制顶升力 P 是安全可靠的。

3. 顶升复位后进行托换, 由于上部结构荷载回落压实桩顶测得回弹 S_{\uparrow} (即附加沉降) 为 $1.2 - 1.8\text{mm}$, 平均 1.73mm , 它与压桩结束后托换测得回弹量 S_{\uparrow} 两者数据基本相似, 但方向相反均在桩顶允许变形 ($S = 5\text{mm}$) 范围内, 属弹性变形, 原因见文献[5], 因此在顶升纠偏复位时可按设计值多顶 $3 - 5\text{mm}$, 但必须控制在弹性变形范围内, 效果就更加理想。但在设备具备条件下, 顶升结束同步托换是防复倾有效方法。

4. 顶升荷载 P_{\uparrow} 与顶升量 S_{\uparrow} 关系曲线特征, 清晰的看出具有 P_0 、 P_u 及 P_D 三点, 据此分析如下:

1) $0 - P_0$ 是桩基经过逐级加压顶升, 基底结构单元开始启动上弹, 曲线属于近似直线

段成比例上升。

2) $P_u - P_0$ 为随着顶升上抬基础底面接触点逐渐减小并逐渐分离,这时曲线随着顶升压力增加,上升量增大,由倾斜变陡降,这时克服了基底土粘结力和四周摩阻力等。

3) $P_u - P_0$ 曲线出现倒转反常现象,顶升荷载突然减小,而上升量 S_{\uparrow} 成斜向巨增,这时基底与土逐渐全部脱空,表明消除基础顶升约束力。

4) 当曲线经过 P_0 点后顶升荷载基本相等为常数,顶升量 S_{\uparrow} 成直线上升趋于无限大。

$P_u - P_0$ 就是顶升柱基约束力, P_0 值是顶起桩基础荷载值。柱基 B 约束力为 110kN 而柱基 A 为 20kN。两者相比柱基 B 大于柱基 A,其原因是柱基 A 因某种原因只布置 4 根桩,由试桩 R_k 值为 285kN 经验算顶不起来,为此采取于柱基周壁开挖地沟消除大部分约束力,故达到顶起柱基荷载目的。

结语

通过上述综合分析得出以下几点:

1) 本工程地基病害导致柱基不均匀下沉倾斜,属于危险建筑,经采用静压桩托换加固补强,控制了地基稳定,随后顶升复位化险为夷。

2) 顶升复位后至今一年多,据沉降观测地基稳定,使用一直正常,实践证明加固效果可靠。

3) 经过顶升复位后,倾斜率由原来最大 11.3‰,回倾到 1‰,得到复位,完全满足生产使用和规范要求,顶升复位是成功的。

4) 顶升纠偏后,原来墙体裂缝和上部结构部件被拉开错位,均闭合回位,未见到有新的破坏,达到预期效果,证明静压桩托换顶升技术先进社会效益突出。

5) 按试桩 R_k 值确定顶升荷载准确可控。

6) 于基础周壁挖窄小地沟,是消除约束力、减小顶升荷载的有效措施。

7) 工程实践证明:砂灰桩因不能于基础底面垂直支顶,当被水长时间浸泡便失去功能,故实践证明柱基加固不宜用砂灰桩。

8) 顶升结束,采取同步托换是防复倾有效可靠方法。

参考文献

- [1]《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)北京,中国建筑工业出版社,2002
- [2]《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99)北京,中国建筑工业出版社,2002
- [3]张求钧、叶书麟主编《既有建筑地基基础加固工程实例应用手册》北京,中国建筑工业出版社,2002
- [4]《既有建筑地基基础加固技术规范》(JGJ123-2000)北京,中国建筑工业出版社,2000
- [5]陈国政《桩式托换柱基纠偏与顶升工程实例》,岩土工程学报,1993(2)59-67

云南泥炭、泥炭质土的力学特性

实验及归一化性状研究*

熊恩来 阮永芬

(昆明理工大学建筑工程学院 昆明 650224)

刘文连

(昆明勘察设计院 昆明 650051)

【摘要】云南泥炭、泥炭质土作为一种特殊土类,其物理力学性质不同于一般粘土和有机质土,对这层土的力学特性的研究具有重要的理论意义和实用价值。文章通过三轴的不固结不排水、固结不排水剪切试验对昆明泥炭、泥炭质土进行了实验研究,得到在不同围压下的轴向应力、轴向应变和孔隙压力等参数之间的关系,以及土样的破坏形态。作为一种特殊土,其应力应变关系,孔压与应变关系是否存在归一化性状值得研究。

云南省昆明盆地由于阳光充足,水温适宜,又有湖泊、河流、洼地等地貌条件,有利于水生、湿生植物的生长蔓延,向沼泽化辟落发展,所以泥炭、泥炭质土的分布,是有其地区特点的。建设现代新昆明,有许多建筑必须建设在这样的地基土上,因此,有关云南泥炭、泥炭质土工程特性及工程应用的研究,具有十分重要的理论意义和实用价值^[1]。近年来,有关这类土的工程性质及其本构关系的研究,已经取得了一些有益的成果^{[2][3]}。泥炭、泥炭质土作为地质介质,是在漫长的地质作用过程中的产物,不同于一般的连续固体介质,而具有多孔性的特点,即孔隙比大、含水量丰富、压缩性高、有机质含量高等,呈多级团粒结构特征;其力学性质受结构特性、应力历史、应力条件和排水条件及各种物理化学因素的影响;土的变形和强度有机地联系起来,作为应力应变发展过程来考虑,若土的应力应变关系存在归一化,那么,其强度、孔压和应力路径也必定存在归一化。归一化性状一直是国内外学者研究的方向,泥炭、泥炭质土作为一种特殊土,具有许多特殊性状,因此,本文针对其归一化性状是否存在进行分析和研究。

泥炭、泥炭质土的基本物理力学性质

* 收稿日期:2005年1月

本实验用土是云南省昆明市某岩土工程勘察的土样,其基本物理力学性质指标见表1。土的分类按文献[4]。由表1可知,昆明泥炭、泥炭质土与一般粘土、有机质土相比,有以下特点:

1. 孔隙比很大,一般在2~3左右,大的可以达到8以上。
2. 含水量高,一般在300%左右,大的可以达到600%。比重较一般粘土、有机质土轻,在1.80左右。
3. 有机质含量在50%左右,液限和塑限很大,压缩性很高。

实验研究

1. 土样、实验仪器及实验方法

本次实验的土样为昆明泥炭原状土,取自昆明市某工程,由昆明市有色金属勘察设计院提供。本实验对试样进行了不固结不排水、固结不排水实验。本次实验的仪器为南京土壤仪器工程公司生产的TSZ3.0-2.0台式三轴仪。

实验过程采用应变控制,轴向应变速率为0.4mm/s,当土样应变量达到15%或剪切破坏时,即结束实验。在土样的不固结不排水和固结不排水三轴剪切实验中,围压分别采用50kPa,100kPa,200kPa,400kPa四种。

基本物理力学特性

表1

土的分类	孔隙比 e	土粒比重 C_s	天然密度 ρ (g·cm ⁻³)	含水量 w (%)	有机质含量 w_u (%)	液限 w_L (%)	塑限 w_p (%)	液性指数 I_L	塑性指数 I_p	压缩模量 E_s (MPa)	压缩系数 a_{1-2} (MPa ⁻¹)
泥炭质土	2.58	1.97	1.02	603	47.10	480	330	1.82	150	1.40	9.81
泥炭质土	5.88	1.77	1.08	320	51.90	288	163	1.26	125	1.00	7.16
泥炭质土	5.50	1.77	1.10	304	52.80	286	183	1.17	103	1.08	6.04
泥炭	8.29	1.63	1.03	487	63.00	471	306	1.10	165	0.63	14.69
粘土	1.04	2.66	1.80	38		44	26	0.67	18	3.00	0.68
有机质土	1.65	2.52	1.55	63	7.40	62	35	1.04	27	2.40	1.10

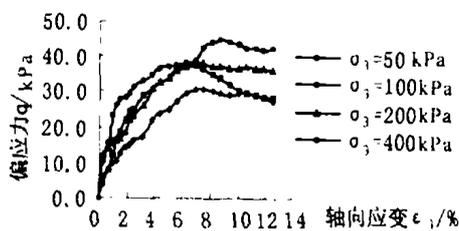


图1 UU实验应力与应变关系曲线图

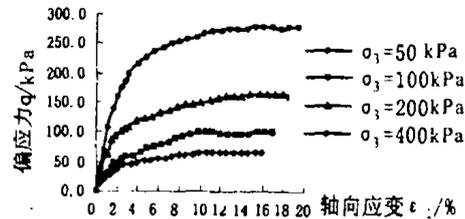


图2 CU实验主应力差与应变关系曲线图

2. 实验结果及分析

根据实验的测试数据,得到昆明泥炭、泥炭质土在不同围压下的应力与应变关系曲线,

孔隙压力与应变关系曲线,有效应力比与应变关系曲线,见图1、2、3、4。

(1)由图1知,进行不固结不排水实验,在围压为50kPa、100kPa、200kPa时,土样破坏时应变约为7%,在围压为400kPa时,土样破坏时应变约为9%。

(2)由图2知,在围压为50kPa、100kPa的情况下,固结不排水土样的偏应力有明显的峰值,相应的应变大约为12%,应力-应变曲线呈现弱软化型,应力随应变的增大而增大。而围压为200kPa、400kPa的情况下,大约为16%。应力-应变曲线呈现弱硬化型,在400kPa围压下,开始应力随应变变化很大,当达到应变12%时变化有所减弱。

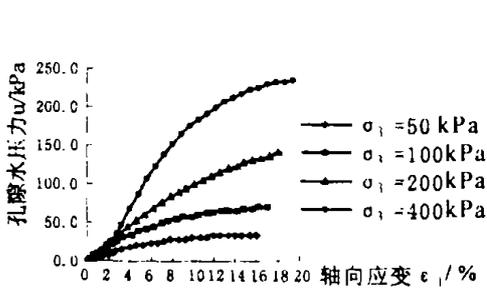


图3 CU实验孔隙压力与应变关系曲线图

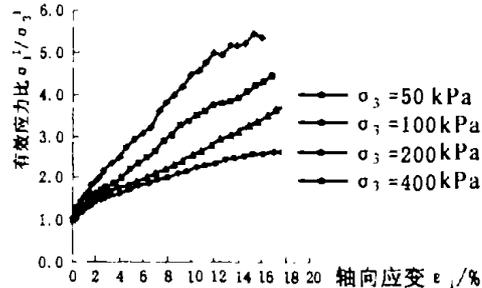


图4 CU实验有效应力比与应变关系图

(3)由图3、4可知,孔压-应变呈双曲线关系,孔压随应变的增大而增大,随围压的增大而增大。有效应力比-应变大约呈线性关系,有效应力比随应变的增大而增大,随围压的增大而减少,没有明显的峰值。

3. 土样的破坏形态各种土样在固结不排水和不固结不排水三轴剪切实验后的破坏形态见图5。由图可以看到。

(1)固结不排水试验中的大多数土样呈中鼓破坏,有少量的弯曲和腰鼓型破坏,没有明显的剪切带。

(2)不固结不排水试验试样多数无明显的破坏特征,少量有明显的剪切面,剪切面和水平面的夹角约为60度。

(3)剪切过的土样干缩现象严重,经过一个月以后,由原来高为6-7cm,直径为4cm。变为高为4cm,直径为2.5cm,体积变为原来的四分之一。



图5 土样破坏形态

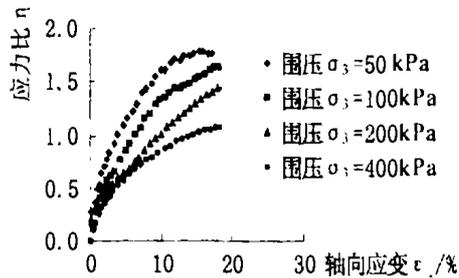


图6 CU实验η-ε₁关系曲线

归一化性状研究

康德纳(kondner)提出应力应变关系呈双曲线形式,其方程形式为:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (1)$$

式中 a, b — 试验参数。

归一化采用的应力一般有两种^[5]:

1. 用围压 σ_3 进行归一化

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3} = \frac{\varepsilon}{A_1 + B_1\varepsilon} \quad (2)$$

式中 A_1, B_1 — 归一化试验参数。

满足归一化条件,必须是 $c = 0; \varphi = \text{const}$ 。

2. 用平均固结压力 $\sigma_m = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$ 进行归一化

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_m} = \frac{\varepsilon}{A_2 + B_2\varepsilon} \quad (3)$$

式中 A_2, B_2 — 归一化试验参数。

满足归一化条件,必须是 $c = \frac{1}{2}\sigma_3 \tan \varphi, \varphi = \text{const}$

若昆明泥炭、泥炭质土应力应变关系曲线存在归一化性状,对于不排水实验,孔隙水压力增量可以用剪应力 $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ 或者平均主应力归一化。

1. 偏应力与应变的归一化曲线及方程

以平均主应力 $P = \frac{1}{3}\sigma_1' + 2\sigma_3'$ 作为归一化应力,对偏应力与应变关系曲线进行归一化

处理,即得固结不排水实验下的偏应力与应变的归一化曲线,见图6、图7。

图6表明在固结不排水实验中不同围压下经归一化处理后各个实验点离散程度比较大,并不能很好的归一化。图7表明在相同围压下偏应力与轴应变关系可以归一化为一条直线,在围压为50kPa、100kPa、200kPa时归一化直线相差不大,而围压为400kPa时,与之相差比较大,说明归一化后的偏应力与轴应变关系与固结压力有关。从图7可知,不同固结压力下,归一化的各个实验点不能归一化为一条直线,但是在不同围压下, $\varepsilon_1/\eta - \varepsilon_1$ 关系线基本上呈直线。其归一化直线方程可为

$$\frac{\varepsilon_1}{\eta} = A + B\varepsilon_1 \quad (4)$$

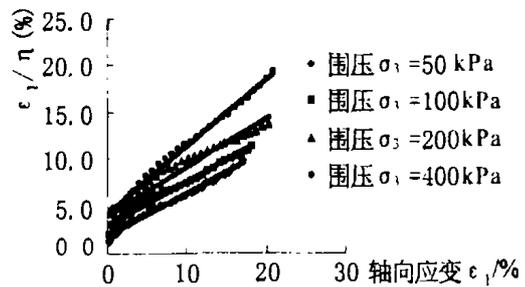


图7 CU实验 $\varepsilon_1/\eta - \varepsilon_1$ 关系线

偏应力与应变归一化参数表

表2

固结不排水实验				
固结压力	50kPa	100kPa	200kPa	400kPa
$AX10^{-2}$	1.85	3.02	3.93	4.44
B	0.45	0.46	0.52	0.70
R^2	0.991	0.981	0.935	0.995

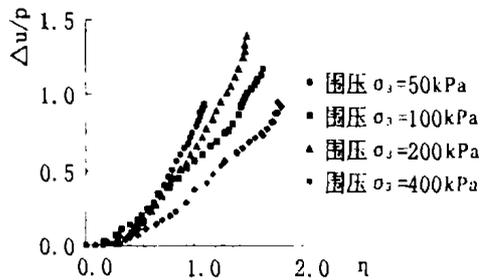
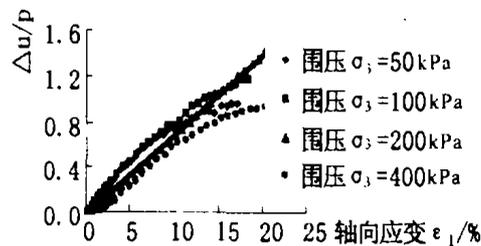
归一化的 A 、 B 参数如上表,表中 R^2 为决定系数,是回归平方和与总离均差平方和之比,即 $R^2 = \frac{SS_{回}}{SS_{总}}$,系数越大回归模型越好,即直线拟合就越好^[6]。

2. 孔隙压力增量与轴应变的归一化曲线及方程

Skempton(1948,1954)提出的孔隙压力方程^{[7][8]}:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (5)$$

式中, $\Delta\sigma_1$ 和 $\Delta\sigma_3$ 分别为附加的大、小主应力, A 和 B 为孔隙压力系数或参数,当土样完全饱和时, $B = 1$ 。

图8 $\Delta u/p - \eta$ 关系线图9 $\Delta u/p - \varepsilon_1$ 关系线

研究表明,在不同围压下的孔隙压力增量与应力比关系的归一化曲线 $\Delta u/p - \eta$,在不同围压下归一化处理后相差较大,见图8。由图9可知孔隙压力经归一化处理后的 $\Delta u/p - \varepsilon_1$ 可以用统一的表达式表示,经研究表明,孔隙水压力增量用偏应力进行归一化的效果不是很好。在不同围压下孔隙水压力增量与轴应变关系用平均主应力进行归一化分析。归一化的孔隙水压力增量与轴应变关系呈直线关系 $\Delta u/p - \varepsilon_1$ 。

其归一化直线方程可写为

$$\frac{\Delta u}{p} = C + D\varepsilon_1 \quad (6)$$

归一化后的参数 $C = -0.03$, $D = 7$, $R^2 = 0.976$ 。其中 R^2 为决定系数,系数越大回归模型越好,即直线拟合就越好。

结论

1. 昆明泥炭、泥炭质土具有孔隙比大,含水量大,压缩性高,有机质含量高等特点。
2. CU 实验时昆明泥炭、泥炭质土的应力、孔压与应变关系呈双曲线形式,在 50kPa 和

100kPa 围压下应力与应变呈应变弱软化型。在 200kPa 和 400kPa 围压下应力与应变呈应变弱硬化型。

3. CU 实验时,土样破坏形态大多数呈现出中鼓,有少量弯曲和腰鼓型。无明显剪切带。

4. 剪切过后的土样,干缩现象严重。经过一个月以后,体积变为原来的四分之一。

5. 实验用的原状土的归一化性状,按平均有效应力归一化的应力应变关系,在同一围压下可以归一成一条直线,孔隙压力与应变在不同围压下可归一为一条直线。

参考文献

- [1] 阮永芬、刘岳东等,昆明泥炭与泥炭质土对建筑地基的影响[J]. 昆明理工大学学报,2003,3(3):121 - 124
- [2] 黄俊、南昆线七甸泥炭土的工程岩土力学特性[J]. 路基工程,1999(6):6 - 12
- [3] 黄俊、南昆线七甸泥炭土的研究新技术及方法[J]路基工程,1999(6):12 - 18
- [4] 中华人民共和国建设部. GB50021 - 2001. 岩土工程勘察规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002. 138 - 139
- [5] 孙岳松、濮家骝、李广信,不同应力路径对砂土应力 - 应变关系影响[J]. 岩土工程学报,1987,9(6):78 - 88
- [6] 宇传华、颜杰,Excel 与数据分析,北京:电子工业出版社,2002,193 - 209
- [7] Skempton, A. W. (1954), The Pore - Pressure Coefficients A and B, Geotechnique, No. 4, 143
- [8] 曾国熙,正常固结粘土不排水剪切的归一化性状[M],《曾国熙教授科技论文选集》编委会,曾国熙教授科技论文选集. 北京:中国建筑工业出版社,1997,52 - 64

第八届全国青年岩石力学与工程学术大会征文通知

由中国岩石力学与工程学会青年工作委员会和中国岩石力学与工程学会岩石破碎工程专业委员会共同主办,中南大学等单位承办的第八届全国青年岩石力学与工程学术大会和第八届全国岩石破碎与粉碎学术研讨会,将于 2005 年 10 月在长沙举行。应征论文将以《地下空间与工程学报》正刊正式出版。会议将邀请国内著名专家作大会专题报告。大会将评选优秀论文,并在大会上颁奖。

(1) 应征论文范围:资源与地下空间开发中的岩土力学问题。包括:①岩土基本性质;②地下空间利用与风险分析;③矿岩破裂与岩层控制;④岩土本构、断裂、损伤;⑤环境岩土工程;⑥岩土动力学;⑦资源开发与利用;⑧岩土工程进展与工程实录。

(2) 应征论文要求:应征论文应未公开发表过,篇幅限在 8000 字以内(综述或专题报告可适当放宽)。按照科技论文格式书写,采用法定计量单位,并注明论文的联系作者(姓名、详细通讯地址、电话、传真、E-mail 等联络方式)。

(3) 应征论文截止日期:2005 年 5 月 1 日

(4) 会议联系方式:

联系人:邓建、刘爱华、邓义芳;

联系地址:410083 湖南省长沙市中南大学资源与安全工程学院;

E-mail:bianli@csu.edu.cn;alexliu@163.com;

电话:13875850746(邓建),13755006918(刘爱华),0731-8879612(邓义芳);

Fax/Tel:0731-8879612,0731-8836450。

(中南大学供稿)

* 一题一议 * 主持人: 龚晓南

“对复合地基载荷试验标准的一些探讨”一文探讨*

徐宜威

(扬州市开元岩土工程检测有限公司 扬州 225007)

【提要】本文对《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002)附录A复合地基载荷试验要点进行了探讨。

前言

《对复合地基载荷试验标准的一些探讨》一文(刊登于《地基处理》第15卷第3期)看过后很受启发,但我对其中的有些观点有不同看法。

类似于结构功能的极限状态表达方式,复合地基承载力也应满足两类极限状态,即承载力极限状态和正常使用极限状态。①承载力极限状态是结构或构件达到了最大承载力或产生了不适于继续承载的变形,对复合地基而言是指强度条件。《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002(以下简称《规范》)附录A复合地基载荷试验要点的复合地基承载力确定第1条“当压力—沉降曲线上极限荷载能确定,而其值不小于对应比例界限的2倍时,可取比例界限;当其值小于对应比例界限的2倍时,可取极限荷载的一半。”是从复合地基承载力极限状态角度考虑。②正常使用极限状态指由结构或构件达到正常使用或耐久性的某项规定限值的状态,对复合地基而言是指变形条件,即沉降量。规范中第2条“当压力—沉降曲线是平缓的光滑曲线时,可按相对变形值确定……”,是从复合地基正常使用极限状态角度考虑。

与“对复合地基载荷试验标准的一些探讨”一文的不同意见

1. 对于该文中提出比例界限在复合地基中没有实际意义,可能在搅拌桩复合地基试验实测曲线中很少出现比例界限,但在砂石桩等复合地基试验中会出现整体剪切破坏,实测曲线会出现比例界限。

关于极限荷载正是从承载力极限状态来考虑,在处理效果差,未达设计要求时,极限荷

* 收稿日期:2004年11月

载完全可能出现。另外对于试桩是要做破坏试验的。

2. 对于该文中“某七层建筑,筏板基础,采用水泥土深层搅拌桩进行处理,桩长 5.5m……采用 1.2m × 1.2m, 2.4m × 2.4m 两种压板试验……计算搅拌桩压缩变形量约为 16.9mm,该值对于单桩复合地基的小承压板 $s/b = 0.014$,对于四桩复合地基的大承压板 $s/b = 0.007$ ……”笔者认为这样的算法有问题。压力影响深度为承压板的 2~3 倍,因此对于四桩复合大压板的影响深度为 4.8~7.2m,约为地基处理的深度,此处搅拌桩压缩变形量约为 16.9mm,因此 $s/b = 0.07$ 。而对单桩复合小承压板影响深度为承压板的 2~3 倍,即为 2.4~3.6m 深,约为处理深度的一半,此处计算搅拌桩压缩变形量 s 就约为 16.9mm 一半,这样小压板的 s/b 为 0.07,不是 0.014。由变形计算原理得知,如果载荷板和基础下的压力相同,且地基土是均匀的,则它们的沉降值与各自宽度的比值(s/b)大致相等。

3. 规范规定垫层厚度为 50~150mm,通常我们采取预压的办法,在预压情况下,垫层和下面复合地基都有部分沉降,此两部分沉降可用来抵销垫层本身的沉降,但预压多少应是一个值得研究的话题。

笔者对《规范》复合地基载荷试验要点的几点看法

1. 在《规范》复合地基承载力特征值的确定第 2 条前 4 款中给出了 s/b 的取值,但第 5 款中提到“对有经验的地区,也可按当地经验确定相对变形值。”增大取值灵活性,在已形成了地区规范的地区便可按地区规范执行,但在没有形成地区规范的地区经验值取多少?出了问题谁负责?一般大家都不敢取经验值。同时,对照《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 附录 C 浅层平板载荷试验要点 C.0.6 条中取 $s/b = 0.01 \sim 0.015$,对于复合地基的取值是不是要求严了点,笔者认为究竟取多少,最好是多统计些实例,运用概率理论分析后确定。

2. 建议复合地基承载力特征值由第 1、2 条综合确定后取两者的小值。以保证两类极限状态均能满足。

3. 研究预压荷载的取值问题,以抵销垫层本身的沉降带来的误差。

参考文献

- [1]《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002
- [2]《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002
- [3]张丽华主编《混凝土结构》科学出版社



传统挡土墙设计的可靠性分析*

by G. A. FENTON, D. V. GRIFFITHS and M. B. WILLIAMS, 刘卫未译 周建校

【提要】长期以来,挡土墙的设计一直依据朗肯或库仑土压力理论。为得到闭合解,这些传统土压力理论均假定均质土体,实际上,土体性质是空间变化的,这样设计中就隐含两个问题:(1)取样获得的土体性质能否完全反映墙后所有填土的性质;(2)土体性质的空间差异是否会导致主动土压力与传统方法预测的结果有很大差别。本文把非线性有限元和随机场模拟结合起来,研究了这两个问题,并对目前设计方法的安全性进行了评价。本文对一个二维、墙壁光滑的挡土墙进行了实例研究,墙后是排水的无粘性填土,该挡墙用朗肯土压力理论进行滑移计算。设计所用的摩擦角和土体重度在模拟的随机场中某一位置取样获得,并被当作有效土体参数用于朗肯模型中。当修正后作用在挡土墙上的朗肯土压力小于实际土体参数的随机有限元计算结果时,挡土墙破坏。本文借助蒙特卡罗模拟方法,将传统设计方法的破坏概率用一个包含安全系数和土体空间变异性的函数评估。

引言

大多数情况下,挡土墙主要是抵挡主动土压力,通过对墙后填土性质的预估,就可以用朗肯或库仑土压力理论计算确定作用于挡土墙的土压力。本文对比分析了朗肯土压力与土体参数空间分布的有限元计算结果,研究了一个特殊实例,二维竖直挡土墙,墙壁光滑,墙后为排水良好的无粘性填土,填土顶面水平。对于无粘性土,对计算结果有意义的参数是摩擦角。假定墙体可以发生背离填土的足够位移,使得土体的摩阻力可以充分发挥。

传统理论的侧向主动土压力由穿过土体的平面上的极限平衡方程计算得到。土体的摩擦角在整个空间假定为常量。据此,对本文中的挡土墙,朗肯主动土压力系数为:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (1)$$

式中 φ' 为排水条件下的土体摩擦角。传统理论假定土体重度 γ 是空间分布的常量,则作用于墙体 $H/3$ 处的总侧向主动土压力为:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \quad (2)$$

已知摩擦角 φ' 和土体重度 γ ,用(1)和(2)式,就可以算出作用于挡土墙的侧向荷载。

* 收稿日期:2005年3月

为留有安全储备,可通过安全系数 F 调整 P_a 。

由于土体性质的空间差异,破坏面通常要比简单的平面复杂,实际的破坏面与理论预测的结果不吻合。近来已经开展了一些挡土墙可靠度设计研究(例如:Basheer & Najjar, 1996; Chalermyanont & Benson, 2004)。但是这些研究认为土体在空间上均匀分布:即土体的每一特性可以由任一单一变量表示,而且在土体中每一点处都相同。比如,某种特殊情况下 $\varphi' = 32^\circ$,那么假定这对土体中任何一点都成立。这样的假设应用时非常方便,因此大多数岩土工程预测模型均依据这种空间均匀分布假定(如朗肯土压力理论),它有助于理解挡土墙可靠度设计中潜在的问题,却不能考虑土体性质空间变化的影响。下面的分析将看到,土体的空间变异性对破坏面的影响是很大的。

为考虑土体参数的空间变异性,须找到可靠度问题的简单替代解。对于那些不太依赖于土体微观结构的土工问题(如:局部平均问题),可以近似用空间均匀分布的土体替代有空间差异性的土体,获取相应的土体有效指标。笔者过去在土体有效代表性指标方面取得了一些成果,对于各种不同的土工问题,将有效均匀土体参数确定为空间任意分布土体参数的平均值,一般来说几何平均值比较合适(例如:Fenton & Griffiths, 2003)。如果上述观点成立,则空间随机分布土体就可用(1)、(2)式模拟,即使这些方程是基于均匀分布土体,所要研究的问题就变成寻求合适的有效土体参数问题。

在实际应用中,(1)式和(2)式中所用到的 φ' 和 γ 通过现场勘查得到。如果勘查做得非常细致,可以表现出土体空间的差异,那么原则上,通过随机场理论和模拟结果就可以确定有效土性参数。但是,对于大多数挡土墙设计来说,如此细致的勘查工作不太值得去做。较普遍的情况是,岩土工程师基于摩擦角和土体重度的一个估计值进行挡墙设计。在这种情况下,由(1)式和(2)式的准确性主要取决于估计值与有效值之间的近似程度。

本文主要研究上面的问题。特别想阐述下面两个问题:

(a)由取样获得的土体特性是否能够完全反映挡土墙后所有填土的性质?

(b)由空间差异很大的土体参数计算得到的主动土压力是否与传统计算结果差别很大,比如朗肯主动土压力?

图1给出了两种不同情况下挡土墙的主动位移,挡土墙可产生足够的位移使墙后土体的主动土压力得到充分发挥。土体空间任意摩擦角通过灰暗程度表示,黑色区域代表着较低的摩擦角。注意,虽然土体重度 γ 也是空间随机变化的,但图中没有表示出来;它对于土压力的随机影响不如摩擦角 φ' 重要。

图1中右侧的挡墙变形网格由随机有限元计算得到,计算中采用8节点、四边形单元,理想弹塑性本构模型(这在下一节会详细介绍)。挡墙慢慢远离墙后土体,直到土体发生塑性破坏,破坏时的变形网格就可画出。从图中可以看出,土体的破坏模式比用传统模式,如朗肯破坏模式模型要复杂。例如从图1中第一幅图可看出,在离墙体一段距离,摩擦角较高的土体中好像形成了楔形破坏面。破坏面的形成机理可看成是随着墙体位移的增大,侧向荷载趋于稳定值。

图1也揭示了正确选择取样位置对准确估计侧向荷载很重要。例如,在图1的下一幅图中,取样位置位于填土中部,这会导致摩擦角的估计值远低于破坏区土体的摩擦角(白色单元表示较高的摩擦角),这样用朗肯理论得到的侧向主动土压力大约是有限元结果的1.5

倍,用这种试样结果设计的挡土墙是超安全标准的。而对于图1第一幅图显示的较复杂破坏模式却相反,用随机有限元计算的侧向主动土压力是朗肯土压力的两倍,那么基于朗肯理论的设计是欠安全的,有限元计算出的较高侧向荷载沿墙体附近低摩擦角处分布。

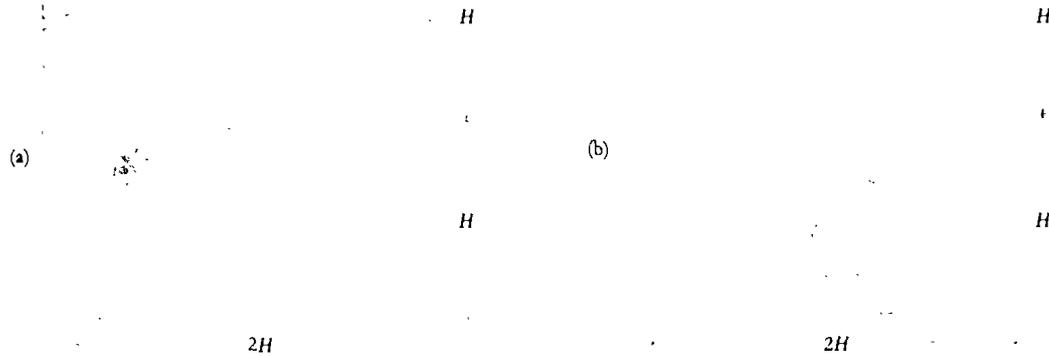


图1 两种不同摩擦角分布对应的主动土体位移($\theta/H = 1, \sigma/\mu = 3$)

随机有限元模型

土体在水平方向和竖直方向分别被离散为32个8节点的正方形单元。如果土体宽度和深度均为 $2H$,那么每个单元体边长为 $H/16$ (注意:这里并没有用到长度单位,因为其结果可以与任一套力学和长度单位保持一致)。挡土墙向左延伸一个计算深度。

有限元土压力分析使用理想弹塑性的莫尔-库仑本构模型,其应力重分布运用弹-粘塑性算法,通过迭代得到,这与Smith & Griffiths (2004)文中描述的基本类似。文中墙体的移动通过左上部水平方向均匀划分的16个单元平移实现。这种平移不断增加,它模拟了刚性、光滑、不发生转动墙体的运动。

结点平移前网格中的初始应力为竖向应力等于上覆土压力,而水平向应力可以通过Jacy (1994)的公式来计算,式中 $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ 。下面一节中将会介绍,本文研究假定 $\tan\varphi'$ 按对数正态随机分布,则 K_0 也是一个随机场(虽然它完全由 φ' 决定),那么初始应力沿着墙面向下也是随机变化的。

边界条件是网格的最右侧单元可以发生竖向位移,但是不允许发生横向位移,而网格底部的单元完全约束。除了紧邻墙体的结点有固定的水平位移,网格上边和左边的单元都没有约束,当主动土压力变化时,这些节点可以向下移动。对于简单的土压力分析,这些边界条件是可以取得满意的结果(例如:Griffiths, 1980)。

随着节点位移的增加,粘塑性算法控制着所有单元中的应力(在高斯点处),并将它们与基于莫尔-库仑破坏准则的单元强度进行比较。如果不违背破坏准则,则认为单元处于弹性状态;如果违背了破坏准则,则运用粘塑性算法进行应力重分布计算。这个过程自动迭代,当所有单元应力在严格的误差允许范围内满足破坏准则,则认为达到收敛。

每一级位移增量收敛后,由单元应力积分得到作用在墙上主动土压力的反力。当由位移增量产生的主动土压力反力达到其最小极限值时,有限元计算停止。

本文研究的无粘性土有两个对主动土压力有重要影响的参数:分别是摩擦角 $\varphi'(x)$ 和土体重度 $\gamma(x)$, x 是指空间位置,它们都是空间任意分布的。本文有限元计算中土体剪胀角取值为0,泊松比取为0.3,杨氏模量取为 1×10^5 。这三个参数均假定为空间常数;这不会对分析有太大的影响,因为它们在主动土压力的发展过程中仅起很小的作用。

两个空间任意变化的参数 φ' 和 γ 可通过它们的平均值,标准差,和其相关长度(用量测空间关联程度)来描述。单位重度假定为对数正态分布,主要是因为它与正态分布形式关系简单,而且是非负的。摩擦角 φ' 一般是跳跃的,这就意味着它的分布至少是含有四个参数的复杂函数(Fenton & Griffiths, 2003)。但是 $\tan\varphi'$ 随着 φ' 在 0° 至 90° 之间变化时在0和无穷大之间变化。因此对于 $\tan\varphi'$ 而言一种可能的分布也是对数正态分布。文中就这样假设:摩擦角的分布变化场用对数正态分布的 $\tan\varphi'$ 分布场代替。

两个场的空间相关结构假定是相同的。这不仅是为了简化,更是因为土体的空间相关性主要由土体原材料的空间差异,风化模式,应力和形成历史等因素决定。也就是说,一点处土体的原材料,风化模式和应力历史等,和与它相邻的另一点相似,因此可以认为所有点的土体性质在两点间的变化是相似的(对现场条件不同非线性响应引起的偏差除外)。

根据这个观点, $\ln(\gamma)$ 和 $\ln(\tan\varphi')$ 场(都是正态分布的)的空间相关函数可以假定为马可维安(Markovian)形式:

$$\rho(\tau) = \exp\left\{-\frac{2|\tau|}{\theta}\right\} \quad (3)$$

式中 θ 一是相关长度,超出此值,场中两点就不相关了;

τ 一是两点间的向量;

$|\tau|$ 一是其模量。

本文研究中两个随机场 γ' 和 φ' 开始时假定为独立的。因此两个独立的标准正态随机场, $G_1(x)$ 和 $G_2(x)$ 可以通过相关函数方程(3),用局部平均细分法(LAS, local average subdivision)(Fenton & Vanmarcke)模拟,它们可通过下式转变为目标场:

$$\gamma(\underline{x}) = \exp\{\mu_{\ln\gamma} + \sigma_{\ln\gamma} G_1(\underline{x})\} \quad (4a)$$

$$\tan\varphi'(\underline{x}) = \exp\{\mu_{\ln\tan\varphi'} + \sigma_{\ln\tan\varphi'} G_2(\underline{x})\} \quad (4b)$$

式中 μ 和 σ 分别为带有下标变量的平均差和标准差,可以用下面的式子得到:

$$\sigma_{\ln\gamma}^2 = \ln(1 + V_\gamma^2) \quad (5a)$$

$$\mu_{\ln\gamma} = \ln(\mu_\gamma) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln\gamma}^2 \quad (5b)$$

$V_\gamma = \sigma_\gamma/\mu_\gamma$ 是土体重度 γ 的变异系数。类似的转变也可以用于 $\tan\varphi'$ 的平均值和方差,只要把(5)式中的下标 γ 改为 $\tan\varphi'$ 。

由于摩擦场 φ' 和重力场 γ 一般会有较强的相关性,因此本文将考虑第二种情况,即这两个场明显相关,土体中每一点的 $\ln(\gamma)$ 和 $\ln(\tan\varphi')$ 的相关系数明确地假定为 $\rho = 0.8$ 。因此在各自的分布范围内,当摩擦角很大时,土体重度也会很大。这两个场之间的相互关系可通过协方差矩阵的分解法实现(Fenton, 1994)。

一旦土体的变现通过 LAS(局部平均细分法)和上面的变换实现,土体参数就可以通过有限元分析绘制到单元和土体上,如图1中的两个例子。对一系列变化重复此分析方法(蒙

特卡罗模拟方法),可以得到一系列计算结果及分布情况。

主动土压力设计的可靠性

在引言中笔者已经提到,挡土墙的设计包含两个步骤:(a)合理估计土性参数;(b)估算侧向荷载,如通过式(2)计算。设计荷载的可靠性依赖于预测的荷载和实际荷载之间的关系。忽视反力的差异性(假设均匀分布),并且假定设计挡墙上的反力 R 满足:

$$R = FP_a \quad (6)$$

式中 F 是安全系数, P_a 是由式(2)预测得到的主动土压力,如果实际的主动土压力 P_i 小于 FP_a 那么挡土墙就是安全的。实际的主动土压力不可避免地会与预测值有差异,这是因为土体参数的估算误差,及实际土体的空间离散性,而这在经典理论中(如式(1)、(2))没有考虑。挡土墙的破坏概率定义为真实的侧向荷载 P_i 超过安全放大后反力 R 的概率:

$$P_f = P[P_i > R] = P[P_i > FP_a] \quad (7)$$

这是理论上对破坏概率 P_f 的定义。在接下来的部分,将会通过蒙特卡罗模拟方法估计破坏概率 P_f 。文中对每种土体均假定,真实的侧向荷载 P_i 与有限元分析结果非常接近。也就是说,假设考虑土体空间分布的有限元计算结果就是土体上真实的侧向土压力。

侧向荷载 P_a 的预测依赖于土体参数的估算。本文中,土体参数 γ 和 $\tan\varphi'$ 通过一块距离挡土墙底端 H ,距离土体表面也为 H 的“真实土样”来确定的。“真实土样”意味着从任意分布场中取样确定的参数将对应指派到相应有限元网格处。具体地说,“真实土样”意味着 x_i 是土样的坐标,土样参数通过每一个随机分布场得到的,即:

$$\hat{\gamma} = \gamma(x_i) \quad (8a)$$

$$\hat{\varphi}' = \tan^{-1}\{\tan[\varphi'(x_i)]\} \quad (8b)$$

根据这些土性参数,预测的侧向荷载为:

$$P_a = \frac{1}{2}\hat{\gamma}H^2\tan^2(45 - \frac{\hat{\varphi}'}{2}) \quad (9)$$

注意这里没有考虑测量误差。本研究的目的是评估仅由土体性质空间变异引起的设计风险,而不包括其它变异因素。

表1列出了本研究中统计参数的变化情况。变异系数 $V = \sigma/\mu$ 对土体重度 γ 和摩擦角 $\tan\varphi'$ 的变化相同。也就是说,土体重度的变异系数为0.2时, $\tan\varphi'$ 的变异系数也为0.2,与此类推。对表1考虑的每个参数,安全系数 F 在1.5和3.0之间变化。这个范围比其他研究者提供的范围要稍微宽一点,例如加拿大基础工程手册(加拿大土工学会,1992)建议,对挡土墙系统的安全系数范围取为1.5~2.0。

表1中列出了用挡土墙墙高 H 归一化后的相关长度 θ/H ,它控制着土体空间变异的程度。当 θ/H 很小时,随机场对应典型的粗糙情况,随机场中的各点更是相互独立。相反,当 θ/H 很大时,随机场变得相关,这样对于每种情况它就表现得更加光滑,空间离散性降低。 θ/H 较大的波动范围意味着两个问题:第一,在土体中某一位置处取样得到的土体参数更能代表整个土体;第二,空间离散性降低意味着土体近似于传统理论预测。因此,对于比较大

的相关长度,很少会发生破坏(实际侧向极限荷载超过了预测值),安全系数可以减小。然而,对于中等大小的相关长度,某一位置的土体参数与其它位置的参数会有很大差别。因此,对于中等相关长度,会出现较多的破坏情况。当相关长度很小—比试样尺寸小很多—局部平均效应开始起作用,无论是试样还是整个土体都变得较均匀(土体参数性接近中间值),由取样获得的参数估算出的传统结果可以准确地预测侧向荷载。

据此,设计中最大的破坏概率将发生在相关长度处于中间值时。下一部分的研究会证明这个观点。

蒙特卡罗结果

图1的两幅图表明主动破坏时破坏面一般发生在摩擦角较大的区域。虽然并不是所有的情况都是这样,但这是最普通的情况。这种违反直觉的观测主要是由于初始水平应力分布(用 $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ 表示)与摩擦角分布间相互作用的结果。

表1 本文中参数变化情况(墙后土体高 H , 土体参数 $\mu_{\tan\varphi'} = \tan 30^\circ$, $\mu_\gamma = 20$, $E = 1 \times 10^5$, 以及 $\nu = 0.3$ 为常量)。对每个参数迭代 1000 次。

表 1

参数	考虑值
σ/μ	0.02, 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5
θ/H	0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 5.0
ρ	0.0, 0.8

为解释此现象,需要考虑 $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ (初始状态)和 $K_0 = (1 - \sin\varphi')(1 + \sin\varphi')$ (主动破坏状态)对应的莫尔圆。当 φ' 从 0 开始增长时,初始和破坏状态下莫尔圆之间的距离也开始增长,当 $\varphi' = \tan^{-1}(0.5\sqrt{2}\sqrt{\sqrt{2}-1}) = 24.47^\circ$ 时,达到最大值。在这个点之后,两个圆之间的距离随着 φ' 增大而减小。本文中排水条件下平均摩擦角取为 30° (对第一级),大部分情况下 φ' 处于两个莫尔圆之间的距离变小这个区域。这一点支持着本文的观测结果,即在这种情况下,摩擦角较大的区域倾向于更早达到主动破坏。由此可以得出,破坏总是发生在土体最薄弱的区域,即使这些区域可能具有较高的摩擦角。从这个意义上说,图1所示的灰度仅仅揭示其中部分的奥妙,实际上起主要作用的是土体剪切强度 ($\sigma'\tan\varphi'$)。

根据 Jaky 公式,本文中破坏面主要出现在摩擦角较大的区域是由于初始条件随着 φ' 而变化。在一现场实测中发现,如果保持 K_0 的值不变,破坏面确实经过摩擦角较低的区域。图2揭示了 K_0 对破坏面位置的影响。在图2(a)中, K_0 在空间范围内保持 0.5 不变,在这种情况下破坏面明显朝着摩擦角较低的区域发展。在图2(b)中, K_0 等于 $1 - \sin\varphi'$, 这和本文其它地方一样,这时破坏面明显出现在摩擦角较高的区域。笔者还研究了土体重度在空间变化和保持不变两种情况下对破坏面位置的影响,结果发现影响很小,至少在本文所考虑的变化范围内是这样的。破坏面的位置看来主要由 K_0 来控制(给定任意分布的 φ')。

一般情况下,破坏面在最薄弱区域移动,意味着侧向荷载与基于均匀土体参数的模型预测结果不同,如朗肯模型。图3给出了中等相关长度($\theta/H = 1$),不同摩擦角和重度变异系数情况下,破坏概率 P_f 的估计值,这时实际的侧向荷载大于预测值(式(7))。这种估计通过统计模拟中的破坏次数,除以总次数($n = 1000$)。因为这是一种比值估计,其标准差为 $\sqrt{p_f(1 - p_f)/n}$,当 $p_f = 20\%$ 其大小为1%,当时 $p_f = 1\%$,其值为0.3%。图中给出了两种情况:(a)摩擦角场和重度场是独立的 (b)摩擦角场和重度场有很强的相关性。

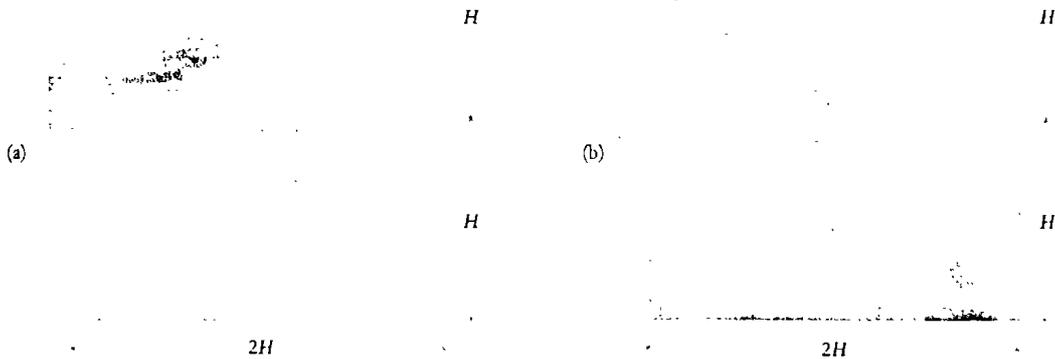


图2 两种不同摩擦角分布对应的主动土体位移($\theta/H = 1, \sigma/\mu = 3$)

(a) $K_0 = 0.5$,保持为空间常数 (b) $K_0 = 1 - \sin\phi'$,随 ϕ' 空间任意变化

与预计一样,土体差异增大时,破坏概率增大。图3可以用来确定给定目标破坏概率所需的安全系数。举例来说,如果假定场之间是相互独立的(图3(a)), $V = 0.2$,用文中取样得到的土体参数计算,当目标破坏概率为5%,此时安全系数 $F = 2$ 较合适。当 $V \geq 0.3$ 时,安全系数要增加到3。考虑到本研究中只用到一个试样的参数来确定土体参数,并且土样还位于可能的破坏区外(虽然没有任何测量误差),如果多取几个试样或者靠近墙体取样,安全系数就可以减小些,因为这样可以更准确地估计土体参数。

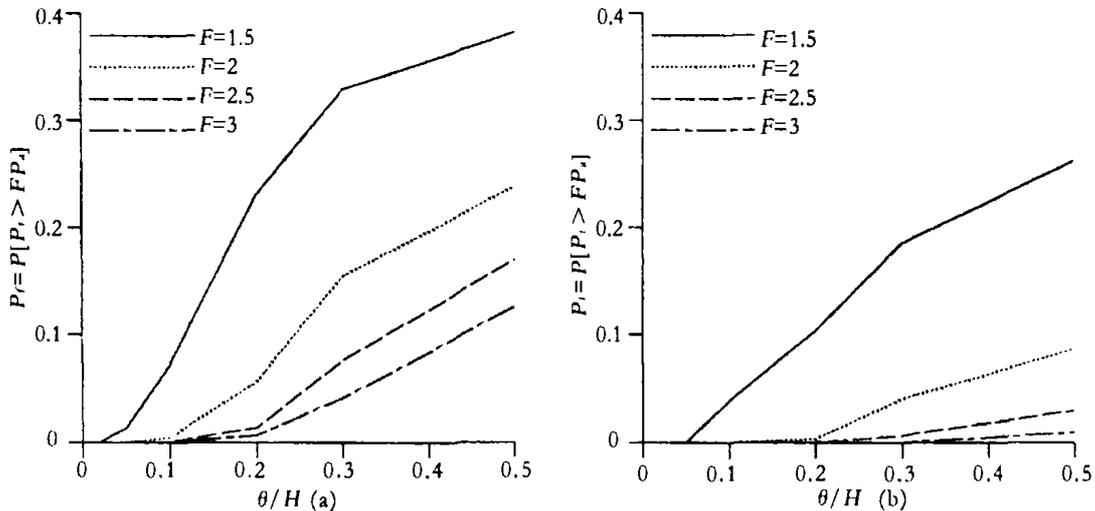


图3 $\theta/H = 1$ 时,预测的破坏概率 \hat{p}_f

(a) ϕ' 和 γ 相互独立($\rho = 0$);(b)两个场关系密切($\rho = 0.8$)

图3(b)给出了摩擦角分布场和重度场紧密相关($\rho = 0.8$)时的破坏概率,其余情况均与图3(a)中相同。引进两个场之间相关后对结果的主要影响是:(a)稍微减少了平均墙体反力;(b)明显减少了墙体的反力差异(输入数据之间的相关性可以减小输出结果的差异)。这两个影响会导致破坏概率的降低,而这又会导致与之对应的安全系数降低。举例来说,场之间紧密相关时, $V \geq 0.3$,破坏概率5%所需的安全系数仅为 $F \geq 2$ 。

图4给出了 θ/H 在20%变异系数时两种情况下的破坏概率 \hat{p}_f :(a)摩擦角场和重度场之间相互独立;(b)两个场之间紧密相关。注意,在图4(b)场之间相关联情况下,当变异系数为20%时,对所有安全系数 $F \geq 2$,破坏概率可以忽略。

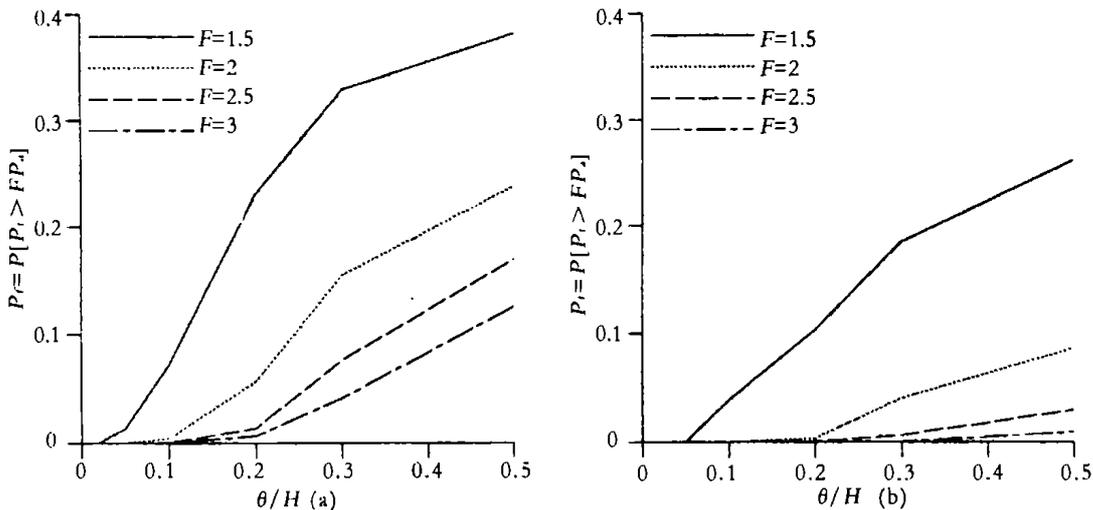


图4 $\sigma/\mu = 0.2$ 时预测的破坏概率 \hat{p}_f

(a) φ' 和 γ 相互独立 ($\rho = 0$); (b) 两个场紧密关联 ($\rho = 0.8$)

从图4可以看出存在一个“最不利情形”的相关长度,此时破坏概率达到最大值。所有考虑的土体变异系数都有类似的最不利情形。这个最不利情形对应的的相关长度与挡土墙深度同一个数量级($\theta = 0.5H$ 至 $\theta = H$)。此观测结果的重要性在于,当缺乏详细资料时,这个最不利情形对应的的相关深度可以保守地用于挡土墙的可靠度分析。由于在实际应用中,这个相关长度很难估计,需要大量的数据,因此不需要估计相关长度的方法会更可取。

结论

本文在模拟研究的基础上,可以得出如下结论:

(a) 空间变异性的土体性状比朗肯和库仑所建议的简单模型要复杂。传统方法通过选用合适的安全系数弥补由此带来的误差。

(b) 当 K_0 由 Jaky 公式计算(因此而空间变化),主动破坏模式表明破坏面由摩擦角较大的区域控制。当 K_0 为空间常数时,破坏面更趋向于穿过摩擦角较小的区域。

(c) 假定摩擦角场和重度场相互独立比较保守,由此会导致较高的破坏概率。

(d) 当摩擦角场和重度场相互独立,并且在离墙中等距离处某点取样时,破坏概率会相当高,如果可靠度为95%,所需安全系数大约为2.0~3.0,除非土体的变异系数小于20%。

因此对于较大的变异系数,所需的安全系数比其它建议值,比如说,加拿大基础工程手册(CFEM)建议值大,细致的现场勘查工作就显得很重要了。

(e)假定摩擦角场和重度场之间很强的相关性得到的安全系数与CFEM建议结果更加一致。但是需要进一步研究、确定这种相关性是否(并且在什么情况下)应该用于设计中。

(f)正如在一些经典的土力学问题(比如:差异沉降和承载力)中看到的一样,主动土压力问题中最不利情形的波动范围与挡土墙高度同一数量级。这个结论最重要的启示是波动范围无需估计;在设定可靠度设计中运用最不利情形可以得到保守的结果。这个优点有实际意义,因为一般情况下波动范围很难准确估计,而且费用昂贵,需要钻取大量土样。

总的来说,为了更加深刻地理解墙后土体在主动破坏情况下可能的性状,还需要做更多的研究。尤其是取样密度对可靠性设计的影响,以及如何取样其平均值最能代表土体特性特别值得关注,在基于可靠度设计规范制订前,应在本文研究基础上进行更多研究。

致谢

笔者非常感谢加拿大国家科学和工程研究委员会(资助项目 RGPIN0105445),以及美国国家科学基金会(资助项目 CMS-0408450),他们对本研究的支持。本文中的任何观点,发现,结论和建议都是笔者的意见,与上述组织无关。

译自《Fenton, G. A., Griffiths, D. V. & Williams, M. B. (2005),
Geotechnique 55, No. 1, 55-62》

第24届土工测试学术研讨会征文通知

第24届全国土工测试学术研讨会计划于2005年10月26~28日在北京西郊召开。会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会土工测试专业委员会,中国水利学会岩土工程专业委员会土工测试专门委员会主办,由中国水利水电科学研究院承办。本次研讨会是第四届土工测试专业委员会换届后的首次学术会议,将主要围绕以下专题进行广泛的学术交流和讨论:①室内土工测试技术;②原位土工测试新技术及观测技术;③土工离心模拟试验技术;④土工测试新技术与新设备;⑤环境岩土工程测试技术。并特邀国内知名学者作学术报告,会议期间还将举行土工离心机专门委员会换届选举。

欢迎全国(包括港澳台地区)各界从事土工测试的技术人员、研究生踊跃投稿。请于2005年4月30日前提交论文,2005年5月30日前将返回

论文录用通知,2005年6月30日前提交修改后的论文。论文要求尚未在其它公开出版物上发表,会议将正式出版文集。文稿请注明作者姓名、单位、地址、邮政编码、联系电话和电子信箱,附打印稿两份,并将论文电子版按照要求的打印格式发送至组委会电子信箱 nsgt@iwahr.com。

会议期间将举办各类室内土工测试仪器,原位测试设备,观测仪器,传感器及与土工测试相关的新设备和新技术的展览会,欢迎相关公司单位踊跃参加。

联系人:蔡红、侯瑜京;电话:010-69415522-6220/6202;010-87909760/87909761;传真:010-68438317;电子信箱:nsgt@iwahr.com;组委会地址:北京车公庄西路20号(100044),中国水利水电科学研究院岩土所。

(中国水利水电科学研究院岩土所 供稿)