

目 次

论 文

建筑物刚性桩复合地基沉降计算方法的应用探讨.....党昱敬, 王冰 (3)

CFG 桩在北京地区的应用实践..... 党昱敬, 卢媛 (10)

明德林应力公式在 CFG 桩复合地基沉降计算中的应用..... 李建光, 王笃礼(17)

强夯法处理山区填土地基的试验研究.....陆新, 周培岳, 王兵 (21)

五层整体下沉倾斜危房地基加固顶升纠偏实践.....陈国政, 陈守平, 万增亭, 陈守安(26)

循环荷载作用下结构性土性状研究进展.....熊传祥, 陈兴亮 (35)

柱锤冲扩桩复合地基在深大填土坑处理中的应用..... 郭红梅, 刘润平, 刘志强(41)

拉锚式围护结构在某基坑围护设计中的应用.....徐文贤, 杨文鸣(47)

浅析静压管桩的终压条件.....陈磊 (51)

水泥搅拌桩在软土地基施工中的应用..... 潘志云, 陈小鹃, 袁文忠(55)

绍兴县工程地质特性.....郭彪, 龚晓南, 余跃平 (61)

建筑物刚性桩复合地基沉降计算方法的应用探讨*

党昱敬¹ 王冰²

(1.中冶集团建筑研究总院 北京 100088; 2.长安大学 西安 710064)

[摘要] 本文通过一工程实例对现有常用的三种地基基础设计软件沉降计算结果进行了验证。根据作者近几年的岩土工程设计经验和对相关文献资料统计分析, 总结出刚性桩复合地基沉降计算结果大于实测结果的主要原因, 并提出了采用切合实际的刚性桩复合模量计算方法和考虑地基—基础—上部结构的相互作用, 使沉降计算结果趋于接近实测结果的设计理念, 并通过作者参与设计的一 CFG 桩复合地基工程实例, 检验了作者提出的设计理念在实际应用中的可靠性, 得出的初步结论可供设计参考。

[关键词] 刚性桩复合地基; 刚性桩复合模量; 地基—基础—上部结构相互作用

引言

随着城市建设的迅速发展, 高层建筑层出不穷, 其基础形式通常采用整体性好、刚度大的筏板基础。在筏板地基基础设计中, 接近实际沉降分析计算结果的的目的不仅是验算地基平均沉降和沉降差是否超过容许值, 更为重要的是复合地基设计和筏板基础内力分析计算的主要参数。

由于在复合地基可靠度方面的研究还不够深入, 且考虑土的非均质、非各向同性、离散性和复杂性, 因此, 要找出一个完全符合实际的数学模型和理论公式计算建筑物基础的沉降是很困难的。可喜的是近年来, 由于地基应力—应变模型、计算参数测定方法及计算方法的研究发展很快, 实际沉降数据积累也越来越多。

我国工程界广大科技人员利用先进的电子计算机技术, 根据文献^{[1]~[3]}分层总和法原理所编制建筑物基础的沉降计算程序^[5, 6, 7], 不但能够计算出不规则整体大面积基础的沉降值, 而且在沉降计算中还能考虑基础荷载和地基土层的不均匀性; 根据有限元方法和理论模型编制建筑物基础的沉降计算程序^[5], 能反映地基—基础—上部结构的相互作用的主要特性, 与分层总和法^{[1]~[3]}相比是一种更有效的沉降计算方法, 已日益得到工程技术人员的高度重视和采纳。为了探讨上述两种沉降计算方法可靠性, 作者在本文中首先利用一工程实例, 以验证文献^{[5]~[6]~[7]}根据分层总和法原理编制的计算机程序计算结果的规律性和正确性; 采用文献^{[5]~[6]}

* 收稿日期: 2007年8月

^[7]根据分层总和法原理编制的计算机程序对积累的沉降数据资料进行计算结果与实测对比,并初步统计分析出理论计算值和实测值的差异范围。结合近几年的岩土工程设计经验和对相关文献资料统计分析,总结出文献^{[5]、[6]、[7]}程序所计算的刚性桩复合地基沉降计算结果大于实测结果的主要原因,并提出了采用切合实际的刚性桩复合模量计算方法和考虑地基—基础—上部结构的相互作用,使沉降计算结果趋于接近实测结果设计理念。同时通过作者参与设计的一 CFG 桩复合地基工程实例,检验了作者提出的设计理念在实际应用中的可靠性,为今后一般第四纪土刚性桩复合地基设计计算提供参考。

文献^{[5]、[6]、[7]}根据分层总和法原理编制的计算机程序基础沉降计算结果分析

如图 1,为一栋 11 层钢筋混凝土框剪结构办公楼钢筋混凝土筏板基础剖面,无地下室,室内外高差 0.3m,基础埋深 $d=3.8\text{m}$;基础断面为 $32\times 32\text{m}$ 。

根据高层建筑结构空间有限元分析与计算软件——SATWE 计算结果,正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合基底平均压力 $P_q=228\text{kN/m}^2$,基底附加压力 $P_0=228-3.8\times 18=159.6\text{kN/m}^2$ 。为了验证文献^{[5]、[6]、[7]}根据分层总和法原理编制的计算机程序地基基础设计软件沉降计算结果的准确性,首先采用手算法计算出基础形心和四角的沉降,囿于篇幅计算过程从略,详细计算结果见表 1。

手算法地基变形计算结果

表 1

方法	地基变形计算深度		地基变形计算值	
	深度 (m)		计算基础中心 (mm)	基础四角 (mm)
应力比法 ($\frac{\sigma_z}{\sigma_{cz}} = 0.2$)	27.6 (中心)	13.0 (四角)	156.1	27.3
应力比法 ($\frac{\sigma_z}{\sigma_{cz}} = 0.1$)	37.5 (中心)	26.3 (四角)	168.9	45.1
变形比法 ($\Delta s'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta s'_i$)	22 (中心)	27 (四角)	144.8	45.6
计算深度公式 ($z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b)$)	35.6 (中心)	—	165.9	—

表 1 中首先采用几种不同地基变形计算深度方法计算出压缩层深度,然后根据分层总和

法计算出基础中心和四角压缩层深度范围内的沉降值。为了探讨分析文献^[5, 6, 7]根据分层总和法原理编制的计算机程序沉降计算结果的准确性, 本文仍根据上述特例所提供的计算参数, 其结算结果分别见图2、图3和图4:

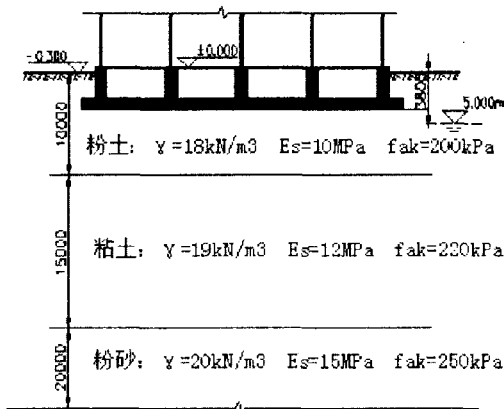


图1 沉降计算地基土层示意图

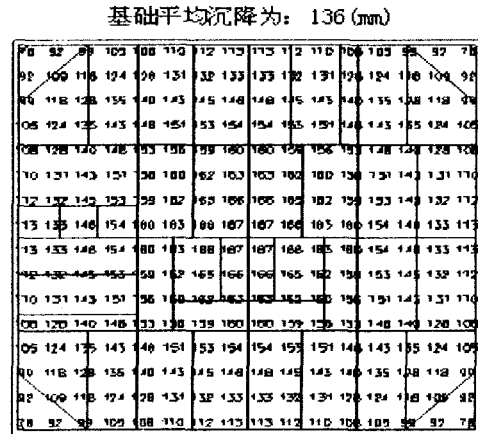


图2 文献[5]基础沉降 (mm) 数值图

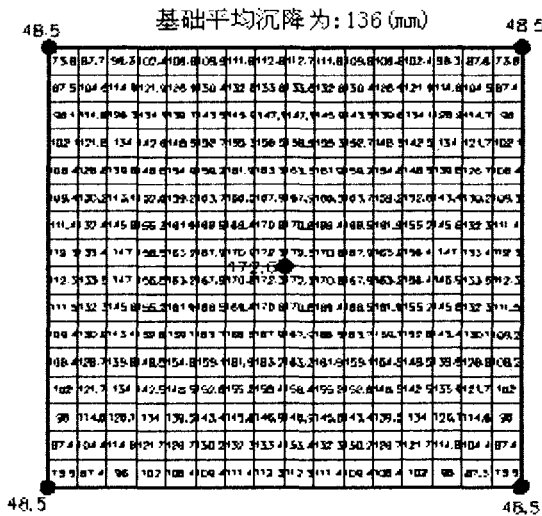


图3 文献[6]沉降计算结果图 (单位:mm)

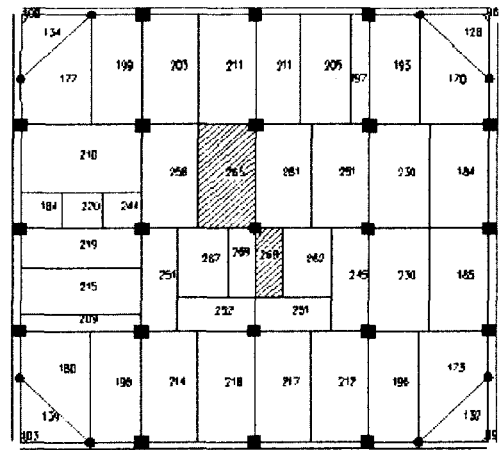


图4 文献[7]各板块中点沉降计算结果图 (单位:mm)

文献^[7]基础沉降计算结果没有引入沉降计算经验系数 ψ_s , 由文献^[7]沉降计算书可知: 筏板基础 48 个板块压缩层深度和沉降量分别在 17~22m 和 96~269mm 之间, 压缩层深度和沉降量平均值分别为 19.75m 和 202.77mm。为了与图2和图3进行对比分析, 对图4的计算结果引入沉降计算经验系数 ψ_s 进行修正。筏板基础平均沉降修正值为: 125mm; 图4中上下阴影部分沉降修正值分别为: 163mm 和 165mm。

由表1和图2~4不难看出, 根据文献^[1, 2, 3]计算原理所编制的三种沉降基础沉降计算程序^{[5], [6], [7]}筏板基础沉降计算值和分布规律与手工计算一致。

文献^{[5]、[6]、[7]}根据分层总和法原理编制的计算机程序基础沉降计算结果与工程实测结果比较分析

通过近几年的岩土工程设计经验和所积累的沉降观测数据资料,统计分析得出文献^{[5]、[6]、[7]}根据分层总和法原理编制的计算机程序计算出的采用CFG桩复合地基的建筑物沉降比实测大1.57~3.1倍,平均大2.27倍。作者认为产生如此大误差的主要原因有以下两点:

①桩土体系复合模量的取值。刚性桩复合地基的承载力与变形是相关的,在设计时无法按照实际情况来计算模量增大倍数 ζ 值^[10],只能采用承载力估算值来代替复合地基的实际承载力计算 ζ 值,也就是说复合地基加固区桩土体系复合模量比文献^[10]提出的计算值大。作者认为这种计算桩土体系复合模量在理论上还需改进,目前加固区土层桩土体系复合模量的计算除文献^[10]推荐的方法外,主要还有:复合模量法、应力修正法和桩身压缩模量法,作者认为以上三种方法相比较而言对工程技术人员使用复合模量法比较方便,其计算公式如下:

$$E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s \quad (1)$$

式中 E_{sp} —加固区土层桩土体系复合模量;

m —面积置换率;

E_s —桩间土压缩模量,取天然地基压缩模量;

E_p —桩体压缩模量。

在式(1)中面积置换率 m 和桩间土压缩模量 E_s 在复合地基目标承载力给出后,根据地质报告提供的物理力学参数和相关公式很容易求得。桩体压缩模量 E_p 的数值,根据近几年的设计实践所积累的刚性桩复合地基荷载试验资料和刚性桩复合地基模型试验^[11]统计分析,建议取 $(20\sim 25)f_{cu}$, f_{cu} 为桩体混合料试块(边长150mm立方体)标准养护28d立方体抗压强度平均值,对桩较短或桩身强度较低者取低值,反之取高值。

②文献^{[5]、[6]、[7]}根据分层总和法原理编制的计算机程序计算沉降时,基本假定是上部荷载可以自由无阻地通过加荷面而直接传到地基上,而地基沉降也完全由加荷条件与地基本身的应力—应变性质和地基沉降相互影响的模型假定所决定,不受基础和上部结构的影响和干扰,即文献^{[5]、[6]、[7]}根据文献^{[1]、[2]、[3]}计算原理所编制的计算沉降程序没有考虑地基—基础—上部结构的相互作用。影响地基—基础—上部结构相互作用的重要因素是基础和上部结构的刚度,也就是基础和上部结构抵抗相对挠曲或剪切位移的能力。又由于上部结构刚度对筏基内力和变形有很大影响,而上部结构对筏基的不均匀沉降又很敏感,因此在地基基础设计计算中,把上部机构、基础和地基三者结合一体进行整体分析的思想,已日益得到工程技术人员的高度重视和采纳,这种分析方法能考虑上部机构与地基基础之间的相互影响,比较真实地反映建(构)筑物与基础的实际受力状态。广大工程技术人员基于地基—基础—上部结构相互作用的“概念设计”,对于高层建筑与地基基础共同作用的整体分析编制了相应的计算基础的沉

降、反力、内力、配筋等计算程序^[5, 7, 8]。采用文献^[7, 8]通过北京和上海地区工程实例采用两种沉降计算方法得出的结果可以看出:不考虑共同作用计算的沉降值是考虑共同作用所计算的沉降值的1.6和1.9倍左右。

基础沉降观测资料分析

文献^[5]是我国设计工程师较普遍使用的结构分析计算软件,为了进一步验证作者提出的产生误差的两个主要原因,采用文献^[5]地基—基础—上部结构的相互作用有限元计算程序选取作者参与设计的摩托罗拉北京新园区A座工程进行计算与实测对比分析。

摩托罗拉北京新园区A座工程拟建场地位于北京市朝阳区朝科开发区。拟建建筑物为地上16层,局部17层,一层地下室,筏板基础。基础荷载由信息产业电子第十一设计研究院有限公司根据高层建筑结构空间有限元分析与计算软件—SATWE计算提供。土层物理力学参数由北京航天勘察设计研究院提供,详见摩托罗拉北京新园区项目《岩土工程勘察报告》(详勘)(040X-27),2004年10月8日。

为了选择合适的基础形式和地基处理方案,首先对天然地基承载力和沉降进行计算和验算。根据建筑竖向设计,基础埋置深度 d 为6.5m,地基持力层落在第③层粉质粘土-粘质粉土上,该层土承载力特征值 $f_{ak}=180\text{kPa}$,根据文献^[1]有关规定计算得出 $f_a=256\text{kPa}$ 。

1. 天然地基承载力和沉降计算

筏板基础属于整体基础,验算整体承载力满足要求即可,即: $P_k \leq f_a$, $P_{\max} \leq 1.2f_a$;由于有重心校核的要求,能满足 $P_{\min} > 0$ 要求。

根据文献^[5]分析计算结果得:

$$P_k = 296\text{kPa} > f_a = 256\text{kPa};$$

$$P_{k\max} = 413\text{kPa} > 1.2f_a = 307\text{kPa}。$$

天然地基的沉降计算结果见图5:

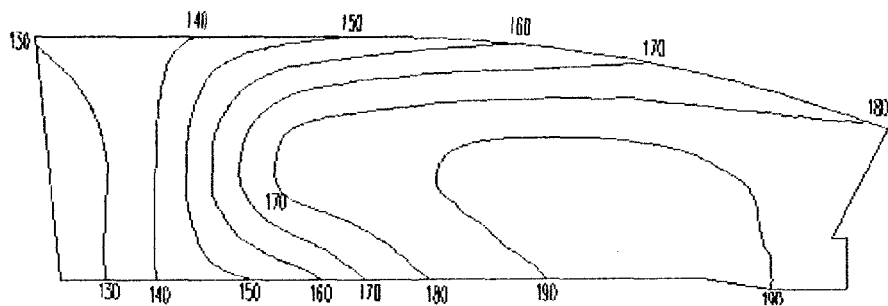


图5 天然地基板沉降图(mm)

2. 地基基础设计

众所周知,地基基础设计的基本原则是在满足对基础结构的强度、刚度和耐久性要求的同时,必须保证地基土在上部结构荷载作用下不发生强度破坏、失稳和地基变形所导致的建

(构) 筑物沉降量不超过此类建(构) 筑物的变形许可值。通过以上天然地基承载力和沉降计算两个主要方面分析, 显然天然地基不能满足要求。摩托罗拉北京新园区A座南侧和西侧建有比较低矮的裙房, 上部结构设计将所有地下室连成整体, 为了有利于抗震、防水、机电管线设置、施工和节省造价, 地下室不设置永久性沉降缝, 又由于南侧和西侧比较低矮的裙房基础属补偿式基础, 其基底附加压力接近零, 因此, 上部结构设计要求摩托罗拉北京新园区A座工程基础最终沉降不大于50mm。

当天然地基不能满足建(构) 筑物对地基要求时, 需要进行人工处理, 形成复合地基或桩基础。究竟是采用复合地基还是桩基础? 虽然文献^[1-10, 12]明确表述了桩基础和复合地基的设计思路和方法, 但不同设计人员往往在桩基础和复合地基方案选择上存在很大分歧, 根据几年来的工程实践认为如果方案选择不当, 不但造成经济损失, 而且也给施工带来难度。正如作者在文献^[13]中所倡导的: “结构工程师和土木工程师(岩土) 共同参与地基与基础设计方案的制定, 充分利用各种技术资源, 优化设计方案, 从而获得更好的经济效益”。摩托罗拉北京新园区A座地基方案的选择和设计正是对作者这一主导思想的又一次验证。该工程起初采用灌注桩方案, 由于施工难度大试桩承载力没有满足设计要求, 甲方委托我们进行地基处理方案设计, 地基处理方案设计的核心问题在于上部结构对地基的沉降要求, 即摩托罗拉北京新园区A座工程基础

最终沉降不大于50mm。鉴于在该地区实践经验, 选用CFG桩(刚性桩) 复合地基方案, 限于篇幅设计过程不再赘述。在满足复合地基承载力的同时, 分别选用文献^[10]和作者建议的复合模量计算方法采用文献^[5]中考虑地基—基础—上部结构的相互作用的有限元计算软件对CFG桩(刚性桩) 复合地基进行了验算, 沉降计算结果分别见图6和图7:

该工程在施工其间及使用阶段进行了基础沉降观测。其观测点的平面布置和到结构封顶时沉降观测结果见图8:

根据对以往北京地区刚性桩复合地基沉降观测资料分析, 结构封顶时的沉降值占趋于稳

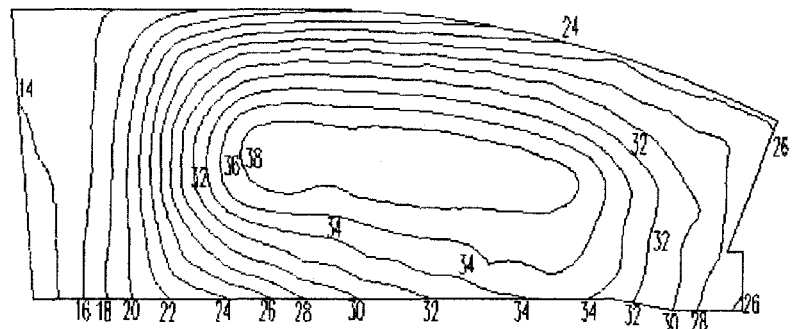


图6 复合地基板沉降图 (mm)

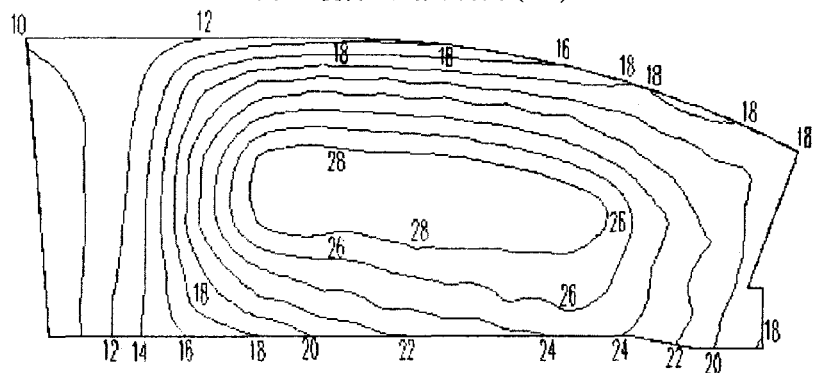


图7 复合地基板沉降图 (mm)

定沉降值的60~80%，因此通过图6和图7与图8对比可知，选用作者建议的复合模量计算方法采用文献^[5]中考虑地基—基础—上部结构的相互作用的有限元计算软件所计算的CFG桩（刚性桩）复合地基沉降计算值与沉降观测值吻合较好。

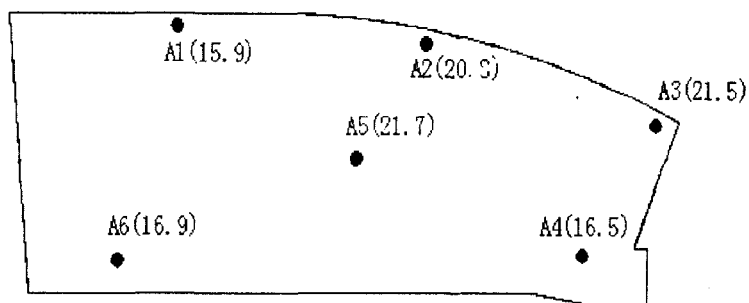


图8 沉降观测点平面布置和沉降观测结果图(mm)

结语

由于工程实践的需要，复合地基承载力和沉降计算水平，特别是复合地基沉降计算水平的提高显得尤为重要。摩托罗拉北京新园区A座工程在灌注桩方案失败后，作者在复合地基方案论证时，利用式（1）完善后的复合模量法计算方法，采用文献^[5]中考虑地基—基础—上部结构的相互作用的有限元计算软件进行沉降计算分析，工程实践证明沉降计算值与沉降观测值基本吻合。复合地基方案不但缩短了工期，而且还为业主节省了1/3工程投资。

复合地基技术可以提高地基承载力，减少地基沉降。通过几年来的工程实践，设计工程师在刚性桩复合地基设计中，建议在承载力和沉降计算时分别采用文献^[10]和本文所提出的方法。在进行刚性桩复合地基沉降计算时，合理的选用计算参数和计算方法是至关重要的，作者在本文中所阐述观点和方法还有待于与土木工程界同仁共同商榷，以促进刚性桩复合地基沉降计算理论进一步完善。

参考文献

- [1] 建筑地基基础设计规范 (GB50007-2002) [S].北京:中国建筑工业出版社.2002.
- [2] 高层建筑箱形与筏形基础技术规范 [JGJ6-99] [S].北京:中国建筑工业出版社.1999.
- [3] 高层建筑岩土工程勘察规程 (JGJ72-2004、J366-2004) [S].北京:中国建筑工业出版社.2004.
- [4] 特种结构地基基础工程手册[M].北京:中国建筑工业出版社.2000.
- [5] JCCAD 用户手册及技术条件.中国建筑科学研究院 PKPM CAD 工程部.PKPM2005.
- [6] 同济启明星桩基础通用设计计算软件 Pile2005 用户手册.上海同济启明星科技发展有限公司.
- [7] 地基基础计算机辅助设计系统 FCAD 使用说明.北京理正软件设计研究院.
- [8] 软土.地基与地下工程 (第二版) [M].北京:中国建筑工业出版社.2005.
- [9] 池跃君等.刚性桩复合地基沉降计算方法的探讨及应用[J].土木工程学报, 2003 (11).
- [10] 建筑地基处理技术规范 [JGJ79-2002、J220-2002] [S].北京:中国建筑工业出版社.2002.
- [11] 池跃君等.刚性桩复合地基应力场分布的试验研究[J].岩土力学, 2003 (3).
- [12] 建筑桩基技术规范 (JGJ94-94) [S].北京:中国建筑工业出版社.1995.
- [13] 党昱敬.消除液化土沉降措施灌注桩法与振冲碎石桩法设计应用探讨[J].建筑科学,2006 (2).

CFG桩在北京地区的应用实践*

党昱敬

卢媛

(中冶集团建筑研究总院 北京 100088)

(国贸工程设计院 北京 100044)

[摘要] 通过近年来在北京地区的CFG桩复合地基设计工程实践和对已有工程荷载试验资料 and 实际沉降数据进行总结分析,对《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002、J220-2002)复合地基承载力估算公式中的参数提出改进意见;在沉降计算中提出基础平均沉降量作为其变形控制的主要特征值,并给出了两种常用计算软件在沉降计算中的误差范围。

[关键词] CFG桩;基础平均沉降量;复合地基承载力;折减系数 β

引言

CFG桩是目前北京地区高层建筑复合地基采用的主要桩型,CFG桩属刚性桩范畴,其所形成复合地基在提高地基承载力和减少地基沉降方面效果更为显著,正确估算刚性桩复合地基承载力和使沉降计算结果趋于接近实测结果是设计者最为关心的事情,因此合理设计CFG桩复合地基尤显重要。目前,确定CFG桩复合地基承载力是采用文献^[10]推荐的公式进行估算,CFG桩处理后复合地基变形采用分层总和法进行计算。作者通过近年来在北京地区的设计工程实践和对已有工程荷载试验资料 and 实际沉降数据进行总结分析,发现文献^[10]建议复合地基承载力估算公式中桩间土承载力折减系数 β 偏于保守;沉降计算应以基础平均沉降为控制指标。作者认为在进行刚性桩复合地基设计计算时,合理的选用计算参数和计算方法是至关重要的,要使现有设计计算理论^[10]更接近工程实际,有必要对设计参数进行进一步修正。地基—基础—上部结构设计是一个完整的设计体系,随着计算机技术的飞速发展,使土木工程师(岩土)在刚性桩复合地基设计计算方面更加合理和细化,而且由于与上部结构紧密关连也把结构工程师和土木工程师(岩土)的工作紧密地联系在一起。只有结构工程师和土木工程师(岩土)共同参与,土木工程师(岩土)才能准确、全面地了解设计控制指标,正如作者在文献^[13]中倡导的:“结构工程师和土木工程师(岩土)共同参与地基与基础设计方案的制定,可充分利用各种技术资源,优化设计方案,从而获得更好的技术和经济效益”。通过

* 收稿日期: 2007年8月

作者在北京地区参与设计的一 CFG 桩复合地基工程实例,检验了作者提出的设计理念在实际应用中的可靠性,为今后北京地区一般第四纪土刚性桩复合地基设计计算提供参考。作者在本文中所阐述观点和方法还有待于与土木工程界同仁共同商榷,以促进刚性桩复合地基设计计算理论进一步完善。

刚性桩复合地基设计计算理论的探讨

文献^[10]明确表述了刚性桩复合地基的设计思路和方法,限于篇幅其设计计算公式不再赘述,现就设计计算公式中基本参数的取值作以分析探讨。在刚性桩复合地基承载力估算公式中置换率 m 、桩间土承载力特征值 f_{sk} 、桩周土侧阻力特征值 q_s 及桩端端阻力特征值 q_p 在桩径和桩的布置形式确定后,根据地质报告提供的物理力学参数和相关公式,其复合地基承载力很容易求得。范伟霞等^[15]根据 CFG 桩的加固机理和破坏特点,通过研究 CFG 桩这类刚性桩复合地基桩间土承载力折减系数 β 的各影响因素,并通过工程实例反演 β 值,认为文献^[10]中 β 值取 0.75~0.95 过于保守,不够经济,建议在北方地区按表 1 取值:

北京地区刚性桩复合地基桩间土承载力折减系数 β 建议值

表 1

施工工艺	振动沉管成桩	长螺旋钻孔、灌注成桩	长螺旋钻机成孔、泵送成桩	取土成孔后夯实成桩
β 取值	0.90~1.05	0.85~0.95	0.90~0.95	1.00~1.05

作者通过几年来在北京地区的设计工程实践和对已有工程荷载试验资料总结分析,认为采用表 1 推荐的 β 取值估算的刚性桩复合地基承载力特征值与现场复合地基荷载试验结果吻合较好。

在刚性桩复合地基沉降计算中,广大工程技术人员首推的方法是文献^[1~3]推荐的分层总合法,文献^[10]也不例外。随着先进的电子计算机技术的广泛应用,根据文献^[11~13]分层总合法原理所编制建筑物基础的沉降计算程序^[5, 6, 7],不但能够计算出不规则整体大面积基础的沉降值,而且在沉降计算中还能考虑基础荷载和地基土层的不均匀性,与手算法相比更加细化和精确。通过近几年的岩土工程设计经验和所积累的沉降观测数据资料,统计分析得出文献^[5]^[6]^[7]根据分层总合法原理编制的计算机程序计算出的采用 CFG 桩复合地基的建筑物沉降比实测大 1.57~3.1 倍,平均大 2.27 倍。作者认为产生如此大误差除文献^[5]^[6]^[7]根据文献^[1, 2, 3]计算原理所编制的计算沉降程序除没有考虑地基—基础—上部结构的相互作用外;主要原因还有刚性桩复合地基的承载力与变形是相关的,在刚性桩复合地基沉降计算中,桩土体系复合模量的取值虽然可以按照上述切合实际计算参数所计算的复合地基承载力来计算模量增大倍数 ζ 值^[10],但作者认为仅用地基持力层承载力增大倍数 ζ 值来计算整个加固区各土层的模量增大倍数在理论上还需改进;再就是北京地区所建高层建筑整体刚度很好,通过所积累的沉降观测资料发现筏板基础范围内各沉降观测点的沉降大小基本均匀,因此应取基础底面范围内若干沉降计算点的平均沉降量作为其变形的主要特征值,即应用分层总合法在计算刚性桩复合地基沉降时,计算其基础平均沉降量。

复合地基承载力荷载试验和基础沉降观测资料分析

慧谷时空3#住宅楼拟建场地位于北京市朝阳区望京新城中环路,拟建建筑为24层剪力墙结构建筑物,设二层地下室,筏板基础基础底设计标高为-7.7300m(相对绝对标高30.500m),地基加固设计采用水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)工法进行地基加固,地基加固处理后复合地基承载力特征值不低于420kPa,最大沉降不大于60mm。

土层物理力学参数由北京市勘察设计研究院提供,详见慧谷时空3#住宅楼《岩土工程勘察报告》(2001技1022)。与刚性桩复合地基设计相关的岩土主要物理力学参数见表2:

场地土层主要物理力学参数

表2

土层编号	土层名称	土层厚度(m)	天然重度(kN/m ³)	E _s (MPa)	桩侧极限摩阻力标准值(kPa)	桩端端阻力标准值(kPa)	承载力特征值(kPa)	文献 ^[10] 法计算的复合模量(MPa)	状态参数	状态参数含义
③ ₁	砂质粉土-粘质粉土	1.08	20.3	20.9	32.5		200	43.9	0.22	液性指数
③	粉质粘土-粘质粉土	1.2	20.1	7.3	25		150	15.3	0.53	液性指数
③ ₁	砂质粉土-粘质粉土	0.6	20.3	20.9	32.5		200	43.9	0.22	液性指数
③	粉质粘土-粘质粉土	1.4	20.1	7.3	25		150	15.3	0.53	液性指数
③ ₁	砂质粉土-粘质粉土	0.5	20.3	20.9	32.5		200	43.9	0.22	液性指数
④	粘质粉土-砂质粉土	1.3	20.1	30	35		220	63	0.18	液性指数
④ ₁	粉砂	1.6	21	26	25		200	54.6	24	标贯击数
⑤	粘质粉土-砂质粉土	2.1	20.5	22.8	37.5		250	47.9	0.08	液性指数
⑤ ₁	粘土-重粉质粘土	1.7	19.3	12.5	30		180	26.3	0.35	液性指数
⑤	粘质粉土-砂质粉土	1.1	20.5	22.8	37.5		250	47.9	0.08	液性指数
⑥ ₁	粘土-重粉质粘土	0.9	19.1	9.9	30		180	20.8	0.46	液性指数
⑥	粉质粘土-粘质粉土	0.52	20.4	17.7	35	350	230	37.2	0.20	液性指数
⑥	粉质粘土-粘质粉土	1.38	20.4	17.7			230		0.20	液性指数
⑥ ₁	粘土-重粉质粘土	1.1	19.1	9.9			180		0.46	液性指数
⑥	粉质粘土-粘质粉土	1.6	20.4	17.7			230		0.20	液性指数
⑦ ₂	粉质粘土	2.4	19.8	21.6			220		0.20	液性指数
⑦	粘质粉土-砂质粉土	0.9	21.2	48.5			280		-0.06	液性指数
⑧ ₁	细砂-粉砂	4	21	45			350		55	标贯击数
⑧	卵石-圆砾	2.9	21.5	120			600		>20	重型(II)
⑨ ₁	粘质粉土-砂质粉土	0.4	19.8	48.5			280		-0.06	液性指数
⑨	重粉质粘土-粘土	4.2	19.2	17.9			180		0.51	液性指数

文献^[7]基础沉降计算结果没有引入沉降计算经验系数 ψ_s ，对于不是单一土层的复合地基无法采用人工干预求得沉降计算经验系数 ψ_s ，因此作者只采用文献^[5、6]对上述工程实例进行分析计算探讨。高层建筑结构空间有限元分析与计算软件——SATWE 和文献^[5]是我国设计工程师较普遍使用的结构分析计算软件，土木工程师（岩土）根据结构工程师采用 SATWE 结构分析计算软件计算的基础荷载数据文件，通过文献^[5]很容易地计算出正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合基底平均压力、正常使用极限状态下荷载效应的标准组合基底平均压力和多种沉降计算方法所计算的沉降结果。限于篇幅，本文仅讨论文献^[5、6]根据分层总和法原理编制的计算机程序所计算结果与建筑物实际沉降结果进行对比分析。

根据文献^[5]的计算结果，正常使用极限状态下荷载效应的标准组合基底平均压力为 420kPa；天然地基状态下建筑物沉降计算结果见图 1。

采用文献^[6]所计算的天然地基状态下建筑物沉降结果见图 2。

由图 1、图 2 和根据文献^[5]计算的正常使用极限状态下荷载效应的标准组合基底平均压力可知，天然地基无论是地基强度还是沉降量都无法满足上部结构设计要求。

水泥粉煤灰碎石桩 (CFG 桩) 复合地基承载力特征值根据文献^[10]的相关计算公式和表 1、表 2 提供的计算参数求得，其 CFG 桩满足地基加固处理后复合地基承载力特征值不低于 420kPa（正常使用极限状态下荷载效应的标准组合基底平均压力为 420kPa）的设计桩长和面积置换率分别为 $l=14m$ 和 $m=0.06$ ，具体设计计算过程不再赘述。通过荷载试验确定的复合地基承载力特征值与采用本文建议的计算参数所估算的复合地基承载力特征值基本一致。

根据表 2 复合模量等参数分别采用文献^[5、6]所计算的复合地基状态下建筑物沉降结果见图 3 和图 4。

基础平均沉降为: 104 (mm)

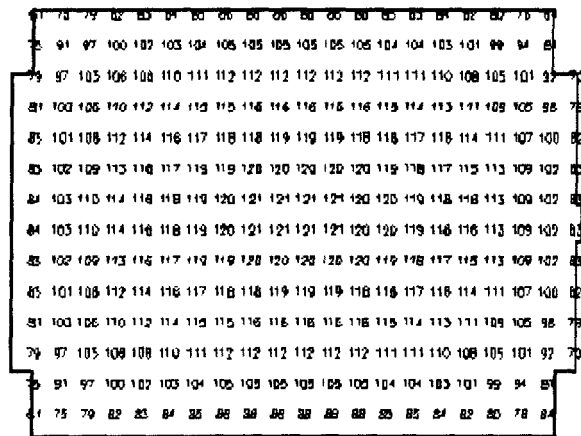


图 1 文献[5]沉降计算结果数字图(单位:mm)

基础平均沉降为: 102 (mm)

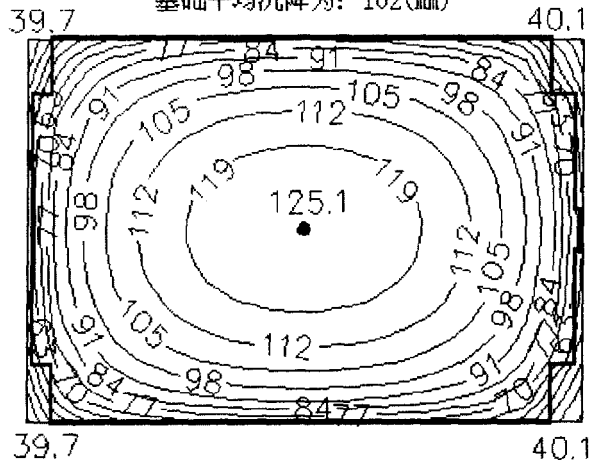


图 2 文献[6]沉降计算结果等值线图(单位:mm)

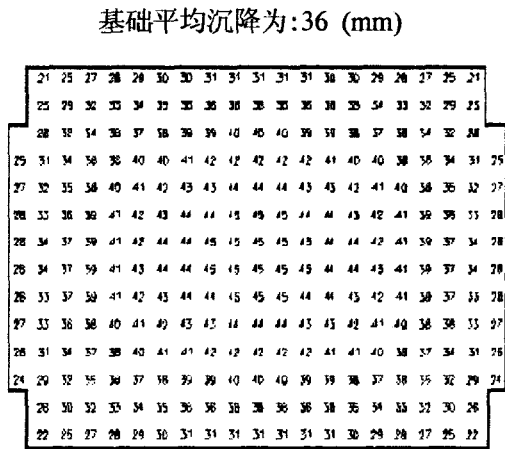


图3 文献[5]沉降计算结果数字图(单位:mm)

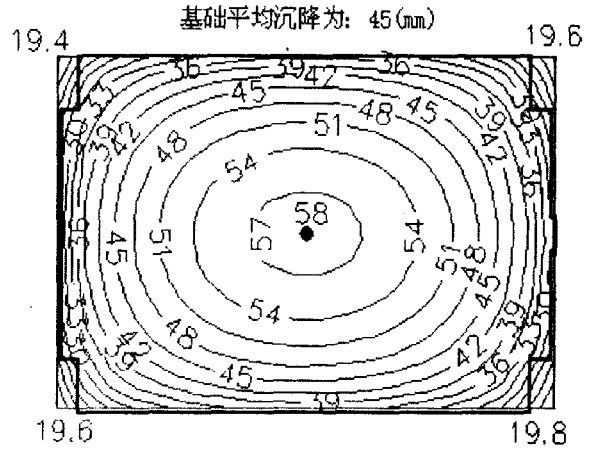


图4 文献[6]沉降计算结果数字图(单位:mm)

由图1和图2可知文献^[5]和文献^[6]计算的天然地基基础平均沉降基本一致,而由图3和图4可知文献^[6]比文献^[5]计算的刚性桩复合地基基础平均沉降高25%。在以往的方案论证和设计中采用文献^[5、6]进行沉降验算时也出现类似情况,为了分析探讨出现此类情况的原因,通过一例题予以解释说明。

如图5,为一栋11层钢筋混凝土框剪结构办公楼钢筋混凝土筏板基础剖面,无地下室,室内外高差0.3m,基础埋深 $d=3.8\text{m}$;基础断面为 $32\times 32\text{m}$ 。

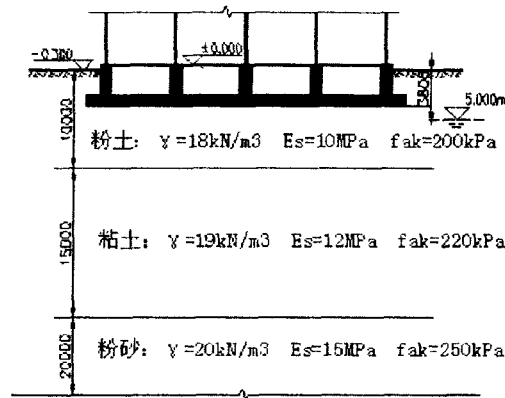


图5 沉降计算地基土层示意图

根据高层建筑结构空间有限元分析与计算软件——SATWE 计算结果,正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合基底平均压力 $P_q=228\text{kN/m}^2$,基底附加压力 $P_0=228-3.8\times 18=159.6\text{kN/m}^2$ 。天然地基分别采用文献^[5]和文献^[6]所计算的建筑物沉降结果见图6和图7。

在图5中采用CFG桩满足地基加固处理后复合地基承载力特征值不低于 400kPa 的设计桩长取 $l=15\text{m}$,则其刚性桩复合地基分别采用文献^[5]和文献^[6]所计算的建筑物沉降结果见图8和图9。

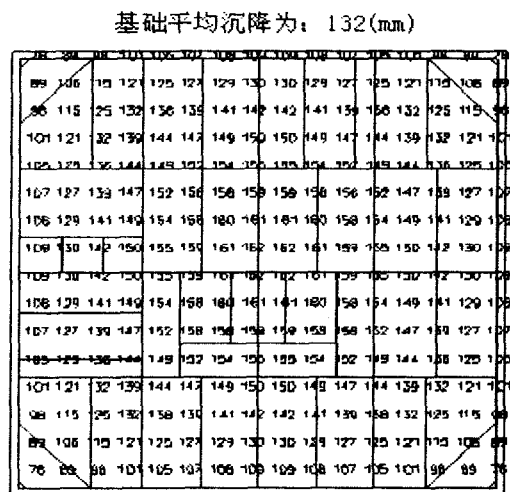


图6 文献[5]基础沉降(mm)数值图

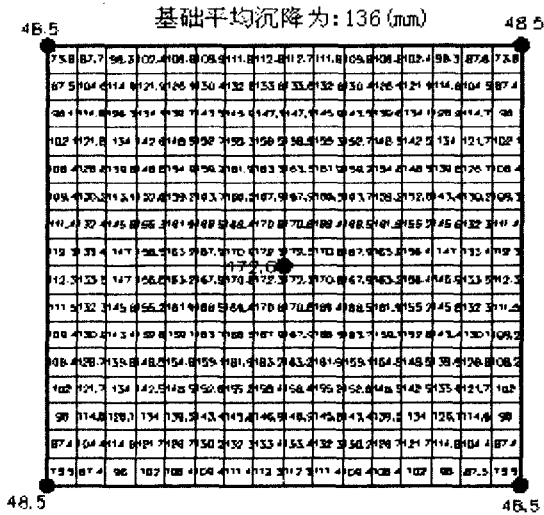


图7 文献[6]沉降计算结果图 (单位:mm)

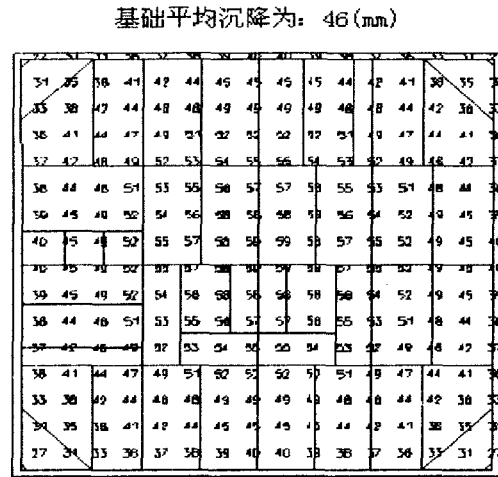


图8 文献[5]基础沉降(mm)数值图

由图6和图7可知文献^[5]和文献^[6]计算的天然地基基础平均沉降基本一致, 而由图8和图9可知文献^[6]比文献^[5]计算的刚性桩复合地基基础平均沉降高15%。通过工程实例和计算例题对比, 文献^[5]和文献^[6]在沉降分析计算中有一定规律性。即在刚性桩复合地基沉降分析计算中, 文献^[6]比文献^[5]计算的基础平均沉降高20%左右, 其主要原因是两者在沉降计算深度确定上采用的方法不同所致。

慧谷时空3#住宅楼在施工到地上19层时开始进行沉降观测, 最终观测基础平均沉降为25.34mm, 其观测点的平面布置和最终沉降观测结果见图10:

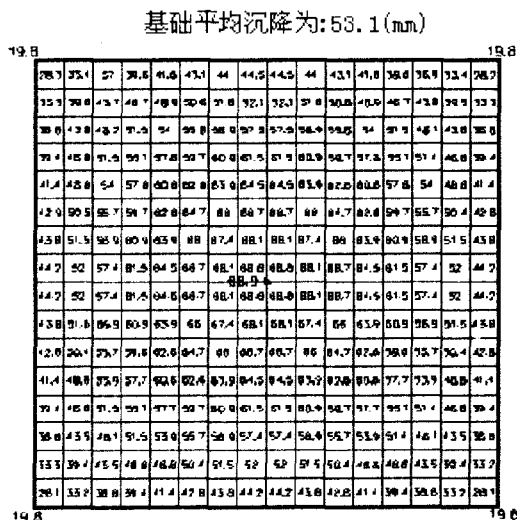


图9 文献[6]沉降计算结果图 (单位:mm)

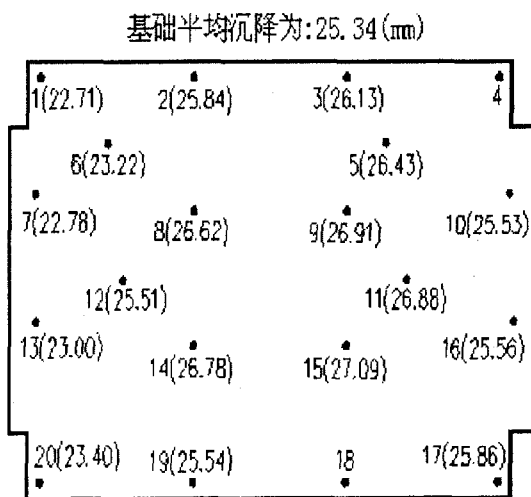


图10 观测点的平面布置和沉降观测结果图(单位:mm)

根据对以往北京地区刚性桩复合地基沉降观测资料分析,考虑建到19层时的沉降,该工程预估最终基础平均沉降为36mm,与采用文献^[5]计算的刚性桩复合地基基础平均沉降接近。

结束语

CFG桩是目前北京地区高层建筑复合地基采用的主要桩型,在以后的设计计算中作者提出如下结论和建议,供广大土木工程技术人员参考:

1.文献^[10]中的刚性桩复合地基承载力估算公式中的 β 值取值按本文推荐的方法与荷载试验结果吻合较好,建议采纳可取得明显的经济效益。

2.在刚性桩复合地基沉降分析计算中,建议采用基础平均沉降概念作为沉降控制标准。文献^[5]计算结果与实测吻合较好,文献^[6]计算结果比实测结果高20%左右。

3.在同一整体大面积基础上建有多栋高层和低层建筑,其沉降和差异沉降计算分析应用分层总和法时,应计算每栋建筑基础的平均沉降量,使其大面积基础的沉降和差异沉降控制在规范允许范围内。

参考文献

- [1] 建筑地基基础设计规范(GB50007-2002)[S].北京:中国建筑工业出版社.2002.
- [2] 高层建筑箱形与筏形基础技术规范(JGJ6-99)[S].北京:中国建筑工业出版社.1999.
- [3] 高层建筑岩土工程勘察规程(JGJ72-2004、J366-2004)[S].北京:中国建筑工业出版社.2004.
- [4] 特种结构地基基础工程手册[M].北京:中国建筑工业出版社.2000.
- [5] JCCAD用户手册及技术条件[R].中国建筑科学研究院PKPM CAD工程部.PKPM2005.
- [6] 同济启明星桩基础通用设计计算软件Pile2005用户手册[R].上海同济启明星科技发展有限公司.
- [7] 地基基础计算机辅助设计系统FCAD使用说明[R].北京理正软件设计研究院.
- [8] 软土.地基与地下工程(第二版)[M].北京:中国建筑工业出版社.2005.
- [9] 池跃君等.刚性桩复合地基沉降计算方法的探讨及应用[J].土木工程学报,2003(11).
- [10] 建筑地基处理技术规范(JGJ79-2002、J220-2002)[S].北京:中国建筑工业出版社.2002.
- [11] 池跃君等.刚性桩复合地基应力场分布的试验研究[J].岩土力学,2003(3).
- [12] 建筑桩基技术规范(JGJ94-94)[S].北京:中国建筑工业出版社.1995.
- [13] 党昱敬.消除液化土沉降措施灌注桩法与振冲碎石桩法设计应用探讨[J].建筑科学,2006(2).
- [14] 党昱敬.CFG桩和沉管挤密碎石桩组合型复合地基的承载力[J].工业建筑,1997(7).
- [15] 范伟霞等.CFG桩复合地基承载力公式 β 参数取值分析[J].工业建筑,2006(3).

明德林应力公式在CFG桩复合地基沉降计算中的应用*

李建光 王笃礼

(中航勘察设计研究院 北京 100098)

[摘要] 通过编制计算程序,将明德林应力公式应用在CFG桩复合地基沉降计算中,取得了较好计算结果。

[关键词] 明德林应力公式; CFG桩复合地基; 沉降计算

引言

CFG桩复合地基沉降计算是一个复杂而又非常重要的课题。《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)给出了CFG桩复合地基沉降计算方法^[1],该方法应用在实际工程中,经常遇到桩间土承载力取值对沉降结果影响较大、沉降计算深度小于桩端深度、在一些地区计算结果明显偏大等情况。

CFG桩复合地基沉降主要包括CFG桩桩间土的压缩(主要表现在桩顶刺入褥垫层变形、桩身压缩变形和桩端刺入地基土变形)和CFG桩桩端以下的压缩变形,其中由于CFG桩本身强度较高,桩身压缩变形量很小。本次基于上述分析,采用明德林应用公式计算CFG桩桩顶荷载引起的桩侧和桩端土体附加应力,将CFG桩桩间土及桩端以下土层的附加应力进行叠加,应用分层总和法计算CFG桩复合地基沉降,概念明确,可以计算建筑物不同部位地基沉降,编制了计算程序,解决了手工计算繁琐的问题。

应用明德林应力公式计算CFG桩复合地基的计算过程及计算程序

1. 主要计算公式

主要采用《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)附录R.0.4中所列计算公式^[2]。

采用明德林应力公式计算地基中的某点的竖向附加应力值时,将各根CFG桩在该点所产生的附加应力,逐根叠加按下式计算。

$$\sigma_{j,i} = \sum_{k=1}^n (\sigma_{zp,k} + \sigma_{zs,k}) \quad (1) \quad \sigma_{zp,k} = \frac{\alpha Q}{l^2} I_{p,k} \quad (2)$$

$$\sigma_{zs,k} = \frac{Q}{l^2} [\beta I_{s1,k} + (1-\alpha-\beta) I_{s2,k}] \quad (3)$$

式中 Q——单桩在竖向荷载准永久组合下的附加荷载;

* 收稿日期: 2007年10月

α ——桩端阻力比;

l ——桩长;

I_p, I_{s1}, I_{s2} ——对明德林应力公式积分推导出的应力影响系数对于桩端的集中力:

$$I_p = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{(1-2\nu)(m-1)}{A^3} - \frac{(1-2\nu)(m-1)}{B^3} + \frac{3(m-1)^3}{A^5} + \frac{3(3-4\nu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} + \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \right\} \quad (4)$$

对于桩侧摩阻力沿桩身均匀分布的情况:

$$I_{s1} = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{2(1-2\nu)}{A} - \frac{2(2-\nu) + 2(1-2\nu)\left(\frac{m^2}{n^2} + \frac{m}{n^2}\right)}{B} + \frac{(1-2\nu)^2\left(\frac{m}{n}\right)^2}{F} - \frac{\frac{n^2}{A^3} - \frac{4m^2 - 4(1-\nu)\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^2}{F^3} - \frac{4m(1+\nu)(m+1)\left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n}\right)^2 - (4m^2 + n^2)}{B^3}}{F^5} + \frac{6m^2(m^4 - n^4)/n^2 - 6m\left[mn^2 - (m+1)^5/n^2 \right]}{B^5} \right\} \quad (5)$$

对于桩侧摩阻力沿桩身线性增长的情况:

$$I_{s2} = \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{2(2-\nu)}{A} - \frac{2(2-\nu)(4m+1) - 2(1-2\nu)(1+m)\frac{m^2}{n^2}}{B} + \frac{2(1-2\nu)\frac{m^3}{n^2} - 8(2-\nu)m}{F} - \frac{mn^2 + (m-1)^3}{A^3} - \frac{4\nu n^2 m + 4m^3 - 15n^2 m - 2(5+2\nu)\left(\frac{m}{n}\right)^2 (m+1)^3 + (m+1)^3}{B^3} - \frac{2(7-2\nu)mn^2 - 6m^3 + 2(5+2\nu)\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^3 - 6mn^2(n^2 - m^2) + 12\left(\frac{m}{n}\right)^2 (m+1)^5}{F^3} + \frac{6mn^2(n^2 - m^2) + 12\left(\frac{m}{n}\right)^2 (m+1)^5}{B^5} + \frac{12\left(\frac{m}{n}\right)^2 m^5 + 6mn^2(n^2 - m^2)}{F^5} + 2(2-\nu) \ln \left(\frac{A+m-1}{F+m} \times \frac{B+m+1}{F+m} \right) \right\} \quad (6)$$

$$A^2 = n^2 + (m - 1)^2 \quad (7)$$

$$B^2 = n^2 + (m + 1)^2 \quad (8) \quad F^2 = n^2 + m^2 \quad (9)$$

$$n = r/l \quad (10) \quad m = z/l \quad (11)$$

式中 ν ——地基土的泊松比;

r ——计算应力点离桩身轴线的水平距离;

z ——计算应力点离桩顶的竖向距离。

$$s = \phi_p \sum_{j=1}^m \left\{ \frac{Q}{l^2} \sum_{i=1}^{n_i} \frac{\Delta h_{j,i}}{E_{s,j,i}} \sum_{k=1}^n [\alpha I_{p,k} + (1-\alpha) I_{s2,k}] + \frac{P_0}{E_{s,j}} (z_j \bar{\alpha}_j - z_{j-1} \bar{\alpha}_{j-1}) \right\} \quad (12)$$

式中 ϕ_p ——CFG桩复合地基沉降计算经验系数;

P_0 ——褥垫层底面处桩间土附加应力;

$\bar{\alpha}_{i-1}, \bar{\alpha}_i$ ——平均附加应力系数。

2. 计算过程

(1) 根据CFG桩的平面布置图,在平面上划分土体计算单元,每一个CFG桩要被包含在一个土体计算单元内,且CFG桩轴心位于土体计算单元的中心。土体计算单元中可以没有CFG桩(即没有布置CFG桩的天然地基部位)。

(2) 对每个土体计算单元进行编号,记录中心点坐标,单元的长和宽,承担的附加荷载,该单元下每层地基土的深度、容重和压缩模量。

(3) 对每根CFG桩进行编号,记录每根桩的桩径,桩长,桩顶荷载,桩端阻力比。

(4) 确定地基土的综合泊松比。

(5) 确定桩侧摩阻力沿桩身分布形式:均匀分布或沿桩身线性增长。

(6) 将以上数据调入“CFG桩复合地基沉降计算程序”,输出每个土体计算单元的沉降值。

(7) 利用土体计算单元的中心坐标和沉降值,绘制CFG桩复合地基沉降计算等值线图。

3. 程序简介

应用公式1~12编制了“CFG桩复合地基沉降计算程序”。程序中,依据北京地区经验,CFG单桩应力影响半径取1.3倍桩长; CFG桩复合地基沉降计算经验系数 ϕ_p 取0.2。

应用实例

1. 工程概况

北京北郊某住宅小区5[#]楼地上6层,地下1层,砖混结构,筏板基础,基础埋深-3.6米。要求地基土承载力标准值193kPa,地基土承担准永久荷载185.5kPa。

拟建场地钻孔揭露深度(35米)内,表层为人工填土层,其下为新近沉积及一般第四纪冲洪积成因的粘性土、粉土、砂类土。现将地层从上至下分别描述如下:

人工填土层:(1)粘质粉土素填土①层:黄褐色,湿、松散~稍密。含砖渣、灰渣。

新近沉积层:(2)粘质粉土及砂质粉土②层:褐黄色,密实,饱和。 $E_s=4.44\text{MPa}$ 。

第四纪沉积层:

- (3) 砂质粉土及粘质粉土③层: 灰色, 密实, 饱和。Es=12.58MPa。
 (4) 重粉质粘土及粉质粘土④层: 褐黄色, 硬塑。Es=5.45MPa。
 (5) 粉砂及细砂⑤层: 褐黄~灰色, 饱和, 密实。Es=20.00MPa。
 (6) 重粉质粘土及粘土⑥层: 褐黄~灰黄色, 可塑。Es=8.08MPa。
 (7) 砂质粉土⑦层: 褐黄色, 密实、饱和。Es=15.60MPa。

CFG桩复合地基设计参数: CFG桩桩径400mm, 桩长11.5m, 总桩数368根, 桩身C15, 布桩间距1.4m×1.5m, 中粗砂褥垫层厚150mm, 面积置换率 $m=0.05$, CFG桩桩端进入粉砂-细砂⑤层1米。CFG桩平面布置图详见图1。

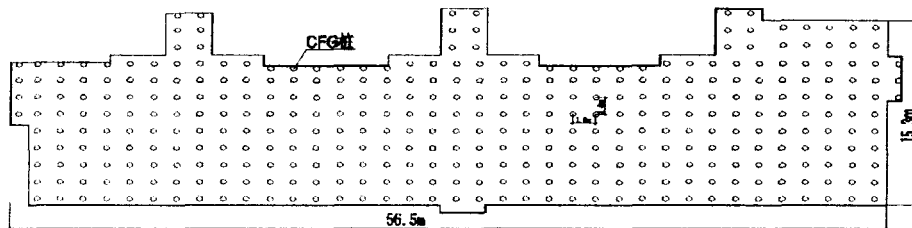


图1 北京北郊某住宅小区5^楼CFG桩平面布置图

2. 计算成果

CFG桩单桩荷载410kN, 桩间土承担荷载90.17kPa, 桩侧摩阻力沿桩身均匀分布, 桩端阻力比 α 取0.076, 沉降计算经验系数 ϕ_p 取0.2。CFG桩复合地基沉降计算等值线图详见图2。

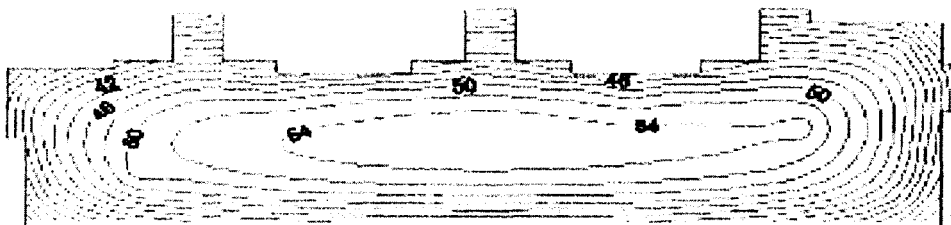


图2 北京北郊某住宅小区5^楼CFG桩复合地基沉降计算等值线图(单位: mm)

结论及建议

(1) 将明德林应力公式应用到 CFG 桩复合地基沉降计算中, 计算概念明确, 能够计算建筑物不同部位的复合地基沉降。

(2) 明德林应力公式中的桩端阻力比 α 应由理论计算或当地工程实测资料统计确定。

(3) 沉降计算经验系数 ϕ_p 应根据当地工程实测资料统计确定。

参考文献

- [1] JGJ79-2002. 建筑地基处理技术规范[S]. 北京:中国工业出版社,2002, P41~42.
 [2] GB50007-2002. 建筑地基基础设计规范[S]. 北京:中国工业出版社,2002,P140~143.
 [3] J.D.GEDDES. STRESSES IN FOUNDATION SOILS DUE TO VERTICAL SUBSURFACE LOAD[J]. GEOTECHNIQUE, Vol.16, P231~255, 1966.

强夯法处理山区填土地基的试验研究*

陆新 周培岳 王兵

(后勤工程学院建筑工程系 重庆 400041)

[摘要] 对某山区填土地基进行了强夯法加固处理,通过现场检测、试验以及对建筑物的沉降观测,验证了强夯法处理山区填土地基的实用性、有效性。

[关键词] 强夯;山区填土地基;检测;沉降观测

山区工程建设中一个突出的问题就是填土地基多,山区填土地基具有填土层厚度不均匀、填土颗粒大小不均匀等特点。本文结合工程实例,进行强夯试验,探讨强夯法处理山区填土地基的可行性。

工程概况

某工程位于重庆市南岸区,用地面积约6万 m^2 。拟建场地位于川黔南北向(经向)构造体系的南温泉背斜东翼,岩层呈单斜状产出,产状为 $125^\circ \angle 19^\circ$,地质构造简单。地貌单元属构造剥蚀丘陵山坡地貌,根据现场钻探揭露,原地貌大致西北高东南低,场地已经人工随机堆填,地面标高最低239.98m,最高256.29m,高差约16.31m,地形坡度小于 3° ,地势平坦。场地地层结构为:上覆第四纪全新统人工填土层、坡残积粉质粘土层,下伏侏罗系中统沙溪庙组砂质泥岩、砂岩互层。由新到老分述如下:

①素填土(Q_4^{ml}):杂色,成分由强风化~中等风化砂质泥岩、砂岩碎块石及可塑状粘性土等组成,粒径绝大部分在5~200mm之间,最大超过500mm,稍湿,松散~稍密。厚度0.30~13.20m,分布于整个场地,为新近随机抛填,堆填时间1~2年左右。天然重度 γ 可取 18kN/m^3 ,综合内摩擦角 Φ 可取 $22^\circ \sim 26^\circ$,承载力特征值可取70~100kPa。

②粉质粘土(Q_4^{dl+cl}):灰褐色,质较纯,可塑状,表层为耕土,摇震反映中等,无光泽,干强度中等,韧性中等。分布于场地大部分地带,厚度0.00~8.50m,一般厚度1.5~5.0m。

③砂质泥岩(J_{2s}):紫褐色,由粘土矿物组成,粉砂泥质结构,局部含灰绿色砂质团斑,局部相变为粉砂岩,薄层~中厚层状构造。

④砂岩(J_{2s}):灰褐色,成分主要为石英、长石,次为岩屑,见少量白云母,粗粒结构,

* 收稿日期:2007年9月

钙质胶结,中厚层~厚层状。

基岩状态分为强风化及中等风化,强风化层岩体破碎~较破碎,强风化带厚度为0.25~4.95m。

地基处理方案的优化

由于该场地大部分区域经人工填筑,填土厚度较厚且为新近随机抛填,该部分填土地基为欠固结状态,应该进行处理。根据山区填土地基的特点,目前已经运用处理实际工程的方法有:桩基础,碾压法及强夯法等。由于山区填土地基多为土石混填,颗粒极不均匀,其在钻探上属强破碎复杂地层,常规钻进实施上有技术难度,利用特殊循环液、下套管等措施成本又过高,因此山区填土地基处理使用钻孔灌注桩成本很高。一般的碾压或振动碾压只能加固表层地基,其影响深度一般不超过1.0m。对于山区填土地基来说,其填土深度少则几米,多则几十米,若采用分层碾压,一则成本高,二则工期长,并不适用,特别是对于已填筑好的地基,无法采用碾压法处理。

强夯法具有能级高、冲击力大、影响深度大、加固效果显著、适用土类广、设备简单,施工方便快捷、节省劳力、工期短,节约材料、施工文明、施工费用低等特点。从工艺上说,强夯法对填料粒径、填料类型等适应性广,施工较易控制,适用于加固山区填土地基。因此,该工程采用强夯法处理地基。

强夯设计及施工质量控制

1. 施工参数的选取

该场区拟建5+1F的多层,上部结构采用砌体结构,地基经强夯处理后,基础采用钢筋混凝土条形基础。场地经简单清理、平整后即可进行施工,填筑料采用中风化填料。从保证有效加固深度和降低工程费用两方面考虑,选用单击夯击能不超过3000kN·m是最经济的,故夯击能采用3000kN·m,按照现行国家地基处理规范^[1],采用二遍点夯加二遍满夯要求进行施工,具体施工参数见表1。

强夯施工工艺参数

表1

遍次	夯击能(kN·m)	击数	点行距(m)	布点方式
第一遍	3000	12	5×5	方型布点
第二遍	3000	12	5×5	方型布点
第三遍	1500	3	相切	满夯
第四遍	1000	2	1/3 搭接	满夯

2. 处理范围

资料显示,处理范围应宽出建筑物基础范围,每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的1/2至2/3,并不宜小于3m,本场区采用每边超出房屋轴线5m作为处理范围。

3. 收锤标准

在正式施工前,一般要求做夯击试验,由试验确定施工锤击数及收锤标准,设计要求的收锤标准如下:

- ①一般按设计锤击数或最佳锤击数试验确定的锤击数执行;
- ②最后两击的平均夯沉量小于 50mm 时;
- ③夯坑周围发生过大隆起时。

4. 质量控制

该场地为山区填土地基,渗透性好,可连续夯击。满夯结束后立即进行整平碾压,并保证碾压质量达到施工验收标准;在整个施工期间,保证夯坑及场区没有积水,避免雨水流入夯坑。

处理效果检测

该工程强夯法施工在 2005 年 11 月~12 月进行,强夯施工完成后进行了检测。本次检测内容为静载荷试验、密实度试验与地质雷达试验。

1. 静载荷试验

该试验采用慢速维持荷载法,取 3 个试验点。载荷板尺寸为 0.707m×0.707m,载荷板面积为 0.5m²,设计要求经处理后的地基承载力特征值达 220kPa,地基变形模量大于 15MPa,地基的极限荷载按地基承载力特征值的 2 倍考虑,即 440kPa。因此,试验时最大加载为 440kN/m²。各试验点的 p~s 曲线见图 1。

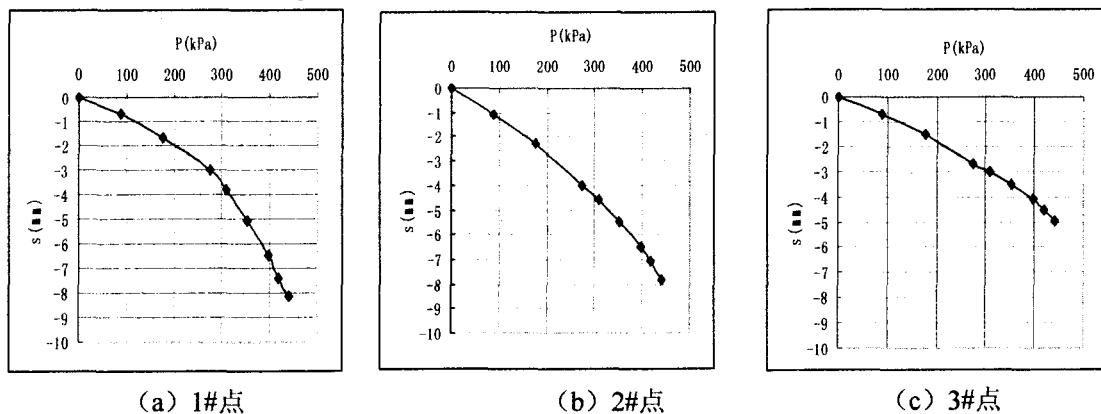


图 1 1~3#试验点 p~s 曲线

由试验数据可知,本次各组试验均未达到地基土的极限荷载。根据规范^{[2] [3]},地基承载力特征值可采用相对变形法判断,即取 p~s 曲线上沉降量 $s=(0.01\sim 0.015)b$ 所对应的荷载值为地基承载力特征值 (s —为压板沉降值, b —为压板宽度)。按相对变形法确定的地基承载力特征值和填土地基的变形模量如表 2、表 3,该场区经地基处理后地基承载力和地基变形模量已分别达到 220kPa、15MPa 的设计要求。

地基承载力特征值 (单位: kPa)

表 2

承载力特征值		1#	2#	3#
相对变形	s/b=0.01	405	≥440	415
	s/b=0.015	≥440	≥440	≥440

填土地基变形模量(MPa)

表 3

组别	1#	2#	3#	算术平均值
变形模量	33.27	36.14	34.09	34.50

2. 密实度试验

填土表层密实度试验采用现场灌砂法, 室内击实试验采用重型击实仪。测点在场内随机选取, 试验结果表明, 强夯区表层土密实度基本上在 0.95 以上。

强夯区深层密实度在 1~3m 深度范围内较高, 2m 深度位置密实度最高, 反映出场地经强夯处理后的最大密度应位于地表以下 1~3m 位置。根据深层密实度检测结果表, 场地强夯加固效果明显, 在 6m 深度处, 密实度仍达 0.93, 强夯加固深度已达 6m 以上。

3. 地质雷达试验

地质雷达试验按建筑物的位置布置测线。检测所用仪器为美国 GSSI 公司的 SIR-2000 型探地雷达, 选择增强型 400MHz 的配套天线。检测时参数设置如下: 范围 100ns, 数据采集方式为连续, 高通 30MHz, 低通 1000MHz, 采样率 512, 扫描速率 32 扫描/s。

选择有代表性的测线进行图像解释和分析。强夯前, 雷达波同相轴规则, 地层呈水平分布, 强夯后, 同相轴紊乱。根据雷达图像的振幅、频率、反射强度等参数变化可以进一步确定强夯的影响深度。根据地质雷达对各测线检测结果显示, 原地基的强夯加固效果是明显的, 加固深度在 6.0m 以上。

沉降观测

该工程强夯法施工于 2005 年 12 月结束, 于 2006 年 1 月开挖基槽进行基础施工。为了检验强夯法处理山区填土地基的效果, 对经强夯处理的建筑物进行了沉降观测。沉降观测工作按照测量规范^[4]的要求进行, 根据建筑物在平面位置的大小不同, 在外墙面上、标高为 ±0.000~0.005 的构造柱上设置 8~12 个沉降观测点, 沉降观测从主体结构施工阶段 (2006 年 3 月) 开始, 约每半月观测一次, 之后根据沉降量变化值的大小适当加大观测的时间间隔。某观测点的观测数据见表 4, 由此绘制该观测点的沉降时间关系曲线, 如图 2 所示。

从表 4、图 2 可以看出, 在建筑物施工阶段, 沉降速率相对较快; 施工结束后, 建筑物沉降速率逐渐减小并趋于稳定; 在观测期间, 建筑物总沉降量仅为 12mm。其它观测点所测数据及沉降变化规律基本相同, 总沉降量在 10~12mm 之间, 说明应用强夯法对该山区填土地基的处理取得了明显的效果。

建筑物沉降观测值 表4

观测日期	永久水准 点标高 m	观测点高 程 mm	本次沉降 mm	累计沉降 mm
06.02.28	254.100	255.995		
06.03.16		255.991	-4	-4
06.03.30		255.989	-2	-6
06.04.13		255.989	0	-6
06.05.19		255.986	-3	-9
06.06.15		255.986	0	-9
06.08.13		255.985	-1	-10
06.10.18		255.985	0	-10
06.12.18		255.984	-1	-11
07.02.15		255.984	0	-11
07.04.19		255.983	-1	-12
07.06.18		255.983	0	-12
07.08.15		255.983	0	-12

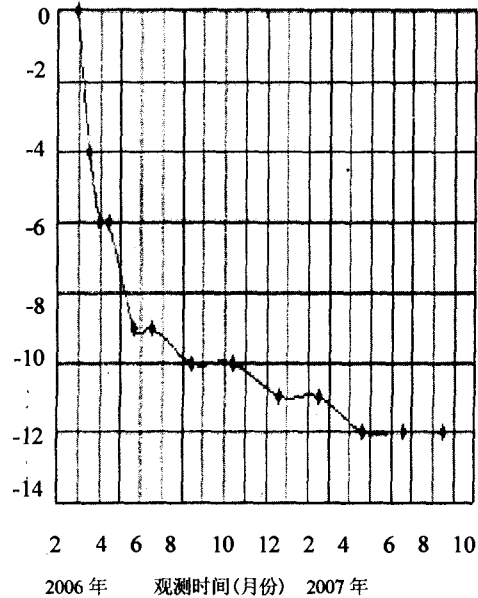


图2 建筑物沉降时间关系曲线

结论

本工程通过工程实践、检测、沉降观测等工作，得到如下结论：

(1) 经检测，强夯处理后的试验区地基极限荷载超过 440kPa，地基承载力特征值大于 220kPa，场地土变形模量平均值为 34.50MPa，强夯加固的影响深度在 6m 以上，大部分地基压实度大于 95%，满足设计要求。

(2) 通过对建筑物的沉降观测验证了强夯法能有效地处理山区填土地基，对于控制建筑物不均匀沉降的效果明显。

(3) 山区填土地基采用强夯法处理是一种经济、有效、可靠的方法。

参考文献

- [1] 中华人民共和国行业标准，建筑地基处理技术规范 JGJ79-2002[S]，中国建筑工业出版社，2002
- [2] 中华人民共和国国家标准，建筑地基基础设计规范 GB50007-2002[S]，中国建筑工业出版社，2002
- [3] 中华人民共和国国家标准，岩土工程勘察规范 GB50021-2001[S]，中国建筑工业出版社，2002
- [4] 中华人民共和国行业标准，建筑变形测量规程 JGJ/T8-97[S]，中国建筑工业出版社，1998

五层整体下沉倾斜危房地基加固顶升纠偏实践*

陈国政 陈守平 万增亭 陈守安

(中国有色金属工业西安勘察设计研究院基础托换工程公司 西安 710054)

[摘要] 本文介绍了五层楼房基础类型与埋深不同地基加固整体顶升纠偏抢救工程设计、试验、施工,据获得成果进行分析评价,对倾斜率达 27.6‰危房,竣工后倾斜率回到 0.5‰转危为安,实践证明技术可靠。顶升纠偏是成功的。

[关键词] 预压桩;地基加固补强;顶升纠偏;基础托换

前言

在西北地区建筑物基础砌置在自重湿陷性黄土时,一旦被水浸,造成结构墙体开裂、倾斜,导致危房,屡见不鲜。据作者所承担陕西、山西、甘肃等地 100 多项工程实践表明:用预压桩加固纠偏治理,效果可靠。其突出特点:人为可控,技术安全可靠,可收到立竿见影奇特效果;托换后具有减小桩顶回弹形成反力,控制地基稳定功能。所竣工工程至今经过 10 多年时间验证,地基沉降稳定,结构体系完好,一直正常使用,社会效益突出,类似工程值得借鉴。

本文结合某工程为实例介绍于后,以期达到广泛交流推广目的。

工程概况

甘肃王家山矿某 2[#]商住楼,建于 1985 年,为五层 4 个单元,砖混结构,南北长 64.24m,东西宽 12.57m,高 16m,总建筑面积 4037.5m²。

(1) 基础类型:靠西部柱基为钢筋混凝土独立基础;中部纵墙下为片筏式钢筋混凝土基础,埋深 2.16m,四周及东部承重砖墙下为砖砌放大脚条形基础,埋深 1.74m,设有宽 240mm 地圈梁。

(2) 基础压缩层属自重湿陷性黄土,地基处理基础底下做 2.5m 厚整片 3:7 灰土垫层。

(3) 该楼建成经使用一直正常,于 2001 年发现地基不均匀下沉,结构墙体出现裂缝和

* 收稿日期:2007 年 9 月

倾斜,以后观察逐渐发展恶化。

据2004年实测,最大下沉达286mm,结构墙体各向普遍严重开裂,室内外透通,由底层斜向延伸至顶层,楼房明显向东倾斜,缝宽30~50mm,长达5.0m多,西侧外墙底部被剪断翘起,最大达150mm。地基不稳定,实测最大倾斜值为442mm,倾斜率为27.6‰,远超出有关现行规范允许值规定。

(1)按国家现行规范^[1]中,关于对建筑物基础允许倾斜值的规定,高度 $H \leq 25\text{m}$ 者,允许倾斜值为 $4‰ \times H = 6.4\text{cm}$,而楼房倾斜值为其6.9倍。

(2)按建设部《危险楼房鉴定标准》^[2]规定,倾斜值达到建筑物总高度7‰者为危险建筑物的界限值,而楼房的界限值为 $16 \times 7‰ = 112\text{mm}$,现为442mm,是它的3.95倍。

经鉴定指出:整幢楼属于严重危房,楼内人员全部立即撤出,随后必须采取有效措施可靠方法,对地基进行加固补强顶升纠偏治理,恢复结构安全,达到正常使用功能,否则不能使用,尽快拆除。

2005年4月接受委托,经过反复论证分析,选择了《预压桩托换地基加固补强顶升纠偏方案》进行抢救治理。本工程施工中遇到想象不到的地下障碍和风险,历经近3个月实施,有效控制地基稳定,使倾斜率由最大时的27.6‰回到0.5‰,远满足规范和使用要求,证明纠偏扶正,从而化险为夷!较理想的达到预期目的。

地基病害根源

根据有关资料现场踏勘施工揭露,分析地基病害原因为:

(1)地基压缩层属于自重湿陷性黄土,在楼房东、南侧室内外分布许多排水井(东侧23个,南侧19个),因年久失修,管道多处破裂严重漏水,因排水不畅渗入地下长时间浸泡地基土。

(2)地基处理欠佳,灰土垫层处理外放仅1.0m,宽度过小,水从灰土垫层边缘渗入基底部产生湿陷。

(3)管理不善,当检查剖析地下管道时发现积水和淤泥深达0.8m多。

(4)排水、防水不规范,地面排水不畅,室内地面标高低于地面标高,每当大气降雨时,积水倒灌渗入地下。

综上所述,结构墙体严重开裂倾斜,是地基土长期被水浸泡湿陷、软化,地基承载力大幅度降低,从而导致地基产生过量不均匀沉降所致。

结构强度检测可行性评价

为了解既有建筑结构强度,确定顶升点,纠偏前对地梁、基础、砖砌体及基础下灰土垫层,首先用回弹仪与平板静载荷试验进行检测,测得的结果见下表1-3。

回弹仪测定结构强度结果表

表1

测定位置	频数 n	测定值 R_m (MPa)		备注
		范围值	平均值	
地圈梁	6	29.3-39.3	34.4	原设计其指标 \geq C25 满足要求
砖砌体	6	30.3-38.7	36.4	
基础	6	27.0-29.0	28.0	

砖砌体平板静载荷试验结果表

表2

组别	压板面积 $F(\text{cm}^2)$	终止压力 $P(\text{kN})$	沉降量 $S(\text{mm})$	回弹量 $\Delta S(\text{mm})$
1	900	400	2.66	0.840
2	900	400	1.19	0.210
3	900	400	1.025	0.618
4	900	400	0.61	0.258

灰土垫层平板静载荷试验结果表

表3

组别	承压板面积 $F(\text{cm}^2)$	终止压力 $P(\text{kN})$	沉降量 $S(\text{mm})$	回弹量 $\Delta S(\text{mm})$
1	900	400	2.83	1.48
2	900	400	2.77	2.33
3	900	400	2.18	0.93
4	900	400	1.91	1.33

综合上述结果得知：地梁、砖砌体混凝土基础抗压强度均大于原设计 C25，灰土垫层与砖砌体承载性能高，大于 400kN，表明强度高、刚度好，均满足压桩顶升施压力反力要求，且安全，做顶升点可靠。

加固纠偏方案

鉴于该工程沉降大，严重倾斜，且地基不稳定，整幢楼成为危房，用常规方法不可行，经综合分析认为：采用《预压桩托换地基加固补强顶升纠偏方案》为最佳可行。其突出优点：机理明确、人为可控、技术可靠^[3]。原理借基础上部结构荷载作反力，于基础下进行压桩，支顶受力性能好，压桩结束保持恒压稳定，再顶升上抬基础，使建筑物沿某一直线（点）作整体平面转动，即可得到纠正。经过顶升托换后可有效的阻止桩顶回弹，并形成桩顶向上的反力，维持稳定快，有效控制地基不再产生新的沉降和倾斜，并具有防复倾作用，最后将顶升空隙浇灌砼并用振动棒捣实与基础连成整体，建筑物就可恢复正常使用功能。

地基加固补强顶升纠偏设计

根据采用的方案,首先要对地基整体加固补强,控制地基稳定后再顶升纠偏,设计分以下两个部分:

1. 地基加固补强设计

(1) 桩身材料为钢筋砼预制桩,截面 $20\text{cm}\times 20\text{cm}$,强度等级为 C30,配 $4\Phi 12$ 钢筋,桩段长度方桩为 1.0m 、 1.2m ,尖桩 1.2m ,锥角 60° ,桩间用电焊接桩。

(2) 根据结构荷载计算,桩位布置于基础下为 158 根桩(顶升点)保护桩 34 根。桩间距为 $1.0\sim 1.5\text{m}$,所有桩均布置沉降较大东半侧范围内,仅保护桩靠近西半侧。平面位置见图 1 所示。

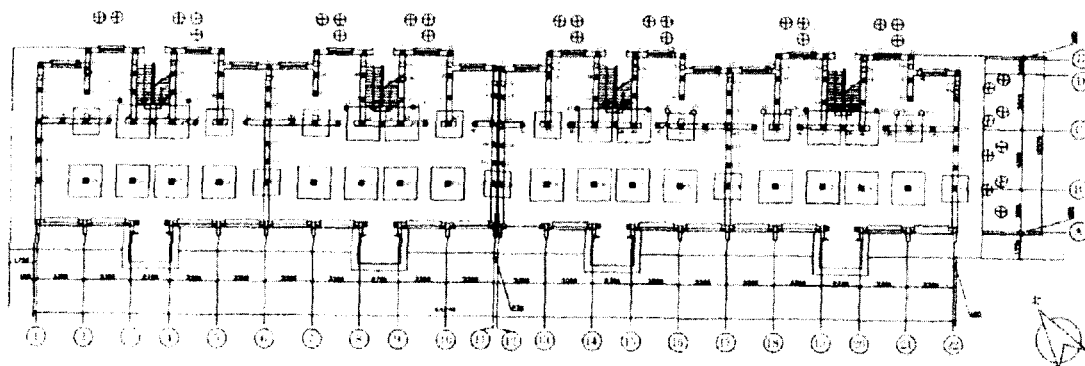


图1 预压桩托换地基加固补强顶升纠偏竣工图

图例: ● — 静压桩 ⊕ — 单桩静载荷试验 ⊙ — 辅助顶升点
 □ — 现浇土基础 ⊕ — 排水井

(3) 压桩终止压力,采用压力控制。

(4) 根据结构荷载计算,并考虑了约束力,总荷载 $\Sigma Q=80840\text{kN}$,单桩竖向承载力标准值 R_k 设计为 300kN 。

(5) 每根桩压桩终止压力控制为 $P=1.5R_k$ 。托换压力 \geq 顶升压力。

(6) 为验证设计 R_k 值可靠性,对地基可靠性评价和指导顶升施工,在基础下范围选择代表性桩做单桩静载荷试验(以下简称试桩)。

2. 顶升纠偏设计

(1) 采用压力顶升纠偏法。根据楼房倾斜方向和倾斜率,从东侧沉降较大一方向西侧沉降较小一方进行顶升。倾斜率达到甲方提出小于 5‰ 的要求终止。

(2) 顶升纠偏设计是以桩顶和结构砖砌体作反力施压上抬地圈梁或基础以上荷载,满足顶升量达到扶正止。

(3) 顶升施压将东侧沉降大部位基础抬高,借用楼西侧基础边为转动轴进行迫降,缩小沉降差。

(4) 据实测资料,沉降落差 286mm ,最大顶升量达 $\geq 220\text{mm}$ 满足要求,但以实际为准。

(5) 顶升纠偏结束进行分段同步基础托换、回填夯实、支模浇灌砼承台及恢复地面原貌。

地基加固补强顶升纠偏施工

地基加固顶升纠偏施工技术要求严格遵照现行规范^[5]有关规定和满足设计的各项要求。据本工程实况, 施工顺序与工艺为:

1. 地基加固补强施工

(1) 准备工作: 选择足够的施压顶升带有压力表的千斤顶、电动油泵、观测仪表等进行配套标定。

(2) 按布置桩位挖竖坑, 对硬层采用空压机与风镐掘进凿洞压桩支顶。

(3) 地面电动油泵加压观测, 坑下于基础底面中心操作压桩, 满足规范和设计的要求。

(4) 压桩结束安放好托换支座取压桩力之半进行恒压保持稳定, 随后进行试桩, 待顶升纠偏。

2. 顶升纠偏施工

(1) 试顶: 据监测顶升量无大的变化, 表明顶升力不足, 经剖析是地基下有很多废混凝土板压在基础之上, 地梁底面与砖砌体胶结连接成坚固整体, 由于上窄下宽, 如同地锚, 隐藏着很大的约束力影响所致。为此, 必须增大顶升力, 故修改设计增加 8 根桩。据结构检测结果, 于地梁与基础下增设 46 个顶升点, 布置在沉降较大的部位。

(2) 按布置的顶升点, 凿除地梁下与基础间砖砌体成洞。

(3) 将带有压力表连接 500kN 千斤顶 158 台安置在桩顶面与砌体上, 并上下垫上钢板。

(4) 位移量观测选择代表性部位于地面安置百分表精测, 观察基础上升量微动情况; 在墙体上代表性部位, 选择一定数量观测点, 用水准仪监测上升量, 倾斜值由专设经纬仪观测。

(5) 顶升纠偏: 对发现问题及时纠正, 最后经检查一切正常进行正式顶升纠偏。要统一指挥, 明确分工, 各负其责, 采取顶升力与顶升量双控原则, 地面采用高音喇叭发出指令统一行动, 室内外采用对话机联系, 按分段逐级加载控制每级顶升量为 6mm 以内。当顶升量达 150mm 时, 注意千斤顶倒程后再继续顶升。不同基础顶升和顶起情况参见图 2~4 所示。



图2 以桩顶和砖砌体做反力顶升地圈梁施压情况

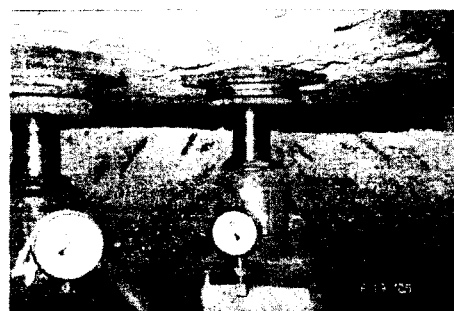


图3 以桩顶做反力顶升独立基础施压上抬建筑物离开基底景观



图4 千斤顶以桩顶做反力顶升上抬建筑物
纵墙离开地面高度为260mm 实况



图5 基础托换装置全貌

(6) 将楼房分成4段, 每个单元为一段, 由南向北为1~4段反复进行, 按分段施加顶升荷载, 同步进行及时补压保持指定恒载, 根据顶升量差异调整各段顶升点施压大小, 当观测顶升量与倾斜值满足设计要求时为止。

(7) 基础托换方法, 在桩顶托换支座或砌体上两侧安置二台并排带有压力表的千斤顶, 同步分段进行托换(参见图5)。

(8) 用钢楔打紧托换钢管, 拆除托换装置及仪表, 并用于钢管两端用电焊焊牢固。

(9) 支模后, 按设计要求采用强度C20混凝土浇灌砼承台, 并用振动棒振捣实将桩头或钢管包裹起来, 与基础连接成整体。

(10) 对破坏地面用砼C₁₅恢复原貌。

地基加固补强顶升纠偏成果分析及评价

根据所获得资料, 经整理计算有关主要成果分析与评价为:

1. 预压桩

绘制代表性压桩力 P -桩尖入土深度 H 关系曲线见图6。

由此得出:

(1) 桩尖入土深度 H 为7.90-14.66m, 平均9.97m, 桩尖均进入力学性能较好的地层中。

(2) 压桩力 P 随着桩尖入土深度增大而增加, 但不成比例, 有的曲线出现倒转反常现象, 分析原因, 是土层软硬程度不均匀, 受水浸泡程度不一, 使地基土湿陷、软化, 导致承载力降低所致。

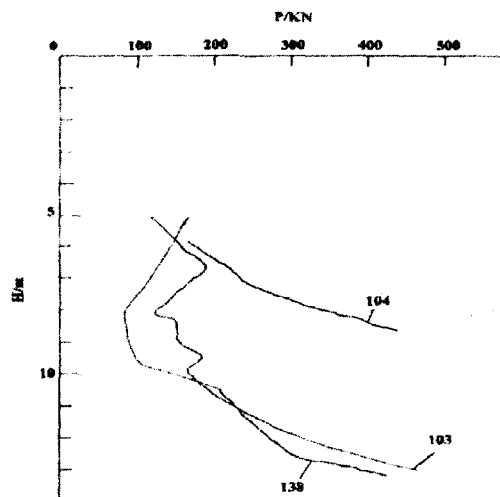


图6 桩编号103、104及138压桩力 P -桩尖入土深度 H 关系曲线

(3)压桩终止压力 P 为 428kN-500kN, 平均 464kN, 相比是设计值的 1.03 倍, 表明满足设计要求。

2. 试桩

试桩代表性压力 P -沉降 S 关系曲线见图 7, 结果列入表 4。

由图表得出:

比例界限点限 P_0 值平均 325.0kN, 相对沉降 S 平均 6.28mm, 均在 P - S 曲线直线段内, 属弹性变形。单桩承载力标准值的确定, 取 P_0 最大 $R_k=325$ kN 作为本工程单桩承载力标准值。实测值大于设计值, 满足设计要求。实际压桩结束经间歇 20 多天恒压, 承载力还要提高, 而砖砌体 $P_0 > 400$ kN, 尚存一定潜力。

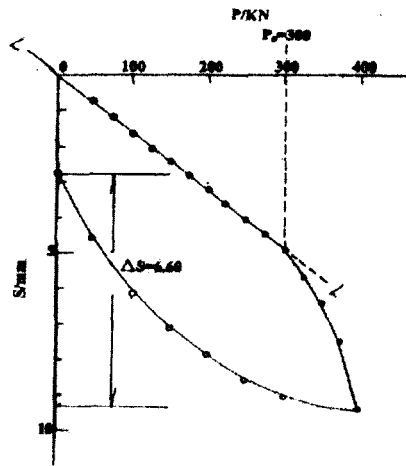


图 7 桩编号 20 试桩压力 P -沉降 S 关系曲线

基础下试桩结果汇总表

表 4

桩编号	试验终止压力 P (kN)	比例界限 P_0 (kN)	对 P_0 相对应沉降 S (mm)	总沉降量 $\sum S$ (mm)	总回弹量 $\sum \Delta S$ (mm)	单桩承载力标准值 P_k (kN)
20	400	300	4.93	9.25	6.60	325
45	450	350	7.06	12.07	8.86	
74	400	325	7.28	13.73	9.95	
93	400	325	5.88	9.38	6.30	

综合上述: R_k 值满足设计要求, 因此, 建筑物经过预压桩地基加固补强后, 可保持地基稳定, 结构安全, 按确定的 R_k 值满足顶升上抬结构荷载要求。

3. 顶升纠偏

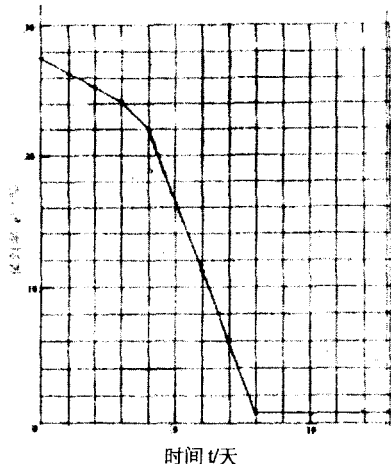


图 8 顶升纠偏时间 t -倾斜率 e 关系曲线

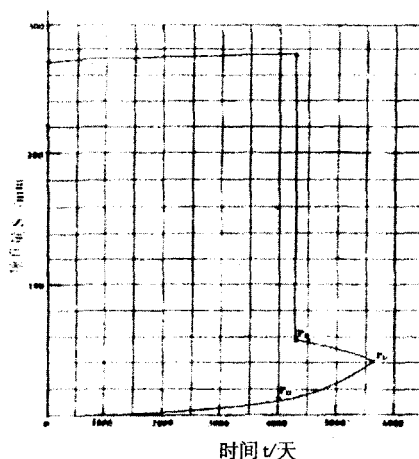


图 9 顶升纠偏顶升力 P -顶升量 S 关系曲线

为了解顶升量 S_{\perp} 、倾斜率 e 与顶升力 P_{\perp} 的变化, 根据顶升纠偏始终观测的沉降资料, 经整理计算, 其结果见表 5, 绘制时间 t —倾斜率 e 、顶升力 P_{\perp} —顶升量 S_{\perp} 关系曲线见图 7~9。

2 号商住楼倾斜顶升纠偏结果表

表 5

顶升最大荷载 P_U (kN)	顶升量 S_{\perp} (cm)		比例界限 P_O (kN)	顶升常数荷载 P_D (kN)	顶升后托换回弹 S_{F} (mm)	倾斜值 S_H (mm)		倾斜率 e (‰)		最大下沉量 S_{F} (mm)
						顶升前	顶升后	顶升前	顶升后	
						55300	276.3	156.5	40000	

注: 楼房加固纠偏竣工经正常使用一年后复测结果: 倾斜值 $S_H=10\text{mm}$, 倾斜率 $e=0.6\text{‰}$ 。

由上述图表得出:

(1) 顶升纠偏在 8 天施压观测中, 因开始控制顶升量 S_{\perp} 缓升, 倾斜率 e 缓慢降低, 以后当顶升力逐渐增大, 倾斜率 e 明显成斜线高居临下大幅度减小, 最后平稳的处于水平状态, 倾斜率 e 由施工前 27.6‰ 减到 0.5‰, 表明沉降差基本调平, 远满足文献^[2]允许值 (7‰) 和矿方提出的小于 5‰ 要求。

(2) 顶升纠偏结束, 最大顶升荷载达 55300kN, 是总荷载的 68%。

(3) 工程竣工, 观察原墙体裂缝大部分减小或闭合西侧外墙底部由施工前翘起最大裂缝 150mm, 回到 60mm, 减小沉降差, 表明由于迫降产生位移结果。随后经 10 天间歇观测, 倾斜率 e 无变化, 证明有效的控制地基稳定。

(4) P_{\perp} — S_{\perp} 曲线关系特征, 比例界限 P_O 值为 40000kN, 对应上升量 S_{\perp} 为 12.0mm, 而极限荷载 $P_U=55300\text{kN}$, 对应上升量 S_{\perp} 为 40mm, 是楼房所需顶升施加最大荷载。曲线分三个阶段, A、O- P_O 是地基经过压密固结直线段, 曲线呈正比例上升; B、 P_O - P_U 段属于基础顶升上抬局部分离段, 这是基础底面接触点逐渐减小, 曲线呈斜线上升, 逐渐消除基础各项约束力; C、 P_U - P_D 段当顶升荷载加至超过 P_U 时, 曲线出现反常倒转现象, 压力突然减小, 而上升量 S_{\perp} 剧增, 超出 P_D 点后曲线呈直线上升, 表明已全部消除约束力, 基础由局部分离发展到整体分离脱空阶段, 顶升力趋于常数, 为顶升纠偏所需顶起结构荷载的力 P_{\perp} 。

(5) 顶升纠偏结束测得托换压力为 454.5-500.0kN, 平均 472.8kN, 大于顶升力, 是顶升力的 1.34 倍, 实测回弹量 $S_{\text{F}}=1.15\text{mm}$ (即附加沉降), 原因是由于结构荷载落下全部由桩顶承担而产生的弹性变形之故。从而有效阻止桩顶回弹, 并形成向上反力, 可控制回倾。

(6) 增设 46 个补助顶升点效果, 据检测结果 (表 1-3)、补助顶升点反力提供 $\geq 400\text{kN}$ /点, 而实际最大施加 350kN, 计增加为 16100kN 顶升扶正。表明采取砖砌体为顶升点起到纠偏成功作用。

(7) 顶升纠偏前后楼房倾斜与扶正实况对比, 如图 10 所示。

实践证明, 加固纠偏效果可靠。

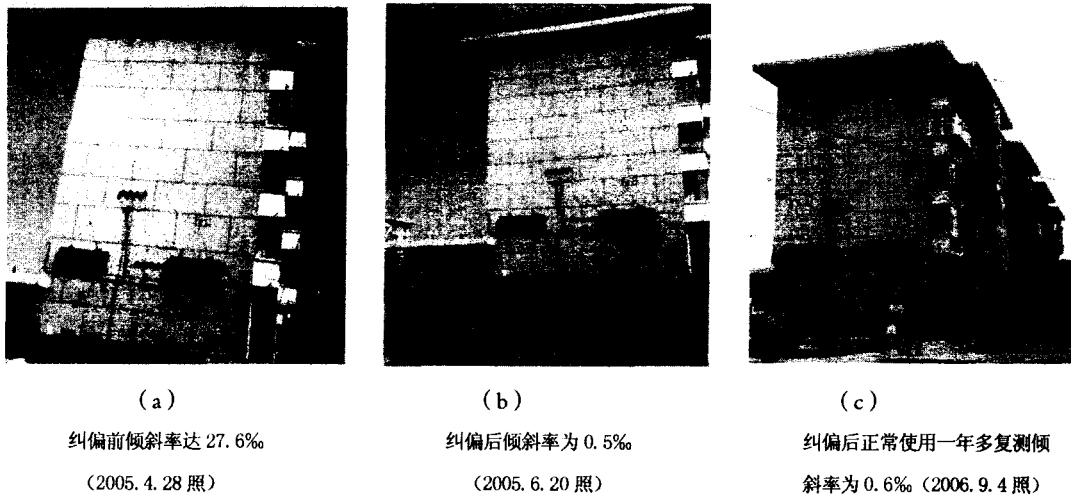


图 10 2号商住楼纠偏前后实况对比

结语

(1) 本工程地基下沉、结构墙体开裂倾斜率达 27.6‰, 属整幢严重危房, 经采用预压桩托换地基加固补强、顶升纠偏治理后, 化险为夷! 倾斜率回到 0.5‰, 远满足规范和使用要求, 加固纠偏是成功的。

(2) 工程竣工经正常使用一年多, 复测倾斜率 $\epsilon=0.6\text{‰}$, 与竣工时极为相近, 表明有效控制地基稳定, 根除病害。

(3) 工程竣工对地下管道、结构墙体维修后旧貌换新颜, 住户重新搬入使用, 至今二年多, 经回访, 结构体系无异常变化, 使用情况良好, 实践证明技术可靠。

(4) 楼房加固纠偏扶正后, 发挥了既有建筑作用, 免去拆除重建, 节省大量资金, 获得明显经济效益和社会效益, 对类似工程具有现实借鉴意义。

(5) 根据结构强度试验、平板载荷试验及试桩结果, 它是提供顶升纠偏既安全又可靠资料, 建议类似工程广泛采用。

(6) 旧有建筑地面下是错综复杂的, 有时遇到地下障碍形成的约束力, 设计难以预见, 此时必须增大顶升力, 否则达不到纠偏目的。

(7) 增大顶升力措施, 是在控制地基稳定条件下, 只要在地梁下砖砌体满足顶升反力可做顶升点, 它既快速安全又节省压桩数, 又达到纠偏目的, 实为可取。

参考文献

- [1] 《中华人民共和国国家标准》、《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002) [S] 北京、中国建筑工业出版社.2000。
- [2] 中华人民共和国国家标准《危险房屋鉴定标准》(JGJ125-99) [S] 北京、中国建筑工业出版社.2000。
- [3] 张永钧、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、2002.1.P69-200。
- [4] 陈国政《某六层住宅楼地基加固补强顶升纠偏》[J] 地基处理、2004.9. (3)。
- [5] 《既有建筑地基基础加固技术规范》(JGJ123—2000) [S] 北京、中国建筑工业出版社、2000。

循环荷载作用下结构性土性状研究进展*

熊传祥 陈兴亮

(福州大学环境与资源学院 福州 35002)

[摘要] 土结构性是土最为内在的根本特性之一,土结构性对土的动、静特性有显著影响。本文主要论述国内外循环荷载作用下土结构性对土的动力特性的影响研究现状,展望土结构性动力特性研究方向。

[关键词] 循环荷载;土结构性;动力特性;本构关系

前言

土的结构性是指土体颗粒和孔隙的性状和排列形式(或称组构)及颗粒之间的相互作用,是由土粒单元的大小、形状、相互排列及其联结关系等因素形成的综合特征。绝大多数天然土都具有一定结构性。结构性对土的静强度、动强度的影响尤为显著^[1]。

土结构性在土力学发展中具有其独特地位,早在1995年,我国著名岩土力学专家沈珠江院士曾提出,土体结构性的数学模型研究,将成为21世纪土力学的核心问题^[2]。谢定义教授也曾指出:土结构性是决定各类土力学特性的一个最为根本的内在因素^[3]。近十年来,考虑土结构特性的天然粘土本构模型及数学模型研究得到了蓬勃发展。然而,国内外学者提出的众多考虑土体结构性内在因素的数学模型,绝大多数是在土体静力状态下力学特性这一前提下展开研究的,对土体在动力状态下土体结构性的力学特性研究则很少,尤其是土体在循环荷载作用下土体结构性的分析少之甚少。

考虑工程实际,尤其近10年来,修建了大量高速公路,高速铁路,码头,储油罐等土木工程,这些工程建成之后常常受到反复荷载的影响。在这些地区,尤其饱和软粘土地区,加卸载反复作用下粘土往往会产生塑性应变累积,孔隙水压累积增长,强度降低,导致工后沉降过大;结构性土破坏一般呈现脆性破坏,往往在缺乏预兆情况下,产生突然的破坏,无疑加卸载反复作用更是恶化了工程问题。

开展土体在循环荷载作用下土体结构性研究分析迫在眉睫,深入分析循环荷载作用下土体应力,应变,强度,孔隙水压等因素与土结构性间的内在联系,正确认识和研究土结构性在循环荷载作用下的力学特性,无疑具有重大的工程和理论意义,对指导工程勘察和工程实

* 收稿日期:2007年5月

践具有现实价值。本文主要论述国内外循环荷载作用下结构性土性状研究进展。

反复荷载作用下软粘土研究现状

土力学发展至今,土体在单调静荷载作用下的反应已经得到了很好的描述,如, Mohr-Coulomb模型, Modified Camclay 模型、Lade-Duncan模型和Drucker-Prager模型等,经过几十年的广泛应用,已被证明适合于描述土体的静力反应。然而,在实际工程中,岩土体经常受到可变荷载的作用,如路基受到车辆反复荷载作用,堤防受到海浪冲击反复荷载,油罐地基或粮仓地基因存储物高低变化而受到反复荷载作用等。

根据反复荷载的作用频率以及荷载对土体作用效应的不同,反复荷载可分为两大类:

第一类为快速动力循环荷载(Cyclic Loading),如地震荷载,海浪冲击荷载,车辆荷载等,此类荷载的特点是加荷速率较大,惯性力比较显著,加荷持续时间相对较短(一般为几秒或几十秒)。地基土体在快速动力循环荷载作用下,表现出明显的非线性特性,土体中孔隙水压力增长速度和土体结构破损速度均较快,导致土体过快发生塑性软化,显著降低土体的强度和刚度。

第二类为慢速重复荷载(Repeated Loading),如地下水位变化,储油罐油面变化,粮仓粮面变化等引起的反复荷载。此类荷载的特点是荷载作用频率较低,施加荷载时间相对较长,荷载作用时间也较长。对于这种荷载,在没有卸载条件下,作用性质与静力荷载相似,可不计惯性力。但从整个荷载的变化历程来看,荷载不断的加载和卸载,对不排水状态,随着加卸载作用次数的增加,土体同样表现出塑性应变累积,孔隙水压增长的性状。

一般的,当土体或基础结构受到加载和卸载交替作用后,应力状态及变形都不同于单调加载或简单加载下的土体性状,主要表现为应力—应变关系呈非线性、滞后性、塑性应变累积性,孔隙水压增长,反复荷载强度随循环次数增加而降低等特性,为正确分析和预测循环荷载作用下土体的力学特性,国内外对循环荷载作用下粘土进行了大量的试验和理论研究,提出了不少本构模型,主要有套叠多重屈服面模型,边界面模型,内时模型,经验模型,修正经典弹塑性理论模型等。

套叠多重屈服面模型最初由Mroz, Z., Iwan W.D.等人提出,之后,Provest, J.H. 基于多重屈服面的概念提出了不排水条件下黏土的本构模型,部分国内学者徐干成,王建华、要明伦^[5]等也对此模型也进行了深入研究。多重屈服面的核心在于采用非等向硬化规律,把等向硬化规律和运动硬化规律结合起来。多重屈服面模型可以估计土的各向异性、依赖于应力轨迹的弹塑性应力—应变关系,并可以考虑卸载和重新加载的影响,模拟循环加载条件下土的性状。为了定量计算,需要求出初始屈服面,和套叠屈服面的方程式,以及硬化模量及套叠面移动和胀缩的规律。非等向硬化模量场将等向硬化与运动硬化规则相结合,用应力空间中的边界面 F , 加卸载套叠屈服面 f , 应力反方向 f_r 及其他它们之间相对位置的变化,来描述弹塑性相应,其中,边界面和加卸载套叠屈服面一般采用相似的形式。变界面概念明确,但需要跟踪硬化模量场的变化,即需要记忆每一应力状态的变化,因而,该模型比较复杂,模型参数

及内变量较多,且有的缺乏明确的物理意义,因此难以通过常规试验得到这些模型参数或内变量的初值,实际应用不方便。

边界面模型最初由Krieg,R.D.^[6],Dafalias,Y.F.^[7]等人提出,此后,不少国内外学者^{[54]-[57]}也对此模型进行了大量的试验和理论研究。边界面是土在初次加荷时所受到最大应力所对应的屈服面,边界面的大小和中心位置取决于土的应力历史和当前应力状态,主要反应应力历史的作用,在边界面与初始屈服面之间有许多性状相似而大小不等的屈服面,它们随着应力的变化发生移动与胀缩。边界面模型的基本特点是:(1)取消了屈服面的概念;(2)适用于周期循环荷载(3)不需要大量的嵌套面来描述土的塑性关系。在应力空间中的边界面限定了应力点和内套屈服面移动的几何边界,该边界或采用椭圆形(如Mroz等的模型),或采用两段椭圆曲线和一段双曲线组成的边界面(如Dafalias等的模型)。

内时理论最初由Valanis提出,用来描述材料的非线性反映,后来被应用于周期荷载下的体积应变。内时理论的重要要素是内时参数,量度材料对其变形历史的记忆。内时是一种内在的物态变量,是一个单调增加的函数,他的转换变量可以表示土在受荷过程中的加密作用,体积应变,剪切应变,孔压增长及其它不可恢复的非线性反映。内时理论不存在屈服面的概念,其塑性应变时根据其他的规定确定的。其缺点是,内时模型所需的材料参数较多,因而应用较为不方便。

经验模型主要是根据大量的试验结果建立起来的,其中以对数模型最为代表。对数模型是由Stewart于1986年提出的,其形式为 $\varepsilon_{PN} = \varepsilon_{P1}(1 + C \ln N)$,其中 N 为荷载循环次数, ε_{P1} 和 ε_{PN} 分别表示荷载作用下第1周和第 N 周的塑性累积应变, C 为土体常数。当荷载作用大小不同时,可以通过折算成标准荷载进行计算,对数模型一般用于散体材料在交通荷载作用下的塑性应变累积。

修正经典弹塑性理论模型,主要是在经典的弹塑性理论基础之上,对其屈服面变化规律进行修正,来正确拟合粘土在反复荷载作用下屈服面扩张收缩,塑性应变累积等特性。具有代表性的是Baladi模型,Carter模型。Carter模型是Carter教授于1982粘基于修正剑桥模型提出的一种简单的运动硬化规律来反映土体的卸载屈服特性。

近年来,国内外学者对土结构性成因及其力学特性进行了大量研究,但无论是宏观意义上的力学特性研究,还是微观层上的土体微结构试验,目前考虑土体结构性内在因素的数学模型,多数是根据土体静力变形特性建立的,不能很好地反应其动力变形特性,研究土结构性与动强度,动应变,孔压等动力特性间的内在关联刻不容缓。

反复荷载作用下土结构性研究现状

研究表明,绝大多数天然土都具有一定结构性,有些土体具有很强的结构性,这种结构性对土体力学性质有显著影响。结构性会使土体具有较大的孔隙比和较高的含水量, $e - \ln p$ 曲线初始段具有明显的弹性特征,曲线较平缓,当压力超过结构屈服压力时曲线陡降;结构性会使土体强度和刚度都不同程度增大,结构性越强,强度刚度增大越多,并且呈脆性破坏,实际工程中,结构性土会在缺乏预兆的情况下突然破坏。

Tavenas、Leroueil等人发现, 在一定的地面堆载作用下路堤地基的大量结构破坏和侧向挤出只限于土层的上部, 而对结构性保持完整的土层, 现有的理论研究成果和实测结果相差甚远, 只有建立考虑结构性的结构性数学模型才能作出较为准确的计算。

1992年, Muir-Wood^[8], Allman.M.A, Atkinson.J.H.^[9]等人在重复荷载实验中发现, 结构性土与重塑土承受反复荷载都会产生塑性应变累积, 孔隙水压增长等特点, 但与重塑土不同的是, 结构性土在初始屈服期间, 因结构破坏导致的塑性应变迅速增长, 体积也相应迅速缩小, 这导致孔隙水压力教重塑土会突然增大很多。同时, 此现象也间接证明结构性粘土在初始屈服期间具有更大的压缩性。

1995年, Adachi.T., Oka.F., Hirata.T., Hashimoto.T.等^[10]人对Eastern Osaka粘土进行了大量加卸载实验, 研究发现, 结构性较强的粘土, 第一次加卸载就已完全破坏土体结构, 后续加卸载过程中已表现出与重塑土相似性状; 而结构性较弱的粘土, 土体结构的破坏则与循环次数和加载强度相关。

1996年, Butterfield^[11], Carter.J.P.^[12]等研究表明, 结构性粘土在加卸载循环过程中, 应力应变关系曲线较少出现滞后期, 主要是由于因结构破损造成的塑性应变是单调可压缩的。

1999年, Liu.M.D.和Carter.J.P.^{[13]-[14]}在修正剑桥模型的基础上, 引入结构破损指数来表达结构逐渐破损的过程, 假设结构性土的硬化和结构破损都仅仅是塑性体积应变的函数, 屈服面大小变化规律不仅仅是塑性体应变函数, 同时也是破损指数和应力比的函数。该模型很好地拟合了加卸载作用下结构性土的动力特性, 并且具有模型参数少, 物理意义明确, 易从常规三轴试验获取参数等优点。

2000年, Kavvas.M和Amorosi.A.^[15]在边界面模型的基础上, 规定作为边界面的胶结强度面(BSE)在内的环屈服面(PYE)运动硬化过程中可以缩小, 从而反映结构性土的动力变形特性, 但模型的验证只限于常规排水及不排水剪三轴实验。

2000年, Rouainia.M and Wood.D.M.^[16]也在边界面模型的基础上, 把结构屈服面作为边界面, 并设置剑桥模型参考屈服面。同时规定结构屈服面在内的环屈服面(bubble)运动硬化过程可以缩小, 从而反映结构性土的动力变形特性。模型验证采用了 K_0 固结的三轴不排水的压缩和伸长试验。

2000年, Shao.C和Desai.C.S.^[17]利用扰动状态模型的思想, 提出一个反映加卸荷变形特性的非线性模型并将其引入非线性动力有限元中计算, 取得了比较理想效果。

2001年, Gajo.A.^[18]等人曾用过把边界面作为结构损伤变量的函数, 提出一个考虑等向硬化, 运动硬化及旋转硬化的模型, 来揭示结构性土和重塑性土考虑各项异性特性的动力变性特性, 把模型建立在“归一化应力空间”上, 但该模型过于复杂, 模型参数较多, 不很实用, 甚至失去了原有模型的某些功能。

土体结构性试验和理论研究在国内起步较晚, 尤其是结构性粘土在反复荷载作用下的力学特性研究则更不多见, 尽管这样, 部分国内学者对此也进行了深入研究。

2003年, 周成^[19]等人在砌块体模型的基础上, 引入一参数 α 来表征屈服面倾角及其旋转硬化规律(α 法), 以此来描述结构性土的各项异性及其发展状况。假设采用 α 法转换后的滑移屈服面看作是可以扩大, 旋转的运动硬化面, 并作为边界面, 利用边界面模型的思想,

通过内插塑性模量来反映结构性土循环加荷的变形规律,从而,建立了考虑结构性土动力特性的边界面砌块体模型。

2003年,黄茂松,钟辉虹等^[20]在边界面塑性理论基础之上,利用Dafalias的径向映射概念,通过引入反映天然粘土结构衰减的内变量,提出了一个可以描述天然状态结构性粘土力学特性的各项同性硬化弹塑性模型。

2006年,孙吉主^[21]等人通过在边界面弹塑性模量中直接引入一损伤变量,避免了在边界面方程中引入损伤变量带来的复杂性,以此建立结构性软土的边界面模型。

不难看出:循环反复作用下土结构性的理论研究取得取得一定成果,但还远远不够成熟,其工程性还应加强,注意推广。我们也开展这一方面的研究,研究成果将逐步公开发表。

结论与建议

综上所述,土结构性对土的动力特性有显著影响,研究取得一定成果,但距实际应用还有很长一段距离。建议开展以下工作:

(1) 加强动力作用下土结构性试验研究。目前,从事土结构性试验研究的报道不多见。由于土的结构性具有较强的个性及区域性,开展该方面的工作,能够积累研究成果,对工程的应用具有很强的参考价值。

(2) 开展理论上完备,应用上可用性强的土结构性动本构模型研究。目前,研究成果较多,但是,存在应用性不强的矛盾,模型参数较多,导致某一个参数对模型的影响较为显著,可操作性差。

(3) 模型应加强与大型商业软件的对接,可以促进土结构性研究发展。

参考文献

- [1] 黄文熙. 土的工程性质[M]. 北京:水利电力出版社.
- [2] 沈珠江. 土体结构性的数学模型—21世纪土力学的核心问题[J]. 岩土工程学报, 1996.
- [3] 谢定义, 齐吉琳. 土结构性及其定量化参数研究的新途径[J]. 岩土工程学报. 1999, 21(6): P651-656.
- [4] 徐干成. 饱和砂土循环动应力应变特性的弹塑性模拟研究[J]. 岩土工程学报, 1995/02
- [5] 王建华, 要明伦. 软粘土不排水循环特性的弹塑性模拟[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(3)
- [6] Krieg, R.D. A practical two-surface plasticity theory[J]. J Appl Mech ASME, 1975, 42: 641-646
- [7] Dafalias, Y.F. and Herrmann, L.R. Bounding surface formulation of soil plasticity[M]. Soil mechanics-transient and cyclic loads. Chichester: John Wiley and Sons, 1982: 153-182.
- [8] Muir-Wood, D. Soil behavior and critical state soil mechanics[·], Cambridge University Press, New York, 1990
- [9] Allman, M.A., Atkinson, J.H. Mechanical properties of reconstituted Bothkenner soil[J]. Geotechnique, 42(2): 289-301
- [10] Adachi, T., Oka, F., Hirata, T., Hashimoto, T., Nagaya, J., Mimura, M and Pradhan, T.B.S. Stress-strain behavior

- and yielding characteristics of Eastern Osaka clay[J]. SOIL FOUND,1995,35(3),1-13
- [11] Butterfield.R.and Baligh.F. A new evaluation of loading cycles in an oedometer[J]. Geotechnique,1996,46(3): 547-553
- [12]Carter.J.P., Airey.D.W. and Fahey.M. A review of laboratory testing of calcareous soils[J]. Eng Calcareous Sediments,AI-shafei,ed.,2,401-431
- [13] Liu,M.D. and Carter,J.P. Modeling the destructuring of soils during virgin compression[J]. Geotechnique, 2000,50(4):479-483.
- [14] Liu,M.D. and Carter,J.P. On the volumetric deformation of reconstituted soils[J]. Int. J. Numer.Analyt. Meth.Geomech.,24(2),101-133.
- [15] Kavvasdas.M, Amorosi.A A constitutive model for structured soils[J]. Geotechnique,2000,50(3):263-273
- [16] Rouainia.M and Wood.D.M. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure[J],Geotechnique,50(2):153-164
- [17] Shao.C and Desai.C.S. Implementation of DSC model and application for analysis of field. pile tests under cyclic loading [J]. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech,24:601-624
- [18] Gajo.A, Wood.D.M. A new approach to an anisotropic bounding surface plasticity and simulations of natural and reconstituted clay behaviour[J]. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.,2001,25:207-241
- [19] 周成,沈珠江,陈铁林等 结构性粘土的边界面砌块体模型[J]. 岩土力学, 2003, 24(3):317-321
- [20] 黄茂松, 钟辉虹等. 天然状态结构性软粘土的边界面弹塑性模型[J]. 水利学报, 2003, 12: 47-52
- [21] 孙吉主, 王勇等. 湛江海域结构性软土的边界面损伤模型研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(1): 99-102

Progressive Study on the soil structure Property under Cyclic Loading

Xiong Chuanxiang Chen Xingliang

(College of Environment and Resources, Fuzhou University, Fuzhou 350002)

[Abstract] The structure property is one of the intrinsic characteristics. It is peculiar influence on the static and dynamics characteristics of soil. Progressive Study on the soil structure Property under Cyclic Loading soil's behavior has been discussed in the paper ,and study field has been looked ahead.

[Keywords] cyclic Loading; structure property; dynamics behavior ; constitute model

柱锤冲扩桩复合地基在深大填土坑处理中的应用*

郭红梅 刘润平 刘志强

(北京城建勘测设计研究院有限责任公司 北京 100101)

[摘要] 本文结合工程实例,介绍了柱锤冲扩桩复合地基处理在处理深大填土坑处理中的应用,它具有技术优点突出,社会效益显著,经济低廉合理等优点。

[关键词] 柱锤冲扩桩复合地基; 填土; 承载力; 沉降

概述

柱锤冲扩桩复合地基是近几年来新发展起来的一种新型地基处理方式,它是采用反复将细长锤提到高处使其自由落下冲击成孔,待夯击至设计标高后,分层填料,再用细长锤反复夯实、挤密形成扩大桩体,与经济密的桩间土组成复合地基的地基处理方法。

工程概况

某拟建道路工程,全长2.6km,线路穿越一个大的采砂坑,现大部分砂坑已回填至自然地面,砂坑填土层厚度最大约22m,最浅约2m,该砂坑填土深度等值线图如图1所示。由于拟建道路主路位于原有的采砂石填土坑范围内,现已回填至自然地面,目前砂坑自然

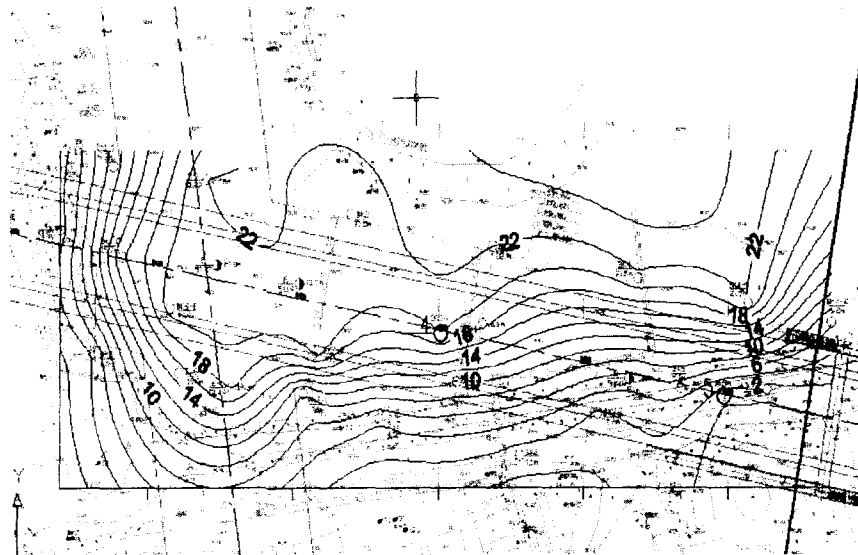


图1 砂坑填土厚度等值线图

* 收稿日期: 2007年10月

地面平均标高在 50.5m 左右, 主要为新近 1~2 年回填的房渣土、建筑垃圾及部分砂、卵石等杂填土, 填土厚度大, 成分复杂且不均匀, 呈欠固结状态, 承载力及沉降量不能满足路基的使用要求, 必须进行加固处理。

工程地质及水文地质条件

拟建场地位于永定河冲积扇顶部, 以第四纪冲洪积层为主, 根据岩土工程勘察报告, 砂坑填土层最深为 22.0m, 地层由上至下依次为:

人工堆积地层:

低液限粘土填土 (CL) ①层: 黄褐色~褐黄色, 稍湿~湿, 可塑~硬塑, 含砖渣、白灰; 建筑垃圾 (B) ①₁层: 杂色, 湿, 松散, 含砖渣、白灰、树根等;

级配良好砂填土 (SW) ②层: 黄褐色~褐黄色, 稍湿~湿, 松散~稍密, 含砖渣、白灰;

级配不良砾填土 (GW) ③层: 杂色, 稍湿, 稍密, 一般粒径 3-10mm, 最大粒径 120mm, 粒径大于 2mm 的颗粒约占全重的 85%, 含砖渣、白灰。

该层层底标高为 46.25~51.99m。

其下为级配良好的砂、卵石。

地下水条件: 勘探期间, 各钻孔均未见到地下水, 根据场地东侧以及场地内的机井资料, 本场地地下水位标高为 28.50m 左右。由于本场地地下水埋藏较深, 在进行地基设计时, 可不考虑地下水的影响。

地基处理方案选择

本工程拟采用不同的地基处理方案进行处理时的主要工程量, 造价、工期及社会效益等技术经济效果对比见下表:

不同工法地基处理的技术经济效果分析

表 1

方案	主要工程量	造价 /万元	工期 /d	社会效益
振冲桩	桩数 1867 根, 桩径 1000mm, 平均桩长 12.0m, 总方量 22486m ³	855	100	0
柱锤 冲扩桩	桩数 7117 根, 桩径 550mm, 平均桩长 11.0m, 总方量 20292m ³	599	85	消纳施工现场的建 筑垃圾 20292m ³
大开挖分 层碾压	开挖土方 24 万 m ³ , 回填灰渣土 24 万 m ³	2194	200	0
分层 强夯	开挖土方 14 万 m ³ , 回填灰渣土 14 万, 强夯面积 3.15 万 m ²	874	125	0

由上表可以看出: 对于本工程而言, 柱锤冲扩桩复合地基不但可以消纳大量原有的建筑垃圾等工程废料, 具有良好的社会效益, 而且可以节省工程造价 30%~73%, 工期可以缩短

15%~58%，工程造价及施工工期均具有明显的优势。经综合比较后，决定采用柱锤冲扩桩复合地基对深大砂坑填土进行处理。

柱锤冲扩桩复合地基方案设计

1. 地基加固的设计要求

- (1) 承载力要求：不低于120kPa
- (2) 沉降要求：桥后50m范围内5cm

拟采用先将填土表层平均开挖 1m 至标高 49.5m 处,可将较浅的填土换除掉,在坑下施工柱锤冲扩挤密白灰渣土桩,最后再回填碾压灰渣土至地面。

2. 柱锤冲扩挤密灰渣土桩复合地基承载力计算

柱锤冲扩挤密灰渣土桩复合地基承载力按照下式(1)进行计算:

$$f_{spk} = m \cdot f_{pk} + \beta \cdot (1 - m) \cdot f_{sk} \quad (1)$$

其中 f_{pk} 为桩体承载力特征值(kPa),取800,乘以桩体面积得单桩承载力特征值190kN; m 为灰渣土桩面积置换率,为0.11;

f_{sk} 为桩间土承载力特征值(kPa),取80;

经计算,柱锤冲扩灰渣土桩复合地基承载力特征值 f_{spk} 为159kPa,满足设计要求。

3. 柱锤冲扩挤密灰渣土桩复合地基沉降计算

根据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007-2002),按照下式(2)进行复合地基沉降量计算。

$$S = \varphi_s \cdot \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{spi}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (2)$$

其中各复合土层压缩模量按公式(3)计算:

$$E_{sp} = \xi \cdot E_{s,k} \quad (3)$$

根据经验,取经过夯扩挤密后的地基土压缩模量为8.0MPa,则复合土层压缩模量为15.0MPa。

中心点最大沉降计算结果分别为45mm,满足设计要求。

4. 柱锤冲扩挤密灰渣土桩复合地基设计参数

结合本工程地质条件和设计要求,经设计计算得主要设计参数如下表:

柱锤冲扩挤密灰渣土桩设计参数

表 2

桩数 (根)	设计 桩长(m)	桩间距 (m)	布桩 型式	设计桩径 (mm)	面积 置换率	总延米 (m)	总方量 (m ³)
7117	7-12	1.6*1.35	梅花	550	0.11	71200	20292

注:(1)灰渣土采用二八灰土,白灰为块灰现场消解,渣土为现场开挖的填土,去除大块($\geq 10\text{cm}$)以及有机质土;(2)由于灰土桩桩身强度较低,桩土应力比较小不设置褥垫层,这样有利于减少水的渗透。

5. 施工工艺

因本工程需要处理的面积较大,填土深度不同,地基处理设计施工方案较为复杂,为此特安排本工程施工总体部署如下:先进行路基基槽开挖,开挖出的土现场堆放,用起重机将柱锤提升到一定高度(6~8m),使之自由下落,夯击路基基槽成孔至不同的深度(7~12m),用人力推车每次向孔中填拌和好的灰渣土等建筑垃圾,再次提升柱锤夯击孔内的建筑垃圾,使之打入土中,逐步在路基中形成柱锤冲扩挤密灰渣土桩。施工中间可以穿插进行复合地基检测,打桩结束后,将面层扰动土整平碾压后在进行回填碾压施工。

6. 地基处理效果检验及分析

(1) 单桩及天然土、桩间土承载力检验

依据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007-2002)《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-1994),采用慢速维持荷载法进行静力载荷试验,压板面积为 $1.4 \times 1.4 \text{m}^2$ 方板,检测结果及结论如下:

竖向抗压静载试验结果汇总表

表3

点号	终止荷载(kN)	总沉降量/mm	竖向抗压极限承载力/kN	竖向抗压承载力特征值/kN
单桩1#	640	29.07	560	280
单桩2#	640	26.62	560	280
单桩3#	800	35.66	720	360
天然土1#	96	29.53	168	84
天然土2#	108	24.11	192	96
桩间土1#	110	44.80	200	100
桩间土2#	120	38.03	220	110

① 通过单桩载荷试验,该场地1、2#试桩单桩承载力特征值为280kN,3#试桩单桩承载力特征值为360kN;

② 该场地1#、2#天然土试点的承载力特征值分别为84kPa、96kPa;1#、2#桩间土试点的承载力特征值分别为100kPa、110kPa。

(2) 处理前后地基土物理力学参数对比

为了对比处理前后填土层的物理力学指标变化情况,在地基处理前后分别进行了大体积试验测得地基处理后土的密度范围值由1.64~1.81提高到2.01~2.20。另外还进行了动力触探试验,取得了 $N_{63.5}$,其代表性曲线对比如下图所示。

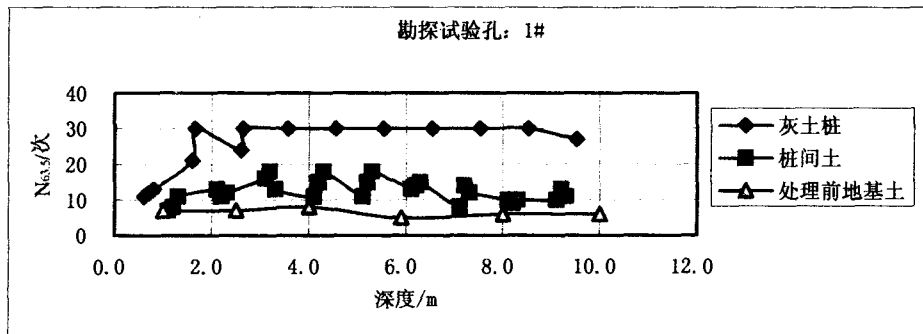


图2 1#勘探试验孔动力触探数据曲线

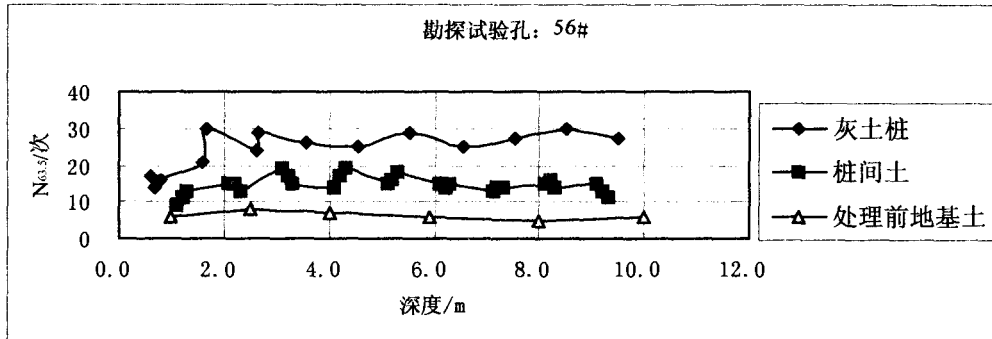


图3 56#勘探试验孔动力触探数据曲线图

动力触探试验结果表明：地基处理前填土的 $N_{63.5}$ 数值范围为6~9，地基处理后桩体的 $N_{63.5}$ 数值范围为16~32，桩间土的 $N_{63.5}$ 数值范围为8~20，对桩间土的挤密效果明显。

(3)复合地基承载力检验

依据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007-2002)《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-1994)，采用慢速维持荷载法进行静力载荷试验，压板面积为 $1.4 \times 1.4m^2$ 方板，检测结果及结论如下：

复合地基载荷试验结果汇总表

表4

点号	终止荷载/kN	总沉降量/mm	试验点承载力特征值/kPa	对应沉降量/mm	对应s/b	复合地基承载力特征值/kPa
1#	600	12.79	120	2.33	0.0017	120
2#	600	15.18	120	2.78	0.0020	

通过复合地基载荷试验，复合地基承载力特征值满足120kPa的设计要求。

(4) 桩土应力比检验

在进行复合地基静力载荷试验时，分别在桩体及桩间土上埋置压力盒，每级荷载施加后各测读一次桩体上、桩间土上压力盒的压力值，并整理后得到如下成果表：

桩-土压力变化情况表

表5

荷载/kN 点号		120	180	240	300	360	420	480	540	600	
		1#	桩/MPa	0.050	0.075	0.118	0.150	0.156	0.253	0.408	0.353
土/MPa	0.0023		0.005	0.0114	0.021	0.034	0.079	0.159	0.196	0.246	
		桩/土	21.74	15.00	10.35	7.14	4.59	3.20	2.57	1.80	1.51
2#	桩/MPa	0.065	0.087	0.116	0.145	0.181	0.225	0.283	0.340	0.420	
	土/MPa	0.0033	0.006	0.012	0.024	0.047	0.081	0.127	0.193	0.271	
		桩/土	19.70	14.50	9.67	6.04	3.85	2.78	2.23	1.76	1.55

由上表可以得出,桩-土压力试验结果表明,压力增加初期,荷载主要由桩体承担,此时桩土应力比最大,其范围值为19.70~21.74,随着荷载的逐步增加,桩间土受力的比重逐渐增加,桩土应力比逐步减小。在使用荷载(120kPa)时的桩土应力比的范围值为9~10,此时荷载由桩和桩间土共同承担。

(5) 地基处理后桩间土湿陷性检验

依据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007-2002)《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-1994),采用慢速维持荷载法进行桩间土浸水静力载荷试验,检测结果及结论如下:

桩间土浸水静载试验结果汇总表

表6

点号	终止荷载 /kN	总沉降量 /mm	附加湿陷量 /mm	附加湿陷量与压板 直径之比	极限承载力 /kPa	承载力特征值 /kPa
1#	105	36.07	9.26	0.0116	180	90
2#	120	29.28	5.40	0.0068	210	105
3#	120	21.00	3.54	0.0044	210	105

通过桩间土浸水载荷试验,该场地在120kPa压力下的附加湿陷量与承压板直径之比均小于0.023,经处理后该场地不具湿陷性。

柱锤冲扩桩复合地基的推广前景与展望

柱锤冲扩桩复合地基不但施工工期短,速度快,机械化程度高,而且施工质量容易控制,同时还可以消耗大量的建筑垃圾,甚至可以把长期积累的各类无机废料也能利用起来加固地基,变废为宝。这样不仅可以节省大量钢材、水泥等宝贵的建筑材料,大大降低工程成本,而且可以在施工中减少建筑工程对环境的污染,做到低振动、低噪声、无污染、不扰民。该地基处理方法技术优点突出,社会效益显著,经济低廉合理。

但是由于柱锤冲扩桩复合地基应用时间较短,工程实例较少,柱锤冲扩桩复合地基目前还处于半理论半经验状态,成孔及成桩工艺及地基加固效果直接受到地质条件的影响较大,在夯扩机理上还有待于进一步的试验研究,在单桩承载力与持力层和地基土的关系上还有待于进一步的完善,应该进一步地通过工程实践,不断地积累工程经验,同时进一步加强理论研究,以使这一技术日臻完善,使柱锤冲扩桩复合地基技术得以全面推广。

参考文献

- [1] 徐至钧 李军. 柱锤冲扩法加固地基[M]. 北京: 机械工业出版社,2004.
- [2] 建筑地基处理技术规范(JGJ79-2002)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社,2002
- [3] 建筑地基基础设计规范(GB 50007-2002)[S] 北京: 中国建筑工业出版社,2002
- [4] 建筑桩基技术规范(JGJ 94-1994)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社,1995

拉锚式围护结构在某基坑围护设计中的应用*

徐文贤¹ 杨文鸣²

(1.桐庐江城水利基础工程有限公司 桐庐 311500 2.桐庐县建设局 桐庐 311500)

[摘要] 介绍了一种拉锚式围护结构在某基坑围护中的应用,该拉锚式围护结构的特点为:利用基坑周围建筑物的承台作为锚固体,将拉杆锚入基坑周围建筑物的承台中;该围护方式较节约成本,且容易施工;施工监测结果表明,围护结构侧向变形较小。

[关键词] 沉管灌注桩;拉锚;承台

前言

拉锚式围护结构是挡土结构与外拉系统组成的一类深基坑围护结构^[1]。一般而言,若基坑开挖深度较大,悬臂围护难以适用;若基坑开挖范围较大,桩加内支撑的围护方式不经济。在一定的地质条件与周围环境条件下,拉锚式围护结构可以弥补悬臂桩位移较大的不足,同时造价较内撑式围护结构低,且挖土施工相对较方便。

拉锚式围护结构可分为地面拉锚围护结构和锚杆围护拉锚结构^[1],本文介绍前者在基坑围护设计中的应用。地面拉锚式结构由围护桩、拉杆以及锚固体组成,其中锚固体可以为锚桩、锚定板等。

在某些周围环境特殊的基坑,如基坑周围存在待建的建筑物,经计算容许,可利用周围建筑物的承台作为锚固体,将拉杆锚入周围建筑物的承台中,可起到相对较好的拉锚效果且节约成本;在某基坑围护设计中采用了该围护方式,并取得了较好的围护效果。

周围环境及工程地质概况

拟建的某工程包括7幢六层住宅楼和半地下车库,沿街为一层商铺,框架结构,采用无靴扩桩基础。

本车库工程±0.000相当于绝对标高10.000m,目前车库基坑周围自然地面绝对标高约

* 收稿日期:2007年8月

13.06m (即相对标高 3.06m), 基础底板底标高为-0.830 m (含 300mm 垫层, 下同), 承台底加垫层标高-1.280m、-1.980m, 开挖计算深度 (按承台底加垫层) 为 4.34m、5.04m。

地下车库基坑承台边缘与 2#楼承台边缘距离为 2.25m; 距 3#楼为 1.40m, 距 4#楼最近距离 4.11m; 距 5#楼为 1.26m, 距 6#楼为 3.8m, 距 7#楼为 4.1m。

拟建场地主要为第四纪冲积相沉积, 第四纪覆盖层较薄, 基坑开挖影响范围以内的土层分布依次为:

1-1 杂填土: 杂色, 主要为碎砖瓦、碎块石, 建筑垃圾及少量粘性土;

1-2 素填土: 灰-灰黄色, 充填物主要为粘性土、粉土、粉砂, 局部有淤泥, 混少量砾含石、碎砖瓦、杂物;

2 粉质粘土: 灰黄色~褐黄色, 软塑~可塑, 稍有光泽反应, 干强度中等, 韧性中等, 含氧化铁, 微层状~层状, 局部夹有薄层粉砂;

3 粘质粉土: 灰黄色, 青灰色, 很湿~饱和, 稍密, 摇振反应迅速, 无光泽反应, 干强度低, 韧性低, 夹少量粘性土, 含云母及氧化铁;

4 砂质粉土: 灰色, 青灰色, 很湿~饱和, 稍密, 摇振反应迅速, 无光泽反应, 干强度低, 韧性低, 局部夹软塑状粉质粘土;

5-1 粗砂。

根据勘察报告, 拟建场地浅部地下水属第四纪孔隙型潜水, 潜水含水层为地表下 5.0m 左右, 场地为冲积相沉积, 渗透性较大, 与相临 A 江联系密切, 因此 A 江的水文和水质影响较大。

基坑开挖深度影响范围内各土层主要物理力学性质指标见表 1 所示。

各土层主要物理力学性质指标

表 1

层号	土层名称	w (%)	γ (kN/m ³)	E	压缩系数 (MPa ⁻¹)	固结快剪	
						φ (°)	c(kPa)
1-1	杂填土		(18.5)			(13)	(8)
1-2	素填土		(18.1)			(13)	(8)
2	粉质粘土	24.1	20.14	0.68	0.25	24.0	15.0
3	粘质粉土	26.6	19.68	0.75	0.23	26.6	14.2
4	砂质粉土	34.2	18.64	0.95	0.28	25.6	10.0
5-1	粗砂	16.2	21.34	0.47	0.11	(30)	(0)

注: () 内的数值为土层参数经验值, 抗剪强度指标为固快指标。

围护及止水系统设计

根据场地地理位置、土质条件、基坑开挖深度和周围环境条件, 本基坑围护具有如下特点:

1、基坑开挖深度较浅, 一般为 4.34m, 局部为 5.04m, 平面呈长条形。

2、基坑北侧与 A 江相距较近，A 江非汛期水位相对较低；但仍需考虑突降大雨而导致水位上升的可能性；

3、基坑开挖深度内土质主要为填土、接近坑底为粉质粘土，基坑底土质相对较好。

4、本工程周邻环境条件较差，部分与在建楼房或已打设的夯扩桩场地相距甚近，可考虑利用周边的承台进行拉锚。

综合场地地理位置、土质条件基坑开挖深度和周围环境条件，根据“安全、经济、方便施工”的原则，本方案建议在非汛期进行基坑开挖施工，但仍需重点考虑 A 江水位对基坑的影响。因此，本方案采用沉管灌注桩为挡土结构的拉锚式支护方案，充分利用周边建筑物承台这一有利条件进行拉锚，如图 1 所示；同时对基坑外侧采用双排注浆止水。

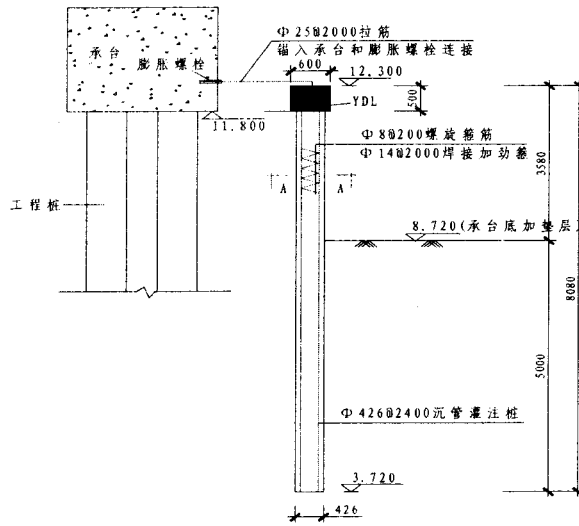


图 1 利用承台拉锚剖面图

基坑开挖现场监测结果

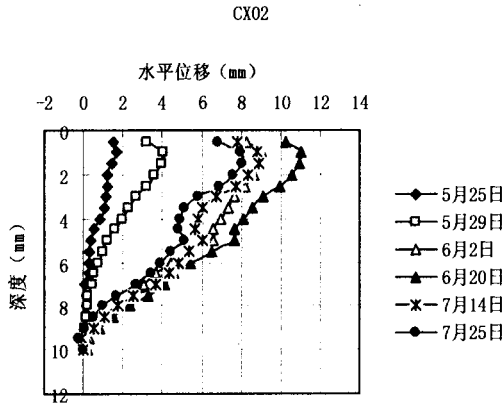


图 2 CX02 土体水平位移

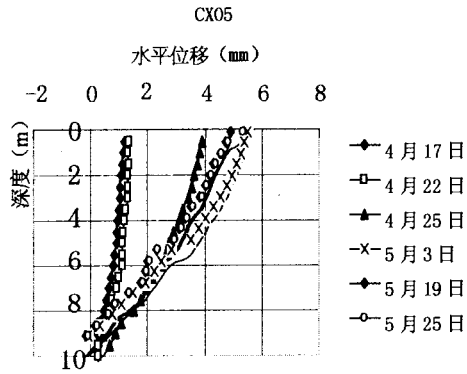


图 3 CX05 土体水平位移

从图 2 与图 3 的土体侧向位移监测结果表明，土体位移相对较小，最大水平位移约 11mm，未超出警戒值 30mm，说明桩加锚的围护效果较好。从表 2 的拉杆轴力监测结果中可以看出，拉力不大，最大值为 47.2kN，处于拉杆容许拉力范围内。

拉杆的轴力实测值

表2

钢筋计编号		轴 力 (kN)									
		5月 8日	5月 25日	5月 29日	6月 2日	6月 9日	6月 20日	6月 28日	7月 6日	7月 14日	7月 25日
ZL1	25857	-0.6	+0.6	-1.0	+38.6	+34.8	+42.6	+41.8	+31.5	+25.5	+27.2
ZL2	2568	-1.6	-2.4	+0.4	+7.1	+44.2	+45.2	+40.2	+44.6	+32.7	+33.4
ZL3	2496	+10.4	+37.2	+46.1	+47.2	+2.4	+2.7	+7.2	+2.7	+2.1	+4.7

注：正数表示受拉，负数表示受压。

结束语

(1) 从施工监测结果表明，桩的水平位移较小，拉杆的轴力亦不大，利用承台或钢板桩进行拉锚是可行的，且相对节约成本，容易施工。

(2) 该围护方式适用于基坑周围有待建筑物，且拉杆拉力相对较小等条件下的基坑。

参考文献

- [1] 龚晓南, 高有潮. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [2] 程良奎, 范景伦, 韩军, 许建平. 岩土锚固[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- [3] 《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99) [S] 北京: 中国建筑工业出版社, 1999

致 谢

《地基处理》杂志创刊、出版、发行已近18年了。承蒙全国各地土木工程界、岩土工程界特别是地基处理专业广大同仁的大力支持，帮助和指导。使本刊不断得到充实、提高和发展，因而深受广大读者的欢迎，在国内已具有一定的影响力。在此，对所有本刊论文作者，广大读者，杂志社成员单位（理事单位），各位顾问，历届编委、审稿专家，对所有支持，关心本刊的朋友们，表示衷心的感谢！本刊热诚希望诸位一如既往给予大力支持和帮助，积极组织、推荐、撰写稿件，使本刊越办越好。

敬祝

各位2008年身体健康、工作顺利，万事如意！

《地基处理》编辑部

2007年12月

浅析静压管桩的终压条件*

陈磊

(江苏润华建设发展集团有限公司 南京 210018)

[摘要] 结合本集团两个工程实例,分析了静压管桩的沉桩机理、终压力与竖向抗压极限承载力的关系、恢复系数的变化情况,以探讨和确定静压摩擦型PHC管桩终压条件应注意的问题。

[关键词] 终压力; 极限承载力; 恢复系数

工程实例

1.工程实例1

江苏省金坛市某住宅小区位于市区东部,1#、2#楼为砖混结构6层建筑;3#、4#、5#、6#、7#为框剪结构小高层12~17层建筑、均带地下室(防空设施)并相互贯通为车库,总建筑面积近5.6万m²,地基基础采用静压PHC管桩,总桩数1763根,不包括地下室抗拔桩。由于小区场地内有一水塘,另外地下土层软硬不均,所以在设计桩长时参考过去本地区施工经验,桩长定的不一样。各栋号设计静压管桩的参数见表1。

表1

序号	栋号	桩型号	桩长(m)	根数	持力层	单桩竖向承载力		备注
						特征值(kN)	加载试压值(kN)	
1	1#	Z-1 PHC-400(90)A-C80-7,8	15	61	⑥粉粘	Ra=540	Ru=1080	Ru为极限
		Z-2PHC-400(90)A-C80-7,10	17	93		Ra=450	Ru=900	
2	2#	Z-1 PHC-400(90)A-C80-7,8	15	71	⑥粉粘	Ra=540	Ru=1080	
		Z-2PHC-400(90)A-C80-7,10	17	83		Ra=450	Ru=1080	
3	3#	PHC-400(90)A-C80-12	12	299	⑥粉粘	Ra=530	Ru=1060	
4	4#	PHC-400(90)A-C80-9	9	297	⑥粉粘	Ra=530	Ru=1060	
5	5#	PHC-400(90)A-C80-9	9	255	⑥粉粘	Ra=520	Ru=1040	
6	6#	PHC-400(90)A-C80-9	9	225	⑥粉粘	Ra=540	Ru=1080	
7	7#	Z-1PHC-500(100)A-C80-10,12	22	230	⑥粉粘	Ra=1320	Ru=3100	
		Z-2PHC-500(100)A-C80-10,11	21	119		Ra=1290	Ru=3100	

* 收稿日期: 2007年11月

在静压沉桩中,停桩以控制标高为主,贯入度作参考,沉桩时应妥善安排沉桩顺序,桩顶计算最大沉降量为59.7mm。

压桩时应做好各桩的编号及施工纪录,在基础开挖后须实测各桩的桩位偏差。桩竖向承载力以试桩报告为准。压完桩每栋楼做静载试桩3根,桩身完整性每栋楼做低应变检测随机均匀抽验20%。

地基主要土层的物理力学性质指标详见表2。设计持力层1[#]、2[#]、3[#]、4[#]、5[#]、6[#]楼均选用⑥粉质粘土层;7[#]楼选用⑧粉质粘土层,施工前未进行静载试验确定单桩竖向抗压承载力。施工前采用其他工程压桩经验并确定了静压桩标准为:终压桩力以单桩竖向抗压极限承载力设计值的0.75~0.9倍加以控制,现场配桩允许在原设计桩长加长不大于4m。

金坛市某住宅小区地基主要土层的物理性质指标

表2

序号	土层名称	厚度(m)	含水率(%)	重度(kN/m ³)	孔隙比	液性指数	标贯指数
1	②-a 粉质粘土	1.1~2.2	31.0	18.80	0.895	0.711	
2	②-b 淤泥	0.10~0.6	70.2	15.3	2.093	1.104	
3	②-c 粉质粘土	0.5~2.9	29.0	19.4	0.813	0.724	5.5
4	②淤泥质粉质粘土	0.6~7.3	41.6	17.8	1.162	1.571	
5	③粉质粘土	0.5~4.4	26.1	19.6	0.748	0.325	8.5
6	④粉土	0.4~3.7	30.9	19.0	0.864		11.6
7	⑤粉质粘土	0.9~9.3	30.2	19.3	0.839	0.864	4.0
8	⑥粉质粘土	1.9~9.6	23.9	19.9	0.693	0.325	9.1
9	⑦粉土	2.1~6.6	33.4	18.8	0.900		10.8
10	⑧-a 粉质粘土夹粉土	1.0~11.1	31.2	19.0	0.872	1.219	6.8
11	⑧粉质粘土	0.6~7.8	26.1	19.8	0.734	0.291	9.1
12	⑨粉质粘土	4.7~10.4	28.7	19.4	0.807	0.794	9.7
13	⑩粉质粘土	未穿透	26.3	19.7	0.746	0.450	10.2

为检验工程桩承载力,综合考虑上部荷载和地质情况,桩基施工结束后近1个月左右,选了各栋号比较不利的3根试桩共计21根。4[#]、6[#]楼静载试验数据未列表内,表内5个楼共15根静载试验桩,做单桩竖向抗压极限承载测试(见表3),其中3[#]楼试桩为267[#]、127[#]、16[#]均加长3~4m经测试已能满足单桩竖向抗压极限承载力。工程实例1的静载荷试验P-S、S-lgt曲线图略。

金坛市某住宅小区单桩静载荷试验结果

表 3

序号	栋号	桩号	桩径 (mm)	桩长 (m)	休止期 (d)	极限承载力 Ru(kN)	沉降 (mm)	压桩力 Q(kN)	Ru/Q
1	1#楼	70#	400	17.0	25	900	4.46	837	1.075
		4#	400	17.0	25	900	4.12	668	1.347
		150#	400	15.0	25	1080	5.72	753	1.434
2	2#楼	144#	400	17.0	25	900	5.51	671	1.341
		81#	400	17.0	25	900	2.63	700	1.286
		3#	400	15.0	25	1080	4.24	900	1.200
3	3#楼	267#	400	15.0	25	1450	10.11	673	2.154
		127#	400	15.0	25	1450	13.31	825	1.757
		16#	400	16.0	25	1015	6.07	749	1.355
4	5#楼	169#	400	9.0	25	1080	10.50	749	1.442
		97#	400	9.0	25	1080	13.30	977	1.105
		181#	400	9.0	25	1080	12.20	901	1.199
5	7#楼	34#	500	27.0	28	3100	10.03	2915	1.063
		12#	500	27.0	28	3100	9.01	2804	1.105
		45#	500	27.0	28	3100	14.14	2915	1.063

2.工程实例 2

江苏省金坛市某大酒店位于市区南部,该工程为地上七层框架(地下一层)结构,总建筑面积近 3.3 万 m²,地基基础采用静压 PHC 管桩,总桩数 512 根(不包括抗拔桩)型号为 PHC-500(100)A-C80-11,单桩竖向抗压承载力特征值为 1425kN,设计单桩竖向抗压极限承载力为 2850 kN。主要土层的物理力学性质指标见表 4,设计持力层选用⑥层粉质粘土。施工前也未进行静载试验确定单桩竖向抗压承载力,为了对单桩竖向抗压承载力作出较准确的判断,根据以往的施工经验确定压桩标准为:①采用压桩力和桩长双控;②当终压力 >1425kN 且 <2850kN 时,桩端应进入持力层 ≥1.5m;③当终压力 ≥2850 kN 时,桩端应进入持力层 ≥1.0m;④当终压力 <1425 kN 时,应及时与设计单位及相关人员联系。为了检验工程桩的承载力,随机选择了 84#、421#、490# 共 3 根做单桩竖向抗压极限承载力静载测试(见表 5),单桩竖向抗压极限承载力测试结果均符合设计要求。工程实例 2 静载荷试验 P-S. S-lgt 曲线图略。

金坛市某大酒店地基主要土层的物理力学性质指标

表 4

序号	土层名称	厚度(m)	含水率(%)	重度 (kN/m ³)	孔隙比	液性指数 IL	标贯指数
1	②粘土	2.0~4.1	26.6	19.4	0.746	0.28	
2	③粉土	2.2~3.2	32.0	19.6	0.866	0.8	16.7
3	④粉质粘土	1.3~2.4	28.1	19.1	0.788	0.44	
4	⑤粘土	7.3~8.9	26.1	19.5	0.729	0.24	
5	⑥-1 粉土夹粉土	1.1~2.7	31.3	18.4	0.873	0.73	14.90
6	⑥-2 粉质粘土	2.3~5.8	31.2	18.7	0.849	0.73	20.40
7	⑦粉质粘土	2.0~6.5	29.2	19.2	0.798	0.53	

金坛市某大酒店单桩静载荷试验结果

表5

序号	桩号	桩径(mm)	桩长(m)	休止期(d)	极限承载力 Ru(kN)	沉降(mm)	压桩力 Q(kN)	Ru/Q
1	84 [#]	Φ500	11	28	2850	17.59	2478	1.15
2	421 [#]	Φ500	11	28	2850	16.45	2317	1.23
3	490 [#]	Φ500	11	28	2850	15.84	2159	1.32

分析与探讨

压桩结束后随着桩周、桩端附近土体中的超孔隙水压力的逐渐消散,受扰动的重塑土重新固结,土体有效抗剪强度恢复,基桩的承载力相对终压力会有所恢复。上述2个工程实例相距4km左右,工程地质条件相似,桩基均为静压PHC管桩,选用的持力层均为粉质粘土,但基桩承载力的恢复程度却有较大差距,假定静压桩的恢复系数表示桩的极限承载力与终压力的比值 Ru/Q 。从表3、表5可以看出:①虽然2个工程实例中基桩恢复系数均大于1,但变化幅度较大。工程实例2中的84[#]桩,恢复系数仅为1.15,工程实例1中的3[#]的267[#]恢复系数却大于2.154,两者相差大于46.61%。②工程实例1恢复系数总体比工程实例2大,这主要由于工程实例1中桩基穿越土层主要是④层粉土,具有较好的排水通道,超孔隙水压力消散较快,而且在压桩过程中挤土效应使桩周的粉土因侧向挤压而趋于密实,导致产生“强化”效应;工程实例1中,由于持力层粉质粘性土层起伏较大,再加上部分桩基穿越土层还有淤泥和淤泥质土,并增加了桩长,所以恢复系数变化较明显,最小的1.063,最大的大于2.154,两者相差大于50.65%(详见表3);在工程实例2中,虽然各土层比较平稳,但恢复系数变化也有一定幅度,最小的1.15,最大的大于1.32,两者相差大于13%。(详见表5)

结语

根据对上述同一城市的2个工程实例分析、探讨,在确定静压PHC管桩的终压条件时应注意的三点:

(1) 勘察报告和设计规范提供的桩基设计参数只能作为设计计算的参考,在桩基施工前应按规范要求采用静载试验确定单桩竖向抗压承载力,并以此作为确定终压条件的依据,不能以压桩力直接推定承载力。

(2) 静压桩的恢复系数一般大于1,即桩的极限承载力一般大于静压桩的终压力,但土层情况不一样,压桩的恢复程度差别较大。为此在按照设计要求的桩长和终压力进行压桩时,可根据实际情况调整桩长(在保证承载力的前提下)。

(3) 对金坛软土地区,压桩力 Q 与估算的单桩竖向承载力特征值 Ra 之比,一般在1.27~1.86之间,平均为1.55。这可作为该地区选择静压桩机械的参考。

参考文献

- [1] 龚晓南 地基处理技术发展展望[M]. 中国水利水电出版社 2004
- [2] 龚晓南 地基处理手册(第二版)[M]. 中国建筑工业出版社 2000

水泥搅拌桩在软土地基施工中的应用*

潘志云 陈小鹃 袁文忠

(浙江省大成建设集团有限公司 杭州 310012)

[摘要] 结合水泥搅拌桩对桥头软土地基的工程实例,对其施工工艺和质量检验作了详细的介绍,并详细说明了施工中的注意事项、质量的控制等内容

[关键词] 水泥搅拌桩; 桥头软土地基; 施工工艺及质量检验

工程概况

瑞安飞云江三桥南岸临时连接线,范围为 K16+940.35~K23+459.834,其中桥总长 397 米,路基长度 6094 米。路基设计宽度为 18 米,路基填土高平均为 2 米左右(含路面厚),路面结构层厚 66 cm,该路段为一套海陆交互相砂泥质沉积地层,地层中砂层和淤泥质土层呈互层状沉积。该中桥位于瑞安市林垟镇大池头村境内,为跨越一内河而设置,桥位中心测设里程为 K19+958。对于地基稳定性不足或因沉降过大而影响路堤及构造物的稳定和使用功能的路段,采用水泥搅拌桩加固地基,使桩与原软土地基构成复合地基,提高地基承载力,减少沉降量,本工程主要在桥头路堤两侧及箱涵地基路段采用水泥搅拌桩。

1、地形、地貌

中桥处于冲海积瑞平原区,桥位处地形平坦,地面高程约 3~4m,内河宽度约 30~40m,走向 NE 向,与线路走向近正交,两侧现为耕地。

2、地层条件

根据钻探、触探和工程地质调绘资料揭示,桥位处地层结构较复杂,主要为第四系海相、海陆交互相沉积层及冲积、冲洪积层组成。地层自上而下可分为:

I—1 层粘土、亚粘土 (Q_4^{al}): 灰黄色、黄褐色,软塑~硬塑,含铁锰质氧化物,土质不均匀。含水量 $W=29.4\sim 37.1\%$,孔隙比 $e=0.86\sim 0.96$ 。桥区均有分布,层厚 0.90~2.00m。推荐容许承载力 $[\sigma_c]=110kPa$ 。

I—2 层淤泥 (Q_4^m): 灰色,流塑,有臭味,局部夹页片状粉砂,夹淤泥质亚粘土。含水量 $w=51.2\sim 62.3\%$,孔隙比 $e=1.56\sim 1.88$ 。桥区均有分布,层厚 21.20~27.10m。

I—3 层淤泥质亚粘土 (Q_4^{mc}): 灰色、灰黑色,流塑~软塑,有轻微臭味,夹较多团块状或薄层状粉砂,页片状微层理发育。含水量 $w=43.2\sim 47.1\%$,层厚 10.00~15.50m。推荐容

* 收稿日期: 2007 年 11 月

许承载力 $[\sigma_s]=75\sim 80\text{kPa}$ 。

I—4层亚粘土、粘土(Q_4^{mc}):灰黑色,软塑,含贝壳碎片。含水量 $w=40.5\sim 40.8\%$,孔隙比 $e=1.11\sim 1.25$ 。桥区均有分布,层厚 $8.70\sim 21.10\text{m}$ 。

I—5层粉细砂(Q_4^{al}):褐色、灰褐色,饱和,中密,含较多泥质。桥区均有分布,层厚 $0.70\sim 1.60\text{m}$ 。

II层砾卵石(Q_4^{al+pl}):灰色、灰褐色为主,饱和,中密,成份主要为晶屑凝灰岩,粒径一般为 $20\sim 60\text{mm}$,约占 $50\sim 60\%$ 。最大粒径达 100mm ,圆砾含量约 $15\sim 20\%$ 。呈次圆状,充填物为泥质和粉细砂。

桥基地层中的主要不良地层为上部I—1层、I—2层、I—3层和I—4层以软土和软粘土为主,厚度大,具有天然含水量高,孔隙比大,压缩性高,强度低等特点,其力学性质较差,对桥头路基的稳定影响较大。经过与业主及设计方多次研究决定采用水泥搅拌桩对桥头软土路基进行处理。

施工要求

1、水泥搅拌桩的间距及布置形式

水泥搅拌桩的桩径为 0.5m ,设计桩长为 15m ,根据稳定及沉降计算的要求,桩距采用 $1.5\sim 2\text{m}$,桩位在平面上呈等边三角形布置,在箱涵路段加固区和过渡区采用不同的桩距进行过渡,加固区采用 1.5m ,过渡区采用 2.0m 。桥头路基两侧加固区采用 1.5m 间距打设。

2、水泥搅拌桩桩身强度

在工程位置大面积施工之前,必须进行必要的水泥搅拌桩成桩试验(一般不宜少于5根),汇总试桩结果应得到下列要求及相关技术参数:

- (1)满足设计水泥用量的各种技术参数,如钻进速度、搅拌速度、提升速度等;
- (2)确定搅拌均匀的必要步骤及程序;
- (3)了解下钻和提升的阻力以及地质变化情况,采取合理的技术措施。

设计参数及要求:

a. 水泥掺入比 $>12\%$;

b. 室内配合比设计:

7d无侧限抗压强度: $q_u \geq 0.8\text{MPa}$, 28d无侧限抗压强度: $q_u \geq 1.6\text{MPa}$, 90d无侧限抗压强度: $q_u \geq 2.4\text{MPa}$;

c. 现场质量检测:

28d取芯强度: $R_{28} \geq 0.8\text{MPa}$, 90d取芯强度: $R_{90} \geq 1.2\text{MPa}$, 单桩承载力 $>210\text{kPa}$, 复合地基承载力 $>170\text{kPa}$ 。

施工工艺

1、施工准备

(1)搅拌桩施工场地应事先平整,清除桩位处地上、地下一切障碍(包括大块石、树根和生活垃圾等)。场地低洼时应回填粘土,不得回填杂土。

(2)水泥搅拌桩应采用合格的R32.5级普通硅酸盐袋装水泥以便于计量。使用前,承包人

应将水泥的样品送中心试验室或监理工程师指定的试验室检验。

(3)水泥搅拌桩施工机械应配备电脑记录仪及打印设备,以便了解和控制水泥浆用量及喷浆均匀程度。监理工程师每天收集电脑记录一次。

(4)水泥搅拌桩施工机械必须具备良好的及稳定的性能,所有钻机开钻之前应由监理工程师和项目经理部组织检查验收合格后方可开钻。

2、施工工序

(1)起重机悬吊深层搅拌机到达指定桩位,对中。当地面起伏不平时,应首先对施工场地进行平整,以使起吊设备保持水平。

(2)预搅下沉

待深层搅拌机的冷却水循环正常后,启动搅拌机电机,放松起重机钢丝绳,使搅拌机沿导向架搅拌切土下沉,下沉速度可由电机的电流监测表控制。工作电流不应大于额定值。如果下沉太慢,可从输浆系统补给清水以利钻进。

(3)制备水泥浆

待深层搅拌机下沉到一定深度时,即开始按设计确定的配合比拌制水泥浆,待压浆前将水泥浆倒入集料斗中。

(4)提升喷浆搅拌

深层搅拌机下沉到设计深度后,开启灰浆泵将水泥浆压入地基中,并且边喷浆边旋转,同时严格按照设计确定的提升速度提升深层搅拌机。

(5)重复上下搅拌

深层搅拌机提升至设计加固深度的顶面标高时,集料斗中的水泥浆应正好排空,为使软土和水泥浆搅拌均匀,可再次将搅拌机边旋转边沉入土中,至设计加固深度后再将搅拌机提升出地面。

重复以上步骤进行下一根桩的施工。

3、制浆质量的控制

按设计给定的水灰比(水和水泥按重量比严格控制)在制浆罐中进行拌制,备好的浆液还应不停地搅拌,使其均匀稳定,不得离析或停置时间过长,超过2h的浆液应降低标号使用;浆液倒入集料时应加筛过滤,以免浆内结块,损坏泵体。

(1)泵送浆液质量的控制

泵送浆液前,管路应保持潮湿,以利输浆。泵送浆液过程中,泵的压力必须足够和稳定,供浆必须连续,拌和必须均匀。如遇到浆液硬结堵管,必须立即拆卸输浆管道,清洗干净。

(2)桩长的控制

钻杆标线控制法:施工之前应丈量钻杆长度,可用红色油漆在钻杆上划桩长的明显标志(桩长应不小于设计要求),以便掌握钻杆钻入深度、复搅深度,确保设计桩长;度盘读数控制法:钻机上还有一个控制钻杆钻入深度的圆盘,通过指针读数可直接反映出钻桩的长度。(注意开钻之前,指针读数必须为零)。

(3)单桩水泥用量的控制

控制好水灰比。按单桩长和设计提供的每米水泥用量计算出单桩水泥用量,严格按设计给出的水灰比进行制浆,不得随意乱调水灰比;水泥搅拌配合比:水灰比0.45~0.50、水泥掺量12%、每米掺灰量46.25kg、高效减水剂0.5%。

(4)控制好输浆泵。泵必须有足够的压力和持久稳定的输浆能力,输浆量必须与桩机的钻进速度、搅拌速度及提升速度相匹配(这点是靠施工经验和试桩技术参数得来的)。

(5)控制好桩机的钻进速度、搅拌速度及提升速度。确保单桩施工完毕后,为该桩所配制的水泥浆能全部用完,不得有剩余。总之,只有控制好单桩的水泥用量,桩身强度才有保证。

4、桩机操作的控制

水泥搅拌桩开钻之前,应用水清洗整个管道并检验管道中是否有堵塞现象,待水排尽后方可下钻。

(1)桩机对位后,精调桩身竖直度,使搅拌轴保持垂直;为保证水泥搅拌桩桩体垂直度满足规范要求,在主机上悬挂一吊锤,通过控制吊锤与钻杆上、下、左、右距离相等来进行控制。

(2)对每根成型的搅拌桩质量检查重点是水泥用量、水泥浆拌制的罐数、压浆过程中是否有断浆现象、喷浆搅拌提升时间以及复搅次数。为了确保桩体每米掺合量以及水泥浆用量达到设计要求,每台机械均应配备电脑记录仪。同时现场应配备水泥浆比重测定仪,以备监理工程师和项目经理部质检人员随时抽查检验水泥浆水灰比是否满足设计要求。水泥搅拌配合比:水灰比0.45~0.50、水泥掺量12%、每米掺灰量46.25kg、高效减水剂0.5%。

(3)启动搅拌钻机,钻头边旋转边向下钻进。同时,启动压力泵工作,边钻进边喷浆;水泥搅拌桩施工采用二喷四搅工艺。第一次下钻时为避免堵管可带浆下钻,喷浆量应小于总量的1/2,严禁带水下钻。第一次下钻和提钻时一律采用低档操作,复搅时可提高一个档位。每根桩的正常成桩时间应不少于40分钟,喷浆压力不小于0.4MPa;为保证水泥搅拌桩桩端、桩顶及桩身质量,第一次提钻喷浆时应在桩底部停留30秒,进行磨桩端,余浆上提过程中全部喷入桩体,且在桩顶部进行磨桩头,停留时间为30秒;在搅拌桩施工过程中采用"叶缘喷浆"的搅拌头。这种搅拌头的喷浆口位于搅拌叶片的最外缘,当浆液离开叶片向桩体中心环状空间运移时,随着叶片的转动和切削,浆液能较均匀地散布在桩体中的土中。长期使用证明,"叶缘喷浆"搅拌头能较好地解决喷浆中的搅拌不均问题。搅拌机提升至地面以下1.0m时宜用慢速;当喷浆口即将出地面时,应停止提升,搅拌数秒以保证桩头均匀密实。施工时因故停浆,为防止断桩和缺浆,应使搅拌机下沉至停浆面以下0.5m处,待恢复供浆后再喷浆提升;根据设计要求在地面下一定深度范围内进行重复搅拌。钻头边旋转、边钻进、边喷浆至设计要求复拌的深度后,再反向边旋转、边喷浆、边提升。使受到搅动的土块被充分粉碎,土体和水泥浆能充分拌和均匀。

(4)施工时应严格控制喷浆时间和停浆时间。每根桩开钻后应连续作业,不得中断喷浆。严禁在尚未喷浆的情况下进行钻杆提升作业。储浆罐内的储浆应不小于一根桩的用量加50kg。若储浆量小于上述重量时,不得进行下一根桩的施工。

(5)施工中发现喷浆量不足,应按监理工程师要求整桩复搅,复喷的喷浆量不小于设计用量。如遇停电、机械故障原因,喷浆中断时应及时记录中断深度。在12小时内采取补喷处理措施,并将补喷情况填报于施工记录内。补喷重叠段应大于100cm,超过12小时应采取补桩措施。

(6)现场施工人员认真填写施工原始记录,记录内容应包括:a 施工桩号、施工日期、天气情况;b 喷浆深度、停浆标高;c 灰浆泵压力、管道压力;d 钻机转速;f 钻进速度、提升速度;g 浆液流量;h 每米喷浆量和外掺剂用量;i 复搅深度;根据成桩试验确定的各项技术

参数来指导施工。现场操作人员应详细记录每米下沉时间、提升时间,记录送浆时间、停浆时间以及施工桩长等参数的变化。

5、材料要求

水泥搅拌桩加固材料采用 425 普通硅酸盐水泥,设计用灰量 60kg/m,并严格控制水灰比 (0.45~0.5:1),拌合时间不得少于三分钟。

6、搅拌施工技术要求

(1)搅拌轴垂直度偏差不得超过 1%;

(2)桩机对中误差不得大于 2cm;

(3)为保证桩端施工质量,当浆液到达喷浆口后,应喷浆座底 30 秒,再均匀搅拌提升;

(4)施工时因故停浆,宜将搅拌轴下沉至停浆点以下 0.5 米,等恢复供浆时再喷浆提升。

若停机超过 3 小时,为防止浆液结硬堵管,宜先拆卸输浆管路,妥为清洗。

7、参照的机械参数

(1)钻进速度 0.5—1.0m/min;

(2)提升速度 0.4—0.7m/min

(3)搅拌转数 $r=30\text{—}50$ 转/min;

(4)输浆泵压力一般为 0.4 MPa—0.6 MPa。

质量检验

1. 检验方法

(1)水泥搅拌桩成桩 7 天可采用轻便触探法进行桩身质量检验。

①检验搅拌均匀性:用轻便触探器中附带的勺钻,在搅拌桩身中心钻孔,取出桩芯,观察其颜色是否一致,是否存在水泥浆富集的“结核”或未被搅匀的土团。

②触探试验:根据现有的轻便触探击数(N10)与水泥土强度对比关系来看,当桩身 1d 龄期的击数 N10 大于 15 击时,桩身强度已能满足设计要求;或者 7d 龄期的击数 N10 大于 30 击时,桩身强度也能达到设计要求。轻便触探的深度一般不超过 4m。

(2)水泥搅拌桩成桩 28 天后,用钻孔取芯的方法检查其完整性、桩土搅拌均匀程度及桩的施工长度。每根桩取出的芯样由监理工程师现场指定相对均匀部位,送实验室做(3 个一组)28 天龄期的无侧限抗压强度试验,留一组试件做三个月龄期的无侧限抗压实验,以测定桩身强度。钻孔取芯频率为 1%~1.5%。

(3)如果某段或某一桥头水泥搅拌桩取芯检测结果不合格率小于 10%,则可认为该段水泥搅拌桩整体满足要求;如果不合格率大于 10%小于 20%时,则应在该段同等补桩;如果不合格率大于 30%,则该段水泥搅拌桩为不合格。

(4)对搅拌桩取芯后留下的空间应采用同等强度的水泥砂浆回灌密实。

(5)在特大桥桥台或软土层深厚的地方,或对施工质量有怀疑时,可在成桩 28 天后,由监理工程师随机指定抽检单桩或复合地基承载力。随机抽查的桩数不宜少于桩数的 0.2%,且不得少于 3 根。试验用最大载荷量为单桩或复合地基设计荷载的两倍。

2. 外观鉴定

A 桩体圆匀,无缩颈和回陷现象。B 搅拌均匀,凝体无松散。C 群桩桩顶齐,间距均匀。

结束语

水泥搅拌桩通过特制的深层搅拌机械在地基深部就地将软土和固化剂强制拌和,使软土硬结而提高地基强度。这种方法适用于处理软土,处理效果显著,处理后可很快投入使用,在建筑工程施工中确保工程质量的前提下能够降低施工成本、缩短了基础处理施工工期,在工期紧、出于成本考虑不易进行基坑大开挖或基础土质换填,考虑使用水泥搅拌桩进行基础处理应该是经济、科学的施工方案。

参考文献

- [1]《建筑工程施工及验收规范》[S]. 珠海出版社 2001
- [2]《土力学与基础工程》[M]. 武汉工业大学出版社 1998
- [3]《新编建筑工程材料》[M]. 中国建材工业出版社 1998
- [4] JTG F80/1-2004《公路工程质量检验评定标准》第一册 土建工程[S]. (P9~10) 北京:人民交通出版社, 2004.
- [5] 于凤河, 张永明, 宋金华主编《道路改扩建工程设计与施工技术》(P189~191) [M]. 北京:人民交通出版社, 2004.6

转载

第八届全国桩基工程学术年会简讯

第八届全国桩基工程学术年会于 2007 年 9 月 11~14 日在上海延安饭店召开。这次会议共有来自大专院校、科研机构、设计施工部门等 100 多个单位的桩基工程领域的近 300 名代表参加,中国工程院刘建航院士、江欢成院士、叶可明院士、国内岩土工程知名学者刘金砺、龚晓南、黄绍铭、刘祖德、顾晓鲁、侯学渊、高大钊、张建民、滕延京、陈竹昌等以及中国土木工程学会、中国建筑学会、上海市力学学会、香港工程师学会等相关学会的领导出席了本次会议。

本次会议得到了国内许多岩土工作者的广泛响应和有关单位的大力支持,本次会议从发出第一号通知以来共计收到论文 199 篇,经过论文评审小组北京、上海分组专家们的认真评审,收录于《土木工程学报》2007 年增刊的论文共计 101 篇。会议共宣读 7 个方面的论文 40 余篇,其中大会特邀报告 13 篇,分组讨论报告 30 余篇。大会特邀刘金砺、刘祖德、史佩栋、黄茂松、宰金珉、郑刚、何毅良(港)、王卫东、王建华、李耀良、顾国荣等专家就桩基工程中的若干课题作大会专题报告。与会专家就“桩基工程理论研究与分析”、“桩基工程设计研究与实践”、“抗拔桩和特殊桩型理论与分析”、“桩基施工技术与管理环境效应”等专题进行了分组学术交流,大体反映了近年来我国桩基工程科技进步的现状,同时也反映了北京奥运会工程、上海世博会工程的桩基工程实践和进展情况,会议取得了圆满成功。

本次会议由中国土木工程学会土力学与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专业委员会和上海市力学学会岩土力学专业委员会主办,由现代建筑设计集团华东建筑设计研究院有限公司、同济大学和上海交通大学承办。由上海市基础工程公司、上海岩土工程勘察设计研究院有限公司、北京市三一重机有限公司、中交第三航务工程局有限公司上海浦东分公司协办,并得到了《土木工程学报》编辑部的大力支持。

随着 2010 年“城市,让世界更美好”上海世界博览会的临近,上海涌现了大量的围绕世博会为中心的公共建筑和大型市政工程建设,如世博 500KV 地下变电站工程、世博轴、虹桥综合交通枢纽等。这些工程建设将为上海岩土工程界在桩基工程领域的工作和积累经验创造条件,在此期间,本次全国桩基工程学术年会在上海召开将更具有时代意义和实践价值。本次学术会议为展示、交流、研讨近年来的全国和上海的桩基工程科技成果和工程经验提供了一个平台,对促进我国桩基工程的科技进步、提升工程技术水平将起到积极作用。

(王卫东 供稿)

绍兴县工程地质特性*

郭彪 龚晓南 余跃平

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[摘要] 本文笔者收集了大量的绍兴县境内的建筑勘察资料,对每个钻孔所揭露的岩土层进行了统一编号,对各主要工程地质层的物理力学指标进行了统计。根据绍兴县的地貌和土层分布情况,对绍兴县进行了工程地质分区,为绍兴县的建筑基础形式合理选用的分析打下基础。

[关键词] 绍兴县;工程地质特性;分区

前言

目前,我国经济形势很好,各地的各类建设项目很多,国家、地方等都投入了巨大的基建资金。而建筑地基基础在基建周期和基建资金中所占比例约为1/5~1/3,并且基础工程是隐蔽工程,其设计方案合理与否、施工质量好坏是建筑是否安全和经济合理的关键之一。

地基基础问题具有明显的区域特征,要特别注意“因地制宜”。本文尝试对绍兴县这一特定区域的工程地质特性作一个初步调查,对绍兴县的建筑基础型式的合理选用具有重要意义。

绍兴县自然地理概况

绍兴县地处杭州湾南岸,会稽山北麓,东与上虞市交界,东南和西南分别与嵊州市、诸暨市为邻,西和西北部与萧山市接壤,北濒海,腹部横卧越城区,总面积减为1152.3平方公里。县境背靠会稽山,北濒海,故呈西南面高、东北低的阶梯形地势,山脉、平原、海岸兼有,山丘与平原间界线明显。西南部为低山丘陵河谷区,占全县总面积约53%,海拔一般在300~400米之间;中北部为水网平原区,占全县总面积约35%,平均海拔6~7米,偶有孤山、残丘分布其间,其高度一般不超过200米,史称山会平原。东北部为滨海平原区,占全县总面积12%,海拔5米左右,属淤涨型滩涂,地势平坦。县内河流湖泊纵横密布,发源于南部会稽山脉的石洩江、富盛江、撑宫江、平水江、直落江(若耶溪)、南池江、坡塘江、娄宫江、漓渚江、秋湖江、项里江、型塘江、陌坞江、夏履江等10余条江河溪流,史称鉴湖36源,实有43条。北向涌入北部平原,与浙东运河、鉴湖、西小江相交,或溢而为江,或

* 收稿日期: 2007年11月

渚而为湖, 或为沼为池, 形成河道交叉纵横, 湖泊星罗棋布的平原河湖。鉴湖、瓜渚湖、贺家池、白塔洋、芝塘湖、大板荡等 18 个湖泊点缀其中, 平静如镜, 荡漾其间。

区域地质概况

(一)、前第四纪地质

1、地层

以江山——绍兴深断裂为界, 绍兴县分属两大地层区。断裂北西侧属江南地层区, 除志留系、石炭系、二叠系、三叠系缺失外, 各时代地层均有出露。因构造破坏, 许多地层单元出露不完整, 分布较零碎。区内中元古界双溪坞群海相火山岩及上元古界上墅组陆相火山岩均已变质。震旦系下部为滨海相含凝灰质碎屑沉积, 上部为浅海相冰水沉积和镁碳酸盐沉积。下古生界寒武系、奥陶系为一套浅海相类复理式碳酸盐及泥页岩沉积。侏罗系以火山喷发堆积为主, 白垩系下统为红色碎屑岩建造, 其顶部覆盖有酸性火山岩溶。断裂南东侧属华南地层区, 缺失上元古界、古生界和中生界中下统, 以广泛分布上侏罗统巨厚酸性火山岩为特色, 间夹沉积夹层。此外, 还零星分布有: 中元古界陈蔡群以副片麻岩为主体的深变质岩、下白垩统红色陆相碎屑岩和新生界中新统嵊县组玄武岩。嵊县组玄武岩是喜山期火山活动产物, 表现为间歇性基性岩流溢漫, 在喷发间断中, 有时间夹河湖相和山麓洪积相沉积。

2、地质构造

绍兴县的大地构造位置处于我国东部新华夏系第二巨型隆起带南端, 杭州湾东西向构造于浙西华夏系大复向斜复合部位的东缘, 次一级绍兴——诸暨复向斜的北东端。绍兴——诸暨复向斜位于本区西南部, 其北东端在绍兴平原中淹没, 核部主要为震旦——奥陶系地层, 它由一系列北东向华夏系褶皱所组成, 这些褶皱一般为长轴准线状, 由于其后断裂作用, 向斜大部分被破坏, 被斜形态也常常残缺不全。

县内断裂构造极为发育, 往往成群产出、首尾相连, 构成规模宏大的区域性大断裂带的一部分, 其中以北东方向断裂和北西方向断裂最为突出。在本区及其附近通过的区域性大断裂由北东向的江山——绍兴大断裂、常山——漓渚大断裂; 北西向的孝丰——三门湾大断裂和东西向的昌化——普陀大断裂。为此, 本区北东向和北西向这两组断裂最为发育, 其次为近东西向和近南北向断裂。北东向断裂主要分布在本区东南部和中部, 江山——绍兴大断裂和常山——漓渚大断裂在本区通过部位成群产出。这组断裂发生时代较早, 活动时间较长, 并以压性断裂为主, 控制了从元古代至中生代各时代地层的展布。北西向断裂主要分布在本区西南部孝丰——三门湾大断裂在本区通过部位, 这组断裂带走向 320° 左右, 断面倾向北东, 少数反倾, 倾角 70° 到 80° , 少数直立, 常伴随有劈理带, 皆为张性或张扭性断裂, 经常发育角砾破碎带或有岩脉充填。这组断裂一般切割北东向断裂, 形成时间比前一组稍晚, 活动时间也较长。此断裂带往往北东盘陷落, 萧绍平原的南西边界可能受此组断裂带控制。近东西向断裂和近南北向断裂形成时间最晚, 规模较小, 以张性、张扭性为主, 局部地段有岩脉充填。

(二)、第四纪地质

1、第四纪地层

区内第四纪自中更新世至全新世各时代的地层均较发育, 主要分布在富盛江、撵官江、平水江、南池江、坡塘江、娄官江、兰亭江、漓渚江、型塘江流域的沟谷内和绍兴——柯桥一带的平原中。出露面积约 740.94 平方千米。自河谷的上游到下游, 第四纪堆积层厚度逐渐增大, 最大厚度大于 80 米。

依据区内出露与钻探揭露的第四纪地层的岩性、岩相, 可将第四纪堆积分为山麓沟谷区和平原区两大单元。山麓沟谷区第四纪堆积主要分布在上述河流的河谷平原及其支流两侧和山麓地带, 地层厚度变化大, 不同时代及不同地貌部位的岩性、岩相有明显差异。按其时代及成因类型, 将山麓沟谷区第四纪地层自下而上划分为中更新统之江组、上更新统莲花组及全新统鄞江桥组。平原区第四纪分布广泛, 厚度大且变化也大, 由山前地带的 20 米左右向北递增至 90 余米。成因类型较复杂, 中更新统与山麓沟谷区相似, 主要为陆相坡积、洪相堆积, 上更新统包含了河、湖、海及其混和类型等各种类型的堆积, 全新统以海相及海陆过渡相为主, 最后以湖沼相堆积告终。

2、第四纪地质发展史

早白垩世末期, 随之燕山运动结束, 奠定了本区基本地貌骨架。在晚白垩世到第三世末的漫长地质年代里, 本区一直处于抬升阶段, 没有接受沉积物堆积。长期的剥蚀作用, 在本区形成了起伏不平的准平原, 在准平原上分布着多处隆起(有的呈孤山突起)和凹槽。这些隆起和凹槽主要受前第四纪区域性大断裂带控制, 呈北东向或北西向展布。较大的隆起有安昌——齐贤——斗北门西向隆起和斗门——灵芝近南北向隆起; 较大的凹槽有东湖——马山北东向凹槽和东浦——华舍北西向凹槽。

整个上更新世, 本区外营力仍以风化、剥蚀为主, 堆积层很布发育, 在本次调查中, 区内未发现上更新世堆积层。

进入中更新世, 区内开始有了堆积物, 以坡积、洪积为主, 主要分布在山麓和孤山周围, 地貌上呈坡积裙和洪积扇。至中更新世中、后期, 气候温暖湿润, 使当时已经存在的中更新世堆积物普遍经受了红土化过程, 在部分堆积物中形成了蠕虫状网纹构造。

中更新世末至晚更新世初, 气候干冷, 海面下降, 河流的侵蚀下切作用增强, 本区平水江、漓渚江等古河道开始形成, 中更新世堆积层逐渐成为阶地。寒冷期之后, 又进入温暖湿润的气候环境, 流水作用活跃, 大量的河流搬运物在准平原凹槽中堆积, 期间受气候冷暖波动并由此引起海面波动的影响, 形成了两个沉积旋回。晚更新世中期末, 海面上升幅度较大, 本区发生了第一次海侵, 这次海侵范围不大, 没有波及全区。紧接着气候又开始转凉, 海水退去, 在全区沉积了较稳定的冲湖积灰黄色、灰绿色粘土层, 即本区所称的“第二硬土层”。

晚更新世晚期, 进入大理冰期, 海面大幅度下降, 平原区遭受强烈的侵蚀切割作用, 使早期形成的黄色粘土层呈条带状缺失。

全新世早中期, 随着冰期结束, 冰川消融, 海平面迅速上升, 发生了一次全球性的海侵, 海水淹没了本区整个平原区, 期间气候曾一度由湿热转为较温凉, 海面相对下降, 本区山前地带曾一度出现河湖环境, 沉积了一层冲湖积的黄色粘土层, 即本区所称的“第一硬土层”。然后气候再次转暖, 海面随之回升, 本区又沦为一片沧海, 在上述硬土层之上又堆积了厚度

大、分布范围广的海相淤泥和淤泥质粘土层。大约距今七千年左右,海水才逐渐退却,平原地带由滨海、泻湖逐渐被湖沼所取代,最后湖沼又进一步发展为现今河网发育的平原。

主要地层分布规律及其物理力学指标

(一)、岩体

根据基岩类型及岩石性质划分为五个工程地质组。

① 坚硬厚层一块状火山岩—侵入岩岩组

岩性主要为酸性、中酸性火山熔岩、熔凝灰岩、凝灰岩、角砾凝灰岩,有时夹少量沉积碎屑岩及火山通道相集块岩。流纹斑岩等,局部有花岗岩、花岗斑岩、正长花岗岩、闪长岩、石英闪长岩侵入体,岩石致密坚硬,抗压强度 60~220MPa。分布面积广,遍布南部丘陵山区和北部剥蚀残丘一带,地形条件复杂,坡度较陡,局部裂隙发育,并有软弱夹层存在的地段,会给工程带来一定影响。

② 坚硬—较硬碳酸盐岩岩组

岩性为泥质白云岩,含炭白云质灰岩和微晶灰岩等,呈中薄层状构造,岩石较坚硬致密,抗压强度 41~92MPa。分布范围较窄,呈断块状分布于绍兴县东南角,局部有岩溶发育,从而影响岩体的整体性,降低岩体的抗压强度。岩溶发育地段是不良工程地质现象易发区,要防止岩溶塌陷。

③ 坚硬—较硬不均一碎屑岩岩组

岩性为砾岩、砂砾岩、砂岩、凝灰砂岩、凝灰质粉砂岩、硅质页岩等,呈中薄层状构造,岩石软硬不均,抗压强度 40~106MPa。分布于上周家、中许、施家桥一带,抗风化能力各异,因褶曲及构造破碎,岩石强度、稳定性及整体性差异较大,工程地质条件稍复杂。

④ 坚硬—较硬变质岩岩组

岩性为深变质的片麻岩类、斜长角闪岩类、浅粒岩、变粒岩及浅变质的角砾质凝灰岩、角砾凝灰岩、细碧岩,局部夹凝灰岩、凝灰岩泥质粉砂岩,呈厚层—中薄层状构造,岩石软硬不均,抗压强度 40~200MPa。分布于南部后岭、旗峰、上蒋一带,有断裂破碎带、节理密集带及片理发育地段,工程地质条件复杂。应注意软弱结构面对各类工程建筑的不稳定危害,防止顺层滑移。

⑤ 较硬—软弱红色碎屑岩岩组

岩性为紫红色凝灰质砂砾岩、含砾砂岩、凝灰质中细砂岩、粉砂岩、粉砂质泥岩等,呈中厚层—薄层构造,抗压强度 5~40MPa,岩性软、强度低,风化层厚,抗水性差,易产生坍塌滑动,影响工程建筑的稳定性。分布于南部九里、坝口、梧桐及上灶、下灶、下皋一带。

(二)、土体

根据土的形成时代、成因及土的物理力学指标自上而下划分为 9 个工程地质层,同一层中又按岩相和物理力学性质差异进一步划分出亚层,各层及亚层的工程特征分述如下:

1、第①层 人工填土、粉质粘土、粘质粉土

根据土的成因及性质划分为四个亚层。

(1) 第①-1 亚层, 人工填土。土体成分复杂, 有古代堆填的老填土, 也有近期堆填的新填土, 主要为混有建筑垃圾和少量工业垃圾和生活垃圾的杂填土和素填土。土体呈灰、灰黑色, 结构松散。底部有时含河塘淤泥和有机质。厚度(指分布区厚度, 下同)一般在 0.5~2.1 米之间, 在古河道、暗浜地段厚度较大, 最厚可超过 5 米, 主要分布于老城区。新老填土物理力学性质相差较大, 根据当地建筑经验判定, 地基土承载力特征值为 55~95kPa, 部分老填土可作为 5 层以下的一般民用建筑的天然地基。

(2) 第①-2 亚层, 冲填粉土。松散—稍密, 很湿, 摇振反应迅速, 干强度低, 韧性低, 均匀性差, 强度变化较大, 厚度 0.6~2.8 米, 平均在 1.7 米左右。分布于滨海部分地区。

(3) 第①-3 亚层, 粉质粘土, 俗称硬壳层。土体呈灰褐、灰黄色, 湿—饱和, 可塑—软塑状, 中等压缩性, 常含铁锰质锈斑, 局部夹粘质粉土, 厚度 0.9~2.6 米, 多数在 1.6 米左右, 分布于老城区周围平原地区, 在河流水域分布区缺失。表层 0.2~0.3 米常为耕植土, 含植物根系。硬壳层本身强度较高, 但厚度很薄, 城区常下卧有软土层。

(4) 第①-4 亚层, 粘质粉土, 稍密—中密。厚度 1~2.5 米, 平均 1.6 米左右。顶板埋深 0~1.9 米, 厚度 1.0~2.5 米, 平均在 1.6 米左右。分布于滨海部分地区。

2、第②层 淤泥质粉质粘土、粘质(砂质)粉土、粉砂

在城区系全新世晚期湖沼相沉积, 滨海区为海相沉积, 根据土的性质划分为六个亚层。

(1) 第②-1 亚层, 淤泥质粉质粘土。土体呈灰、灰黑色, 饱和, 流塑状, 高压缩性。顶部或底部有时夹 1-2 层泥炭或泥炭质土, 呈灰黑色, 质松。顶板埋深 0~4.5 米, 厚度 0.6~3.4 米, 平均在 1.6 米左右, 变化较大, 不少地段缺失。泥炭层厚度 0.1~0.2 米, 最厚 0.5 米。

(2) 第②-2 亚层, 粉质粘土, 土体呈棕色—灰色, 饱和, 软塑状, 中压缩性, 主要由粘粒组成。顶板埋深 0.7~3 米, 厚度 0.5~7.7 米, 主要分布于河道。

(3) 第②-3 亚层, 粘质粉土。土体呈灰色, 饱和, 稍密状, 中等压缩性, 振动易水析。顶板埋深 1~4.0 米, 厚度 0.5~6.1 米, 平均在 2.4 米左右, 分布较广。

(4) 第②-4 亚层, 砂质粉土, 稍密, 很湿—饱和, 中压缩性, 干强度低, 摇振反应迅速, 无光泽, 韧性低, 顶板埋深 0~2.8 米, 厚度 1.3~4.2 米, 平均在 2.8 米左右。主要分布于滨海地区。

(5) 第②-5 亚层, 砂质粉土, 中密—密实, 饱和, 中压缩性, 干强度低, 摇振反应迅速, 无光泽, 韧性低, 顶板埋深 1.3~5.7 米, 厚度 2.2~6.4 米, 平均在 4.6 米左右。主要分布于滨海地区。

(6) 第②-6 亚层, 粉砂, 中密—密实, 饱和, 中压缩性, 干强度低, 摇振反应迅速, 无光泽, 韧性低, 含云母碎片, 稍具层理, 局部夹砂质粉土夹层, 顶板埋深 5.5~10.8 米, 厚度 6.3~14.0 米, 平均在 10.7 米左右。主要分布于滨海地区。

3、第③层 淤泥质粘土、淤泥、粉质粘土

系全新世中期海相沉积(Q₄^m)。俗称第一软土层, 广泛分布于平原区。根据土得物理力学性质划分为二个亚层。

(1) 第③-1 亚层, 淤泥质粘土为主, 局部相变为淤泥或淤泥质粉质粘土。土体呈灰色, 流塑状, 高压缩性, 常含腐殖质和植物残骸。东北部邻近曹娥江河口区地段, 该层中常见由

粘质粉土或砂质粉土组成的砂堤、砂坝残迹,呈厚大透镜体产出。顶板埋深 2.5~12.1 米,平均在 4.2 米左右,厚度 4~18 米,平均在 11 米左右,一般在下卧层冲刷缺失部位厚度较大。

(2) 第③-2 亚层,粉质粘土为主,偶夹粘质粉土。土体呈灰色,可塑一流塑状,中一高压缩性。顶板埋深 6.5~22.4 米,厚度 0.8~4.5 米,平均在 1.7 米左右。该层分布范围较窄,多数地段缺失。

4、第④层 粉质粘土

系全新世早期末河湖相、三角洲海陆过渡相沉积 (Q_2^{al-m})。土层厚度沿沟谷减薄,直至缺失,土层埋深亦向沟谷中心增大,最大可达 25 米左右。土层的物质组成、构造和状态具有明显的垂向变化,据此划分为三个亚层。

(1) 第④-1 亚层,粉质粘土,局部夹粘质粉土,偶夹砂砾。土体呈灰绿、灰黄色,软塑状,中等压缩性,系软硬土之间的过渡层。厚度 1~8.5 米,平均在 3.5 米左右,分布比较局限,零星产出。

(2) 第④-2 亚层,粉质粘土或粘土,局部夹粘质粉土薄层,俗称第一硬土层。土体呈灰绿、棕黄、灰黄色,硬塑—可塑状,中等压缩性,常含姜石和铁锰质结核,有时还可见到荷黄色或灰绿色斑点及网纹。顶板埋深 6.2~21.4 米,平均 12 米左右;厚度 1.6~10.5,多数在 5.8 米左右。该层主要分布在南部山前及残丘周围,以越城区其周围最为发育,厚度亦最大,北部大面积缺失。该层地基土承载力特征值为 150~220kPa,可作为短桩桩基持力层。

(3) 第④-3 亚层,粉质粘土夹粘质粉土薄层。土体呈棕黄、灰黄色,可塑—软塑状,局部流塑状,中等—高压缩性,有铁锰质渲染。该层中、下部普遍具千层饼状薄层理构造。顶板埋深 7.9~25 米,厚度 1.2~9.8 米,变化较大,平均在 4.5 米左右。

5、第⑤层 淤泥质粉质粘土、粉质粘土

俗称第二软土层,系全新世早期海相沉积 (Q_4^m)。广泛分布于平原区,一般在下卧⑥层缺失部位厚度较大。按土层物理力学性质划分为二个亚层。

(1) 第⑤-1 亚层,淤泥质粉质粘土为主,局部为淤泥质粘土,偶尔夹粉土、粉砂薄层。土体呈灰、灰黑色,流塑状,高压缩性,含有机质和贝壳碎片,局部区段可见厚约 0.5 米贝壳夹层,夹薄层粉土地段具薄层理构造。顶板埋深 12.4~29 米,厚度 3.5~16.2 米,平均在 7.5 米左右。

(2) 第⑤-2 亚层,粉质粘土,有时夹粘质粉土,具薄层理构造,土体呈灰色,软塑状,中等—高压缩性,含贝壳碎屑。顶板埋深 15.5~34.4 米,厚度 3~15.3 米,平均在 8 米左右。

6、第⑥层 粉质粘土

系晚更新世晚期河湖相沉积 (Q_3^{al-1}),总体上呈南浅北深、中间浅东西两侧深的趋势,分布于大部分平原区,在古河道部位缺失。由于流水冲刷侵蚀作用,土层厚度往往向古河道方向减薄,直至缺失,土层埋深亦随之增大。按土层组成和物理力学性质划分为四个亚层。

(1) 第⑥-1 亚层,粉质粘土,偶尔夹粘质粉土、粉细砂、中粗砂或砾砂薄层。土体呈灰绿、灰黄色,软塑状,中等压缩性。顶板埋深 14.6~30.3 米,土层厚度 0.2~8.3 米,分布零星不连续,大部分区段缺失。

(2) 第⑥-2 亚层,粉质粘土为主,局部相变为粘土,偶尔夹粘质粉土、粉细砂、中砂

或砾砂薄层, 俗称第二硬土层。土体呈黄绿、灰黄、棕黄等色, 硬塑—可塑状, 中等压缩性, 具铁锰质斑纹, 并含少量铁锰质结核。顶板埋深 12.9~43.1 米, 厚度 1.7~18 米, 平均在 6.5 米左右, 分布面积广。该层土质好, 厚度大, 地基土承载力特征值为 170~250kPa, 是良好的桩基持力层。

(3) 第⑥-3 亚层, 粉质粘土为主, 偶尔夹砂质粉土薄层, 厚度 0.9~8.9 米, 土层基本特征于⑥-2 亚层类似, 主要差别是其状态呈软塑—流塑状, 强度较低, 不宜作为桩基持力层。

(4) 第⑥-4 亚层, 粘质粉土, 局部夹砂质粉土、粉砂、中细砂、中粗砂或砾砂, 土体呈灰黄、青灰色, 饱和, 中密—密实状, 中等压缩性, 常见铁锰质渲染, 有时还能见到少量朽木碎片。顶板埋深 21.5~34 米, 厚度 1.4~6.5 米, 平均在 3.6 米左右。该层主要分布在山前, 范围较窄。

7、第⑦层 粉质粘土、淤泥质粉质粘土

俗称第三软土层, 系晚更新世中晚期湖相、滨海相沉积(Q_3^{1m}), 按其土质和物理力学性质, 划分为二个亚层。

(1) 第⑦-1 亚层, 淤泥质粉质粘土, 土体呈灰、青灰、深灰色, 流塑状, 高压缩性, 底部具微层理, 含有机质和贝壳碎片。顶板埋深 19.4~40 米, 厚度 1.4~14 米, 变化较大, 主要分布在北部东西两侧古河床部位海侵时海水较深的地段, 范围较窄。

(2) 第⑦-2 亚层, 粉质粘土。土体呈灰、青灰、棕灰色, 软塑状, 中等压缩性, 含有机质, 有时能见到贝壳碎片、朽木和泥炭。粉土夹层多的地段具微层理构造。顶板埋深 24~42.8 米, 厚度 1.8~11.5 米, 平均在 5.6 米左右, 分布普遍。

(3) 第⑦-3 亚层, 粉质粘土, 有时夹粘质粉土, 可塑—硬可塑状顶板埋深 30.2~44.8 米, 厚度 1.5~10.5 米, 平均在 4 米左右, 零星分布于城区。

8、第⑧层 中细砂、粉质粘土、圆砾

系晚更新世早期冲积相沉积(Q_3^{al}), 主要分布在华舍镇一带及安昌镇北侧这些由古河道冲刷而成的基岩深槽中, 总的趋势是南浅北深。按其成因及颗粒组分, 划分为三个亚层。

(1) 第⑧-1 亚层, 粉细砂、中细砂或砾砂, 局部夹粉土或圆砾。土体呈灰黄、灰绿、浅灰、灰白等色, 饱和, 稍密—中密状。古河床部位颗粒较粗, 漫滩部位则较细, 各向异性明显, 分选性差, 含一定量的粘粒成分。顶板埋深 32.4~55.4 米, 层厚 1.3~8.2 米, 平均在 4.6 米左右。

(2) 第⑧-2 亚层, 粉质粘土, 局部夹粘质粉土、砂质粉土、中粗砂或砾砂薄层。土体呈灰黄、青灰、暗绿等色, 硬塑—可塑状, 局部软塑状, 中等压缩性, 局部含腐殖质并能见到朽木碎片。顶板埋深 14.4~51.4 米, 层厚 1.7~11.6 米, 多数在 4.5 米左右。该层分布不连续, 部分地段缺失。

(3) 第⑧-3 亚层, 下部以砾砂为主, 上部有时为中粗砂、中细砂和粉砂, 底部有时为圆砾, 局部还有粉质粘土夹层。东部东湖镇一带砾砂层较厚, 西部柯桥—华舍镇一带下部砾砂层较薄, 以中细砂为主。土体呈灰白、灰黄等色, 砾石含量 20~80%, 变化较大, 砾石呈圆—亚圆形, 砾径 5~40 毫米为主, 大者可达 170 毫米以上, 分选性差, 常含一定量的粘粒成分。该层埋藏较深, 厚度和性质变化大, 地基土承载力特征值 225~450kPa, 作为桩基持力

层的实用价值和经济意义,远不及第一硬土层、第二硬土层及基岩,在上覆两层硬土层缺失,基岩埋深又较大时,该层可作为桩基持力层。

9、第⑨层 含砾粉质粘土、含砾粘土混碎石

系中更新世坡积、洪积相沉积(Q_2^{dl-pl}),土体呈灰黄、棕黄、砖红、灰绿等色,硬塑—可塑状,个别软塑状,中等压缩性,常见铁锰质渲染和结核。土体内常夹杂大小不等的砾石和角砾,大小混杂,分选差,一般山麓坡脚处最厚。顶板埋深 26.0~63.8 米,层厚 1.6~41.7 米。地基土承载力特征值 160~280kPa,当基岩坡度不大、土层厚度较稳定时,该层也可作沉管灌注桩或预应力桩的持力层。

(三) 各主要工程地质层的物理力学指标

对绍兴县内收集到的工程地质勘察资料所推荐的地层物理力学性质指标逐个进行检查,在划分工程地质层的基础上,按层或亚层分别进行统计。统计方法为:参加统计的子样指标总数舍去最大和最小各 10%,剩下的子样的最大值和最小值作为统计的最大值和最小值,剩下子样的平均值作为统计的平均值。

工程地质分区

绍兴县地形总的来说是南高北低,南部由群山及山间洼地构成,北部为平原,数处孤山分布其中,如图 1。因此根据绍兴县地形地貌特点,可分为山区及半山区和平原区。平原区大部在地下 30 米范围内主要为软土,有第一和第二硬土层不连续分布,但在曹娥江岸的滨海地区,浅层土以粉土和粉砂土为主,厚度在 20 米左右。因此根据土层的分布情况,将平原区可分为城区和滨海区。这样,将绍兴县分为三个区,山区及半山区、城区和滨海区。山区及半山区主要位于绍兴县南部,包括杨汛桥镇、夏履镇、稽东镇、王坛镇、平水镇、富盛镇等;城区位余绍兴县中部,包括柯桥街道、柯岩街道、华舍镇、湖塘镇、福全镇、安昌镇、齐贤镇、钱清镇、孙端镇、陶堰镇及马鞍镇西部地区;滨海区位于绍兴县北部,包括滨海工业区和马鞍镇部分地区。分区图见图 1。

主要工程地质层参数表

表 1

层序号	地基土名称		厚度(m)	天然含水量 $W_0(\%)$	天然孔隙比 e_0	塑性指数 I_p	压缩模量 $E_{s1-2}(\text{MPa})$	固结快剪		静力触探指标		地基土承载力特征值 $f_k(\text{kPa})$
								粘聚力 $C(\text{kPa})$	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	锥尖阻力 (MPa)	侧摩阻力(kPa)	
1-3	粉质粘土	平均数	1.67	31.6	0.929	14.4	4.65	33.5	15.9	0.64	22.83	78
		最小值	0.9	28.4	0.837	11.6	3.56	24.8	10.7	0.34	14.61	70
		最大值	2.6	35.8	1.100	16.8	5.85	42.8	20.0	1.06	31.16	85
2-3	粘质粉土	平均数	2.4	32.2	0.919	8.9	8.33	23.9	27.7	1.24	22.90	86
		最小值	0.5	30.3	0.859	8.4	6.61	18.4	19.0	0.76	13.34	75
		最大值	6.1	34.5	0.981	9.6	10.49	28.2	32.0	2.06	32.78	100

绍兴县工程地质分区图



图1 绍兴县工程地质分区图

结论

绍兴县根据地形及浅层土分布规律可分为三个区，山区及半山区、城区和滨海区。