

目 次

《地基处理》创刊十周年的祝贺与感想·····	卢肇钧 (5)
题词·····	曾国熙 (7)
题词·····	冯国栋 (9)
题词·····	陈仲颐 (11)
题词·····	周镜 (13)
题词·····	黄熙龄 (15)
题词·····	蒋国澄 (17)
《建筑地基处理技术规范》修订情况介绍·····	张永钧 (19)
岩土工程与岩土工程学——关于岩土工程学基本框架体系的思考·····	谢定义 (22)
固结不排水三轴试验结果的整理和应用·····	魏汝龙 (31)
岩土工程中的预测与预算·····	李广信 (34)
有关复合地基的几个问题·····	龚晓南 (42)
综述真空预压法在我国的发展·····	叶柏荣 (49)
振冲地基在我国的应用与发展·····	曾昭礼 (58)
喷射注浆工法的工程应用·····	王吉望 (67)
搅拌桩技术及其发展浅议·····	侯伟生 (75)
有边载条件下 CFG 桩复合地基性状·····	阎明礼, 李春灵 (82)
真空——堆载联合预压法加固高速公路软基的工程实例·····	赵维炳, 吴跃东, 施建勇 (88)
发泡苯乙烯轻质土 (SLS) 的工程特性试验·····	马时冬, 李鹏娥, 涂帆 (97)

一题一议

“承载力”应是结构的特性·····	沈珠江 (101)
岩土工程中有限单元法的功能和局限性·····	陈愈炯 (102)
关于《土工试验方法标准》中压缩模量公式的讨论·····	高大钊 (104)
漫谈土的抗剪强度和抗剪强度指标·····	龚晓南 (106)

《地基处理》创刊十周年的祝贺与感想

卢肇钧

(铁道部科学研究院铁道建筑研究所 北京 100081)

当中国土木工程学会土力学及基础工程学会 1983 年在武汉市召开第四届全国学术会议期间,许多会员们提出了进一步总结提高我国各类基建工程中所采用的地基处理技术的建议。会议决定成立“地基处理学术委员会”,挂靠在浙江大学土木工程学系,并委托曾国熙和龚晓南教授牵头邀请全国各部门地基处理专家共同交流、总结、普及和提高我国所需用的各种地基处理技术。自那时以后,“地基处理学术委员会”在全国各部门几十位专家教授的分工合作下,编写了《地基处理手册》的初稿。学会又于 1985 年在青岛召开的学会第二届理事会上,听取了手册编写组的汇报并讨论提出一些补充修改意见后,于 1988 年正式出版了我国第一部《地基处理手册》。

《手册》的出版受到全国各建筑、水利、交通和铁道部门设计施工单位的普遍欢迎并掀起了学习、推广并继续研究地基处理新技术的全国性一浪又一浪的高潮。因此,地基处理学术委员会和浙江大学土木系在 1990 年联合创办《地基处理》刊物,为同行专家们提供了推广、交流地基处理新技术研究成果的园地,至今已有十年历程。

欣逢《地基处理》创刊十周年,我谨向为此操劳十七年(自 1984 年开始为地基处理学术委员会服务)的编辑部同志们致敬,并在回顾这段历史的过程中深深怀念那些仍健在但已退休以及现已作古的几位老专家教授们,他们曾经是“筚路蓝缕、以启山林”的开路者,面对着现在地基处理新技术在全国蓬勃发展,新的人才辈出、百花齐放的大好局面,他们也一定会感到十分欣慰。但饮水思源,那些曾为我们开路的老专家们仍然是功不可没的。

地基处理新技术的发展和提高除了对各种机具和工艺的改进外,还正在进行各种复合地基计算理论的探索研究。其中复杂的力学相互作用往往是与我们尚未深知的某些力学特性,如土的动力特性、蠕变特性、渗流特性以及非饱和土的强度特性等有关联的。谢定义教授曾经说:“岩土工程学的发展,往往是先技术、后理论;先实验、后理论;”而且是互相启发、互为因果的。因此,如何利用我国地基处理工作中大量的经验与教训、使这方面有关的学术研究工程实际相结合,将不仅能节省大量的工程建设投资,同时也将提高我国的学术水平。

2000 年 6 月

团结广大的同行们,为
促进地基处理在工程上的
应用、在理论上的发展作
出贡献

祝贺《地基处理》创刊
十周年纪念

董国臣敬贺
2000.7.

万丈高楼从地起
 搞好地基是建筑
 工程的首要而艰
 巨的任务

谨此以贺
 地基处理杂志创刊十周年

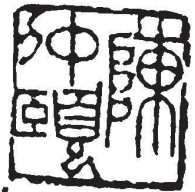
冯国栋

2000.07.24

祝《地基处理》创刊十周年

十载耕耘	探索求新
既有理论	又有实践
普及提高	交流推广
硕果累累	贡献良多

陈仲颐



2000.6

地基处理是个永恒的课题,但目前仍处于半经验半理论阶段。要进一步发展创新,仍有赖于信息交流。十年来,本刊和编辑部为此做出了巨大贡献。祈爱护这一园地的同行们,继续百花齐放,百家争鸣,使本刊发挥更大的传媒作用。

周镜
2000年7月

沿着重实践促创新的
道路继续前进

祝贺地基处理创刊十週年

黄熙龄
二〇〇〇年
七月

高楼敬天 公铁远伸

桥梁飞架 堤坝拦水

人们都能看到它们的雄姿

但正是看不到的坚实地基
支撑起它们的沉重的身影

地基处理的工程师们

正是这样的无名英雄

祝我们的事业鹏途

祝地基处理杂志十周年华诞

李国欣

2000年7月22日

《建筑地基处理技术规范》修订情况简介

张永钧

(中国建筑科学研究院 北京 100013)

[提要] 本文扼要介绍了《建筑地基处理技术规范》在工程建设中的执行情况、规范修改设想和修订内容。

前言

中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91(以下简称地基处理规范)经建设部批准于 1992 年 9 月 1 日施行。规范问世后,改变了地基处理设计、施工无章可循的局面。此规范是国内第一本地基处理方面的规范,据了解其他国家尚无全国性的地基处理规范,有些发达国家的地基基础规范或岩土工程规范中虽列出了一些地基处理的内容,但往往因处理方法不多,且一般仅作定性的叙述,很难供工程人员借鉴。而我国地基处理规范是在总结建国四十多年来,特别是改革开放以来我国地基处理方面的大量科研成果和丰富的工程经验基础上,适当吸收适合我国国情的国外先进技术编制而成的,所以很受工程人员欢迎。1997 年建设部标准定额司组织出版了该规范的英译本,这样便于进行国际交流,并为我国地基处理技术进入国际市场提供了技术保证。其次,列入规范的一些地基处理技术,经全国推广应用,在大量工程实践中得到改进、提高、完善和创新,促进了我国地基处理技术的发展。此外,按规范进行设计和施工,不仅保证工程质量,而且降低了工程造价,已经取得了巨大的经济效益和社会效益。

近年来我国地基处理技术发展很快,有些未纳入原规范的地基处理方法,经过多年工程实践已趋成熟,可以推广应用。已经列入规范中的一些方法,随着地基处理技术水平的提高、施工工艺的改进和施工设备的更新,需要对规范条文作相应的修改或补充,为此,建设部以建标[1997]71 号文下达了地基处理规范修订计划。

修订设想

1. 拟增加的地基处理方法

(1) 强夯置换法

适用于高饱和度的粉土与软塑~流塑的粘性土等软弱地基。可采用在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料进行强夯置换,但必须通过现场试验确定其适用性。

* 收稿日期:2000 年 7 月

(2)水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)法

适用于处理粘性土、粉土、砂土和桩端具有相对硬土层、承载力标准值不低于70kPa的淤泥质土、非欠固结人工填土等地基。

(3)夯实水泥土桩法

适用于处理地下水位以上的粉土、素填土、杂填土、粘性土和淤泥质土等地基。处理深度不宜超过10m。

(4)水泥土搅拌法(干法)

适用于处理正常固结的淤泥、淤泥质土、粉土、饱和黄土、素填土、粘性土等地基。

(5)石灰桩法

适用于处理软粘性土、淤泥、淤泥质土、素填土及杂填土等地基。

(6)柱锤冲扩法

适用于处理杂填土、粉土、粘性土、粘性素填土、黄土等地基。地基处理深度不宜大于8m。

(7)化学加固法(指单液硅化法和碱液加固法)

适用于加固地下水位以上渗透系数为0.10~2.00m/d的湿陷性黄土等地基。但对自重湿陷性黄土或饱和度大于80%的黄土地基不宜采用碱液加固法。

2. 拟取消的地基处理方法

(1)托换法 原规范中托换法一章中因单液硅化法和碱液加固结合并成为化学加固法,其他方法如锚杆静压桩法、树根桩法、坑式静压桩法和注浆加固法等已纳入新批准的强制性行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123-2000内,故这次修订拟取消托换法一章。

(2)重锤夯实质 因目前工程中应用不多,拟予取消。

3. 主要修改内容

(1)总则

增加了保护环境的要求。

(2)基本规定

增加了以下内容:

A. 经处理后的地基,当存在其地基承载力随深度增加而降低的情况或在受力层范围内仍存在软弱下卧层时,尚应验算下卧层的地基承载力。

B. 进行地基处理的建筑物或构筑物,应进行地基变形验算,其地基变形计算值不得大于地基变形允许值。

C. 对受较大水平荷载或建造在斜坡上的建筑物或构筑物,以及钢油罐、堆料场地基处理后尚应进行地基稳定性验算。

(3)换填法

A. 章名改为换填垫层法

B. 垫层材料中增加了土工合成材料

(4)预压法

A. 增加了瞬时加荷条件下,考虑涂抹和井阻影响时,竖井地基径向排水平均固结度计算方法。

B. 取消了预压荷载下,正常固结饱和粘性土地基中某点任意时间的抗剪强度计算式中的折减系数 η_c 。

(5)强夯法

A. 表 5.2.1 中增加了单击夯击能为 $8000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时,强夯法的有效加固深度,对碎石土、砂土等为 $10.0\sim 10.5\text{m}$;对粉土、粘性土、湿陷性黄土等为 $9.0\sim 9.5\text{m}$ 。

B. 满夯遍数由一遍改为二遍。

(6)振冲法

A. 振冲法内不再区分振冲置换法和振冲密实法两类。

B. 振冲器功率增加了 55kW 和 75kW 两种。

(7)土或灰土挤密桩法

A. 桩顶标高以上应设置 $0.30\sim 0.50\text{m}$ 厚的 2:8 灰土垫层,其压实系数不应小于 0.95。

B. 桩孔(或桩顶)标高以上,应预留松动土层的厚度;对沉管(锤击、振动)成孔,宜为 $0.5\sim 0.7\text{m}$;对冲击或爆扩成孔,宜为 $1.2\sim 1.5\text{m}$ 。

(8)砂石桩法

A. 在砂石桩间距计算式中增加了修正系数,当考虑振动下沉密实作用时,修正系数可取 $1.1\sim 1.2$ 。

B. 规定了砂石桩的施工顺序;对砂性土地基应以外围或两侧向中间进行;对粘性土地基宜从中间向外围或隔排施工;在既有建(构)筑物邻近施工时,应背离建(构)筑物方向进行。

(9)深层搅拌法

A. 水泥土搅拌桩可与周围土体形成竖向承载的复合地基。也可用作基坑工程围护挡墙、防渗帷幕或挡土结构的被动区加固体等。

B. 水泥掺量除块状加固时可用被加固湿土重的 $7\%\sim 12\%$ 外,其余宜为 $12\%\sim 20\%$ 。

(10)高压喷射注浆法

A. 高压喷射注浆法适用土类中的粘性土改为流塑或软塑粘性土。

B. 旋喷桩复合地基承载力标准值计算式中桩间天然土承载力发挥系数,可根据试验或类似土质条件工程经验确定,当无试验资料或经验时,对摩擦型桩可取 $0.5\sim 0.9$,端承型桩可取 $0\sim 0.5$ 。

(11)附录一 复合地基载荷试验要点

A. 复合地基承载力基本值的确定;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。

B. 按相对变形值确定的承载力基本值不应大于最大加载压力的一半。

结束语

地基处理规范修订组成立以来,先后编写了规范初稿、征求意见稿和修改稿。征求意见稿曾发往全国广泛征求意见,根据反馈意见进行修改,编写了修改稿。目前正在编写送审稿,计划年内完成。由于修订工作尚未结束,所以本文介绍的修订设想与修订内容,与规范报批稿可能会有出入,仅供参考。

岩土工程与岩土工程学 ——关于岩土工程学基本框架体系的思考^{*}

谢定义

(西安理工大学 西安 710048)

【摘要】 本文把建立岩土工程学的迫切需要提上了议事日程,它在讨论岩土工程学的特点、岩土工程学的基本框架和岩土工程与岩土工程学的发展等问题的基础上,分别对岩土工程中带有共性的岩土工程勘察、岩土工程设计、岩土工程施工、岩土工程检测和岩土工程管理等诸方面的任务和特点进行了分析,进而又针对岩土工程中的各类问题,即岩土地基工程、岩土边坡工程、岩土洞室工程、岩土支护工程和岩土环境工程的基本内容,主要思路和问题等进行了扼要的勾绘,最后给出了作者对问题的简明结论。

前言

在人类工程建筑中,“空中楼阁”是不会存在的。任何工程建筑都必须最终以不同方式安固于岩体或土体之上或之内。因此岩土工程与工程建筑之间具有极为密切的依存关系。随着各类建筑物日益向更高、更大、更重、更深方向的发展,岩土工程问题已不再能仅由有限的建筑经验所能应付,也不再能仅由某一个或少数几个学科的基本知识所能解决,必须发展一种带有很强综合性和很强实践性的学科来阐明解决岩土工程问题的基本原则,理论支撑,配套技术和运作规律,从而把建立现代岩土工程学的迫切任务和把岩土工程学引入岩土工程专业研究生学位课程提上了议事日程。诚然,在国内外的书目中不难找到以岩土工程学作为书名而出现的教材,但就作者的了解,它们基本上都是某些有关岩土工程问题的一些理论和实践经验材料的组合,缺乏作为一门重要学科在理论与实践结合上应该有的系统性和完整性,更难以反映当代工程建设迅速发展所带来的一系列岩土工程方面的新问题以及解决这些问题的很多新思路和新方法。在这种情况下,对岩土工程学的基本框架体系作一些必要的探讨,为现代岩土工程学教材的问世呼吁,进一步推动岩土工程研究生教育质量的提高就是本文的基本出发点。

岩土工程学的本质特点

大家知道,任何一门学科都有不同于其他学科的研究对象,都要探索它自身的特殊规律。但是,客观事物是错综复杂、互相联系、互为因果的,特别是一些相近和相关的学科,在研究的对象、范围、内容和方法上,往往相互交叉,既有个性,又有共性,既有区分,又有联系,尤其是当代科学的发展具有高度综合又高度分化的特点,不仅表现了学科之间互相移植和

* 收稿日期:2000年7月

互相借鉴,各自以其最新的成就影响着对方,同时也吸收对方的某些新成就以促进本门学科的发展,而且也表现于学科内部已有研究成果新的综合和新的分化。因此,在研究某门学科时,要明确其与相关学科,交叉学科的关系。笔者认为,对于岩土工程学科,可以从如下几个方面来理解它的本质特点:

1. 岩土工程学应是以岩体、土体为对象,以工程地质学、岩石力学、土力学、基础工程学及水文地质学的基本理论和方法的综合为指导,研究岩土体的工程利用、整治和改造的一门综合性的技术科学。它有很强的实践性(因岩土体有显著的时空变异性)和综合性,往往对保证工程质量,缩短工程周期,降低工程造价,提高工程效益会起到关键性的作用。工程地质学是研究与工程有关地质问题的科学,它的主要任务在于对规划、设计、施工和运行中有关的地质条件,从地质构造、地质作用和地质现象等方面作出分析评价。岩石力学和土力学是研究岩和土材料的力学特性指标,变化机理与客观规律和岩体和土体变形、强度与渗透各方面的稳定特性、分析方法和增强措施的科学;基础工程学是研究关于不同工程建筑物基础设计与施工中涉及到的各种原则、方法与事故处理等有关问题的科学。水文地质学是研究地下水的形成、埋藏、运动(动态与均衡)及水质等的变化以解决地下水开发、利用、防护等的水文地质条件及勘察评价的科学。以上各学科虽然都是解决岩土工程问题的重要支撑,但没有岩土工程学根据岩土工程问题的内在规律所作的综合升华与创造性的应用,都是无法处理前述的岩土工程任务的。岩土工程学这种本质特点的个性构成了它赖以生存和发展的依据。

2. 岩土工程学必须以“岩土”为基础,始终要面对性质变化错综复杂的岩体和土体,以及与岩土体不可分割的水体;二是必须以“工程”为中心,始终要围绕拟建工程在其具体岩、土体条件下的合理实现,确保它的正常使用,三是必须以“稳定”为归宿,始终要把工程在各种可能最不利组合条件下的安全和稳定性作为解决问题的总目标。在解决岩土工程问题时,尚需注意它如下的特点:第一,它跨时空,要考虑岩土在过去、现在和将来的变化,考虑工程在建设期与运营期内在所处条件上的差异,考虑岩体在其分布上的区域性、层次性和特殊性;第二,它跨学科,要利用工程地质学,岩石力学、土力学、基础工程学,甚至其他一系列学科的基础,通过交叉融合、审时度势,具体地面对各类实际问题;第三,它跨行业,要区别和针对诸如建筑、铁路、公路、水利、水电、矿业、环保等各方面建设上不同建筑物和构筑物的工作特点,适应它们的具体条件,满足它们的特殊要求。

3. 岩土工程学应该包括两部分,一部分主要以工作内容为线索,研究岩土工程勘察,岩土工程设计,岩土工程施工,岩土工程检测以及岩土工程管理诸方面带有共性的规律性和有关要求和方法,可以称为总论;另一部分主要以工程类型为线索,研究岩土地基工程,岩土边坡工程,岩土洞室工程,岩土支护工程和岩土环境工程诸方面的勘察、设计、施工、检测和管理的带有个性的规律性和有关要求和方法,可以称为分论。这两部分的结合构成了岩土工程学严密的学科体系。岩土工程学具有非常广泛的涉及面,它的具体内容应时刻把握住它的本质特点。它需要讨论“是什么”,更要讨论“为什么”,需要“知其然”,更要“知其所以然”,达到驾驭知识的目的。因此,它应以总体思路和方案方法为主,不宜纠缠力学计算与数学推证或具体方法与设备细节。

4. 由于岩体和土体在其存在状态上大跨度的不均匀性,各向异性,非连续性以及这些特性在其环境条件、工程条件和荷载条件发生变化时复杂的时空变异性,使得稳定分析中各

种有关常数具有随机性、模糊性和不确定性,再加上各种类型结构及其与岩土接触面上相互作用的复杂性,要使长期以来以局部经验、常规技术和简单计算与工程类比方法分割地来处理各类岩土工程在不同工作阶段上各种具体问题的方法走向以理论与实际相结合,正确模拟岩土体受荷变形和失稳破坏的真实机理,采用现代测试计算与施工技术,将岩土体和结构视为一个在多因素影响下共同工作的体系,并动态地、和工作阶段联系地来有效处理各类岩土工程问题,还需要有一个较长的发展过程。但,这一个总趋向已经日益明显,日益加速地影响着岩土工程建设的发展。

岩土工程学的总论体系

岩土工程学的总论体系包括岩土工程的勘察、设计、施工、检测和管理等以工作内容为主线的5个方面。

1. 岩土工程勘察

岩土工程勘察就是通过调查、测绘、勘探与试验的方法,考察具体建筑工程在建设、施工和使用营运中涉及范围内的地形、地质、气象、环境条件,岩土体及其中地下水体的空间分布、变化规律、工程性质以及有关地质现象与条件,针对不同建筑对象与工程的不同工作阶段,对场地的稳定性与建筑的适宜性作出客观的评价、论证与检验,对建筑的设计、施工提供所需的基本资料参数与原则建议,对环境与工程的相互作用作出预测与评估。因此,

(1)岩土工程勘察的主要任务是评价、论证和检验场地的稳定性,建筑的适宜性和环境的演化性,并提出设计施工的基本资料与原则建议;

(2)岩土工程勘察的主要对象是岩体、土体和与岩土体不可分割的水体;

(3)岩土工程勘察的内容是岩体、土体和水体的空间分布、变化规律以及与其有关的地质现象和地形、地质、气象、环境条件;

(4)岩土工程勘察的范围应包括具体建筑工程在建设和使用期所涉及地段、场地和地基;

(5)岩土工程勘察的方法是调查、测绘、勘探与试验。勘察的工作量及要求视具体建筑对象的安全等级,场地的安全等级与地基的安全等级以及工程建设的不同工作阶段(可行性研究阶段,初步设计阶段,技术设计阶段,施工设计阶段等)根据有关的勘察规范有侧重,有详略,有先后地进行。

2. 岩土工程设计

岩土工程设计就是考虑建设对象对自然条件的依赖性、岩土性质的变异性以及经验与试验的特殊重要性,从适用、安全、耐久和经济的原则出发,全面考虑结构功能、场地特点、建筑类型及施工条件(环境、技术、材料、设备、工期、资金)等因素,在占有充分资料的基础上,经过多种方案的比较与择优,采用先进、合理的理论与方法,根据现行建筑法规的要求,对建筑涉及到的各种岩土工程问题作出满足使用目标的定性、定量分析,在具体与可能的土、水、岩体综合条件和可能的最不利荷载组合下,提出岩土工程系统(地基、基础与上部结构)能够满足设计基准期内建筑物使用目标和环境要求,以及土体足够、但不过分的强度变形稳定性与渗透稳定性的地基、基础、结构及其施工、监测诸方面措施的最优组合方案,以及实施这种方案在质、量、步骤和方法上的各种具体要求。因此,

(1)岩土工程设计的特点在于它对自然条件的依赖性,岩土工程性质的变异性以及建筑经验、试验测试与建筑法规的特殊重要性。

(2)岩土工程设计必须把地基、基础、上部结构,甚至施工视为一个整体,保证工程在整体上对变形、强度和渗透诸方面的稳定性。

(3)岩土工程设计的原则是保证工程的适用性、安全性、耐久性和经济性,作出方案比较,择优选取。

(4)岩土工程设计必须把正确选用岩土计算指标参数,设计方法和二者的相互配套放在重要位置上。

3. 岩土工程施工

岩土工程施工就是在吃透设计意图的基础上,组织力量(人力、物力、财力、智力)将设计方案的要求,正确、合理、经济、安全、高质量、高效率地予以实现。并在实施过程中,注意进一步完善设计方案、设计方法、设计参数,及时处理出现的各种新情况和新问题。因此,

(1)岩土工程施工的根本特点是条件差,工期长,费用高,风险大,变化多,更改难。

(2)岩土工程施工的核心是抓质量(设备可靠,方法合理,技术先进,检验及时),抓效率(技术、组织、计划),抓安全(工程安全,人身安全),抓环境。

(3)岩土工程施工要把及时发现和处理一切新情况和新问题放在非常重要的地位。

(4)岩土工程施工过程中必须注意聚集和积累资料,进一步完善设计。它与工程特性和具体条件密切相关,蕴藏着很大的可创造性。

4. 岩土工程检(验)(监)测

岩土工程检测就是通过“两个检验”(即勘察成果与评估建议的检验,对各类施工质量控制的检验)和“三个监测”(即对施工作用及各类荷载与岩土反应性状,包括应力、应变、位移、孔压、地下水等的监测,对建设与运营中结构物沉降及性状的监测以及对环境条件,包括振动、噪声、污染、工业地质与水文地质条件以及邻近建筑的变化监测),获取信服的第一手资料或数据,并对这些资料数据进行各种分析计算与总结的基础上,为设计的合理性与施工的高质量和安全,为运营中工程的可靠性与稳定性,为岩土工程理论与技术的检验和发展提供科学的依据。因此,

(1)岩土工程检测要通过检验,考查设计施工的基本条件与具体要求是否达到,通过监测考查设计施工的综合效果和实际效益是否达到,并及时寻找原因,采取措施。

(2)岩土工程检测强调计划性、及时性、准确性、系统性和经济性。

(3)岩土工程检测不是孤立的,它应该与岩土工程勘察、设计、施工一起构成一个完整的系统。

(4)岩土工程检测既要立足于工程本身的要求,又要着眼于岩土工程的经验总结和理论发展。

5. 岩土工程管理

岩土工程管理就是适应岩土工程的特点,统一考虑地基、基础和结构的共同工作,统一考虑勘察、设计、施工和检测的互相配合和强烈依赖性,统一考虑利用、整治与改造的整体优化,统一考虑安全、适用、耐久、经济与环境的基本要求和统一考虑岩体、土体和水体特性的时空变化等特点,在指挥服务机构与技术决策系统间建立灵活、有序、有效、互相协调的运行机制和激励机制,调动一切积极因素,以质量为核心推动工程的全面优化。因此,

(1)岩土工程管理必须有全面考虑行政与技术关系的根本思想,把工程的高质量作为核心。

(2)岩土工程管理必须使行政管理与技术管理相配合,建立灵活、有序、有效、协调的指挥服务机构与技术决策机构的运行机制与激励机制,推动工程全面优化。

(3)岩土工程管理必须保证材料的优质与及时供应,调动各方面的积极因素,使人与技术同具体条件及其变化相融合。

(4)当前,勘察有勘察院,设计有设计院,施工有工程局,研究有研究院,各据一方,缺乏互相配合和互相制约的局面,很难适应当代岩土工程客观规律的需要,给管理工作带来了很大的困难。这种体制上存在问题应该尽快解决。

岩土工程学的分论体系

岩土工程学的分论体系包括岩土的地基工程、边坡工程、洞室工程、支护工程和环境工程等以工程类型为主线的5个方面。

1. 岩土地基工程

(1)岩土地基工程问题的解决必须建立地基、基础和上部结构共同工作的根本思想,将岩土地基工程作为一个地基系统来考虑。岩质地基与土质地基各有自己的特点,但土质地基是岩土地基工程工作的重点。

(2)岩土地基工程的设计应该把方案设计放在重要的地位,从地基、基础、上部结构,甚至施工几个方面可以增加地基变形、强度、渗透稳定性的各种可能途径中寻求最佳的组合方案。

(3)对于一些特殊条件下的地基工程如特殊土质的地基,特殊地区的地基和特殊工程的地基,应针对其与之相适应的特殊问题,研究解决特殊问题的方法和措施。

(4)地基工程中的下列问题得到了近年比较广泛的研究和重视,如桩基工程问题,复合地基问题,土工合成材料问题,深基坑工程问题,地基处理技术问题,建筑物的整治与改造工程问题,桩基检测问题,以及地基液化与抗震问题等。

2. 岩土边坡工程

(1)岩土边坡工程应把稳定性问题作为核心,注意不同边坡的稳定特性,对天然边坡(斜坡),工程边坡(填方边坡、挖方边坡)分析其在稳定特性上的共性与个性,坚持具体问题具体解决的原则。

(2)岩土边坡工程中的滑坡问题,是岩土边坡工程中的一个特殊问题。对已经滑过的边坡要研究评定和防止边坡的复活问题,对有滑动迹象的边坡,要研究和防止边坡的滑动。解决这类问题,尤其是后者,具有紧迫性、被动性、风险性和系统性。

(3)对一切岩土边坡工程问题的研究,无论机理分析,稳定计算或工程治理,都必须把力、土和水三大因素放在重要位置上。坡脚的应力集中,坡顶的拉应力出现以及坡面的主应力线偏转这种特点对一切应力的变化都具有很强的敏感性。岩土的性质、构造、结构、结构面性状及其与坡面的关系是岩土边坡工程稳定性分析的基础。水的七大作用,既软化、侵蚀、浮力、动水压力、减弱土的强度、增大滑动力以及孔隙水压力作用等,是岩土边坡工程失稳的主要诱发因素。边坡失稳中除人为因素,如不适当的开挖,坡顶加载或设计不周外,水

是一个主要的因素。

(4)岩土边坡工程的稳定分析,最险滑动面形状和位置的确定,岩土强度指标的选择,设计安全系数的确定以及空间影响等问题是非常重要的、但尚难于正确解决的问题。无论是极限平衡分析法,有限单元法,概率分析法都不可例外地有一定的局限性。因此,将多种方法的分析计算和相似条件下的工程经验相结合,作出综合判断,才会有较好的可靠性,而且有效的增稳措施常是一个不可忘记的方面。

(5)岩土边坡工程的加固增稳措施,应包括设计阶段对具体条件的坡高、坡比、坡型、坡面防护和排水防渗等的综合选定,施工阶段填筑标准或开挖锚护方法的严格控制,运用期内对力因素和水因素可能变化和不利因素的防范,以及出现险情时的全面观测及对症处置。主要有岩土体的上削下压,水体的外引内排,对滑体的支挡或导引以及对滑带的增强与补强等。

3. 岩土洞室工程

(1)岩土洞室工程以周围岩土为环境,它除能在二次应力下自稳的情况且应用中无衬护要求的情况外,一般均应由一定刚度的衬护体形成的结构与围岩共同工作,即通过围岩的开挖、支护、衬砌、回填而成为一个共同工作的体系。它的核心难题是在复杂岩土体中的成洞。一旦衬护回填完成,只要衬护结构经过合理的设计,具有足够的强度,就无需耽心洞室的稳定。由此可见,岩土洞室工程除施工质量外,应该把较大的注意力投向设计中衬护结构的正确设计和施工期的成洞条件(开挖支护)。

(2)岩土洞室工程衬护结构设计有荷载结构法和有限单元法。前者的关键是荷载,即山岩压力的正确确定。后者的关键是材料特性,即本构关系的正确确定。对节理裂隙结构面发育的岩体和复杂地层和特殊性质的土体,要做到山岩压力和本构关系的正确确定都仍然有较大的困难,需要经验和进一步研究的支持。

(3)山岩压力的确定应考虑到地质因素,工程因素和环境因素的影响。地质因素有初始应力场(自重应力,构造应力),岩土体的结构构造,岩土体的强度,地下水的活动等;工程因素有洞室的埋深,形状、跨高比、群洞的洞距、施工方法等;环境因素有行车振动、地震、相邻建筑物、冷库引起的冻胀等。当上述各条件不同时,开挖在洞室周围引起的松动圈和承载圈的大小也不同。对于松散岩体一般常用散体压力。对于坚硬岩体,应包括塑性区内岩体自重引起的松动压力(反映了围岩构造特性)和承载圈传递的变形压力(反映了支护结构特性)。它们都与支护时间与刚度有很大的关系。支护愈早愈强,松动压力愈小,而变形压力愈大。此时,对衬护结构要求更高,但围岩的稳定性相对较好。反之,如松动压力大一些,变形压力就小一些,这就存在一个最佳支护时间问题。对于它们,在弹性介质条件下可以较好地确定;在通常的弹塑性条件下,目前也提出了确定的方法,还需要作深入的工作。至于围岩本构关系的确定,一般对土体的工作较多,也得到了较好的成果,但对岩体的工作相对较少。它更为明显的非线性、各向异性和非连续性,给问题的解决带来了很大的困难。

(4)岩土洞室工程的成洞,目前已发展了一系列有效的方法。暗挖法中有传统的矿山法,有以围岩压力发展规律为基础的新奥法以及具有较大安全性的盾构法。它们在当代都得到了广泛的应用。明挖法的基坑法,逆作法,以及特殊的沉井法,沉管法,连续墙法也在很多条件下应用。近年来发展起来的一系列开挖辅助措施,如分步顺序开挖法,中壁法,双侧壁导坑法,管棚注浆法,旋喷注浆法,格栅拱与钢拱架法,锚网喷法,多拱多跨法,予切槽法,

气压暗挖法,冻结法、钻井法(超前钻进,分级扩孔)等,对开挖中岩体的稳定和施工安全作出了很大的贡献。大量施工经验总结得出的施工原则,即“管超前、严注浆、短开挖、弱爆破、强支护、快封闭、勤量测,”得到了广泛的认可。

(5)由于前述关于围岩压力和本构关系等研究的现状,成洞中出于经济原因的某些冒险,现场条件的多变以及学科发展的需要,使得岩土洞室工程在施工和运用过程中的现场观测成了一个必不可少的环节,它配合反分析成了岩土洞室工程设计和施工最有力的助手。

4. 岩土支护工程

(1)建设规模向高、重、深、大方向的发展,使得岩土支护工程成了岩土工程学的一个重要分支。它的根本任务是防止或限制岩土体的位移、滑塌、冲蚀,以确保工程的安全施工或运用和相邻建筑物和设施的正常工作。地基工程的深基坑开挖支护,边坡工程的坡体防冲阻滑,洞室工程的开挖支护都是岩土支护工程的主要对象。不管岩土支护工程是永久性的,还是临时性的,它们都是极其重要的。

(2)岩土支护工程的传统方法,从被动方面是用“桩、板、墙、撑”四大件组成的挡土结构和支撑系统;从主动方面则是对岩土体的人工加固。挡土结构可为连续式(桩排、地下连续墙、混凝土切线桩)、半连续式(桩间加隔板)和骨架式(分离的桩,中间利用土拱作用)。当这些挡土结构能够自稳时(深板桩、重力墙、格仓式、沉井式、加筋式、框架式等),可以不要支撑系统,否则需要内撑(杆式或桁式,横撑,角撑、井撑、或大面积时的环梁幅射支撑)或外拉(拉杆、锚杆)。对它们组成的支护系统需要对其刚度、变形和强度进行力学核算计算。计算中最大的问题是作为主要荷载的土压力问题。它常不是主动土压力、静止土压力或被动土压力,而是一个随开挖方法和支护方案而动态变化的土压力,目前还没有满意的计算方法。虽然,对一个地区可能有较好的经验,但从总体上讲,只有简化假定下的方法,需要作深入研究。目前“理论导向,实测定量,经验判断”的动态设计收到了好的效果。这种支护方法在应用于深广基坑开挖时,已经积累了很多有效经验,如平面上成拱形,连拱形,桩拱形,立面上加锚拉等。考虑蠕变变形和渗透作用的计算模型也有了新的研究。

(3)新兴的岩土支护工程方法为“喷、锚、网、衬”四大件,即将喷射混凝土与锚杆(索、栓、管)及钢筋网相结合,必要时再加以衬砌。这原本是常用于洞室支护的方法,其代表是新奥法。它是一种主动受力体系,能有效地保护利用岩土本体的强度。但目前已推广应用到基坑和挖方边坡的开挖施工中,取得了良好的效果。

(4)目前,岩土支护工程常用的方法,可以归结为岩土体内部的固土、排水和岩土外部的挡墙、格仓、沉井、排桩、锚拉、喷层(网喷、纤喷)、支撑和衬砌等十大措施。它们应该根据具体情况,灵活运用,恰当组合,使土体——挡墙——撑锚三个方面综合发挥最好的安全经济效益。但是,不管用那类方法,都必须特别注意对水的引、排、降。

(5)在岩土支护工程中,一系列的问题应继续引起重视。如卸荷引起的土体应力应变性质变化问题,与不同支护方式相联系的土压力模型问题,动态设计方法与信息施工技术的实用体系问题,开挖支护引起的环境效应及其对策问题以及开挖支护技术规程的制定和完善问题等。

5. 岩土环境工程

(1)岩土环境工程是以岩土工程技术来改善和处理影响生物生命与发展外围状态的科学。它用岩土工程的观点、技术和方法来适应、治理和保护岩土环境,既要使岩土环境不致

对工程建设造成危害,又要使工程建设不致对岩土环境造成破坏。

(2)在三大类环境问题,即自然与环境的共同作用问题(风、洪水、泥石流、地震、火山、酸雨、海啸、沙漠化、水土地流失、滑坡等),人类生产生活活动与环境的共同作用问题(工业生产引起的环境污染,无计划无限制的开发使自然环境遭到的破坏,天然及人工合成化学物质通过生产、运输、使用、废弃过程进入大气、水和土及食物,废酸废油、塑料制品、放射性废弃物的不合理处理等)及人类工程活动与环境共同作用问题(打桩、抽吸地下水、基坑开挖,地铁穿越市区对建筑物的威胁与破坏)中,岩土工程都有大量的工作可做,都可做出自己的贡献。

(3)岩土环境工程的研究问题很多,除传统的滑坡、震害、地裂、地沉等一系列问题外,对污染土的研究应该予以足够的重视,如污染土的工程性质与评价问题(岩土污染的机理,污染土的强度变形特性及其力学效应、温度效应与时间效应,污染土地基的承载力),污染土对工程材料的化学腐蚀特性及变化规律,污染土中污染物的运移规律与发展趋势,污染土治理的化学处理、热处理、微生物处理及工程处理等措施)等。此外,不同岩土环境下工程建设的特殊问题,各类工程建设与岩土环境演变的关系问题,废弃物的岩土工程处理技术问题等都是值得注视的课题。

结论

1. 随着各类建筑物日益向更高、更大、更重、更深方向的发展,岩土工程活动需要有丰富的实践经验,更需要有与之相应的理论支撑,配套技术和运作规律等方面的研究。建立和发展“岩土工程学”这门学科的任务已是刻不容缓地提上议事日程。

2. 岩土工程学应是以岩体、土体为对象,以工程地质学、岩土力学、基础工程学基本理论和方法的综合为指导,研究岩土体的工程利用、整治和改造的一门综合性的技术科学。岩土体极为显著的时空变异性和工程门类极为广泛的复杂多样性,决定了岩土工程学很强的实践性和很大的综合性,以及它在保证工程质量、缩短工程周期、降低工程造价和提高工程效益等方面的重要性。

3. 岩土工程学应以“岩土”为基础,以“工程”为中心,以“稳定”为归宿。它具有跨学科、跨时空、跨行业的特点,应根据岩土工程实际问题的具体条件和学科自身的特殊规律,坚持具体地、动态地、联系地解决问题的原则。

4. 岩土工程学的基本体系应该包括以工作内容为线索的岩土工程勘察、岩土工程设计、岩土工程施工、岩土工程检测和岩土工程管理,(称为总论,体现共性),以及以工程类型为线索的岩土地基工程、岩土边坡工程、岩土洞室工程、岩土支护工程和岩土环境工程(称为分论,体现个性)。既要注意具体技术、设备和数学力学根据,更要注意总体思路和方案方法。

5. 岩土工程勘察要服务于评价、论证和检验场地的稳定性、建筑的适宜性和环境的演化性,以及设计施工基本资料的可靠性与原则建议的合理性。

6. 岩土工程设计应注意它对自然条件的依赖性,岩土工程性质的变异性,建筑经验、试验测试与建筑法规的重要性,设计方法的可靠性与先进性,地基、基础与结构的整体性以及工程的适用性、安全性、耐久性和经济性,作好方案的择优。

7. 岩土工程施工要根据它施工条件差,工期长、费用高、风险大、变化多、更改难的特点,注意吃透设计意图,组织人力、物力、财力和智力,抓质量、抓效率、抓安全、抓环境,把完成设计要求与及时发现新情况,解决新问题紧密地结合起来。

8. 岩土工程检测要把检验勘察成果、评价建议和施工质量与监测岩土反应、结构性状和环境演变相结合,强调计划性、及时性、准确性、系统性和经济性,既立足于工程对象,又放眼于经验总结与理论发展。

9. 岩土工程管理体制要努力在指挥服务系统与技术决策系统间建立灵活、有序、有效、协调的运行机制和激励机制,协调关系,保障供给,调动一切积极因素,推动工程整体质量的全面优化。

10. 岩土地基工程应将地基、基础和上部结构视为一个共同作用的体系,根据变形稳定、强度稳定和渗透稳定的总要求,针对地基在土质类型(软土、黄土、膨胀土、冻土、盐渍土、填土、海洋土等)、所在地区(地震区、采空区、岩溶区、泥石流区等)和工程对象(市政工程、水利工程、电力工程、交通工程、核电工程等)等方面实际的特殊性,从地基体系诸方面可能的增稳措施中选择出安全、经济、先进的最优组合方案。

11. 岩土边坡工程应针对天然边坡、工程边坡(挖方和填方),或古、新滑坡不同的稳定特性,注意分析和处理好力、土和水三大因素的影响,把工程经验、力学分析和工程措施相结合,以判断和确保边坡工程在施工期和运用期各种条件下的稳定性。

12. 岩土洞室工程应抓好衬护的结构设计与成洞的施工技术,并使二者紧密结合。衬护结构设计在用荷载结构法时的关键是山岩压力问题,它受地质因素、工程因素和环境因素的影响。支护时间直接影响到松动压力与变形压力的大小。用有限单元法时的关键是结构面作用及材料的本构关系问题,它往往对设计的成败起着重要的控制作用。成洞施工技术除需解决好深层降水问题外,应根据岩土的具体条件选择好安全、稳定、高效的开挖方法及辅助措施。

13. 岩土支护工程因建筑工程向重、深、大方向的发展而更引人注目。灵活地使传统的“桩、板、墙、撑”与新兴的“锚、喷、网、衬”以及土的“固化”和水的“引排”相结合是解决问题的有效途径,及时地配合对支护、土体和邻边建筑设施性状的监测是使支护正确有效的重要环节。

14. 岩土环境工程立足于从岩土工程的观点、技术和方法出发,既适应、治理和保护岩土环境不使受工程建设的破坏,又适应治理和保护工程建设不使环境污染和损害。在三大类环境问题中,岩土工程都可以“大有作为”,作出自己的贡献。

参考文献

- 1 谢定义,建设中的岩土工程问题与研究,西安理工大学学报,1995, No.2
- 2 林宗元主编,岩土工程丛书,辽宁科技出版社
- 3 林在贯主编,岩土工程手册,中国建筑出版社,1994
- 4 中华人民共和国国家标准,岩土工程勘察规范(GBJ50021-94)中国建筑工业出版社,1999,北京
- 5 Lee, I. K 等著,俞调梅等译,岩土工程,中国建筑工业出版社,1986
- 6 周维垣等,高等岩石力学,水利电力出版社,1990,北京
- 7 陈仲颐,叶书麟,基础工程学,中国建筑工业出版社,1990,北京

固结不排水三轴试验结果的整理和应用*

魏汝龙

(南京水利科学研究院土工所 南京 210024)

前言

早在 1960 年美国土木工程师协会召开的“粘性土抗剪强度研讨会”上,毕肖普(Bishop)和勃裘伦(Bjerrum)就在其论文^[1]中指出,人们都知道固结不排水三轴试验有两个缺点,即,土样在室内再固结对其孔隙比和孔压系数 A 产生影响,以及土样在不同于地基中的应力比下固结而引起误差。但是还必须注意,当此试验结果应用于稳定分析时,可能发生另一种误差。例如,如果实际情况在不排水加荷过程中 σ_3 增加(如地基问题),则得出的安全系数偏高;如果 σ_3 减小(如开挖问题),则得出的安全系数偏低。

尽管毕肖普和勃裘伦很早就敏锐地察觉到,固结不排水三轴试验结果的应用存在问题,可惜没有抓住要害,故未能清楚地说明问题的实质并加以解决。

不同应力路径下的固结不排水三轴试验

在常规的固结不排水三轴试验中,试样在等向压力 p_c 下排水固结,然后在不排水条件下保持径向应力 $\sigma_r = \sigma_3 = p_c$ 不变而增大轴向应力 $\sigma_a = \sigma_1$,直到试样达到破坏。这样,利用一组不同固结应力的总应力破坏圆,可以确定其包线的倾角 φ_{cu} ,一般认为它就代表土的固结不排水剪阻角。但是,如果在上述不排水过程中使轴向应力 $\sigma_a = p_c = \sigma_1$ 保持不变而减小径向应力 $\sigma_r = \sigma_3$,则得出的 φ'_{cu} 显著不同于常规试验中的 φ_{cu} (图 1)。这样,固结不排水强度指标的应用就变得十分复杂。因为不同应力路径得出的 φ_{cu} 值差异很大,以致必须根据每个工程的实际应力路径进行试验而得出相应的固结不排水强度指标,而不能笼统地采用常规试验结果 φ_{cu} 。

表面看来,不同应力路径得出不同的 φ_{cu} 是实际的试验结果,不容置疑。但只要稍微深究一下,就可发现其中存在问题。例如,毕肖普和亨克尔(Henkel)^[2]曾明确指出,对于完全饱和土, σ_1 保持不变而 σ_3 减小的固结不排水试验给出的有效应力结果与 σ_3 保持不变而 σ_1 增大时给出者完全等同,也就是说,虽然上述两种试验得出的总应力破坏圆迥然不同,它们却给出同一个有效应力破坏圆(图 1)。然而,仔细观察一下图 1 中不同试验的应力圆及其

* 收稿日期:2000 年 4 月

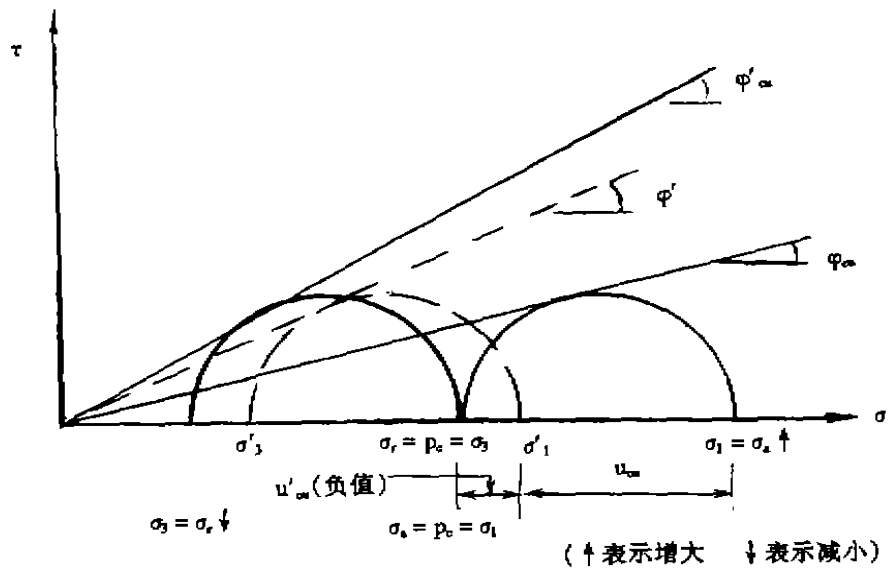


图 1

相应包线的相对位置后就可看出, σ_1 保持不变且 σ_3 减少而得出的 φ'_{α} 要比常规试验的 φ_{α} 值大得多, 甚至比有效应力剪阻角 φ' 还大。这就有些不可思议, 而在实际中采用这种 φ'_{α} 也似乎不大安全。

固结不排水剪阻角的定义

我们认为, 上述矛盾现象主要是由于现行的固结不排水剪阻角定义不恰当所致。几年前我们就曾指出^[4], 固结不排水剪阻角应表示土体不排水强度随着剪前固结应力而变化的

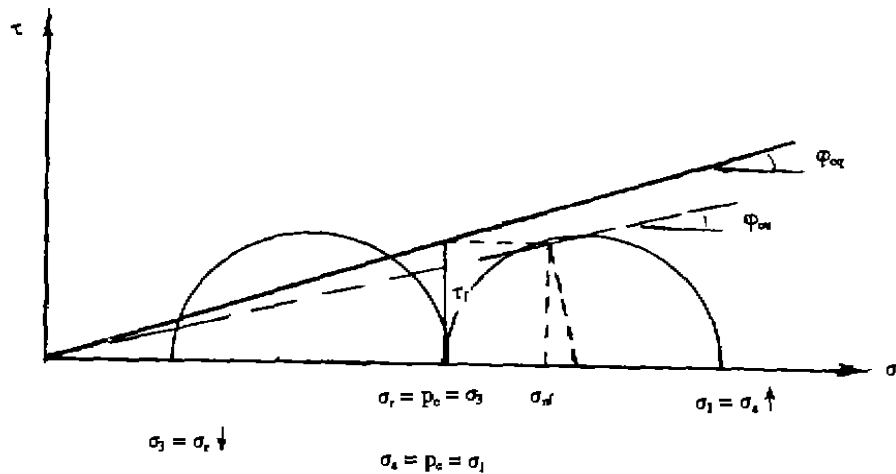


图 2

规律。但是, 目前国内外在常规的固结不排水三轴试验中, 对于相应的强度指标却习惯于采

用下述定义: $\sin \varphi_{\omega} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right)_{f_0}$ 。换言之, φ_{ω} 的正切值代表土的强度随着破坏面上的法向应力而增长的速率 ($\operatorname{tg} \varphi_{\omega} = \tau_f / \sigma_{nf}$) (图 2)。将具有这样定义的 $\operatorname{tg} \varphi_{\omega}$, 即将强度随破坏面上法向总应力而增长的速率, 作为固结不排水强度指标显然是不合适的。何况, 按照有效应力原理, 饱和土的抗剪强度不会随着不排水剪切过程中的总应力而变。所以, 作为固结不排水强度指标, 采用 $\operatorname{tg} \varphi_{\omega} = \tau_f / p_c$ 似乎更为恰当, 因为它代表土体不排水强度随着剪前固结应力而变化的规律, 才是真正的固结不排水剪阻角。

这样, 在整理固结不排水三轴试验资料时, 应将试样的不排水抗剪强度相对于其剪前的固结应力的绘出, 如图 2 中粗线及其倾角 φ_{ω} 所示。从此还可看出, 这种资料整理方法还受试验中不同应力路径的影响, 因为对于 $\sigma_1 = p_c$ 不变而 σ_3 减小的试验来说, 其 $\operatorname{tg} \varphi_{\omega}$ 仍然等于 τ_f / p_c , 与常规试验得出者完全等同。

土压力计算中的抗剪强度指标

在上述两种应力路径的固结不排水三轴压缩试验中, $\sigma_1 = p_c$ 保持不变而 σ_3 减小时的应力路径与发展主动土压力时的情况相符。因此, 如果按照现行的固结不排水剪阻角定义, 则计算主动土压力时就应采用这种应力路径的试验结果 φ'_{ω} , 而不能用常规试验得出的 φ_{ω} 。这样得出的主动土压力肯定将大大偏低。必须指出, 常规的固结不排水试验的应力路径虽然与主动土压力情况有所不同, 但是按照以上修正的定义而得出的固结不排水剪阻角 φ_{ω} 却可恰当地用来计算主动土压力。

同样, 在固结不排水三轴伸长试验中也有类似情况。在这种试验中, σ_3 不变而 σ_1 减小和 σ_1 不变而 σ_3 增大时给出两个不同的总应力破坏圆, 但是如果将这两个试验给出的等同的不排水强度相对于固结应力 p_c 而绘出时, 也会得到相同的固结不排水剪阻角。

此外, 亨克尔^[3]曾指出, 对于正常固结土, 压缩和伸长试验的包线实际上是等同的。这就是说, 三轴压缩和伸长试验给出的固结不排水剪阻角相等。所以, 在计算主动和被动土压力时, 均可采用常规固结不排水试验给出的剪阻角 φ_{ω} 。

参考文献

- 1 Bishop A. W., Bjerrum L. (1960) The relevance of the triaxial test to the solution of Stability problems. Research conf. on Shear Strength of Cohesive Soil, p. 492 ASCE
- 2 Bishop A. W., Henkel D. J. (1957) The measurement of Soil properties in the triaxial test. P. 147, Edmand Arnold LTD.
- 3 Henkel D. J. (1960) The shear strength of saturated remoulded clays. Research Conf. on shear Strength of Cohesive Soil, p.535. ASCE
- 4 魏汝龙, 张凌 (1993), 稳定分析中的强度指标问题, 岩土工程学报, 15(5):24

岩土工程中的预测与预算

李广信

(清华大学水利水电工程系 北京 100084)

引言

岩土材料是天然的地质历史的产物,它一般是碎散的、不连续或部分连续的介质。材料性质十分复杂;具有极大的时空变异性。在岩土工程中,其地基或者岩土环境几乎不可能完全探知;边界条件和操作过程也有很大的影响。因而岩土工程问题具有很强的不确定性。这种不确定性包括互补率的破缺,即非此非彼的情况,是属于模糊判断的课题。另一方面是因果率的破缺,亦即因果关系的不确定性,一因多果。是属于概率、数理统计和混沌学的范畴。所以对于这样一个复杂的对象和众多的影响因素,准确的定量的预测和预算是相当困难的。依靠纯理论和技术技巧预测往往不成功,而经验的判断是不可缺少的。

土以碎散的颗粒为骨架,由固、液、气三相物质组成;在其由岩石风化的生成、搬运和沉积过程中几经沧桑,形成了不同于其他材料的复杂的力学性质,而不同时空条件下土的性状也各不相同。所以尽管已提出的土的本构关系理论数学模型不下百种,动用了传统力学和现代力学的各种理论和手段,但是到目前为止,还没有一种为人们所公认的,能够准确、全面反映各种土的应力应变关系的数学模型。是否存在这样的模型也是值得怀疑的。

在计算机和计算技术基础上发展起来的,以有限元为代表的数值计算是解决边值问题的强有力的手段。当用来计算弹性体时其精确程度令人叹为观止。其计算结果与光弹试验结果毫厘不差,结果光弹试验很快被废止。土是碎散材料,而在一般数值计算中首先被假设为连续体,然后被离散化,假设各单元间的结点位移协调,计算土体的应力变形关系。这常常不能反映土的变形的微观机理。以 DDA(Discontinuous Deformation Analysis)为代表的离散单元计算方法在计算某些农产品(如谷类)和工业零件(如滚珠)时是相当成功的。以至被称为“数值试验”可以精确地代替模型试验。在定性地探索土的变形的微观机理时,也是很有价值的。但是用以描述由不同尺寸、不同形状、不同矿物成分的颗粒组成的土,反映不同三相成分及其物理、化学和力学的相互作用,即使是可能,恐怕也是相当遥远的事。

数学模型和数值计算预测的另一个难点是土的参数的选取,它受到取样(制样)和试验手段的限制。原状土在取样过程中不可避免地受到扰动和发生应力释放,会破坏其结构性。

• 国家自然科学基金资助项目(批准号 59879008)

收稿日期:2000 年 4 月

即使是重塑土试样,制样的方式、器具和操作程序的差别也严重影响试验的结果。另一方面,目前使用的土工试验仪器也存在局限性。以真三轴仪为例,由于边界之间的干扰,试样的应力和应变的均匀是很难保证的。

在对地基和土工建筑物的探测方面,土层的时空变异及人类活动给勘探测试及其结果的判释造成困难。除此以外,岩土工程中的复杂边界条件和施工过程中的诸多因素也严重影响工程的实际结果。

在我国每年发表和撰写了大量的论文和报告,提出了各种理论、模型、计算方法、计算程序和技术手段,常常伴以试验或者实测数据的验证,其结果也常常是“符合得很好”。自己的试验或观测证实了理论或者方法的完美,正是:“各夸自家颜色好,百花园中各称王。”这种结果的可信性很值得怀疑。笔者在评阅一些论文和成果时,对于那些二者符合得完美到天衣无缝的图与曲线,常常怀有很大的不信任感;而对于存在相当差别,甚至坦率地承认预测的不成功的情况,则是完全理解的。可惜后者较少。

近年来,主要在国外进行了多次的“考试”或者“竞赛”活动;首先委托一个(或几个)单位进行所谓的“目标试验”,亦即要求预测或者预算的试验或实例。其结果是保密的,或者预测前不做试验,预测以后再试验。事先公布有关的土的一般资料、基本试验的数据(为确定有关参数)和目标试验的应力(应变)路径。在全世界或者一定范围征求参赛者(参加目标试验的人不参加)。全部预测结果上交以后,公布试验结果。一般是召开研讨会,评估或者评分。参赛者也常常进行申辩和总结。这是一种客观、公正和有权威性的检查比较方式。也是推动岩土工程发展的十分有益的活动和手段。它使我们认识到在岩土工程领域,我们的认识能力和预测能力到底有多高。

试验方法和设备的检验比较

1. 不同仪器的相同试验的检验

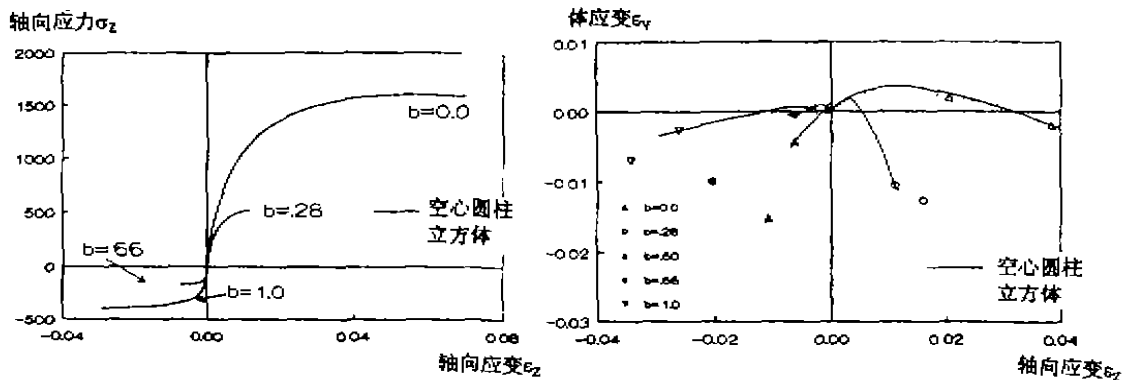
1982年在法国 Grenoble 召开的“土的本构关系国际研讨会”上^[1],用剑桥式的立方体真三轴仪分别由德国的 Karlsruhe 大学和法国的 Grenoble 大学对同样的砂土和粘性土进行复杂应力路径和应变路径的真三轴试验,两份试验结果是存在着差别的。由于使用的仪器与土料都是相同的,差别主要源于操作方法和技巧。

1987年在美国克里夫兰召开的“非粘性土的本构关系国际研讨会”上^[2],利用美国 Case 大学的空心圆柱扭剪仪和法国 Grenoble 大学的剑桥式立方体真三轴仪进行砂土的相同应力路径的试验。试验内容包括:

- (1) $b =$ 不同常数的不同密度两种砂土的真三轴试验;其中, $b = (\sigma_1 - \sigma_2) / (\sigma_1 - \sigma_3)$
- (2) 在 π 平面上应力路径为圆周(两周)的真三轴试验。

图 1 表示了对于 Hostun 密砂(干密度 $\rho_d = 1.65\text{g/cm}^3$) 在 $b =$ 不同常数,中主应力 $\sigma_2 = 500\text{kPa}$ 保持不变,用两种仪器试验得到的轴向应力与轴向应变关系曲线,轴向应变和体应变的关系曲线。可见在 $b = 0$ 和 0.28 时,不同仪器试验结果的差别是很大的。但是在评价它们时,主持者说:对于轴应变,除了 $b = 0.286$ 的结果很差(very poor)以外,其他的曲线符合的很好(very well);而对于图 1(b)的曲线认为符合得很优良(excellent)。对比我们的一些论文中理论与实际曲线二者丝丝入扣的符合,就显得很不真实。在这两个试验中试样的破坏

形态也有很大不同;空心圆柱试样发生颈缩;立方体试样产生 V 形的剪切带。这些差别可能是由于试样的制样方法不同,试样中的实际应力分布不同和试验中的边界条件不同引起的。



(a) 轴向应力 σ_z 与轴向应变 ϵ_z 间试验曲线

(b) 体应变 ϵ_v 与轴向应变 ϵ_z 间试验曲线

图 1 $b =$ 常数的真三轴试验与空心圆柱试验的比较

2. 土工离心机模型试验

1986 年由欧洲共同体资助,发起“土工离心机的合作试验”^[3]。参赛者有三家:英国的剑桥大学、法国的道桥中心研究室和丹麦的工程院。试验的内容是模拟饱和砂土地基上的圆形浅基础的承载力和荷载-沉降关系。试验土料统一为巴黎盆地天然沉积的一种均匀石英细砂。模型地基的孔隙比规定为 $e = 0.66$ (相对密度 $D_r = 86\%$),规定圆形基础的模型尺寸为直径 $D = 56.6\text{mm}$,离心加速度 $= 28.2g$,基底完全粗糙。此前,由丹麦岩土研究所对于这种土进行了物性试验和三轴试验,其结果公布于众。要求荷载-沉降关系表示成无量纲的变量 $q/\gamma'nb - s/b$ 关系曲线。

其中: q = 基础上施加的荷载(kPa)

γ' = 土的浮容重(kN/m^3)

n = 重力加速度水平,即模型比尺

b = 模型基础的尺寸(m)

s = 基础的中心垂直沉降(m)

同时也进行了相同条件下的现场载荷试验,以便与模型试验结果对比。

这三家使出了浑身解数,精心制样、安装、运转和量测,反复摸索,反复校验,校正各种参数和影响因素。剑桥大学还在离心机上作了静力触探试验。最后,剑桥大学提交了一组试验结果,另外两家按要求给出了一条曲线。图 2 表示了其试验结果,其中剑桥大学是笔者选取的最接近于要求的条件的试验结果($e = 0.664$)。

可见,这种世界先进水平的土工离心模型试验的误差在 $\pm 30\%$ 以上。值得提出的是,这是一种条件非常简单明确的模型试验。而现场的工程实际情况的条件和影响因素远比这复杂。在这个试验中,加载速率、模型地基砂的密度、制样方法和运行程序对试验结果都有影响。例如剑桥大学的试验表明,砂土的孔隙比变化 0.01 (相当于相对密度变化 3%),则其承载力变化 18%,如图 3 所示。而由于模型地基是先制样,后运转,保证地基内砂土处处均匀,孔隙比误差在 0.01 范围内有较大难度的。

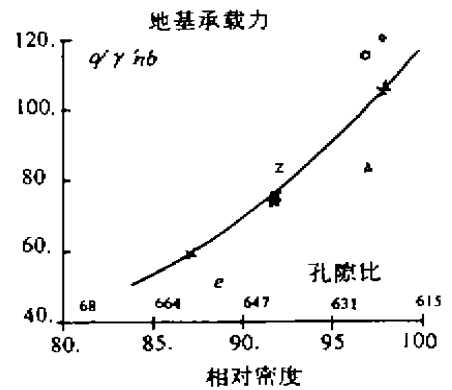
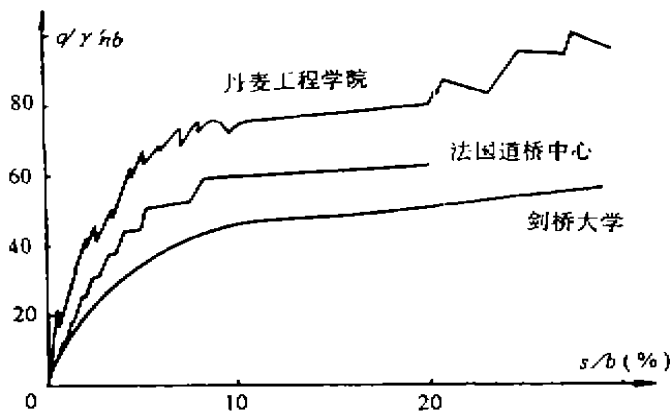


图2 圆形天然浅基础的试验荷载-沉降关系曲线

图3 地基承载力与模型地基孔隙比间关系
(剑桥大学试验结果)

3. 单桩的动测法的考试

1992年在荷兰海牙进行了一次动测桩的“考试”^[4]。在第一轮,10根预制桩预先被沉入地基,桩径250mm,桩长18m(7#桩17m)。要求测出其预制的“缺陷”。其中一根桩完整无缺;其余的9根桩各有缺陷:颈缩、扩径和在不同部位的10mm宽,130mm深的刻槽。事先由特尔夫公司进行了地基勘察,将土层资料公布于众。有12家具有国际声誉的公司参赛,用小应变动测法检测。结果是:平均测对4根;最多对7根,最少对两根。没有一家测出那根完整无损的桩。他们认为对于只有10mm宽的缺陷很难分辨。

第二轮是沉入11.5m-19m长的5根桩,然后用静载荷试验测出极限承载力。10家公司用大应变动测法测试其极限承载力。其结果也不乐观。比如,由静载试验为340kN的一根桩,各家给出的结果分布在90kN-510kN的范围。

4. 堤防隐患检测的“大比武”

我国目前有各类堤防25万公里,很多已具有几百年的历史。是民堤逐步加高培厚或者在汛期抢险形成的。地质条件及堤身土料和质量千差万别,隐患很多。1998年洪水期间发生的许多险情和决口都是由于渗透通道形成的管涌和蚁穴鼠洞、裂隙异物和局部疏松土体等造成的。为此水利部和防汛办于1999年3月在湖南宜阳召开了“堤防隐患综合检测技术检验会”,也被称为“大比武”。

有我国的十几家科研院所、大专院校和少数厂家(包括美国的劳雷公司)参加。检测堤段位于宜阳的一段废堤上。每个参赛的检测方法负责200米堤段,时间是两小时。几处“隐患”是事先人工布置的,埋设了稻草、钢管,模拟蚁穴和鼠洞。一般在两米深范围内。人们使用的测试手段包括:高密度电阻率法、瞬变电磁法、地震波法、弹性波法和探地雷达等。这些方法都有一定的分辨率限制,即分辨尺寸与深度之比一般是相对固定的。因而两米深的隐患的检测不应算是难题。检测结果聘请有关专家评审,打分。图4所给的分数只是相对的。组织者对于测试结果是不满意的。参赛者各自对其结果的误差的原因进行了解释。针对这种结果,水利部斥资几百万,开展专题研究,目标是“傻瓜”式的快速检测仪和方法。关键问题可能是要结合各地具体情况和长期的抗洪防汛经验,因地制宜,积累资料和经验,合理判释,仪器才会发挥作用。很难想象,可以身背“傻瓜机”,走遍天下都会灵验。

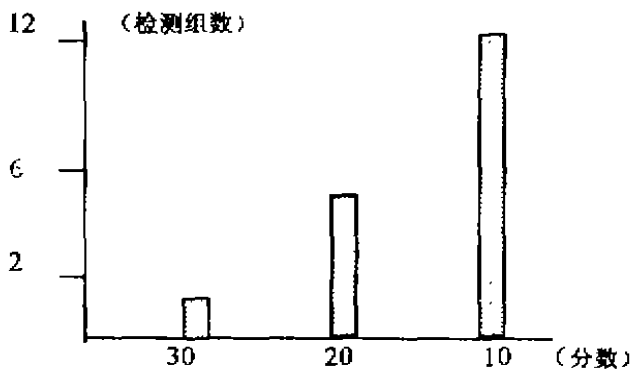


图4 堤防隐患的检测结果评分

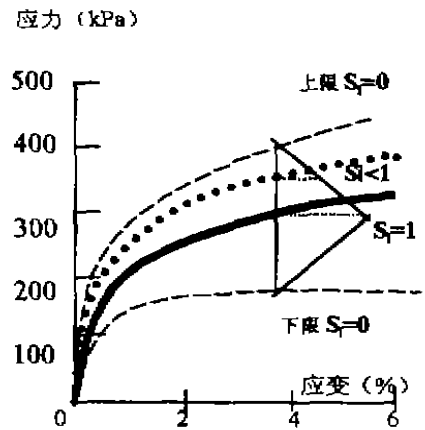


图5 本构模型预测的评分标准

土的本构关系的检验

80年代以来,关于土的本构关系的“考试”至少进行了3次。1980年美国 and 加拿大召开了“岩土工程中极限平衡、塑性理论和一般的应力应变关系北美研讨会”^[5]。会前用两种天然粘土、一种重塑的高岭粘土和渥太华砂进行了一系列试验。试验包括:

平均主应力 $p = \text{常数}$ 的三轴试验,

$b = \text{常数}$ 的真三轴试验

砂土在 π 平面上应力路径为圆周的三轴试验

天然粘土大主应力方向与其沉积方向成不同角度的三轴试验。

事先将土的物性参数和基本试验的结果公开提供。然后在全世界范围征求参赛者。参加预测的有不同国家的17个本构模型。从给出的结果看,轴向应力应变关系($\sigma_1 - \sigma_3$) ~ ϵ_1 预测的精度一般尚可;体应变预测的精度差别很大。对于应力路径在 π 平面上为圆周的情况,许多模型无能为力。由于原状土的各向异性,对于其循环加载和超固结性状很难预测,只有少数模型参加了预测。结果表明,没有一个模型能够合理地预测所有的试验情况。正如会议主席 Finn 所说:“没有给任何一个本构模型戴上王冠”。这也是符合当前的土力学理论发展的现状的。

1982年在法国召开了“土的本构关系国际研讨会”,人们用不同的理论模型对砂土和粘土的复杂应力路径和应变路径的试验结果进行了类似的预测。如上所述,也对试验本身进行了检验^[1]。

1987年在美国克里夫兰召开了“非粘性土的本构关系国际研讨会”^[2]。会议征求对真三轴试验和空心扭剪试验结果用理论模型进行预测。共有世界各国的32个土的本构模型参赛。其中包括:

3个次弹性模型(H)

3个增量非线性弹性模型(I)

1个内时模型(E)

9个具有一个屈服面的弹塑性模型($EP1$)

10个具有两个屈服面的弹塑性模型(EP2)
 6个其他形式的弹塑性模型(EP)

会议将预测结果与试验结果比较,按四个单项评分。评分的标准见图5。规定了上下限,按统计方法打分。图6与图7表示出 $b = \text{常数}$ 的真三轴试验的预测得分情况。可见其轴向应力应变关系预测经过还差强人意;而体应变的预测则基本是全不及格。

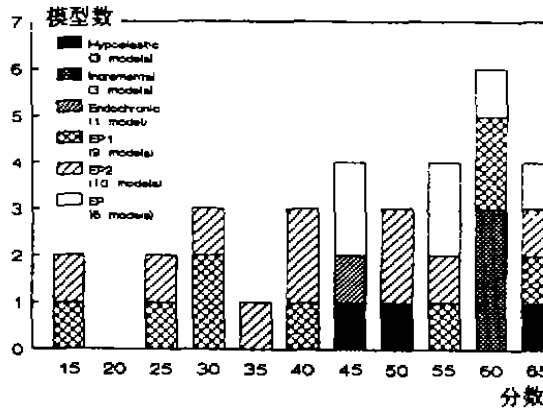


图6 轴向应力应变关系得分的直方图 (满分100)

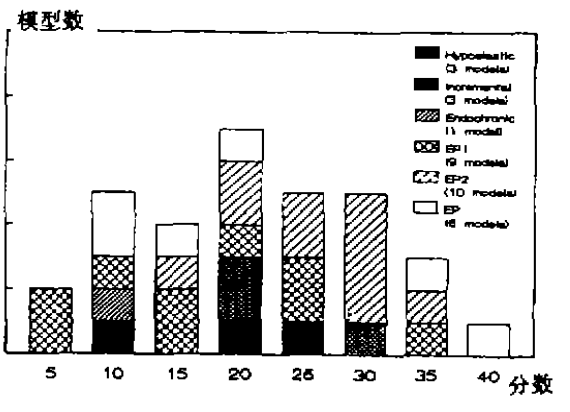


图7 体应变与轴向应力应变关系得分的直方图 (满分100)

这些“考试”基本上反映了人们当前认识和描述土的应力应变关系的能力和水平。它表明,即使对于实验室制作的重塑土试样,其应力应变关系也是相当复杂的。现有的关于土的本构关系的数学模型描述能力在精度和条件方面都是有限的。有的模型使用了20多个,甚至40多个常数,结果仍然不令人满意。

土工计算的考试

1. 土工加筋挡土墙的计算

60年代以来,随着计算机和计算技术的发展,土工数值计算大大加强了我们的解决复杂的岩土工程边值问题的能力。有人提出可将土力学分成理论土力学、实验土力学和计算土力学三部分。由于它几乎可以精确任何边值问题,似乎一台计算机,几页打印纸,就可以驰骋在岩土工程的所有领域。这种表现上的简单、快捷和“精确”,常使青年岩土工作者产生误解,忽视了其与实际工程问题间的距离,轻视在岩土工程实践中积累经验的重要意义。

加筋土的计算是岩土数值计算中很有代表性的课题。它涉及到土的本构模型,筋材的应力应变关系模型和筋土间的界面模型及这些模型涉及的参数。目前已经有较多的计算程序和经验。1991年在美国的科罗拉多大学,由美国联邦公路局资助,在足尺试验的基础上进行了加筋土计算的竞赛^[8]。

目标试验是在一个高3.05m,宽1.22m,长2.084m的大型试验槽中进行的。铺设了12层长为1.68m的无纺土工织物,作为土工织布加筋挡土墙。墙顶采用气囊加压。气囊下铺设5cm的砂垫层。试验用的土料有两种:一种是均匀的砂土, $D_{50} = 0.42\text{mm}$;另一种为粉质粘土,塑限 $\omega_p = 19\%$,液限 $\omega_L = 37\%$ 。事先公布了砂土的三轴试验,粘土的不同排水条件下的

三轴试验,土工布的拉伸试验和筋土间的界面直剪试验等试验的结果。征求世界各国同行们进行数值计算,预算试验观测结果。预测项目有:

(1)两种加筋挡土墙在顶部加载 103.5kPa 以后的墙顶最大位移、不同位置的墙面位移及筋的应变。

(2)在加载 100 小时后的以上各项位移和应变

共有 15 个不同国家的大学和研究单位参赛。包括美国的科罗拉多大学等 8 家,英国的哥拉斯格大学等两家,日本的东京大学等 3 家。中国和加拿大各一家。其中 14 家参加了荷载-变形和应变关系的预测。计算和结果见图 8 和图 9。它们分别表示了砂土和粘土在上述荷载下的墙顶最大位移的预测误差。有几家没有预测粘土加筋挡土墙,有几家计算得到的结果表明,在此荷载下挡土墙早就破坏。只有少数计算的误差在 30% 以内。

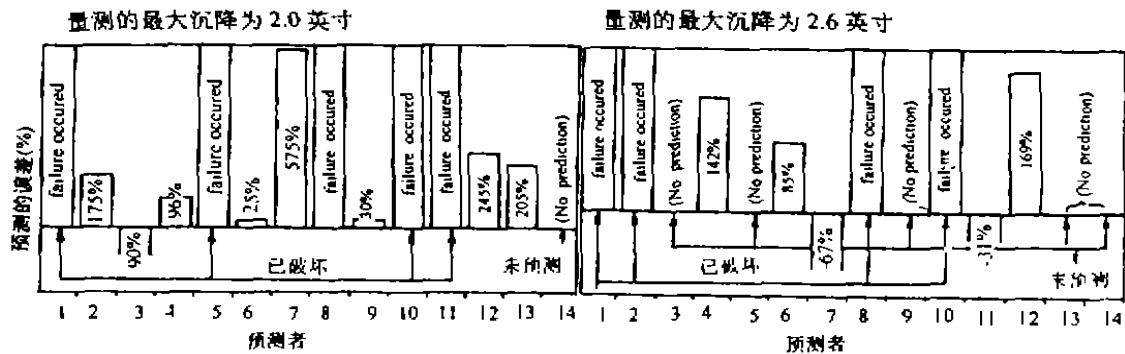


图 8 砂土加筋挡土墙的墙顶最大位移计算的误差 图 9 粘土加筋挡土墙的墙顶最大位移计算的误差

对于砂土加筋挡土墙试验的破坏荷载是 207kPa, 预测值从 10kPa 到 517kPa 不等。粘土加筋挡土墙在荷载加到 230kPa 时由于气囊爆破而未能继续试验, 但挡土墙没有破坏。计算的破坏荷载在 21kPa 到 207kPa 之间。其误差之大令人沮丧。

2. 土的液化分析方法的检验

在 1989-1994 年间由美国 NSF 拨款 350 万美元, 资助用离心机模型试验来检验地震反应分析方法。这是 NSF 历年来投入单项经费最多的项目。项目简称 VELACS。参加的单位和个人包括: 美国加州大学戴维斯分校, 加州理工大学, 英国剑桥大学等 7 座大学; 其中有 10 名美国国家科学院院士和英国皇家学会会员。参加考试的考生有美、加、日和欧洲的 23 个数值计算专家和研究员。

项目动用了 9 台带有振动台的土工离心机, 并且进行了平行试验。模拟地震的振动模型试验内容包括:

- (1) 水平自由地基
- (2) 倾斜地基
- (3) 组合地基(一半是密砂, 另一半是松砂)
- (4) 成层水平地基(刚性箱和柔性箱各一种)
- (5) 护岸的重力式挡土墙
- (6) 堤坝
- (7) 心墙坝
- (8) 砂基础上的刚性建筑物

涉及以上9种边值问题的模型试验,都是相当简单的工程问题。在土工离心机试验的基础上,提出了三类考题:

A 在离心机试验前,提供试验的初始条件和边界条件,在尚无任何试验资料的情况下,进行数值计算。是一种“盲测”。

B 离心试验完成以后,但不公布试验结果。但向计算者提供试验的较为详细的条件和细节。

C 公布试验结果,让“考生”用自己的数值计算进行计算,比较。

考试的成绩按照ABC的次序有所提高,对于A类考题,有30多个数值计算模型参加考试。预测的地震反应加速度比较接近;计算的静孔压和沉降量与试验量测的结果比较,趋势还是相同的。但二者差别很大,多达几十倍。但是在试验后,考虑了试验中的具体条件量测方法,修正计算条件和参数,计算结果明显改善。

结论与讨论

1. 土的力学性质是非常复杂多变的,岩土工程问题具有很强的不确定性。目前我们的理论分析、数值计算和勘探试验还远不能精确定量地描述,反映和预测它们。对此应当有清醒的认识。但是正确的理论和有效的方法应当能够揭示土受力变形的基本规律,反映岩土工程中的影响因素及影响的范围。

2. 对于岩土工程问题,正面的纯理论和数值预测和计算,往往是很难奏效的。必须详细地了解实际的条件和过程,熟悉当地的情况,积累经验,对理论和参数进行合理修正;在工程中不断观测和积累数据,在其基础上合理选取参数,再计算和预测以后的变化,往往达到很高的精度。因而,有人提出在复杂的岩土工程中需要“理论导向,经验判断,精心观测,合理反算”。这是非常中肯和宝贵的认识。

3. 在土力学和岩土工程中逐步引进不确定性的理论方法是一个重要的发展方向。

参考文献

- 1 Constitutive Relation for Soil, Ed. Cudebus, G, 1984
- 2 Bianchini, G. et. al., Complex Stress Paths and Validation of Constitutive Model, Geotechnical Testing, Journal, 1991, 14(1):13-25
- 3 Corte, J. F. et al., Modeling of The Behavior of Shallow Foundation A Cooperative Test Programme, Centrifuge 88, Corte(Ed) 1988 Balkema, Ruxterdam, ISBN 9061118138
- 4 盛崇文,从桩的动测法谈起。地基处理,1996,7(3)
- 5 Proceedings of The Workshop on Limit Equilibrium, Plasticity and Generalized Stress-strain in Geotechnical Engineering, McGill University, 1980
- 6 Jonathan, T H Wu, Predicting Performance of The Denver Walls: General Report, Geosynthetic - Reinforced Soil Retaining Walls, Wu(Ed.) 1992, Balkema, Rotterdam. ISBN 9054100575

有关复合地基的几个问题

龚晓南

(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

[摘要] 本文就复合地基定义,复合地基形成条件和形式,复合地基与双层地基,复合地基与复合桩基,复合地基与按沉降控制设计理论,复合地基地位,以及复合地基研究方向等几个方面谈谈笔者的认识,抛砖引玉,以促进复合地基理论和实践的进一步发展。

引言

不少地基处理方法是通过对形成复合地基以达到提高地基承载力、减少沉降的目的。随着地基处理技术的不断发展和在土木工程建设中应用的推广,复合地基技术也在不断发展。不少专家学者从事复合地基理论和实践研究,1990年中国建筑学会地基基础专业委员会在黄熙龄院士主持下在承德召开了我国第一次以复合地基为专题的学术讨论会。会上交流、总结了复合地基技术在我国的应用情况,有力促进了复合地基理论和实践的发展。1996年中国土木工程学会土力学及基础工程学会在浙江大学召开了复合地基理论和实践学术讨论会,总结成绩、交流经验,共同探讨发展中的问题,促进了复合地基理论和实践水平进一步提高。今天对土木工程师,复合地基已不是陌生的词汇,但是笔者觉得对复合地基的定义、地位或者说什么是复合地基,无论在学术界、还是工程界至今尚无比较统一的认识。这里就复合地基定义,复合地基形成条件和形式,复合地基与双层地基,复合地基与复合桩基,复合地基与按沉降控制设计理论,复合地基地位,以及复合地基研究方向等几方面谈谈笔者的意见,抛砖引玉,望能得到指教,共同促进复合地基理论和实践的进一步发展。

关于复合地基的定义

复合地基的涵义随着其实践的发展有一个发展过程。初期,复合地基主要是指碎石桩复合地基,人们将注意力主要集中在散体材料桩复合地基的应用和研究上。随着深层搅拌法的推广应用,人们开始重视水泥土桩复合地基的研究。复合地基的概念发生了变化,由散体材料桩复合地基逐步扩展到胶结材料桩复合地基。随着减少沉降桩和桩筏基础的研究,以及土工合成材料在地基中的广泛应用,人们将复合地基概念进一步拓宽,提出刚性桩复合地基和水平向增强体复合地基的概念。笔者从文献学习和参与讨论中了解到,目前对什么是复合地基,或者说那些地基基础形式可称为是复合地基学术界和工程界看法是不一致的。

• 收稿日期:2000年6月

一种意见认为各类砂石桩复合地基和各类水泥土桩复合地基属于复合地基,其它各类形式是否就不要包括在复合地基内;还有一种意见认为增强体与基础不连接是复合地基,相连接就不是复合地基。对复合地基的定义存在狭义和广义之分。上述前一种意见可认为是狭义的,更狭义的只承认砂石桩复合地基属于复合地基,其它形式均不应称为复合地基;后一种意见可认为是比较广义的。从发展趋势看,复合地基的概念不断在拓广。

笔者在1991年提出的复合地基定义是广义的。笔者认为:复合地基是指天然地基在地基处理过程中部分土体得到增强,或被置换,或在天然地基中设置加筋材料,加固区是由基体(天然地基土体)和增强体两部分组成的人工地基。

根据地基中增强体的方向可分为竖向增强体复合地基和水平向增强体复合地基两大类。竖向增强体习惯上称为桩,因此竖向增强体复合地基通常称为桩体复合地基。根据桩体材料性质又可分为散体材料桩复合地基和胶结材料桩复合地基两类,后者视刚度大小又可分为柔性桩复合地基和刚性桩复合地基两类。

笔者认为对复合地基的定义认识是否统一并不重要,重要的是需要统一对复合地基本质的认识。对均质地基(或称浅基础),上部结构荷载是通过基础直接传递给天然地基的。对桩基础,上部结构荷载是通过基础先传递给桩体,再由桩体通过桩侧摩擦阻力和端承力传递给天然地基的。对复合地基,上部结构荷载是通过基础同时传递给天然地基土体和增强体的,或者说是由天然地基土体和增强体(两者形成一复合加固区)共同承担上部结构通过基础传递来的荷载。符合这种荷载传递形式的就是复合地基,不符合的就不是复合地基,这样来认识、区分是否复合地基不知是否妥当。

复合地基形成条件与形式

增强体与天然地基土体能够共同承担上部结构荷载是有条件的,这也是复合地基的形成条件。在荷载作用下,增强体与天然地基土体通过变形协调共同承担荷载作用是形成复合地基的基本条件。在图1(a)和图1(b)中, $E_p > E_{11}$, $E_p > E_{22}$,其中 E_p 为桩体模量, E_{11} 为桩间土模量, E_{22} 在图1(a)中为复合地基加固区下卧层土体模量,在图1(b)中为加固区垫层土体模量。容易理解,在图1(a)和图1(b)中,在承台传递的荷载作用下,通过增强体和桩间土体变形协调可以达到增强体和桩间土体共同承担荷载作用,形成复合地基。图1(c)中, $E_p > E_{11}$ 。在承台荷载作用下,开始增强体和桩间土体中竖向应力大小大致上按两者的模量比分配,随着土体蠕变,土中应力减小,而增强体中应力增大,荷载向增强体上转移。若 $E_p \gg E_{11}$,桩间土承担的荷载比例极小,特别是若遇地下水位下降等因素,桩间土体进一步压缩,桩间土可能不再承担荷载。这样增强体与桩间土体难以形成复合地基共同承担上部荷载。在工程实用上,为了有效减小沉降,增强体设置一般都穿透最薄弱土层,落在相对好的土层上,如图1(d)所示。如何保证增强体与桩间土体形成复合地基共同承担上部荷载是设计工程师应该注意的。图1(d)中, $E_p > E_{11}$, $E_{22} > E_{11}$ 。设计工程师应重视 E_p 、 E_{11} 和 E_{22} 之间的关系。当然,对于散体材料增强体,在荷载作用下,主要产生侧向鼓胀变形,因此图1中各种情况均可形成复合地基。也就是说,采用散体材料桩均可形成复合地基而不需要考虑形成条件;采用胶结材料桩,特别是刚性桩形成复合地基需要重视形成条件。不能形成复合地

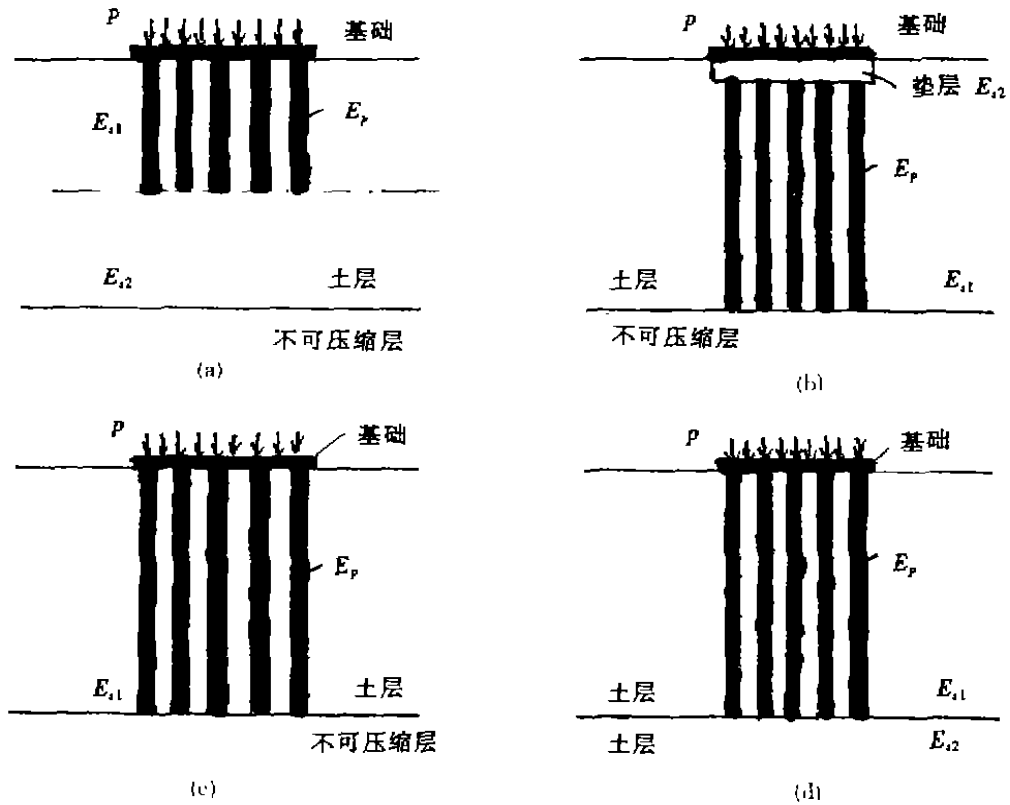


图 1 复合地基形成条件示意图

基,而以复合地基理论设计是偏不安全的,可能造成工程事故。

顺便指出,理论研究和试验研究表明如图 1(b)中所示在基础和复合地基加固区之间设置垫层不仅可保证各类增强体与桩间土形成复合地基共同承担上部荷载,而且可以有效改善复合地基中浅层的受力状态,如减小桩土荷载分担比,提高桩间土的抗剪强度、提高增强体承受竖向荷载的能力等。

复合地基中增强体除竖向设置(图 2(a))和水平向设置(图 2(b))外,还可斜向设置(图 2(c)),如树根桩复合地基。水平向增强体多采用土工合成材料,如土工格栅、土工布等。竖向增强体可采用砂石桩、水泥土桩、低强度混凝土桩,土桩与灰土桩、钢筋混凝土桩等形式。在形成复合地基中,竖向增强体可以采用同一长度,也可采用长短桩形式(图 2(d)),长短桩可采用同一材料制桩,也可采用不同材料制桩。例如短桩采用散体材料桩或柔性桩,长桩采用钢筋混凝土桩或低强度混凝土桩。在深厚软土地基中采用长短桩复合地基既可有效提高地基承载力,又可有效减小沉降,且具有较好的经济效益。

在建筑工程中桩体复合地基承担的荷载通常通过承台或筏板传给,而在路堤工程中,荷载是由刚度比承台小得多的路堤直接传递给桩体复合地基的。理论研究和现场实测表明刚性基础下和柔性基础下复合地基性状具有较大的差异。柔性基础下复合地基的沉降量远比刚性基础下复合地基的沉降大。为了减小沉降,应在桩体复合地基加固区上面应设置一

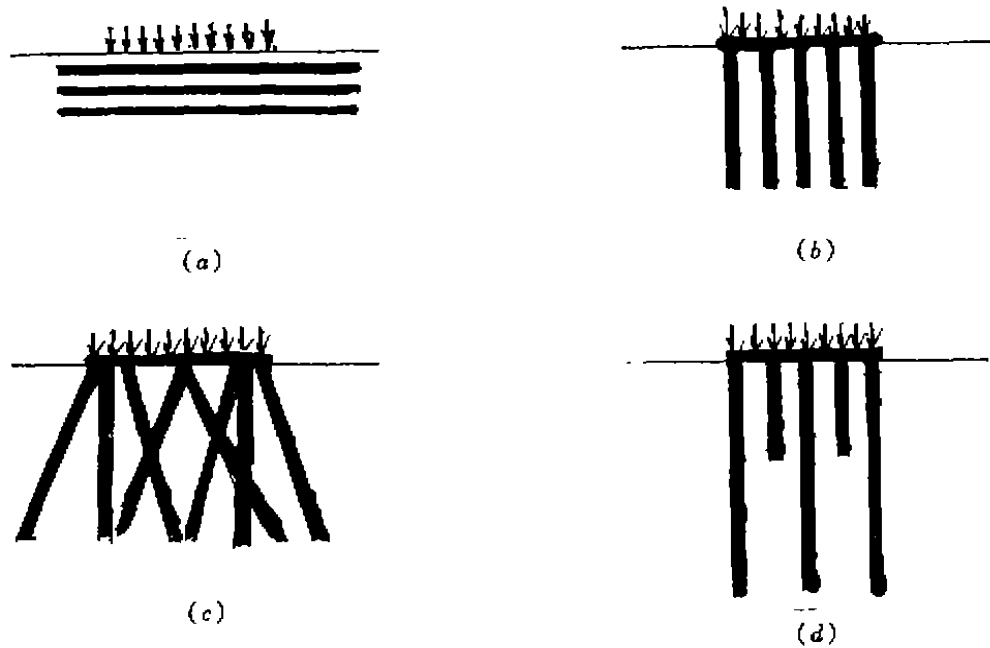


图2 复合地基形式示意图

(a)水平向增强体复合地基;(b)竖向增强体复合地基;
(c)斜向增强体复合地基;(d)长短桩复合地基。

层刚度较大的“基础”,防止桩体刺入上层土体。

复合地基与双层地基

在复合地基承载力和沉降计算中,不少人将其视作双层地基。如在计算复合地基加固区下卧层土体中应力时采用当层法计算,采用压力扩散法计算加固区下卧层中应力时扩散角采用双层地基中建议采用的扩散角等。研究表明将复合地基视作双层地层可能带来很大的误差。图3(a)和(b)分别为复合地基和双层地基的示意图。图3(c)为均质地基。 E_1 分别表示复合地基加固区复合模量和双层地基上层土体模量, E_2 分别表示复合地基非加固区土体模量、双层地基下层土体模量和均质地基土体模量。 $E_1 > E_2$ 。图3(a)中点 A_1 、图3(b)中点 A_2 和图3(c)中点 A_3 处在同一深度,且均处在荷载作用中轴线上。设计计算表明,在 A_1 、 A_2 和 A_3 处由同一密度荷载作用引起的附加竖向应力大小顺序为 $\sigma_{A_1} > \sigma_{A_2} > \sigma_{A_3}$ 。且随着 E_1/E_2 值增大, σ_{A_1} 值增大,而 σ_{A_2} 值减小。上述分析表明采用当层法计算复合地基加固区下卧层中的附加应力将使计算结果大大减小,其结果是偏不安全的。数值分析表明(杨慧,2000),双层地基的扩散角大于复合地基的扩散角,扩散角大小与模量比 E_1/E_2 、加固区厚度与荷载作用范围宽度比等因素有关。在复合地基中采用双层地基扩散角计算也是偏不安全的。

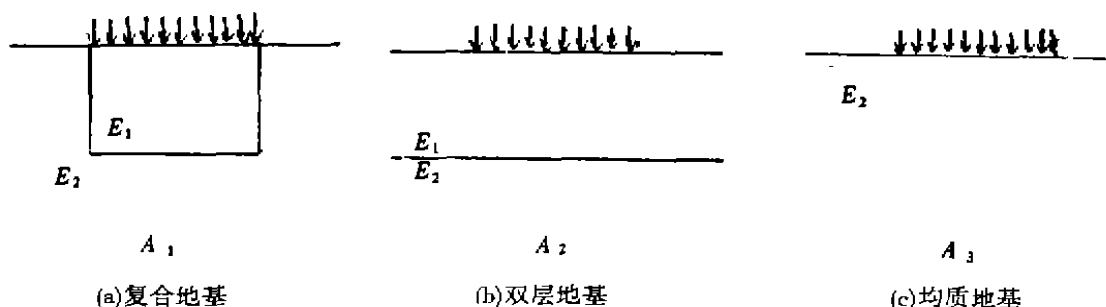


图3 复合地基、双层地基和均质地基

复合桩基与复合地基

考虑桩土共同承担荷载的摩擦桩(包括桩间土)称为复合桩基。有人认为复合桩基是一种桩基础,将其纳入桩基础规范;也有人认为复合桩基是一种地基处理技术,将其纳入地基处理技术规范;也有人认为复合桩基实质上是一种刚性桩复合地基。笔者认为(1999)复合桩基属于桩基础还是属于复合地基并不十分重要,重要的是弄清复合桩基的荷载传递特性、复合桩基的承载力和变形特性,复合桩基的形成条件,复合桩基与传统桩基理论的区别。

前些年有人将按大桩距(一般在5~6倍桩径以上)稀疏布置的摩擦桩基称为疏桩基础。疏桩基础中的桩用于提高承载力和减小沉降。有人将用于减小沉降量为目的的桩基称为减小沉降量桩基。上述两类均考虑了桩和桩间土共同承担荷载,称为复合桩基。桩(摩擦桩)筏基础有时也考虑桩和桩间土共同承担荷载,因此此时桩筏基础也是复合桩基。复合桩基的基本特性是桩与土共同直接承担荷载。复合桩基的形成条件是桩是摩擦桩,或是端承作用较小的端承摩擦桩,考虑桩与桩间土共同承担荷载。若桩是端承桩,基础下没有垫层,桩间土是难以参与直接承担荷载的,因此不能形成复合桩基。

复合桩基与复合地基都考虑桩土共同直接承担荷载,它们的形成条件是相同的。

复合桩基承载力和沉降计算思路和采用的方法与复合地基的也是相同的。笔者(1999)提出是否可以这样认为:复合桩基是复合地基的一种形式,是不带垫层的刚性桩复合地基。若将浅基础、复合地基和桩基础视作连续的,是否可以认为复合桩基刚好处于复合地基和桩基础之间。

复合地基与按沉降控制设计理论

在深厚软土地基地区采用复合地基往往可能取得很好的经济效益。如何合理控制深厚软土地基上建(构)筑物的沉降量往往成为工程成败的关键。与桩基础相比,复合地基一般沉降较大。若不能合理控制沉降量,工后沉降过大很易造成上部结构产生裂缝或产生倾斜。在复合地基设计中采用按沉降控制设计理论特别重要。

深厚软土地基上建筑物的沉降量与工程投资大小密切相关。减小沉降量需要增加投资,因此,合理控制沉降量非常重要。不是工后沉降愈小愈好,而是在确保安全,满足使用功

能基础上控制合理的工后沉降量。在复合地基设计中采用按沉降控制设计既可保证建筑物安全又可合理控制工程投资。

采用按沉降控制设计是对复合地基设计提出了更高要求。需要提高复合地基沉降计算精度,发展复合地基优化设计理论。

复合地基的地位

复合地基在地基基础型式中所处的位置如何?笔者(1999)曾提出随着复合地基技术的发展和推广应用,目前复合地基已与浅基础和桩基础一道成为工程中常用的三种地基基础型式。

浅基础(或称均质地基)、复合地基、桩基础三者之间没有严格的界限,可以认为是连续分布的。当复合地基置换率等于零时,复合地基成为浅基础。复合地基置换率很小时,或桩土模量比很小时,其性状同浅基础。复合地基桩间土承担荷载很小时,其性状同桩基础。有时将复合地基中桩间土承担荷载的能力用作安全储备而不计算在内时,其计算式与桩基础计算式相同。

三种基本的地基基础型式中,浅基础和桩基础的承载力和沉降计算理论比较成熟,工程实践积累也较多,而复合地基承载力和沉降计算理论正在发展之中,还不成熟,需要加强工程实践积累和理论研究,完善各类复合地基承载力和沉降计算方法。

复合地基研究方向

随着地基处理技术的发展,近些年来,复合地基技术得到广泛应用。目前我国应用的复合地基主要有:由多种施工方法形成的各类砂石桩复合地基、水泥土桩复合地基、低强度桩复合地基、土桩灰土桩复合地基、钢筋混凝土桩复合地基、加筋土地基等。目前复合地基技术在房屋建筑(包括高层建筑)、高等级公路、铁路、堆场、机场、堤坝等土木工程建设中得到广泛应用。复合地基技术的推广应用产生了良好的社会效益和经济效益。在推广应用过程中也产生一些问题。如未能合理控制工后沉降量,工后沉降过大造成工程事故。复合地基理论落后于实践的发展,应加强复合地基设计计算理论的研究。笔者认为下述研究方向应予以重视。

各类复合地基荷载传递机理,荷载作用下应力场和位移场的分布特性;

各类复合地基承载力计算方法及计算参数的确定;

各类复合地基沉降计算方法及计算参数的确定;

复合地基按沉降控制设计理论;

复合地基优化设计理论;

动力荷载作用下复合地基性状;

复合地基与上部结构共同作用性状;

各类复合地基承载力和沉降可靠性分析;

复合地基测试技术等。

参考文献

- [1] 龚晓南(1991,1992),复合地基引论(一),(二),(三),(四),地基处理,第2卷,第3期,36,第4期,1,第3卷,第2期,32,第3期,24。
- [2] 龚晓南(1992),复合地基,浙江大学出版社。
- [3] 龚晓南(1995),复合地基理论框架,刊建筑环境与结构工程最新发展,浙江大学出版社。
- [4] 龚晓南(1996),地基处理技术与复合地基理论,浙江建筑,第1期,35。
- [5] 龚晓南(1999),复合桩基与复合地基理论,地基处理,第10卷,第1期,1。
- [6] 龚晓南(1999),复合地基理论及其在高层建筑中应用,土木工程学报,第32卷,第6期,1。
- [7] 张龙海(1992),圆形水池结构与复合地基共同作用分析,浙江大学硕士学位论文。
- [8] 曾小强(1993),水泥土力学特性和复合地基变形计算研究,浙江大学硕士学位论文。
- [9] 段继伟(1993),柔性桩复合地基数值分析,浙江大学博士学位论文。
- [10] 尚亨林(1995),二灰混凝土桩复合地基性状试验研究,浙江大学硕士学位论文。
- [11] 刘吉福(1996),高填路堤复合地基稳定分析,浙江大学硕士学位论文。
- [12] 毛前(1997),复合地基压缩层厚度及垫层效用分析,浙江大学硕士学位论文。
- [13] 黄明聪(1999),复合地基振动反应与地震响应数值分析,浙江大学博士学位论文。
- [14] 温晓贵(1999),复合地基三维性状数值分析,浙江大学博士学位论文。
- [15] 侯永峰(2000),循环荷载作用下复合土和复合地基性状研究,浙江大学博士学位论文。
- [16] 杨慧(2000),双层地基和复合地基压力扩散角比较分析,浙江大学硕士学位论文。
- [17] 洪昌华(2000),搅拌桩复合地基承载力可靠性分析,浙江大学博士学位论文。
- [18] 马克生(2000),柔性桩复合地基沉降可靠性分析,浙江大学博士学位论文。

**第六届全国地基处理学术讨论会暨
第二届全国基坑工程学术讨论会
将于十月在温州召开**

由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和中国建筑学会施工技术专业委员会基坑工程学术委员会联合举办的第六届全国地基处理学术讨论会暨第二届全国基坑工程学术讨论会将于十月三十一日(三十日报到)在浙江温州召开,会议得到温州市建设局的支持和帮助,会议将正式出版论文集,若需了解详细情况请访问中国土木工程网站(www.civil-engng.com)。

综述真空预压法在我国的发展

叶柏荣

(上海港湾工程设计研究院 上海 200032)

概述

真空预压法最早是瑞典皇家地质学院杰尔曼教授(W. Kjellman)于 1952 年提出的,随后有关国家相继进行了探索和研究,但因密封问题未能很好解决,又未研究出合适的抽真空装置,故不易获得和保持所需的真空度,因此未能很好的用于实际工程。同时在机理方面也进展甚少。我国在 50 年代末和 60 年代初对该法进行过研究,也因同样的原因未能在工程中使用。根据港口发展规划,我们从 1980 年起从改进工艺、更新设备、弄清机理、提高加固效果和推广使用等方面进行了研究。1985 年通过了国家鉴定,获得国家“六五”科技攻关奖。评语为:“该法在国内首次应用于大面积软基加固并获得满意的技术经济效果,技术可靠,有新的发展,经济效益和社会效益明显,填补了国内空白,在真空度和大面积加固方面处于国际领先地位”。其膜下真空度达 610~730mmHg 柱,相当于 80~95kPa 的等效荷载,历时 40~70d,固结度达 80%,承载力提高到 3 倍。目前单块薄膜面积已达 30000m²,已在 300 万 m² 工程中使用,得到满意效果。为了满足某些使用荷载大,承载力要求高的建筑物需要,1983 年起开展了真空—堆载联合预压法的研究,开发了一套先进的工艺和优良的设备,并从理论和实践方面论证了真空和堆载的加固效果是可以叠加的,已在 50 多万 m² 软基上应用,取得满意结果。该法已多次在国际会议上介绍,外国同行给予很高的评价,认为中国在这方面创造了奇迹。为提高效果和缩短周期,从 1988 年起开展了真空—电渗联合加固的模型试验。发挥了二者各自的优势,其强度为真空预压的 2~5 倍,工期可缩减 21%。为适应改革开放的需要,已将该法移植至含水量为 100% 以上的超软地基中,开展了超软地基的真空预压法,开发了一套适合于超软地基的施工工艺和设备。1986 年某新吹填的超软地基加固工程的国际招标中,该法以廉价优质一举夺魁,为祖国争得荣誉。现该法已在 60 多万 m² 超软基中使用,效果良好。为扩大使用范围,开展了水下真空预压法的研究,开发了一套相应的设备和工艺,获得比陆上更好的加固效果。

在机理研究方面,我国开展了室内模型试验,正负压对比试验、轴对称和三维真空固结试验和离心模型试验,分别用弹性模式、剑桥模式和南水模式进行分析,用差分法、有限元法和边界元法进行计算,研究表明真空预压是在总应力不变的情况下,孔隙水压力降低有效应

• 收稿日期:2000 年 4 月

力增加的过程,这就是土体的固结过程。据此提出了设计计算方法,一般工程问题可采用弹性模式,对于重要工程可同时采用更复杂的应力应变模式进行对比计算。真空预压法的计算方法已列入有关规范。该法适用于能在加固区形成(包括采取措施后能形成)稳定负压边界条件的软土地基,如淤泥质土、淤泥、素填土、吹填土和冲填土等。实际工程表明,对于砂层和粉煤灰,采取措施后也能获得所需的真空度。现该法已在港区陆域、仓库堆场、堤坝护坡、机场道路、市政建设、房屋地基中广泛应用,取得好的效果。

基本原理

本法系将不透气的薄膜铺设在需要加固的软基表面砂垫层上,借助射流泵和埋设在垫层中的管道,将膜下土体间的空气抽出,形成真空,使土体排水而压密,如图 1。铺膜前,大气压力 p_a 作用于孔隙水上,对土体不起压密作用。铺膜后, p_a 作用于膜上。膜下由于抽气产生真空压力 p_0 ,使膜下压力降至 p_v ($p_v = p_a - p_0$),膜内外存在压差 $p_a - p_v$,使膜紧贴垫层。也由于土体与垫层和砂井间的压差,发生渗流,使孔隙水压力降低,有效应力增加,土体固结,强度增长。该法的实质是在总应力基本不变的情况下,孔隙水压力降低,有效应力增加如图 2。图中阴影部分为抽真空前后的有效应力随深度的分布情况。

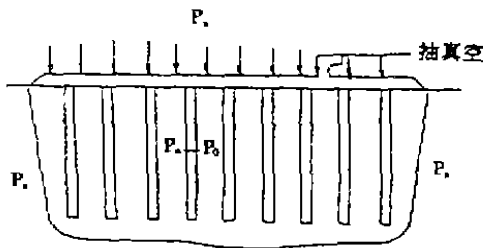


图 1 真空预压示意图

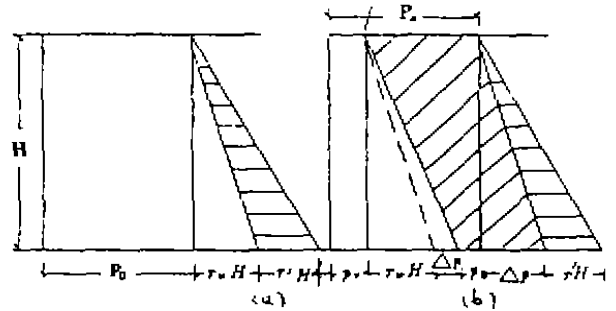


图 2 抽真空前后土体的有效应力分布
(a) — 抽真空前; (b) — 抽真空后

p_a —大气压 (kN/m^2); γ_w —水重度 (kN/m^3), γ' —土的有效重度 (kN/m^3); p_0 —真空压力 (kN/m^2); $p_v = p_a - p_0$ —抽真空后管路中的压力 (kN/m^2); Δp —真空度在砂井或塑料排水带中的损耗 (kN/m^2); H —深度 (m)

真空预压时,不加外荷载,土体内有效应力的增量等于孔隙水压力的消散,因孔隙水压力是球应力,故各个方向的有效应力增量相等,土体是在等向固结压力下固结,剪应力不增加,没有剪切蠕变,抗剪强度不会衰减,地基不会失稳。故用该法加固时,不需分级加荷,不要控制施工速率。在相同垂直向有效应力增量下,可获得高于堆载预压的加固效果。

设计计算

1. 地基固结度

我们对真空预压建立了固结模型,由模型可知,土体在正负压作用下只是初始条件和边

界条件不同,应力转换过程完全相同,故仍可用太沙基的比奥固结理论求解。

(1) 竖向平均固结度计算:

$$\bar{U}_{(t)} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-\left(\frac{M^2}{H^2} c_v t\right)} \quad (1)$$

式中: $M = \frac{2m+1}{2} \pi$, $m = 0, 1, 2, \dots$;

p_0 ——膜下真空压力值(kN/m²);

H ——加固土层厚度(m);

Z ——地基中某一深度(m);

c_v ——竖向固结系数(cm²/s), $c_v = \frac{k_v(1+e_1)}{\gamma_w \cdot a}$;

k_v ——竖向渗透系数(cm/s);

e_1 ——土的原始孔隙比;

γ_w ——水的重度(kN/m³);

a ——压缩系数(MPa⁻¹);

t ——抽真空的时间(s)。

(2) 径向平均固结度计算:

$$\bar{U}_{r(t)} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-\beta t} \quad (2)$$

式中: $\beta = \frac{\lambda M^2}{\rho^2 H^2 + M^2}$;

$$\lambda = \frac{8c_h}{d_c^2 \cdot F_o};$$

$$\rho^2 = \frac{8K_h(n^2 - 1)}{K_w \cdot d_c^2 \cdot F_o} = 8G/(F_o H^2);$$

$$F_o = \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{K_h}{K_s} \ln S - \frac{3}{4}\right) \frac{n^2}{n^2 - 1} + \frac{S^2}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{K_h}{K_s}\right) \left(1 - \frac{s^2}{4n^2}\right) + \frac{K_h}{K_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{1}{4n^2}\right);$$

$$n = \frac{r_c}{r_w}, s = \frac{r_s}{r_w};$$

n ——井径比;

r_s ——涂抹区的半径(cm);

r_c ——砂井或塑料板影响半径(cm);

r_w ——砂井或塑料板的半径(cm);

c_h ——径向固结系数(cm²/s), $c_h = \frac{K_h(1+e_1)}{\gamma_w \cdot a}$;

K_h ——径向渗透系数(cm/s);

a ——压缩系数(MPa⁻¹);

K_s ——涂抹区渗透系数(cm/s);

G ——井阻因子, $G = (K_h/K_w) \cdot (H/d_w)^2$;

其他符号同前。

若不计井阻,又下计涂抹,即所谓理想井,此时 $S = 1, G = 0, \beta = \lambda$,则径向平均固结度:

$$\bar{U}_r(t) = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-\lambda} \quad (3)$$

λ 中的 F_a 以 F_r 代替:

$$F_r = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

(3) 平均总固结度计算:

$$\bar{U}_{\Sigma} = 1 - (1 - \bar{U}_{r(t)}) \cdot (1 - \bar{U}_{(t)}) \quad (4)$$

真空—堆载联合预压法的固结度计算与真空预压法类同。

2. 抗剪强度的增长

真空预压下,软基中某点任意时间的抗剪强度可按式(5)计算

$$\tau = \tau_0 + \eta \Delta \tau \quad (5)$$

式中: τ ——任意时间的抗剪强度(kPa);

τ_0 ——天然抗剪强度(kPa);

$\Delta \tau$ ——固结增长的抗剪强度(kPa);

η ——折减系数,因真空预压法的抗剪强度增长是在等向固结过程中产生的,固结时,土体不会产生剪切蠕变,强度不会衰减,故 $\eta = 1$ 。

(1) 对于正常固结的饱和土,抗剪强度的增值由式(6)求得。

$$\Delta \tau = U \cdot p \cdot \text{tg} \varphi_{\alpha} \quad (6)$$

式中: $\Delta \tau$ ——固结度达 U 时的强度增值(kPa);

p ——预压荷载(kPa);

U ——固结度;

φ_{α} ——地基的固快内摩擦角。

(2) 对于欠固结的饱和土,其增值由式(7)求得。

$$\Delta \tau = U(u_0 + p) \text{tg} \varphi_{\alpha} \quad (7)$$

式中: u_0 ——自重下的超孔隙水压力(kPa);

其它符号同上。

(3) 对于超固结的饱和土,其增值由式(8)求得。

$$\Delta \tau = U(p - \sigma_0) \text{tg} \varphi_{\alpha} \quad (8)$$

式中: σ_0 ——超固结压力, $\sigma_0 = p_c - \sigma_3$ (kPa);

p_c ——先期固结压力(kPa);

σ_3 ——现有自重压力(kPa);

其他符号同上。

真空度分布及有效深度

实践表明,采用现在的工艺和设备,抽气 3 ~ 10 天膜下真空度即可达到 600mmHg 柱以

上,相当于 80kPa 以上的荷载。抽气后中心和四角的真空度相近,说明真空度在加固区各点分布均匀。真空预压处理地基时,必须设置砂井或塑料排水带等竖向排水体,因为砂井或塑料排水带能将真空度从砂垫层中传至土体中,并将土体中的水通过其抽至砂垫层然后排出,若不设置,起不到上述作用,就达不到加固目的。曾在现场做过试验,不设置砂井,抽气 2 个多月,沉降量仅几厘米,土质几乎没有改善。由上可知,真空度是通过塑料排水带从地面传达到地基深处,由于塑料排水带存在一定的井阻,所以真空度随着深度的增加逐渐减小。如汕头港集装箱堆场软基加固,塑料排水带的插入深度为 24.9m,真空度从上到下的分布为 88.6~71.6kPa,平均每米损失 0.68kPa。若要提高深层的真空度,必须减小井阻。塑料排水带的井阻较 $\Phi 7\text{cm}$ 袋装砂井小,故在深层加固时应采用塑料排水带真空预压法。如上所述,可知真空度可传递至塑料排水带的底部,此即真空预压的有效深度,也可以说,塑料排水带的插入深度,就是真空预压的有效深度。因为真空预压中的抽真空与真空抽水不同,它并不是通过在排水通道中形成水头差来吸水,而是靠排水通道的传递真空作用,在地基中的孔隙水中造成水头差,把孔隙水挤入排水通道,汇集于排水通道中的水无需用动力抽出,它会由排水口自然溢出。

加固效果

真空度越高,等效荷载越大,加固效果也就越好,实践表明,真空度的大小与单块加固面积的大小密切相关,其关系见表 1,为取得好的加固效果,应尽量加大加固时的单块面积,根据现有的材料和工艺设备,每块面积可达 30000m²。

膜下真空度与加固面积的关系

表 1

加固面积 $F(\text{m}^2)$	264	900	1250	2500	3000	4000	10000	20000
周边长度 $S(\text{m})$	70	120	143	205	230	260	500	900
F/S	3.77	7.5	8.74	12.2	13.04	15.38	20	22.2
真空度 mmHg	515	530	600	610	630	650	680	730

真空预压和真空一堆载联合预压时,土体都产生向着预压区的水平变形,促使土体进一步密实。当地面沉降量相同时,该法可获得较堆载预压法为高的土体密实度和承载力,见表 2。

加固前后的容许承载力和变形模量

表 2

板类型	0.5m ² 载荷板			4m ² 载荷板		
	加固前	加固后		加固前	加固后	
		真空预压	堆载预压		真空预压	堆载预压
容许承载力 $[R]$ (kPa)	$p_{0.02}$	$p_{0.02}$	$p_{0.02}$	$p_u/2$	$p_u/2$	$p_u/2$
	74	221	104	334	120	77
变形模量 $E(\text{kPa})$	2890	8630	3900	2610	18740	7010

注: $p_{0.02}$ 为沉降相应于载荷板 0.02 倍边长时对应的荷载, p_u 为极限荷载。

真空预压与堆载预压一样,当预压荷载为 80~100kPa 时,加固后的含水量一般稍大于液限,即液性指数大于 1,这是正常现象,若要求含水量低于液限,必须加大预压应力,有关工程加固前后液性指数的变化见表 3。从表看出,北仑港的预压荷载为 182kPa,加固后的液性指数小于 1。从室内压缩曲线来推求含水量的变化,也可得到相同的结果;

预压法加固前后液性指数

表 3

工程	预压荷载(kPa)	塑性指数	液性指数	
			前	后
天津港	83.6(三级)	22.1	1.27	1.05
天津港	97.0	23.3	1.58	1.02
	80+17(真空+堆载)	22.7	1.58	1.04
华东某机场	约 80	16.6	1.47	1.01
北仑港	182	17.6	1.28	0.89

真空—堆载联合预压时效果的叠加

真空是负压,堆载是正压,二者的效果是否能叠加,这是人们关心的问题,通过表 4 至表 6 所列的沉降量、承载力、变形模量、十字板强度的变化可以看出,效果是可以叠加的。

真空—堆载联合预压时的沉降量

表 4

序号	真空度 (mmHg)	堆载 (kPa)	真空—堆载的总沉降量 (cm)	真空的沉降量 (cm)	堆载的沉降量 (cm)
1	610	53.9	131.2	77.7	53.5
2	610	40	65	45.5	19.5
3	540	49	98.8	51.7	47.1

加固前后的承载力和变形模量

表 5

板类型	0.5m ²			6.76m ²		
	加固前	真空后	联合后	加固前	真空后	联合后
允许承载力[R](kPa)	74	-	250	60	168	200
变形模量 E(kPa)	2890	-	10000	2340	6540	8070

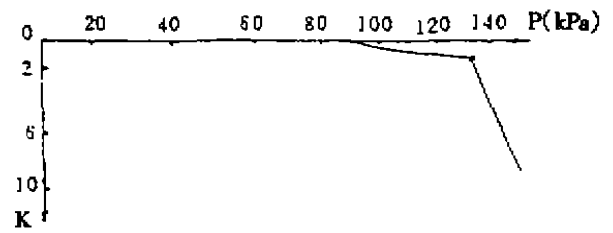
注:[R]—沉降相应于荷载板 0.02 倍边长时对应的荷载。

加固前后十字板强度的变化

表 6

深度(m)	土名	加固前 (kPa) (1)	真空后 (kPa) (2)	联合后 (kPa) (3)	增率	
					$\frac{(2)-(1)}{(1)}\%$	$\frac{(3)-(1)}{(1)}\%$
2.0~5.8	淤泥夹淤泥质粉质粘土	12	28	40	133	233
5.8~10.0	淤泥质粘土夹粉质粘土	15	27	36	80	140
10.0~15.0	淤泥	23	28	33	22	43

为了进一步验证真空和堆载加固效果的叠加问题和该法与单一堆载下加固效果的等同问题,在联合预压过的加固区,进行了底面积为 $47 \times 47\text{m}^2$,顶面积为 $30.9 \times 30.9\text{m}^2$,堆高为 8.05m 的大型堆载检验。实测资料见图3。从图可知当荷载 $\leq 132.3\text{kPa}$ 时, K 值相似,为直线变化,坡度很平, $> 132.3\text{kPa}$ 时, K 值迅速增大,该时土中出现塑性变形区,故定该级为等效荷载。其值等于真空预压 78.4kPa 和堆载 53.9kPa 之和,证实二者的加固效果是可以叠加的。

图3 沉降速率 K

$$\text{与荷载 } p \text{ 的关系曲线 } K = \frac{S_2 - S_1}{\lg t_2 - \lg t_1}$$

施工工艺

根据加固土层的特性和加固区所处的位置及四周环境,应采取相应的工艺,分述如下:

1. 软土地基

首先在加固区表面用推土机或人工铺设砂垫层,层厚约 $30 \sim 40\text{cm}$ 。然后打设袋装砂井或塑料带。再在砂垫层内埋设滤管。同时在加固区四周用机械或人工开挖沟槽。完成上述工序后即可进行薄膜铺设,薄膜面积应大于加固区,薄膜铺设完毕即可回填软粘土,使薄膜四周严密地埋入土中,以保证气密性。上述工序完成后,将膜下管道伸出薄膜,与射流泵相连,装上真空表,接通与控制台的连接电源,即可进行抽气,工艺简图见图4。

根据使用情况可知,现在的射流泵每台可控制 $1000 \sim 1500\text{m}^2$ 的真空预压区,若面积较大,一个加固区需用多台泵,若面积较小,一台泵可负责几个加固区。

2. 超软地基

超软地基是指含水量极高,一般为 $100\% \sim 200\%$,最高可达 300% 以上,强度基本上为零的软基。对这种地基,首先是创造条件使人和设备能够进入现场开展工作,一般采取二层荆笆(或土工布)中间夹砂的方法即可。其次是将场地分块进行真空预压。其法与软土地基中所述相同。

3. 施工流程见图5。

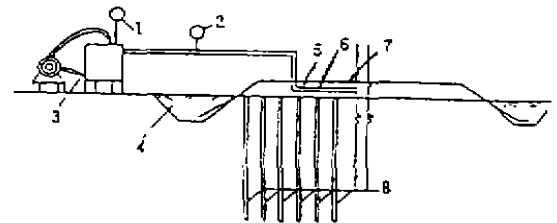


图4 真空预压工艺简图

1、2—真空表;3—射流泵;4—回填软粘土;
5—砂垫层;6—滤管;7—薄膜;8—塑料板

发展趋势

真空预压法经过试验研究、应用推广、完善提高,目前无论在理论上和实践中都已达到成熟的阶段,并取得巨大的经济效益和社会效益。展望未来,可在以下几方面作进一步的开拓发展。

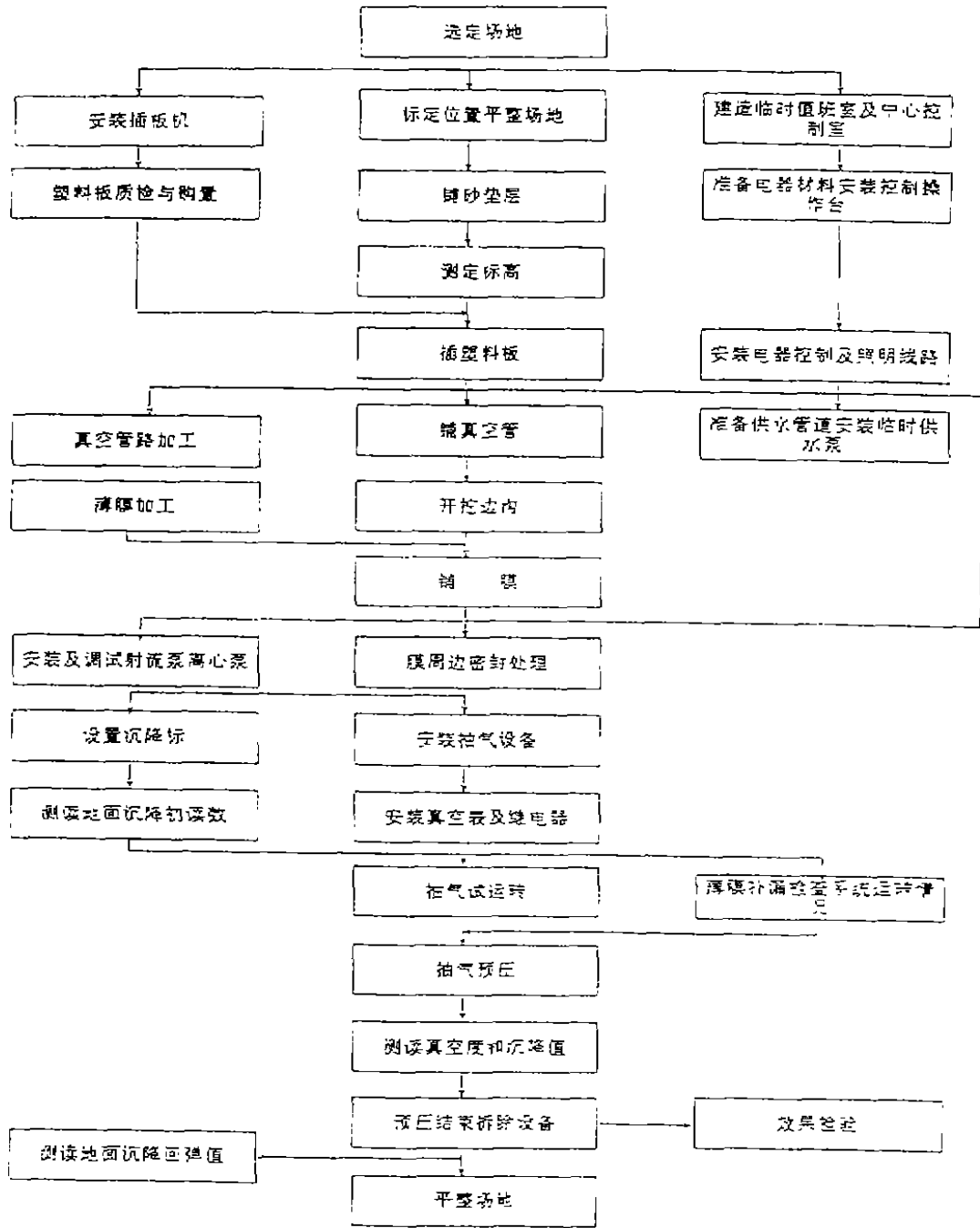


图 5 施工流程网络图

1. 真空——电渗联合加固

本法系真空和电渗两种方法组成。土体在真空和电渗作用下,可加速土中水分的排出,并产生一系列的物理化学反应,使加固时间缩短,加固强度更高。在土中插入电极,通以直流电,土颗粒便向阳极移动,称为电泳,水分子向阴极移动,称为电渗。因电渗系数 $K_e = i \times$

10^{-5}cm/s 大于软土的水力渗透系数 $K = i \times 10^{-7}\text{cm/s}$, 使土中水能较快地流向阴极, 再通过真空作用将水排出, 故能缩短加固时间。二者结合不仅能排出土体中的自由水, 尚可排出一部分弱结合水, 使土体更加密实。在电流作用下, 阳极附近生成氢氧化铁, 1cm^3 铁可生成 4cm^3 的 $\text{Fe}(\text{OH})_3$, 在水中膨胀成体积为 300cm^3 的胶体物体, 由其充填土体孔隙, 使土体进一步密实; 同时产生离子交换, 使扩散层变薄, 土粒间的排斥力减小, 土的压缩性降低, 承载力提高。

2. 水下真空预压

如图 6 所示, 铺膜抽气前, 大气压力 P_0 和水柱 $r_w h$ 作用于孔隙水上, 该时的孔隙水压力 $u = P_0 + r_w h$, 铺膜抽气后, 膜下压力降至 P_v , 该时的孔隙水压力为 $u = P_0$, 孔隙水压力减小 $\Delta u = P_0 + r_w h - P_0$, 相应的有效应力增加 $\Delta \sigma = P_0 + r_w h - P_0$, 比陆上真空预压的有效应力增大 $r_w h$ 。由此看出, 水越深, 加固效果越好。关键是水下工艺较复杂, 要选取合适的设备, 要保证良好的密封条件。

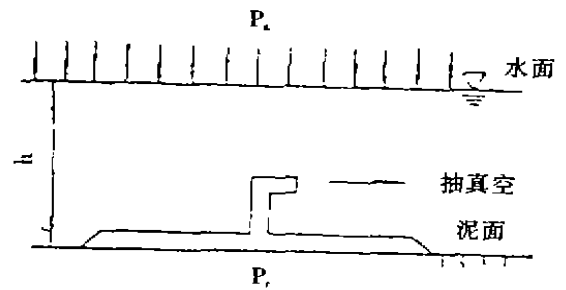


图 6 水下抽真空受力示意图

3. 周边快速密封工艺

为提高加固效果, 改善施工条件、降低费用和适应加固区周边各种边界条件, 研究开发一套快速、合适的密封工艺势在必行。

4. 薄膜的现场粘接修补和漏气检测装置

随着单块加固面积的扩大, 对薄膜材料和粘接技术要求增高, 不仅要选择合适的材料, 并要有合适的便于在现场粘接修补的技术和设备。同时配置漏气检测装置, 以便及时发现, 解决问题。

振冲地基在我国的应用与发展

曾昭礼

(化工部烟台岩土工程设计开发公司 烟台 264001)

[提要] 振冲法加固地震区易液化地基及其他软弱地基,因不用“三材”,施工简便、造价低廉、工期短等显著优点,已在国内外获得广泛应用。回顾我国振冲地基研究、应用及发展、创新的历程,可以看出我国振冲地基经过 20 余年的实践和研究,已从施工工艺、施工机具、设计计算、检验测试、加固机理、室内试验,尤其是大规模的工程应用与创造,不少成果已经达到国际先进水平。

概述

振冲法加固软基特点是技术可靠、不用“三材”(即不用木材、钢筋、水泥)、施工简便、工期短、造价低廉,在我国,它已广泛应用于:各级各类工业、民用建筑、道路、桥梁、油罐、水坝、高速公路、港口、电站、机场跑道等工程。振冲法成功地加固了高达 240m 的烟囱、54m 高的电厂主厂房、二十六层住宅楼等高、大、重建筑物软弱地基并取得了良好的经济、技术效果。振冲法已加固的软弱土质有:砾砂、粗、中砂、细砂、粉砂、粉土、粉质粘土、粘土、淤泥质土甚至淤泥,杂填土、湿陷性黄土、盐渍土、尾矿、垃圾土等,其中以加固砂性土、粉土效果最为明显。振冲法不仅为我国幅员辽阔的软弱地基加固提供了一种经济、有效的简便方法,同时为我国广大地震设防区深层饱和易液化软基加固提供了一种最为经济、快速、实用的有效方法。

振冲加固地基主要分为地基的强度加固及抗液化加固。前者主要是以增加软弱地基抗剪强度,提高地基承载力,减小地基沉降量为目的,其桩距、桩深、桩直径及加固范围的设计主要以复合地基满足强度和变形要求为依据;而对地震区易产生振动液化的饱和松砂地基用振冲法的主要目的却是利用其提高砂基的相对密度,并设置砾石排水桩来增加地基中动孔隙水压力排水降压渠道,利用施工过程对砂土的预震效应等因素来增强饱和砂基的抗液化能力。两种加固软基主要的目的虽不同,但施工方法大体相似。

据不完全统计,我国已有 2100 多台振冲器投入工程使用,振冲加固地基总进尺已达 2 亿 2 千多万延米,与旧有地基处理方案相比节约地基处理投资以数十亿元计,同时大幅度缩短了工程施工工期,节省大量“三材”,为国家取得了重大经济效益。近些年来通过广大科技人员和生产工人的辛勤劳动,我国的振冲法从施工工艺、施工机具、设计计算、检验测试、加固机理、室内试验等各方面都得到了迅速发展,不少成果已达到国际先进水平。展示了振冲地基强大的生命力和发展前景。

* 收稿日期:2000 年 7 月

应用历程回顾

回顾我国振冲地基的发展可粗划为四个历程,即:

(一) 试验期:1976-1979

1976年下半年南京水利科学研究所和交通部水运规划设计院共同研究振冲法加固软弱地基技术,1977年试制出我国第一台13kW出力的振动水冲器。振频960次/分,激振力3.4t,首先用于南京船厂船体车间软粘土地基加固($S_{+}=2.41\text{t}/\text{m}^2$),加固深度13~18m,振冲器用自制平车履带式链板吊挂。这次振冲加固提高了地基承载力,减小了建筑沉降量,初步摸索出一些比较可行的振冲施工工艺和复合地基检验方法,取得了比较满意的效果。这次试用暴露出该机出力较小,工作效率低等问题。经过改进,试制出30kW出力的第二代圆柱形振冲器,振频1450次/分,激振力9t。这种机型1978年4月在北京地区官厅水库、开滦钱家营矿、北京大兴工程试用。官厅水库是对大坝下游坝基8度地震松砂地基进行抗液化加固,振冲加固深度3~4m,用石渣作填料,加固前地基 $N=12$, $Dr=50\sim 60\%$,加固后 $N=34\sim 37$, $Dr>80\%$,满足抗8度地震液化要求。这次施工振冲器上部采用胶管护筒,在上部增设了防扭拉杆。同年4月,处于9度地震区的开滦煤矿钱家营矿变电站和水塔5~7m深的中细砂地基也用这种振冲器加固。变电站采用不加填料2m间距三角形振密方法使地面普遍下沉13cm左右,400t水塔地基用煤矸石作填料,碎石桩的加固使原 $Dr=60\sim 80\%$ 的中细砂 Dr 达85~90%以上,满足抗9度地震液化要求。较大规模建筑工程应用是1978年5月化工部重机公司在北京大兴8度地震区一条古河道上建4万平方米的建筑,厂房为21m、18m跨均带9m附跨的厂房,(内有5~20t桥式吊车),五层砖混楼房、水塔等。地基为8度地震易液化的松散粉砂,轻亚粘土、淤泥质亚粘土, $N=0\sim 4$ 击。采用振冲砾石桩加固,填料粒径为1~5cm卵、砾石。加固后地基 $N>20$,满足抗液化要求,厂房完工7个月仅沉降2~3mm。这次施工对30kW圆柱式振冲器进行了大工程应用考验,并进行了重要改进和完善。针对振冲器出现的故障经过不断研究和改进,到79年初就使国产振冲器的耐用性有很大提高,30kW型振冲器故障发生已在百米制桩量以上,可以在大型地基工程处理实用。为了减少振冲器施工自转,在大兴现场我们给振冲器两侧加焊两块定向翼板,有效地解决了自转问题。在施工和试验的基础上,我们在1978年9月制定了《振冲砾石桩加密砂基暂行施工操作规程》,为此后编写我国国家标准地基与基础施工及验收规范振冲章节奠定了基础。

在北方,重点对地震区易液化的砂性土振冲加固机理进行了工程应用和研究。为了弄清振冲法加固地震区易液化地基的机理和技术效果,化工部重机公司邀请了化工部、冶金部、水电部、国家建委建研院等十个单位在大兴现场进行了联合试验和测定。这次测试内容除了对不同桩距加固区进行荷戴试验、标贯、静探、土工试验外,还进行了振动孔隙水压力、地面和土中振动加速度,复合地基波速试验等动态测试。结果证明用振冲法加密和设置砾石排水桩后,振冲地基比天然地基动孔隙水压力降低2/3左右,复合地基已具有良好的抗8度地震液化性能。我们在《建筑结构》1979年4期报导了这项成果。这些全面试验测试,为我国辽阔的地震区易液化地基处理带来了崭生机,为在地震区大面积推广应用振冲地基奠定了科学基础。在南方,重点对饱和软弱的粘性土进行了振冲置换加固机理的工程应用和研究,南科所等单位在1978年5月开工的江苏南通天生港电厂松散粉土地基工程,用振

冲法加固替代了原设计的钢筋混凝土桩方案,节约钢材 690t,混凝土 6100m³。地基振冲加固后桩间土标贯击数增加 2~2.5 倍,复合地基载荷试验承载力比天然土高 4 倍,同时还进行了 3×3m 压板 600t 压重的大型载荷试验,测试了桩土应力比以及土的振动加速度等。78 年 10 月对浙江镇海炼油厂油罐区淤泥质粘土地基(十字板剪切强度 17~19kPa),南京自来水厂、江阴澄西船厂等软淤泥地基分别进行振冲法加固后,都提高了地基的承载能力,减少了建、构筑物的沉降和不均匀沉降量。通过在南、北方大量软弱地基试验应用及测试,充分证实了振冲法加固软弱地基广泛的适用性和有效性,极大地推动了振冲法在我国广泛应用。

在这一时期我国振冲地基的主要成就是:1. 改进和完善了振冲法的施工机具,2. 确定了振冲地基施工方法和施工工艺;3. 进行了砂土到软粘土系列,易液化及淤泥质土的大范围振冲加固试验和测试;4. 明确了振冲地基的检测方法;5. 初步探索了振冲加固地基的设计计算方法。

(二)推广期:1979~1982

在 77~78 年工程试验和振冲器改进的基础上,1979 年 2 月交通部在南京召开了振动水冲法加固软基技术鉴定会,对振冲法的施工机具,施工方法作了评估,推荐 ZCQ-30 型振冲器定型生产使用。国产振冲器的标准化生产销售,进一步推动了振冲法在全国的应用。振冲法以施工简便,不用“三材”、技术可靠、经济效果显著等优点,极大地吸引了我国地基基础专业人员和建设单位的注意。很快就在国内各式各样的土木建筑工程及各种各样的地基处理中被大量采用。在此期间,我国不少勘察、设计、施工、科研人员不辞辛劳,在数百个工程现场进行了大量的工程试验,研究、测试、分析、总结、改进,采集了大量振冲地基实践数据,积累了丰富的资料,为我国振冲地基技术、理论、设备、机具的完善和发展提供了科学的依据。

1979 年至 1982 年期间,全国各地都有不少大型工程采用振冲法加固软弱地基,如:江苏临洪东翻水站(松砂—淤泥质粘土),北京石化总厂(填砂—亚粘土),山东兴旺庄水库砂壳坝(水下松砂),河北沧州造纸厂(饱和轻亚粘土),武汉三镇宿舍工程(杂填土、淤泥),天津塘沽长芦盐场(软粘土、不排水抗剪强度 16.4kPa),7 度地震区江苏铜山水泥厂(松粉砂),江苏戚墅堰机车车辆厂(软粘土),7 度地震区山东龙口电厂(中粗砂、淤泥质轻亚粘土),8 度地震区宁夏大武口电厂(轻亚粘土、松砂)等等。工业建筑用到 54m 高的电厂主厂房,180m 高的烟囱,27000t 煤仓地基处理,取得了良好的效果。

1979 年 4 月,中国水利学会岩土力学专业委员会与南京水利科学研究所举办了《软土地基学术讨论会》会上介绍了我国试用振动水冲法加固软基成功的几个工程实例。1979 年 2 月,南京水科所与交通部规划院印发了《振动水冲法加固软弱地基技术资料集》介绍了振冲器、振冲地基设计、施工要点及一些工程实例。

1980 年 10 月,中国建筑学会地基基础委员会在西安召开全国第二届地基处理学术讨论会,由化工部重机公司、化工部第二设计院、化工部十三化建公司、冶金部冶金建筑研究总院,江阴振冲器厂分五个专题在大会上对振冲法加固地基作了全面介绍,振冲法成为大会主要论题之一。会上国家地基基础规范 GBJ17-66 修订组决定以会议资料《振冲砾石桩加固砂土地基的施工规定》(铁天石、曾昭礼)为基础,将振冲法加固地基技术增入新的国家标准地基与基础工程施工及验收规范。

以上一系列的工程应用和全国学术会议交流推广,使振冲法加固软基技术在我国一时

成为地基处理的一项热门技术。

为了提出比较可行的设计计算方法,南京水科所(盛崇文、方永凯、林孔镗)及不少科研设计人员在大量工程实践和理论分析的基础上提出了适合我国振冲机型的振冲地基设计方法和半经验计算公式,在振冲理论与技术实践之间搭起了可以行走的桥梁。

由于振冲地基适用面广,工程用量大,经济效益好,积极促进了我国振冲地基专业施工队伍的蓬勃发展,截至1983年底全国二十多个省市组建了二百多支大大小小的振冲施工专业队伍,有的还组建了振冲地基公司,使振冲地基施工更为专业化。

在施工机具和施工工艺上,山东兴旺庄水坝还用了在水上平台振冲加固水下松砂的施工方法(顾大庭等),对完善水下振冲施工设备做了不少工作。由于ZCQ-30型振冲器是水平向激振,靠振冲器自重对地基垂直压密加固效果有限,为了增强垂直向振捣力,1981年5月我们在化工部十三化建研制出一种有9t水平激振力,又有4t垂直向冲击力的双向振冲器并在沧州市造纸厂工程和德州平板玻璃厂工程试用,后来江阴振冲器厂和南京水科所也进行双向振冲的研制和试验。双向振冲器与ZCQ-30型相比,贯入速度和垂直冲击力更大,桩体竖向压密度有显著提高,但振冲器损坏率高,距工程实用有差距。为了真实记录振冲施工过程,研制出了“ZCJL型振冲器施工自动记录仪”,振冲器与吊管间改用橡胶减振器联结,解决了钢制万向节易坏易损的弊病。为了改变湿法振冲排出的大量泥浆问题,南科所、江阴厂、化工部等单位曾积极研究喷压缩空气干法振冲,为了使振冲器更接近各种土的自振频率,以期取得更好的加密效果,曾进行了变幅变频激振的振冲器研究;为了提高机械出力,增大加固效果曾着手考虑用液压马达来代替振冲器的潜水电机出力。

振冲地基在我国以工程应用实践为先导,极大地推动了我国振冲地基的理论研究和试验手段发展。这段时期,我国的许多科研人员以振冲加固地基的机理和作用为目标进行了大量的室内模型试验,如冶金部建研总院(王余庆等),中国建筑科学研究院地基所(张永钧等)研究了碎石桩的排水减压,抗液化影响范围,布桩范围及深度对加固区抗液化的影响;交通部南京水科所研究了碎石桩的压溃破坏状况;高国瑞、段光贤等教授还在现场采集了深层土样用电子显微镜拍片,检查振前、振后土的微观结构变化对比等等。这些达到国际先进水平的室内科学研究工作,不仅展示了我国振冲地基的科研水平,而且为振冲地基的应用和发展奠定了丰厚的理论基础。

这一时期我国振冲地基的主要特点是:1. 振冲法被大型工程大量采用;2. 向更软弱的地基土扩展应用(长芦盐场 $S_{+} = 16.4\text{kPa}$),超过了国外通常认为地基土须 $S_{+} \geq 20\text{kPa}$ 才能用振冲法的范围;3. 振冲加固地基机理及作用的大量室内模型研究取得显著成果,推动了振冲地基理论的发展;4. 积累了大量工程实用的检测试验数据,为完善设计计算方法提供了科学依据;5. 进行了振冲机具的各种改进试验研究,研制成功振冲器电流自动记录仪;6. 3m深度水下振冲加固砂基取得成功。

(三)高潮期:1982~1983

1982年6月,城乡建设环境保护部在江西九江召开《地基基础施工及验收规范》修订稿第二次审定会。会上通过了《关于振冲地基规范条文的解说报告》(曾昭礼),并通过了国标GBJ202-83规范振冲地基条文稿。1983年10月,城乡建设环境保护部正式批准颁发《地基与基础工程施工及验收规范》GBJ202-83,振冲地基规范开始在全国实施。此后振冲地基的检验评定标准,施工监理规定等陆续出台。

据江阴振冲器厂统计,全国已有25个省、市、自治区近400个单位在该厂购买了1500多台振冲器及设备。其他省市也有单位自制使用或生产销售振冲器,可见全国各地振冲施工队伍已在我国形成了一支强大的专业力量!

在大量振冲实践和研究工作的基础上,1983年9月化工部北京重型机械化施工公司(韩仲卿等)邀请国内有关专家、教授、工程技术人员140余人在北京召开了《振动水冲法加固地基学术讨论会》,对振冲法加固地震区易液化土及砂土、黄土、轻亚粘土、粘土、软粘土地基的机理、设计方法、施工工艺、检测方法、效果评价、经济分析等作了综合反映,会后编印了24万字的《振动水冲法加固地基学术讨论会资料选编》。

1983年11月,水电部科技司,交通部科技局(盛崇文等)在无锡召开了《振冲加固法经验交流学术讨论会》,国内26个省、市、自治区206名代表参加了会议,这次会议分:振冲法在砂土中的应用;在粘性土中的应用;加固机理和计算,施工机具及工艺;加固效果检验共五个专题进行学术交流和分组讨论。对振冲法的设计理论、计算方法、施工工艺提出了许多建设性的发展意见,会后由水利电力出版社出版了26万字的《软基加固新技术——振动水冲法》论文选编。这是我国正式出版的第一本振冲地基学术论文专集,向外界展示了我国振冲地基当时具有的水平!我国大规模地在南、北方开展学术交流,有力地推动了我国振冲地基技术的更大发展。

这一时期我国振冲地基的特点是:1. 在大量工程实践和研究的基础上,学术交流达到高潮;2. 振冲加固地基的机理、设计计算理论基本充实和稳定;3. 振冲地基的检测手段、方法、判定标准、检测程序基本统一和完善;4. 振冲机具改进日趋完善,机械台班制桩量已在150~260延米左右;5. 国家规范中振冲地基条文正式颁发并在全国实施。

(四)扩展期:

1984年后,振冲法以空前规模大量在我国工业与民用建筑工程、港口、电站、油罐、道路等土木建设工程中应用。振冲地基的广泛应用,积极地推动了我国振冲施工机具、施工操作方法、施工用水、用电、造孔、振密、制桩、排浆等施工工艺的深入发展和完善。振冲桩型也向多种填料、组合制桩、加筋桩、加砣加强桩、劲性钢材碎石桩、袋装碎石桩等多方向发展,极大的拓宽了振冲地基的应用范围。同时在振冲施工机具、施工工艺、应用范围、理论研究等方面也都取得了更多的新成就。

我国振冲地基现状

(一)工程应用拓展新成果

1. 大功率振冲器出现及应用

1984年水电部北京勘测设计院自制成功75kW的大功率潜水电机振冲器,并在多项工程中使用。近年江阴振冲器厂也研制生产了100kW、125kW大功率的振冲器。大功率振冲器的出现,使振冲加固地基的应用范围又跃上一个新高度。水电部北京勘测设计院(康景俊等)曾用75kW振冲器在四川筒子街水电站打穿8m厚漂卵石层建成40余米高的堆石坝。1986年又在昆明淤泥质(厚2~4.5m, $e = 1.41$, $\omega = 52.62\%$, $E_s = 0.2\text{MPa}$, $S_r = 97.2\%$)地基上振冲加固建成了十二层高的云新饭店,主体建成时,沉降量为6.9~3.7cm。近几年,在西柏坡电厂粉土地基振冲后,建成210m高的烟囱;在三峡工程二期围堰加固了深达30m

的风化砂;在广东北江飞来峡水利枢纽,以不外加填料方法就地振冲原位加密了20多米厚的中、粗砂坝基(尤立新等)。国产大功率振冲器的发展和应用,使我国振冲加固软弱地基的工程应用范围大大拓宽,取得重大的经济效益和社会效益。

2. 振冲加固深水下软基

1985年,交通部一航局科研所(钱征等)在烟台进行了距岸边数百米远18m深海水下用30kW机型振冲法加固水下软粘土地基的试验。这次试验解决了水上振冲施工施工机具配制,施工工艺、填料机具以及海上振冲定位及水下载荷试验装置、试验方法等许多问题,取得了深水下振冲施工和测试的技术经验。

1989年以来,交通部二航局在广州南沙港码头(长1100m)和深圳盐田港码头(长850m)工程水下软基处理中(冯强),都是在14~16m深水下挖除淤泥加填中、粗砂或砾、粗砂,然后用振冲法振密。水上施工驳船并列悬挂8台或12台振冲器同时振冲加固水下8~11m厚的松散填砂,取得了良好的技术、经济效果。振冲后水下松砂的相对密度由原来的30%~50%提高到70%~90%,标贯击数提高3.2~5倍。工程竣工3个月码头沉降仅4cm左右,这些创造的海面深水下振冲加固软基技术已达到国际领先水平,正待积累更多工程经验。

3. 振冲加固地震区高层建筑软弱地基成功

1984年前,不少人认为振冲地基只能用在七、八层以下的民用建筑,有的人认为只能用在低层或仓库类建筑。7度地震区的烟台1985年在振冲地基上兴建成功33m高的公共建筑。1986年又用振冲法加固了市中心18层的交通大厦软弱地基(曾昭礼),该楼总高59.10m,重22000余吨,工程原打预制桩遇到问题,建设单位跑了一年多时间未能解决,后改用振冲碎石桩加固地基。振冲地基仅28天施工完毕,振冲费用为预制桩的40%。加固后振冲复合地基承载力达到420kPa,主体建成时最大沉降量仅8mm。1987年烟台经济开发区24m深厚软弱地基拟建二十层的工贸大厦(曾昭礼等),该工程原设计用预制桩处理,需420万元,费用高昂,改用30kW型振冲器做振冲碎石桩加固后,费用为96万元,为预制桩的23%,主体建完一半时沉降不到20mm,建设单位遂加层建成为21层,总高78.5m,主体建成后观测七年累计最大沉降量45mm,最小39mm。三年时间沉降已稳定。这是当时国内用振冲地基建成的最高一幢民用建筑。此外,1987年兴建的14层秦皇岛电业大厦也是在振冲地基上建造的(王建忠)。天津、成都也在振冲地基上修建了12~16层民用建筑。1995年后,又用75kW振冲器在山西大同、临汾等地穿透地基卵石夹层加固其下软弱地基,成功地建造了多幢15~24层的高层民用住宅楼;在北京通县京通新城小区及亚运村等地用振冲碎石桩加固深厚粘性土、粉土地基,又成功地建成了数十幢21~28层的高层民用住宅楼。据国外文献报导仅有尼日利亚在距基岩仅5m厚的中、粗砂地基上用振冲地基建成有20层住宅楼的实例,而我国在各地震区厚达20多米的软弱粉土、粘性土、砂质土、淤泥质土互层上用振冲地基成功地建成了高度更高,层数更多,重要更大的近百幢高层建筑,用事实证明我国的振冲地基无论在机理研究、设计计算、施工工艺、工程实践经验和工程应用规模等多方面已达到世界领先水平!

振冲地基在大型工厂、电站等高、重、大、动荷载厂房工程还有不少成功实例,正待在应用中进一步做好沉降观测和总结。

4. 吹填土振冲地基上的万吨油罐

大型油罐通常被视为地面柔性构筑物。其下地基受压的应力分布和压缩变形与普通视

为刚性底板的建筑物基础下的状态是不一样的,在长江下游表层夹有淤泥质土的吹填土及下层为16m厚淤泥质粘土的软基上, ($c_u = 19.2\text{kPa}$, $R = 60 \sim 70\text{kPa}$),用振冲碎石桩加固地基建造了多台油罐和万吨级大型油罐(贾庆山等),振冲碎石桩距为1.45~2.0m,桩长8~12m,建罐后充水30~90天,沉降量可以完成92~80%,总沉降比邻近天然地基油罐减少1/3,油罐倾斜值仅1.2‰,小于10‰,对油罐底板和地基变形的实测及振冲地基中超孔隙水压力随油罐柔性荷载的增减的变化实测,为我国振冲柔性地基承受上部柔性构筑物荷载的应力应变发展规律研究积累了重要的现场资料。

5. 振冲用于基础纠偏

江宁煤气公司在不均质地基上建造了一台10000m³低压湿式螺旋气罐,充水到第7级时,东南与西北向差异沉降达到108mm,推算充水完毕差异沉降将达147mm,南京水科院(袁文明等)用振冲器在气罐环梁外侧打孔,增加侧沉降,达到纠偏目的。为以后根据具体情况使用地基振冲纠偏技术开了先例。

6. 与其他方法组合施工

1985年,烟台市煤气公司工程占地0.21平方公里,主厂房高41m,场区为7度地震区。10m厚的软弱地基深4~5m处有厚度0.5~1.0m的卵石混粗砾砂层,ZCQ-30振冲器施工时无法贯穿该层,但下层13m厚土软弱地基设计要求加固,烟台市勘察测绘院(郑永生等)采用潜水钻孔灌注桩工机具,前面先打出5m深度钻孔,后面接着用ZCQ-30振冲器贯入深层施工制作碎石桩,顺利完成工程施工。其他还有与强夯方法配合使用加固软弱地基的实例。

7. 深厚淤泥地基的振冲加固

珠江三角洲淤泥层厚20~30m,含水量80%~90%,十字板强度10~13kPa,《振冲置换法加固珠江三角洲高压缩性软粘土》(王盛源、陈德中)报导了用振冲法加固厚8~14m, $\omega = 66 \sim 81.9\%$, $c = 1.80 \sim 2.05$, 压缩系数 $0.00158 \sim 0.0049\text{kPa}^{-1}$, $\varphi = 3 \sim 8^\circ$ 的淤泥亚粘土地基,试验取得成功的实例,在该处振冲从施工工艺、制桩、填料和制桩方法都作了改进才取得成功。广东新会港天马作业区码头地基为20m厚的高含水、高压缩性的超软弱淤泥, ω 高达85.7%,十字板 c_u 仅5.8kPa,快剪最小值 $c = 65\text{kPa}$, $\varphi = 0$, 压缩系数 31kPa ,粘粒含量达47.5%, $I_p = 23.1$ 。采用ZCQ-30型振冲器施工。振冲布桩间距1.50m,桩径1.0~1.10m,桩长14m,穿透淤泥,当地面荷载40kPa,边坡1:3时,各层淤泥抗滑安全系数为1.54~1.17,抗滑安全,天然地基承载力为58.7kPa,振冲复合地基承载力为117~200kPa,振冲方案可比原方案节省造价200多万元。

8. 特殊土振冲加固

1986年兴建青海钾肥厂,由于厂区地下强盐渍土地基承载力低,易溶盐含量高达8%~10%,7度地震时地基有液化可能性,经多种地基处理方案比较,决定采用振冲碎石桩加固地基。施工后,振冲地基比天然地基标贯击数增高1.1~2.5倍,承载力增高1倍左右,消除了7度地震液化可能。为了加快盐渍土振冲地基超静孔隙水压力的消散,采用了在基础外围加打振动挤密碎石桩辅助排水减压,加速复合地基固结的方法,取得了良好效果。谏壁电厂灰渣贮灰场灰渣厚达18m,干重度 $0.79 \sim 0.82\text{g/cm}^3$, $D_r = 0.66$,内摩擦角由 $\varphi = 12^\circ$ 增为 $\varphi = 24.3^\circ$,承载力由40kPa增为320kPa,有效应力地震稳定分析表明未加固时子坝施工期稳定安全系数为0.84,加固后提高到1.25,建坝后观测三年沉降已趋于稳定。

9. 振冲地基的抗液化效果的实际验证

振冲加固地震区易液化地基的抗液化效果在1976年以前还只是从日本新泻地震,十胜冲地震得出振冲地基抗液化有效的实例。1988年11月6日云南澜沧、耿马发生7.6级地震,7度震区的施甸未经处理的泥炭地基上的建筑物遭到了破坏,但经振冲加固地基的县邮电楼完好无损。甘肃酒泉地震后调查也发现该处未经处理的地基上建筑破坏,而振冲地基上的建筑完好。这些成功实例有待我们进一步去调查、总结和研究。

(二) 计算理论的研究

振冲地基的大量应用,推动了我国振冲地基理论研究的蓬勃发展,复合地基强度和沉降计算方法已有很大进展。1983年开始推荐用桩或土的荷载试验资料,置换率及按经验估计桩土应力比来推算复合地基的变形模量来计算复合地基承载力、沉降量(盛崇文、方永凯等),也有用圆弧滑动法计算复合地基的极限承载力(林孔镔、张定等),还有建议用桩、土各点沉降相等原则解五个联立方程求解桩、土应力及相应沉降量(陈环)等方法。近期,许多科技工作者又根据当前国际流行的一些理论,继续研究探讨振冲碎石桩的承载力的计算方法,取得不少新成绩,广义Brauns法求解柔性碎石桩发生鼓胀破坏,整体剪切破坏及相应破坏形式的复合地基承载力《碎石桩复合地基的有限元分析》(韩杰、叶书麟)研究了用Biot固结理论来计算和分析碎石桩复合地基的固结变形;《振冲碎石桩加固效果分析》(陈环)从承载力及其实用范围。《碎石桩单桩承载力计算公式的可靠性探讨》(王余庆等),用现场静载试验资料对圆筒形孔腔扩张理论、被动土压力理论,极限平衡理论,索恩伯经验曲线等进行了可行性验证。其他还有不少科技人员还作了大量的理论研究,为完善振冲地基的计算理论作了大量有益的工作。

振冲地基在我国以工程应用实践为先导,极大地推动了我国振冲地基的理论研究和试验手段发展,这段时期,我国的许多科研人员以振冲加固地基的机理和作用为目标进行了大量的室内模拟试验,冶金部建研总院(王余庆等)、中国建筑科学研究院地基所(张永钧等)研究了碎石桩的排水减压,抗液化影响范围,布桩范围及深度对场地加固区抗液化的影响;交通部南京水科所研究了碎石桩的压溃破坏状况;高国瑞、段光贤等教授还在现场采集了深层土样用电子显微镜拍片,检查振前、振后土的微观结构变化对比等等。这些达到国际先进水平的室内科学研究工作,不仅展示了我国振冲地基的科研水平,而且为振冲地基的应用和发展奠定了深厚的理论基础。

(三) 检测方法

振冲法加固地基常用散粒碎石制作成振冲桩体,称为“柔性”桩的碎石桩的物理力学性能与钢筋砼桩、水泥土桩、砂桩有明显的不同。因此对振冲碎石桩复合地基的物理力学性能、变形、稳定等特性的检测成为地基工程界关注的问题。目前除按传统的现场静载试验及室内土工试验外,一些地方用标贯检测桩间土,用重型Ⅱ动力触探检测碎石桩,希望能代替繁重的静载荷试验,但测试精度较差。近期动态测试发展较快,有的单位用稳态振动瑞利波法在现场进行测试,在积累出瑞利波波速与地基相关关系后用以判定所测地基的物理力学指标。

振冲法加固地震区易液化地基具有与其他方法不同的许多优点。它通过振冲桩使复合地基具有增密,排水减压,预震效应,桩土复合增强地基刚度等四种有利因素,从而显著的提高了地基抗御地震液化的能力。目前检测振冲地基抗液化效果常用标贯,动Ⅱ方法现场测

定,仅以密实度因素来判定振冲地基的抗液化能力显然不全面。在龙口电厂曾用跨孔法(任书考)原位测试振冲地基动剪应变幅来判定地基液化势。近期又有人(张宝山等)提出用瑞利波代替跨孔法,在地面上直接测定更显得经济和方便。为了使现场测试能全面反映出振冲地基的抗液化特性,王余庆等人又通过在大兴、廊坊、烟台等现场测试提出用现场实测振冲地基动孔压对比值结合取土样在室内做动三轴试验的方法,来“量化”振冲地基在不同地震烈度条件下的抗液化效果,由于这种方法基本上可以反映振冲地基具有的四利因素作用,因而颇具应用前景。

以上本文简述了我国振冲地基的应用历程和发展状况,因篇幅所限,简介中未能反映我国振冲地基全貌。为了更专业化的应用和发展振冲地基,1991年中国建筑业联合会深基础工程协会在烟台专门成立了所属的振冲地基专业委员会,已有国内 23 个省市自治区的 343 名会员。该委员会挂靠在化工部烟台岩土工程设计开发公司,目前为了较全面反映我国自 1976 年以来振冲地基的应用与发展状况,已着手组编“中国振冲地基工程实录”一书,以展现我国振冲地基真实面貌。

本文引征了国内许多振冲地基科技文献及成果,谨此向有关作者致谢!

喷射注浆工法的工程应用

王吉望

(冶金部建筑研究总院 北京 100081)

概述

喷射注浆法又称旋喷法(Jet Grouting)在我国地基加固工程中已得到日益广泛的应用。尤其在近十年来随着我国城市高层建筑、地铁建设和水利堤岸防渗等工程的发展,喷射注浆法应用范围得到进一步的扩大。

在国外,除日本之外,欧洲、美国、东南亚以及我国台湾、香港地区均已获得成功的广泛的应用。因此,可以说喷射注浆法由于其特殊的加固工艺和效果,已成为当代地基加固领域内主要的加固方法之一。

喷射注浆法所以能够取得广泛的应用,是由于这种方法具有如下的优点。

(1)加固的可靠性高。用高压水或高压水泥浆沿着喷嘴回转、提升的轨迹将土切割并与之混合,形成比较均质的桩状的加固体,加固范围、效果均比较明确。

(2)适用的土质广泛。适用于砂性土、粘性土和有机土等,包括一些难以加固的土层,也就是说较少受到土性的影响。

(3)相互密切结合的特征。相邻加固自身可以密切结合,互相搭接,并且当需要与邻近结构(如桩、连续墙、钢板桩、地下管道等)密切结合时,也可以通过布置桩径与之贴近而使加固体与结构密切结合。

(4)可以接近地下埋设物施工。由于本方法是通过一个 10~15cm 的钻孔,形成直径通常为 1m~2m 的加固体,因此可以贴近地下管道施工,并且高压水或浆液也不会破坏钢筋混凝土管或铸铁管。

(5)可以根据需要调整加固强度。根据加固目的要求,可以调节加固体的强度,其调整幅度较大,通常砂性土的加固强度可达 1.0~3.0MPa;粘性土的强度可达 0.5~2.0MPa。

(6)加固材料价廉且无公害。喷射加固主要采用水泥,加固体强度性能稳定,水泥价格低廉,且不会污染地下水。

但是,由于这种方法适用的范围和用途十分广泛,例如它可以用作提高建筑物地基承载力,又可用于基坑工程土质加固,减小基坑位移,防止涌土或隔水。还可以用于地下管线保护和水利工程中防止管涌等,在土质方面它既可适用于粗颗粒砂砾性土,还可使用于粘性土等各种土质。此外,喷射注浆法本身又可根据工艺的不同分为单管、双管和三管法。由于上

述的原因,使得喷射注浆法工程应用表现出很强的“个性”,也就是说尽管有许多工程应用,但是因具体条件、目标各异、而重复性较少。

此外,喷射注浆法由于它自身的特性,与桩基或一些其他的加固方法不同的是,加固的效果常常难以准确的检验和评价。

上述诸多因素,就使得在喷射注浆加固中,工程经验显得十分突出,也就是说,喷射注浆法成功的应用,除了要依赖人们对这项技术(包括工艺、材料)准确的掌握之外,还要依赖其工程经验,这种工程经验既包括自身的,也包括国内外他人经验的收集、分析。

单管、双管、三管的选用

一般来说,选用何种方法需要考虑如下几个方面:

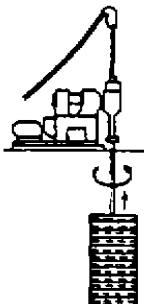
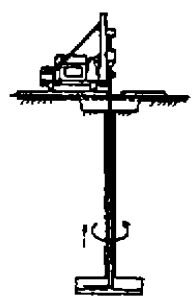
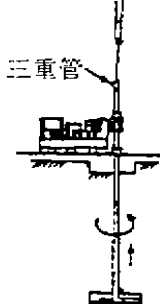
- (1)地基条件:土质种类(粘性土、砂性土、砂砾土、有机质土等)以及标贯 N 值等主要土性;
- (2)施工条件及施工深度;
- (3)桩径:考虑选用适用的方法和参数;
- (4)加固目的:提高强度、截水等;
- (5)工程规模和工期;
- (6)选价;
- (7)其它:如施工机械条件等。

众所周知,通常喷射注浆法分为单管法、双管法、三管法。单管法使用高压浆液(水泥浆)通过钻杆,在喷嘴旋转和提升过程中喷射,使水泥浆和周围被切割的土强行搅拌混合。双管法是用同时高压喷射水泥浆和压缩空气,在双管提升和回转的过程中加固地基。三重管则是由高压水和压缩空气同时喷射,并同时底部喷射水泥达到土和水泥混合的目的。这三种方法的施工方法、加固直径等均有不同。(表1)为日本常用的三种工法的比较表。

各工法比较表

表 1

项 目	工 法	单管法	双管法	三管法
适用地基		粘性土 $N < 5$	粘性土 $N < 5$	粘性土 $N < 9$
		砂质土 $N < 15$	砂质土 $N < 50$	砂质土 $N < 200$
施 工 参 数	常用压力	$P = 200 \text{kgf/cm}^2$	$P = 200 \text{kgf/cm}^2$	$P = 400 \text{kgf/cm}^2$
	切削方法	高压硬化材 (25 l/min)	高压硬化材(60 l/min) ($1.5 \sim 3 \text{ m}^3/\text{min}$)	超高压水(70 l/min) ($1.5 \sim 3 \text{ m}^3/\text{min}$)
	使用硬化材	水玻璃及水泥浆	水泥浆	水泥浆
	引上时间	$3 \sim 5 \text{ min/m}$	$16 \sim 14 \text{ min/m}$	$16 \sim 25 \text{ min/m}$
	钻杆形状 (喷嘴)	$\Phi = 40.5 \text{ mm}$ ($1.8 \sim 2.0 \text{ mm}$)	$\Phi = 60.5 \text{ mm}$ (2.8 mm)	$\Phi = 89.1 \text{ mm}$ (2.4 mm)
	钻杆断面	单管	二重管	三重管
	钻孔方法(径)	单管直接钻孔 (40.55 mm)	二重管直径钻孔 ($115 \sim 150 \text{ mm}$)	钻孔 (142 mm)
	回转数	20 rpm	$4 \sim 10 \text{ rpm}$	$5 \sim 6 \text{ rpm}$

桩径		Φ300mm ~ Φ500mm	Φ1000mm ~ Φ2000mm	Φ1200mm ~ Φ2000mm
加固 强度	粘性土	$q_u = 5 \sim 10 \text{kgf/cm}^2$	$q_u = 5 \sim 10 \text{kgf/cm}^2$	$q_u = 5 \sim 10 \text{kgf/cm}^2$
	砂质土	$q_u = 10 \sim 30 \text{kgf/cm}^2$	$q_u = 10 \sim 30 \text{kgf/cm}^2$	$q_u = 10 \sim 30 \text{kgf/cm}^2$
简图				

如表所示,通过加固所获得的加固直径和加固强度既与方法有关,也与土质和所选用的喷射参数(如压力,流量等)有关。在适用的土质范围和加固直径方面,三重管均有优点,也就是适用土质范围较广,加固直径也较大。结合我国的使用经验,与表中所列的数据基本上是一致的。

在我国,在有的工程中采用的“双管法”是采用高压清水和低压水泥浆同时分别喷射。这种方法与通常所述的,也是我国地基处理技术规范中所述的同时喷射高压水泥浆和压缩空气的,“双管法”加固的机理和效果均是不同的。因此,其加固效果必须通过慎重的检验。

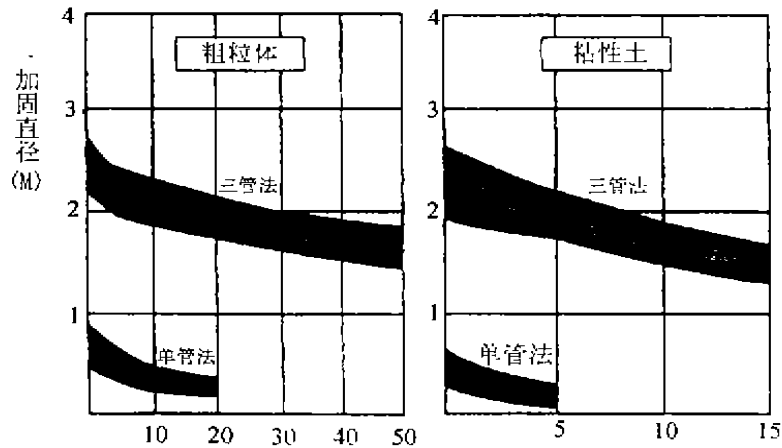


图1 标准贯入度与桩径关系曲线(在相同施工参数下)

在喷射注浆法中在加固范围方面,任一种方法(单管、双管、三管)又各自受到土质、喷嘴直径、压力和提升速度的影响。

以土性为例,在粘性土中在同样的喷射压力和提升速度的条件下,加固直径通常随着粘土颗粒的含量增长而减小。随着粘土颗粒的增加必须提高压力或减小提升速度才能达到相同的加固直径(范围)。而在坚硬的粘性土中直径超过1.5m是困难的。

土的颗粒级配也在一定程度上对加固范围有所影响。在土中如果大于2mm的砂砾含

量超过 50% 时浆液的穿透将减弱或者不规则(由于受到大颗粒阻碍了喷射流方向)。如果有大的卵石、圆石或其他障碍物存在的情况下,局部加固范围将也要受到影响。

加固体直径与土的密实度的关系也十分明显。在坚硬粘性土中直径较小,而在粉砂中直径可达约 3m,图 1 所示为粒状土和粘性土标贯值和加固直径之间的关系。

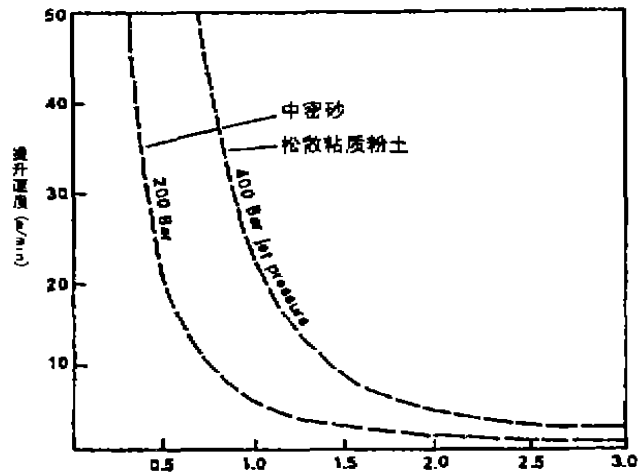


图 2 三重管提升速度与桩径关系曲线

表 2 所示,为根据日本经验在不同条件下单管、双管、三管的适用性。

喷射注浆对不同土质的适用性

表 2

工法种类 土性	单 管	双 管	三 管
粘性土	$N < 10$	$N < 5$	$N < 10$
粗粒土	$N < 15$ (砂)	$N < 50$ (砂和砾)	$N < 50$ (砂)

图 3、图 4 所示,也是根据土的标贯值 N , 引用适用度的概念并加以量化表示图。例如,根据该图在砂性土层, N 值为 20,双管法适用度为 60%,三管法适用度 40%。但是如果深度超过 25m,砂质土 N 值超过 50,原则上采用三管法为宜。

应该指出所有关于加固范围的资料是不多的。直到目前为止也还没有一种能准确测量加固直径随速度变化的方法。而只能依靠过去的工程经验或试验加以判断。因此,本节所述的有关数据,只是以往经验的概括,既有重要的价值,但又不是“精确”的。

工程中的适用范围及实例

如前所述,喷射注浆法可以应用于基坑工程,地铁盾构工程,基础托换工程和水利工程等。表 3 所示为土木工程应用的几种典型情况。

在上海旋喷加固开始于七十年代后期,起初应用的工程项目较少,直到八十年代上海地铁工程建设开始之后,才日益得到广泛的应用。迄今,在地铁一号线和二号线的建设中,以及若干相邻于地铁的高层建筑基础工程中,均得到成功的应用。对于其适用的条件和场合也积累了很多的经验。

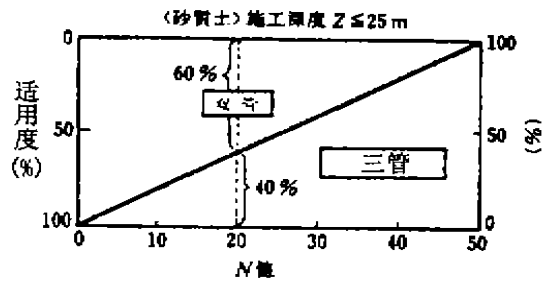


图3

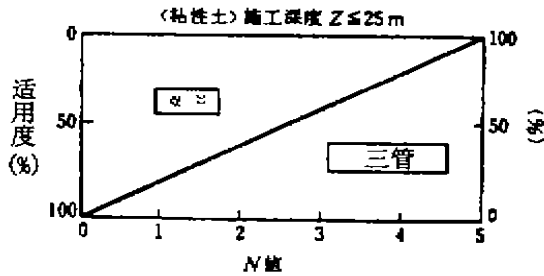


图4

首先,是在基础工程中用于减少基础开挖过程中引起的变形。按一定地质条件和基坑开挖施工参数所设计的支护结构体系,达不到控制基坑变形要求时,如增加支撑道数不可行,则要考虑合理提高围护墙被动区抗力或减少主动区压力的方法,使基坑变形符合要求。一般在围护墙被动区加固土体是可行而合理的方法。另在遇到管涌、承压水问题时,如因环境条件不能采用降水法处理则可用地基封底加固解决。

此外,盾构工作井内盾构出入口也通常采用喷射加固工作。以下就是盾构法隧道工作井加固的实例。

1. 工程概况

某高架工程新客站北端头井(盾构工作井)工程位于地铁一号线新客站折返段50轴北侧,紧接原折返段结构,为地铁一号线北延伸段盾构法隧道工作井。北端头长14.4m,宽24.3m,开挖深度15.207m。采用深27m的地下连续墙进行围护。

本施工场地狭小,北侧、东侧均为陈旧民居,建筑物结构形式较差,南侧为招待所,其结构与地铁折返段结构连为一体,西侧为6m宽马路。

施工现场地下管线较多,有一直径800mm的排水管横穿旋喷加固区域,工地北侧有一根架空线,距加固区域2m。(图5)

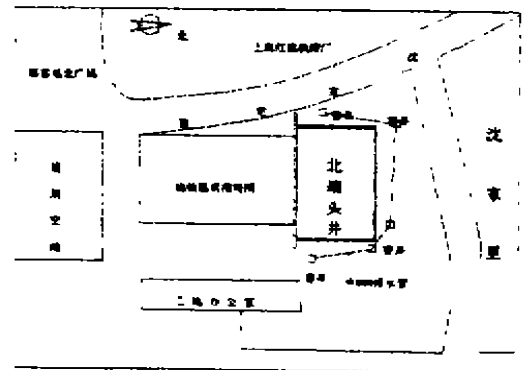


图5

表 3

工程种类	施工场合	施工目的	略图	工程种类	施工场合	施工目的	略图
开挖工程	基坑内部	基坑坑底加固防止滑动, 管涌以及增加地耐力		盾构工程	线路部	曲线推进时防止地表下沉	
		基坑预先作梁状加固减小支撑架设前挡墙结构				防止邻近结构物下沉	
	挡土缺口加固	地下有埋设管, 挡土结构不连续处的挡土或挡土	(平面图) (剖面图) 		地下中结合部	盾构结合部周边地固和水	
	挡土壁山背面	深基坑周边止水或加固以及底部防止滑动或管涌		结构桩工	挡土墙基础	已有挡土下墙防止下沉	
H 型钢或灌注桩挡土背后的加固或止水			桩根部加固		桩根部加固提高承载力		
盾构工程	盾构到已部或起始部	工作井盾构起始和到达部土体加固或止水			桥墩等侧面	持力层补强防侧	
	工作井反力部	盾构推进时对应推进力在反力部的部分土体加固					
	线路部	连续推进时防止地表下沉					

2. 地质状况:

本工程建址处地质情况汇总表如表 4:

表4

层序	土层名称	深度	层厚	直剪固块		压缩系数		压缩模量			
				粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (Φ)	Es0.1~ 0.2MPa		Es0.1~ 0.2MPa			
(1)	人工填土	2.3~2.5	2.3~2.5								
(2)	褐黄色砂质粉土	3.0~3.4	0.5~1.0								
(3)	灰色砂质粉土	7.8~8.0	4.2~5.0	3	4	23.1	4	0.23	6	9.19	6
(4)	灰色粉砂	12.0~14.4	4.5~6.4	3	3	20.2	3	0.25	5	9.41	5
(5)	灰色淤泥质粉粘土	18.0~19.5	1.6~3.0	9	1	8	1	0.32	1	2.63	5
(6)	灰色粘土	25.0~26.0	5.5~7.9	12	6	8.9	6	0.59	6	3.47	6

3. 设计方案:

(1)井内:①为防止基坑开挖过程中,地下连续墙及周围建筑物产生较大位移与沉降,在端头井内采用高压旋喷加固。加固标高为-15.807~-11.807(地面标高为+3.630)。

②旋喷桩设计直径为1.5m,桩长4.0m,桩间距为1.1m×1.1m,近地墙一排桩中心距地墙内边线300mm。在北端头井内均匀布置旋喷桩262根。(如图6)(如图7)

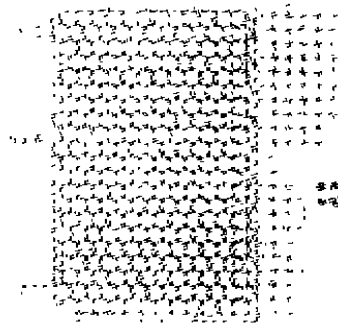


图6

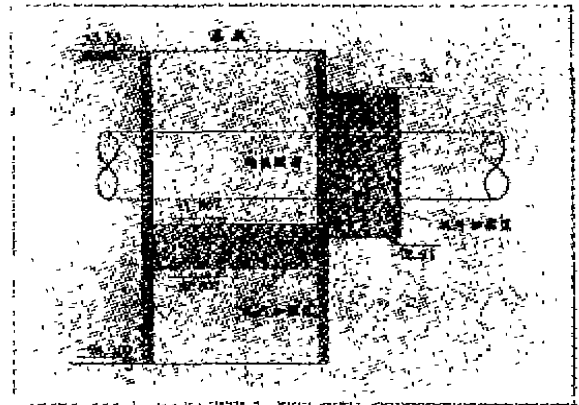


图7

(2)坑外:为保证盾构顺利进出洞,防止地下水涌入基坑及地下管线、地下连续墙产生较大位移,在北侧地下连续墙外进行旋喷加固。

①加固范围:加固长度为盾构轴线两侧向外6.35m。加固宽度为沿盾构轴线,盾构出洞区6.0m,盾构进洞区3.5m。

②加固土体指标:旋喷加固土体无侧限抗压强度0.5~0.8MPa,渗透系数小于 10^{-5} cm/sec。

③旋喷桩具体桩位布置:根据加固要求,盾构出洞区布置旋喷桩6排,进洞区布置旋喷桩3排。排间距1.1m,桩间距1.15m。由于有一根排水管横穿加固区域,桩间距有部分调整。共布置旋喷桩94根。具体桩位布置见上图。

④加固标高:盾构出洞区标高-12.87~-0.17m;盾构进洞区标高-12.91~-0.21m。

⑤施工进度:井内施工过程中,地下障碍物较多,给钻机成孔造成了一定困难,因此施工

速度较慢。井内 262 根桩施工工期为 37 天, 平均每天完成旋喷桩 28 延米。井外施工较为顺利, 94 根桩施工工期为 18 天, 平均每天完成旋喷桩 66 延米。

结束语

喷射注浆法是一种具有特殊功能的方法, 在地下工程中具有广泛的用途, 并已在我国获得大量成功的应用。实践证明, 喷射注浆工法成功应用首先要依赖严谨的科学态度, 精心设计精心施工, 把好质量关, 为此, 尚离不开尽可能多的掌握有关的理论知识之外, 还要十分注意积累自身的及借鉴其他国内外工程经验。因地制宜地用这种特有的手段解决地下工程中诸多难题。

此外, 目前我国在这方面的水平, 无论在机械设备、质量控制系统以及一些特殊条件下的使用(如水平、倾斜喷射)与先进国家还有一定的差距, 为此也有待于进一步学习, 引进、提高我们的水平。

参考文献

- 1 八寻晖夫: ウォータージェット工法 鹿岛出版社, 1996
- 2 A. L. Bell: Crouting in the ground. Proceedings of the Conference Organized by the Institution of Civil Engineers. 1992
- 3 M. P. Moseley: Ground Improvement. 1993

新书讯息:

1. 《地基处理手册》(第二版) 在中国建筑工业出版社出版

该书由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组织《地基处理手册》(第二版) 编委会在《手册》第一版基础上编写而成。

2. 《土工计算机分析》在中国建筑工业出版社出版

该书全面、系统介绍土工计算机分析技术、方法, 介绍土工计算机分析最新发展。全书分 14 章, 分别为: 绪论、有限差分法、有限单元法、岩土力学常用的其他数值方法、动力分析、结构、基础与地基共同作用分析、滑移线场数值解、边坡稳定分析、极限分析数值方法、随机有限元法及其应用、反分析法、知识工程和专家系统在岩土工程中的应用、Auto CAD 在土工中应用和计算机仿真技术在岩土工程中的应用。

该书由浙江大学龚晓南教授策划、主编, 邀请在土工计算机分析领域造诣较深的专家参加编著。全书规划合理、结构层次清楚, 内容全面、系统、新颖。

3. 《地基处理工程实例》在中国水利水电出版社出版

该书由河海大学殷宗泽教授和浙江大学龚晓南教授主编, 由全国各地土建、水利、铁道、交通、港口等领域专家、学者参编, 丰富的工程实例, 可供设计施工参考。

搅拌桩技术及其发展浅议

侯伟生

(福建省建筑科学研究院 福州 350002)

[摘要] 本文阐述了水泥石搅拌桩技术及工程应用,阐述我国搅拌桩技术存在的问题,介绍继而提出日本搅拌桩技术现状及特点,继而对我国搅拌桩技术提出一些看法和建议。

前言

搅拌桩技术(mixed-in-place)在本世纪 50 年代起源于美国,1967 年瑞典开始研制喷石灰粉搅拌法,1953 年日本从美国引进该搅拌技术。70 年代初应用于工程实践取得成功。至今,在日本,搅拌桩技术已发展到单桩的最大施工直径超过 1.8m,一次最大加固截面面积超过 9.5m²,最大加固深度接钻杆式超过 60m,塔架式也可达 30m 以上。已研究出高压旋喷与搅拌组合的搅拌技术以及组合水泥石墙支护技术,广泛地应用于工程中。

我国于 1977 年由冶金部建研院和交通部水规院引进、开发双轴水泥浆液搅拌技术,1980 年应用于工程实践,1982 年天津机械化施工公司与交通部一航局开发了单轴搅拌桩机,1983 年浙大土木工程系与联营单位开发了 DSJ 型单轴搅拌桩机。各类机械逐渐向市场扩散。1983 年铁道部第四勘测设计院开发了粉喷桩技术。1984 年铁道部武汉工程机械研究所试制 PH-5 型粉喷桩机投入实践,1988 年由铁四院和上海探矿厂联合研制的 GPP-5 型粉喷桩机,并很快投入批量生产。目前,我国广泛使用的粉喷桩机大部分是由上海探矿厂和铁道部武汉工程机械研究所生产的。其他各种类型的搅拌桩机械的生产厂家及公司不计其数,有的是专业厂家生产的,有的是改装的,有的是自行装配的,遍布全国各地。

搅拌桩在我国已经安家落户,在水泥石的室内试验和理论计算方面已取得了可喜的成绩,搅拌技术为社会创造了不可低估的效益。目前,我国的搅拌机械最大施工直径 $\Phi 1200\text{mm}$,最大加固截面面积 2.1m²,最多有四轴的,加固深度多数 15~18m,少数可达 25~30m,也已经开始研究组合搅拌技术及组合水泥石墙支护技术,通过实践取得了初步的效果。

搅拌桩技术的工程应用

搅拌桩最初用于以加固淤泥、淤泥质土、粉土、粉质粘土等地基承载力标准值不大于 120kPa 的地基土。而后研制出大功率搅拌桩机可用于砂土及残积土等承载力高于 120kPa

* 收稿日期:2000 年 6 月

的土层。对于黄土、泥炭土、粉煤灰等土层也有不少应用的实例。目前,搅拌桩已在我国土木工程各个领域以各种形式迅速发展,包括建筑、市政、交通、港口、水利等领域,从陆地到海上,从沿海到内陆已被广泛应用。从地基处理发展到基坑工程、边坡加固,从竖直桩发展到斜向桩,从等截面桩发展到变截面桩,具体应用如下:

1. 形成复合地基,提高地基承载力,改善地基变形性状

桩体加固土强度及模量比天然地基土体提高数十倍至数百倍,桩体与桩间土形成复合地基可有效提高地基承载力,均衡及减少地基变形。

(1)作为地基处理技术的一种用量最大,适用性最广的方法,在工业与民用建筑各个工程领域广泛应用于10~12层以下的住宅及一般的工业厂房、办公楼的地基处理。以上海、江苏、浙江、福建、天津、武汉等为最多。

(2)高等级公路、高速公路、铁路、机场的地基处理,在广东、上海、江苏、浙江、福建的高速公路建设中大量采用搅拌桩地基处理;京九铁路的软基路段也大量采用搅拌桩地基处理;还有深圳机场也采用了搅拌桩地基处理;如浙江、上海、江苏、福建、广东等高速公路搅拌桩,用量达数千万延米。

(3)自来水厂、污水厂、泵房、油罐等的地基处理,如福建省近年来的建造的水厂、污水厂、水池大量采用搅拌桩地基处理,用量超过百万延米;浙江在许多大型油罐也采用搅拌桩地基处理。

(4)码头、堆场、库房、车间地面地基处理。

2. 形成水泥土重力式围护结构

自80年代末上海宝钢首先将水泥土搅拌桩用于基坑支护结构取得成功之后,在上海、福建以及浙江、广东等省市迅速得到了推广,近几年广泛用于5m~7m的基坑支护结构,该支护结构不透水,同时起到挡土及隔水的作用,不设内支撑,使基坑能在敞开的条件下开挖,而使用的材料仅水泥而已,因此深受欢迎。

3. 作为防渗帷幕

水泥土的渗透系数 $10^{(-7)}$ cm/s,具有较好的防渗能力,因此常将水泥土桩搭接施工组成连续的水泥土帷幕墙,广泛地用于粉土、夹砂层、砂土地基的基坑防渗及堤坝防渗等工程。

4. 水泥土桩的组合作用

几年来水泥土桩的应用范围在不断地被扩展,如水泥土桩与其他类型的桩共同组成复合地基;水泥土桩与其他材料组合形成水泥土复合结构,如插筋水泥土墙、插型钢水泥土墙、相间钢筋混凝土桩水泥土墙以及劲芯水泥土桩等;作为提高地基土的复合抗剪强度,如边坡加固,基坑底抗隆起稳定加固,被动区土体加固等。

总之水泥土搅拌桩作为岩土工程领域的一种新技术,具有无振动、无噪声、无挤土、无污染等优点,已被工程界广泛接受,并被推向一个崭新的发展领域。

日本搅拌桩技术的特点简介

日本在搅拌桩技术领域的开发和研究引导世界搅拌桩技术的新潮流,到目前为止,无论是施工机械、工程应用、设计方法、室内试验、质量控制与检测均领先于世界。

1. 日本主要搅拌桩工法

(1) CDM 工法:

CDM 工法(Cement deep mixing method)水泥深层搅拌处理工法,该工法与我国目前的浆液搅拌类似单轴~多轴,单轴功率最大 125kW,动力头直接带动钻杆。这种工法还可分为机械搅拌和喷射搅拌,即所谓的高压旋喷搅拌,还可分为塔架式及节杆式两种。

(2) DJM 工法

DJM 工法(Dry jet mixing method)粉体喷射搅拌处理工法,该工法类同我国目前的粉喷桩,不同的是其设备增加了防尘装置,一般单轴及双轴,单轴功率比较大,也是动力头直接带动钻杆,如图 1 所示。

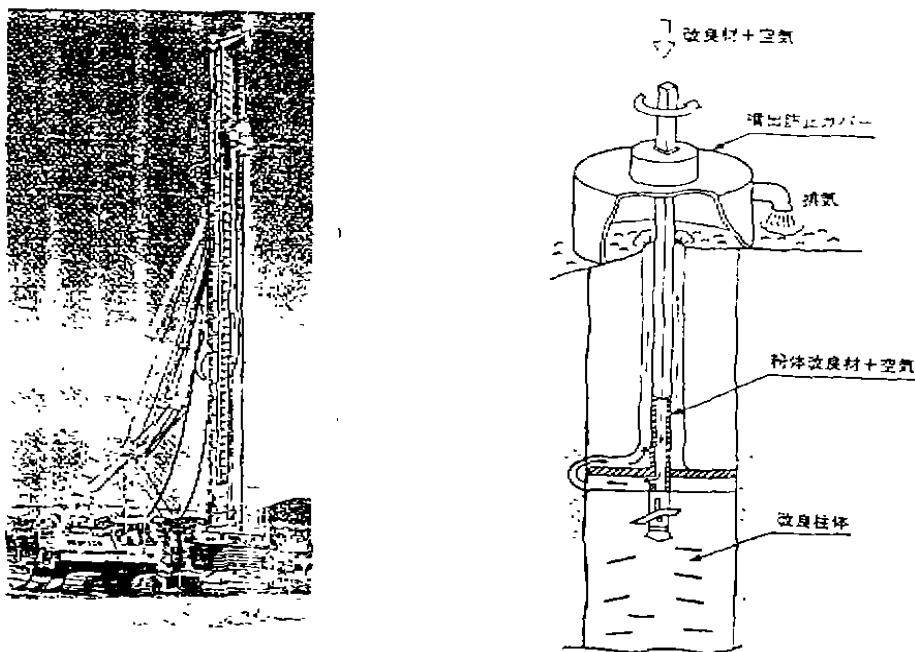


图 1 DJM 工法主机及头部大样图

(3) DCS 工法

DCS 工法(Deep Cement stabilization method)水泥深层稳定处理工法,该工法与 CDM 工法不同的是钻头增加了一个反向转动的装置使钻头具有双管双向对搅的功能,如图 2 所示。

(4) SMW 工法

SMW 工法(Steel mixing wall method)型钢混合挡墙工法,该法是以 CDM 工法为基础在已形成的搅拌桩连续墙中插入型钢而形成水泥土型钢组合挡土墙,用于基坑支护的挡土,同时起到隔水的作用,当附于其他手段时可使型钢回收,如图 3 所示。

2. 工程应用与设计技术

日本搅拌桩广泛地用于各种堤坝、道路、挡土墙、油罐基础,开挖后的施工稳定、人工岛、桥墩、码头、护坡基础以及建筑的基础中,陆地、海上广泛地应用,用量属处理方法中最高,其设计特点以大置换率,小掺灰量,低强度为多,因此水泥掺量 $80\text{kg} \sim 300\text{kg}/\text{m}^3$ 不等,一般根据设计需要配置配合比,现场的实际强度与室内配合比的关系比较稳定且有保证。

3. 施工管理与质量检验

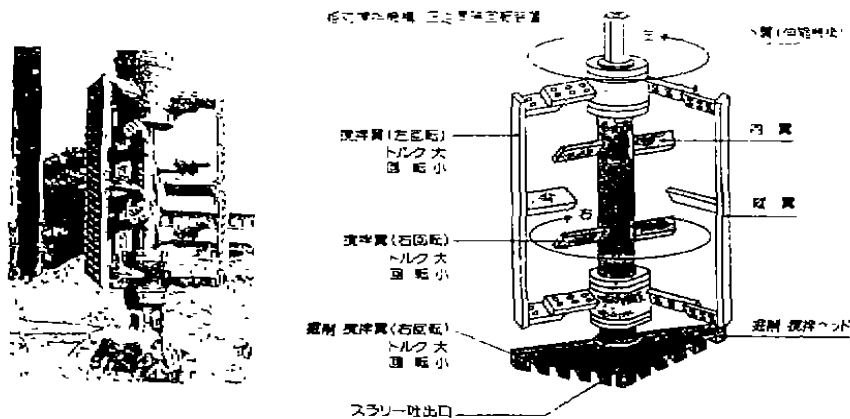


图 2 DCS 工法钻头大样图



(a) 搅拌桩施工

(b) 插入型钢

(c) 地下室完工起拔型钢

图 3 SMW 工法的施工简图

所有工法在施工过程中都可自动采集深层拌和系统和水泥浆(粉)系统的运转数据,参数十分明确,并在操作室集中控制,因此控制准确,加固质量可靠,如图 4 所示。

另外为了保证施工质量,一般搅拌设备都有配置即时取样装置,按一定的比例抽取试验,取回试验室进行养护,测取各龄期强度。在搅拌深度的控制上,做到每桩终孔时监理到场并通过拍照为据。

我国搅拌桩技术存在的问题

搅拌桩的发展是迅速的,应用是广泛的,教训是深刻的,然而搅拌存在的问题是多方面的,包括勘察、设计、施工工艺、管理等等,笔者认为主要存在以下三方面问题:

1. 机械设备的协调、配套、控制能力不健全

水泥与土经过机械拌和形成水泥土,若水泥和土不能有充分的搅拌或者土体没有足够的水泥参与反应,那么土体就不能得到改良、强度就不可能提高。

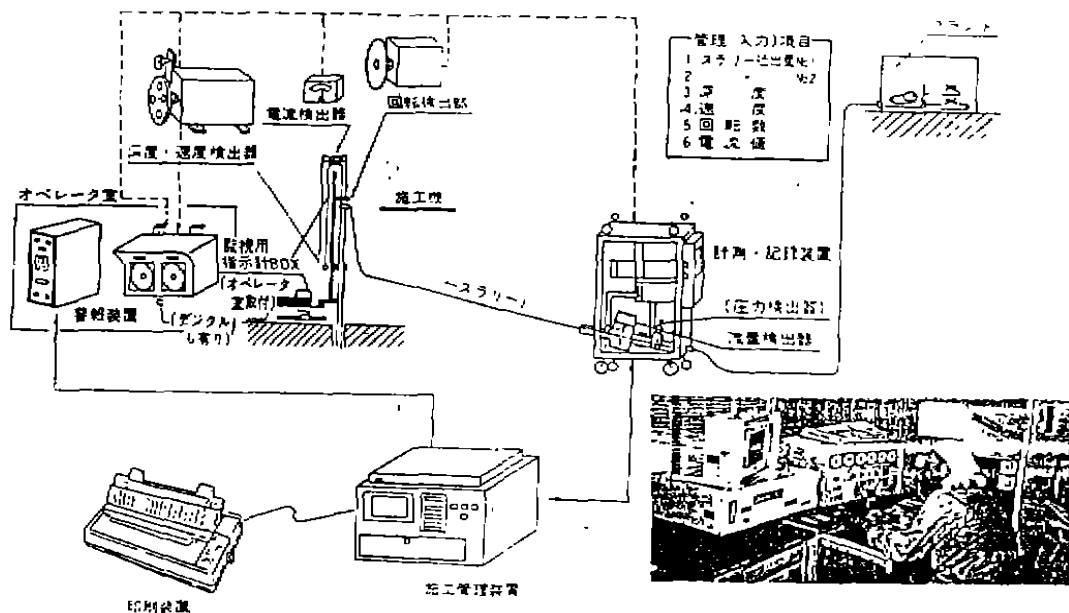


图4 施工管理装置全图

我国目前使用的搅拌机械(浆喷和粉喷),主要有两大部分组成,一是提供搅拌钻进的机械,主要是机架、动力头、钻杆、搅拌叶片,二是提供输送水泥材料的输送设备,喷浆的有灰浆机、灰浆泵,喷粉的有粉罐、气罐、空压机等,这两部分设备基本相对独立。这就要求输送水泥系统能按设计要求的掺入量均匀送到土中,搅拌机械能够将水泥和土充分搅拌均匀,才能保证水泥土的强度满足设计要求。

而在搅拌桩实际操作过程中,这两部分的协调配合完全依靠人为操作完成,这就使施工控制容易因人而异出现缺陷,再说,喷粉搅拌桩,其送粉装置是依靠压缩空气将粉混合后带人土中,气粉的混合直接影响粉在土中的均匀性,因此,又增加了一个不确切的影响因素。

另一方面,从掺入水泥量的计量控制而言,目前虽已研究了部分计量装置,但是,一来未能得到普及,二来计量装置如何与搅拌、钻进等协调一致,还未得到解决。因此,一旦送水泥量不均匀,必导致水泥掺量的不均匀,当水泥掺量少于某一限值时,水泥土的强度将受到极大的影响,甚至无法改善地基土的状态,因此机械设备本身就给施工带来了一些空缺。

2. 施工控制问题

当机械设备自身的自动化程度不高时,施工控制便是确定质量的主要因素,当施工操作能掌握这种客观条件加以控制时是完全可以使施工质量满足设计要求,当主观意识无法战胜客观条件时,质量问题就出现了。众多的质量事故中发现,绝大多数属于人为的施工控制问题。

(1) 搅拌的钻进或提升速度过快,而供水泥系统速度未能协调或搅拌次数不够,造成水泥掺量不足或不均匀以及搅拌不均。

(2) 供水泥系统不健全,供料工艺时间控制不准确,水泥是否输入土体不明确,造成断桩或缺现象。喷粉桩的两次搅拌一次输粉工艺最容易出现这种情况。

(3) 搅拌叶片的磨损造成桩径不足、叶片的数量,角度及厚度不明确,钻头出料位置不合

理,造成掺入料不均匀,致使实际掺量降低,起不到加固土体的作用。

(4)搅拌钻进的速度、深度、喷射压力不匹配,而搅拌的次数又不够,水泥成集中块状、片状,无法和土充分反应。

3. 质量检测手段不健全

《建筑地基处理技术规范》对水泥土搅拌桩的质量检验规定:第9.4.2条搅拌桩应在成桩后7d内用轻便触探器钻取桩身加固土样,观察搅拌均匀程度,同时根据轻便触探击数用对比法判断桩身强度。检验桩的数量应不少于已完成桩数的2%。第9.4.3在下列情况下尚应进行取样、单桩载荷试验或开挖检验:(1)经触探检验对桩身强度有怀疑的桩应钻取桩身芯桩,制成试块并测定桩身强度;(2)场地复杂或施工有问题的桩应进行单桩载荷试验,检验其承载力;(3)对相邻桩搭接要求严格的工程,应在桩养护到一定龄期时选取数根桩体进行开挖,检查桩顶部分外观质量。

对水泥土桩的质量检验采用动力触探在多数工程中无法实验,这是因为水泥土遇到表层硬壳层或硬夹层,那怕是施工三~五天,也难以触穿,因此多数工程取消了这种检验手段,而对开挖检查则只能检查浅层的成桩质量,无法检查深部的成桩情况。

复合地基的承载力检测,受荷载板面积的影响极大,当荷载板面积较小时,试验结果受到表层硬壳层的影响而偏高,另一方面荷载的作用时间及影响深度无法反映搅拌桩下部的质量问题,复合地基承载力检测结果未能真正反映桩的质量问题。

多数水泥土搅拌桩的检测依据主要是复合地基荷载试验,而复合地基荷载试验又受到荷载板面积的限制,因而掩盖了大量的施工质量问题,而未能起到检验的效果,未能对水泥土搅拌技术起到控制及推动的作用。

以上谈到存在的三大问题导致的搅拌桩质量事故,随着工程量、机械量的增加而增多,这些问题的出现归根到底是由于机械设备对质量的控制能力以及检验手段对质量的管理能力等客观条件未能改变主观意识所造成的。

看法和建议

从搅拌桩的工程应用,存在的问题以及与日本相比结合多年的工程实践作出如下的评价:

1. 水泥土搅拌技术是一种具有很广泛的适用性,具有很高的推广价值,具有很好的发展前景的技术;是一种除桩基以外用量最大的一种改良地基的无公害或少公害的地基处理手段;技术是成熟的、可靠的;工艺需要进一步完善和提高。

2. 由于施工工艺施工机械固有的特点,理论上水泥粉比水泥浆与地基土拌和时可吸收更多的水份,实践证明浆喷搅拌桩比喷粉搅拌桩较易控制掺量及保证搅拌的均匀性,水泥浆喷搅拌桩仍具有总体的优势,因此浆喷桩优于粉喷桩,可优先考虑发展浆喷技术。

3. 水泥土搅拌技术对水泥土基本性质及计算理论已进行大量室内试验工作,取得了很好的经验,对搅拌机械的研究及现场的实际应用效果的实测工作相对要少一些。

4. 鉴于搅拌桩技术出现的问题及原因所在,建议今后必须侧重加强如下几个方面的研究,进一步完善和提高,才能保证并推动搅拌桩技术的发展。

(1)必须加强机械设备的配套研究,确定机械设备标准,保证机械设备的施工适用能力

及完善机械计量控制功能,做到施工参数的可控性及一体化,加大输浆压力,提高有效加固深度。

(2)加强水泥掺量的控制,提高软土水泥的掺入量,一般实际掺入量不低于16%,使现场的水泥土强度与实际使用强度有足够的储备。以改变桩体的受力特性,充分发挥复合地基的作用,减少地基变形。同时必须研究有效早强型外加剂。

(3)加强管理,提高施工队伍的素质,实行培训持证上岗制度,健全专项技术施工监督管理制度。

(4)健全质量检测手段,建议有关规范明确采用取芯法检验桩身质量;单桩静载试验检验承载力;复合地基荷载试验必须根据土层情况确定相应的荷载板面积。

(5)加强实际桩土应力比及组合水泥土的工作机理研究,完善变形计算方法。

参考文献

- 1 “建筑物へのための改良地盤の設計及び品質管理指針”,日本建築センター-平成9月6日
- 2 “CDM研究会20周年技術報告書”CDM研究会,平成9月6日
- 3 “粉体喷射搅拌工法”技術スニエアル-DJM平成10年,DJM工法研究会
- 4 侯伟生“水泥搅拌桩的工程应用与经验教训”《岩土工程青年专家论坛文集》中国建筑工业出版社,北京1998年。
- 5 龚晓南主编,深层搅拌法设计与施工.北京:中国铁道出版社,1993
- 6 龚晓南,张航主编.第四届地基处理学术讨论会论文集.杭州:浙江大学出版社,1995
- 7 龚晓南,徐日庆,侯伟生主编.第五届地基处理学术讨论会论文集.北京:中国建筑工业出版社,1997
- 8 地基处理与桩基础国际学术会议论文集.南京:1992

中国土木工程学会杭州培训中心成立

为了加强技术培训和土木工程继续教育,中国土木工程学会同意教育工作委员会的建议,成立中国土木工程学会杭州培训中心。培训中心由中国土木工程学会教育工作委员会管理,委托浙江大学教授龚晓南博士负责。

培训中心设学术委员会和管理委员会。学术委员会负责教学计划和教学质量的审查和考核,管理委员会负责各项培训组织工作。管理委员会设办公室,聘请郝婧担任办公室主任,负责培训的具体组织工作。

欢迎各地土木工程管理部门、科研、教学、学会等单位与中国土木工程学会杭州培训中心合作进行技术培训和继续教育。希望培训中心能得到土木工程各界的支持和帮助。

联系人:郝婧 电话:0571-7952077

地 址:浙江大学玉泉校区土木工程学系,310027

有边载条件下 CFG 桩复合地基性状

阎明礼 李春灵

(中国建筑科学研究院地基所 北京 100013)

前言

七十年代初复合地基多用于荷载水平不高的多层建筑物和构筑物的地基加固。随着试验研究的不断深入,不同桩型的复合地基和新的施工设备、施工工艺的出现,荷载很大的高层和超高层建筑物的地基处理工程不断增多。

和多层建筑相比,高层和超高层建筑基础埋深要大得多,一般大于5m,有的甚至达到二十多米。基础埋深大,即边载大,边载大小的改变对复合地基受力性状会产生什么样的影响,是工程界关心的一个实际问题。目前,基础埋深小或无边载条件的复合地基性状报导较多。对有边载条件下,特别是埋深较大条件下的复合地基承载力变形特性与无边载条件下的复合地基性状有什么不同,本文将根据近期的试验结果作粗浅的分析和讨论。

试验概况

为了解有无边载条件下 CFG 桩复合地基性状的差异,在中国建筑科学研究院地基所模型试验室进行了如下试验:

1. 无边载条件复合地基静载试验(试1)

荷载板尺寸为 $1.6\text{m} \times 1.6\text{m}$,为九桩复合地基,桩径 $d = 15\text{cm}$,桩间距 $s = 3.5d$,桩长 $L = 2.5\text{m}$,如图1(a)所示。

2. 有边载条件复合地基静载试验(试2)

试验在边载 $q = 120\text{kPa}$ (约相当于6m埋深)条件下进行,其余条件与试1相同,如图1(b)所示。

地基土的物理力学指标见表1c。试验采用钢弦式压力盒测读桩顶及桩间土表面的压力值,采用刚性变形深标测读桩间土的深层变形。

土的物理力学指标

表 1

深度 m	G	ρ g/cm ³	ρ_s g/cm ³	ω %	e	ω_1 %	ω_p %	I_p %	a_{1-2} 1/MPa	E_s MPa	名称
0~1.8	2.70	1.94	1.67	15.9	0.613	26.4	17.2	9.2	0.166	9.7	粉土
1.8~2.1	2.70	2.04	1.65	23.5	0.635	26.4	17.2	9.2	0.190	8.6	粉土
≥ 2.5	2.73	2.01	1.67	24.4	0.670	37.5	20.2	17.3	0.160	10.4	粘土

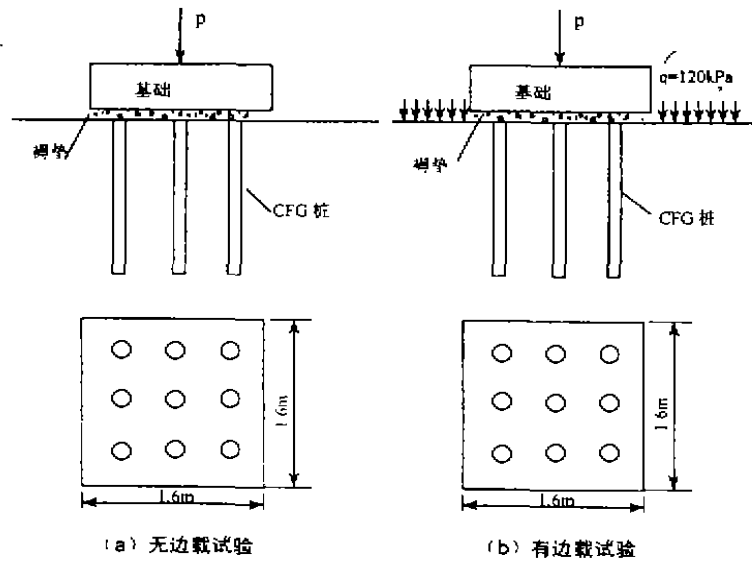


图 1 试验加载示意图

试验结果分析

1. $p \sim s$ 曲线特点

有无边载条件下 CFG 桩复合地基载荷试验的 $p \sim s$ 曲线如图 2 所示。边载作用使得 CFG 桩复合地基的承载力得到提高,同一荷载作用下,有边载条件的沉降量低于无边载条件的沉降量。

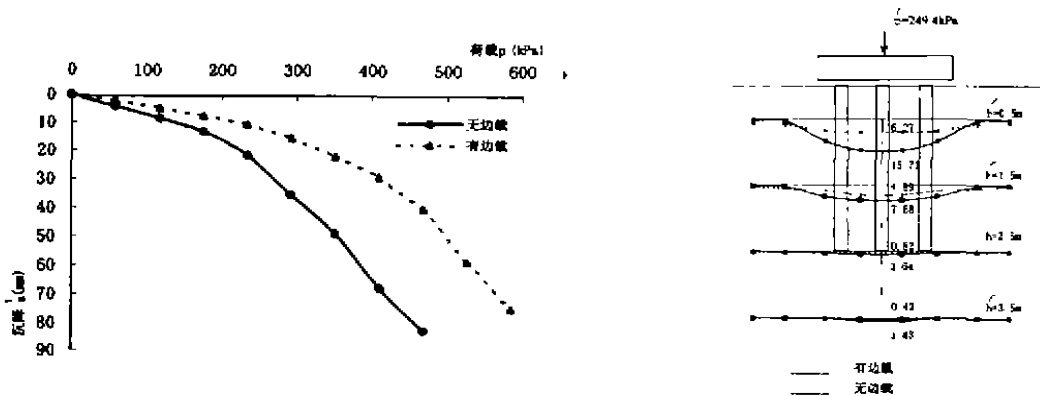


图 2 有边载和无边载条件下的 $p \sim s$ 曲线对比 图 3 有无边载时 CFG 桩复合地基不同深度的沉降曲线

2. 桩间土不同深度位移曲线的特点

根据深层变形标点测量的变形值,绘制了 CFG 桩复合地基中各深度的沉降曲线(图 3)。在荷载板下部,有边载条件下的沉降量小于无边载条件下的沉降量,而在荷载板以外的沉降变形则比无边载条件大,由于边载的作用抑制了基础外侧土体向上隆起的趋势,导致同一深度下的沉降量趋于均匀化。

3. 复合地基中桩的承载性状

复合地基中的桩不同于自由单桩的一个重要特点是,由于桩间土承载能力充分发挥,在桩侧产生一个较大的竖向应力增量,其承载特性明显不同于自由单桩。

图 4(a)为自由单桩受力图,除桩顶应力 σ_p 外,无桩间土应力 σ_s 的作用。

图 4(b)为复合地基中单桩的受力图,与自由单桩不同的是,除 σ_p 外,桩间土表面作用着桩间土应力 σ_s ,在桩侧土中产生 $\Delta\sigma_1$ 的附加应力,桩身受到一个正向压力增量 $k_0\Delta\sigma_1$ (k_0 为静止土压力系数)、导致桩的侧阻增加。在桩端产生的附加应力增量,形成桩端边载效应,减小主应力差,增加桩的端阻力。

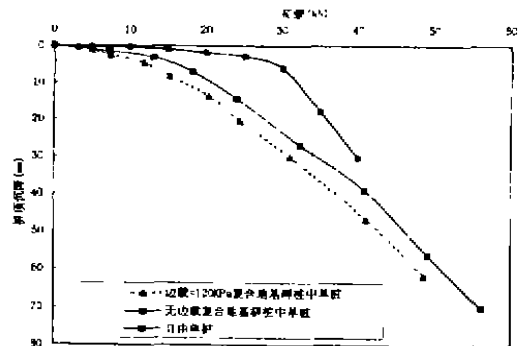
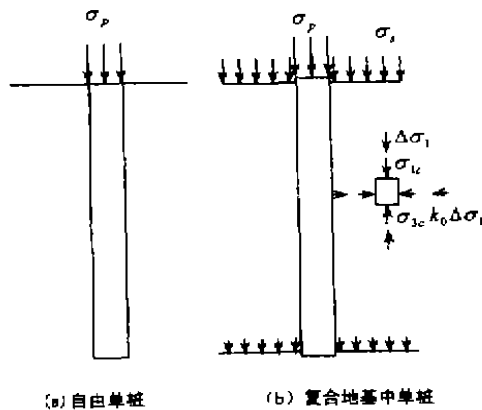


图 4 复合地基中单桩与自由单桩的受力对比 图 5 复合地基中桩与自由单桩的荷载-沉降关系曲线

图 5 为自由单桩、有边载和无边载条件下复合地基中单桩的试验结果。可以看到复合地基中的单桩承载力要比自由单桩大得多。当用自由单桩试验结果评价复合地基中的单桩承载力时,是偏于安全的。

试验结果也表明有无边载条件下复合地基中桩荷载-沉降曲线差别较小,即边载对复合地基单桩承载力的影响不大。

4. 复合地基桩间土的性状

将有无边载条件下,CFG 桩复合地基桩间土表面荷载与沉降关系曲线进行对比(图 6),可以看到边载对桩间土承载力的提高十分明显,有边载条件下桩间土承载力约提高了 150kPa。

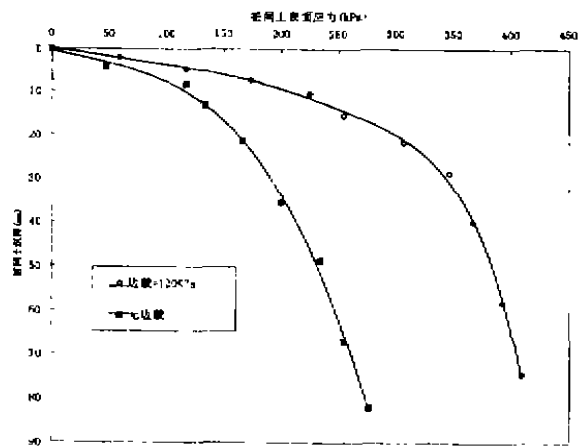


图 6 复合地基桩间土荷载-沉降关系曲线

5. 桩土荷载分担规律

表2给出了相同荷载水平时,有无边载条件下复合地基中桩土荷载分担规律。在本试验中,桩的荷载分担比随荷载水平增大而增加,而土的荷载分担比则相应减小。

值得注意的是,同一荷载水平时,有边载条件下桩顶平均应力比无边载条件下小,而桩间土应力则增大,有边载条件下桩土应力比,桩荷载分担比明显比无边载条件下小得多(参见表2,图7)。

实测桩土荷载分担比

表2

荷载(kPa)		桩顶平均应力	桩间土平均应力	桩土应力比	桩荷载分担比	土荷载分担比
132.2	无边载	735.6	92.2	7.98	34.55%	65.45%
	有边载	282.4	122.3	2.31	13.27%	86.73%
190.8	无边载	1027.8	135.4	7.59	33.45%	66.55%
	有边载	413.9	176.0	2.35	13.47%	86.53%
249.4	无边载	1358.9	175.9	7.72	33.83%	66.17%
	有边载	662.2	222.1	2.98	16.49%	83.51%
308.0	无边载	1834.4	206.9	8.87	36.98%	63.02%
	有边载	859.1	271.5	3.16	17.32%	82.68%
366.6	无边载	2314.4	237.6	9.74	39.20%	60.80%
	有边载	1147.8	314.9	3.64	19.44%	80.56%
425.3	无边载	2783.3	269.1	10.34	40.65%	59.35%
	有边载	1384.4	361.8	3.83	20.22%	79.78%
483.9	无边载	3181.1	305.2	10.42	40.83%	59.17%
	有边载	1758.9	399.5	4.40	22.57%	77.43%

6. CFG 桩复合地基承载力的深度修正

天然地基的深度修正综合考虑了边载对于地基的强度和变形的影响。现行地基基础设计规范给出的天然地基深度修正系数是以强度理论为基础,并综合考虑地基的允许变形量来确定的,并不以修正前后变形量相同作为确定承载力的标准。由于复合地基的深度修正更为复杂,我们考虑了以下三种情况:

(1) 深度修正前后变形量相等

边载条件下 CFG 桩复合地基的承载力取值标准与无边载条件相同,按照 $s/b = 0.01$ 对应的荷载作为复合地基承载力,有边载条件下复合地基承载力为 310kPa,桩和桩间土的荷载分担情况如表3所示。桩间土分担的荷载未达到天然地基承载力的修正值 294kPa,而且桩承载力的发挥幅度偏低。反算其深度修正系数得:

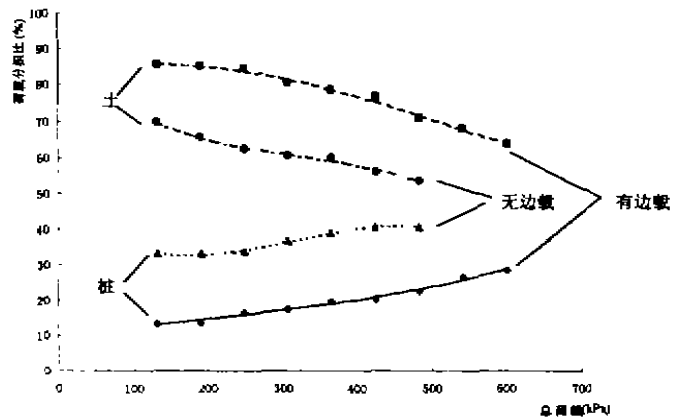


图7 桩土荷载分担比随总荷载的变化

$$\eta_d = \frac{f - f_k - \eta_b \gamma (b - 3)}{\gamma_0 (d - 1.5)} = \frac{310 - 210 - 0}{20(6 - 1.5)} = 1.11$$

这一结果与规范所规定的深度修正系数取1接近。

有无边载时复合地基的承载力对比(1)

表3

	承载力(kPa)	桩顶荷载(kPa)	桩间土荷载(kPa)	沉降量(mm)
无边载	210	1110	150	16
有边载	310	900	270	16
提高幅度	100	-210	120	

(2)深度修正后的变形量允许放宽到与天然地基相同的程度

在本试验中进行了天然地基载荷试验,按照 $s/b = 0.01$ 对应的荷载作为天然地基承载力,则天然地基承载力标准值为 150kPa,荷载板尺寸为 $1.6\text{m} \times 1.6\text{m}$ 时相应的沉降量为 16mm。埋深为 6m 时,天然地基的承载力设计值为

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 1.5)$$

将 $f_k = 150\text{kPa}$, $\eta_d = 1.6$, $\eta_b = 0$, $\gamma_0 = 20\text{kN/m}^3$ 代入上式

得

$$f = 150 + 0 + 1.6 \times 20 \times 4.5 = 294\text{kPa}$$

按照分层总和法计算其相应沉降量为 22mm,大于无边载时的 16mm。以变形量 22mm 确定有边载条件下复合地基承载力为 365kPa,桩和桩间土的荷载分担情况如表 4 所示。

有无边载时复合地基的承载力对比(2)

表4

	承载力(kPa)	桩顶荷载(kPa)	桩间土荷载(kPa)	沉降量(mm)
无边载	210	1110	150	16
有边载	365	1145	313	22
提高幅度	155	35	163	

同样反算其深度修正系数得:

$$\eta_d = \frac{f - f_k - \eta_b \gamma (b - 3)}{\gamma_0 (d - 1.5)} = \frac{365 - 210 - 0}{20(6 - 1.5)} = 1.72$$

按此方法修正,有边载条件的桩顶荷载水平发挥度略大于无边载条件。为保证桩的安全系数不降低,可考虑以下的深度修正方法。

(3)深度修正前后桩顶分担荷载相同

以深度修正前后桩顶分担荷载相同确定有边载条件下的复合地基承载力为

有无边载时复合地基的承载力对比(3)

表5

	承载力(kPa)	桩顶荷载(kPa)	桩间土荷载(kPa)	沉降量(mm)
无边载	210	1110	150	16
有边载	360	1110	310	21.5
提高幅度	150	0	160	

同样反算其深度修正系数得:

$$\eta_d = \frac{f - f_k - \eta_b \gamma (b - 3)}{\gamma_0 (d - 1.5)} = \frac{360 - 210 - 0}{20(6 - 1.5)} = 1.67$$

通过上面的计算,可以看出目前复合地基深度修正方法对某些土而言,可能偏于保守,特别是当土强度较高,对天然地基,规范允许的深度修正系数较大时,可能会严重低估复合地基的承载能力。

有人担心在作深度修正后,桩身的应力水平会比无边载条件提高很多。而通过本试验发现,在同一荷载水平下,有边载条件下桩的荷载分担比较无边载条件有显著的降低,在进行深度修正后桩身的安全系数仍有可能保持与无边载条件相同。

结论

1. 有无边载条件下复合地基静载试验结果表明,边载对复合地基承载力的提高具有明显的作用。有无边载条件下,桩顶荷载与桩顶沉降关系曲线差别较小,说明边载对复合地基中桩承载力影响不大;而桩间土荷载与桩间土沉降关系曲线则明显不同,边载作用提高了桩间土的承载力,荷载相同时,有边载条件下桩间土沉降量较无边载条件的沉降量要小得多。边载对复合地基的影响主要是通过提高桩间土的承载力来提高复合地基承载力。

2. 有无边载条件下复合地基荷载分担比也明显不同,与无边载条件相对比,有边载条件下复合地基中桩的荷载分担比较低,而桩间土的荷载分担比较高,桩需要在更高的总荷载水平下才能发挥其承载力。

3. 现行地基处理规范中规定,对不同的土质,复合地基深度修正系数均取 1.0 不尽合理,特别对于那些强度较高(天然地基规范给出的深度修正系数较高)的土,这一规定有可能低估复合地基的承载力。建议结合工程实践经验适当提高这类土的深度修正系数。

参考文献

- 1 阎明礼主编 《地基处理技术》 中国环境科学出版社 1996.2
- 2 李春灵 《有边载条件下 CFG 桩复合地基性状研究》 中国建筑科学研究院硕士学位论文 1999.6
- 3 阎明礼等 《CFG 桩复合地基试验研究》 中国建筑科学研究院研究报告 1992.8
- 4 《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91 中华人民共和国行业标准 中国计划出版社 1992.8
- 5 《桩基工程手册》《桩基工程手册》编写委员会 1995.9

真空—堆载联合预压法加固 高速公路软基的工程实例

赵维炳 吴跃东 施建勇

(河海大学岩土工程研究所 南京 210098)

前言

真空预压法是 1952 年瑞典皇家地质学院 W. Kjellman 教授提出的^[1]。在 50~70 年代,国内外进行了探索性的研究^[2,15],1957 年美国费城国际机场跑道扩建工程,采用真空预压与深井降水联合加固获得成功^[4];1973 年美国怀尼米海军实验室的威廉等人在现场试验的基础上提出了用渗流流网的概念来说明二维条件下真空预压的最终效果^[5];日本大阪港用喷射点大面积加固软基^[6]采用了该方法,并取得较好加固效果;前苏联为了提高滑动楔体液化土的稳定性,利用该方法较好地解决土坡的滑动问题^[7];1984 年日本港湾技术研究所的小林正树在锦海湾进行的真空预压现场试验,并采用了通常的等应变的砂井固结理论进行计算,计算沉降速率较实测快^[8]。

进入八十年代后,我国交通部一航局科研所在塘沽新港进行了现场试验,解决了一些施工工艺问题,在工程应用方面获得成功^[9-12],从此真空预压法在我国得到了推广和应用。由于该处理方法具有很明显的优点,加固软土特别是超软土地基时,不会产生土体的侧向挤出变形而破坏,对于加固面积大、承载力要求不是很高的工程具有明显的优势。该法已广泛应用于港口^[13]、码头^[14]、机场^[15]、工民建^[16]等工程建设。目前,我国使用该方法加固的地基面积已达几百万平方米。

真空—堆载联合预压法是在真空预压法和堆载预压法基础上发展起来的软基加固方法,该方法具有真空预压和堆载预压的双重效果;通过抽真空形成负压,当真空度达 80kPa 以上时,相当一次性施加 4~5m 高度的填土荷载。对于高速公路采用真空—堆载联合预压法加固软基,可利用路基填土做堆载,使土体在真空荷载和堆载联合作用下发生固结,强度能得到较大提高;同时,由于真空产生负压,使土体产生向内收缩变形,可以抵消因堆载引起的向外挤出变形,地基不会因填土速率快而出现稳定性问题,因此,真空—堆载联合预压法比堆载预压法更安全可靠,效果更好。为了更深入探讨真空—堆载联合预压的加固机理、加固效果和影响范围,开展相关的研究工作,对该方法在高速公路软基处理的应用和推广,具

* 收稿日期:2000 年 6 月

有重要的现实意义。河海大学岩土工程研究所在京珠高速公路广珠段 K46 + 634 ~ K46 + 889 开展了真空-堆载联合预压法加固软基的试验研究。

真空-堆载联合预压加固工程实例

1. 工程地质概况

试验段属珠江三角洲冲积平原区,地处广东省中山市港口镇新隆村,位于京珠高速公路广珠段海隆大桥与新隆中桥之间,桩号 K46 + 634 ~ K46 + 889,全长 259m,加固面积约 14461m²。

根据钻探及试验结果,试验段地层自上而下依次为:

①耕植土,厚度 0.5 ~ 1.5m,灰黄 ~ 灰褐色,由淤泥质土及亚粘土组成,可塑,含少量有机质。

②淤泥层,厚 3.0 ~ 5.8m,北薄南厚,灰黑色,粘性大,饱水流塑、局部夹薄层粉砂。

③淤泥质粉土层,厚 3.2 ~ 8.1m,灰 ~ 灰黑色,粉土含量占总量的 80%,饱水松散,含少量贝壳。

④淤泥,钻探至 30m 未见底。根据初勘报告,淤泥层厚度在 29 ~ 35m,厚度大、分布广、灰黑色、粉性大、饱水、流塑状态、局部夹薄层细砂。

工程评价:

1)试验段软土层较厚,最厚为 50.2m。从土的物理力学性质指标来看,该软土层含水量高(最高值 $\omega = 90.2\%$)、压缩性高、渗透性差、强度低,属性质极差的软淤泥。由于土体的粘粒含量、抗剪能力低、稳定性差,完成固结需要的时间长。

2)试验段在 4 ~ 11m 范围内分布有厚度不均的淤泥质粉土层,该层透水性强,虽对地基土的固结有利,但对采用真空预压加固软基不利。粉土层会使加固区外的水气进入加固区,影响真空度上升和维持,采用真空-堆载联合预压法加固软基时,必须对该粉土层采取密封处理措施。

3)根据打设袋装砂井前后的十字板抗剪强度试验结果,试验段软土层十字板强度 C_u 最低仅为 2.2kPa,抗剪强度低,并具有中高灵敏性,打设袋装砂井后,强度降低约 20 ~ 60%。因此,必须考虑施工扰动对土的结构的影响而造成土的强度降低。

土层主要物理力学性质指标

表 1

取样深度 (m)	含水量 $\omega(\%)$	湿密度 ρ_0 (g/cm ³)	孔隙比 e	液限 ω_L (%)	塑性指数 I_p (%)	液性 指数 I_L	压缩系数 a_{v1-2} (MPa) ⁻¹	固结系数 C_t (cm ² /s)	名称
2.4 ~ 2.6	90.2	1.51	2.439	68.8	36	1.59	2.17	8.19×10^{-4}	淤泥
5.3 ~ 5.5	26.1	1.97	0.715	26.0	7	1.06	0.44	6.23×10^{-5}	粉土
8.6 ~ 8.8	25.7	1.98	0.701	27.4	8	0.74	0.13	6.51×10^{-2}	粉土
13.4 ~ 13.6	59.4	1.68	1.562	47.4	23	1.53	1.74	2.30×10^{-1}	淤泥
18.6 ~ 18.8	57.5	1.65	1.596	60.0	29	0.92	1.39	2.39×10^{-3}	淤泥
24.2 ~ 24.4	64.8	1.62	1.777	64.1	35	1.03	1.45	1.45×10^{-3}	淤泥
28.6 ~ 28.8	61.8	1.65	1.677	60.7	32	1.03	1.13	9.10×10^{-4}	淤泥

2. 现场观测试验

为了检验真空—堆载联合预压法加固高速公路软基的效果,进一步研究真空—堆载联合预压加固机理,在试验段 K46+680 典型断面埋设大量现场观测仪器设备,包括:表面沉降板、分层沉降孔、孔隙水压力计和测斜孔等。

3. 施工概况

试验段 98 年 6 月开始真空—堆载联合预压加固软基施工准备工作,包括:清表、铺设砂垫层(厚度 70mm 左右,作为横向排水体)、打设袋装砂井(间距 1.5m、长度 20m、井径 $\Phi=70\text{mm}$,梅花形布置)、打设淤泥搅拌桩(桩长 11m,桩径 0.7m,搭接 0.2m)作为加固区四周纵向密封帷幕,防止淤泥质粉土层(4~10m)抽真空时漏气,影响加固效果。真空—堆载联合预压加固软基工程施工自 98 年 8 月 19 日开始,淤泥搅拌桩密封到 9 月 8 日完成,排水滤管埋设、密封膜铺设及真空系统安装到 9 月 19 日结束,并开始抽真空,9 月 23 日膜下真空度达到 60kPa,9 月 25 日真空达到 80kPa,以后一直保持在 80kPa 左右。11 月 2 日—11 月 12 日吹填第一层填砂(1.2m),11 月 19 日—11 月 26 日吹填第二层填砂(1.8m),12 月 2 日—12 月 8 日吹填第三层填砂(1.2m)到设计标高,填土荷载达 71.4kPa(不包括真空荷载 80kPa)。从整个施工过程来看,密封膜、膜面及膜周边密封良好,膜下真空度上升正常,并能保持稳定,后期堆载施工快速,达到缩短施工工期的目的,真空预压施工是成功的。1 月 21 日停止抽真空,后因业主担心工后沉降过大,又要求继续抽真空并超载 1.8m。

现场观测结果和分析

1. 表面沉降观测

表面沉降观测是软基沉降分析的基础,其变化规律是控制高速公路路堤施工进度和安排后期施工的最重要指标,也是理论研究结果是否正确的最直接检验标准和加固效果最直接的反映。根据真空—堆载联合预压法加固高速公路软基特点和施工过程,将处理过程分为真空预压阶段、真空—堆载阶段和联合预压阶段三个阶段来阐述加固过程中土体的变化特点。

(1) 真空预压阶段(98.9.18~98.11.1)

从表面沉降随时间变化曲线和表 2 可以看出,距加固区边缘(1,5 板)总沉降量相对较小,分别为 648mm,580mm。而加固区内(2,3,4 板)总沉降量相对较大,分别为 740mm,743mm,656mm。在真空度上升(从 0 上升至约 80kPa)阶段,日均沉降量约 30mm(98.9.19~98.9.28),最大日沉降量为 53mm,随后沉降速率逐渐变慢,日均沉降量约 15mm(98.9.29~98.10.27),10 月 27 日后,日均沉降量约 11mm,说明真空预压阶段的土体土固结变化速率也是一个渐变收敛过程,与堆载预压基本一致。

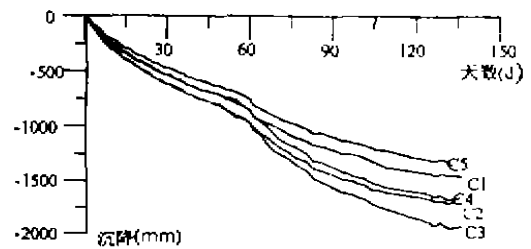


图 1 表面沉降随时间变化曲线

K46+680断面表面沉降资料分析表

表2

时间 \ 测点	C1			C2			C3			C4			C5		
	V	V _{max}	V _{min}	V	V _{max}	V _{min}	V	V _{max}	V _{min}	V	V _{max}	V _{min}	V	V _{max}	V _{min}
9.19~11.1 抽真空阶段	16	34	5	18	42	9	18	47	8	16	39	5	14	26	2
11.2~11.12 加载1.2m	8	11.5	3.3	12	16.5	7	13	23	5.7	11	16	5	9	11	4.7
间隙6天	18	22.5	13	16	17	10	17	23	16	16	16	9	14	13	10
11.19~11.26 加载1.8m	25	45	6	22	40	10	29	40	20	24	40	15	18	40	75
间隙6天	12	15	10	15	19.5	14	14	26	11	18	25	11	10	15.5	8
12.1~12.8 加载1.2m	11	15	7.2	13	18	10.8	13	20	16.2	13	16	11.5	9	12	7.8
12.9~1.21 真空—堆载联合	6	20	2.5	7	26.5	3.3	10	33	5.3	8	32	3.1	5.6	17.5	2.5

备注:沉降速率 v 的单位为(mm/d)。

(2)真空—堆载阶段(98.11.2~98.12.8)

从表面沉降随时间变化曲线和表2可以看出,在真空—堆载阶段,每一级堆载都伴随着沉降加速过程,总的趋势是加速过程随加载次数和堆载高度的增加逐渐延长,但沉降速率逐渐变缓。第一级堆载5块沉降板,最大沉降量为252mm,最小沉降量为154mm,最大日均沉降量为30mm;第二级堆载,最大沉降量为332mm,最小沉降量为262mm,最大日均沉降量为28mm;第三级堆载(到1998.12.5止),最大沉降量为169mm,最小沉降量为75mm,最大日均沉降量为24mm。三次堆载最大总沉降量为712mm,最小沉降量为571mm。

(3)联合预压阶段(98.12.9~99.1.21)

表面沉降时间变化曲线和表2表明,在联合预压阶段,各观测断面的累计沉降量变化趋势基本相似,即从开始沉降速率较大,逐渐趋于稳定性。通过与其它超载预压的资料对比可得,联合预压阶段的沉降速率的收敛速度大于超载预压的收敛速度,因此,联合预压的时间可少于超载预压时间。在联合预压阶段,5块沉降板中,最大的累计沉降为522mm,最小的累计沉降量为252mm;最大的沉降速率为33mm/d(开始阶段),最小的沉降速率为2.5mm/d(结束阶段)。

2. 水平位移观测

土体侧向位移速率大小是判别高速公路路堤地基稳定与否的控制指标之一,其变化规律可以监测地基各层土体的侧向变形发展情况,并可计算因侧向位移而引起的沉降量。根据不同时段侧向位移随深度变化的实测数据,可以了解真空—堆载联合预压法加固软基不同阶段土体的变化特点,进一步分析加固效果。

(1)真空预压阶段

从图2测斜管水平位移随深度变化曲线上看,在施工准备阶段,即铺设砂垫层后,各测斜管均有向外挤出变形,水平位移量在20mm左右。在抽真空阶段,各测斜管均有向加固区内的收缩变形,3号管(观测断面处)尤为明显,30天水平位移达200mm左右,导致沿加固区

边缘外 4m 处出现长 30m、宽约 100mm 的可见裂缝。说明真空—堆载联合预压加固可避免土体发生剪切破坏,加固效果明显优于超载预压。

(2)真空—堆载阶段

从图 3 测斜管水平位移随深度变化曲线和实测数据上看,在真空—堆载阶段,每一级堆载过程加固区均有向外的挤出位移,一般在堆载后一两天达到最大值,随后有一个较快的向内收缩位移,三四天后趋于稳定。三级堆载过程,第一级堆载向外位移最大,3 号测斜管两天向外位移 50mm 多。第二、三级向外挤出位移逐渐减小,最小的不到 20mm,向内收缩的幅度和速率也较平缓。其原因初步认为有两方面:

①真空预压阶段使加固区周围约束条件减弱,导致初次堆载产生较大的向外挤出位移。

②随着沉降量的增加土体固结度增大强度提高,抵御变形的能力逐渐变强,导致后两次堆载过程向外挤出位移递减。

(3)联合预压阶段

从图 4 测斜管水平位移随深度变化曲线可以看出,在联合预压阶段,各管的总体位移是向内发生变化,这种变化随着预压时间的延长,速度逐渐趋稳定。1 号测斜管总共向内位移了 18.7mm;2 号测斜管总共向内位移了 8.6 mm;3 号测斜管总共向内位移了 24.5mm。三根测斜管最大日位移量为 2.0mm(开始阶段);最小日位移量为 0.4mm(结束阶段)。各测斜管均发生向内位移,说明真空荷载在此阶段仍起着很大的作用,使土体向内收缩变形。

3. 孔隙水压力观测

孔隙水压力观测是了解地基土体固结状态最直接的手段,根据孔隙水压力的变化规律,分析地基土体的固结机理;通过不同深度孔压随时间变化曲线的实测资料,进一步研究真空—堆载联合预压加固软基的机理和土体强度增长规律。

(1)真空预压阶段

从图 5 孔隙水压力随时间变化曲线可以看出,在真空预压阶段,除埋设在 1m 和埋设在淤泥质粉土层内(7m)测点外,其它各测点(3m,5m,10m,15m,20m)的孔隙水压力在真空度从 0 上升至 80kPa 的期间(98.9.19~98.9.26)均呈上升趋势,由于真空压力作用土体向内收缩变形,孔压来不及消散,存在典型的曼德尔效应^[17]。1m~5m 测点由于受真空影响较大,孔

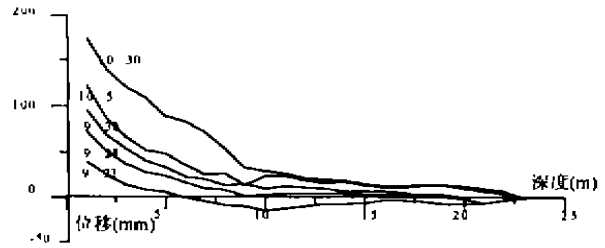


图 2 真空预压阶段 3# 测斜孔侧向位移随时间变化曲线

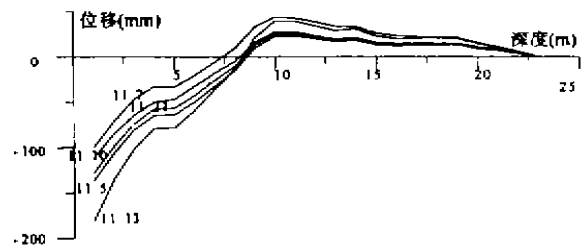


图 3 真空—堆载阶段 3# 测斜孔侧向位移随时间变化曲线图

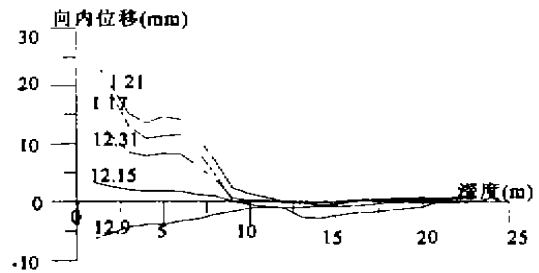


图 4 联合阶段 3# 测斜孔侧向位移随时间变化曲线图

压上升幅度不大,10m以下测点孔压上升幅度随深度加深而变大;各测点随着真空度达到设计荷载,并持续稳定后,孔隙水压力缓慢下降。埋在淤泥质细砂层内的7m测点,由于该层透气渗水性能好,抽真空阶段孔隙水压力一直呈下降趋势。距砂垫层较近的1m测点,由于抽真空对其的直接影响较大,在真空度上升(从0上升至约80kPa)阶段,它也呈下降趋势,最大负压接近20kPa,随后缓慢下降,真空阶段结束前基本保持在-10kPa左右。3m测点受抽真空直接影响较小,因此,仍有小幅的上升。而25m测点,由于真空压力影响较小(袋装砂井20m长),孔压几乎没有发生变化。

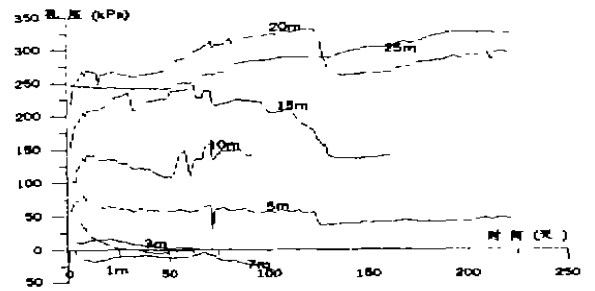


图5 孔压随时间变化曲线

备注:各测点孔压值属静水位孔隙水压力

(2)真空—堆载阶段

由孔隙水压力随时间变化曲线可以看出,在真空—堆载阶段,每一级堆载过程孔隙水压力都有一个上升趋势,随后逐渐下降;10m以上这种变化过程不是很明显,主要因为真空压力影响较大,孔压呈下降变化;10m以下较明显,与直接堆载预压相似,但是孔压明显下降比堆载预压较快。三次堆载过程比较,第一次变化较大,第二、三次幅度逐渐变小。

(3)联合预压阶段

由孔隙水压力随时间变化曲线表明,在联合预压阶段,除20m以下的两测点(20m测点、25m测点)随时间变化仍处上升外,其它各测点的孔隙水压力均处在缓慢消散的过程中,15m消散速度较快。由于有效加固区内土体继续向内收缩变形,受曼德尔效应的影响,导致袋装砂井深度范围内的孔隙水压力仍有一个上升趋势。从这些现象也可以看出,在联合预压阶段,真空荷载不仅起作用,而且影响深度远远大于超载预压影响深度。卸除真空荷载后,相当加固区向内收缩变形的力没有了,因而不存在曼德尔效应,淤泥层的孔压呈下降,且深度越深越明显。

4. 分层沉降

通过分层沉降的观测,可以了解地基不同层位的分层沉降量;根据分层沉降变化规律,进一步分析深层土的加固效果和加固影响深度。从理论上讲,真空预压是通过抽真空使加固区产生负压,该负压将土体内孔隙中的部分水排出,达到使土体加固的目的。

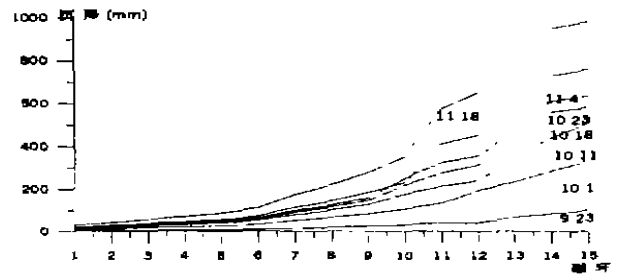


图6 分层沉降随时间变化曲线

备注:磁环深度 15(2.1m),12(7.4m),8(16.4m),4(24.5m),1(30.5m)

(1)真空预压阶段(98.9.18 ~ 98.11.1)

图6分层沉降随时间变化曲线显示,在抽真空阶段内,1~4m段沉降约190mm,4~10m段沉降约140mm,10~20m约沉降240mm,20m以下沉降约80~90mm,说明真空预压的效果是明显的,它的影响深度可以达到袋装砂井底以下约2~3m处。各分层的沉降量与土层性质和真空度有关,由于地表以下4~10m处有厚4~5m的淤泥质粉土层,使得4~10m段沉

降量较表面1~4m段小近50mm,另外,随着真空度的提高,各段的沉降速率由上至下逐渐加快,从图上看这种沉降速率的加快有个滞后过程,该滞后过程一般在二天左右。

(2)真空—堆载预压阶段(98.11.2~98.12.8)

从图6分层沉降随时间变化曲线可以看出,在真空—堆载阶段(1998.11.1~1998.11.18),10m以上段压缩约100mm,10m~20m段压缩约100mm,20m以下沉降约70~80mm。说明真空—堆载预压有效加固范围较深,深层的加固的质量好,将减少工后沉降。(11月18日后因施工原因遭破坏)

加固后土的物理力学指标分析和稳定分析

为了更好检验采用真空—堆载联合预压法处理高速公路软基的加固效果,进一步验证前面分析的加固机理,我们在该试验段加固后(6月24日)又进行了原位十字板试验和取样进行室内常规试验,对加固后土的物理力学性质指标进行比较分析。

1. 十字板试验

采用真空堆载联合预压法加固软基后强度增长明显,增值为7.4kPa~59.3kPa,为加固前的1.47~25.2倍。从图7可以看出,上部增长幅度大;对于加固前的原状土的十字板强度是随着深度的加深而缓慢增长,这与正常固结土有效应力随深度加深而逐步变大的规律是吻合的;而加固后土体的强度变化曲线的趋势是随深度加深而降低,说明上部土体加固效果好,与前面分析也是一致的。

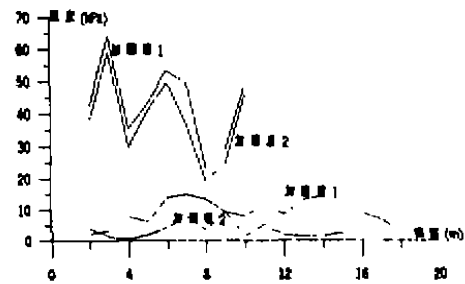


图7 加固前后十字板强度曲线

2. 室内试验

从加固前后土层的物理力学性质指标对比可以看出,加固后土体的上部存在硬壳层,孔隙比、含水量减少较多,密度增大,强度从4.9kPa提高到64.5kPa,增加幅度大,与原位测试规律吻合。随深度的加深,土体压密固结,但饱和度变化不大,说明土体还是属饱和土;孔隙比随深度的加深与加固前比略有减少,从而造成含水量也降低,而密度则略有提高,说明加固效果明显;从图7也可以看出,强度的增长随深度而缓慢降低;三轴排水试验强度指标C值也与十字板强度指标比较接近,加固后的压缩系数也有所降低,其降低的幅度随深度加深而减少,说明其规律与前面分析是吻合的,上部加固效果比下部要好。

3. 稳定分析

若只考虑堆载预压的作用,根据试验段堆载计划计算,各级荷载加荷后的整体稳定安全系数如表3:

表3

填土荷载	填土总荷载	时间	安全系数	备注
第一级(1.2m)	1.2m	预压1个月	2.4	
第二级(1.8m)	3.0m	预压2个月	1.7	
第三级(1.2m)	4.2m	预压3个月	1.2	

采用真空—堆载联合预压法加固高速公路软基进行稳定性分析时,必须充分考虑地基由于真空预压后强度增长快且土体是向内收缩的特点,经计算各级荷载加载后的整体稳定安全系数如表4:

表4

填土荷载	填土总荷载	时间	安全系数	备注
第一级(1.2m)	1.2m	真空预压后第37天	4.3	
第二级(1.8m)	3.0m	真空预压后第54天	2.3	
第三级(1.2m)	4.2m	真空预压后第67天	1.8	

根据实践和理论计算,在真空—堆载联合预压作用下,36天内完成4.2m的路堤填筑,其地基稳定是偏于安全的。

结论

通过对真空—堆载联合预压加固高速公路软基试验段的现场观测资料分析研究,可以得到以下几点结论:

1. 采用真空—堆载联合预压法加固高速公路软基,加固效果明显,试验段观测期间测得最大日沉降速率47mm/d超出规范允许值10mm/d很多。类似本工程地质、路堤条件,采用该方法加固软基,可以参考本试验段的加载计划。

2. 侧向位移量和位移速率与荷载的施工方式有关,随着荷载增加,位移速率增大,加载停止,位移量和位移速率显著减小。与堆载预压不同的是水平位移不是向外位移,而是使土体产生向内收缩变形,因此可以加快填土速率,缩短工期,带来明显的经济效益。试验段软土具有含水量高、压缩性大、抗剪强度低的典型特征,在这样的软基修筑高等级公路,填筑路堤的速度是制约施工工期的关键因素。表5是以试验段为例各软基加固方法的施工工期对比表,从表中可以看出该方法的优势。

施工工期对比

表5

软基加固方法	施工准备	路堤填筑	预压期	施工工期
真空—堆载联合预压 (真空为80kPa)	45天	81天 (包括真空预压44天,填土4.2m)	90天	172天
普通超载预压 (按超载1.8m计算)	45天	210天 (采用薄层轮加法,填土6.0m)	180天	435天
复合地基处理 (粉喷桩)	60天	150天 (包括90天龄期,填土4.2m)		210天

3. 真空—堆载联合预压法在加固软基过程中,较好地解决了路堤填筑过程中的稳定性问题,由于加固区始终处于负压状态,土体产生向内的收缩变形,该向内的收缩变形可以抵消由填土产生的向外的挤出变形,因此,对路基稳定非常有利。

4. 对渗透系数较大土层,孔压消散较快,1m、3m、7m处孔压均为负值,幅度也较大,而渗

透系数很小的淤泥层,在砂井加固范围孔压变化与堆载预压相似,每次堆载过程,孔压都有一个上升趋势,随后缓慢回落;而在深层的孔压则呈缓慢上升趋势,有较明显的曼德尔效应。

5. 采用真空-堆载联合预压法加固软基,加固深度较深,减少了工后沉降;试验段分层沉降实测资料说明,能消除下卧软土层的部分沉降。另外,当填土达到设计标高后,真空荷载又相当于3~4m的超载(真空度维持在80kPa),此超载量对消除工后沉降也大有益处。

参考文献

- 1 W. Kjellman. Consolidation of clay by Means of Atmospheric Pressure. Proc. Conference on Soil Stabilization MIT, Boston, 1952.
- 2 王仁权. 用真空预压法加固淤泥地基的初步探讨. 中国土木工程学会哈尔滨分会, 1957.
- 3 天津大学地质地基教研室, 真空排水固结试验研究, 天津土工创刊号, 1961.
- 4 Holton. G. R. Vacuum Stabilization of Subsoil beneath Runway Extension at Philadelphia International Airport. Proc. Sixth ICSMFE. Vol. 2, 1965.
- 5 P. J. Valent, Investigation of the Seafloor Preconsolidation Foundation Concept, Naval Civil Engineering Laboratory, May, 1973.
- 6 M. Mikasa, etc. Soil Improvement by Dewatering Osaka South Proc. Geotechnical Aspects, of Coastal Reclamation Projects in Japan, 1981.
- 7 Arutiunian R. N. Vacuum - Accelerated Stabilization of liquefied soil in landslide body. proc. of VIII ECSMFE. 1983.
- 8 小林正树、土田孝. 锦海湾真空压密工法現地实验. 港湾技术资料. No 476. 1984.
- 9 叶柏荣、陆舜英、唐羿生、高志义. 袋装砂井—真空预压加固软土地基. 港口工程. 1983. 1.
- 10 唐羿生、叶柏荣. 天津新港真空预压加固软土地基典型工程总结. 交通部一航局科研所. 1983. 12.
- 11 唐羿生等. 真空预压法加固软土地基现场试验研究及应用. 交通部一航局科研所. 第四工程公司. 1985. 10.
- 12 钱征等. 袋装砂井预压法加固新港软土地基的试验研究. 水运工程. 1981. 9.
- 13 柴长清. 港口建设中软基加固的重要突破. 港口工程. 1989. 4.
- 14 高志义、苗中海. 南方机场软土地基真空预压. 港口工程. 1992. 1.
- 15 赵忠良、康尚炜、丁向南. 真空预压法在机场地基处理中的应用. 地基处理. 1997. 12.
- 16 尚世佐、丁桂清、叶柏荣. 真空预压法加固软土地基在工民建中的应用. 第三届塑料排水板加固软基技术研讨会论文集. 南京河海大学出版社. 1996. 10.
- 17 钱家欢、殷宗泽编著. 土工原理与计算(第二版). 水利电力出版社. 1993. 6.

发泡苯乙烯轻质土(SLS)的工程特性试验

马时冬 李鹏斌 涂帆

(国立华侨大学 泉州 362011)

发泡苯乙烯轻质土(SLS)简介

发泡苯乙烯轻质土(SLS)工法和模压聚苯乙烯泡沫塑料(EPS)工法都是不用进行地基处理的软基处理方法。

早在70年代,挪威、荷兰等欧洲国家就开始将模压聚苯乙烯泡沫塑料EPS(Expanded Polystyrene)用作为轻质路堤及构筑物的减压材料。EPS材料非常轻,密度仅为普通填土的(1-2)%。但由于价格昂贵,强度偏低(应变5%时,强度80kPa),蠕变性较大,长期强度降低等原因,至今应用不广。针对EPS存在的问题,开发了SLS。

发泡苯乙烯轻质土SLS(Stabilized Light Soil)是将土或砂和发泡苯乙烯颗粒(球粒、碎粒、碎片等)混合,再添适量水泥(或其他固化剂)制成质量轻、强度大、变形小又早硬的材料。其密度、强度、模量可以根据具体工程要求来决定。SLS材料的轻质性可减轻上部填土重量,降低地基中的应力水平,提高稳定性和减少沉降;其高强和快硬性,可减小侧压力,缩短工期。一般用于软弱地基上的填土及桥台、挡土墙背的填土,也可用于地下工程和管线工程的回填料。如图1所示。

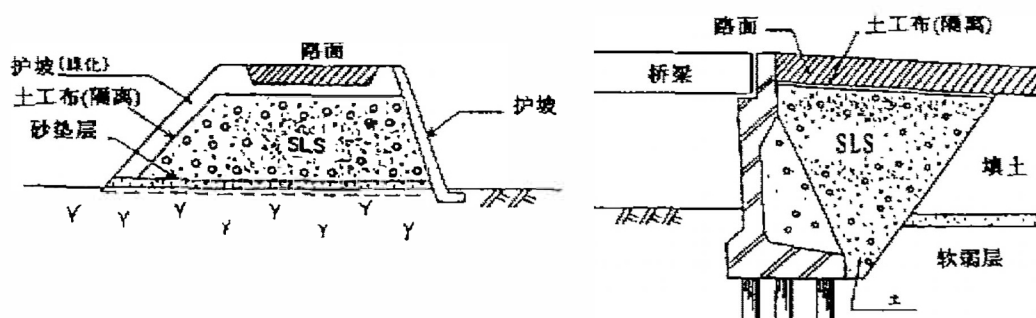


图1 SLS工法应用示意图

在制备SLS材料时,可购买发泡苯乙烯球粒,也可因地制宜地利用称为“白色污染”的废泡沫塑料、建设废土和其他工业废料,兼顾环境问题。

SLS工法在日本等国已经产业化。主要参数范围:密度 $0.7 \sim 1.5t/m^3$;水泥掺量 $2 \sim 8\%$

(对土或砂的干燥重量);无侧限抗压强度 20~500kPa。

考虑到 SLS 工法的广阔应用前景,希望能结合我国实际情况推广应用,在福建省交通厅的支持下,开展了试验研究。

试验研究目的和内容

轻质填土属于应用性很强的研究项目,必须在实验室研究的基础上进一步开展生产性研究。我们目前尚处于实验室研究阶段,研究对象主要是公路软基及桥台背后的填土,着重探讨 SLS 材料的轻质(密度)、高强(强度)、变形小(压缩模量)间的相关关系。找出有工程应用前景的配方。

作为第一阶段的试验,骨料采用干燥中砂(干密度 $1.6\text{g}/\text{cm}^3$),轻质材料采用发泡苯乙烯球粒(粒径 1~3mm、密度 20g/l 左右),通过以下参数来评价轻质填土的工程性质:密度、无侧限抗压强度、结构强度、压缩模量、压缩指数、回弹指数、CBR 等。

试验中考虑以下几方面的影响因素:

①发泡苯乙烯球粒和砂的容积比(调整密度)

砂的容积以轻型击实的 50% 击实能下的状态测定。

发泡苯乙烯球粒的容积以自然堆积状态测定。

②水泥掺量(C):干燥砂重的 4%、6%、8%。

③水灰比(W/C):0.8、1.0、1.2。

④养护时间(T):7、28、60 天。

试验成果与分析

通过调整发泡苯乙烯球粒和砂的容积比(以下简称容积比),以轻型击实的 50% 击实能制备试样,制成不同密度的试样组。在同一密度的试样组里,考虑各种影响因素(水泥掺量、水灰比、养护时间),分析测定无侧限抗压强度、结构强度、压缩模量、压缩指数、回弹指数等。无侧限抗压强度在高压三轴仪上测定,试样直径 5cm,高 10cm;其他参数在高压固结仪上测定,试样面积 30cm,高 2cm。

将代表性试验结果汇总于表 1,表中数据为每组试样(3~5 个)的平均值。

将表 1 中容积比为 1:1 的部分试验成果示于图 2~图 8。

图 2 是不同水泥掺量(C)的无侧限抗压强度(q_u)~龄期(T)关系曲线(W/C=1)。

图 3 是 $e \sim \log P$ 曲线(C:8%, W/C=1, T:28 天)

图 4 是不同水灰比(W/C)的应力(σ)~应变(ϵ)曲线(C:8%, T:28 天)

图 5 是不同龄期(T)的应力(σ)~应变(ϵ)曲线(C:8%, W/C=1)

图 6、图 7、图 8 分别是水灰比(W/C)与结构强度(P_c)、压缩模量(E_s)、压缩指数(C_c)的关系曲线(C:8%, T:28 天)。

水泥掺量为 8%,水灰比为 1,龄期 28 天的承载比 CBR=3.9%

由于制备试样时不可避免的人为因素影响,试验结果有一定的离散性,但总体规律性还是很好。

发泡苯乙烯球粒轻质填土试验结果汇总表

表 1

容积比	水泥掺量 %	水灰比 W/C	击实筒密度 ρ (g/cm ³)	无侧限抗压强度 q_u (kPa)	结构强度 P_c (kPa)	压缩模量 E_s (MPa)	压缩指数 C_c	回弹指数 C_s
1.5:1	4	1.0	0.80	96.4	150	2.00	1.13	0.020
	6		0.81	164.3	265	2.86	1.39	0.018
	8		0.80	204.6	305	4.76	1.07	0.015
1:1	4	1.0	1.06	144.0	340	4.88	0.60	0.009
	6		1.08	220.9	480	6.25	0.62	0.010
	8	0.8	1.05	261.2	490	7.63	0.70	0.012
		1.0	1.07	311.7	580	9.09	0.83	0.011
		1.2	1.09	292.7	400	7.69	0.73	0.012

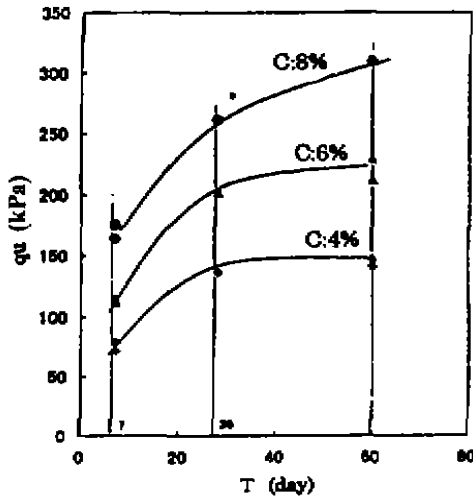


图 2 无侧限抗压强度(q_u)~龄期(T)关系曲线

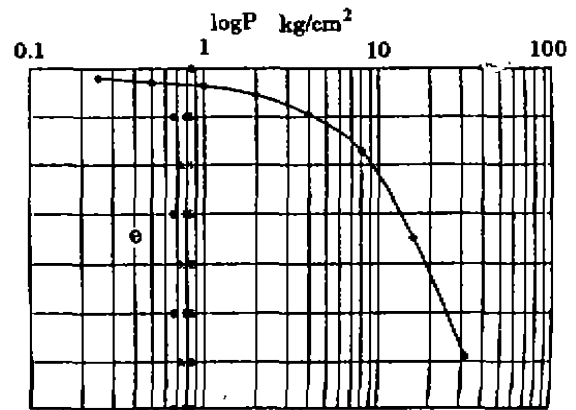


图 3 $e \sim \log P$ 曲线

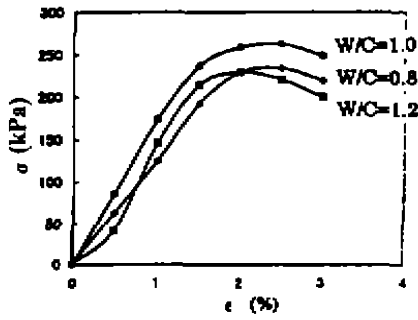


图 4 不同水灰比(W/C)的应力(σ)~应变(ϵ)曲线

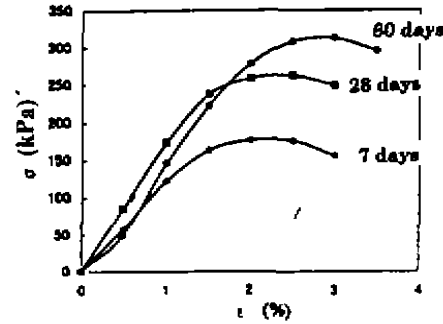


图 5 不同龄期(T)的应力(σ)~应变(ϵ)曲线

有实测资料表明^[1],公路路基中的应力不大于 50kPa。所以,从表 1 中的参数来看,发泡苯乙烯球粒轻质填土有足够大的结构强度、无侧限抗压强度和压缩模量,且回弹指数很小,这些都说明适宜作填土材料。但是,这类材料的压缩指数偏大,当荷载超过结构强度,压缩性变大,因此,对于这种材料,一定要控制荷载,使其不超过结构强度。图示的曲线也反映了各种规律。如:

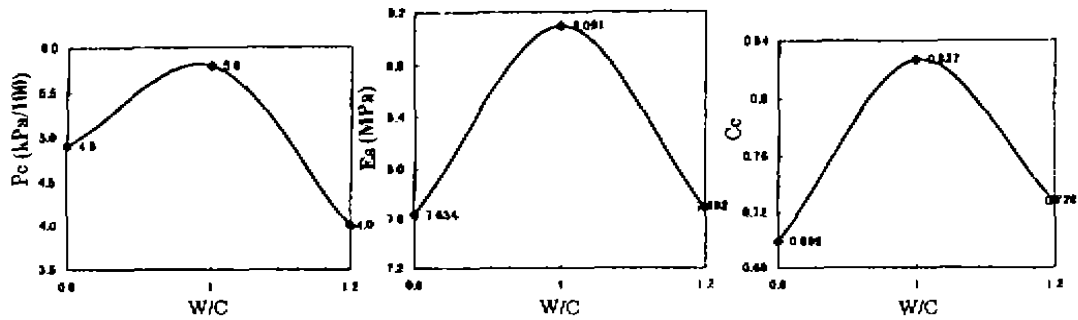


图6 水灰比与结构强度的关系 图7 水灰比与压缩模量的关系 图8 水灰比与压缩指数的关系

图2表明,随着水泥掺量的增大,无侧限抗压强度相应增大,而且后期强度(28天后)的增幅也大。

图3的 $e - \log P$ 曲线表明了发泡苯乙烯球粒轻质填土的结构性。

从图4、图5的应力-应变曲线来看,有明显的峰值,属应变软化型,破坏应变为3%左右。以水泥掺量为8%,水灰比为1,龄期28天为例,当应变3%时,抗压强度311.7kPa,与EPS板材(应变5%时,强度80kPa)相比,约为EPS的4倍。

图6、图7、图8表明了水灰比的影响,当水灰比为1,无侧限抗压强度、结构强度、压缩模量都最高。但是压缩指数也最高,说明结构性强的材料,一旦结构破坏,压缩性变大。

结语

从现有的试验结果来看,我们制备的SLS试样的工程性质可以达到国外同类材料的指标。下一步要考虑结合环保,采用废泡沫塑料碎粒及废土,进一步减低造价。

要将SLS工法直接应用于工程,必须要解决拌和机械和拌和质量问题。因为发泡苯乙烯颗粒非常轻,而砂或土比较重,如何通过水泥和水使之充分拌和达到均匀的状态是保证质量的关键。

要使SLS工法取得更好的效果,可与土工合成材料配合使用。

参考文献

- 1 久樂勝行 青山恵明 发泡スチロールの軽量盛土材として適用性に関する実験的考察 土木技术资料 NO.10, 1988
- 2 发泡スチロールを用いた軽量安定処理土(SLS)に関する論文集 株式会社SLS 株式会社ジオ ज्याイロ 1991



主持人: 龚晓南

“承载力”应是结构的特性

沈珠江

(南京水利科学研究院 南京 210029)

混淆材料特性与结构特性,是目前工程界普遍存在的一种现象。国内文献中把 Rigidity 和 Stiffness 都译成刚度,就是其中的典型。其实,前者是材料特性,可译成刚度;后者是结构特性,宜译成劲度。可是,目前“总刚度矩阵”的叫法已在有限元文献中泛滥,正如先贤徐芝纶院士所言,这一不恰当的名称恐怕已无法纠正了。

同样的问题也存在于岩土工程界。最典型的莫过于“承载力”一词了。压缩模量和强度指标 c 、 φ 是材料特性,这是大家都清楚的。可是要问“承载力”究竟是材料特性还是结构特性,可能不是所有人都能确切回答了。其实只要考虑以下一个简单的问题,就不难确认“承载力”是结构特性。试想同一个土层,在其上修建不同的基础,如浅基础、深基础和桩深基础,那末其承载力显然是不同的。人们可以说某一土的压缩模量是多少,但笼统地说它的承载力是多少恐怕是不合适的。由此可见,土层承载力的确定,应针对具体工程的特点,即在其上准备修建的基础和上部结构统一考虑后作出。换句话说,这是设计部门的事。目前习惯由勘测部门提供“承载力”的做法,不仅不合理,也可能引起严重的后果。一旦工程出事,设计部门可以把责任推到勘测部门所提供的承载力的数据上。因此本人认为,今后在各种设计和勘测规程中应明确规定勘测部门不再提供“承载力”的数据。

顺便指出,土力学文献中“极限平衡”这一名词也常常存在混淆的用法。“极限平衡”应是结构的状态,土体中某一点达到破坏状态宜称为屈服或塑流。



主持人:龚晓南

岩土工程中有限单元法的功能和局限性

陈愈炯

(中国水利水电科学研究院 北京 100044)

1998 年美国土木工程师协会在波士顿召开了年会,曾以“有限单元法(FEM)对岩土工程起了什么作用”为题进行了讨论。四个主要发言人为:国家工程院院士 Christian^[1],著名教授 Duncan^[2],研究员 Whittle^[3]和顾问工程师 Marr^[4]。笔者将他们的发言要点汇总摘录如下,不妥之处请读者指正。

发展历史

FEM 最早应用在飞机制造业,目的是取得精确的计算结果,以期尽量减少机身的重量。Clough 和 Woodward^[5]首先将 FEM 引进岩土工程领域,他们在 1967 年撰文报导了 FEM 给出的土坝坝体的应力和位移。早期的有限元计算仅局限于自己编制程序的少数岩土工程师,那时的计算机的能力差,计算工作化费时间很多。经过约 30 年的努力,高性能、价格公道的小型计算机已经问世。分析各类岩土工程问题的通用的和专用的计算程序也可以买到。在美国约需投资一万美元就可将硬件和主要软件购置起来,计算速度也大大加快。

功能

在掌握 FEM 之前,岩土工程师的计算能力有限,他们不得不采用高度简化的半经验方法。FEM 打断了这一枷锁,现在我们可能在分析计算中计及土的复杂性质,各式各样的土层断面以及施工过程的影响。现有的岩土工程计算程序不但可以分析土体的渗流,应力和位移,固结,稳定和土与结构物的共同作用问题,还可分析土动力学,基坑开挖,锚拉杆,土工织物等问题。在程序中已经考虑到土的有效应力法和常用的土的本构模型。有些程序可以做到自动绘制网格,计算成果以图示方式表示,甚至能做到只需输入一次基本资料,就可进行诸如渗流,变形和稳定等一系列计算。

如果 FEM 在岩土工程中应用得比较得法,则有可能取得比以前更精确的预估,还可能深入了解问题的性状实质或关键的土体部位,甚至做到突破传统的设计。它还可帮助岩土工程师根据早期的现场观测资料,推算出合适的土性质指标,从而推算出最终情况。还可帮

助分析失事的原因等。

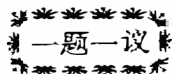
局限性

应该强调的是 FEM 并不能取代岩土工程的基本工作,所谓基本工作就是土层和场地情况的了解,土性质的测定和控制土体性状的主要因素判定。相反,这些工作必须做得比以前更详细,更小心,才能充分发挥出 FEM 的优点来。

虽然 FEM 有能力进行复杂的运算,但是复杂的土的性质,土层情况和施工过程,是不可能在计算中很确切地进行模拟的。因此,不要过分相信计算结果。此外,工程师是看不见计算过程的,他无法核查其中是否有错。因此,他必须先检查程序本身是否有问题,诸多检查方法之一是用此程序计算已经有理论解的土工问题,方法之二是改变计算参数值或边界条件,定性上检查计算结果是否合理。其次,岩土工程师在进行 FEM 计算之前,应采用高度简化的半经验方法算出大致答案,以此答案与继后取得的 FEM 结果相比较,看看两者是否离谱。最重要的是必须根据经验对 FEM 的计算成果进行判断和解释,但这一工作极需技巧。如果说购置 FEM 的硬件和软件约需一万美元,则培养一个合格的计算人员需化费更多的投入。正由于 FEM 还有这些局限性,因此有的工程师认为进行有限元计算的主要目的是洞察情况,而不是取得数字值。总之,要防止以 FEM 取代资料的收集和现场情况的了解,判断。防止为了计算而计算和盲目信任计算程序。如果不注意这些,则计算结果似乎不可能是有用的,或甚至于引入歧途和危险的,其副作用是破坏了 FEM 的名声。

参考文献

- 1 Christain, J. T. What has the finite element method done for (or to) geotechnical engineering, *Civil Engineering Practice, Journal of the Boston Society of Civil Engineers Section/ASCE*, Vol. 14, No. 2, pp.73 ~ 74, 1999.
- 2 Duncan, J. M. Applying the finite element method to practice use in geotechnical engineering, *ibid*, Vol. 14, No. 2, pp.75 ~ 80, 1999.
- 3 Whittle, A. J. The role of finite element methods in geotechnical engineering, *ibid*, Vol.14, No.2, pp.81 ~ 88, 1999.
- 4 Marr, W. A. Effective uses of finite element analysis in geotechnical engineering, *ibid*, Vol.14, No.2, pp.89 ~ 98, 1999.
- 5 Clough, R. W. and Woodward, R. J., III, Analysis of embankment stresses and deformations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 93, No. SM4, pp.529 ~ 545, 1967.



主持人: 龚晓南

关于《土工试验方法标准》 中压缩模量公式的讨论

高大钊

(同济大学岩土工程研究所, 上海, 200092)

《土工试验方法标准》(GB/T 50123 - 1999) 14.1.10 条规定: 某一压力范围内的压缩模量, 应按下式计算:

$$E_s = \frac{1 + e_0}{a_s} \quad (14.1.10)$$

这个公式中的 e_0 是初始孔隙比, 亦即未施加荷载时土样的孔隙比。

在《建筑地基基础设计规范》(GBJ7 - 89) 中, 也采用相同的公式。

其实, 这个公式在概念上是错误的, 不符合土力学的压缩定律, 与固结试验得到的非线性 $e \sim p$ 曲线的客观现象不符。压缩模量正确的表达式应当是:

$$E_s = \frac{1 + e_i}{a_v}$$

下面根据该标准对压缩系数的定义以及压缩系数和压缩模量都是指某一压力范围的规定, 推导压缩模量的表达式。

公式(14.1.10)中的压缩系数 a_s 按该标准的 14.1.9 条规定: 某一压力范围内的压缩系数按公式(14.1.9)计算:

$$a_v = \frac{e_i - e_{i+1}}{p_{i+1} - p_i} \quad (14.1.9)$$

在公式(14.1.9)中, e_i 为在压力 p_i 作用下的孔隙比, e_{i+1} 为在压力 p_{i+1} 作用下的孔隙比, 在土的三相图中, 从 p_i 到 p_{i+1} 的压力范围内, 土样的起始高度是 $1 + e_i$, 而不是 $1 + e_0$ 。因此土样的压缩应变增量应由下式求得:

$$\Delta \varepsilon = \frac{e_i - e_{i+1}}{1 + e_i}$$

则相应压力范围的压缩模量表达式导出如下:

$$E_s = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon} = \frac{p_{i+1} - p_i}{\frac{e_i - e_{i+1}}{1 + e_i}} = \frac{1 + e_i}{a_s}$$

收稿日期: 2000 年 7 月

也有同志提出用该标准公式(14.1.8)推导的问题,现将公式(14.1.8)摘录如下:

$$e_s = e_v - \frac{1 + e_v}{h_v} \Delta h_s \quad (14.1.8)$$

从公式(14.1.8)出发,只有在 $e \sim p$ 曲线为线性的假定条件下才能得出公式(14.1.10)的表达式,但线性的假定是不符合实际的。

顺便指出,按照 14.1.7 条的符号说明,这个公式中的 Δh_s 应当写作 $\Sigma \Delta h_s$ 。

通 知

本刊自第 12 卷第 1 期(总 42),即 2001 年起,拟增加英文文题、英文提要(100 字左右)以及作者姓名和单位所在地的汉语拼音,请投稿者注意,务请列入。

《地基处理》编辑部

2000 年 6 月



主持人: 龚晓南

漫谈土的抗剪强度和抗剪强度指标

龚晓南

(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

众所周知,摩擦型材料的抗剪强度不仅与材料性质有关,还与作用在剪切面上的法向应力大小有关。人们常用抗剪强度指标来描述摩擦型材料的性质,采用摩尔—库伦定律计算该类物体的抗剪强度:

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (1)$$

式中 c ——粘聚力;

σ ——剪切面上的法向应力;

φ ——摩擦角。

通常将土体视为摩擦型材料,用式 1 来计算土体的抗剪强度。 c 、 φ 是描述土体材料属性的抗剪强度指标, τ_f 是土体抗剪强度。在工程讨论或在工程报告文件中经常听到或看到某土层抗剪强度 c 和 φ 是多大,这种将抗剪强度指标大小与抗剪强度大小相混淆显然是不合适的。

土是多相体,以饱和粘性土为例,土体在经受外荷作用时是处于排水状态还是不排水状态,对其抗剪强度值是有不小影响的。另外剪切面上的法向应力也有两种描述,一种是总应力 σ ,另一种是有效应力 σ' 。因此图 1 中单元土体 A 的抗剪强度 τ_f 表达式如下:

不排水条件下:

$$\begin{aligned} \tau_f &= c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \\ &= c + (\sigma' + u_f) \operatorname{tg} \varphi \end{aligned} \quad (2)$$

也可表示为

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (3)$$

上两式中, c 和 φ 称为总应力强度指标, c' 和 φ' 称为有效应力强度指标, u_f 为土体破坏时超孔隙水压力。由式 2 和式 3 计算得到的抗剪强度值 τ_f 应是相等的。

完全排水条件下,通常指剪切过程中土体中超孔隙水压力及时得到消散,土体中总应力和有效应力值是相等的。完全排水条件是一种理想情况。完全排水条件下,土体抗剪强

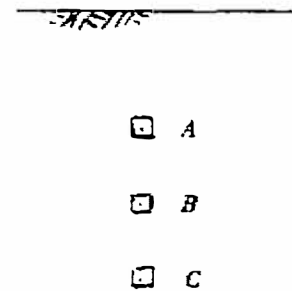


图 1 地基土体抗剪强度

度表达式为

$$\tau_d = c_d + \sigma \lg \varphi_d \quad (4)$$

上式中完全排水条件下抗剪强度指标 c_d 和 φ_d 与有效应力强度指标 c' 和 φ' 基本上是相等的, 但由式 4 计算得到的完全排水条件下土体的抗剪强度值 τ_{dD} 比由式 2 和式 3 计算得到的不排水条件下土体的抗剪强度值要大得多。常规三轴固结不排水剪切试验(CIU 试验)和固结排水剪切试验(CID 试验)有效应力路径如图 2 所示, τ_{dD} 为排水条件下土体抗剪强度, τ_{dU} 为不排水条件下土体抗剪强度。由图中可看到不排水条件下和排水条件下土体抗剪强度的差别。

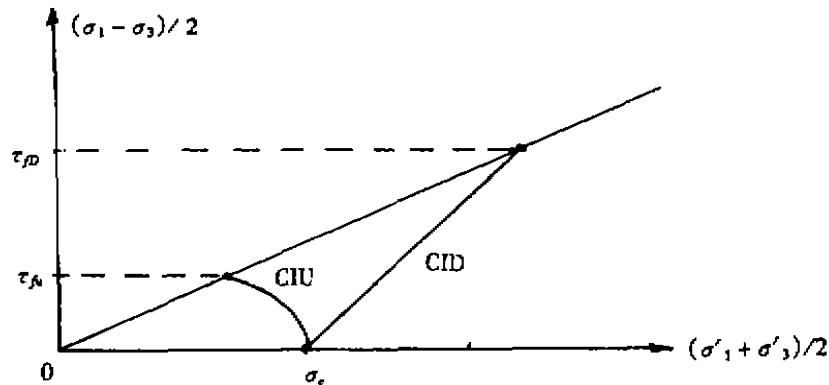


图 2 CIU 试验和 CID 试验的有效应力路径

地基土体在荷载作用下不可能处于完全不排水状态, 也不可能处于完全排水状态。实际地基中土体处于两者之间, 视土体渗透性大小及土层边界排水条件而定。实际地基中土体抗剪强度也处于两者之间。当土体渗透系数较小时, 加荷速率较快时, 稳定分析取不排水抗剪强度是合适的, 而且是偏安全的。

一般情况下, 地基土体抗剪强度是随着加荷过程变化的, 而其抗剪强度指标(总应力强度指标 c 和 φ , 有效应力强度指标 c' 和 φ')应是不变的, 或者说基本上不变, 是定值。从这一点看, 强调抗剪强度与抗剪强度指标的涵义的差别也很有必要。

下面讨论地基土体不排水抗剪强度的测定方法。设图 1 所示为均质地基。采用不固结不排水三轴试验可以测定 A、B、C 三个单元土体的不排水抗剪强度值 $(C_u)_A$ 、 $(C_u)_B$ 和 $(C_u)_C$ 。由于所处深度不同, 土体上覆土重不同, 三个单元土体的不排水抗剪强度值是不相同的, 且 $(C_u)_C > (C_u)_B > (C_u)_A$ 。由十字板试验结果可知土体不排水抗剪强度值对均质地基或对同一层土沿着深度是线性增长的。采用固结不排水试验可以测定地基土体的总应力强度指标和有效应力强度指标。根据地基土体中的固结应力可以应用式 2 或式 3 计算地基中各种深度土体的不排水抗剪强度。由上述分析, 采用不固结不排水三轴试验和三轴固结不排水试验均可测定土的不排水抗剪强度。应该指出的是: 前者一个试验只能测定地基中某一点土的不排水抗剪强度, 它不能代表一个土层的不排水抗剪强度。如应用于稳定分析, 应测出多点, 并推出不排水抗剪强度沿深度的分布规律。后者得到的是土层土体的材料属性, 地基土体不排水抗剪强度可以根据地基中初始应力应用式 2 或式 3 计算。两者比较: 一个

是测定某一单元土体的抗剪强度,一个是测定某一土层的抗剪强度指标。从这里也可看到区分抗剪强度和抗剪强度指标的重要性。

顺便指出某些教科书认为:当土体渗透系数较小,排水条件不良,加荷速率较快时,土体的抗剪强度可由不固结不排水试验测定,而不能由三轴固结不排水剪切试验测定。笔者认为上述概念不是很合适。根据前面分析,不固结不排水三轴试验和固结不排水试验均可用以测定土体的不排水抗剪强度值。软土地基不排水条件下稳定分析时既可采用不固结不排水剪切试验测定的不排水抗剪强度值,也可采用固结不排水剪切试验测定的强度指标推算得到的不排水抗剪强度值。忽略试验误差,对同一地基土层同一深度的土体,两者测定的不排水抗剪强度值应是相等的。

前面谈到通常将土体视为摩擦性材料,但地基土体有其特殊性。一般摩擦性材料,加载和卸载时抗剪强度指标是一致的。由于地基土体的结构性,其抗剪强度指标是分段的,如图3所示,图中 p_c 可理解为前期固结压力,或土体结构性强度点 A 所对应的横坐标值。第一段摩尔包线纵坐标轴上截距为 c , 与横坐标轴成 φ_c 角;第二段摩尔包线与横坐标轴成 φ

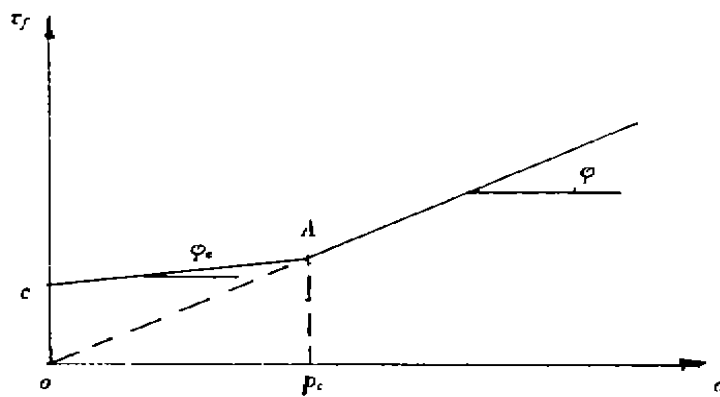


图3 地基土体抗剪强度指标

角,纵坐标轴上截距等于零,或接近于零。这一概念笔者认为在工程界和学术界普遍重视不够,在卸载区域稳定分析时不是没有想到强度指标取值的不同,就是想到也难以从工程地质勘测报告中获得有关参数。