

目 次

论 文

- 关于发展环境岩土工程的几个问题.....张在明 (4)
- 不同土性对加固土加固性能带来的影响.....邓安 (13)
- 一种新型地下水控制技术——射流井减压降水技术.....葛楠, 靳国厚, 郑月兰 (19)
- 填石强夯处理软弱粉土地基试验研究.....叶兴永, 朱晓曦 (24)
- 初论土中开口预应力管桩的闭塞系数.....胡根兴, 陈如连, 张国光 (32)
- 振动沉管灌注桩若干问题的探讨.....曹沂风 (36)
- 群桩沉降计算的简易理论.....何思明 (44)
- CFG 桩复合地基不均匀沉降原因分析.....杨捷 (49)
- 天津地区应用水泥土粉喷桩的问题简析.....李克骥, 孙宝成, 李跃义 (53)
- 武汉国际证券大厦工程深基坑施工及监理.....曹可之 (58)

一题一议

- 试论有效应力法与总应力法的应用.....宋二祥 (64)

外文摘要

- 非均质土裙边基础的承载力研究.....Y.Hu (85)
- 悬臂式板桩墙净压力分析.....R.A.Day (86)

关于发展环境岩土工程的几个问题*

张在明

(北京市勘察设计院 北京 100038)

[提要] 本文概要地分析了环境岩土工程作为学科分支产生和发展的依据,讨论了环境岩土工程在工作内容和方法方面的特点,希望起到抛砖引玉的作用。

为什么在“岩土工程”中会分化出“环境岩土工程”学科

1982 年在旧金山召开的第 10 届国际土力学与基础工程学术会议上,有学者提出了一篇关于《环境岩土工程现状报告》的文章,引起了同行的注意。此后数年,环境岩土工程“正式”分化出来,似乎可以以美国的《土力学与基础工程杂志(Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering)》更名为《岩土与环境工程杂志(Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering)》作为一种标志。在英文中“环境岩土工程(Geoenvironmental Engineering)”是一个新的词汇,就象当年 Terzaghi 首先使用“岩土工程”这个词汇一样,“环境岩土工程”这个词汇的出现是这门新的学科分支形成和不断完善的产物。1986 年召开了第一届国际环境岩土工程学术会议(1st Symposium on Environmental Geotechnology)。其后 3 年,在我国上海的同济大学召开了第二次会议,可以说,这种分化被比较广泛地公认和肯定下来。

什么是环境岩土工程,有一些略有差别的定义,龚晓南在《21 世纪岩土工程发展展望》一文中指出,“环境岩土工程是岩土工程与环境科学密切结合的一门新学科。它主要应用岩土工程的观点、技术和方法为治理和保护环境服务”。这个说法比较简单明了。

环境岩土工程作为一个分支学科,具有其存在和发展的价值,可能有以下的原因:

第一、当然是由于客观的需要,或者人们生存和发展的需要。

岩土工程作为一个学科的总体,其发展可以分成三个阶段:

(1)19 世纪末到 20 世纪初,由于土木建筑工程的需要,在数十年间产生了 Attberger 界限、Mohr - Coulumb 破坏准则、Rankine 和 Coulumb 土压力理论、Fellenius 的圆弧滑动理论和 Terzaghi 的固结理论,从而奠定了土力学与地基基础工程学的基础;

(2)此后,由于建筑规模的扩大和定量分析的深入,要求人们将土力学、工程地质和水文地质学与工程学结合得更加紧密,强调对工程的针对性,产生了岩土工程的概念与方法;

(3)第三个阶段的突出表征是需求的特征发生了新的变化:一方面,随着城市化、工业化发展进程加快,人们不得不在极其困难的工程环境中开发建设巨大的工程项目,而大大缩小

了对环境的选择空间。我国对大西北的开发也可以看成一个例子;另一方面,人们开始面临一个世纪以来自身活动对自我产生的影响和挑战,这可能是前人未曾料到的。人类直接对环境的破坏包括过量抽取地下水引起的区域性地面沉降;工业垃圾、城市生活垃圾及其它废弃物、特别是有毒或放射性废弃物对环境的污染;不恰当的工程作用造成岩土环境的失衡导致的灾难性的后果等等。间接的破坏包括促使与人为排放物造成的地球变暖和温室效应有关的厄尔尼诺现象的发生和加剧。据研究,1998年的厄尔尼诺现象直接造成的危害包括山洪和泥石流等等灾害的加重。面对第三阶段出现的新课题,原来学科的理论与方法已经不能完全适应了:“工程”的涵义需要外延,对新概念下“工程”的处理也需要更多的力学以外的知识和方法,这便是环境岩土工程产生的背景。

第二、今天看来,环境岩土工程的理论与方法也不是突然冒出来的无源之水和无本之木。在土力学和岩土工程的发展过程中已经有了一个孕育的过程。比如环境工程中关于污染运移过程分析的某些部分是建立在饱和-非饱和渗流分析原理的基础上的;又比如在土力学家 J. K. Mitchell 1976 年出版的著名专著《土性分析原理(Fundamentals of Soil Behavior)》中已经可以明显地看到与今天环境岩土工程中比较新的粒子场理论相当接近的观点和方法。在该书每一章后面关于“进一步研究的建议”中都开列了许多今天看来与环境岩土工程有关的参考文献。在我国的教科书、文献和有关规范中,常常提到“特殊岩土”或“特殊性岩土工程问题”,其中实际上已经包括了若干属于环境岩土工程的问题。从这个意义上说,环境岩土工程也是岩土工程的一种延续。

第三、20世纪下半叶以后,世界各国逐渐认识到保护地球,保护环境已经成为关系到人类生存与发展的极其重要的战略性课题。即便象我国这样一个发展中国家,每年用于环境保护与治理的经费也可达到 800 亿元之巨。各个与环境问题有一定关系的学科和专业,不论出于责任感还是出于寻求发展机会都向环境领域不约而同地伸出了触角。比如,在相邻的地质专业已经出现了“环境地质”和“地质环境条件”这样的术语和相关的工作,提出建立“环境地质工程学”。因此说,发展环境岩土工程,不仅是从业人员对社会发展的责任,也是专业发展的机遇。

从国外情况看,立法对促进美国环境岩土工程的发展起着决定性的作用。1980年前后,美国连续颁布了三个有关保护建筑环境方面的联邦法律,强调对已有建设项目和拟建项目对环境污染的评估。以此为契机,各大岩土工程公司纷纷开展这方面的业务与研究。比如,当时十分著名的 Damse & Moore 公司很快地在他们的丹弗分部设立了与环境项目有关的中心试验站,在美国各地的其它分部也设立机构开发了计算机程序,与法律配套的业务很快开展起来。到现在为止,在发达国家,环境岩土工程业务恐怕已经成为岩土工程公司或研究机构的很主要的任务来源和业务组成部分了。

我国岩土工程界面临着大约 20 年前发达国家的同行们同样的问题。除了地震、泥石流、洪水、垃圾和工业废料处置等带有普遍性的问题之外,各重要城市面临的环境岩土工程问题也十分突出。比如,地下水的过量汲取造成的地面沉降问题;海平面上升造成的风暴潮加剧、以及海岸侵蚀加速与盐水入侵对沿海城市的影响;深层溶洞、土洞与地下水作用造成的城市地面大面积塌陷;城市地面裂缝等等。有关课题受到岩土工程的从业人员和政府有关部门的高度重视。在地震影响方面,国家地震局颁布了国标《场地安全性评价标准》和有关的工作程序;在地质环境方面,国土资源部也有了类似的文件。可以预见,由于客观需要

和政策推动,我国的环境岩土工程将会有一个大发展。

环境岩土工程的工作内容、专业分工与专业特点

哪些工作属于环境岩土工程的工作内容,在林宗元主编的《岩土工程勘察设计手册》的有关章节中,将其分为区域性、地区性和区段性三个大类,有关内容见表1。由于这方面的工作刚刚开始,还很少见到系统论述的文献,并且,在现代化和城市化的进程中,必将出现很多新的课题,因此,在目前条件下,比较确切地确定环境岩土工程的工作内容及其分类,可能还有一定的困难。但可以认为,凡自然环境,以及自然环境经过人类作用形成的客观环境与岩土工程相互作用的问题,都是环境岩土工程的工作内容。按照这个说法,环境岩土工程既包括对地震、地裂缝、风沙、泥石流、滑坡崩塌等环境条件施加于工程影响的分析、评估与治理,也包括对人类活动造成的地面沉降、采空区、有害废物处置问题的勘察、评估与治理。有些问题,如化学工厂泄漏物对土质和地下水的污染,有时虽然暂时与具体的岩土工程项目可能并没有直接关系,但借助岩土工程方法能够进行详细的调查、勘察与评价,在先进国家,这类问题自然地纳入环境岩土工程的工作内容,对此,我们在后面还要进一步举例说明。

环境岩土工程的工作内容(摘自林宗元《岩土工程勘察设计手册》,略有变动)

表1

分 类		主 要 工 作 内 容
区域性环境岩土工程	地震环境与地震动	地震环境与地震效应的调查与评价,与岩土工程有关的抗震设计准则
	区域地壳稳定性	地壳结构与构造的基本特征,区域稳定性的勘察、评价与编图
	地裂缝	调查、勘察与工程评价,提出工程设计对策与治理原则
	风沙	形成条件、运动规律、勘察的特殊要求,综合治理措施与不同工程的治理原则
	泥石流	形成条件与特性,勘察的特殊要求,防治措施
	区域性地面沉降	成因分析,勘察与监测的基本要求,治理措施
	岩溶	不同工程岩溶勘察的基本要求,评价、监测、塌陷预测与治理原则
地区性环境岩土工程	采空区	采空区地表变形规律,勘察的特殊要求,评价与防治措施
	水库淹没	类型的划分,勘察、评价、预测与防治的基本准则
	水库坍塌	原因分析,勘察、评价、监测与治理的基本准则
区段性环境岩土工程	斜坡与滑坡	斜坡的环境背景分析,斜坡工程地质条件与类型划分,稳定性评价,斜坡变形破坏的机制与模式分析,滑坡判释,成因分析,滑坡分类,滑坡勘察、评价与治理
	坍塌与落石	形成条件,类型,稳定性分析与评价,防治措施
	废弃物处置	废弃物的类型,处置基本要求,监测与勘察的基本要求,防治措施
	化学污染	环境介质对建筑材料腐蚀性的调查、分析与评价,防治措施
	工业环境振动	工业环境振动对建(构)筑物的影响,动力作用下的地基沉降,工业环境振动的评估与防治对策
	工程施工对环境的影响	深基坑支护与降水、排水、边坡加固,基坑支护工程对建筑物或构筑物变形的监测及危害的防治

由于环境问题涉及的面比较广泛,问题本身往往又比较复杂,环境岩土工程学与相邻各专业在工作内容上不可避免地要出现交叉甚至重合。这些相邻专业有环境工程学、环境工程地质学、水文地质学、工程地质学、土壤学、水力学、地震学、工程地震学等等。但是,不同学科之间的关系应该是:

- ①相互交叉的课题应该是各有侧重;
- ②在工作环节上相互衔接,或者是平行探索;
- ③在方法论上发挥所长,相互补充;
- ④学科发展上应该是相互渗透,而不是以邻为壑。

学科及其分工也是不断发展的。正象机、电学科的发展越来越趋向于“机电一体化”一样,在环境学科的专业分科以及各分科专业的分工上也不可能是一成不变的。

以有关地震的问题举例。在整个 20 世纪中,灾难性地震在全世界造成的死亡人数超过 100 万;从 1955 到 1985 年的 30 年间,中国大陆发生超过 M7 以上的强震 12 次,死亡人数达到 27 万以上。面对这样的自然灾害,凡是与地震的发震机理、预报、震害的预测和抵御有关的学科,纷纷为减轻震灾从不同的角度作出自己的贡献,是很自然的事情。地学界和工程界是人类与地震进行斗争的两大主力。其中 1906 年美国旧金山大地震(M=8.2)后,工程界总结了这次地震,以及其后的日本关东大地震、美国长滩地震和帝国河谷地震等多次地震的震害经验,于 1956 年在美国 Berkeley 召开了第一届世界地震工程会议,标志了地震工程专业的确立。岩土工程界对地震工程投入更大的力量,应该是在 1964 年的阿拉斯加和新泻地震以后,因为在这两次地震中,都发生了严重的液化震害。以此为契机,土动力学、地震反应分析和场地与地基的抗震问题得到高速的发展。今天人们认识到,有关的问题,应当属于环境岩土工程学的范畴。就目前的情况,人类在预报和抵御地震破坏的斗争中,有关的学科主要包括地震学、工程地震学、地震工程学和工程动力学等多个学科,它们之间的分工大体上如图 1 所列。在图 1 中凡是画有双线边框的内容都与环境岩土工程有关。当然,对于图 1 的分析,不同专业的人员,角度不同,可能还有不同的看法。比如胡聿贤院士在《地震工程学》一书中就认为,除了经济政策、长短期地震预报、地震发生的时、空、强频度、社会决策和救灾等方面问题之外,有关地震危险性分析、地震区划、结构抗震和防灾等都应该属于地震工程学的范畴。

我们以地震方面的课题举例,是要说明,即便是相对成熟的学科,有时在分工上也是相互渗透的,并且,不同专业的学者,看法也未必一致。在污染治理和废料处置等问题时恐怕更是如此。目前正确的做法应该是发挥所长,加强交流,相互补充,在发展中形成各自的专业重点。

作为环境岩土工程,工作重点可能是:

- ①与更加宏观的问题相比较时,侧重于工程有关的区域性问题的,特别是工程场地问题;
- ②与更加广泛的问题相比较时,侧重于与土木工程有关的问题,包括工程受环境的影响和工程对环境的影响;
- ③与岩土特性有关的问题;
- ④能够发挥岩土工程理论与方法的问题;
- ⑤应该强调尽量做到量化地解决问题。

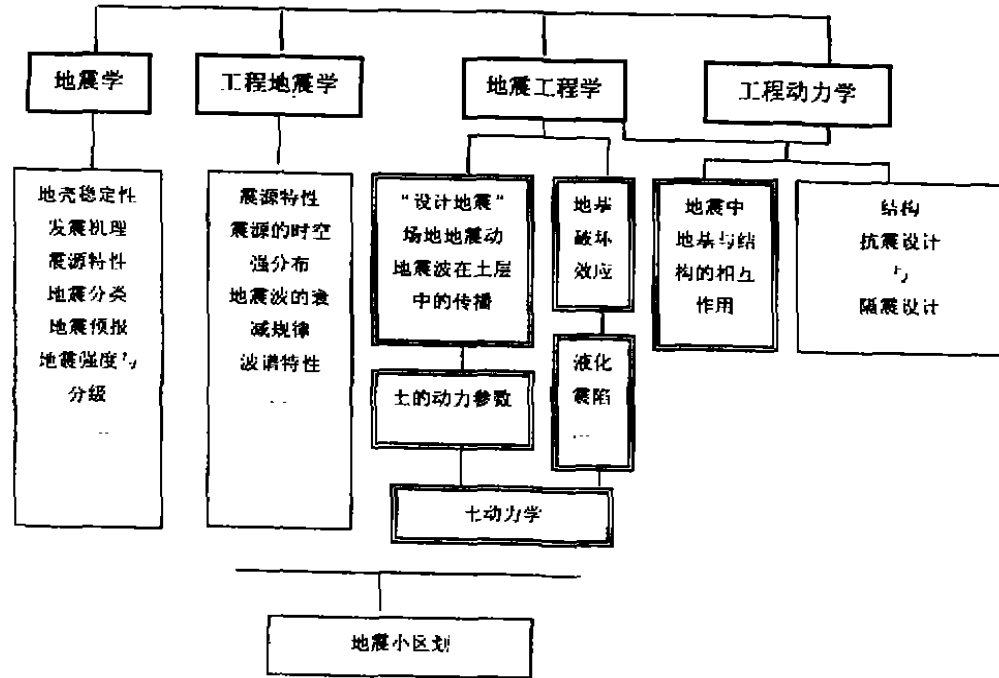


图1 为达到减轻震害的专业分工与合作

环境岩土工程的工作方法

环境岩土工程这个分支学科的确立,恐怕不仅仅是在工作内容上与一般的岩土工程有一定的区别,也不是将一般岩土工程的某些工作“拿过来”,单独分成一科。尽管环境岩土工程既然包含于岩土工程之内,共同点还是主要的,但在工作方法上,与一般的岩土工程也会有一定的区别。下面,举例说明。

①既然是环境岩土工程,就要既考虑环境条件,又考虑工程要求。由于工程要求往往是量化的,要求通过环境条件的分析得到工程问题的边界条件及其解。

比如在图1的地震问题中,解决的过程是:

地震发生的时空强分析→地震波的衰减规律→场地的基岩地震输入→(场地岩土的动力特性)→地震反应分析→地震波对结构的输入与反馈→结构抗震设计。在这个过程中通过地震反应分析,得到结构抗震设计的边界条件,解决抗震设计问题。

又比如,在高层建筑的地基评价和基础设计中,近年来遇到的挑战是:一方面,由于高层建筑荷载大,基础尺度大,埋置深度大,基础影响范围比一般多层建筑要大数十倍;另一方面,由于城市化的发展,地下水位普遍下降,在基础影响范围内有时存在多层地下水,形成复杂的渗流状态和复杂的“原生孔隙水压力场”,对此搞不清楚,对地基基础的评价就缺乏正确依据。

要在一个城市的空间内解决这一课题,我们做了图2所示的一系列工作。

在图2中工作方法是:城市地下水赋存类型分区→渗流类型分区→工程场地渗流的第一类和第二类边界条件→场地渗流的有限元分析→场地的“原生”孔隙水压力场分布→

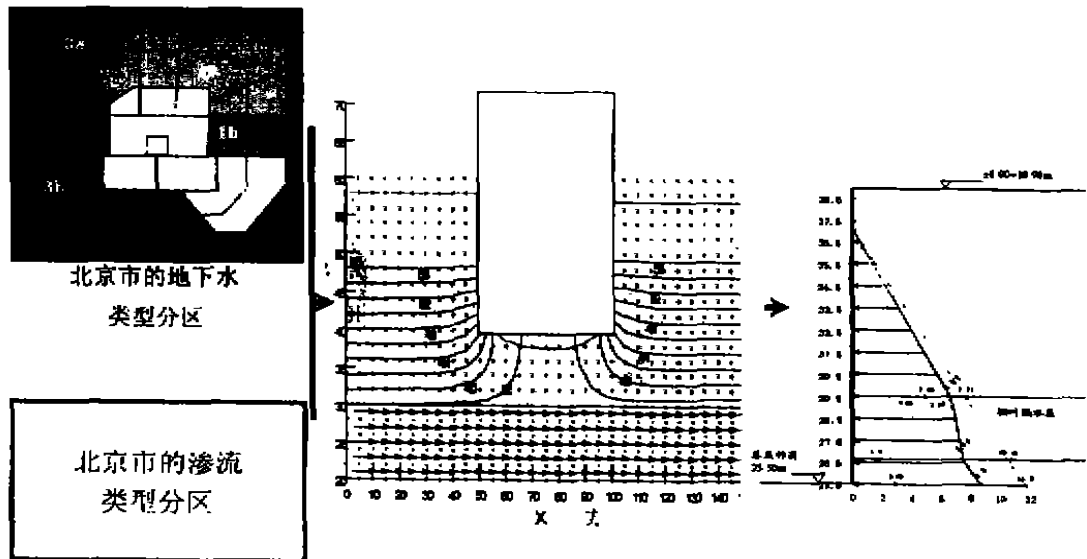


图2 基础工程原生孔隙水压力场分布分析示意图

对地基沉降、承载力等分析。

虽然问题类型截然不同,但与场地的地震反应分析程序与方法十分类似。

②环境岩土工程要求在原有力学方法上加以扩充。

以废弃物处置工程为例。

在废弃物处置设计中,渗流知识与污染运移分析有时起到关键性作用。因为在这样的设计中我们首先需要预测废弃物的储存工程或填埋工程可能造成的渗漏物对场地及其周边地下水影响的程度。需要预测这些渗漏物可能流向何处,流动速率如何,浓度如何变化。这样的预测应该包括工程开工、运营、直到如何安全关闭的全过程。运营中监测得到的数据将使预测模型或参数不断改善,更加接近实际情况。

这项工作不仅需要饱和渗流与非饱和渗流的知识,还需要目前岩土工程师也许还不太熟悉的污染运移方面的理论。

污染运移模型应该包括所有地下水溶解物的运移过程,以及各种溶解物之间、溶解物与土体中的孔隙介质之间相互发生的物理-化学作用。由于问题过于复杂,目前的模型多数仅能考虑某单项溶解物的情况,常常用“运移过程(Transport Processes)”和“稀释过程(Attenuation Processes)”来描述(图3)。

在图3的过程中显然需要若干“新”的理论和办法。比如所谓的水动力弥散,是由于流动中化学物质的相互混合与分子扩散两个方面的作用造成的,而分子扩散则是由于热动能的差异产生的,即使在没有流动作用条件下,也会发生分子扩散。分子扩散与机械弥散一样可以用 Fick 第一定律来描述;单位固体质量对溶质的吸附能力一般与溶液的浓度有关;衰变规律则可以用自然对数的底“e”的负指数来描述。经过研究,现在已经可以得到污染运移的控制方程。当然,很多细节和有关参数问题仍然需要我们努力探索。

值得注意的是,在问题的数值解上也出现了一些有趣的方法。一般认为与有限单元法相比,在解决单一介质、简单几何边界条件问题时,有限差分法具有明显的优点。但在解污

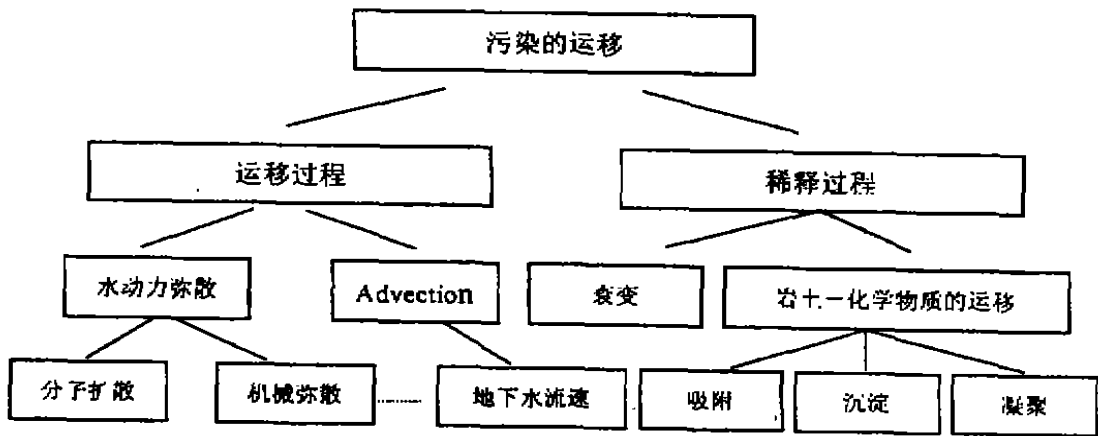


图3 污染运移过程示意

染运移方程时,常常由于数值误差的扩散而精度较差。于是,有人就创造出一种污染问题的“特征解法(Method of Characteristic - MOC)”(图4)。解题时,利用有限差分原理,同时引入一组可移动的质点,在一个差分网格中可以追踪这些质点的位置。质点的移动方向与流线一致,移动距离等于流速乘以每步的时间步长,这样,污染运移的 Advection 分量就很容易解出了,溶液浓度可以从某差分网格内的质点数算出。

以上例子可以看成是对岩土工程方法的扩充。

③环境岩土工程的进一步发展要求在力学范畴之外探索新的方法。

这方面的需求在美籍华人学者方晓阳的《21世纪环境岩土工程展望》一文中看得最清楚不过了。他在该文的摘要中开宗明义地说,“目前,岩土工程中的常规方法在研究土与环境相互作用时已经不很有效”。当前方法主要体现在:(1)Attberger 界限和比重等土质参数对同一种土在任何条件下都假设为常数;(2)用荷载作为破坏控制标准;(3)通常任意假设土的应力应变关系;(4)土的含水量只包括重力水(自由水),而不包括其它孔隙水,如环境水(双电层水、结合水、渗透水);(5)在分析和计算中,只考虑了水的静水势能,而未考虑水的热势能和电势能问题。因此,他提出了一个“分析各种环境条件下土性的统一方法-粒子能场理论(Particle - Energy - Field Theory)”。

该理论包括基本粒子、粒子系统和能场三部分。从实用上讲,能场或粒子能场由机械能场(势能和动能场)、热能场、电能场、磁能场和放射能场五部分组成。除机械能场外,均归纳为多介质能场。关于粒子能场理论,由于作者有专文发表在国内学报上,此处没有必要详细介绍,但从文中引用的下表(表2)中可以看出,很多涉及多介质能场的问题,用传统的力学

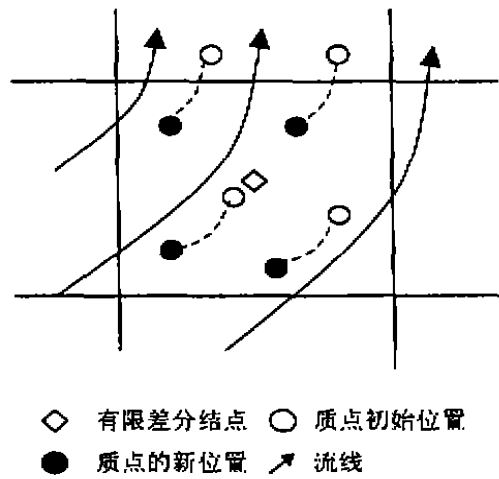


图4 MOC法示意

方法已经不能圆满进行解释了。表中很多观点已为过去不同的研究所证实,充分说明在对待环境岩土工程课题时,在方法论上突破力学的边界进行探索是不仅必要的,也是十分紧迫的。

用粒子场理论识别环境岩土工程问题(摘自方晓阳,2000,略有更动)

表 2

问 题	粒子能场	备 注
1 透水性	宏观粒子	Darcy 定律
	微观粒子	质量传递现象(能传导)
2 体变	缩	势能
	胀	多介质能
3 吸着作用	吸收作用	类似浸透作用
	吸附作用	多介质能
4 压实	干边	机械能
	湿边	多介质能
5 固结	主固结	Terzaghi 理论
	次固结	多介质能
6 超固结压力	荷载引起	Gasagrande 方法
	环境引起	多介质能
7 应力 - 应变 - 时间关系	应力软化	多介质能
	应力硬化	多介质能
	蠕变	多介质能
8 破坏准则	破坏前	多介质能
	破坏阶段	Mohr - Coulumb 准则
9 摩擦力	宏观粒子	粒状土
	微观粒子	粘土
10 液化	宏观粒子	粒性土
	微观粒子	粘土
11 土压力	主动	Hankine 和 Coulumb 理论
	被动	多介质能
	静止	机械能
12 滑坡	破坏前	多介质能
	破坏	机械能

我们似乎可以看到这样的前景,环境岩土工程的发展反过来对土力学及岩土工程的发展会起到极大的推动作用。

简单的结语

我国环境岩土工程的发展已经到了一个关键的时期,目前存在的问题是:第一、行政条块的分割,不仅影响了岩土工程单位向环境岩土工程领域的发展,也影响了与环境有关的专业之间的交流和融合;第二、岩土工程界的同行们在向环境岩土工程发展上的准备显然是不足的。这是很紧迫的,需要我们迎头赶上。

实际上,本文的准备也是不足的,仅仅希望以此引起同行的讨论。

参考文献

- 1 龚晓南,《21世纪岩土工程发展展望》,岩土工程学报,22卷,2期,2000。
- 2 林宗元主编,《岩土工程勘察设计手册》,辽宁科学出版社,1996。
- 3 胡聿贤,地震工程学,地震出版社,1988。
- 4 张在明、孙保卫、徐宏声,《北京地区地下水对基础工程的影响》,第八届土力学及岩土工程学术会议论文集,1999。
- 5 Barbour, S. L., Seepage and Contamination Transport in Saturated/Unsaturated Soils, University of Saskatchewan, 1993.
- 6 方晓阳,《21世纪环境岩土工程展望》,岩土工程学报,22卷,1期,2000。

Discussions on Development of Geoenvironmental Engineering

Zhang zaiming

(Beijing Geotechnical Institute, 100038)

Abstract: There still exist divergences on the problems relating to the development of geoenvironmental engineering, such as should the geoenvironmental engineering be regarded as a relatively independent branch of geotechnical engineering, what is the foundation upon which the subject could be existing and developing, what should be the features of methodology of the subject, and etc. Faced so many serious problems arisen in our environment, it is the common desire of all scholars and engineers working in different academic fields to make contributions to improve the environment around us. Some aspects of the problems were discussed in this paper. The aim is merely to hope that more attention from scholars and engineers in the geotechnical fields could be paid to this issue.

不同土性对加固土加固性能带来的影响*

邓安

(同济大学地下建筑与工程系 上海 200092)

[摘要] 本文通过试验讨论了上海地区三种典型的土质对加固土的不同影响。从重度试验和无侧限抗压强度试验着手,总结出不同土性下加固土重度和无侧限抗压强度的变化规律,并且为采用搅拌桩及类似方法的复合地基提供了更可靠的理论依据。文中还对比了工业废料加固土和425#普硅水泥加固土受土性影响的差异。

地下不同深度土层土性一般不相同,有时差别甚至很大。在上海地区,地层分布比较有规律,但土层性质差别较大(见表^[1])。因此在实际搅拌桩加固地基施工中,对不同土性的土层有必要采取不同的设计施工方案。本试验就是研究不同土性对工业废料加固土和425#普硅水泥加固土加固性能带来的影响,同时分析两种加固土受土性影响的差异。工业废料胶结剂是一种以零号钢渣、高钙灰、混合灰等作为主要胶结材料,以氟石膏等作为激发剂,采用球磨工艺进行深加工的土体胶结剂。

上海地区土层

表1

层序	土性	描述
①	填土	厚度一般小于3m
②	褐色或深棕色硬壳土层	地表硬壳,有一定承载力,厚度2到3m
③	粉质粘土、淤泥、细砂	灰色粉质粘土,5到10m厚;有时为细砂代替,3到12m厚
④	淤泥质粘土	灰色淤泥,高压缩性,3到10m厚
⑤	粉质粘土	灰色粉质粘土,5到15m厚

试验选用了三种典型的天然土(见表2)^[2]制成加固土试件来进行试验,归纳出不同土质下加固土的重度和无侧限抗压强度的变化规律,分析了土性不同造成加固差异的原因。同时,根据土性不同提出了更合理的设计理论。

上海地区三种典型土质物理性质指标

表2

名称	含水量	密度 (g/cm ³)	比重	饱和度	孔隙比	粘聚力 (kPa)	内摩擦角	压缩系数 (MPa ⁻¹)
褐黄色粉质粘土	35%	1.86	2.73	95.4	0.96	14.8	13.5	0.44
淤泥质粉质粘土	35%, 45%, 55%	1.83	2.72	97.3	1.03	6.0	20.5	0.39
砂质粉土	35%	1.91	2.70	95.1	0.83	3.5	24.0	0.2

* 收稿日期:2000年3月

试验方法

1. 试件配料

选用上海地区一般施工土层范围内(<15m)的三种典型天然土(表2)分别与工业废料胶结剂和425#普硅水泥掺水搅拌成加固土。天然土为现场钻孔取出土样,经烘干、碾碎和过筛,其中,褐黄色粉质粘土过2mm筛孔,其余两种土过1mm筛孔。烘干土含水量取3%。

2. 试件配方公式^[3]

$$\text{胶结料掺入比: } a_w = \frac{W_c}{W} \times 100\% \quad (1)$$

$$\text{胶结料掺入量: } W_c = \frac{1+w}{1+w_0} a_w \cdot W_0 \quad (2)$$

$$\text{掺入水量: } W_w = \left(\frac{w-w_0}{1+w} + \mu a_w \right) \frac{1+w}{1+w_0} W_0 \quad (3)$$

式中 W_0 ——风干土重量(kg);

W_c ——胶结料重量(kg);

W_w ——水重量(kg);

w ——土的天然含水量;

W ——被加固湿土的重量(kg);

w_0 ——风干土的含水量;

a_w ——胶结料掺入比;

μ ——水灰比。

3. 试件制备

无侧限抗压强度试验的试件采用内壁尺寸为:直径 $\Phi = 39.1\text{mm}$,高 $h = 80\text{mm}$ 的对开试模进行制样。采用空气搅拌法搅匀水泥或胶结料与各种土料,然后再按量加水搅拌。采用人工捣实的方法进行捣实,土料分三层装入试模,均用三轴击实锤进行捣实,直至面上没有气泡出现为止。

4. 试件养护

捣实完毕后,试件在自然条件下养护一天,再放入水中养护一天后拆模、称量、编号,然后继续放入水中养护直至龄期结束。

试验结果及分析

1. 重度试验

对于试件,制模后两天拆模、称量、测算其重度,龄期结束后再测算其重度以检验在一定养护条件下加固土重度的变化规律。

在实际工程中,设计和施工单位并不太注重土体含水量的不同给加固土带来的重度差异,往往笼统取某一土层的含水量作为统一含水量进行试块试验,导致实际施工中由于忽略土体含水量不同带来的重度差异。为了更合理计算附加沉降,笔者做了胶结料掺入比为

13%的淤泥质粉质粘土在含水量分别为 35%、45% 和 55% 下的重度试验, 试验曲线见图 1。从图中可发现, 两种胶结料在不同含水量土体的加固土中重度相差不大, 随天然土含水量增加而明显减小。但在一般的含水量范围 ($w = 35\% \sim 55\%$), 加固土重度在 $18.1\text{kN/m}^3 \sim 19.3\text{kN/m}^3$ 范围, 比天然土重度 ($17.4\text{kN/m}^3 \sim 18.5\text{kN/m}^3$) 高出 3% ~ 4%, 在该种土性土层中, 应考虑由于重度提高而增加的附加应力。而在含水量偏高 ($w = 45\% \sim 55\%$) 的土层中, 加固土的重度较低, 与天然土基本相近, 故在含水量偏高的地基中, 搅拌桩施工基本上不会增加土体附加应力。

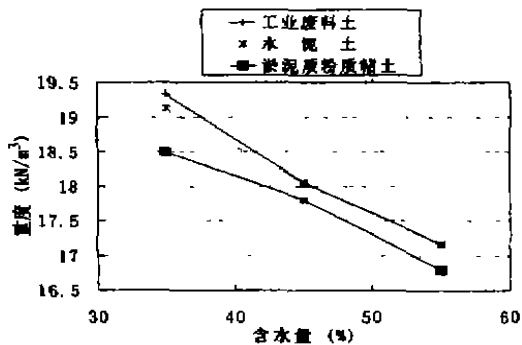


图1 含水量对加固土重度的影响

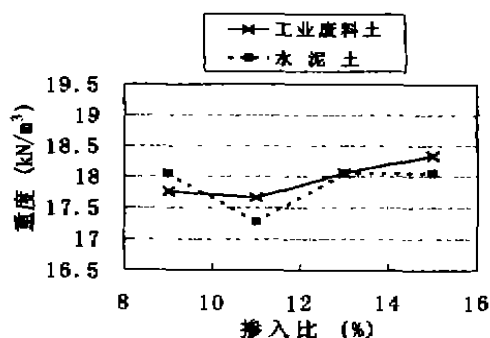


图2 掺入比对加固土重度的影响

图 2 为 45% 含水量淤泥质粉质粘土加固土的重度随胶结料掺入比的变化曲线。从曲线变化中可得出, 深层搅拌桩施工, 一味提高掺入比不仅浪费建材资源, 而且导致复合地基重度提高。在掺入比为 10% ~ 12% 范围内时, 加固土与天然土的重度相近。因此在设计、施工中强度能满足要求时应尽可能降低胶结料掺入比, 控制附加应力的增长。

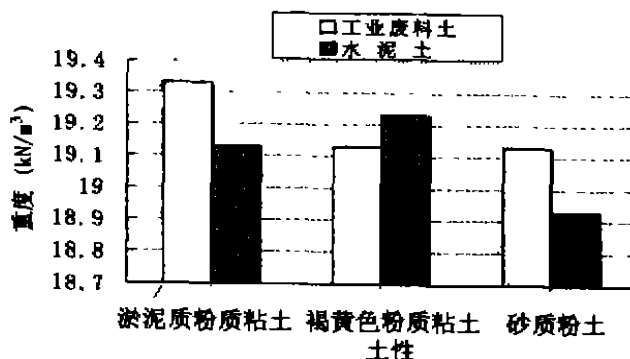


图3 土性对重度的影响

图 3 柱状图描述了含水量均为 35% 的三种典型上海土质在胶结料掺入比为 12% 下的两种加固土重度受土质的影响。由于含水量在 35% ~ 45% 范围内, 三种加固土均高出该天然土的重度, 而土质不同也导致重度差异变化。总体上说, 淤泥质粉质粘土加固土重度高于褐黄色粉质粘土加固土重度, 褐黄色粉质粘土加固土重度又高于砂质粉土加固土重度。这与三种加固土无侧限抗压强度的相对大小关系正好相反。因此, 重度大的加固土不一定有较高的强度。从本质上讲, 加固土强度与土质的化学活性有关, 而重度与土质的物理特性有关。淤泥质粉质粘土颗粒细小, 粘粒含量高, 加固土相应较致密, 也正是由于颗粒细小, 胶结

液不容易把各个颗粒胶结在一起,导致局部胶结强度不高。

2. 无侧限抗压强度试验

采用应变控制式无侧限压力仪,该仪器通过应力环变形使试件受荷,控制试件轴向应变为每分钟0.5%,即每分钟机座上升0.4mm,使试验在20分钟左右完成,试验按0.1%的应变即0.08mm间隔记录轴向压力即量力环的变形量,直到破坏后停止试验。

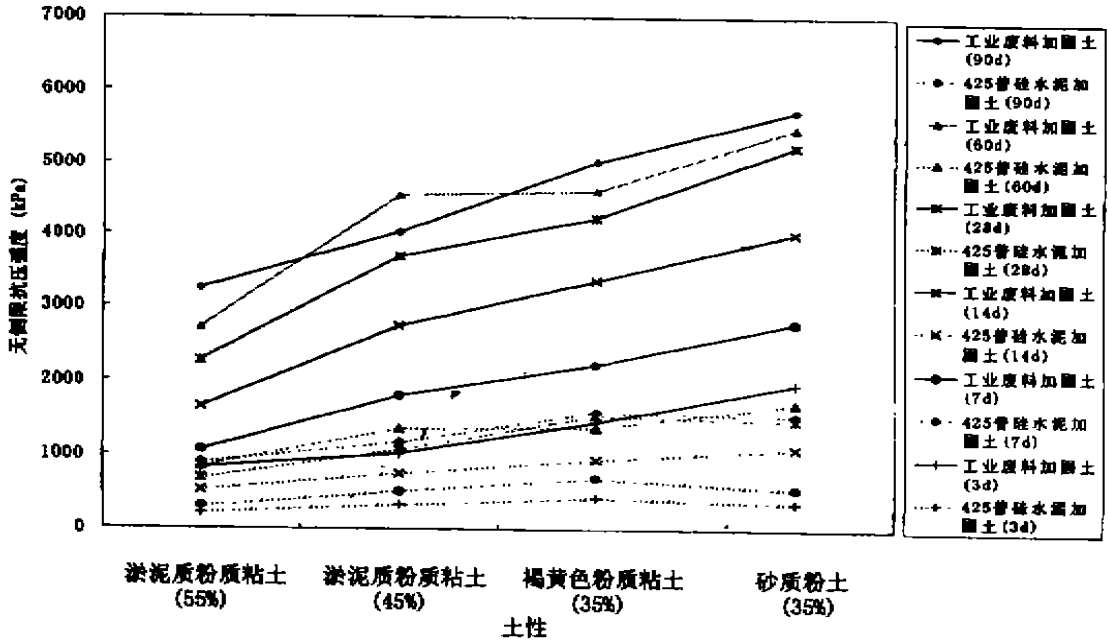


图4 土性对加固土无侧限抗压强度的影响

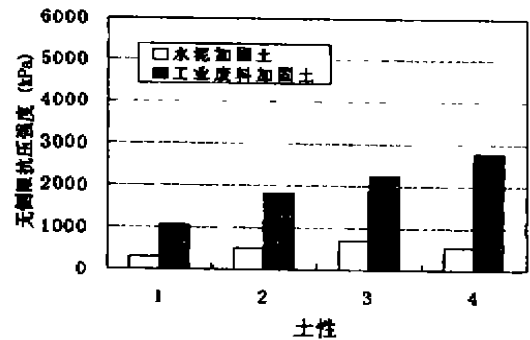
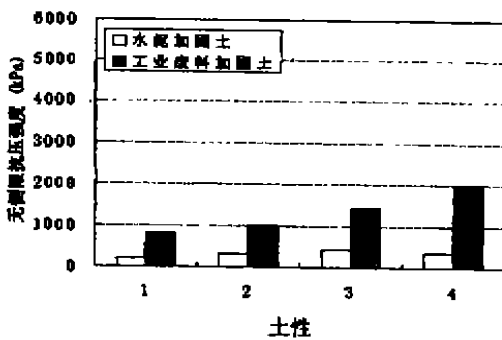


图5 土性对加固土无侧限抗压强度的影响(3天) 图6 土性对加固土无侧限抗压强度的影响(7天)

图4是3天到90天中六个龄期的加固土无侧限抗压强度变化曲线,图5~图10是六个龄期不同土质条件下两种加固土无侧限抗压强度的柱状图。从图中可看出,从3天到90天两种胶结材料的砂质粉土加固土无侧限抗压强度最高,其次为褐黄色粉质粘土加固土,然后是45%含水量的淤泥质粉质粘土加固土,55%含水量的淤泥质粉质粘土强度最低。显然,加固土本身的强度与土性有一定的关系,这种关系对工业废料加固土来说更为明显,即该种胶结料能充分体现土性的不同带来的强度差异,从而充分提高加固土的强度,这与该种胶结料本身的活性有关。而且,该种特性并不影响工业废料加固土强度的发挥,因为对于四种土

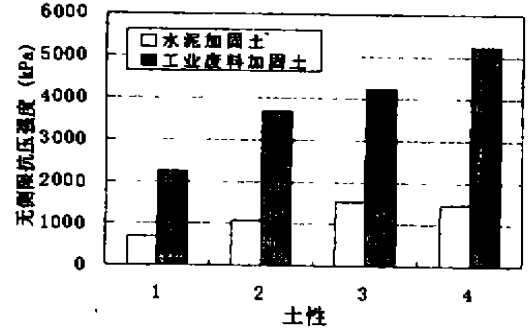
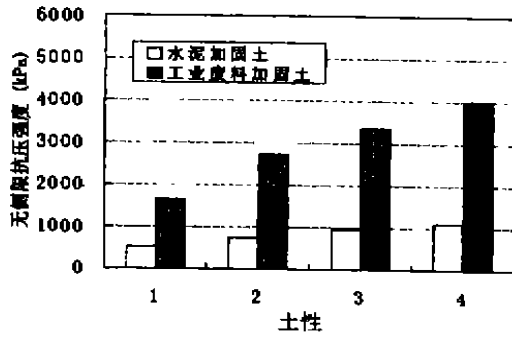


图7 土性对加固土无侧限抗压强度的影响(14天) 图8 土性对加固土无侧限抗压强度的影响(28天)

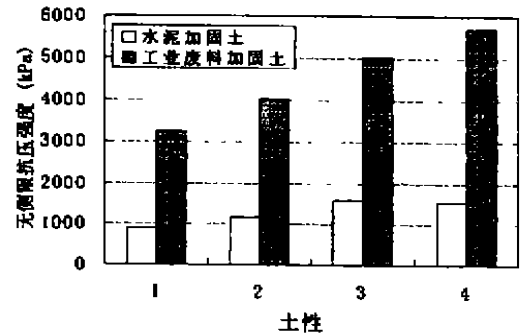
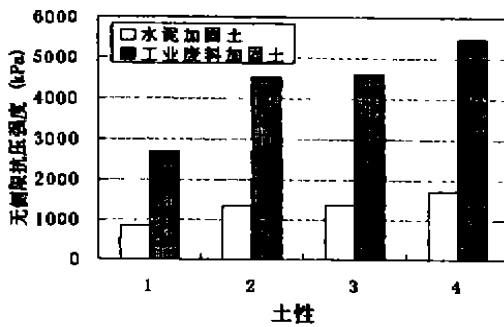


图9 土性对加固土无侧限抗压强度的影响(60天) 图10 土性对加固土无侧限抗压强度的影响(90天)

注:以上图5~图10中纵坐标1~4分别表示以下土性:

1—55%含水量淤泥质粉质粘土;2—45%含水量淤泥质粉质粘土;

3—35%含水量褐黄色粉质粘土;4—35%含水量砂质粉土。

性的土,55%含水量淤泥质粉质粘土的工业废料加固土强度比砂质粉土或褐黄色粉质粘土的水泥加固土强度还高,其它两种土性的工业废料加固土无侧限抗压强度则高出这两种土性的水泥加固土强度约3~5倍。

本次试验还作了三轴不排水剪试验。试验表明,土性的不同,对内聚力的大小也有一定的影响。对于褐黄色粉质粘土和砂质粉土加固土,两种胶结材料的加固土内聚力均比较接近,都大于淤泥质粉质粘土加固土,这与无侧限抗压强度的试验结果一致。然而,淤泥质粉质粘土的水泥加固土内聚力则低得多,这可能是造成许多工程事故的一个重要原因,但淤泥质粉质粘土的工业废料加固土的内聚力与褐黄色粉质粘土或砂质粉土的工业废料加固土的内聚力相差不大。同样,还可发现,淤泥质粉质粘土($w = 55%$)的工业废料加固土内聚力甚至大于褐黄色粉质粘土或砂质粉土的水泥加固土内聚力。因此,工业废料胶结料可广泛用于高含水量、地质条件差的土层,其效果会比425#普硅水泥理想的。

有了不同土性条件下的加固土强度变化规律,就不应再对不同的土层施工采用同一种强度计算模式。根据探讨的试验,笔者提出以下几点改进方案:

- (1)在淤泥质粉质粘土层或含水量高的土层提高搅拌桩喷浆量;
- (2)把深层搅拌桩复合地基的持力层建在含水量较低的土层中,尤其是砂土为好;
- (3)在深层搅拌桩复合地基的强度和沉降计算中,应采用分层天然土地基的计算理论。

由于加固土的大部分物理力学性质由土性决定,随着不同深度土层性质不同,施工深度范围内搅拌桩的物理力学性质也相应变化,计算中不能单纯地把复合地基当作一个均质的半无限体空间来计算,因此,在诸如土体应力扩散等力学计算问题上,目前的各层同性半无限体计算理论同样适合搅拌桩复合地基,只是不同加固土层的参数由现场和室内试验提供。

结论

通过本次研究土性对加固土的主要物理力学指标的影响,笔者总结出以下几点结论:

(1)不同土性的加固土有不同大小的物理力学指标,设计、施工中不应把复合地基或搅拌土层当作均质体来对待,而应仍当作分层土层来对待;

(2)选择良好的地层作为复合地基的持力层或采用提高注浆等措施来提高搅拌桩的加固效果。

参考文献

- 1 Geotechnical Engineering in English, Tongji University, Dept. of Underground Building and Engineering
- 2 上海市浦东国际机场货运大楼工程勘察报告,上海岩土工程勘察设计研究院
- 3 地基处理技术规范(DBJ08-40-94)上海市同济大学

The Influence of Changeable Soil Property on Stabilizing Behavior of Stabilized-soil

Deng An

(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University Shanghai 200092)

Abstract: In this paper, the influence of three topical soils in Shanghai on stabilized-soil is discussed through lab tests. Based on gravity test and unconfined compressive test the variation laws of gravity and unconfined compressive strength of stabilized-soil with changeable soil property are concluded. More trustable theory about composite foundation with mixing-columns is provided. In addition, the different influence of soil property on industrial-waste cement and 425[#] cement is contrasted.

一种新型地下水控制技术 ——射流井减压降水技术

葛楠 新国厚 郑月兰

(中国水利水电科学研究院 中水科总公司 北京 100044)

前言

在建造高层大厦、电厂、水坝、水闸、隧道和干式船坞时,基坑开挖的深度常常达到地下水位以下,这时需要把地下水位降低到坡面和基坑底面以下,以防止边坡的塌陷和涌流,并保持施工过程中基坑始终处于干燥和坚硬的状态,有时在基坑底面以下有承压水的含水层,若不减低这部分水的压力,将使基坑底面产生隆起而发生破坏。

降低地下水位与减低地下水的孔隙压力也可用来做为加固地基的一种方法。水位的降低使土的有效应力增加,因此对水位以上和以下的土都有进一步的固结作用。在砂层以上的软土层,由于砂层中产生部分真空,有利于软土的固结。

有时,对于处在地下的永久性建筑物,采取永久性的降水和减压措施。即施工时使用的临时降水设施在施工完毕后转为永久性的降水减压工程使用。由于二者结合使用,费用增加有限,可能节约昂贵的防水工程费用。

目前在水利工程中常用的降水减压方法有井点法和深井井点法,以及辐射井法。这几种方法比较广泛地应用于中高透水性地层含水量较大的工程地质条件下,(渗透系数 $K > 10^{-4} \text{m/s}$)其中单级轻型井点降水深度最大可达6m左右,单级深井井点与辐射井(配潜水泵抽水)降水深度最大可达14m左右(国内资料),如超过以上的限度范围则只能采用多级井点的降水方式,如含水量较少则需加辅助真空排除地下水。在低透性地层中($K = 10^{-4} \text{m/s} \sim 10^{-7} \text{m/s}$)由于此时排水不易或排不出水,因此不能采用抽排降低地下水位的方法来减少孔隙水压力。这时都需要额外增加真空泵而对井内施加真空。受泵的抽排能力与井本身构造的限制,以上降水减压方法的工作深度通常在10~30m的范围之内。

总之,我国目前的地下水控制方法主要适合于土壤渗透系数大于 10^{-4}m/s 的情况,对于低渗透系数土壤的排水效果不理想。

• 收稿日期:2000年4月

射流井技术及发展

英国 WJ 地下水公司(WJ Groundwater Limited)针对地下水控制的问题,在长期工程实践中研究开发了射流井技术^{[1][2]}。射流器(ejector, eductor, water-jet pump)的工作原理最早由汤母逊(1852年)提出;50年代美国开始应用于民用井提水;70年代美、苏等国用于深基坑降水工程和坝坡稳定;80年代这种技术进入欧洲,英国的 WJ 地下水公司起步最早,应用得比较成功。这家公司是由伦敦大学的皇后学院土木系主任 Jim White 教授创建的,汇集了该大学和南开普顿大学的教授和一批博士,集设计、施工、管理、理论研究和编制、修订国家规范于一体,在欧洲的工程降水市场中占了相当大的份额,用户还遍及南美、北美和澳洲。

射流井的构造与工作原理如图 1,图 2,所示。射流泵的主要构件为一个小口径的喷嘴和文杜里管。工作时由离心泵以很高的压力通过管路系统向喷嘴供水(一般压力不超过

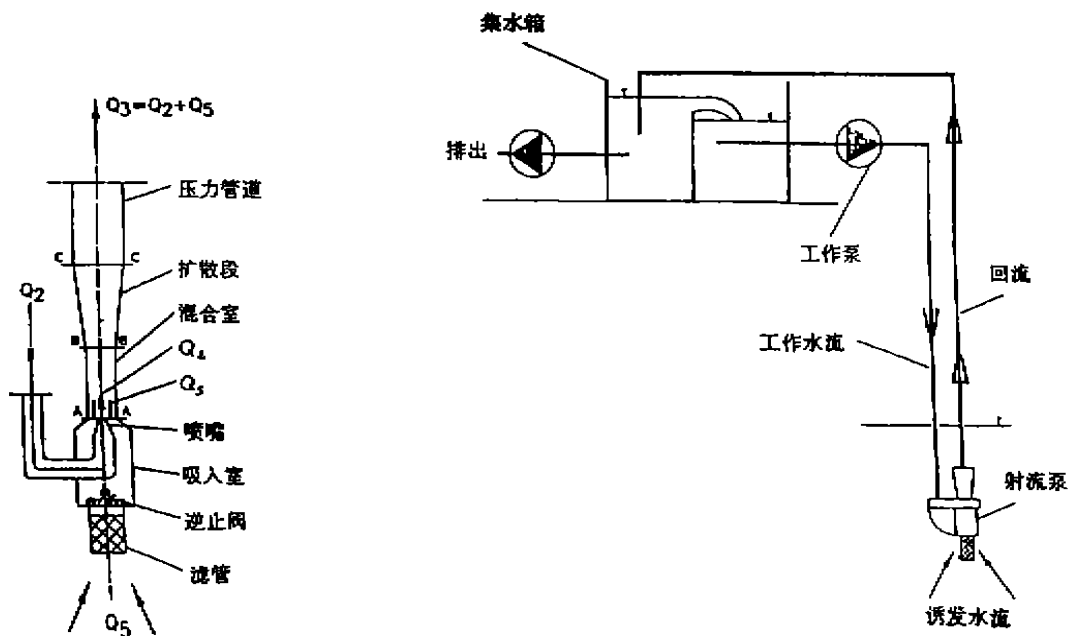


图 1 射流器结构示意图

图 2 射流泵工作原理图

700kPa),当水流流经喷嘴时,由于流速增加(喷嘴处的为 30m/s),根据伯努利原理,流速增高压力将降低,这样在射流器中将产生 9.5m 水头的真空,使地下水通过井壁流入射流器中。集水箱中的水除了保持供离心泵循环工作的水量之外,多余的水量从水箱溢出并通过排水管排走。射流井有两根总管,一根是供水总管,它将高压水流送到每个射流器;另一根是回水总管,它将循环的水流汇集到水箱中供离心泵循环使用。

按照总管的连接方法射流器分为两种:双管射流器和单管射流器。双管射流器的供水管和回水管是分开的,安装双管射流器所需井管的内径为 100mm 左右,它的优点是使用比较灵活,因为射流喷嘴和文杜里管直径的选择余地比较大。单管射流器的供水管与回水管是同心安装在一起的,分为外管和内管,外管为供水管,内管为回水管。有时把井管也作为

外管的一部分,井管的内径可达50mm,使成井的费用降低。

射流井管路系统常采用PVC管,高密度HDPE管,钢管。这些管材通常都能满足射流井工作压力的要求,取材又很方便。供水用的水泵常用的是单级或多级离心泵,再考虑各处水头损失之后,离心泵应与它能带动的射流器的数量相匹配。不但具有效率高,费用低的特点,而且由于工作深度大,特别适用于在水利工程中解决降水减压问题。

射流泵不受吸程与扬程的限制,因此其最大工作深度可达150m左右,这符合水利工程中降水减压工作深度大的特点。射流泵的构造简单,可以同时抽水与抽气,这与真空泵相比有很大的优越性。传统的真空泵不能被水浸入,否则泵的功能将失效,因此井点的井—泵系统中通常加一台气水分离装置。射流泵不存在这个问题。又由于射流泵的尺寸小,单管射流器甚至可以安装在内径仅50mm的井中,这又使成井的费用降低,因此从这两点可以看出,射流泵的费用将远比传统的真空泵费用低。

射流泵通常用于两方面:1. 在中高透水性地层中出水量较大时,经常采用二级井点的方法降水。出水量较小时,采用单级井点的方法降水;2. 在低渗透土层中,对土体孔隙施加真空以利排水或降低孔隙水压力。其中最主要也最有价值的用途是第2点。射流泵的工作特点为解决低渗透性($10^{-1} - 10^{-7}$ m/s)土体的降水减压问题提供了有效的措施。

在国外,通过应用射流器(井)技术降低地下水、减小土壤孔隙压力,具有较丰富的经验。以WJ地下水公司为例,在每年承担数十工程项目中,有近三分之一需要采用射流器(井)技术辅之以传统的井点法和深井法实施排水和减小孔隙压力。因为传统的降水方法对于透水性弱的土壤几乎无能为力。例如在伦敦附近的Canal Warf原是泰晤士河在那里裁弯取直后遗留下的古河道及其河滩地,渗透系数很小($10^{-5} - 10^{-6}$ m/s)。十多年前市政府想利用这大片土地建立现代化农业实验大厦以及金融商业中心。由于采用传统的降水方法排不出水、孔隙压力降不下来,工程遭到失败半途而废,造成了巨大损失。后业主转而寻求WJ公司采用射流井技术,解决了土壤孔隙压力减压问题。第一期工程近20万平方米建筑已完工近五年,新建的现代化实验大楼和银行金融大厦等运行良好。目前正在进行第二阶段工程,继续采用射流井排水技术配合传统的排水井。英国威尔士北部的Seven River河口处因为交通需要,考虑到渔业和生态环境的要求,采用地下隧道以代替桥梁。工程采用预制框架结构,要求基坑开挖近20m深,施工单位先采用传统的排水技术不奏效转而改用射流井技术,由WJ公司顺利完成此项工程。从伦敦到巴黎段的“欧洲之星”铁路,通过英吉利海峡处深海底数十米,在英国管桥段的框架结构的基坑施工降水最终也是由WJ公司采用射流井技术来解决的。可见用这项技术把土壤孔隙压力降低,从而达到增加土壤摩擦系数和抗剪强度、增加边坡稳定性的目的,在实践上证明是有效的。国外的一些专家认为,这项技术对透水性弱的土质挡水建筑物的边坡稳定和坡趾处减压,同样也是有效的。

在国内,我们曾经向有权威性的施工单位作过调查,如中国路桥公司、中国中水公司等,在国内工程排水技术上,基本上用的是传统的井点和深井法,对于透水性弱的土壤,至今除了加强基坑壁防护崩塌外,没有别的有成效的降水办法。实践证明,传统的降水方法在渗透系数很小的情况下,稍有不慎常会酿成巨大的损失。如南京古楼一个地下隧道,开挖不深,但由于透水性弱降水不良,基坑边坡塌方,造成一亿多元的损失,还贻误了工期。施工单位总结经验,还是因为对这种土壤缺乏有针对性的新技术来降水。如果借鉴国外的适用先进的技术,这种损失是有可能避免的。

射流井技术在我国水电工程建设中的应用前景

在98年的特大洪水期间,长江堤防发生多次险情,除洪水漫顶之外,由滑坡引起的大堤溃决是主要的险情之一。这主要是因为汛期河道水位上涨,堤身渗流浸润线位置上升,堤身土体有效应力降低导致抗剪强度不足所致。我国大部分江防大堤都建在河道的中下游,由于工程量浩大,堤身材料一般只能就地取材,直接取自河道和两岸的冲积层,多为粉质砂壤土,渗透系数变化于 $10^{-4} \sim 10^{-7} \text{m/s}$ 左右^[3],这样的土质在洪水期间被长时期浸泡的情况下,很容易发生由于土体抗剪强度的降低而引起堤身滑坡,解决这个问题的办法是降低堤身浸润线或降低土体中的孔隙水压力。在渗透系数处于 $10^{-4} \sim 10^{-7} \text{m/s}$ 左右时,传统的减压降水方法已不适用,因此,考虑将射井技术应用在上述险工险段,是解决堤身稳定问题的一个比较有效的方法。

在我国有几万公里的江河堤防,有几万座病险水库,这些堤防和土坝的消险加强是比较棘手的问题,用射流井技术也可以较好解决部分工程的病险问题,取得很好的经济效益、社会效益和环境效益。在水利水电工程建设实践当中,软土地基的深基坑排水减压问题也比较突出,若不妥善处理,往往引发严重的工程质量事故或安全事故。例如我国西部的某输水隧洞就遇到黄土地基的排水问题,由于地下水排不出去使隧洞洞身外的孔隙水压力增加,造成隧洞衬砌破坏,延误了工期,增加了工程费用。

中国西部大开发战略实施过程中,水资源开发占有重要的位置,水利水电建设有很好的市场前景。西部的黄土高原地区大部分为低渗透性的水文地质条件,地下水控制是工程建设中经常遇到的难题,射流井技术也有很好的应用前景。

若将射流井技术引入水利水电工程建设实践当中,一定能收到缩短工期,节约工程费用的双重效果,射流井技术能在水利水电工程建设实践当中得到推广和应用。

参考文献

- 1 The use of ejector wells to lower groundwater and obtain pore water pressure relief in fine soils, WJ Groundwater Limited, January 2000.
- 2 Groundwater Control: design and practice, Funders Report FR/CP/50, WJ Groundwater Limited, June 1997.
- 3 刘杰、丁留谦、张金接,我国江河大堤的特点及防险抢险问题,中国水利水电科学研究院学报, Vol. 2, No. 2. (98 长江大洪水专刊)

A New Technique for Groundwater Control – Ejector Wells

Ge Nan Jin Guohou Zheng Yuelan

(China Institute of Water Resource and Hydropower Research Beijing 100044)

Abstract: A net technique for groundwater control – ejector wells that was developed by WJ Groundwater Limited is instructed. This technique is a little different from the traditional groundwater control

method used in present engineering practice. It is especially suitable to low permeability and low flowrate engineering conditions. It also has the advantage of simplicity, convenience and lowcost etc. The availability of its application in engineering practice is also discussed.

《地基处理》征稿简则

《地基处理》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与浙江大学土木工程学系联合主办。编辑委员会挂靠浙江大学土木工程学系。

(一)主要内容

《地基处理》为季刊,于1990年10月创刊。主要内容为建筑、水利、交通、铁道等土木工程软弱地基处理技术和工程补救技术,以及有关理论、试验研究、计算技术和勘测、设计、测试、施工、监护等方面的学术论文,研究报告、工程实录、经验总结、技术发展现状综述、规范编制内容介绍及探讨等,以及这些方面的译文、文摘、讨论和动态信息。

本刊读者对象主要为与地基处理工作有关的设计、施工、勘察、监理、管理、及科研工作者,和大专院校师生等。

(二)稿件要求

1. 来稿务求真实、精简,言之有物,立论有据。来稿文责自负。
2. 来稿一式两份。

稿件可用电脑打印。插图可逐打印(扫描)在稿件上,也可空出图位,另附。图面和注字须清晰。有条件的可附磁盘。

也可采用16开稿纸的手抄件。字迹须清晰、用正式公布的简体字。插图图面和注字须清晰。

3. 文章篇幅一般以6000字为限,文前提要以100字为限。一题一议,讨论、外文摘要等以3000字为限(限制字数,包括插图、表格、附录及参考文献)。

4. 本刊从第12卷第1期(总42)2001年3月起拟增加英文文题,作者所在单位的英译,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。

5. 计量单位使用国际单位制(SI制)。

6. 外国人名、地名,可采用原文,如用中文音译,在第一次出现时,用圆括号注出原文。

7. 专业名词和符号应采用已发布的。如土工名词建议采用有关国家规范,《土力学及基础工程名词》,中国建筑工业出版社(1983),和《土力学及基础工程实用名词词典》浙江大学出版社(1993)等符号应用印刷体(或打字),并应区分文种、字体、大小写、和上下角标等,用铅笔附注。

8. 参考文献:应限于本文明确引用,公开发表或有案可查者。文献全部列于文后,按文内出现的先后次序编号,并在文内右上角用[]注明序号,文献应写明下列各项:

期刊:作者(年份).文题.刊名.卷期.页号。

书籍:作者.(年份).书名.译者.版次.页号.出版单位.地点。

9. 来稿请署真实姓名.工作单位.详细地址.邮政编码.电话号码,以便联系。

(三)稿件

本刊在收到稿件后,即复函稿件收到。经审稿提出意见后,请作者考虑并修改,修改清稿请按约定日期返回(过期视为作者自动撤稿)。经审核不拟录用者,酌情通知原作者。来稿不退、务请留底稿。来稿一经发表,即按规定支付稿酬。并赠本期刊物二册,作者二人以上每人一册。

来稿请寄杭州浙江大学玉泉校区土木工程系地基处理编辑部,邮政编码310027。

填石强夯处理 软弱粉土地基试验研究*

叶兴永

朱晓曦

(浙江省工程勘察院 宁波 315010) (浙江省地质环境监测总站宁波监测站 宁波 315000)

[摘要] 某机场主跑道场地为大面积冲海积粉土、砂土,浅层地基土强度低,浅部地层在7度地震烈度条件下可发生液化,液化程度轻微~中等。为论证地基处理方案,采用了多种方法进行地基处理试验,填石强夯试验是其中试验方法之一,试验分Ho1、Ho2和Ho3三个区,分别采用不同的夯击能或填石方法进行。经现场效果检测表明:填石强夯处理粉土软弱地基,可取得良好的处理效果,提高了地基土的强度,消除了土层液化可能性。该方法处理大面积软弱粉土地基具有设备简单、施工方便、经济易行和效果显著的优点。

前言

强夯法是将重锤从高处自由落下,给地基以冲击力和振动力,从而提高地基土的强度并降低其压缩性。该方法具有设备简单,施工方便,适用范围广,经济易行和节约材料且效果显著等优点,强夯效果的好坏,在理论上认为主要取决于地基土中孔隙水的排水速度,因此此法自六十年代梅那(Menard)首创以来常被用来处理大面积粉土、砂土地基。

为论证机场主跑道地基处理方法,采用了多种方法进行地基处理试验,填石强夯试验是其中试验方法之一,该方法处理大面积粉土地基,可取得良好的处理效果,提高了地基土的强度,消除了土层的液化可能性。

场地工程地质条件

试验场地位于冲海积平原,试验区面积为60m*30m,地形平坦,南端部分为鱼塘,塘深1.5m左右,地面标高4.9-5.4m,场地20m浅层为全新世冲海积粉土、砂土,主要土层为:

1b 砂质粉土:灰黄色,稍密,略具微层理,含铁质斑点,顶部0.3-0.5m为耕植土。厚0.95-2.20m。

2a 砂质粉土:灰色,稍密,很湿,无层理,土质较均一,常含有机质条带及半炭化物,性质较差。厚度0.50-1.55m。

2b 砂质粉土:灰色,稍密,饱和,层理不清,下部夹粉砂,性质较好。厚度0.55-1.1m。

* 收稿日期:1999年5月

2c 砂质粉土:灰色,中密,饱和,层理不清,土质均一,下部夹粉砂,性质较好,厚度 1.2 - 2.15m。

3a 砂质粉土夹粉砂:黄绿色,中密,饱和,层理构造,单层厚度 2 - 5mm,层间夹粉砂薄层,局部以粉砂为主,性质较好。厚度大于 5.0m,未揭穿。

3a' 砂质粉土:灰绿色,稍密 - 中密,饱和,无层理,性质一般,呈透镜体分布于局部。

根据工程地质勘察报告,场地 1b 层、2a 层、2b 层及 2c 层个别点在 7 度地震烈度条件下可发生液化,液化程度轻微 - 中等,且浅层地基土强度低。承载力标准值仅 95 - 110kPa。鉴于机场场道属一类重点建筑,故应对地基土进行地基处理。

填石强夯设计

场道原始地面高程 4.9 - 5.4m,设计道基标高为 6.10m,用填石提高道基,采用凝灰岩块石作填石,最大粒径不超过 0.4m。

填石强夯分 Ho1、Ho2、Ho3 三个区,夯点中心距均为 3.3m,边距 0.7 - 0.8m。Ho1、Ho3 区采用 200kN 夯锤,锤径 2.5m,落程分别为 20m 和 15m,即单击夯击能为 4000kN·m 和 3000kN·m,填石一次完成,即强夯前预估夯沉量,然后一次填石至预定标高加预估夯沉量,再进行强夯;Ho2 区采用 125kN 夯锤,锤径 2.5m,落程 16m,单击夯击能 2000kN·m。填石分二次进行,先填石 0.5m,进行第一遍强夯,第二次填石 0.5m,进行第二次强夯。在强夯完成后,再填石到预定标高,用振动压路机碾压 10 遍。

强夯夯点按等边三角形布置,第一遍为隔行不隔点进行强夯,夯完第一遍后推平,再进行第二遍另一行未夯点的强夯。

孔隙水压力与最佳夯击能

1. 孔隙水压力

填石强夯前在夯点下和夯间埋设了孔隙水压力传感器,夯击时连续观测孔隙水压力变化,检测结果表明,三个试验区孔隙水压力变化特征基本相同,只是孔隙水压力增量最大值略有变化。孔隙水压力在夯锤落地后 2 - 4 秒时达到峰值,夯点距测点越远其达到峰值历时越长。停夯后孔隙水压力在 1 - 2 分钟即消散至峰值的 50% - 70%,完全消散至夯前约需 10 - 20 分钟。连续夯击同一夯点时,孔隙水压力增量累积,至第五击、第六击时趋于定值,变化很小(图 1),在夯点下 2m 孔深处测得最大孔隙水压力增量达 48kPa。

点夯时在水平方向上,距夯点中心 12m 处孔隙水压力增量约为夯点下的 10% 左右,竖向上,一般在 2 - 3m 孔深处孔隙水压力增量最大,地面下 8.5m 处孔隙水压力仍有变化,其值为最大孔隙水压力增量的 50% 左右(图 2)。

2. 最佳夯击能

最佳夯击能可根据孔隙水压力增量变化特征和夯击沉降量或其它方法来确定。当连续夯击时,地基土中孔隙水压力增量不断累加,理论上分析,当累积孔隙水压力达到自重应力时,土体处于液化临界状态,此时的夯击能即为最佳夯击能。由于粉土地基水平渗透性较好,孔隙水压力消散较快,因此孔隙水压力并不能随夯击能增加而增加,当孔隙水压力增量

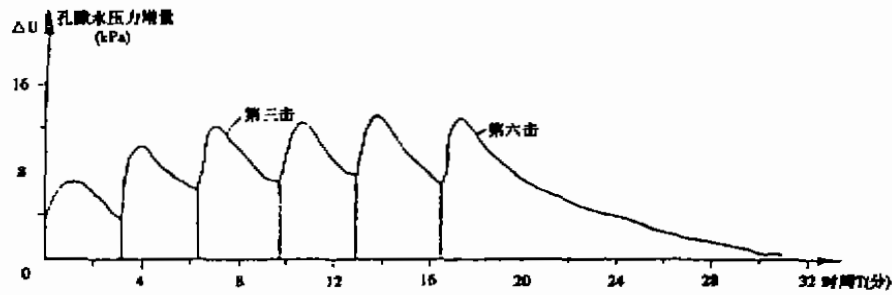


图1 Ho1区夯击4-7点时孔隙水压力变化过程曲线
(检测孔距夯点5.7m孔深4.5m处)

峰值随夯击次数增加而趋于很少变化或不变时,可认为此能量即最佳夯击能。从图1看夯击次数为6击时孔隙水压力增量已趋于不变。

图3绘出了试验区不同夯击能夯击时平均夯坑深陷与夯击次数的关系曲线,从图3中看出,连续点夯6击后,单击夯沉量已小于0.1m,第七、第八击夯沉量仅0.05m左右,仅为第一击夯沉量的25%。

综观孔隙水压力增量和夯击效能,各区最佳夯击次数以6-7击为宜。夯击次数过多则其后的夯击效能太低,反之则不能有效地加固地基。

效果检验

强夯结束后,对场地进行填石找平至6.1m标高,并用振动压路机将填石压密,检验工作在填石碾压后进行,由于碾压主要作用在于加固上部碎石层,主要在浅层,因此检验所得的成果可以代表强夯处理地基的效果。

1. 土体变形

强夯动荷载作用下,夯锤下土体受到强烈冲击,垂向位移很大,从图分析,连续夯击6击后Ho1、Ho2、Ho3区平均夯坑深达1.034m、0.881m和0.919m。从坑深看以Ho1区4000kN.m夯击能夯击下最大, Ho2和Ho3区次之且差别不大。夯击后一般夯坑大于夯锤直径0.5m-0.8m,夯坑形成后坑沿的碎石滚向夯坑,被下一击击实。从图3可看出在同一夯点随夯击次数的增加,单击夯沉量越来越小,说明土层被击实。

2. 土的物理力学指标

强夯处理前后各区土的主要物理力学指标见表1,从表1中可知处理前后土的性质有很大的变化,浅部1b、2a、2b层土层含水量降低,重度提高、 q_c 值和标贯N值成倍提高,孔

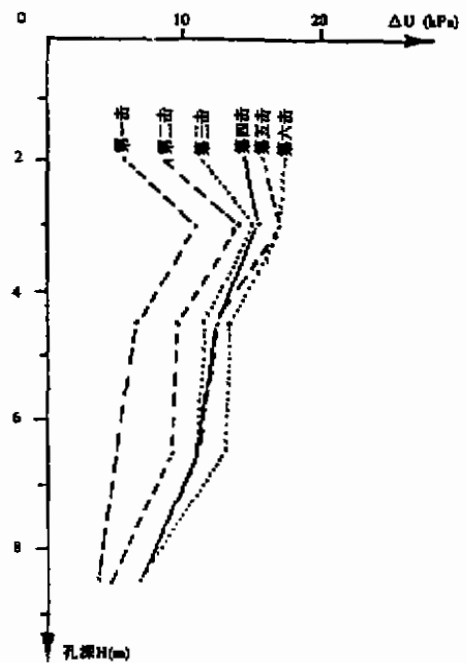


图2 强夯时孔隙水压力增量与深度关系曲线

隙比 e 值则明显下降,说明地基土得到了加固,土的性质得到了极大的改善。处理后用标贯击数对地基土进行地震液化判别,处理前在 7 度地震烈度条件下可液化土层已完全消除了液化的可能性。从静力触探曲线(图 4)和各层土标贯锤击数平均值(图 5)分析,经强夯处理后,地基土土质

均匀,力学指标差异小,说明在强夯过程中,土性差的强度提高幅度大,而土性好的土层则强度提高幅度较小。亦即土质松散的粉土易被压缩,反之则压缩量较小。

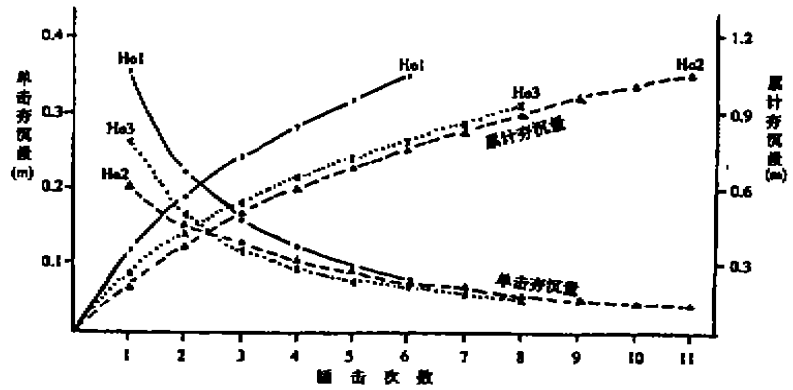


图 3 强夯夯沉量与夯击次数关系曲线

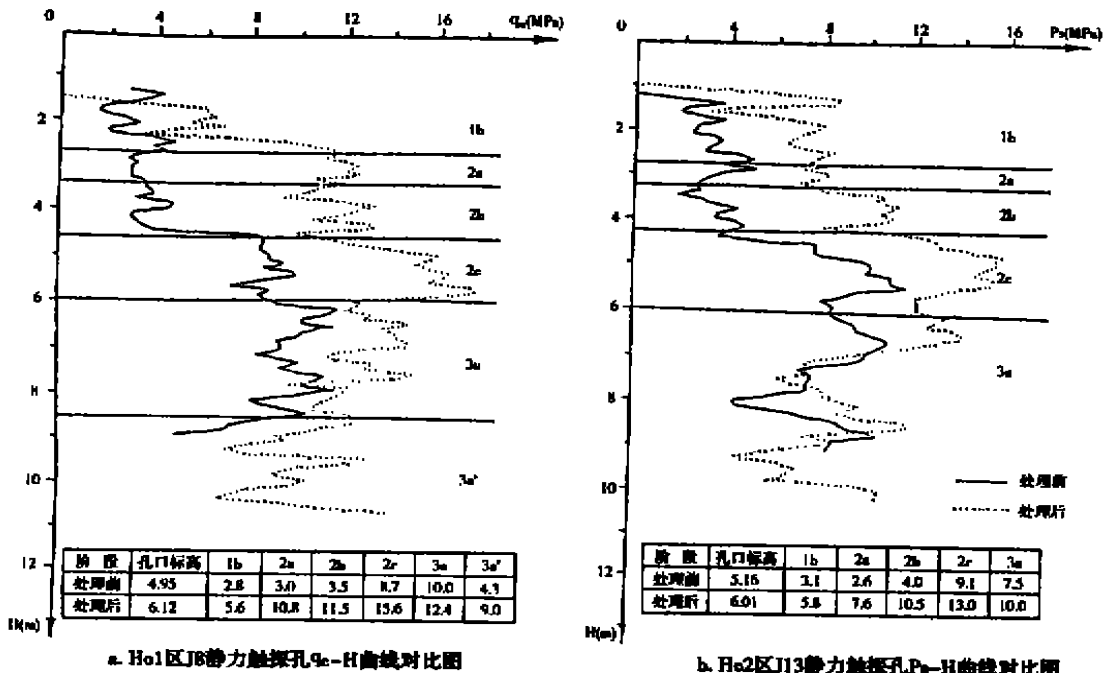


图 4 处理前后静力触探对比曲线

强夯处理前后地基土物理力学性质对比表

表1

试验区代号	层号	检测时间	含水量 (%)	重度 γ (kN/m ³)	孔隙比 e	压缩系数 a_{1-2} (MPa ⁻¹)	抗剪强度(固快)		标贯 N (击)	静力触探		
							ϕ^p	c		锥尖阻力 q_s (kPa)	比贯入阻力 P_s (kPa)	
Ho1	1b	处理前	37.3	17.8	1.090	0.32	27.4	17	7	2.8		
		处理后	31.8	19.1	0.863	0.21			25	5.6		
	2a	处理前	45.4	17.3	1.269	0.28	31.7	14	9	3.0		
		处理后	36.7	18.4	0.995	0.21	30.2	5	24	10.8		
	2b	处理前	31.7	18.1	0.965	0.20	27.5	13	13	3.5		
		处理后	31.9	19.4	0.836	0.15	32.0	5	27	11.5		
	2c	处理前	27.7	19.3	0.786	0.16	31.6	8	18	8.7		
		处理后	25.1	19.6	0.787	0.13	29.7	10	35	15.6		
	3a	处理前	27.2	19.6	0.749	0.14	30.2	12	19	10.0		
		处理后	27.3	19.6	0.770	0.17	33.1	5	26	12.4		
	3a'	处理前	35.9	18.7	0.962	0.21	30.9	13		4.3		
		处理后	28.2	19.1	0.818	0.20	32.4	6		9.0		
Ho2	1b	处理前	33.2	18.2	0.992	0.27	29.7	17	4	2.3	3.1	
		处理后	28.7	19.4	0.802	0.16			16	5.0	5.8	
	2a	处理前	38.7	18.0	1.097	0.21	28.8	14	5	2.1	2.6	
		处理后	29.1	19.4	0.797	0.14			20	6.1	7.6	
	2b	处理前	29.7	18.9	0.861	0.16	30.5	13	6	3.2	4.0	
		处理后							20	8.0	10.5	
	2c	处理前	27.6	19.5	0.764	0.14	30.6	15	14	8.7	9.1	
		处理后	28.7	19.5	0.790	0.15	33.4	10	22	11.0	13.0	
	3a	处理前	27.1	19.6	0.749	0.15	30.7	12	16	8.8	7.5	
		处理后	24.2	19.4	0.719	0.13	33.1	11	22	9.3	10.0	
	Ho3	1b	处理前	40.2	17.6	1.145	0.23	29.3	18	5	2.4	
			处理后	28.9	19.3	0.810	0.16				7.8	
2a		处理前	37.3	17.8	1.078	0.19	29.3	14	8	2.5		
		处理后	34.3	18.9	0.923	0.16	34.3	27	13	10.2		
2b		处理前	31.1	19.1	0.854	0.18	31.1	14	11	3.2		
		处理后	30.7	19.1	0.848	0.15			16	11.2		
2c		处理前	29.8	19.3	0.808	0.15	31.3	14	14	8.7		
		处理后	27.5	19.6	0.752	0.12			26	16.2		
3a		处理前	28.6	19.4	0.789	0.16	30.6	13	17	7.9		
		处理后	26.6	19.3	0.758	0.13	33.0	10	27	12.4		

强夯振动影响范围

强夯振动会对附近建筑物产生不良影响,其影响程度如何是一个比较复杂的问题,它与夯击能量、地基土类型和建筑物的类型、结构强度等因素有关。考虑到建筑物抗竖向振动的能力比抗水平向振动的能力要大得多,因此可用最大水平加速度的大小作为强夯振动对建筑物有否影响的标准。当强夯振动加速度随距离衰减,其最大水平加速度分量等于建筑物

抗振容许水平加速度时,此衰减距离即为强夯危及建筑物安全的最小距离。据《中国地震烈度》(1980),当地震烈度为VI时,人的感觉为惊慌失措,仓惶逃出,一般房屋个别砖瓦掉落,墙体微细裂缝,其水平向加速度为 0.63 m/s^2 ($0.45 - 0.89 \text{ m/s}^2$),而当VII度地震烈度时,则房屋已轻度破坏,其水平向加速度为 1.25 m/s^2 ($0.90 - 1.77 \text{ m/s}^2$)。也就是说在水平加速度小于 0.63 m/s^2 时,对建筑物是安全的。

强夯前在夯点下不同深度及不同距离处理了加速度传感器,一组检测水平方向地面振动加速度,另一组测量不同距离不同深度处的加速度变化。其检验工作由建设部综合勘察研究院完成。

夯击时检测这些传感器的变化,检测表明夯锤着地时加速度值最大,强夯冲击振动在地面传播时,地面水平径向振动加速度随传播距离的增大而很快地衰减。其衰减曲线见图6,实测距夯点中心23m处最大水平加速度为 0.73 m/s^2 ,从图6上看24m左右其水平加速度已衰减为 0.63 m/s^2 ,以此可以确定场地在 $4000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 夯击能作用下,强夯振动对建筑物的最小影响距离为24m左右,即强夯应远离建筑物24m,否则可能使建筑物受损。

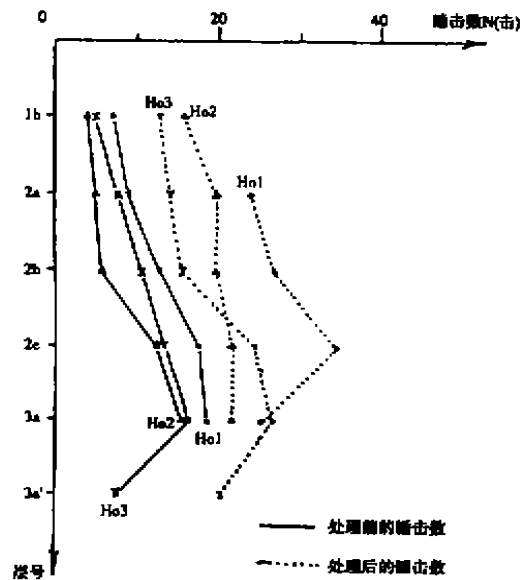


图5 填石强夯处理前后各土层标贯锤击数平均值对比图

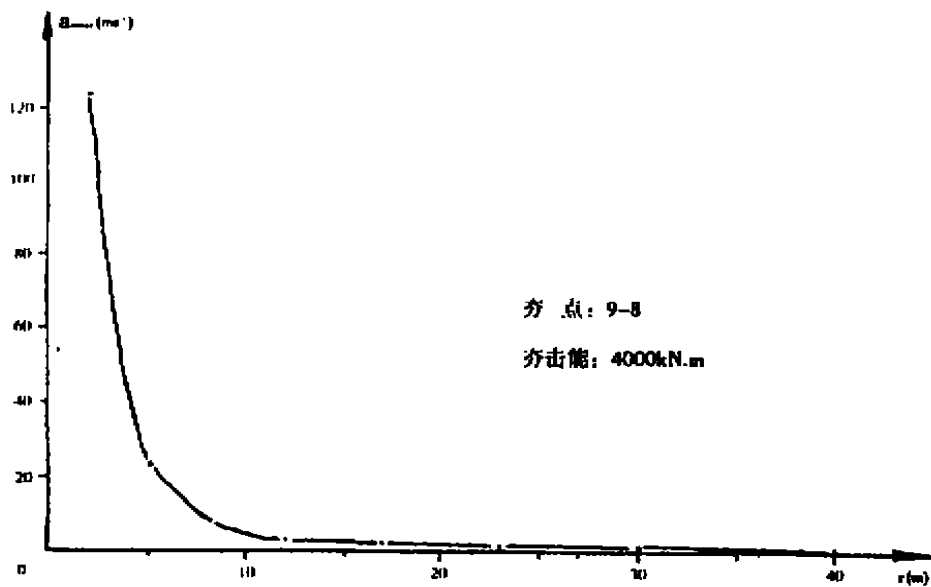


图6 Ho1区强夯地面振动水平加速度衰减曲线

图7为9-8夯点夯击第五击时地基土振动加速度等值线图,从图中可看出,强夯振动所引起的地基土中加速度随深度的增加而急剧衰减,地基土中加速度等值线呈梨形状,表明

在这个梨形区内各种应力都达较大,出现一个土体屈服区,亦即单点夯击时土体的加固范围呈梨形状。

强夯加固深度

强夯加固深度通常由著名的 Menard 公式计算,其式为:

$$H = \alpha \sqrt{\frac{Qh}{10}}$$

式中 H 为加固深度(m), Qh 为单击夯击能(kN.m), α 为系数,其值一般为 0.4-0.7。由于 α 取值不同,其计算的加固深度相差很大。

强夯加固深度主要取决于夯击能的大小和地基土的性质,同时也受施工方法(如强夯时同时降水或填石的厚度等)的影响。从试验分析,地基土性质差,其孔隙比大,松散,渗透性好,则容易被加固,当该类土厚度大,那么其加固深度就大,若地基土性质好,孔隙比小,承载力高,则其抵抗强夯所产生的应力作用的能力就大,强夯作用下,土的性质变化就小,其加固深度就小。因此要确切地计算加固深度是很困难的。

本次填石强夯检测表明:在深度 6.0-7.0m 以浅土体力学性质有明显的变化(表 1),图 4 静力触探曲线明显显示出这一规律,而 6.0-7m 以深土层物理力学性质变化甚微。土中振动加速度在 6m 处衰减为 1g(9.8m/s²)。从而可以确定填石强夯加固深度为 6.0-7.0m 且三种不同夯击能强夯的加固深度差别不大。

结语

1. 采用三种夯击能进行填石强夯处理粉土软弱地基,均取得了良好的效果,地基土被击实压密,静探 q_s 值和标贯击数成倍提高,处理后地基土土质均匀,物理力学性质指标明显变好,经处理后地基土已完全消除了 7 度地震条件下液化的可能性。从试验分析夯击能大者处理效果好于夯击能小者。

2. 填石强夯时,孔隙水压力最大增量一般在地表下 2-3m 左右,可达 50kPa,一般在点夯前第五、六击时为最大,随着夯击次数的增加,其增量趋于定值或略为减小。

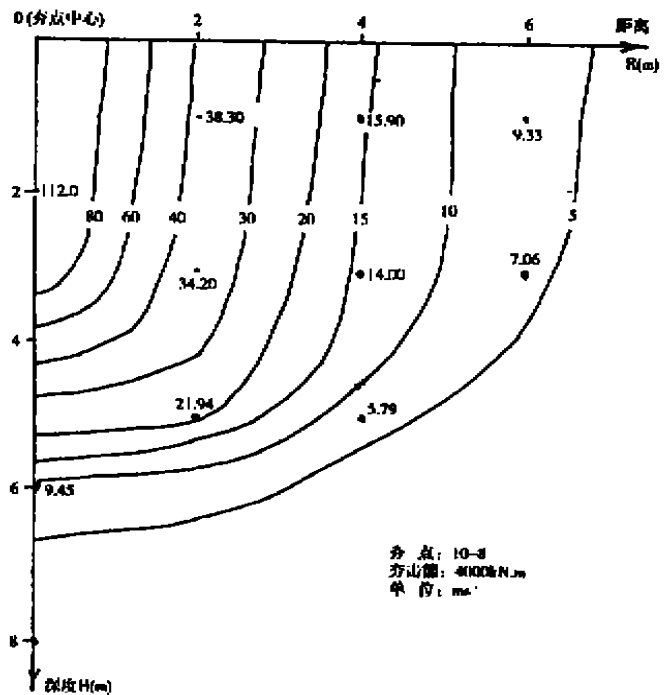


图 7 填石强夯时土中振动加速度等值线图

3. 4000kN.m 夯击能强夯时, 夯锤下地面振动加速度大于 160.6m/s^2 , 夯击第四击时夯锤下 2m 深处地基土中振动加速度则可达 139.0m/s^2 , 但其随距离和深度的增加而迅速衰减。以 VI 度地震烈度时的水平加速度 0.63m/s^2 对建筑物为安全标准时, 判断强夯振动对建筑物的最小影响距离为 24m 左右。

4. 强夯加固深度取决于夯击能的大小和地基土的性质, 在相同夯击能时, 一般来说当粉土、砂土松散, 孔隙比大, 软弱且性质差时, 则其加固深度大; 而密实、孔隙比小且性质好的粉土、砂土, 则加固深度相对要小。

参考文献

- 1 朱晓曦 叶兴永 降水强夯处理软弱粉土地基试验研究 地基处理 第 9 卷第 2 期 1998.6
- 2 王钟琦等 地震区工程选址手册 中国建筑工业出版社 1994.1
- 3 张孔修 陈友文 强夯机理初探 地基处理 第 4 卷第 3 期 1993.9
- 4 王成华 强夯地基加固深度估算方法评述 地基处理 第 2 卷第 1 期 1991.3

Study on treatment for Soft - weak Slit Foundation With Filling - Stone Dynamic Compaction Method

Ye Xingyong

(Zhejiang engineering Investigation Institute, Ningbo 315010)

Zhu Xiaoxi

(Zhejiang General Monitoring Station for Geological
Environment, Ningbo Branch, Ningbo, 315000)

Abstract: The site of main runway of Hangzhou Xiaoshan international Airport is widespreadly distributed with alluvial - marine silt and sand soil. The intensity of shallow foundation soil is low and liquefaction of shallow stratum maybe arise with a degree of weak - middle in the VII earthquake intensity condition. In order to demonstrate foundation treatment plan, a lot of test methods are adopted for foundation treatment, one of them is filling - stone dynamic compaction. The test area is divided into HO1, HO2 and HO3 subareas and compaction or filling - stone method is speradly adoped according to concrete situation. The results of site inspecting and determining show that the intensity of foundation soil has been improved, possibility of stratum liquafaction has been dispelled and good treatment effects has been achieved. The filling - stone dynamic compaction method can be adopted to treat wildraning soft - weak reasonable economy and obvious effects.

初论土中开口预应力管桩的闭塞系数*

胡根兴 陈如连 张国光

(浙江城建勘测工程有限公司 杭州 310006)

【摘要】 开口预应力管桩存在 λ_p 。各类土的 λ_p , h_b/d_s 是不同的。

前言

理论和实践说明:各种类型的开口桩都存在一个小于1.0的闭塞系数。行业标准“桩基规范”(JGJ94-94)5.2.10条钢管桩在计算 Q_{wk} 时, λ_p 的取值按下式:

$$Q_{wk} = Q_{sk} + Q_{pk} = \lambda_p \mu \sum q_{sk} l_i + \lambda_p \beta_{pk} A_p$$

当 $h_b/d_s < 5$ 时 $\lambda_p = 0.16 h_b/d_s \cdot \lambda_s$

当 $h_b/d_s \geq 5$ 时 $\lambda_p = 0.8 \cdot \lambda_s$

符号见规范。

闭塞系数的取值条件

(一)开口预应力管桩可以从规范的“思路”来确定 λ_p 。作者在实践中认为上式存在如下问题:

1. 各类土是否都是当 $h_b/d_s \geq 5$, $\lambda_p = 0.8 \cdot \lambda_s$ 。实践证明:不同的土在 $h_b/d_s \geq 5$ 时 λ_p 不会都为0.8(本文对0.8称为“最大临界值”。管桩的直径一般在 $\Phi 600\text{mm}$ 以内。规范上 $\lambda_s = 1.0$)。不同的土不应都是 $h_b/d_s \geq 5$,软土和硬土总是有别的,特别是“很硬”的土。桩端进入持力层,很难达到 $5d_s$ 的厚度,会大大降低 λ_p 值。

2. $\lambda_p = 0.16 h_b/d_s \cdot \lambda_s$ 的表达不尽合理。当 $h_b = 0$ 时, $\lambda_p = 0$, $Q_{pk} = 0$,不符合实际。当 $h_b = 1d_s$ 时, $\lambda_p = 0.16 \cdot \lambda_s$; $h_b = 2d_s$ 时, $\lambda_p = 0.32 \cdot \lambda_s$,似乎太小。实际情况是:桩端位于层面,按各种因素的综合影响,它应有一个“最小临界值”,其值绝不是0(本次为:0.38 ~ 0.54,是 λ_p 的61.3% ~ 77.4%)。

(二)闭塞系数的特性

从为数不多的桩静载荷试验的分析,综合研究后 λ_p 具有以下特性:

1. 各类土的最大临界值是不同的。

* 收稿日期:2000年8月

2. 各类土达到最大临界值的 h_b/d , 也是不同的。

3. 各类土的最大临界值应通过桩的静载荷试验来确定(本文因试验数量少, 提供的值是粗略的, 待以后逐步完善)。

4. 最小临界值应按诸因素综合而得。主要的影响因素为: 开口预制管桩的直径、壁厚、桩端持力层及紧靠的上覆土层的土类、性质、厚度。

5. 取消 λ_p 。开口预制管桩的“挤土效应”(指对 q_{sk} 的影响), 对绝大多数地层与预制桩基本一致。

6. 确定各类土的 h_b/d 的大小, 要以施工一般能达到的厚度为基点(即接近试验桩的厚度范围), 会减小计算所带来的误差。

闭塞系数的求得

(一) 经验公式及桩指标

经验公式及其选定的桩指标, 是否符合实际情况, 是决定估算的 Q_{sk} 误差大小的关键因素, 如果误差过大, 很难获得 λ_p 。本文的经验公式及其确定的桩指标 (q_{sk} , q_{pk} , Δh_p , H_p), 估算的误差较小(1991年上海“第六届土力学及基础工程会议”论文集, P307, 误差在 $\pm 10\%$ 以内的占 74.8%, 1992年作了局部调整, 一般情况下, 可控制在 10% 以内)。比“桩基规范”的误差要小的多, P226, 在图 5-12 上, 误差 $\leq \pm 10\%$ 占 33.6%, 误差 $\leq \pm 20\%$ 占 56.7%, 按此条件大部分试桩难以反映出 λ_p 的存在。

本文提供的经验公式, 是在总结桩的静载荷试验资料后得出的, 考虑了桩端进入持力层的厚度效应 (Δh_p) 和持力层上覆土层的厚度效应 (H_p , 即土层的不同性质和厚度)。 q_{sk} , q_{pk} , Δh_p , H_p 按试验资料经过回归, 反复验证和调整而得

$$Q_{sk} = Q_{sk} + Q_{pk} = \pi d \sum q_{sk} l + \lambda_p A_p q_{pk} [1 + (h/d - 3^*) \Delta h_p]$$

$$Q_{pk} = \lambda_p A_p q'_{pk}$$

$$q'_{pk} = q_{pk} [1 + (h/d - 3^*) \Delta h_p]$$

※ 碎石土为 1.5。式中 q_{pk} 已考虑了 H_p 的影响。

式中符号与“桩基规范”同。 h —桩端进入持力层厚度(规范为 h_b); d —桩径(规范为 d_s); Δh_p —桩端进入持力层每增减 $1d$ 厚度的进入厚度系数。即每增减 $1d$ 厚度的桩端土的极限承载力的增值与 $3d$ (碎石土为 1.5) 时的极限承载力的比值。

(二) λ_p 的确定

1. 按桩的静载荷试验确定 $Q_{sk-试}$ (有些桩试验未达到 Q_{sk} , 在满足推算的条件下, 按“经验公式”的统一方法确定), 再计算出 $Q_{sk-计}$ (不考虑 λ_p), 其比值 ($Q_{sk-计}/Q_{sk-试}$) 在 1.044 ~ 1.237 之间, 均大于 1.0, 反映出按“实心桩”计算的 $Q_{sk-计}$ 比试验的开口桩 $Q_{sk-试}$ 要大, 存在闭塞系数。

2. 按试验和计算的结果, 从它们的关系中求得 $Q_{pk-开口}$, $Q_{pk-实心}$, 其比值 ($Q_{pk-开口}/Q_{pk-实心}$) 则为试验桩的 λ_p 。此值的前提: 开口桩计算的 $Q_{sk-计}$ 与试验的 $Q_{sk-试}$, 其比值为 1.0 时, 才是“正确的值”, 但在实际中这种情况很少, 它还包括计算 Q_{sk} 的误差在内, 因而在综合

分析时应慎重对待计算误差的影响。计算误差过大的桩和比值小于1.0的桩,都不应参与确定各类土的 λ_p 。

3. 按同一类土对各桩的 $h/d, \lambda_p$ 进行综合分析提出该类土在 h/d 的条件下的 λ_p 。由于各桩计算误差不同,会出现 h/d 小的 λ_p 大,或 h/d 大的 λ_p 小的“反常现象”,在综合分析时要“认真对待”。只要确定 λ_p 接近实际,这些“反常现象”所带来的计算误差是不大的,如表中最后一项所反映出的。

4. 经过为数不多的试验桩,粗略得出如下的结果,解当前“燃眉之急”,日后逐渐完善。

粘性土: $h/d \geq 6$ 时, $\lambda_p = 0.82$ 。 $h/d < 6$ 时,按实际条件确定。S-70桩为 $0.54 + 0.046h/d$ 。

粉土: $h/d \geq 5$ 时, $\lambda_p = 0.80$ 。 $h/d < 5$ 时,按实际条件确定。表中三根桩均为 $0.51 + 0.058h/d$ 。

粉砂: $h/d \geq 4$ 时, $\lambda_p = 0.65$ 。 $h/d < 4$ 时,按实际条件确定。表中两根 $h/d > 4$ 时, $\lambda_p = 0.65$ 。

中砂: $h/d \geq 3$ 时, $\lambda_p = 0.62$ 。 $h/d < 3$ 时,按实际条件确定。S-57桩为 $0.38 + 0.08h/d$,S-67桩为 $0.48 + 0.046h/d$ 。

(三)综合分析值的检验

按各类土的 λ_p ,采用本文中的经验公式,其比值($Q_{sk-\lambda_p H} / Q_{sk-\lambda_p 试}$)为0.890~1.021之间,结果是满意的。应指出:按本文提的 λ_p 计算的结果比不考虑 λ_p ,其误差值会大大地降低,并处于安全的条件下。

粉土的三根桩是两个工地,中砂的三根桩是一个工地中的上下两层中砂。获得的 $\lambda_{p-试}$,粉土的范围值为0.796~0.820,差0.026。中砂的范围值为0.619~0.685,差0.069。说明:条件不同但差别不大,能反映出实际情况。

分析闭塞系数的综合表

桩号	桩径 (mm)	入土深度 (m)	桩端 持力层	h/d	$Q_{sk-H} / Q_{sk-试}$	$\lambda_{p-试}$	λ_{p-H}	$Q_{sk-\lambda_p H} / Q_{sk-\lambda_p 试}$
S-44	550	36.0	粉质粘土	7.27	1.104	0.773	0.820	1.021
S-70	550	40.0	粉质粘土	3.63	1.044	0.868	0.706	0.946
G-1	400	17.0	粉土	4.25	1.079	0.796	0.756	0.984
Y-1	500	12.2	粉土	4.40	1.105	0.820	0.765	0.967
Y-2	400	13.2	粉土	1.50	1.140	0.801	0.597	0.930
N-1	400	36.0	粉砂	7.50	1.163	0.710	0.650	0.966
N-2	350	36.0	粉砂	8.57	1.192	0.652	0.650	0.999
S-57	550	29.36	中砂	0.91	1.237	0.624	0.453	0.890
S-66	550	31.2	中砂	3.45	1.190	0.685	0.620	0.960
S-67	550	41.0	中砂	2.72	1.203	0.619	0.606	0.992

Initial Inquiring into The Closing up Coefficient of The Pre - Stress Tube Piles

Hu Gen - xing Chen Ru - lian Zhang Guo - guang
(Zhe jiang cheng jian kan ce gong cheng you xian gong si, Hang zhou, 310006)

Abstract: From theory and practice, every type of opening - prefabricated piles have closing up coefficient(λ_p), which is ≤ 1.0 . This article probes into the question of λ_p in code, and the specific property of λ_p . It offers a experienced formula of ultimate resistance of single pile, and formulae of λ_p in cohesive soil, silt and sand. These formulae are all tested and verified in the practices.

欢迎订阅《地基处理》

——一份属于土木工程界的刊物——

《地基处理》于1990年创刊,至今已有十一年。经过广大读者、作者、审稿者、编委以及各次专业会议的热心支持,逐渐取得有关地基处理设计、施工、勘测、测试、教学、科研以及业主和监理人员等等广泛、深入的理解和参与,成为土木工程技术人员的良好益友。

本刊决心继续为地基处理技术的发展与提高服务,作为地基处理理论与实践经验的传播交流园地,反映工程实际,体现我国水平,探讨发展方向,介绍国外情况,以资借鉴。并用一些篇幅,介绍从事地基处理的科研、设计、勘察、施工,生产地基处理机械、测试仪器、材料等单位以便沟通情况,促进协作,集思广益推动前进。

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会和浙江大学土木工程学系联合主办。并于1994年2月成立了《地基处理》杂志社。《地基处理》为季刊,一年4期。《地基处理》编委会由工作在全国各地的地基处理专家组成。

现已开始2001年度的订阅工作:

订阅一年(2001) 4期 20元(包括邮费)

订阅三年(2001-2003) 12期 60元(包括邮费)

如蒙订阅,可向《地基处理》发行部索取订单,或直接将款项目汇至:杭州西湖信用社,帐号70620113367000。收款单位:浙江浙峰工程咨询有限公司,注明订购《地基处理》。或通过邮局寄至杭州浙江大学玉泉校区土木系欧阳晶红,(邮编310027)。同时将订购单(或信函)寄至浙江大学玉泉校区土木系黄小玲,以便及时邮寄。

联系电话:0571-7952077

振动沉管灌注桩若干问题的探讨*

曹沂凤

(中国有色金属工业昆明勘察设计研究院 昆明 650051)

[摘要] 本文介绍近二十年来在工程实践中遇到的振动沉管灌注桩若干问题,并提出初步认识,供同行参考。

前言

振动沉管灌注桩近二十年来在我国发展很快,且在工程建设中广泛应用,取得巨大的经济效益。但是,在工程实践中也出现了一些技术问题,需要不断地探讨和总结,使其更趋完善,更好地服务于工程建设。笔者对一些问题提出初步的认识,供同行参考。由于掌握的情况是有限的,有些认识难免不失偏颇,希望指正。

穿越硬土层问题

某些建筑场地存在坚硬土层,用常规的方法桩管不能穿越,桩长达不到设计要求。近年来的施工实践,有以下几种方法。

1. 空管扰土法。在地基中存在个别的坚硬土层,可用不带预制桩尖的桩管,沉入地下将硬土层切通。然后上拔桩管出地面,桩管的内壁上往往会粘着一些粘性土(如果地基土中存在粘性土层)。初期一些施工单位缺乏经验,没有采取措施将管内壁上粘着的浮土清除干净。就将桩管压上预制桩尖沉到设计深度。在振动沉管过程中,相当部分的浮土会振落在桩尖的顶面上,形成一个软土夹层,注入混凝土成桩,将会导致桩端阻力降低。

昆明某高层建筑用外径为480mm的桩管,直径为540mm的预制桩尖,用扰土方法施工了4根24m长的试桩。设计按勘察资料计算单桩承载力可以达到2400kN。静载试验结果没能达到预期值。

4根试桩静载荷试验结果

表1

试桩编号	1	2	3	4	4根试桩竖向极限承载力标准值的平均值
单桩竖向极限承载力标准值(kN)	2400	2400	2000	1800	2150

* 收稿日期:1999年11月

按试桩结果建议设计人员采用 2150kN 是无可非议的。但是,勘察人员认为试桩结果没有正确反映客观地基条件,因为扰土后没有将粘着在桩管内壁上的浮土清理干净。建议将 3 号及 4 号两根试桩尽量向下压送,结果 3 号桩压送 40cm,单桩竖向极限承载力提高到 2700kN,4 号桩压送了 100cm,承载力也提高 2700kN。由于工期紧迫,1 号及 2 号没有继续压送。将 4 根桩的极限承载力平均标准值提高到 2600kN,供设计使用。并明确规定,施工工程桩采用空管扰土,必须将桩管内壁的浮土清理干净。该楼已建成投入使用,各观测点平均沉降量为 60mm,已趋稳定。

2、内击锤法。桩管下沉到某深度遇坚硬地层受阻,将 2~3 吨重锤放入桩管内,用打桩机的副卷扬机钢绳带动,提起和落下,打击预制桩尖,强迫穿越坚硬土层,桩管随同跟进。但在饱和水的砂性土或砾石卵石地层中使用这种方法,当重锤向上提起时,形成负压,易将地基中的水或泥砂吸入沉管内,在端部形成水柱和泥砂夹层,再灌注混凝土成桩,先落入桩端的混凝土受水的离析作用并与桩尖上沉积的泥砂形成一个松散体,使桩端阻力降低。

昆明某高层建筑采用内击锤方法施工了 4 根试桩。按勘察资料计算单桩竖向极限承载力标准值为 2500kN 左右,静载试桩得平均极限值仅达到 1650kN,降低了 34%。该场地为饱和水的园砾、粉砂及粉土层。

另一处高层建筑位于昆明市盘龙江边。地基土主要为砂、砾石饱和水地层。施工 6 根试桩均采用了内击锤方法穿越硬地层。锤击次数多的桩承载力低,锤击次数少的桩,承载力高。按常规锤击次数多的桩,应是硬土出现较多的地段,桩的承载力应是偏高的。该工程出现了相反的结果,也印证了前面的论断。

在弱透水粘性土地,用内击锤法,一般不会出现上述情况。

3、桩管预钻孔法。该法适用硬土层频繁出现的场地。用空管切通第一次出现的硬土层,上拔桩管出地面,启动振动锤,将切入管内的土柱全部抖出。再下入空管,切通第二个硬土层,拔出地面将土抖净。如此反复若干次,使钻孔接近设计桩深(一般相差 1~2m)。检查桩管内壁上有否粘着的浮土,如果有,必须清理干净。将桩管压上预制桩尖沉到设计深度。如果地基中存在软土夹层或松散的砂夹层,应将桩尖捆挂在桩管端部,并注入封底混凝土,确保沉管过程,孔内的积水和沉砂不能进入管内。桩管到达设计深度,灌注混凝土上拔时,又要保证桩尖能留在原来到达的深度,不能有丝毫带动,故捆挂的措施也不能过于牢固。凡是认真采取了这些措施,用桩管预钻孔再成桩的工程,均能达到预期的效果。

对于这种方法有两种不同的观点:一种认为用桩管预钻孔会降低桩侧阻力;另一种认为预钻孔后再成桩,相当于钻孔灌注桩,按《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94)(以后简称桩基规范)表 5.2.8-1 所列数据,无论水下作业或干作业钻孔灌注桩的极限侧阻力标准值均大于沉管灌注桩 20%左右,所以用桩管预钻孔,不会降低桩侧阻力。对于这个有争议的问题,笔者尚无专门的对比试验资料,只能通过某些工程试桩资料间接说明一些情况。

如,昆明某工程用外径 426mm 的桩管预钻孔 20.6m,并用 0.5m³ 的碎石清除管壁浮土,先单打到 21.3m,再进行一次全复打成桩,灌注混凝土共 6.03m³,换算平均桩径为 600mm。根据地基土的物理指标按桩基规范求得桩的极限侧阻力加权平均标准值为 28.73kPa,极限桩端阻力标准值为 2400kPa,并计算出单桩竖向极限承载力标准值为 1836.36kN。静载荷试验得到该桩极限承载力标准值为 2000kN。按试桩结果反算桩的极限侧阻力平均标准值为 33.70kPa,比按规范计算值高出 17.30%。

昆明另一项工程用外径426mm桩管预钻孔完成了4根单打试桩,由于没有清除管内壁的浮土,又值雨季施工,孔内很快积水,预制桩尖也未采取措施与桩管接牢,成桩后一月,经静载试桩,只有1根达到设计原计算值,其余3根分别低于计算值2.20%、9.42%及30.80%。这就难免将其原因归咎为预钻孔降低了桩侧阻力所致。

关于这个有争议的问题,今后希望能通过若干次专门的对比试验来解决为好。

关于复打桩

在砂性土为主的地基中采用复打桩,由于挤密作用,使地基土的桩侧阻力提高,从而增大桩的承载力。相反,在饱和软粘性土地基中,采用复打工艺,桩侧阻力会降低,导致单桩承载力相应减小。通过若干工程试桩实例列于表2中及表3中加以说明。

不同地基条件复打桩侧阻力变化情况

表2

工程代号	地基条件概况	完成试桩的工艺及其规格与数量	试桩静载试验 竖向极限承载力 标准值 (kN)	按桩基规范计算 取得的桩侧 极限阻力加权 平均值 (kPa)	按试桩结果反 算取得的桩侧 极限阻力标准 值 (kPa)	桩侧极限阻力 值提高或降低 的百分率(%)
昆明工程A	中密的圆砾、粉砂和硬塑粘土构成	用外径273mm桩管预钻孔,经一次全复打完成4根桩,平均桩长10.4m,桩径为420mm	4根桩的平均值: 1200kN	50.35	72.77 (4根桩的平均值)	提高 45.53
昆明工程B	由砾砂、粉细砂及粉质粘土构成,地基土较硬	共进行5根试桩,用426mm桩管预钻孔,平均深27.8m,均用0.5m ³ 碎石清除管内壁浮土,经一次全复打成桩,平均桩长29.7m,桩径为700mm	5根桩的平均值: 4500	40.92	5根桩的平均值: 52.10	提高 27.33
昆明工程C	由粉砂、粘土及粉质粘土构成,地基土较松软	用426mm桩管,经一次全复打完成5根桩,桩长平均为32m,桩径为650mm,均未进行预钻孔	5根桩的平均值: 3384	32.48	5根桩的平均值: 39.35	提高 21.15
昆明工程D	主要由软塑的粉质粘土及淤泥质粘土构成	用377mm桩管,经一次全复打成桩,桩长18m,桩径533mm	成桩经30天试桩值: 520	21.50	按30天试桩结果反算值: 10.13	降低 52.88
			成桩经130天试桩值: 720		按130天试桩结果反算值: 16.96	降低 21.12

再介绍省外某工程进行的单打桩与一次全复打桩对比试验资料。也说明在饱和软土地基中进行复打,会降低桩侧阻力。

复打桩比单打桩桩侧阻力降低情况

表 3

地基条件	成桩工艺及规格	静载试验取得的单桩竖向极限承载力标准值 (kN)	按静载试桩结果反算取得的桩侧极限阻力标准值 (kPa)	复打桩比单打桩桩侧阻力降低的百分率 (%)
饱和软粘土构成	用外径 325mm 桩管, 直径 370mm 桩尖, 单打成桩, 桩长 12m, 桩径 350mm	560	23.65	26.30
	用外径 325mm 桩管, 径一次全复打成桩, 桩长 12m, 桩径 460mm	672	17.43	

工程实践说明,在饱和软粘性土地基中采用复打工艺扩大桩径,会进一步引起地基土孔隙水压力升高,桩周土结构进一步扰动,导致桩侧阻力降低。

关于端部复打扩底桩

其操作程序是:桩管沉到预定深度,灌注一定量的混凝土,将桩管上拔 1~2m,使桩管端头以下的混凝土与地基土接触,用一个专门的装置压在桩管内的混凝土面上,将该装置与桩管锁定,启动振动锤,迫使桩管与管内的混凝土同时下压 1~2m,桩端下方的混凝土向周围挤开,经受一次复打,桩端直径扩大有 $\sqrt{2}d$ (d 为桩管外径)。按前述方法进行第二次端部复打,桩端直径扩大为 $\sqrt{3}d$ 。使桩的端阻力扩大 1 倍或 2 倍(复打 1 次为 1 倍,2 次为 2 倍)。在地基条件适宜的情况下,这种方法可以收到投入少,产出多的效果。

在昆明某工程进行过专门的对比试验,试验情况列于表 4。

进行端部复打时,桩管下方的混凝土同时受到向下压扁,以及向四周挤胀的作用力,迫使这部份混凝土向周围扩大。在软土地基中扩大头的实际值比理论计算值可能偏大,在较硬的地基中,扩大头的实际值可能比理论计算值偏小。

按照上述试桩结果,将该工程后期施工的 10 余幢 7 层住宅楼的桩基由原定的一次全复打桩改为端部二次复打扩底桩。总共完成 2000 余根桩,节约混凝土 30% 左右,造价降低 25% 左右。经沉降观测,沉降量仅为 10~20mm。效果良好。

用同样方法为云南某市一幢 20 层的建筑提供了桩基,该楼建成投入使用已三年,沉降仅为 20mm,效果也好。

端部复打扩底桩对比试验资料

表4

地 基 条 件	成桩工艺及成桩规格	静载试验取得的单桩竖向承载力极限标准值(kN)	按地质资料计算得到的单桩竖向极限承载力标准值(kN)	情况分析
地基主要由软塑—流塑状淤泥质粘土及软塑—可塑状的粉质粘土构成。在多台打桩机同时施工的过程中补作了静力触探并按23—58号单打桩静载试验结果反算得到18m长的桩侧极限阻力加权平均值为10.6kPa,端端极限阻力标准值为800kPa。	23—58号桩,用377mm桩管单打成桩,桩长17.8m,桩径为420mm	360	360	理论计算与试桩实际值相同
	23—89号桩,用377mm桩管经一次端部1.2m高的复打成桩,桩长18m,桩身直径为420mm,扩大头按理论计算为533mm直径。	415	414	理论计算值略低于试桩实际值
	23—5号桩,用377mm桩管经二次端部1.2m高的复打成桩,桩长18.1m,桩身直径为420mm,扩大头按理论计算为653mm直径	535	507	理论计算值低于试桩实际值24kN,低4.48%

桩的时效问题

在饱和粘性土和粉土地基中施工密集的沉管灌注桩,地基土受到挤压后,孔隙水压力会急剧上升,桩周土体结构也会受到一定程度的影响,导致桩的侧阻力和端阻力降低。随着时间的推移,孔隙水压力逐渐消散,桩周土结构逐渐恢复,桩的侧阻力和端阻力会逐步回升,这种现象通常称为时效作用。

前面介绍的昆明某工程先后施工了一千余根一次全复打桩和二千余根端部复打扩底桩。静载试桩均是在数台打桩机施工过程中进行的。按常规试桩竣工满一个月后进行静载荷试验,单桩竖向极限承载力标准值均未达到预期值。打桩机陆续远离后,为了取得时效影响,对3根桩进行了专门的对比试验,试验情况列于表5。

从对比试验结果分析,桩端均进入可塑状态的粉质粘土层中,该层孔隙水压力较上部的软塑状的淤泥质粘土消散较快,端部二次复打扩底桩的承载力主要靠桩端阻力提供,随着时间的推移,其承载力增长较快。一次全复打桩的承载力主要靠淤泥土的桩侧阻力提供,其承载力的增长较慢。

在饱和粘性土为主的地基中先施工工程桩,桩基竣工后再作试桩,应注意考虑桩的时效影响。以免对桩基承载力作出不切合实际的判断。

全复打桩与端部复打扩底桩时效试验

表 5

桩号	桩型	桩施工日期	静载试桩日期	桩竣工天数 (天)	极限承载力标准值 (kN)	承载力 增长率
16-5	端部二次 复打扩底桩	1994年6月10日	1994年7月16日	35	420	52.4%
			1994年9月4日	86	640	
18-60	端部二次 复打扩底桩	1994年5月6日	1994年6月10日	35	420	90.5%
			1994年9月3日	119	> 800	
26-72	一次全 复打桩	1996年4月26日	1994年5月26日	30	520	38.5%
			1994年9月4日	130	720	

关于沉管灌注桩的异形(非圆形)桩管

振动沉管灌注桩的桩管历来均采用圆形横截面钢管,所成之桩均为圆形。笔者在 1955 年提出异形(非圆形)桩管(专利代号为 ZL95204559.1,名称为沉管灌注桩的异形沉管)。

例如:将一根圆形横截面桩管改为同等周长的方形横截面桩管,成桩之后两者的桩侧阻力是相等的,但可以节省混凝土 20%左右。其经济效益是显著的。

目前有些基坑支护工程采用沉管灌注桩,如果将圆形横截面桩管改为矩形横截面,桩身内的钢筋可以按受力情况合理配置,充分发挥材料的作用,工程造价能降低更多。

桩尖卡进桩管的隐患

由于工程建设的发展,对沉管灌注桩的承载力要求愈来愈高,迫使桩长与桩径不断增加,对振动打桩机的功率要求越来越大,在沉管过程中,桩尖遇到硬土层,桩管对桩尖的打击力度随之增大。如果桩尖的强度不能满足工程要求,往往被击碎,卡进桩管,一般很难被发现。注入混凝土上拔桩管时,管内的混凝土会将桩尖推出管外,下落在孔底的浮土之上,导致桩端阻力降低或完全消失。这种隐患,事后用动力检测的方法是难以查出的。所以,只能靠预先防患。我们常用的方法有两种:一种是在桩尖的肩台上套上一个 6mm 厚的钢板环,分散桩管对桩尖的打击力;另一种方法,在桩管下端横上一块 20mm 厚的钢板条,其一端用铰与桩管连接,沉管前将钢板条紧压在桩尖的顶面上,既分散桩管对桩尖的打击力,又防止桩尖卡进管内,注入混凝土上拔桩管,混凝土将钢板条挤开,使混凝土能与桩尖顶面紧密结合。经工程实践证明,这两种方法都是行之有效的。

在软土地基中施工灌注桩,由于地基土阻力小,只要桩尖的强度是好的,一般难以打坏卡入管内,可免去以上措施。

关于沉管灌注桩的最小中心距

桩基规范规定:排数不少于3排,且桩数不少于9根的穿越饱和软土的挤土灌注桩,其最小中心距应为 $4.0d$ 。

但桩基施工单位为了确保成桩直径能满足设计要求,一般宁可超过设计桩径。如:设计要求桩径为500mm,施工单位一般采用外径为480mm的桩管,直径为530~550mm的桩尖,成桩直径一般达到550~600mm。设计桩的最小中心距最好按试桩成桩直径作为依据,或者按当地经验将桩的最小中心距适当增大一些采用,有利于确保工程质量。

以往不少工程实例,在饱和软土地基中施工沉管灌注桩,由于桩距太小,将未凝固的相邻桩挤扁,混凝土被挤出地面并将钢筋笼带出地面,或者将初凝的相邻桩挤断。特别是大面积群桩基础,桩距太近,会引起地基土过量隆起,将基桩大量挤坏拉断,造成严重的工程事故。

在饱和软土中施工沉管灌注桩,桩的最小中心距应引起重视,若桩距实在不能满足规范要求,可采用跳打法施工,待先期完成的基桩混凝土达到规定的龄期后,再补打中间的桩。为了保险,可采用桩管预钻孔,减少或消除桩管下沉时的挤土作用,确保成桩质量。

关于大面积群桩基础地面隆起问题

大面积沉管灌注群桩基础,在饱和粘性土地基中施工,由于密集的挤土作用以及孔隙水压力急剧上升,必然使土体向四周及地面扩展。根据国外资料,地面隆起的体积与灌入混凝土体积之比约为50~60%。这个经验值也为我省一些工程所证实。

昆明某工程地基土由饱和软粘土及粉质粘土构成,设计采用桩筏基础。筏的总面积为 1200m^2 ,布桩440根,共灌入混凝土 2335m^3 ,地面隆起1m,隆起的总体积为混凝土体积的51.4%。桩基竣工,经动测检验有6.7%桩被拉裂。

云南某市一项在饱和软土地中施工的大面积群桩基础,由于桩距太小,地面隆起1.7m,地面隆起体积为灌入混凝土体积的62.5%,使相当部分的桩被拉断。随后又在该市建造一大面积群桩基础。由于有前次工程经验,尽管地基土为饱和的软粘土及粉质粘土,设计的桩距也较小,施工单位与设计单位共同商定,采用桩管预钻孔处理。筏片总面积为 525.6m^2 ,布桩242根,钻孔共取出地基土约为 633m^3 ,灌入混凝土量 984m^3 ,两相抵消实际等于灌入混凝土 351m^3 ,桩基竣工后地面隆起0.3m,隆起体积为 158m^3 ,与灌入混凝土体积之比为45%。经动测抽检,均为优良桩。

通过以上工程分析,当地面的隆起量预估可能超过1m左右时,应考虑采取措施,确保桩不被挤坏或拉断。

Approach to The Several Problems of Vibratory Cast - in - situ Pile

Cao Yi Feng

(Kunming Prospecting Design

Institute of China National Non - ferrous Metals Industry Kunming 650051)

Abstract: The several problems from the engineering experience of vibratory cast - in - situ pile will be introduced in this paper, and some primary studies given.

第六届全国土动力学学术会议简讯

由中国振动工程学会、中国土木工程学会土力学及岩土工程学会、中国力学学会、中国水利学会、中国建筑学会、中国地震学会和中国工程建设标准化协会等7家学会共同主办,河海大学岩土工程研究所和南京水科院土工研究所联合承办的《第六届全国土动力学学术会议》将于2002年5月18日至20日在南京河海大学召开,会议将就以下议题广泛征稿:

(1)土的动力特性下本构关系;(2)地基、土工建筑物及生命线工程抗震分析;(3)砂土液化与地震永久变形;(4)土工动力测试技术及应用;(5)土与结构动力相互作用;(6)土工抗震加固技术与减震隔振措施;(7)岩土地震工程及环境工程;(8)震源机制与波动传播;(9)动力机器基础;(10)爆炸防护工程;(11)海洋岩土工程;(12)工程实录。

欢迎全国各地从事土动力学与岩土地震工程研究的设计、科研、施工单位的同仁积极踊跃投稿。文章要求具体、明确、严谨,未正式发表过,文责自负且不涉及保密内容。量单位要严格执行《中华人民共和国法定计量单位》中有关规定。提交论文为8000字以内(含图表)。来稿务必一式两份。论文格式和要求将在录用通知中说明。本次会议录用论文将由国内著名出版社正式出版论文集。

投稿截止日期:2001年08月30日 录用通知日期:2001年10月30日 修改截止日期:2001年12月30日

联系人及电话:210098,南京市西康路一号河海大学岩土工程研究所

刘汉龙 教授 025-3713073, hliu@jlonline.com

高玉峰 副教授 025-3732526, yfgao@jlonline.com

(第六届土动力学学术会议组委会)

(河海大学岩土工程研究所代章)

群桩沉降计算的简易理论*

何思明

(中国第十九冶金建设公司建筑设计研究院 四川攀枝花 617023)

[摘要] 本文在文献(1)的基础上,提出了一种群桩沉降的简易计算方法。该方法能考虑土体的三向应力对群桩沉降的影响以及土的非线性特性。结合一工程实例给出了具体分析步骤,结果表明:本文理论原理简单、计算量不大,特别适合工程设计需要,具有较大的实用性。

前言

为便于广大设计人员掌握运用,作者在文献(1)研究内容的基础上,提出一种群桩沉降计算的简易理论。董建国⁽²⁾等建议,群桩的沉降计算应根据群桩桩侧总阻力与群桩承担的总外荷载的大小关系不同区别对待。当群桩桩侧总侧阻力大于总外荷载时采用复合地基模式计算群桩沉降;当总侧阻力小于总外荷载时宜按等代实体深基础模式进行群桩沉降计算。在作者提出的群桩简易理论中也采纳了这一思路。对群桩桩身变形量,建议以复合压缩模量公式为基础进行计算,而对群桩桩端下卧层的沉降则按建议的修正分层总和法计算。

群桩总侧阻力

桩侧阻力与土体的抗剪强度有关,根据摩尔-库伦准则,土的抗剪强度为:

$$\tau = \sigma_t g \Phi + c \quad (1)$$

式中, c 、 Φ 为土体剪力试验的两个强度指标。考察如图1所示的群桩基础问题,根据土的抗剪强度与土体自重应力的关系,可求得桩侧抗阻力:

$$\tau_s = K_0 \sigma_s g \Phi + c \quad (2)$$

式中, K_0 为土的静止侧压力系数, σ_s 为土的自重应力。

对于分层土,经过推导可求出群桩的总侧阻力 T 。

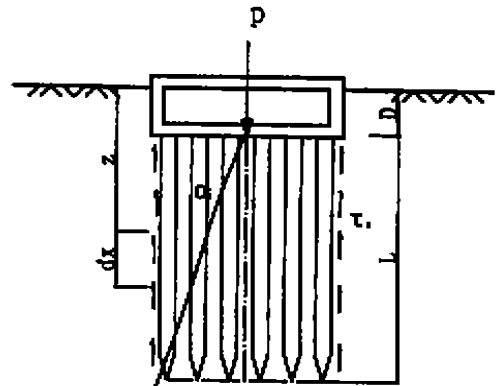


图1 群桩总侧阻力计算模式

$$T = U \sum_{i=1}^n (K_i \sigma_{\omega i} \tan \Phi_i + c_i) \cdot h_i \quad (3)$$

式中, U —群桩基础平面的周长, $\sigma_{\omega i}$ —承台至桩端范围内第 i 层土的平均自重应力, h_i —第 i 层土的厚度, c_i 、 Φ_i —第 i 层土的凝聚力和内摩擦角, K_i —对应于第 i 层土的静止侧压力系数。

复合地基模式的群桩沉降计算

当作用在承台底面的总荷载 P 小于群桩总侧阻力 T 时, 按复合地基模式计算群桩沉降。群桩总沉降由两部份组成。即桩身变形量 S_p 和群桩桩底下卧土层的沉降量 S_s 。下面分别给出各自的计算方法。

1. 关于 S_p 的计算

对与复合地基模式的群桩桩身变形, 建议按下式计算:

$$S_p = \frac{P \cdot L}{2A \cdot E_c} \quad (4)$$

式中, P —群桩承受的总外荷载; A —承台底面积; L —群桩桩长; E_c —复合地基压缩模量, 按文献(1)中公式(3-36)计算。

2. 关于群桩桩底下卧层的沉降计算

群桩承台底面处的竖向附加应力为:

$$p = \frac{P}{A} - \sigma_{\omega} \quad (5)$$

式中: P —群桩承受的总外荷载; A —群桩承台的底面积; σ_{ω} —承台底面处土的自重应力。

群桩桩底下卧层内任意点处的三向应力可采用 Boussinesq 公式计算(如图 2)若是桩箱基础则宜按 Mindlin 应力公式计算。求出了应力之后, 再根据文献(1)的方法计算 S_s 。

等代实体深基础模式计算群桩沉降

当作用在群桩基础上的总外荷载 P 大于总侧阻力 T 时, 基础沿长、宽周边深度方向的剪力抵抗不住外荷载的作用, 使得承台四周的土体产生很大的剪应变。此时群桩桩长范围内外的土和桩间土体产生整体性破坏。对这种情况宜采用等代实体深基础模式计算群桩沉降。

1. 群桩桩端平面上的附加应力计算

如图 3 所示, 作用在群桩桩端平面上的附加应力可用下式计算:

$$p = \frac{P + G - T}{A} - \sigma_{\omega} \quad (6)$$

式中: T —群桩的总侧阻力; P —群桩基础承担

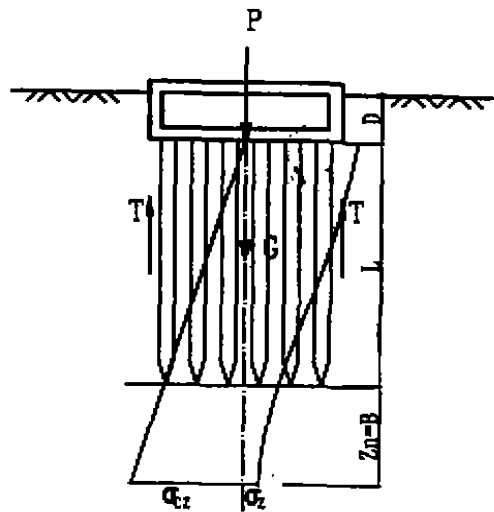


图 2 复合地基模式的群桩桩端土层附加应力计算

的总外荷载; G —包括桩间土在内的群桩实体重量; A —承台的底面积; σ_a —群桩桩底平面处土的自重应力。

2. 群桩桩端下卧层内任意点的附加应力计算

按上节求出了作用在群桩桩端平面上的附加应力之后,就可根据文献(1)中公式(3-6-a)-(3-6-f)来计算群桩桩端下卧层内任意点处的三向附加应力。对于非角点处的应力解可根据角点法按应力叠加原理来计算。

如图4所示的群桩桩端平面问题,若要计算平面内任意点 A 处及其对应下卧层内任意深度处的附加应力,可以 A 点为交点将群桩桩端平面划分成4个小矩形,按4个矩形平面分别角点处计算各自产生的附加应力 $(\sigma_y)_1$ 、 $(\sigma_y)_2$ 、 $(\sigma_y)_3$ 、 $(\sigma_y)_4$ 。最后,根据叠加原理即可求得 $(\sigma_y)_A$:

$$(\sigma_y)_A = \sum_{k=1}^4 (\sigma_y)_k \quad (7)$$

3. 群桩桩身变形 S_p 计算

等代实体深基础模式的群桩桩身变形量的计算可按下式进行:

$$S_p = \frac{(P + pA_c)L}{2A \cdot E_c} \quad (8)$$

式中, P —群桩承受的总外荷载; p —作用在群桩桩端平面处的附加应力,按公式(6)计算; A —承台底面积; L —群桩桩长; A_c —群桩分布范围的面积; E_c —复合地基压缩模量,按文献(1)中公式(3-36)计算。

4. 群桩桩端下卧层土体的沉降 S_s 计算

等代实体深基础模式的群桩桩端下卧层土体的沉降计算,可同样采用修正分层总和法计算,在此不再作说明。

工程算例⁽³⁾

由于群桩现场试验工作比较困难,一是荷载太大,二是试验费用太高,因而缺乏这方面的现场试验资料。为检验本文理论的正确性,特引用文献⁽³⁾的资料给予证明。

上海地区一20层高层建筑住宅,采用桩箱基础,基础平面尺寸为 $28.2\text{m} \times 26.9\text{m}$,钢筋混凝土方桩尺寸为 $0.45 \times 0.45 \times 8\text{m}$ 。桩入土深度 9.9m ,共270根桩,箱底压力 240.7kPa ,地下水埋深约 1.0m 。地基土层及其主要物理力学指标见表1。

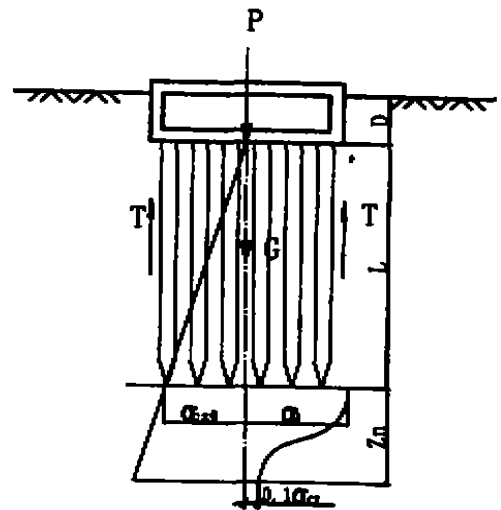


图3 等代实体深基础模式的群桩桩端土附加应力计算

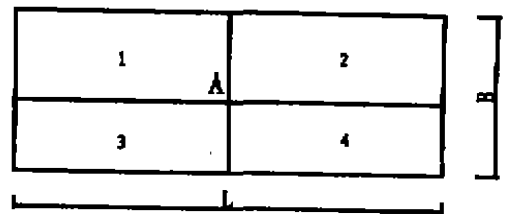


图4 非角点处的附加应力计算

各土层的主要物理力学指标

表 1

序号	土层名称	层厚 m	层底 深度 m	重度 kN/m ³	压缩系数 a_{1-2} m ² /kN	压缩模量 E_{1-2} (MPa)	压缩模量 E_s (MPa)	凝聚力 C kPa	内摩擦角 ϕ (度)
0	填土	1.0	1.0	18.9					
1	粉质粘土	2.0	3.0	18.8	0.00037	4.92		17.0	17.0
2	粘质粉土	4.5	7.5	17.5	0.00043	4.81		16.7	25.17
3	灰色粉细砂	9.0	16.5	18.1	0.000135	13.18		0	26.50
4	灰粉粘土	8.5	25.0	18.0	0.00046	4.378	E_{2-3} 6.56	11.8	18.5
5	暗绿色粘土	4.0	29.0	20.0	0.000173	9.56	E_{2-3} 13.1	28.7	16.17
6	黄色砂质粉土	13.5	42.5	18.3	0.00016	11.93	E_{3-4} 21.4		
7	灰粘土	10.5	53.0	18.6	0.00030	6.67	E_{3-4} 15.0		

由于桩基入土深度为 9.9m, 因此群桩桩底下卧层土体共有 5 层土, 即第三层灰色粉细砂、第四层灰粉质粘土、第五层暗绿色粘土、第六层黄色砂质粉土、第七层粘土。在原资料中未给出上述 5 类土的非线性弹性地基本构模型的计算参数。为此, 引用文献^[3]所提供的上海典型土的非线性弹性模型的试验常数作为计算依据。上述五种土的非线性弹性模型的试验参数见表 2。

下卧层内各土层的非线性弹性地基(邓肯-张)模型试验参数

表 2

土名	R_f	K	n	C (kPa)	ϕ (度)	G	F	D
灰色粉细砂	0.68	125	0.52	0	26.5	0.410	-0.110	0.40
灰粉质粘土	0.77	46	0.78	11.8	18.5	0.160	-0.127	8.48
暗绿色粘土	0.62	34	0.17	28.7	16.17	0.210	-0.130	9.42
黄色砂质粉土	0.71	132	0.97	16.0	37.0	0.430	-0.100	0.52
灰粘土	0.89	105	0.30	14.0	19.0	0.370	-0.080	7.42

计算步骤如下:

1. 首先按公式(3)计算桩箱基础的总侧阻力 T , 经计算 $T = 34228.12\text{kN}$ 。
2. 计算群桩基础承受的总外荷载 P , 经计算 $P = 1825590.21\text{kN}$ 。显 $P > T$, 故该群桩基础沉降应按照等代实体深基础模式计算其沉降。
3. 计算桩箱基础桩端平面处的附加应力 p , 可按公式(6)计算。
4. 对群桩基础下卧土层进行剖分, 分层厚度为 2.0m, 根据文献(1)中公式(3-6-a) - (3-6-f) 计算群桩桩端下卧土层各分层中点处的三向应力, 然后计算各点处的三个主应力, 再根据各层土的 Duncan - Chang 本构模型计算各分层中点处的三向应变, 并计算各分层

中心点处的竖向应变。

5. 根据第四步求出的竖向应变计算各分层的沉降值,从而求出群桩桩端下卧层的沉降量。

6. 根据文献(1)中第三章推导的复合地基压缩模量公式计算复合模量。桩长范围内土层的压缩模量采用加权值,而桩体本身的压缩模量可根据其变形模量来推求。

7. 由复合模量、群桩基础承担的总外荷载、群桩桩端平面处的附加应力来计算群桩桩身的变形量。

8. 由求得的群桩桩身变形量、群桩桩端下卧土层的沉降量计算群桩的沉降量。

按照上述过程,经计算,桩箱基础的最终沉降量 $S = 33.5\text{mm}$ 。而经实测该基础的沉降值已有 26.6mm ,根据实测结果推算其最终沉降量为 $S = 34.6\text{mm}$ 。表明计算结果与实测结果非常一致。说明本文理论是正确的,而且具有实用价值。

小结

在文献(1)内容的基础上,从工程实用的角度出发,提出了群桩基础简易沉降计算理论。本理论能反映群桩基础主要工作特点,计算原理简单、计算工作量不大,特别适合广大工程技术人员掌握,并通过一工程实例的计算比较,显示了本简易理论的正确性。

参考文献

- 1 何思明,单、群桩沉降计算理论研究及其应用。四川大学硕士学位论文,1999年。
- 2 董建国,赵锡宏,桩箱(筏)基础的沉降计算新方法,岩土工程学报,Vol.18, No.1, 1996
- 3 董建国,赵锡宏著,《高层建筑地基基础 - 共同作用理论与实践》,同济大学出版社,1999。

Simple Theory on Group Piles Settlement

He si - ming

(19MCC Building Institute SiChuan. PanZhiHua, 617023)

Abstract: Based on reference (1), presented a simple settlement calculation method on group piles, gave the calculation procedure combined a case. The results have shown that the theory is simple, calculation amount is less and adopt to the need of engineering design, posses extensive utility.

CFG 桩复合地基不均沉降原因分析

杨捷

(广西建筑科学研究院 广西建筑工程检测中心 南宁 530011)

工程概况

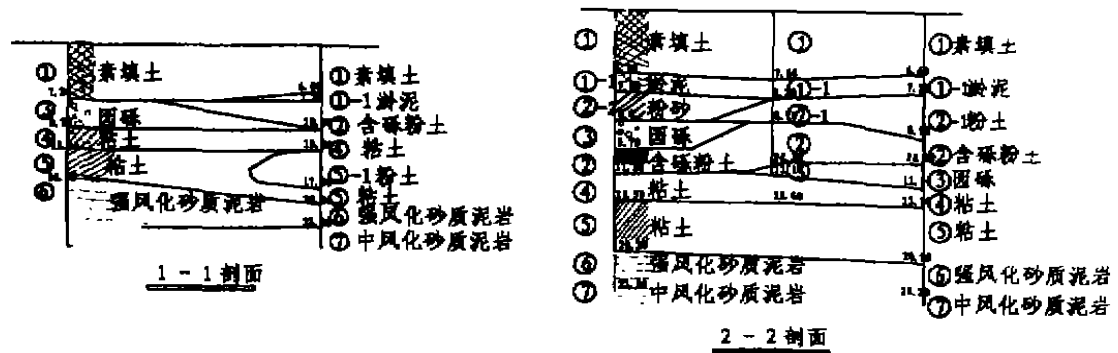
广西民族研究所职工住宅楼,位于南宁市南湖琅东开发区竹溪路东侧,建筑平面为 15m × 16.5m,一个单元七层砖混住宅,地基基础原设计考虑钻孔灌注桩基础(预算造价为 68 万元)和 CFG 桩复合地基(预算造价为 30 万元)二个方案,后因群众集资建房,建设方采用 CFG 桩复合地基处理方案。

根据地质勘察报告,该场地属南宁盆地、邕江北岩 II 级阶地,其周邻地段原为冲沟和水塘,经人工填土平整后地面较平坦。基础座落在:

1. 素填土(1):主要成份为粘性土,夹碎石、粉砂等。湿、松散状态。层厚 6.0~7.6m。
淤泥(1)-1:褐黑色、含大量腐植质。饱和、软塑~流塑状态。层厚 0.0~1.3m。
2. 含砾粉土(2):灰褐、暗红等色。饱和,稍密状态。呈透镜体状分布,层厚 0.0~3.7m,本层属坡洪积层。
粉土(2)-1:粉红、灰、灰黑色等、饱和、稍密状态。呈透镜体状分布、层厚 0.0~1.0m,本层属坡洪积层。
粉砂(2)-2:灰黄、灰白色。饱和、稍密状态,呈透镜体状分布,层厚 0.0~1.1m,属坡洪积层。
3. 圆砾(3):灰白、黑色,砾石含量 50~60%,粒径 10~20mm 为主,成份为石英,磨圆度良好,充填大小不等的砂粒和粘性土,饱和、中密状态,层厚 0.0~3.6m。
4. 粘土(4):黄、灰黄、灰、灰褐色等,很湿,可塑~硬塑状态,层厚 0.0~3.7m。
5. 粘土(5):灰、深灰、灰绿色等,很湿,可塑~软塑状态,层厚 0.0~7.8m。
粉土(5)-1:灰褐、灰绿色等,饱和,稍密状态,呈透镜体状分布,层厚 0.0~6.1m。
粉砂(5)-2:灰绿色,饱和稍密状态,呈透镜体状分布,层厚 0.0~0.6m。
6. 强风化砂质泥岩(6):灰、灰白、灰绿色等,属半成岩状态的软质岩,稍湿,硬塑~坚硬状,层厚 2.0~4.6m。
7. 中风化砂质泥岩(7):灰、深灰、灰绿色等。属半成岩状态的软质岩,稍湿,坚硬状态,层厚大于 3.5m。

• 收稿日期:2000年10月

详见工程地质剖面图:



CFG 桩复合地基处理设计参数校核检验

1. 广西民族研究所 CFG 桩复合地基设计的主要设计参数:

CFG 桩桩身强度为 C15, 桩长 14m。

单桩承载力标准值 $R_i^d = 200\text{kN}$

处理后的复合地基承载力 $f_{p,k} = 200\text{kPa}$

置换率为 $m = 0.12$

实际布桩 182 根 CFG 桩

由于上部桩间土为新近回填的素填土, 松散状态, 层厚达 6~7m, 未经分层夯实。故“建筑地基处理技术规范”JGJ89-91 中建议桩间土承载力标准值取 $f_{i,k} = 0$ 。

2. 广西民族研究所复合地基设计参数的检验:

本工程根据广西建筑工程检测中心, 一九九九年三月二十四日“基桩低应变动力检测报告”表明: 其随机抽检三十六根 CFG 桩, 桩身强度等级均可达到 C15, 抽检数量达到该批桩总数的 20%。又根据该“中心”一九九九年四月二十日的“复合地基载荷试验报告”, 在该场地随机抽检了三根单桩复合地基载荷试验及一根单桩竖向承载力标准值, 其随机抽取的检测结果如下:

复合地基载荷试验

试验点编号	载荷试验名称	承载力基本值	Q~S 关系曲线中沉降量 S 值
12 #	复合地基载荷试验	256kPa	14.89mm
124 #	复合地基载荷试验	252kPa	14.96mm
157 #	复合地基载荷试验	259kPa	15.03mm
60 #	单桩载荷试验	200kN	11.55mm

从上述试验结果来看, 三根单桩复合地基载荷试验满足极差不超过平均值的 30% 要求, 可取其平均值 $f_{p,k} = 255\text{kPa}$ 单桩复合地基承载力标准值。再从三根试验点载荷试验的 Q~S 关系曲线来看, 在相同级别的荷载作用下, 其沉降量是很接近的。另外单桩竖向承载力标准值也不大于设计参数要求, 施工单位提供的技术资料及质保资料也满足设计要求, 上

述检验均符合“建筑地基处理技术规范”JGJ79-91中质量检验要求,因此我们认为广西民族研究所住宅楼的地基经 CFG 桩处理后,其复合地基承载力满足设计参数要求。

CFG 桩复合地基处理的效果检验

建筑地基处理技术在同一地基中,可同时采用多种方法进行处理,因此现场的各种载荷试验和质量抽检,均为检验设计参数可靠性提供依据。对于整栋住宅楼房的地基处理效果最终评价应为沉降观测数值。根据广西有色地质勘查总院一九九九年七月十四日至二零零零年四月十一日,先后十二次对广西民族研究所住宅楼从施工至封顶后又经过四个多月的沉降观测报告,可以看出该住宅楼整体向西北方向倾斜,其中下沉量最大处的 1 号测点累计沉降量达 67.168mm,下沉量最小处的 5 号测点累计沉降量为 32.579mm,两者相差 34.589mm,最大处 1 号测点日平均沉降速度为 0.178mm/d,而最小处 5 号测点日平均沉降速度为 0.074mm/d,均未能满足“建筑变形测量规程”JGJ/T8-97 中日平均沉降速度小于 0.01mm~0.04mm/d 的要求,故我们认为该住宅楼产生了不均匀沉降,并至今仍未趋向稳定。

CFG 桩复合地基不均匀沉降原因分析

既然复合地基承载力满足设计参数要求,怎么还会产生不均匀沉降,并仍未趋向稳定呢?我们认为造成这样的结果不是采用 CFG 桩处理地基这一方法本身,而是采用地基处理时,我区某些工程技术人员对采用该方法的加固原理、适用范围、垫层作用认识不清。研讨这一问题首先应从 CFG 桩的加固原理讲起,CFG 桩实质上是碎石桩基础上加一些石屑、粉煤灰和少量水泥拌和施工而成的一种具有一定粘结性和抗压强度的桩,也称为低标号混凝土桩,属半刚半柔桩,它在地基处理中的加固机理有三种作用:

1. 挤密作用:CFG 桩一般采用振动沉管成孔工艺,由于桩管振动和侧向挤压作用使桩间土得到了挤密,提高了地基承载力。

2. 置换作用:CFG 桩一般按 C7.5~C15 混凝土强度等级设计,在上部荷载作用下,其桩身压缩性明显比周围土体要小,故能使复合地基强度提高,达到置换作用。

3. 桩体作用:CFG 桩属半刚半柔桩,与桩间土共同作用时,既有复合地基的特点,又具有桩基础的某些特性。通常在设计时采用桩基础设计的二个抗力公式进行参数设计,而质量检测验收时,又应以复合地基土的现场载荷试验结果为准,故在加固区范围内,建筑物的沉降变形应由桩身的压缩变形来控制复合地基的变形,因而复合地基在桩体的作用下,地基变形才会减少。

上述三种加固机理作用下,可以看出 CFG 桩的设计、计算与我国现行的“建筑地基处理技术规范”中的深层搅拌加固法的设计、施工、检测相类同。故本工程 CFG 桩复合地基是在基础范围内采用柱状形式布桩,桩间土又是不均匀的回填土时,如果盲目地在复合地基上增加过厚的砾砂垫层,势必改变了原设计由桩身变形来控制复合地基变形的桩体作用加固原理,改变原设计的桩土应力比,增大了加固区的沉降变形,当桩间回填土不均匀时,势必造成不均匀沉降。这就是造成建筑物实测沉降结果与地基处理完成时质量抽检结果出现不一致的根本原因。也正好验证了两年前南宁园湖路某住宅楼产生整体倾斜的不均匀沉降,被归

结为深层搅拌桩的设计与施工质量不好的问题上,而没有对当时进行基础设计时盲目增加衬垫层的作用及影响加以充分的认识和重视。今天我们如果再不认清这一情况,势必会造成以下两种结果:一是采用 CFG 桩复合地基时,还是盲目增加砾砂垫层,导致再次重复产生不均匀沉降的结果;二是不敢采用地基处理的方法,而沿用基础造价昂贵的普通桩基础,使本来就不富余的建房户蒙受造价增加的损失,也严重阻碍了我国岩土工程的发展,因此有必要对衬垫层的作用及影响作如下说明:

a. 通过垫层材料的流动补偿,使桩间土与基础始终保持接触,从而更好地达到桩土共同工作的目的。

b. 通过垫层扩散作用,可以减少基础底面的应力集中,使半刚半柔的桩顶免被压碎的危险。

c. 通过垫层厚度,可以调整竖向和水平桩土荷载的分担比大小,根据这一特性,为岩土工程界充分利用桩间土的潜力,节省基础造价提供有利手段。

垫层虽有上述好的作用,但也会产生下列不利的影响:

a. 基础范围外不布桩的复合地基,盲目增加过厚的垫层,会影响沉降增大,特别是未经夯实的回填素填土地基,更容易引起不均匀沉降。

b. 增加垫层虽能减少桩顶应力集中,但却影响和改变了原设计的桩土荷载分担比,想使桩多承担一些荷载也不可能。

c. 增加垫层后,应力扩散范围增大,使相邻基础产生应力叠加,影响和增大了基础的沉降。

从上述对 CFG 桩的加固机理和衬垫层在地基处理中的作用及影响的分析,我们认为广西民族研究所南湖区琅东住宅楼选择了 CFG 桩复合地基处理,这一方案是正确的,对节约基础造价是有利的,而对衬垫层的作用及影响认识不清,盲目增加了过厚的砾砂垫层,改变了原设计加固原理和桩土应力比,是造成该住宅楼整体向西北方向倾斜、未能趋向稳定的原因所在。

结论

根据上述的原因分析,我们建议原设计单位采用压力灌浆的方法,对浅层的砾砂垫层与桩间土之间进行固结,充分发挥 CFG 桩的桩体作用,达到由桩身的压缩变形来控制复合地基的变形,实践证明查清原因,处理费用最省,经沉降观测该住宅楼基础已趋向稳定。

天津地区应用水泥土粉喷桩的问题简析^{*}

李克骥 孙宝成 李跃义

(天津市地基检测中心 天津 300191)

前言

据 1991 年以来,本单位在天津地区所检测几百项水泥土粉喷桩复合地基和参与此类地基的咨询服务工作,初步提出这类地基在本地区应用所产生问题及对其原因的分析、认识(只讨论地基问题,不包括结构等方面),供同行参考,由于天津地区地质条件复杂,地基处理效果受到多方面因素的影响,所以我们的分析认识难免有谬误之处,请不吝指正。

应用现状

由于水泥土粉喷桩是一项已获国家科技进步奖的软土加固技术,因其施工简单、快捷,无振动,对环境无影响、价格合适,相对强度较高(比同条件湿法的搅拌桩高),在全国各地已有很多成功的实例,所以天津近年来也大量采用,在市区及郊县多层砖混结构的民用住宅,办公楼,单层厂房,若天然地基承载力不够时有相当数量都采用粉喷桩复合地基,在典型软土分布的开发区,保税区,以加固厂房地面应用较多,在使用初期,设计、施工都在摸索经验,我们检测中发现不合格者很少,正是因为成功者甚多,所以这些年这类地基数量逐年增加,甚至达到突飞猛进的程度,为控制质量,政府部门相应出台[1995]建质管 540 号文件,重申严格执行有关的规范,针对天津地区的情况,补充若干质量要求(粉喷桩也参照该规定执行),这些规定对保证工程质量起到积极的作用。由于政府部门的重视,承建方,设计及施工等单位均注意遵守规范,所以几年来粉喷桩复合地基在小区房产开发,平改工程中起到一定作用,大多数工程是成功的,从我单位 95 年至 96 年检测资料统计,该类地基没有问题的占 90%,有部分问题的占 6.7%,问题很大的占 3.3%,其他单位掌握的情况也大同小异,预计成功者是绝大多数,否则,这种地基不会在本区蓬勃兴起至今。

尽管几年来该项加固技术在本区应用基本是成功的,但在实践中也出现了不少的工程问题,不但在开发区有,在厂房地面处理中发生过严重失败,在平改中因地基不均匀沉降产生房屋开裂,使住户抱怨重重,开发区厂房地面开裂,外商一筹莫展,影响到开发区的投资环境及形象,所以虽然问题是少数,但严重的后果和恶劣的社会影响不得不引起有关人士的深

* 收稿日期:1999 年 3 月

思。当然任何一种地基处理方法都有其适宜条件,质量控制标准,技术要求,往往因一环节失误造成处理失败也是常见的事,但因粉喷桩复合地基正在飞速发展,目前用于房产开发为多,紧密联系老百姓的利益,所以一旦失误,社会舆论,沸沸扬扬,不但当事者难以应付,就连有关政府部门也伤透脑筋,目前较大片的平房改造、安居工程、外商厂房所出的问题,使得政府部门采取了暂停使用该种技术的措施,如开发区于98年已发通知,建委也组织有关人员讨论多层砖混砌体住宅建筑墙体沉降裂缝控制设计与施工的若干规定,其中就有“不得使用粉喷桩、双灰桩、杂土桩进行地基处理”的条文。

笔者认为鉴于目前应用情况,同仁们应当好好总结经验,吸取教训,把出问题的工程解剖分析,对将来完善、改进该项技术,或采用别的新技术无疑是大有脾益的。

工程问题分析

综合出问题的粉喷桩复合地基,发现原因是多方面的,而且一项工程往往是几个方面都有问题,包括设计,施工等,为讨论方便,特从以下几个方面进行归纳分析。

1. 设计方面

在进行粉喷桩复合地基设计时,一般根据 JGJ79-91 规范及 YBJ225-91 规程。

复合地基承载力、置换率、桩数、下卧层强度验算均按下列计算式进行,式中符号意义见 BYJ225-91 规程。

复合地基承载力估算:

$$N_d = K \cdot q_n \cdot A_p$$

$$N_d = q_n \cdot u_p \cdot L + a \cdot A_p \cdot f_k$$

$$f_d = \frac{m \cdot N_d}{A_p} + \beta(1 - m)f_s$$

$$\text{面积置换率 } m = \frac{\frac{f_q - \beta f_s}{N_d} - \beta f_s}{\frac{f_q - \beta f_s}{A_p} - \beta f_s}$$

$$\text{桩数: } n = \frac{mA}{A_p}$$

下卧层强度验算,假想实体基础底面压力

$$P_b = \frac{f_q \cdot A + G - A_1 \cdot q_s - f_s(A - A_1)}{A_1} < f_s$$

以上这些计算式比较全面概括复合地基的工作机理,如果场地条件适合该种加固技术,参数确定合理,设计按此计算是不会有问题的,而天津某些地段如滨海一带为典型软土分布区,浅部土层以孔隙比大于1的淤泥及淤泥质粘性土为主,具高含水、高压缩、厚度达十几米,大量研究成果指出,该土层中常有一定厚度的欠固结土层,由于软土颗粒细,排水不畅,固结速度十分缓慢,如开发区某工业厂房,就建在这类软土之上,厂房基础下采用沉管灌注桩,地面处理采用粉喷桩,据荷载要求,设计桩长12m及8m,水泥掺入量为15%,其余参数经计算完全满足 f_q 达到120kPa和100kPa的要求,95年4月施工粉喷桩,7月填土完成,96年6月已完成填垫石屑及碾压,并做车间地面,8月发现地面混凝土有微裂缝,逐渐发展,致

使设备不能正常安装,经分析该场地 2.5m 以下为典型软土,且 6-13m 的淤泥质粘土夹有欠固结土层,随着时间推移,该土层有不断固结沉降现象,这是设计没有考虑的,而且至今裂缝仍在发展,严重影响使用,所以在有较厚的欠固结土层的场地采用粉喷桩加固宜十分慎重最好采用更可靠的方法,而且在设计时对承载力的使用及变形量都应留有充分余地。

还举一例,说明地质环境影响也是应注意的,在开发区有一外资企业拟建物有厂房、宿舍、办公楼,场地地层 0-1.2m 素填土,1.2-2.0m 粘土,2.0-10.5m 淤泥质粘土,10.5-15.6m 粉土,以下为粉质粘土,设计对厂房办公楼采用 12m 沉管灌注桩,从地层条件及建筑物特点都比较适合,但其中有四栋宿舍楼却采用粉喷桩复合地基,设计桩长 10m,掺灰量 15%,其他参数确定后计算设计承载力要求 120kPa,施工完成后,经检测复合地基承载力只达到 60-75kPa,个别的只有 38-40kPa,抽芯观察水泥喷入不均,与土结合很差,无侧限强度试验 q_u (28天)仅 0.13-0.34MPa,勘察资料提供地下水:埋深 0.9-1.2m,水质类型为 Cl-Na 型,其中 SO_4^{2-} 含量 3662-5206.5mg/l, Cl 含量 22510.8-24611.5mg/l,矿化度 39522.5-72060.0mg/l,按 GB50021-94 规范,地下水对混凝土具中-强结晶性侵蚀性,从水泥土粉喷桩的加固机理分析:水泥中含有的矿物是硅酸三钙($3CaO \cdot SiO_2$),硅酸二钙($2CaO \cdot SiO_2$)是主要决定强度的矿物,铝酸三钙($3CaO \cdot Al_2O_3$)是使水化快,促进早凝,铁铝酸四钙($4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$)促进早期强度的形成,还有少量的硫酸钙($CaSO_4$)与铝酸三钙生成水泥杆菌,水泥与土中的水进行水化作用,产生硬凝反应使土颗粒硬化,经离子交换作用,水泥水化生成凝胶离子比表面积比原水泥颗粒大 1000 倍,具有很大的表面能使大的土团粒进一步结合,形成水泥土的团粒结构,坚固的结构联结使水泥的强度大大提高,就是说地层中要有足够的使水泥水化的水量,而且一系列的反应条件是要求具有微碱性没有蚀性的水才能满足水泥与土的反应,完成土的硬凝,使强度增加,达到加固的目的。所以该工程由于地下水严重侵蚀性,使水泥不能完成水化反应,尤其是上部水侵蚀性强。同时土质粘性大,水泥喷入有困难,综合以上原因致使工程加固失败。

以上两例说明在进行粉喷桩复合地基设计时,除按有关规程、规范进行计算外,对场地地质条件,土质特性,地下水特性都应充分了解,以免失误。

在本区采用粉喷桩复合地基的工程中,筏片类型成功者多,而采用条基应当慎重,当然不是说条基类型绝对不行,而是看具体情况综合分析后再采用为宜。

另外,为提高复合地基承载力常常加大置换率,增加水泥掺入量,这也是值得注意的,置换率及掺入量这两个参数的合理应用仍是设计的一个重要问题,据许多研究资料,置换率和掺入量不是越大越有利提高承载力,而最合理的设计,应当是依据建筑物对地基要求,场地地质条件进行合理的匹配,方能达到技术可能,经济合理的设计目的。这里涉及土与桩体的应力分担比问题,不少研究成果表明,桩土应力比不是常数,我们在天津保税区 14 万 m^2 粉喷桩场地试验中也得到同样的结论,桩土应力比是随荷载增加而变化,当荷载达至其允许承载力时,应力比趋于稳定,从试验获得桩分担 70-80%,土分担 30-20%,但与加固土层的结构及是否有硬壳层,和桩土的刚度差异有关,故无限增加置换率及掺入量以达到提高复合地基承载力是不科学的。至于设计桩长,一般认为桩长一些对提高复合地基承载力,尤其是对减少地基变形是有利的,通过许多试验研究,桩长有一个临界长度,在加固深度 10m 左右的情况下,水泥土桩近似于摩擦桩,端承是不应考虑,按水泥土的变形模量和一般的软土

变形模量通过估算临界桩长(L_0)。大致最大为 8.5m,设计时桩长也应考虑何为最优,而不是愈长愈好,而且目前设备的能力多数作桩长度在 10m 以内,几年来我们抽了 1230 根桩芯,有效长度几乎均未超过 9m,多数在 8m 以内。

以上这些问题是在该类地基设计中应当注意的。

2. 施工方面

从出现工程问题的实例中发现,很多是由于施工不按工艺进行,没达到设计要求,例如开发区 × × 工程,由于钻头未到设计深度,桩长不足,设计桩长 10m、抽芯只有 7m,个别的只有 5m,复喷工艺只是纸上谈兵,水泥很少,操作人员技术差,或操作不当,例如在钻头到加固深度时才开启喷粉机,(实际机器启动到水泥从钻头喷粉口出来,经过较长的输导管,滞后的时间达 2 分钟,所以应在钻头到达加固深度前开启喷粉机,)形成下部无水泥的吊脚桩;又如塘沽 × × 工程水泥由甲方供,基本不存在偷料问题,发现水泥喷到桩体周围土中许多,这与粉喷机械存在一些问题有关,如叶轮与泵体接触处的密封问题尚未解决好,当灰罐内压力大于空压机风压时,导致水泥从叶轮与泵体缝隙处排出,这些问题常发生,不过机械本身的问题已经有很好的解决,如叶轮泵内装弹性叶片,具有良好的密封性,施工深度也利用机械上装深度量测器解决,这样加固和复喷的深度均可以控制;施工中最严重的是偷工减料问题,施工费用按每延米计价,施工单位越来越多,互相压价,甲方往往不顾国家劳动定额及材料价格的实情,谁的价格低就给谁,在开发区一外商的 × × 大工业厂房地面加固工程就是如此,设计桩长 12m,实际抽芯仅 7~8m,掺灰量 16%,每延米应有 55kg/m 以上,实际差得很远,致使桩体强度不够……而且目前施工队很多,素质差得很大,常常因价格竞争,形成好的施工单位拿不到工程,价低的拿到后,不能赔着干,自然出现偷工减料的情况为多,实际反应出建筑市场管理中的问题,许多工程由于价钱太低偷工减料使工程失误占有很重的份量。

3. 检测方面

天津市[1995]建质管 540 号文对水泥土复合地基的质量管理,技术要求,补充了若干详细的条文,几年来在规范该类地基的技术和质量方面起到积极作用。

检测工作基本是依据 YBJ225-91 及 JGJ79-91 两个技术规程,在工程实践中发现一些有问题的工程在检测时是满足要求的,以上规程中载荷试验是采用 1m² 的压板,天津地区统一用沉降 S/D0.01 即 10mm 所对应荷载作为复合地基承载力,一般规定静载荷数量取单位工程桩数 5‰,且不少于 3 根,从我们多年实践来看,感到复合地基的载荷试验压板只 1m² 影响深度太有限,如果加大荷载板,实测困难(费用增大,承建方往往受不了),如果采用静压单桩,再加上抽芯,桩间土的承载力部份,采用勘察资料提供的数据,在计算式: $f_p = \frac{m \cdot N_d}{A_p} + \beta(1-m)f_s$ 中 N_d (单桩竖向承载力设计值)可从单桩试验中得到检验, f_s 用勘察资料提供的数值,这样可避免压板影响深度太小的问题。

另外,一个场地常常施工上千根桩,测试的概率很小,代表性也是个问题,作三个点的静载,抽三根芯是很有限的,那么,是否还应当探索一些快捷、经济、全面的高新技术检测方法呢。例如我们通过几年研究,组合地面波与原位测试相结合的新方法,检测过几十栋各类复合地基与静载试验具有较好的对比性,所以从检测方法上还应当做些研究,以完善补充现有方法的不足。

4. 其它方面

主要是勘察报告是否准确无误的提供场地地基的各项参数,我们在98年已发现两个场区因勘察资料不准导致设计失误,尤其是一个场区范围很大,地层变化明显,但勘察报告只提供一个平均参数,按同方案设计,结果地层相对差的场地达不到设计要求。

以上是针对发现问题的工程作的初步分析。

结论

1. 水泥土粉喷桩在天津地区曾广泛应用,也取得不少成功的经验,但同时也出了不少工程问题,个别工程的失误造成极坏的影响,目前政府部门已经发出在多层砌体住宅中暂行停止使用的通知,为保证工程质量是十分必要的,同时,我们认为正好是对该项地基处理技术应用中经验教训总结的契机。

2. 无论何种技术方法,都是在实践中不断成熟不断完善的,通过我们大量工程实践及对出现问题的粉喷桩工程的初步分析,涉及的问题不少,大都可以概括于以下这些方面:设计、施工经验及水平,特别是施工的技术及质量管理水平,相关技术规程规范的完善程度;机械能力、特点与场地适应性;市场价格的规范管理等。这些问题对其它地基处理技术也同样重要,所以我们认为有关部门不但要采取停止使用的措施,更要组织力量分析研究产生问题的原因,这对建筑地基处理技术的完善和发展是很有好处的。

《地基处理杂志社》成员单位和 《地基处理》编辑委员会换届调整

自1994年成立《地基处理杂志社》以来,《地基处理》杂志的出版、发行得到杂志社成员单位的大力支持和帮助。在温州举行第六届地基处理学术讨论会期间,召开了地基处理杂志社成员单位座谈会。在会上,总结了《地基处理》刊物出版、发行情况,讨论了存在问题和困难。为了适应形势发展的需要,决定对地基处理杂志社成员单位进行换届调整。通过广泛协商,新一届杂志社成员单位名单见本期版权页。聘请杨晓军博士任杂志社秘书。对由于各种原因不再参加这一届的老成员单位,对他们以往给予地基处理杂志出版、发行的支持和帮助在此表示衷心感谢,并希望他们继续关心、支持刊物的发展。对新参加的杂志社成员单位在此表示热烈欢迎。祝新一届地基处理杂志社成员单位群策群力,促使地基处理杂志得到更大发展。

为了吸引更多年轻专家、学者参与地基处理杂志的工作,《地基处理》编辑委员会也进行换届调整。对不再参加第四届编辑委员会的老委员,对他(她)们以往对刊物出版、发行所做的贡献在此表示衷心感谢,并诚切希望他(她)们继续关心和支持刊物的发展。对新参加编辑委员会的委员在此表示热烈的欢迎。希望第四届编辑委员会全体同仁,共同努力,把地基处理刊物办得更好。

武汉国际证券大厦工程深基坑施工及监理*

曹可之

(中南建筑设计院 武汉 430071)

[摘要] 本文介绍武汉市在建项目中最高建筑物——武汉国际证券大厦工程整个深基坑施工及监理,并提出四点经验和体会,供同行们参考

工程概况

正在施工的武汉国际证券大厦是武汉市在建项目中高度最高的建筑物,可以排位于中国最高的十大建筑物之一,位于新华路取水楼。大厦地上60层、地下3层,总建筑面积近10万 m^2 ,基坑占地面积约3400 m^2 ,基坑开挖深度主楼为-14.1m,裙房为-12.3m(地面标高为-1.8m左右)。

本工程主楼采用群桩——厚筏基础,裙房采用桩——承台基础。

本工程东临机器荡子湖,湖堤与拟建筑物地下室外墙高约7-10m。西面为新华路,人行道边缘到地下室外墙相距2m,人行道下有复杂的电力电缆、通讯电缆、煤气管道及城市上、下水管。南面为长航电子设备厂及一栋8层框架综合楼,离围墙2-3m。北面与喷泉公园毗邻。根据地下室外墙与四周场地的条件,表明本工程基坑开挖无放坡的可能性,必须采取较为稳妥可靠的支护措施。本基坑支护安全等级为一级。

场区工程地质及水文地质条件

拟建场地原始地形为机器荡子湖边及湖体的一部份,由西向东倾斜,后经人工堆填,现地面高程为20.14-22.00m,地势较平坦,地貌属长江冲积一级阶地,由上而下为人工填土层,第四系全新统冲积成因粘性土及砂土层,其下为更新统冲积成因的砂类土层,下伏志留系中上统的粘土岩及粉砂岩风化层,与基坑开挖和支护工程密切相关的土层的主要特性如下:

1-1. 杂填土:QML由碎砖石、混凝土块、煤渣、生活垃圾等混杂粘性土组成,本层南薄北厚,西薄东厚,分布全场地,厚度为3.0-9.6m,杂色,湿——很湿,结构松散。

1-2. 素填土:以褐黄,灰褐色粘性土为主,含少量铁锰结核,并混有少量黑色淤泥,仅分布于A2、A5、A9、A10、A13层面埋深2.7-7.2m,厚度为2.0-3.2m,很湿,可塑。

* 收稿日期:1999年8月

2. 淤泥质粉质粘土:含有团块状棕色粘土,夹粉土及粉砂薄层,分布全场地,层面埋深3.0-9.6m,厚度为1.0-6.3m,饱和、流塑。

3. 淤泥质粉质粘土:含少量螺壳碎片,夹有较多的薄层粉土及粉细砂,层理清晰,分布全场地,层面埋深3.3-13.0m,厚度1.0-6.3m,饱和,流塑。

4. 粉质粘土夹粉细砂:含有大量的粉土及粉细砂层,使该层土的比贯入阻力、标贯击数提高,压缩性降低,层面埋深13.2-15.4m,厚度1.2-4.4m,饱和、软塑。

5-1. 粉细砂:砂质较纯,分选性较好,上部夹有少量粘性土薄层,分布全场地,层面埋深13.0-19.1m,层厚7.2-12.1m,饱和,结构中密。

5-2. 细砂:砂质较纯,分选性较好,在A1、A3、A9等孔该层中局部夹有1.6-2.4m厚的粘性土透镜体,呈可一硬塑状态,层底部有些地段为中粗砂,并有少量的砾石,分布全场地,层面埋深22.0-27.2m,厚度16.0-22.3m,饱和,结构中密。

场地内分布有上、下两层地下水,上层为上层滞水及潜水,初见水位为1.9-9.5m,主要为大气降水,与机器荡子湖有水力联系,下层为砂层中孔隙承压水,与机器荡子湖及长江水有水力联系,稳定水位埋深6.4m,场区地下水对混凝土无侵蚀性。

基坑周边支护及止水施工情况

经过多次方案设计比较及论证,本着安全可靠,切实可行,经济合理,便于施工的原则,决定采用“钻孔灌注桩+钢管内支撑+桩间旋喷止水入岩+深井降水”的方案。

在计算过程中:

①地面荷载按48kPa考虑;②土压力按朗肯土压力理论计算;③支护结构计算采用等值梁法;④内支撑的水平支撑力计算考虑了双排桩及高压旋喷对土质C值、 Φ 值的影响作用。

支护桩采用钻孔灌注桩,直径为 $\Phi 1.0\text{m}$,桩中心距为1.15m,桩长 $L=28\text{m}$,桩设计强度等级C30,配筋为16 $\Phi 25$ 和26 $\Phi 25$ 的变配筋结构。基坑东侧和基坑西侧中段另设一道支护桩排,间距为2.12m。基坑南北两侧为单排深22m止水旋喷桩,东西两侧面中段为四排深22m止水旋喷桩。(见图1)

东、西两侧为二排支护桩加四排止水旋喷桩,深22m。是设计院考虑东侧靠机器荡子湖,达不到高层建筑物基坑嵌固深度 $H/15$ 的要求和建筑地下室周边抗震要求而设置的。

桩顶锁口梁断面为 $0.5\text{m} \times 1.0\text{m}$,靠东边锁口梁面标高为-3.0m,其它三边锁口梁面标高均为-2.5m,桩顶伸入锁口梁内10cm,主筋伸入梁内40cm,混凝土标号为C30。

为了避免基坑周边的水渗入基坑内,在四周桩间采用了单排垂直侧壁止水帷幕,高压旋喷桩入岩,深度近50m,利用基岩作为天然的隔水层形成封水锅底。

降水

考虑到单排垂直侧壁止水帷幕,效果并不理想,基坑内还存在水。本工程基坑东西向长度为53m左右,南北向长度为68m左右,基坑内又设11口约42-48m深降水井,二口观测井,保证地下水位在基坑底板下1-2m左右。

降水工程应严格按照“中华人民共和国行业标准JGJ建筑基坑支护技术规程”和“武汉

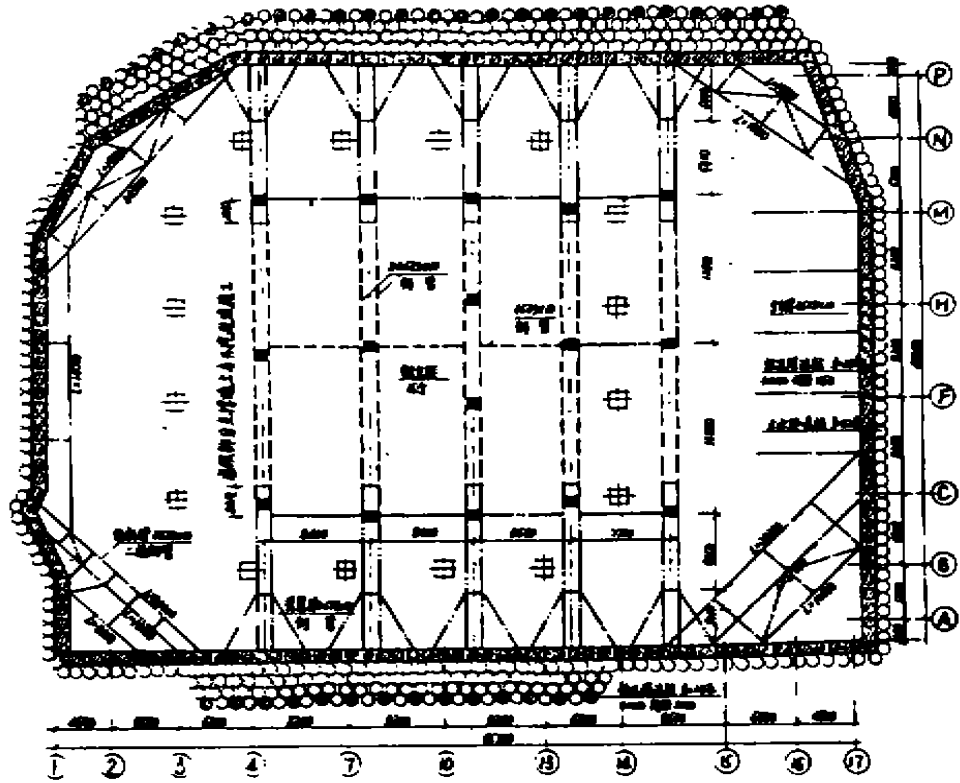


图1 基坑支护平面图

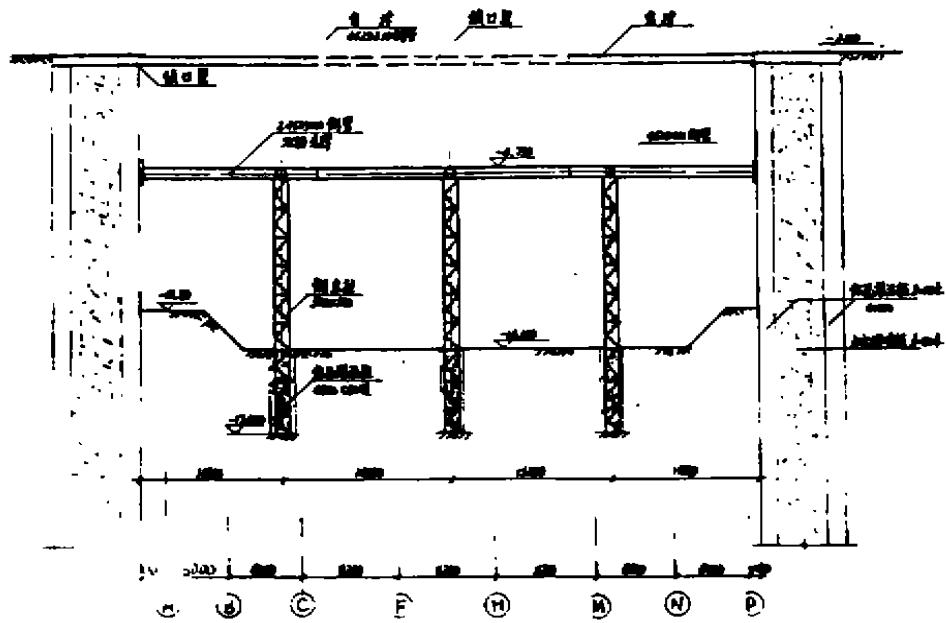


图2 基坑剖面图

地区基坑工程技术指南”规定的管井结构施工方法,井口、井管、过滤器、沉砂管、抽水设备、管网、排水沟网等施工及监理。

成井后应进行单井与群井试抽,定时记录抽水量、工作压力、水位、检查抽水量及水位下降值是否与设计相符,及时调整降水设计方案。开泵 0.5H 后,应取样测试含砂量,当含砂量大于 0.5‰ 时,应及时采取措施减少水中含砂量。根据挖土的深度和流程,我们掌握开井数量和次序,保证基坑的挖土顺利进行和基坑的安全。

内支撑施工及监测

为了减少支撑层数,又便于施工,根据土压力的计算,位于 -4.79m 标高处(钢管面标高),设置五道东西向的水平钢管 2Φ529 × 10 内支撑,内支撑之间设三道水平系杆 Φ529 × 10,内支撑二端设置 Φ478 × 10 琵琶撑,四角设置上下二道 Φ529 × 10 的角撑,位于 -2.600 和 -4.79 标高。(见基坑剖面图 2。)

为了减少支撑的长细比及钢结构支撑的自重,同时也为了满足抗拔条件,设置了 16 根钢立柱(由 L90 × 90 × 8 和 L63 × 63 × 8 角钢组拼),钢立柱在基坑面以下采用直径为 Φ800mm 混凝土灌注桩。桩长从基坑面往下 4m,钢立柱插入灌注桩 4m。

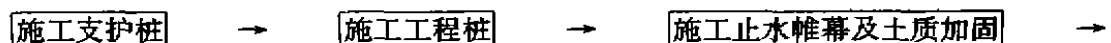
钢支撑施工应符合《钢结构施工验收规范》GBJ205 - 83 之外,要求端头设置厚度不小于 10mm 的钢板作封头端板,端板与支撑杆件满焊,焊缝高度及长度能承受全部支撑力或支撑等强度,必要时,增设加劲肋板;肋板数量,尺寸应满足支撑端头局部稳定要求和传递支撑力。支撑端面与支撑轴线不垂直时,在锁口梁或腰梁上设置预埋铁件或采取其它构造措施以承受支撑与锁口梁或腰梁间的剪力。采用钢腰梁时,应在腰梁与支护结构之间用不小于 C30 级的细石砼填充。不允许在钢管支撑上直接施焊,水平系杆通过钢牛腿和钢管内支撑联接。钢支撑要求施加预加压力。

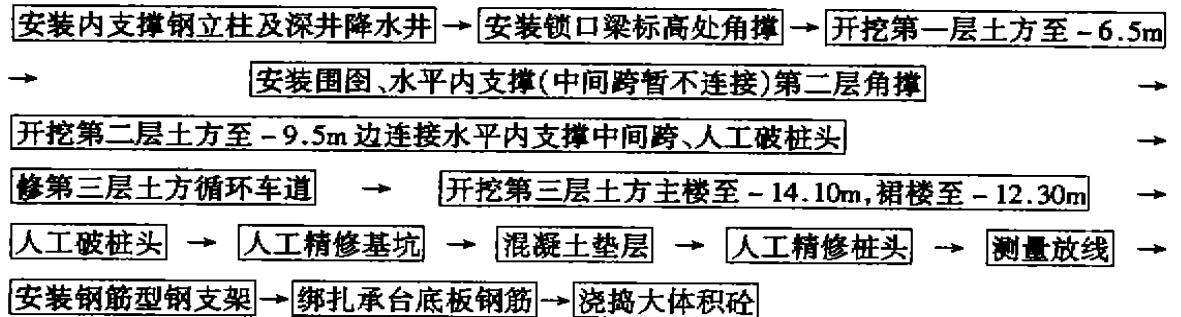
我们在钢管内支撑及角撑上设置二十点应力计。角撑最大应力 6 # 点,最大应力 73.8MPa,内力 607.37kN;钢管内支撑最大应力 10 # 点,最大应力 45.5MPa,内力 374.47kN,约占设计值的 60% 左右。

基坑开挖

由于在设计支撑方案时就结合了土方开挖方案,因此土方开挖和支撑安装是立体交叉进行的。安装完第一层角撑后开始开挖第一层土方至标高 -6.5m。在开挖第一层土方同时,工作面一出来,就立即安装围圈。在施工第二层角撑及水平支撑,考虑到第一层土方开挖深度支护桩的悬臂能够满足,故水平支撑中间暂不连接,在开挖第二层土方时,挖至 -9.5m;边挖边安装水平支撑中间跨,且先施加一定的预压力,减少支护桩的位移。在开挖第三层土方时,按预先设计方案先修好支撑下的循环车道,再进行第三层土方开挖至设计标高 -14.1m。

基坑施工工艺流程:





基坑监测

根据信息法施工,我们邀请中国科学院岩土所对本基坑进行了监测工作,从而指导基坑的开挖施工。本基坑共设置了水平位移观测点 15 个、沉降观测点 24 个,测斜孔 4 个,并对水平钢管内支撑和四角钢管角撑 20 个点进行了应力测定。监测点布置平面图见图 3。

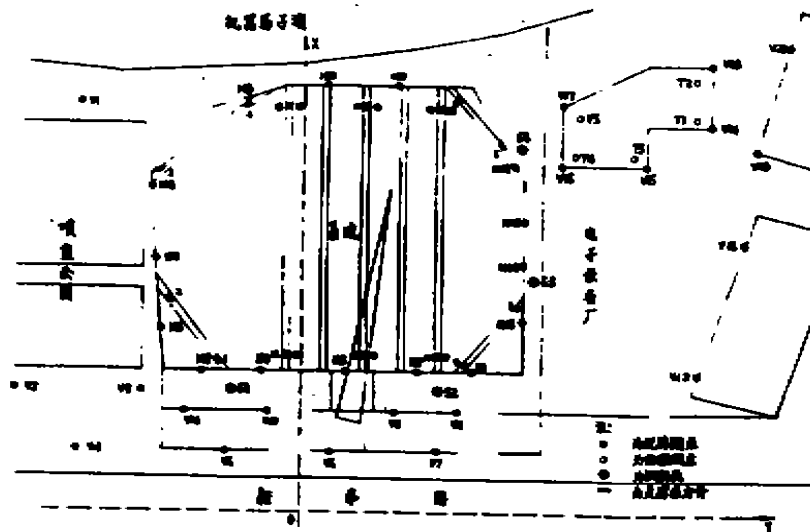


图3 监测点布置平面图

通过监测结果分析,位移量、沉降量及支撑钢管内力的数据均在预控范围之内。保证了基坑顺利、安全地开挖。

经验及体会

1. 尽量减少内支撑层数

在汉口深厚软粘土地区,当基坑开挖深度在 10m 以上时,一般采用 2-3 道锚撑。在本工程考虑到东西两侧面为二排 $\Phi 1000$ 支护桩加四排深 22m 的止水旋喷桩,大大改善作用于结构上的土压力强度。我们曾经过多方案的设计选择,原第一方案设计的水平格构式支撑系统的几何布置,不方便施工和挖土。第二方案设计双层支撑体系的方案,多用钢材 100

吨,浪费投资40万元。第三方案设计土层锚杆的方案,锚杆方案在厚软粘土耗资将浪费150万元。

内支撑仅设置一道,不仅节省投资,而且有利于开挖和地下室施工,缩短了工期。

2. 采用封、降结合是防治地下水的有效途径

虽然在基坑南北侧设单排深22m止水旋喷桩,东西两侧中段设四排深22m止水旋喷桩,并为了避免基坑周边的水渗入基坑内,在四周桩间采用了单排垂直侧壁止水帷幕,高压旋喷桩入岩,深度达50m。但是,在施工过程中都会出现各种原因造成的缺陷,单排垂直侧壁止水帷幕不可能完整无瑕。我们在设计过程中应考虑这些因素,并吸取武汉世界贸易大厦深基坑发生坑底翻砂冒水后,再加深井减压降水的教训。本基坑设置了11口深井降水,2口观察井。根据挖土的深度和施工流程,严格控制地下水位标高,采取封、降结合防治地下水,不仅可以保证施工的顺利进行,而且还可以避免因大降水造成地面的较大沉降。

3. 深基坑工程周围环境复杂,施工难度大,涉及工种多,应实行有一个施工单位总承包之下的分包制。

深基坑工程首先要根据设计单位提供的底板承台设计图低,总体平面布置,工程地质及水文地质条件,建筑物周边的环境;包括基坑周边的建筑物、电缆沟、煤气管道及城市上、下水管、湖塘等等。考虑基坑的设计可行的方案,并且要做多方案的设计比较,经过高智能专家论证,确定可行的经济的方便施工的方案。

深基坑工程涉及支护桩工程,止水帷幕工程、降水工程、支撑工程、土方工程、监测工程等等,因此要分包给相应的施工单位。不能各自为政,必须要有一个总包施工单位总负责、协调。并且根据深基坑开挖深度的不同,不同的各个工况受力要求,各个分包单位是交错进行的,降水工程应由土方工程决定降水深度,土方工程必须配合支撑工程进行,监测工程必须随时指导土方工程和降水工程,并由监测资料修改和完善支护工程等等。因此各分包单位必须为了深基坑的安全顺利进行,由统一的深基坑总承包单位总负责、协调。

4. 深基坑工程是风险工程,必须由信息法施工来指导深基坑工程,进行深基坑的监测工作。才能保证深基坑工程万无一失,保证深基坑工程安全、顺利地完成。

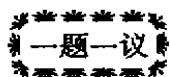
地基处理新技术和复合地基理论与实践研讨班通知

为了推广地基处理新技术和复合地基技术及有关规范,中国土木工程学会杭州培训中心会同中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理委员会,决定于2001年5月在杭州西子湖畔举办地基处理新技术和复合地基理论与实践研讨班,邀请浙江大学土木工程学系龚晓南教授、潘秋元教授主讲,有关事项通知如下:

1. 时间:2001年5月13日报到,5月14日至5月18日讲座。
2. 学费:1380元(包括资料费120元,参观考察费用380元)
3. 地点:杭州天目山路58号,杭州五鑫大酒店
4. 来信请寄:邮编310027 浙江大学玉泉校区土木系郝婧,并寄定金100元,或通过银行汇至杭州西湖信用社,帐号70620113367000。

咨询电话:0571-7952077 联系人:郝婧

中国土木工程学会杭州培训中心
2001年3月18日



主持人: 龚晓南

试论有效应力法与总应力法的应用*

宋二祥

(清华大学土木工程系 北京 100084)

近来笔者在阅读某些报告、论文时注意到,对饱和土体在不排水条件下强度及变形分析的有效应力法和总应力法的应用存在一些模糊认识。为此,笔者在此谈一点自己的看法,供有兴趣的同行参考。

粗略看来,这一问题似乎已很明白。依据众所周知的太沙基有效应力原理,总应力等于有效应力与孔隙水压力之和。当采用有效应力法进行计算时,采用与有效应力对应的强度指标;当采用总应力法时,则采用与总应力对应的强度指标。但问题不是这样简单。

这里要注意的是需区分两类不同的孔隙水压:一是与水的空间分布对应的孔隙水压,这既包括无渗流的情况也包括有渗流(稳态和瞬态)的情况;二是由于土的骨架变形挤压孔隙水而产生的孔隙水压,这也是在土力学中用 Skempton 孔压系数 A 、 B ^{[1][2]} 计算的孔隙水压。对后者一般称为超静水压,对于前者似难给出一个统一的名称,这里针对不同情况称之为静水压及渗流水压,或统称第一类水压。对同一土体同时谈论渗流及不排水条件下的变形,这自然是指加载速度相对于渗流场变化的速度要快很多的情况。因此,可以忽略变形与渗流间的相互影响。但对于瞬态渗流问题中边界水压在短时间内的明显变化则应视为外部荷载。

再看我们用剪切试验测定土体强度参数时的总应力,显然它是指有效应力与超静水压之和,因为这里的静水压相对来说很小,完全可以忽略不计。由于超静水压是由土体变形引起的,所以它与土体的变形及所受有效应力间存在某种确定的联系。因此,也就可以认为用总应力对应的强度指标可以反映土体在不排水条件下的强度。而第一类水压与有效应力及土体变形之间不存在任何有规律的联系,因此也就不可能用上述试验得出的与总应力对应的强度指标来反映其影响。所以严格来说,在任何情况下对第一类水压均应单独计算,而不能与有效应力迭加之后用总应力强度参数来分析土体的强度。对于目前在基坑工程中计算挡土构件上的土、水压力时所用的土水合算法,许多学者指出其理论上的缺陷,其原因正在这里。

如果,我们不仅要分析土体的强度,还要分析其变形,则同样可以看出对第一类水压在两种方法中均应单独考虑。

* 收稿日期:2000年4月

在有效应力法中,将饱和土体视为两相体,对固体骨架采用与有效应力对应的刚度、强度指标给出有效应力 $\{\sigma'\}$ 与应变 $\{\epsilon\}$ 的关系^{[3][4]}

$$\{\sigma'\} = [D_s] \{\epsilon\} \quad (1)$$

其中 $[D_s]$ 是土体骨架的弹性或弹塑性应力应变关系矩阵。对于在不排水条件下因土体孔隙体积变化引起的孔隙水压,即超静水压 u 则由下式计算

$$u = \frac{K_w}{n} \epsilon_v \quad (2)$$

其中 ϵ_v 是土体体积应变,主要是孔隙体积的变化; K_w 和 n 分别是水的体积压缩模量和土的孔隙率。由上列二式,将有效应力与孔隙水压相加,我们得出“总应力”(不含第一类水压)与应变的关系式。利用该关系式,饱和土体在不排水条件下的受力变形分析与一般单相体大体相同,只是这里利用式(1)、(2)可以分别求出有效应力与超静水压。如果采用合适的弹塑性模型,对于三轴剪切试验,用上述方法同样可以计算出与Skempton方法相同的超静水压。还可以反映土的剪胀或剪缩及不排水条件下相应的硬化或软化性态^[4]。但是,上述公式没有反映第一类水压的存在。在土体变形分析中,对第一类水压应与上述总应力迭加后,使其与土的饱和容重及其它可能的全部外部荷载相平衡。如果无渗流发生,还可以不计静水压(亦不计土体表面的水压),同时采用土的有效容重进行计算;在有渗流时,用前一种方法,以考虑渗透力的影响。此外要注意,在某些情况下,对土的容重及渗透力要按排水情况单独进行计算。

对同样的问题,如用总应力法计算快速加载引起的变形,则将饱和土视为单相体,采用不排水条件下的模量及强度指标。此时所用波桑比接近0.5,而变形模量为 $E_u \approx 3G$,其中 G 为土的剪切模量。由此可以给出饱和土体在弹性情况下的总应力与应变的关系

$$\{\sigma\} = [D_u] \{\epsilon\} \quad (3)$$

这里的 $[D_u]$ 与有效应力法中 $[D_s]$ 和 K_w/n 迭加后的矩阵是对应的。显然,上式中的总应力 $\{\sigma\}$ 中不包括、也不能包括第一类水压。因为,如包括第一类水压,则水位的变化可引起 $\{\sigma\}$ 的变化,但对应条件下上式的右端可能不变(试以水深变化时的海底土层来分析)。所以,对第一类水压也须采用上述方法处理。如在有效应力法与总应力法中均采用弹性模型,两种方法将给出近似相同的变形。但是,总应力法无法考虑土骨架与孔隙水之间的相互作用,从而不能分析土骨架的剪胀或剪缩及不排水条件下土体相应的硬化与软化性态。

此外,与总应力对应的强度指标有两种,一是不固结不排水剪强度指标,一是固结不排水剪强度指标。当土体在经受不排水剪切之前其内已存在(不是曾经存在过)不可忽略的有效应力时,应采用固结不排水剪强度指标,否则应采用不固结不排水条件下测出的强度指标。并且,在固结不排水剪试验中对试样所施加的固结应力与上述有效应力的平均水平应尽可能接近。对前一种情况魏汝龙先生建议称为固结应力法,对此请参考文献[5],这里不做深入讨论。

参考文献

- 1 Skempton A. W., The pore pressure coefficients A and B, *Geotechnique*, Vol. 4, No. 4, 1954
- 2 陈仲颐、周景星、王洪瑾,土力学,清华大学出版社,1994
- 3 Naylor D. J., Stress in nearly incompressible material by finite elements with application to the calculation of excess

- pore pressures, *Int. J. Num. Meth. Engng.*, Vol. 8, No.3, 1974
- 4 Song Exiang & Verruijt A., Undrained finite element analysis of soil for collapse load with the effective stress method, *Proc. 4th Inter. Conf. on Civil Engineering Computing*, London, Sep. 1989
 - 5 魏汝龙, 总应力法与固结应力法, *地基处理*, 1999年第4期

岩土工程勘察软件系统

岩土工程勘察软件系统是由浙江大学浙峰软件有限公司与杭州市勘察设计院等单位为提高勘察工作效率,提供格式一致的勘察成果,促进行业标准化合作开发的基于 *AutoCAD* 环境的计算机辅助勘察软件。实现了如下的功能与特点:

一、操作环境 采用最新 *AutoCAD* 开发技术 *ObjectARX* 进行系统二次开发,系统与 *AutoCAD* 共享相同的地址空间,系统命令与 *AutoCAD* 内部命令是等价的,实现了与 *AutoCAD* 之间的无缝连接,等同于扩充了 *AutoCAD* 命令,保证了系统具有良好的稳定性与速度。

二、数据输入 1 采用表格式数据输入,对于岩土工程名称、岩土分层等项目可以通过下拉方式选择输入,对于土层描述只需在标准分层中输入一次,在各个钻孔输入中则可以根据分层号自动生成,大大加快了输入速度并减少了输入出错的可能性;2 可以自动读取空军工程设计研究局 *KTC* 系统的土工试验数据。

三、报表输出 1 输出灵活简单,对于土工试验成果总表、地基土物理力学指标数理统计成果表等可以选择输出的试验项目,而对于没有选择的试验项目则不输出;2 可以对表格中内容选择对齐方式:左对齐,中间对齐,右对齐。

四、图形输出 1 系统自动读取当前打印纸张大小,在绘制工程图件时可以自动判断图纸空间是否满足要求,如果用户给出的比例尺无法满足要求则系统自动计算出最佳比例尺进行绘图并提示该比例尺给用户;2 可读取静探微机采集的数据生成静力触探曲线,用户分层后系统可以自动统计每层的侧壁摩擦力和锥头阻力生成正式的静力触探曲线;3 系统提供了基本图签格式,用户可以根据需要定义自己的图签内容;4 可自定义图形边框大小以及边框格式。

五、辅助设计 1 根据现场原位测试数据按照现行国家标准《建筑抗震设计规范》和《岩土工程勘察规范》进行场地液化判别;2 根据室内物理力学指标平均值或者标准贯入试验锤击数、轻便触探试验锤击数计算土层的地基土承载力设计值。

输出成果包括:勘探点平面位置图、主要持力层层面等高线图、地下水等水位线图、工程地质剖面图、钻孔工程地质柱状图、钻孔地质柱状图、静力触探成果图、土工试验成果总表、地基土物理力学指标数理统计成果表、地基土物理力学指标设计参数表等。

系统采用光盘发行,促销价 4100 元/套

地址:310027 浙江省杭州市浙江大学土木科技馆 511 室

电话:0571-7952183(0) 0571-7952099(0)

Email: hucc@telebird.com.cn hucc@263.net

负责人:龚晓南 教授

联系人:韩同春 博士

浙峰软件有限公司紧密依托浙江大学的科研优势,致力于岩土工程类系列软件的开发与研制工作。目前开发成功的还有土钉墙支护软件,支持多级放坡开挖,欢迎联系索取资料和代理软件销售,如果您有什么想法与建议欢迎您来函来电告诉我们。

非均质土裙边基础的承载力研究

(By Y. Hu, M. F. Randolph, and P. G. Watson)

(Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,
Vol. 125, No. 11, November, 1999, P924 - 935)

海洋工程即使在海底软粘土沉积中,裙边浅基础已逐渐引起重视,其原因是在支承大的重力式结构上,较之深桩基础,施工期短,特别是在较短的风平浪静时期,更显示出明显的经济效益。本文对非均质土上圆形裙边近海基础进行了数值计算、理论分析及物理研究。海底沉积物简化为强度随深度线性增加的粘性土。在数值分析中,采用了网格大小不断变化的有限单元法,它能自动划分出最优的网络,并运用了应变超级收敛误差估计和网格的次一级重新划分的概念。这篇文章对非均质土上圆形裙边基础进行了两大类研究,包括承载力研究和贯入深度的研究。

本文运用变网格有限元方法以及扩展了的上限法(upper-bound),研究了土体的非均匀程度(用 kD/S_{u0} 表示, k 为强度梯度, D 为基础直径, S_{u0} 为裙边土体的不排水剪切强度)不同的裙体刚度及深度(到5倍基础直径)下基础的承载力,讨论了承载力大小和土体的流动机理。研究表明有限元法和上限法计算出的承载力有相同的趋势,在土体流动机理上也是相似的,特别对于基础边缘粗糙的情况,土体将从 45° 向外移动过渡到向上移动,当土体的非均质程度 $kD/S_{u0} = 2 \sim 30$ 时,过渡带的深度在基础直径的 $20 \sim 40\%$ 之间。下限法由于计算的贯入深度为基础直径的 30% ,因而对于大贯入深度而言,低估了承载力。

对于大贯入深度的情况,运用离心试验对基础贯入正常固结土和超固结土的情况进行了研究,并用变网格在有限元方法进行数值分析,用小应变插值的方法对大应变情况进行研究,并比较了离心试验结果和有限元计算结果。

附:下限法(Low-bound)

裙边重力基础的几何形状见图1(原文 FIG. 1. b)。可以看到有许多裙体的次一级间隔,

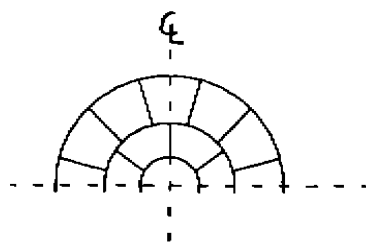


图1 裙边基础

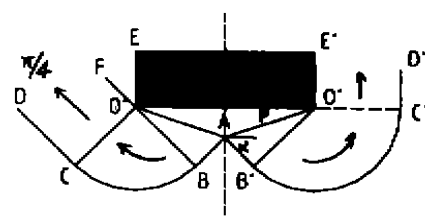


图2 上限法示意图

呈对称分布。表面的软土严格限制在这些间隔中,下部结构的荷载将传递到裙边好土层中,这个好土层的排水剪切强度为 $S_{u0} = S_{u0} + kD_f$ (S_{u0} 为海底土体的强度, D_f 为裙体的贯入深度)。当发生破坏时,裙体间隔的土认为是与基础一起移动的,因而认为可以把裙体重力基

础当作是前期嵌入的基础。

上限法(Upper - bond)

此方法裙体圆形基础的运动机理是建立在 Kusakabe 等人 1986 年的研究基础上的。基础埋深浅时,土体呈 45° 从基础边缘向上移动,对于埋深大的基础,土体直接向上运动,见图 2(原文 FIG.3)。需说明的是在整个速度场中,运动体边界(AB'C'D')的速率为 0,所以,在这个边界面上土体没有塑性应变。

(周建 译稿)

悬臂式板桩墙净压力分析

(Net Pressure analysis of cantilever sheet pile walls)

R. A. Day

Geotechnique 49, No.2 P231 - 245

分析和设计埋置悬臂式挡墙的方法有许多种,它们对净压力的分布做了各种简化以便计算临界支撑深度。在英国,通常假设净压力包括主动极限压力和被动极限压力值之和,土压力分布简化如图 3(原文 Fig.2)。标有 K_a 和 K_p 的直线分别表示由土压力系数 K_a 和 K_p 计算的主动和被动极限土压力,力 R 表示在点 O 以下的净力,假设作用在 O 点。由 O 点的弯矩平衡算出因稳定所需的 d_0 ,挡墙的埋置深度 d 取为 $d = 1.2d_0$ 。最后进行验算以求得在挡墙 O 点以下引发的 R 力,弯矩图可根据假设的压力分布计算。在美国,净压力分布通常简化为 P_0 、 P_1 、 P_2 三段直线,见图 4(原文 Fig.3)。近来,根据离心试验结果提出一种半经验的直线法,可以由经验常数确定出净压力为零的点。本文运用有限元计算检验了极限平衡时的净压力分布,研究表明,净压力为零的点与半经验直线法计算出的情况拟合得最好,其位置取决于极限条件下被动土压力与主动土压力的比值。本文提出一个简单的经验方程来确定净压力为零的位置,用这个经验方程确定出的临界支撑深度和弯矩分布,较之于其它方法,与有限元计算和离心试验结果吻合得最好。

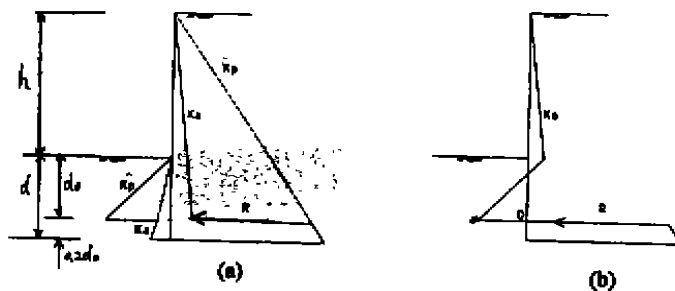


图3 简化后压力分布——英国法 (a)压力分布 (b)净压力分布

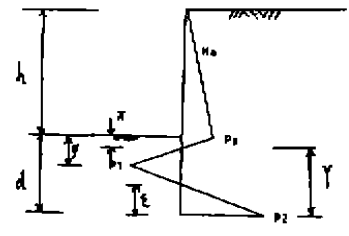


图4 压力折线分布

(周建 译稿)

础当作是前期嵌入的基础。

上限法(Upper - bond)

此方法裙体圆形基础的运动机理是建立在 Kusakabe 等人 1986 年的研究基础上的。基础埋深浅时,土体呈 45° 从基础边缘向上移动,对于埋深大的基础,土体直接向上运动,见图 2(原文 FIG.3)。需说明的是在整个速度场中,运动体边界(AB'C'D')的速率为 0,所以,在这个边界面上土体没有塑性应变。

(周建 译稿)

悬臂式板桩墙净压力分析

(Net Pressure analysis of cantilever sheet pile walls)

R. A. Day

Geotechnique 49, No.2 P231 - 245

分析和设计埋置悬臂式挡墙的方法有许多种,它们对净压力的分布做了各种简化以便计算临界支撑深度。在英国,通常假设净压力包括主动极限压力和被动极限压力值之和,土压力分布简化如图 3(原文 Fig.2)。标有 K_a 和 K_p 的直线分别表示由土压力系数 K_a 和 K_p 计算的主动和被动极限土压力,力 R 表示在点 O 以下的净力,假设作用在 O 点。由 O 点的弯矩平衡算出因稳定所需的 d_0 ,挡墙的埋置深度 d 取为 $d = 1.2d_0$ 。最后进行验算以求得在挡墙 O 点以下引发的 R 力,弯矩图可根据假设的压力分布计算。在美国,净压力分布通常简化为 P_a 、 P_1 、 P_2 三段直线,见图 4(原文 Fig.3)。近来,根据离心试验结果提出一种半经验的直线法,可以由经验常数确定出净压力为零的点。本文运用有限元计算检验了极限平衡时的净压力分布,研究表明,净压力为零的点与半经验直线法计算出的情况拟合得最好,其位置取决于极限条件下被动土压力与主动土压力的比值。本文提出一个简单的经验方程来确定净压力为零的位置,用这个经验方程确定出的临界支撑深度和弯矩分布,较之于其它方法,与有限元计算和离心试验结果吻合得最好。

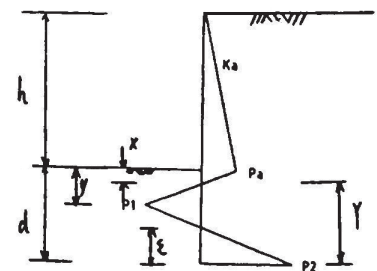
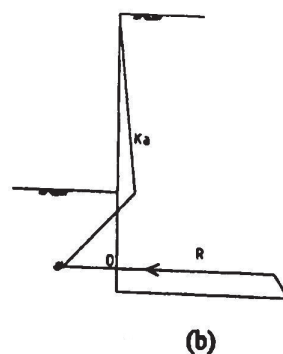
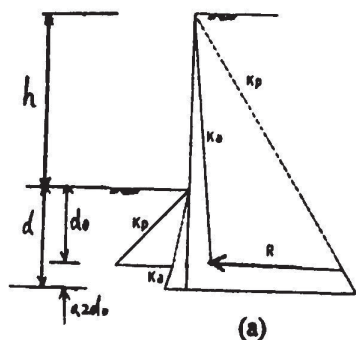


图3 简化后压力分布——英国法 (a)压力分布 (b)净压力分布

图4 压力折线分布

(周建 译稿)