

目 次

论 文

地基处理学术委员会成立二十周年贺信……中国土木工程学会土力学及岩土工程分会 (3)

地基处理的设计原则及工程应用……滕延京(5)

多层建筑中刚性桩复合地基性状分析及工程应用……邢皓枫(8)

复合桩的施工方法……邓亚光, 张国建(13)

三维大变形固结本构方程的矩阵表述……丁洲祥, 龚晓南, 李韬, 谢永利(21)

CFG 桩在湿陷性黄土地区的应用……侯化坤(34)

在复杂的溶岩地基中挤扩支盘桩的应用……张亦农, 徐至钧(39)

粘性土压缩特性微细结构变化的试验研究……周宇泉, 洪宝宁(45)

砂垫层处理地基在多层建筑中的应用……蒙超燧, 朱建(51)

干振碎石桩加固设计中的若干问题……宋春生, 张英(55)

一题一议

1+1=?……龚晓南(57)

译 文

砂土中开口桩承载力的确定…… Kyuho Paik Rodrigo Salgado, 刘卫未 译(59)

地基处理学术委员会成立二十周年贺信

尊敬的龚晓南主任委员暨地基处理学术委员会的各位委员、各位与会代表：

在金秋十月的美好时节,第八届全国地基处理学术讨论会将在风光秀丽、人杰地灵的岳麓山下召开,同时举行地基处理学术委员会成立二十周年的庆祝活动,出版《地基处理技术与展望》,进行学术委员会换届工作。在此我们谨代表中国土木工程学会土力学及岩土工程分会对大会的圆满召开表示最衷心的祝贺,对承办单位湖南大学和协办单位的辛勤努力表示最诚挚的感谢。

地基处理学术委员会自成立之后的二十年来,一直是我们土力学及岩土工程分会中最活跃的学术委员会之一,为推动我国地基处理方面的理论繁荣、科技进步、人才培养和学术交流做出了很大贡献。每两年举行一次的全国地基处理学术讨论会,是由地基处理学术委员会多年来精心组织的该专业领域中最有影响的学术盛会。当前我国正处在工程建设的黄金时期,地基处理所涉及的问题极其复杂、面大量多,为我们岩土工程科技工作者提供了极好的科学研究和服务社会的舞台,也提出了非常严峻的挑战。我们深信,本次学术会议必将为我国从事地基处理的科技工作者提供一个交流新思想、新理论、新技术和新经验的难得的舞台和机会,也必将为进一步推动我国在该领域的科技进步做出新的贡献。

在此,请允许我们代表土力学与岩土工程分会衷心祝愿第八届全国地基处理学术讨论会取得圆满成功!

中国土木工程学会土力学与岩土工程分会

理事长:张在明

秘书长:张建民

2004年10月19日



第八届全国地基处理学术讨论会在湖南长沙召开

第八届全国地基处理学术讨论会及地基处理学术委员会成立二十周年庆典于2004年10月22日至27日在湖南省长沙市枫林宾馆召开。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主办,湖南大学土木工程学院承办。

本届会议是继第一届(上海,1986)、第二届(烟台,1989)、第三届(秦皇岛,1992)、第四届(肇庆,1995)、第五届(武夷山,1997)、第六届(温州,2000)、第七届(兰州,2002)全国地基处理学术讨论会之后的又一次盛会。来自全国各行业近200名地基处理专家、工程技术人员和有关厂家的代表参加了学术讨论会。

10月22日上午举行了开幕式。开幕式由史存林研究员主持,首先宣读了中国土木工程学会土力学及岩土工程分会的贺信,接着由龚晓南教授致开幕词,然后湖南省建设厅、湖南大学的有关领导先后发言致词。

开幕式后进行大会报告,近20位专家学者应邀作了专题报告和论文报告,分别就当前地基处理领域中诸多难点、热点问题以及若干重大工程技术等问题进行了深入的交流和探讨。老中青济济一堂,学术气氛十分活跃。

会议期间进行了学会换届工作,产生了第四届地基处理学术委员会。

会议期间还召开了第四届地基处理学术委员会核心组和第三届第四届委员联席会议,龚晓南主任委员总结了前阶段学会工作和学会下阶段工作设想,接着各位委员对如何进一步更好地开展学会工作进行了讨论。

同时,为纪念地基处理学术委员会成立二十周年,学会组织出版了《地基处理技术发展展望》,促进了地基处理最新技术交流与发展。

会议由合肥大学出版社出版了论文集,其内容反映了当前我国地基处理领域的主要成就和发展水平,可供同行们参考。

会议决定下届全国地基处理学术讨论会于2006年在山西太原召开,并计划于2005年会同交通部门在广州召开高等级公路地基处理专题学术讨论会。

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
2004年10月

地基处理的设计原则及工程应用*

滕延京

(中国建筑科学研究院地基所 北京 100013)

【提要】本文阐述了地基处理设计的技术经济统一观点,应该满足《建筑地基基础设计规范》的地基处理设计原则,以及检验与监测技术的重要性。

随着工程建设项目发展的要求,通过选址可以满足建筑物地基基础设计要求的项目越来越少,许多项目需通过地基处理手段满足建筑物对地基基础的要求。地基处理的目的是,根据项目的功能要求不尽相同,铁路、道路路基工程、港口堆场工程、机场跑道工程、工业民用建筑工程的地基处理等均有不同的控制指标,采用的方法也不同。一般地说,必须采用技术经济统一的地基处理设计,做到安全适用,技术先进,经济合理,施工可行。本文首先从技术经济统一的观点,说明地基处理设计的原则,重点说明工业民用建筑地基处理需满足的设计原则。最后说明在地基处理工程中检验与监测技术的重要性。

技术经济统一的地基处理设计原则

首先通过两个工程例子说明地基处理工程的技术经济统一的设计原则。

在软土地基上建造油罐,可以采用桩基础,桩端落在变形小的土层上或采用振冲碎石桩基础,在承载力能满足油罐地基使用条件下,可以通过试水试压过程,完成油罐地基的全沉降,预测后期沉降满足使用条件时投入使用。比较两个方案,桩基础方案油罐整体沉降小,试水试压期短,油罐建成后马上可以投入使用;振冲碎石桩方案,试水试压期长,可能要经过6个月至一年后方可投入使用。两个方案的地基处理费用可以相差一倍至二倍。

公路、铁路路基在穿越软土段时的地基处理,可以采用深层搅拌桩处理全部软弱土层,也可以处理部分软弱土层,下部土层设置排水板或砂桩,通过超载或行车荷载预压固结。两种方案比较,全部处理软弱土层的固化方案工期短,造价高,部分处理的方法工期长,造价低。

所以,地基处理设计的技术经济统一的设计原则,是应该根据建筑物对地基的使用要求,天然地基条件(勘察报告)、当地的地基处理经验、机具设备、材料条件、周围环境条件,确定技术可靠、施工可行、经济合理的处理方案,对实施过程中提出必要的检验和试验,确保地基处理工程达到设计要求。

* 收稿日期:2004年11月

技术可靠性是最重要的指标,我国地基处理技术部分是由国外技术引入,也有经过自己的若干工作,形成了我国独有特定的工法。写入《建筑地基处理技术规范》的工法都是可靠的,但技术可靠性的实现,还要结合处理场地的特性。合理使用才是可靠的,例如孔内柱锤夯实法在处理建筑垃圾为主的杂填土地基挤密效果好、工效快、造价低廉。但是如果把这个工法用到处理软弱的粘土地基上,成桩夯实均可达到设计要求,但软土地基夯后扰动,土的力学性质恢复慢,加上超孔隙水压力消散时间,这时,如果成桩后采用建筑垃圾相同的建造方法立即修建上部结构,由于软土的强度恢复和孔隙水压力消散的固结沉降,建造的房屋往往出现裂缝。可行的方法要有一定休止期,待土的力学性质恢复和孔隙水压力消散后再建造上部结构,一般不会出问题。再如石灰桩法,在我国古老的地基处理中已采用,处理填土和淤泥土效果很好,但最近某些工程由于不了解石灰桩法的加固机理,处理土层含水量过低,造成生石灰的水化反应不充分,达不到处理效果。所以技术可靠性是在深入了解地基处理工法的加固原理基础上,针对处理场地特性综合使用。对于上述所说柱锤夯实桩的工法,如果处理场地休止期后再建造房屋;石灰桩法场地含水量偏低,采用浸水处理,就不会引起上述问题。

施工可行性目前有两个问题需要考虑:在城市建设中对有环境影响的工法限制使用,例如在城区采用强夯法,用振冲碎石桩大量泥浆污染;某些工法在特殊场地条件下的成桩可靠性,例如在动水压力条件下采用高压喷射注浆或水泥搅拌桩等。

经济合理性要强调的是在多种可行方案中,优先选择经济指标造价低的工法,但各地造价的计算方法不尽相同,各地区人工、材料、设备设计用诸多因素应综合考虑。

满足《建筑地基基础设计规范》的地基处理设计原则

工业民用建筑地基基础与公路、铁路、港口、水利工程地基基础设计要求不同之处,是房屋建筑地基基础的变形控制要求更严格。2002版《建筑地基基础设计规范》提出按变形控制设计地基基础重要原则。在修订《建筑地基处理技术规范》时已考虑这一问题,对写入地基处理规范的工法,全部提出了变形计算方法。下面就个人的理解,谈一下满足地基基础规范的地基处理原则。

1. 根据建筑物地基基础设计等级及长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度,地基处理设计应满足地基承载力计算、变形计算及稳定性计算的有关规定。

上部结构对地基变形的适应能力,可按柔性结构,刚性结构,半刚性结构划分。

柔性结构:木结构,排架结构,对变形的适应能力强

刚性结构:烟囱,水塔,钢筋砼筒仓或其它高耸建筑物,长高比小于2.5、荷载均匀、体形简单的高层建筑也可按刚性结构考虑,整体倾斜是控制标准

半刚性结构:木层等结构 沉降差控制 砌体结构 相对弯曲控制 软土地基控制局部倾斜 加强上部结构刚度可增加结构调整地基变形的能力。

2. 处理地基的承载力特征值应由荷载试验并结合工程实践经验等综合确定。

地基承载力特征值是指由荷载试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变

形所对应的压力值,其最大值为此例界限值。对于处理后的地基承载力特征值也要遵照这一准则确定,对变形控制严格的建筑物,处理地基承载力特征值,设计时应结合工程经验取线性变形段内的值。

同时应注意地基承载力试验方法的适用范围。一般情况下大家认为平板载荷试验的方法是可靠的方法,但平板载荷试验由于平板尺寸效应,对地基影响深度有限,评价的地基承载力应该是影响深度的地基土特性。例如对于强夯处理地基,设计采用的地基承载力特征值应综合考虑平板载荷试验结果及下卧土层性质,根据上部结构荷载,刚度情况综合考虑,仅用平板试验结果设计是片面的有时会出现工程问题。

3. 地基处理设计应考虑采用的施工设备和方法对土的扰动及孔隙水压力变化;例如强夯振动等,地基处理后的地基扰动,满足上部结构对土的恢复,孔隙水压力消散引起的沉降后再进行基础施工。

4. 处理地基的变形计算应结合工程实践满足地基基础设计规范规定的各类建筑变形允许值。应该说,处理地基的变形计算某些方法比较可靠,对某些处理方法的计算仍需完善,加强检验和监测工作,积累资料是提高处理地基变形计算可靠性的唯一方法。

检验与监测技术在地基处理设计的作用

检验是地基处理过程控制和效果评价的重要内容,在地基处理设计中不可缺少。地基处理规范中已对各种工法的检验内容作出规定。

监测是信息法施工和动态设计的重要依据,也是检验和调整地基处理设计的重要依据。目前对于处理地基的地基反力分布、地基变形形态的数据还很少,应加强这方面的工作。

建筑大师程泰宁获 2004 梁思成奖

据悉,国家建筑大师程泰宁,已经获得“梁思成奖”,这是我国唯一的建筑设计国家奖,一年度只授予一位建筑设计师。

程泰宁是“国家建筑设计大师”,现任中国联合工程公司总建筑师,同时担任中国建筑学会学术工作委员会委员,浙江大学、东南大学兼职教授。参加过北京人民大会堂、南京长江大桥头建筑等重大工程的方案设计,多次在国内外获奖。

设计项目在杭州有黄龙饭店、铁路新客站、杭州国际假日酒店、浙江美术馆(在建)、金都华府小区(在建)等。

(杭州日报)

多层建筑中刚性桩复合地基性状分析及工程应用*

邢皓枫

(浙江大学建筑工程学院 杭州 310027)

【提要】复合地基由于其复杂的受力和边界条件,用解析法是无法得到其真实解;本文用有限元法从数值分析的角度对多层建筑作用下刚性桩复合地基进行三维性状分析,分析了桩长、桩土模量比和置换率等因素的变化对刚性桩复合地基应力应变性状的影响,找出了刚性桩复合地基在多层建筑中的特点,并以实际工程来说明多层建筑中按沉降变形控制进行设计计算的可行性。

前言

刚性桩复合地基较桩基础造价低,具有承载力提高幅度可调范围大、减小沉降显著、桩体质量及耐久性有保障,且采用疏桩形式,施工时挤土效应较小,对已施工桩和周围环境影响小,施工工期短等优点,它的应用越来越广泛;但是由于其设计分析理论落后于工程实践,且其作用机理不甚清楚,故其设计方法仍不完善。虽然人们曾用解析方法或缩尺的模拟试验方法对刚性桩复合地基性状进行探索和研究,例如池跃君和宋二详等用缩尺方法进行了刚性桩复合地基应力场的试验研究,但是由于其复杂性或采用较多假设,其分析结果与实际情况依然存在偏差。在多层建筑中刚性桩复合地基的研究还处于初步阶段,故本文以数值分析方法从三维角度针对刚性桩复合地基中位移场及应力场分布规律进行研究,以便发展和完善刚性桩复合地基沉降计算理论,最后提出按沉降变形控制的刚性桩复合地基设计计算方法。

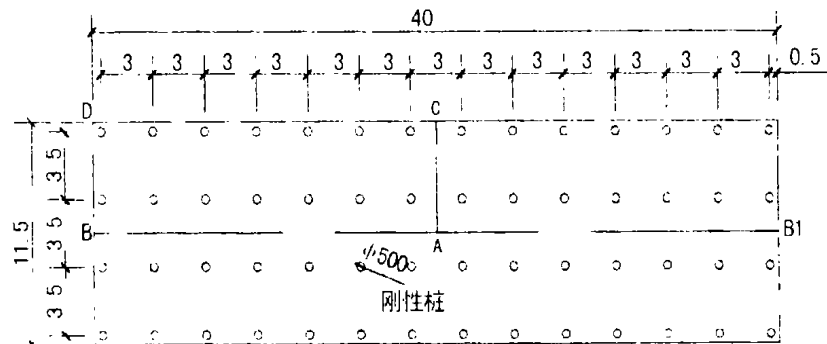


图1 计算模型平面示意图

多层建筑中刚性桩复合地基性状分析

1. 计算模型

计算模型平面示意图见图1,基础为筏板体系,筏板平面尺寸取 $11.5\text{m} \times 40\text{m}$,板厚 1m ;地下室层高 3.5m ;平面面积置换率 2% ,桩径 $\Phi 500\text{mm}$,桩长 10m ,布桩按方形均匀分布;七层建筑上部荷载为 175kPa ,地基土弹性模量为 6.5MPa 。计算模型的土体平面取 $60\text{m} \times 30\text{m}$,深度为 36.6m ,根据对称性取四分之一(ABDC部分)进行有限元网格划分和计算。

2. 计算结果与分析

为了更好了解桩长、桩土模量比和置换率的变化对刚性桩复合地基性状的影响,选取一种因素作为变量而其余不变。

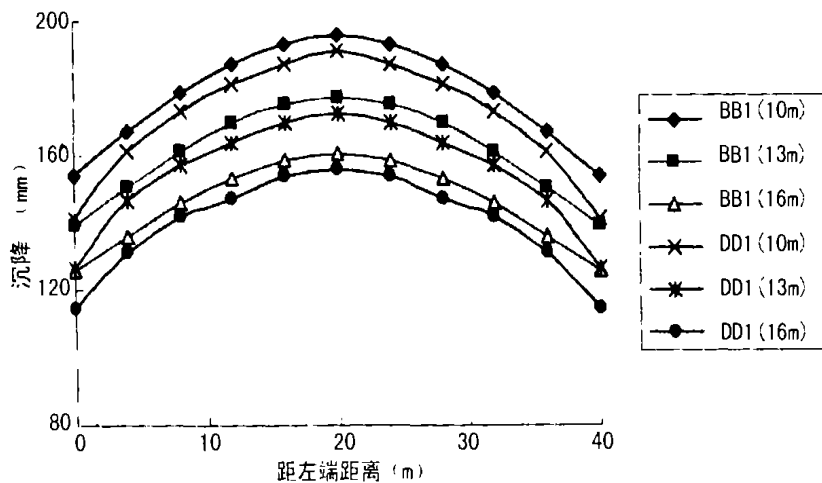


图2 桩长与沉降关系曲线

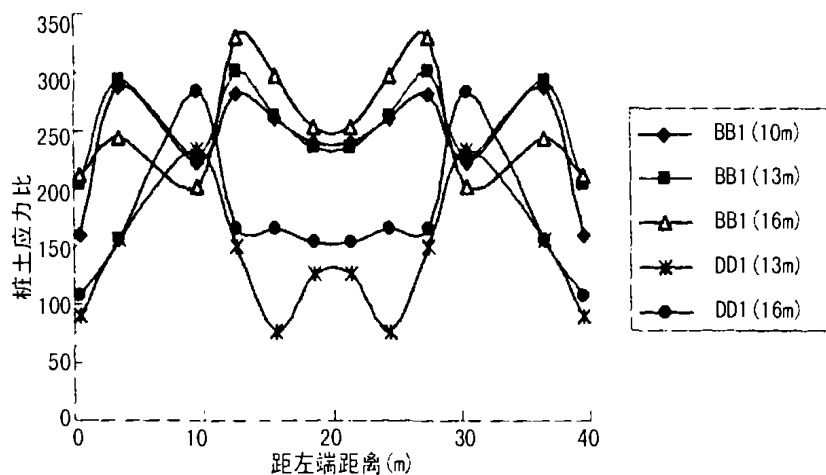


图3 桩长变化对桩土应力比的影响

取 10m 、 13m 和 16m 三种情况的桩长进行计算分析。采用ANSYS应用软件进行有限元模拟,所划分的有限单元数量依次为 47643 、 58739 和 65747 ,其桩长与沉降、桩土应力比的关系曲线分别见图2和图3。从图可知基础中间沉降大于边沿沉降,呈上凸抛物线型;随着桩长增加沉降曲线有变缓趋势且沉降曲线间差距变小,这说明桩长对复合地基位移场的影响表现为桩长的增加可有效地减少复合地基沉降量,桩长增加还可以减小复合地基差异沉降,

但是当桩长超过最佳桩长时其作用效果随之降低。刚性桩复合地基桩土应力比远大于碎石桩和水泥搅拌桩的桩土应力比,桩长增加时桩土应力比也随之增大,其曲线近似为马鞍型,在基础中部(约占基础长度的1/4)的BB1与DD1变化趋势线相反,BB1中部位置的桩土应力比值最大,而DD1中部的桩土应力比小于其两肩但大于角部;桩土应力场的数值随桩长发生变化而其形态变化不大,仍然是角部和边沿部位桩土应力大,但其比值并不是很大;随着桩长的增加桩间土的应力在减小而桩顶应力逐渐增大(应力图略),基础下桩土应力分布越来越平缓,尤其中间桩与周围桩应力差缩小很明显,这说明桩长的增加使原来作用在桩间土上的一部分荷载转移到了桩上,由于刚性桩的强度远大于桩间土的强度,这样更有利于刚性桩强度的发挥,从而更好地提高复合地基的强度。

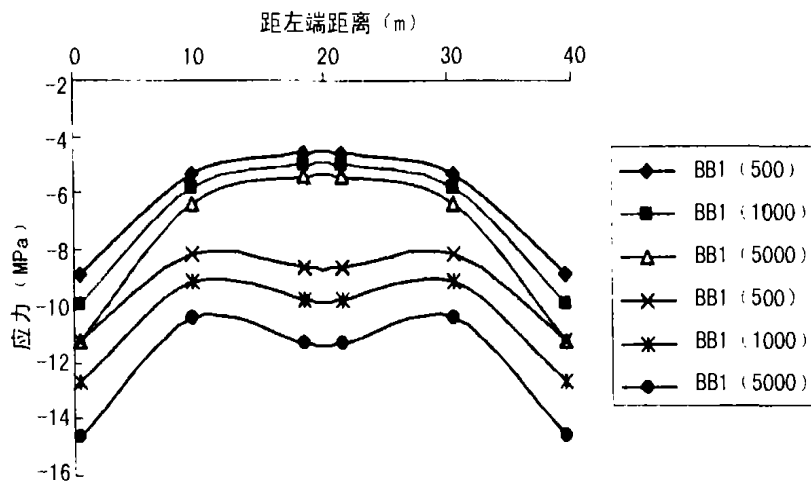


图4 桩土模量比变化对应力场的影响

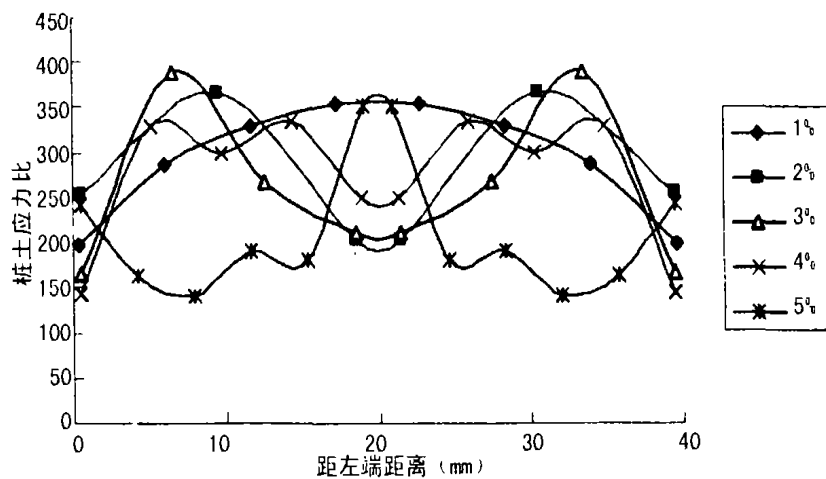


图5 置换率的变化对应力场的影响

桩土模量比的变化取值分别为500、1000和5000,图4显示了桩土模量比对复合地基应力场的影响。模量比的增加减小了桩间土的应力从而增大了桩顶的应力,桩土应力比随桩体模量增大而增大,但其增大趋势渐缓,这说明由于桩体模量增大使桩体压缩量很小,在变形的过程中荷载向桩体转移,其转移数量并非随桩体模量的增大而无限的增大。上部荷载由桩间土转移到桩上,桩更好地发挥了作用,与此同时桩土模量比的变化对桩土位移场分布形状影响不大,而改变的只是其数值大小,随着桩土模量比的增加桩土沉降均在减小(沉降

图略),不过随模量比增加其减小速率逐渐变缓。

刚性桩复合地基为疏桩基础,置换率按 $\alpha = 1\%$ 、 2% 、 3% 、 4% 和 5% 来探讨置换率变化对刚性桩复合地基所产生影响,见图 5(沉降曲线图略)。从图可知置换率可调节桩土间应力场的分布,桩土应力随置换率增加均呈减小趋势,且应力变化幅值在减小,应力场趋于平缓,这说明置换率增加可以消除桩土间应力集中现象,而且在一定程度上减少了差异沉降,置换率从 1% 到 2% 效果很明显,但是从 2% 到 5% 时虽对减少位移场有影响,但效果趋弱,这说明刚性桩复合地基的置换率取 2% 左右比较合适。

多层建筑中按沉降控制方法的可行性

复合地基可按承载力控制设计或者按沉降控制设计,但两种设计都要满足承载力和小于某一沉降量的要求;对于地基土较差,无良好地持力层,桩体未能穿透软弱土层,复合土层下仍有软弱下卧层时宜以变形为控制条件进行桩基设计。按沉降控制设计思路是先按建筑物沉降控制要求进行设计桩长,然后验算 2% 置换率下复合地基承载力是否满足要求。如承载力不能满足要求,可适当增加复合地基置换率或补适量诸如碎石桩和搅拌桩之类的短桩,使承载力也满足要求。图 6 反映了三种置换率下桩长减小地基沉降的作用。

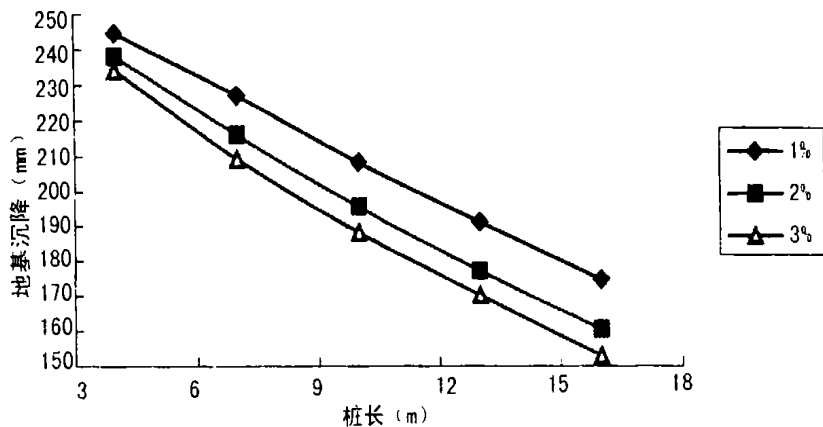


图 6 桩长控制地基沉降的趋势图

按沉降控制设计计算公式为: $S \leq S_{\infty}$

$$S_{\infty} = S_p + \Delta + \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_i}{E_{si}} H_i \approx 20 + \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_i}{E_{si}} H_i \quad (1)$$

式中 S 、 S_{∞} 分别为拟建物控制沉降量和复合地基最终沉降量, (mm);

S_p 、 Δ 分别为桩身压缩量和桩的刺入量, (mm), 刚性桩模量很大, 实际设计时两者之和可取 20mm;

Δp_i 、 E_{si} 、 H_i 分别为下卧层附加荷载 (kPa)、压缩模量 (kPa) 和厚度 (mm)。

确定了桩长后复合地基强度验算公式为:

$$p_{cf} = K_1 \lambda_1 m p_{pf} + K_2 \lambda_2 (1 - m) p_{sf} \quad (2)$$

式中 K_1 、 K_2 均为强度修正系数;

p_{pf} 、 p_{sf} 分别为单桩极限承载力和天然地基极限承载力;

λ_1, λ_2 分别为桩体和桩间土体极限强度发挥度。

若强度不满足承载力要求可提高置换率或打入适量碎石桩或水泥搅拌桩,现举一个工程实例如下:杭州萧山某花园计划建造10幢5~6层商住楼,地质情况见表1,因土层分布不均且存在较厚的淤泥质层而不宜采用碎石桩或水泥搅拌桩处理地基;采用桩基础也不可取,因为既费用高又无较好的地基持力层。通过方案比选最后选用刚性桩复合地基,采用按沉降控制的设计思路,为使桩进入好的持力层,桩长取23m,桩径为426mm,置换率1.84%。因采用疏桩布置复合地基承载力不满足要求而采用长度14m、直径500mm、置换率7%的水泥搅拌桩来增大地基土强度,施工过程中针对6号楼(6层)进行应力和沉降观测,应力观测结果与数值计算规律类似,施工结束一周的沉降仅27mm,最终沉降为70mm,完全满足工程设计的要求。从交付使用的情况看,没有发现任何异常现象。该方案较初始拟采用的传统桩基方案节约投资约30%,这说明采用刚性桩复合地基来处理多层建筑下的软弱地基既大大减少了地基沉降和差异沉降,又很好地提高了地基土强度,因此刚性桩复合地基处理该多层建筑下的软弱地基是很成功的。

场地地层情况一览表

表1

土层	土名	土层状态	层厚(m)	w (%)	E_s (MPa)	f_k (kPa)	q_k (kPa)
1-1	杂填土	松散	0.9~2.0				
1-2	粉质粘土	软~可塑	0.9~2.5	32.8	5.88	27	
2	粉土	松散	2.3~6.7	35.5	7.08	13.5	
3	淤泥质粘土	流塑	6.8~15	48.7	2.38	10.8	
4	粉质粘土	软~可塑	1.2~4.4	33.1	3.51	31.5	
5	粉质粘土	可塑	1.7~4.5	27	5.87	45	1530
6	粘土	软塑	15.7~30	32.1	9.66	58.5	1800

结论

刚性桩复合地基影响因素是多方面的,概括起来其主要影响因素是上部荷载、地基土性质、桩长、置换率、垫层厚度及基础刚度等。采取有效的措施均可达到减小地基沉降和减缓地基应力集中现象,从而满足沉降变形和复合地基强度的要求。刚性桩复合地基在处理多层建筑下的软弱地基时既有复合地基的共性又有其特殊性,其不仅具有大大减少地基沉降和提高地基强度双重作用,而且在有些情况下还具有投资低、负面效应少等优点。按沉降控制的设计方法较常规设计方法具有简便、可达到优化设计、节约投资等优势。

参考文献

- [1] 龚晓南, 复合地基理论及工程应用, 中国建筑工业出版社, 2002. 11
- [2] 池跃君、宋二祥和金冲等, 刚性桩复合地基应力场分布的试验研究, 岩土力学, 第24卷第3期, 2003
- [3] 龚晓南, 复合地基理论及其在高层建筑中的应用, 土木工程学报, 第6期, 1999
- [4] 龚晓南, 有关复合地基的几个问题, 地基处理, 第3期, 2000

复合桩的施工方法*

邓亚光 张国建

(江苏省如东县水利电力建筑工程有限公司 如东 226400)

【提要】水泥搅拌桩(特别是干法)加固沿海软土地基有着明显的经济技术效益,但有着强度较低、搅拌不均匀等缺陷。南通地区常用微型振动沉管桩加固软基,形成桩径为22-28cm挤密砂石桩、素砼桩和钢筋桩,但承载力提高幅度也较小。将以上两种工法相结合,且后一工法在前一种工法形成的桩体中心进行,形成几种复合桩型:水泥石砂石复合桩;素砼芯或钢筋砼劲芯水泥石桩(或水泥石砂石复合桩),该复合桩型避免了各自工法的缺点,而集中了各自工法的优点,具有质量可靠,刚度、强度、密度均较高而有较高的单桩承载力,可作为复合地基中的竖向增强体与砂石桩,水泥石桩形成多元复合地基也可作为单桩使用。实践及研究表明:复合桩施工方便,造价低廉,对周围环境影响小,价格性能比高,因而有着广阔的应用前景。

前言

南通位于长江入海口的苏北沿海地区,区内地下水位较高,沿海有大量滩涂,西部河网纵横,有大量暗河浜,广泛分布着以含水量较高、强度低、压缩性较高的淤泥质粉质粘土为主的软弱地基。因而有大量的杂填土、冲填土及含有机质腐殖质填土分布。常用水泥搅拌桩和微型振动沉管桩加固多层或小高层楼房的软基。但承载力提高幅度一般达到原地基的2-3倍。对于有暗河浜存在时一般采用开挖、回填、再加固。对于地基承载力要求较高时,多采用钻孔桩、夯扩桩、静压管桩等刚性桩,但其造价高、工期长、有挤土、振动等环境问题。

水泥搅拌桩的优点是施工简便、造价较低、无振动、噪音、挤土等问题,但其强度较低(尤其是有暗河浜在的杂填土层)施工质量难以控制,虽有较大的桩表面积提供较大的侧摩阻力和端阻力,但因强度低,荷载传递深度小,一般仅为5-7D,而单桩承载力较低,加上有些施工队伍素质低下偷工减料,以至该工法受到设计方和业主及建筑主管部门的质疑和“禁用”。而南通地区常用的微型振动沉管桩——一般电机功率为11-22KW,激振力80-150KN,桩径22-28cm,一台加长手扶自吊式拖拉机即可进出场,可形成挤密砂石桩、素砼桩和钢筋混凝土桩(加入钢筋笼、插筋或钢管)。其特点是施工简便,在较狭窄的场地可施工,造价低廉,振动、噪音也较小,但砂石桩虽有挤密和加速土体固结的效果,因本身是散粒体,其作用受桩周土体的被动约束制约,荷载传递深度更小,仅为2-4D,易发鼓胀破坏而承载力提高幅度较小。而刚性较高的素砼和钢筋桩,则因桩体表面积较小而提供较小的桩侧阻力和桩端阻

* 收稿日期:2004年10月

力,在桩身材料强度未充分发挥时多因沉降过大而达到极限状态,且易在有流塑软塑的软弱部分产生“缩颈”,造成桩身材料强度大部分被浪费,而单桩承载力不大。因而以上两种工法形成的几种桩型单独使用时仅适合于地基承载力设计要求不高的软基加固。而将两种工法相互结合,互为先后,且后一种工法在前一种工法形成的桩中心进行则可形成避免各自缺点,充分发挥各自优点,低价高效的几种复合桩型:

1. 水泥土砂石复合桩

先在软基中施打振动沉管砂石桩(也可单纯为砂或石子)再在砂石桩中心施打水泥搅拌(干法、湿法均可,视加固目的和土层含水量而定——一般如果土层含水量较高,需快速排水固结,提高竖向增强体强度,多用干法;如果要作基坑围护,可用湿法)形成强度、密度、刚度均较高的水泥土砂石复合桩,并可与复合桩间砂石桩、桩间土构成三元复合地基。

2. 劲芯复合桩

在软基中施打水泥搅拌桩或水泥土砂石复合桩,在水泥未硬凝时施打素砼振动沉管微型桩劲芯(也可加钢筋笼或插钢筋、钢管形成钢筋砼劲芯)。由于其刚性较高,且强度、工作特性接近刚性桩,可作复合地基中的竖向增强体(即刚性桩复合地基,可与复合桩间砂石桩形成多元复合地基),也可作刚性单桩使用。其中钢筋砼劲芯复合桩还有抗拔、抗弯、抗剪切作用,可用于偏心荷载作用下的建筑地基处理,也可用于基坑支护、挡土墙等工程。

以上两种桩型已于近三年来在苏北沿海的南通、盐城地区的几十项次工程中应用,取得显著的经济技术效益。其中劲芯复合桩的作用原理与已在上海、江阴、常州等地应用并研究过的在水泥搅拌桩中压入预制方桩形成复合桩的原理相同,上海等地的试桩表明其复合桩的单桩承载力极限值高达2200kN(水泥桩径700mm,长20m,掺灰量18%,劲芯截面为150×150~200×200mm,C35,长18m)。而与上海地区有着深厚软土层不同的是该地区软土层仅厚6~8m,其下则为承载力标准值达150~170kPa的粉土夹粉砂层,可作持力层,因而复合桩的桩端阻力可得到充分发挥,桩长为6~8m,桩径为600mm时其单桩承载力极限值可高达800kN以上,有着明显的技术效果和经济效益。该复合桩施工方法已获国家发明专利(专利号:ZL01108106.6)并获香港国际新技术博览会金奖。

构造

1. 水泥土砂石复合桩

该复合桩型由挤密砂、石和水泥、土搅拌均匀而形成水泥、土、砂、石(也可单纯砂或石子)复合体。

一般水泥搅拌桩径为500~700mm,砂石桩径为220~280mm,水泥掺入量可为12%~15%,砂子为纯净中粗砂,石子粒径为30~50mm,也可为瓜子片,可根据工程用途、土质、加固目的调整桩长、桩距、桩径形成多种配比的复合桩体。如仅需加固上部暗河浜时,砂石桩径仅需深入暗河底0.5m左右,水泥搅拌桩长可达6~8m,砂石桩仅需3.5~4.0m。如需基坑支护,则砂石桩可与水泥等长或略短。还可由复合桩加桩间砂石桩及桩间土形成三元复合地基。

2. 劲芯复合桩

该复合桩由水泥搅拌桩或水泥土砂石复合桩加劲芯两部分构成,一般搅拌桩径为 500 - 700mm, (如用湿喷, 桩径可高达 900mm 以上) 一般水泥掺入量 12 - 15%, 桩顶上部可提高 3 - 5% 掺灰, 并复搅。一般在南通地区桩长在 8 - 10m 左右。劲芯桩径为 $\Phi 220 - 280\text{mm}$, C20 - C30 可为素砼或 CFG, 也可加入钢筋笼, 插钢筋或钢管形成钢筋砼劲芯。一般劲芯长度略短于搅拌桩。注意的是施工时一定要在水泥土硬凝前打入劲芯, 否则会打裂水泥土体或偏斜进桩周土体形不成理想的劲芯复合桩体, 劲芯与桩中心偏差小于 2cm, 且垂直度偏差均应小于 1%。

作用机理

1. 水泥搅拌工法中干法与湿法的作用机理和区别:

作为水泥搅拌桩的两种工法其适用范围, 对掺灰量、搅拌均匀性、提升速度等施工参数的调控及施工工艺存在着相当大的差别, 直接影响到加固效果。根据经验和有关资料, 可能有以下几种因素:

(1) 含水量对加固效果的影响:

规范规定湿喷工法水灰比为 0.4 - 0.6, 但实际操作中要调制出流动性、和易性好的水泥浆, 水灰比要高达 0.8 - 1.0, 这相当于大量的 (桩体水泥硬凝过程仅耗掉其中的 20%) 多余的水分又注入本来含水量就高的软土中, 且使本最需加固的软弱土层反而因其含水量高而无法多吸收水泥浆体, 造成浆体外溢或被含水量相对较低的较硬土层吸收, 造成桩体强度不均匀。而粉喷工法可以据密实电流值调控各土层的水泥掺入量 (有电子秤计量) 和搅拌次数 (如可在较软弱土层部位或桩顶上部应力较集中部位增大水泥掺入量并复搅), 且水泥粉吸收桩周软土中的水分, 桩体及桩间土强度均有较大幅度提高。

(2) 施工机械及工艺对加固效果的影响:

粉喷桩是借助搅拌叶片旋转切削土体, 使高压水泥粉体充斥叶片后空隙并被切削后的土体吸附, 反转时, 边搅拌边借助机械自重向下压迫土体使水泥土受压密实。正规厂家 (如武汉或上海) 生产的粉喷桩机其叶片搅拌一周, 上拔高度为 1.5cm 是固定的, 保证土体被强制切削搅拌, 充分与水泥粉均匀拌和, 而湿喷工艺其搅拌头无论下沉或提升均一个方向旋转, 且提升速度、喷浆压力、喷浆量, 转速均不易调控。钻头上拔时, 易拉松桩体, 特别是接近地面时, 上覆土压力小, 该部位土体 (特别是粘性较大、含水量较大的软弱土体) 与搅拌头“跟转”, 难与水泥浆充分拌和而产生“富集块”现象和“空洞”现象, 造成桩体强度的不均匀。

(3) 粉喷桩密实电流可控制加固效果:

粉喷桩施工时密实电流是控制粉喷桩质量的一个重要参数, 它与水泥掺灰量、桩径和被加固的土质有关。据设计要求, 地质报告和施工经验确定出一个确保桩体强度和均匀性的控制值 (特别是在软弱部位的复搅时的密实电流), 对整个地基加固效果是十分重要的。

(4) 早期强度不同:

粉喷桩早期强度较高, 实际工程检测中, 无论轻便触探、静荷载试验或波速测试, 在其他

条件相同时或相近时粉喷桩的强度指标均高于湿喷桩。因而在实际测试时,可适当调整测试时间。如:轻便触探时间可比湿喷法提前1-3天,静荷试验可提前1-2周时间,大大缩短了检测间隔时间。

总之,据大量的工程实践和试验比较,在含水量较高的软基加固中粉喷桩有着明显的优势。有资料表明:10%水泥掺入量的粉喷桩体强度相当于20%水泥掺入量浆喷桩体强度;含水量每上升10%,水泥土体强度下降30%;粉喷桩桩间土轻便触探击数比天然土高60%左右;粉喷桩水泥体重度增加也较相同掺入比的湿喷桩体高3倍以上。现行的《规范》已将“干法”单列,肯定了该工法在加固含水量较高的软土地基的优越作用。

2. 水泥砂石复合桩作用机理

(1) 挤密置换作用。一般先施打间距较小的砂石桩,对软基中较软弱的部位先行挤密加固和置换作用(对于饱和软粘土),桩长达软弱土层底下0.5m,提高该部位土体的密度和强度,使该软弱部位的承载力得到初次提高。再在一部分的砂石桩中心施打粉喷桩。(如果用于基坑支护,则砂石桩长视其坑周围土质再定,一般不在复合桩间留砂石桩)。

(2) 排水固结通道作用:在粉喷桩施工时因有高压气体的作用会有大量水分和空气从砂石桩中被强制排出,并增加桩体密度,有利于高含水量的软土快速排水固结。

(3) 改善土体结构,增强复合桩体强度和刚度:在砂石桩中心再施打水泥搅拌桩,相当于在水泥土体中又增加了20%-30%的中粗砂骨料(如果砂石桩直径为280mm,而水泥搅拌桩桩径为500mm时,相当于掺入31%左右的骨料;如果桩径为600mm时,则相当于掺入了22%左右的骨料),且与水泥、原土体更均匀地拌和,不易发生水泥或土体“富集”现象,因而水泥复合体强度和刚度有大幅度提高。有资料表明当土中含砂量达40%-60%时,加固土强度达到最大值。实际工程中,在被加固土体中含有砖瓦碎块、砂、石子、砼碎块等骨料时,其桩体强度也明显提高。在沿海淤泥质粉土中一般水泥土强度为1.4MPa,而含砂水泥土体强度高达3-5MPa。具有较高强度和刚度的复合桩体在上部荷载作用下,其荷载传递深度也远远大于一般水泥土搅拌桩。而单纯增加水泥掺入量(如掺入量大于20%),会在桩头部位的粉喷桩体中心产生“烧心”现象(因水泥掺入量过高,地下水位较低,水泥硬化时产生的高温造成水泥土体强度降低的现象)。而单纯增大粉喷桩的置换率,造成桩间距过小又会产生“群桩效应”——单桩复合地基静荷载测试结果虚高,而实际复合地基承载力较低的现象。

(4) 构筑复合地基:如果复合桩间还有砂石桩存在则与桩间土共同构成复合地基。砂石桩也可作为排水通道在上部建筑施工和使用后长期存在,有利于软土后期固结。

(5) 简化施工程序:对于较软弱土层(如回填土、冲填土、暗河、沟、塘等杂填土)存在的较复杂软基,采用水泥砂石复合桩进行地基加固可免去一般开挖、回填再加固处理的繁琐工序,并使部分沉降在施工中经排水、挤密、压迫而提前完成,减少了工后沉降和工后休止期,从而缩短工期,减少工程费用。

3. 劲芯复合桩作用机理

(1) 挤密作用:劲芯的打入能挤密水泥土体,能消除粉喷桩中心软芯现象和减轻湿喷工艺的搅拌不均现象,并挤扩水泥土体,使之与桩周土体的界面较粗糙且接触更紧密,使侧摩阻力大幅度提高,有资料表明复合桩的侧摩阻力是一般水泥搅拌桩侧摩阻力的2-3倍,甚

至高于桩壁平滑的管桩、方桩等刚性桩,同时软弱土体中粉喷桩先行施工会改变土体的软弱状态,水泥土体会在劲芯打入时起到护壁作用,素砼劲芯一般不会发生“缩颈”现象。但是施工时一定要掌握好水泥搅拌桩施工与劲芯施工的时间间隔,在水泥土搅拌桩硬凝前打入劲芯,否则会造成水泥土外芯开裂或劲芯偏斜,这会造成复合桩体的强度大幅度下降,达不到理想的效果。

(2)改善荷载传递途径及深度:水泥搅拌桩主要受力范围一般在桩顶下5-7D范围内,而复合桩中由于劲芯的刚度和强度较高,在上部荷载作用下,应力会集中在劲芯部位,再由劲芯纵深传递到其侧壁和桩端的水泥土体,成倍地增大了荷载作用于水泥土体的面积而匹配水泥土体产生的较大侧摩阻力和桩端阻力。

(3)提高整体强度、刚度;劲芯的打入挤密了其周围的水泥土体,其强度和刚度有大幅度的提高,比一般水泥土体的强度约高2-3倍,同时又与高强度的劲芯形成具有刚性桩性质的复合体。可参照刚性桩的理论和公式计算其承载力。

(4)有钢筋笼或插筋及钢管存在时,因钢筋与混凝土、混凝土与水泥土间握裹力协调匹配,优于水泥土体直接与钢材之间的接触。复合桩体除了有较大的竖向承载力外还具有抗剪切、抗弯和抗拔能力。可用于基坑围护和边坡稳定工程。

(5)劲芯桩身设计时据土质和设计要求调整砼劲芯直径、砼标号、长度和水泥搅拌桩的水泥掺量、直径、长度、施工工艺的调控使劲芯强度与水泥土强度协调匹配,充分发挥出复合桩体较大桩表面积提供的较高的桩侧摩阻力和桩端阻力。

(6)劲芯水泥复合桩集中了水泥搅拌桩和微型振动沉管桩的优点,有着刚性桩的特点,劲芯复合桩承载力介于钻灌桩和各种预制桩之间,而造价仅为其一半左右;施工速度快,工期可大大缩短。如苏北沿海地区长一般为8m(即桩尖进入相对硬层2m左右),桩径为60cm左右,单桩承载力标准值可达400-600KN,可部分替代钻孔桩、夯扩桩和静压桩,也可作刚性桩复合地基。

设计计算

复合桩是两种常用成熟工法结合而成,它避免了各自工法不利因素和缺陷而融合了各自的优点,其单桩承载力,复合地基承载力,压缩模量和变形计算,均可参照各自工法的国家规范、复合地基和桩基理论。并据已有的工程实践,试验研究对照现有规范中公式对有关系数取值做一些调整和纠正,有些则作为安全储备忽略不计。

1. 水泥土砂石复合桩单桩承载以及复合地基承载力的计算:

(1)原软基经挤密砂石桩加固后,形成的复合地基承载力依据砂石桩中计算公式,会得到初次提高。一般砂石桩径为220-280mm,桩距0.6-0.8m,即置换率为12%以上,则复合地基承载力可提高35%以上:

$$f_{spk} = mf_{pk} + (1 - m)f_{sk}$$

式中 f_{spk} - 砂石桩复合地基承载力特征值(kPa)

m - 为面积置换率 = 砂石桩身面积/单桩分担处理面积 = $(0.22)^2\pi/0.6 \times 0.6 =$

12% (如桩径为220mm,桩距为0.6m×0.6m时)

f_{pk} - 砂石桩体承载力特征值(kPa),宜通过单桩静荷载试验,一般可取300Kpa;

f_{sk} - 处理后桩间土承载力特征值(kPa)宜按当地经验,无经验时取天然地基承载力特征值,而经砂石桩挤密及排水固结作用,该值会高于原土。

$$f_{spk} = 0.12 \times 300 + (1 - 0.12)f_{sk} = 36 + 0.88f_{sk}$$

对于小型粘性土地基无荷载试验时:

$$f_{spk} = [1 + m(n - 1)]f_{sk} \quad \text{式中 } n \text{ 取 } 2 \sim 4, \text{ 如果以 } n = 3 \text{ 计算,}$$

则: $f_{spk} = [1 + 0.12(3 - 1)]f_{sk} = 1.36f_{sk}$ 会比原地基高于35%以上。

如果原地基承载力特征值为80kPa,桩间土取90kPa,

则初次经砂石桩加固的复合地基承载力会比原地基提高40%。

(2)一般在已有的一半砂石桩中心再间隔施打水泥搅拌桩。如用于提高地基承载力,采用干法进行。这时,会有大量软基中的水份在高压空气的强大压力作用和螺旋形的叶片反转成桩时上部10多吨的机械压力作用下被强制地从砂石桩中排出,且经过几次搅拌使水泥与砂、石、土体更加均匀和密实,(多数软土地基中施工时,会形成桩顶“陷落”现象)这时复合桩体的强度、刚度均会远高于单纯的水泥土搅拌桩。而如果主要加固目的是用于基坑支护时,一般砂桩长度可以增大一些,并用湿法工艺,由于土粒结构改善,粗粒体含量增加,搅拌更加均匀,减少了“水泥富集”和“互不搅和”现象,会使桩体强度有较大提高。因而使复合桩体除了抗渗止水作用外,还有较强的抗剪强度。水泥复合桩的复合地基承载力和单桩承载力计算方式可依据《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002)

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_a} + (1 - m)f_{sk}$$

$$R_a = \min \begin{cases} R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + \alpha q_p A_p \\ R_a = \eta f_{cu} A_p \end{cases}$$

式中, f_{sk} 可取原砂石桩加固后复合地基的承载力特征值。而且由于桩身强度、刚度、密度较高和桩间土经排水,固结及挤密作用,其摩阻力取值可提高至原值的1.5-2.0倍。桩端土承载力系数 α 也会由于荷载作用深度增大而取0.6-0.8;而且桩身强度折减系数由于桩身搅拌均匀性提高,桩体受到排水、固结作用后而有较高的强度,其值也可提高至0.35-0.50;其桩身强度可据当地经验和桩身取样试压数据。一般该值均可达到无砂石时的2倍以上。如淤质土可取3.0MPa,杂填土或淤泥可取2.0MPa。这样由水泥复合桩、砂石桩和桩间土组成的三元复合地基承载力在砂石桩置换率为0.12,水泥土桩置换率为0.18以上时,达到原地基的3-4倍以上。

2. 劲芯复合桩的设计计算

(1) 基本假定

①劲芯复合桩中的劲芯一般用C25-C30砼,其弹性模量可达 $2.8-3.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$,高于一般水泥土100多倍。在上部刚性承台传递荷载时劲芯承担了较大部分,再沿深度向下传递,同时向桩外芯水泥土传递并由外芯扩散至桩周土体。而桩外芯水泥土体直接承担小部分荷载并以较大面积承受由内芯传来的荷载。因而单位面积水泥土的受力较小,不会发

生水泥土体的破坏。

②由于桩周土体特别是较高强度的水泥土体对劲芯的有效约束和使应力迅速扩散,劲芯轴心受压时,无须考虑劲芯的压屈影响。

③当施工符合各自工法的操作规程且桩体内外芯无较大偏差时,较高的水泥土强度会保证与劲芯间的摩阻力无须验算。

④由于高弹模劲芯将荷载传至桩端,且与外芯形成较高的强度和刚度而成为一个刚性桩复合体,据刚性桩设计规范计算其竖向承载力标准值:

$$R_k = q_p A_p + u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i$$

式中 u_p - 为水泥外包复合体周长;

A_p - 为复合桩体截面积;

q_p - 可据静压桩取值;

q_{si} - 由于复合桩施工时不取土而发生振动挤扩,会使桩体表粗糙并与桩间土紧密接触,在上部荷载作用下,其桩侧摩阻力会高于一般外表光滑的预制桩和钻孔桩,据试验研究可在一般软土中达到 30 - 40kPa,远高于一般水泥搅拌桩的 10 - 15kPa,复合桩身的强度验算仅考虑劲芯正截面抗压力能力。劲芯强度参照国标《混凝土结构设计规范》(GB50010 - 2002)中钢筋混凝土轴向受压构件的正截面受压承载力计算式计算,考虑到水泥土对劲芯的有效约束,劲芯受的力向水泥土传递,计算时受压构件稳定系数取 160,并可按劲芯顶部截面积进行验算。

(2)通过现场静荷载试验确定单桩极限承载力。

3. 多元复合地基承载力的计算式。

如果由劲芯复合桩再与水泥土或水泥土砂石复合桩加砂石桩和桩间土形成三元复合地基可用

$$f_{sk} = \frac{k_1 m_1 R_{k1}}{A_{p1}} + \frac{k_2 m_2 R_{k2}}{A_{p2}} + \beta(1 - m_1 - m_2) f_{sk}$$

一般: k_1, k_2, β 均小于 1。

4. 复合桩及复合地基的沉降计算

由于复合桩身强度、刚度、密度均高于一般水泥土桩,而一般水泥土桩的群桩压缩变形后也仅在 10 - 50mm 间,故可以确定复合桩单桩沉降量远小于 1/100D。

下卧层的变形按天然地基采用分层总和法进行计算。

结论

1. 复合桩是一种十分适用于沿海软基处理的经济有效的新桩型,它综合了水泥搅拌桩和振动沉管桩的优点,能据土质情况、上部结构要求、加固目的有针对性、灵活地采取多种组合方式,调整各种桩的桩径、桩长、掺灰量、密实颗粒级配、搅拌次数等参数,使复合桩充分发挥出桩周软土摩阻力和桩底阻力又匹配桩身材料强度产生足够高的单桩承载力。

2. 水泥土砂石复合桩利用砂石桩对软弱部位先行加固,既达到了排水固结作用,又利用

其桩身中的粗粒体改善了桩体结构,使搅拌更加均匀、密实。提高了复合桩体的强度、刚度和密度,也提高了荷载作用深度和抗剪强度。如能对复杂软基中的特别软弱部位针对性地加固,避免了开挖、回填,再打桩的繁琐工序。也可用于基坑支护(与湿喷工法结合);还有消除地基液化、湿陷和抗膨胀作用,可在特殊土地基中发挥作用。

3. 劲芯复合桩利用大直径的低价水泥土提供摩阻力和端阻力,由劲芯承担和纵向传递上部荷载。其内外芯作用既有分工,又互相匹配。既可作复合地基中的竖向增强体,又有刚性单桩作用。在一定范围内代替造价高,工期长的各种预制,静压桩、钻孔桩。它还克服了打入桩的噪音、挤土和钻孔桩的工期长、泥浆排污及静压桩的进场费用高,场地十分松软时设备无法进场施工等问题。其中钢筋砼劲芯复合桩具有抗剪切,抗弯和抗拔作用,可用于基坑支护、边坡稳定和有偏心荷载作用的建筑地基。

4. 它既符合新规范中提出的“了解本地区地基处理经验和施工条件”,“必要时采取组合处理方法”,及重视保护环境的要求,也符合地基处理的发展趋势——从散粒体(砂石桩)——→柔性桩(水泥土)——→刚性桩(钢筋砼)。如果先打砂石桩,再在砂石桩(碎砖、瓦等粗粒体均可)中心施打(复打或部分复打)素砼、CFG桩或钢筋砼形成另外一种复合桩型即“劲芯复合桩”,也由作者申请专利(申请号:2003101127919)。

总之,复合桩是一种应用于沿海、沿江及其他软土地区的经济实用的新桩型。它综合了砂石桩、水泥搅拌桩和砼灌注桩的优点,有刚性桩的优点,不塌孔、断桩、挤土,没有振动、泥浆污染等问题。桩身造价低廉、强度较高、质量可靠、可用于交通、建筑、水电等领域。十分希望得到广大科研、设计、施工单位的有关专家、学者、同仁给予关心扶持,对其作用机理、计算方法、适用范围作进一步的试验研究,早日推广应用这项有着明显经济技术效果和社会环保效益的新技术。

参考文献

- [1] 邹宗焯等,钢筋混凝土劲芯水泥土复合桩的设计与施工原理—软土地基中使用的新桩型,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论文集,温州,2000 43-46
- [2] 邓亚光等,水泥搅拌桩及复合桩在复杂软基中的应用,地基处理理论与实践,兰州,2002 153-158
- [3] 董平等,砼芯水泥土搅拌桩在软土地基中的应用。岩土工程学报,2002,总第128期,204-207
- [4] 黄富华等,水泥土静压复合桩在欠固结厚层填土中的应用。第九届土力学及岩土工程学术会议论文集,北京,2003,811-817
- [5] 郑刚,刚性桩复合地基承载力的确定问题[J],地基处理,2002.13(4):44-55
- [6] 凌光容等,劲性搅拌桩的试验研究[J],建筑结构学报,2001,22(2):92-96
- [7] 邓亚光等,粉喷桩及复合桩在复杂软基中的应用和试验,第八届地基处理学术讨论会论文集,长沙,2004,183-188

三维大变形固结本构方程的矩阵表述*

丁洲祥 龚晓南

(浙江大学 岩土工程研究所 杭州 310027)

李 韬

(上海市岩土工程勘察设计研究院 上海 200002)

谢永利

(长安大学公路学院 西安 710064)

【提要】基于连续介质力学基本原理的大变形固结本构方程多采用张量形式,其中的本构张量是高阶张量,难以直接用于有限元编程计算。在本构方程中引入与刚体旋转运动无关的 Truesdell 应力率和 Jaumann 应力率。采用 Voigt 标记,阐述了 T. L. 和 U. L. 两种物质描述方法三维大变形固结本构方程的矩阵表述,推导了相应的本构矩阵。发现两种物质描述方法中的 Truesdell 率型本构矩阵具有对称性,而 Jaumann 率型的本构矩阵并不对称,探讨了将 Jaumann 率型本构矩阵对称化的简化方法,可供有限元编程计算参考。

固结理论属于土力学中的三大经典课题之一,它在指导岩土工程领域中的地基处理和方案设计等方面居于重要地位。目前工程中常用的是传统 Terzaghi 固结理论和 Biot 固结理论。由于假定法向总应力之和不随时间变化, Terzaghi 固结理论无法解释土体固结中的 Mandel - Cryer 效应。Biot 固结理论尽管可以解释 Mandel - Cryer 效应,但存在小变形假定等局限性。

在沿海软土地区进行高等级公路、铁路、机场等土木工程建设时,通常会遇到地基沉降变形过大等问题。因此,一般需要进行地基处理,其中排水固结法就是一种常用的有效方法。软土地基在预压排水固结过程中会发生较大沉降(可达 1m 以上),为了准确评估既定方案的加固效果、确定停荷期和工后沉降等,就需要用到大变形固结理论。大变形固结理论可以分为两大类: Gibson 的一维大变形固结理论和基于连续介质力学基本原理的大变形固结理论^[1]。Gibson 理论以孔隙比为场变量,但孔隙比是具有特定含义的物理量。在多维情况下,孔隙比与位移并不具有唯一的对应关系。因此,尽管孔隙比可用于表述连续性条件,但却无法纳入到多维情况下的本构方程和几何方程中,从而难以将 Gibson 理论推广为真正意义上的多维固结理论^[2]。然而,基于连续介质力学基本原理的大变形固结理论却可以方便地推广到二维和三维情况。根据参考构形的不同,可以分为物质描述(包括 T. L. 和 U. L.)的大变形固结理论和欧拉描述的大变形固结理论。Carter 等^[3]和 Prevost^[4]较早采用空间描述的方法进行大变形固结理论的二维有限元分析。在国内,周正明^[5]、谢永利^[6]、蒋明

* 收稿日期:2004 年 9 月

镜等^[7]、何开胜等^[8]、李韬^[9]等先后采用 T. L. 和 U. L. 描述的方法进行大变形固结有限元分析。由于非线性连续介质力学理论和土体固结性状的复杂性,总的来看,不同研究者得到的某些结论甚至互相矛盾,如关于大小变形理论计算的沉降量之间的定性偏差究竟哪个偏大,已成为非常棘手的问题。因此,目前大变形固结理论在总体上还处于理论研究阶段,难以真正用于指导工程实践。鉴于以上状况,同时考虑到本构方程在大变形固结理论中的核心地位,本文分别采用客观的 Truesdell 应力率和 Jaumann 应力率,对物质描述的大变形固结本构方程的两种不同形式进行比较,并根据 Voigt 规则,给出其相应的矩阵表述形式,为有限元编程和深化对大变形固结理论的认识提供有益参考。

大变形固结本构方程的指标标记形式

大变形固结本构方程与连续介质力学中的大变形本构方程在形式上是一致的。但连续介质力学中不存在有效应力的概念。土力学中的有效应力原理阐明:有效应力控制土体的强度和变形。因此,大变形固结本构方程中需要用有效应力而不是总应力,这一点与连续介质力学是不同的。

建立大变形固结本构方程的难点在于土体构形的变化,以及需要使用合理的客观应力率。使用客观应力率的目的在于保证能够正确考虑土体大变形固结过程中的刚体运动。根据连续介质力学的基本原理,Jaumann 应力率和 Truesdell 应力率都能够反映刚体运动的影响,因此都可以用于建立本构方程。

本构方程可以用矩阵、张量和指标标记的形式给出。一般而言,连续介质力学中的方程常采用张量标记和指标标记,而与有限元相关的方程采用指标标记或矩阵标记较为方便。考虑到在有限元方法的公式建立和编程中,应用指标标记几乎是不可避免的,下面在推导大变形固结本构方程时即选择指标标记法。

1. Truesdell 率型的本构方程在空间坐标中,以 Truesdell 应力率和变形率建立的本构方程为

$$\dot{\tau}'_{ij}{}^{(T)} = D_{ijkl} V_{kl} \quad (1)$$

式中 $\dot{\tau}'_{ij}{}^{(T)}$ - 为有效应力 τ'_{ij} 的 Truesdell 应力率;

τ'_{ij} - 是对应于欧拉应力张量 τ_{ij} 的有效应力张量;

D_{ijkl} - 为本构张量,可以认为与小变形分析中的本构张量相同,是当前应力的已知函数;

V_{kl} - 是变形率张量。

$\dot{\tau}'_{ij}{}^{(T)}$ 定义为

$$\dot{\tau}'_{ij}{}^{(T)} = \dot{\tau}'_{ij} + \tau'_{ij} v_{p,p} - \tau'_{ip} v_{j,p} - \tau'_{jp} v_{i,p} \quad (2)$$

式中 $\dot{\tau}'_{ij}$ - 是 τ'_{ij} 的物质导数;

v_i - 是固相速度;

$v_{i,j}$ - 是速度梯度。

由于物质描述(T. L. 或 U. L.)方法以已知状态的构形作为参考构形,处理起来较为方

便,在固体力学和土力学中应用较多。而式(1)所示的本构方程是基于空间描述思想的,因此需要进行构形转换。

Kirchhoff 应力 S'_{ij} 的物质导数 \dot{S}'_{ij} 与欧拉应力 τ'_{ij} 的 Truesdell 率之间存在关系

$$\dot{S}'_{ij} = |J| \frac{\partial X_i}{\partial x_p} \frac{\partial X_j}{\partial s_q} \dot{\tau}'_{pq} \quad (3)$$

式中 X_i - 是物质坐标;

x_i - 是现时坐标;

$|J|$ - 是 Jacobian 矩阵对应的行列式, J 是 Jacobian 矩阵。

定义为

$$J = \begin{vmatrix} \frac{\partial x_1}{\partial X_1} & \frac{\partial x_2}{\partial X_1} & \frac{\partial x_3}{\partial X_1} \\ \frac{\partial x_1}{\partial X_2} & \frac{\partial x_2}{\partial X_2} & \frac{\partial x_3}{\partial X_2} \\ \frac{\partial x_1}{\partial X_3} & \frac{\partial x_2}{\partial X_3} & \frac{\partial x_3}{\partial X_3} \end{vmatrix} \quad (4)$$

变形率 V_{ij} 与 Green 应变张量 E_{ij} 的物质导数 \dot{E}_{ij} 之间的关系为

$$\dot{E}_{ij} = \frac{\partial x_k}{\partial X_i} \frac{\partial x_l}{\partial X_j} V_{kl} \quad (5)$$

根据式(1)、(3)和(5),得到用 \dot{S}'_{ij} 和 \dot{E}_{ij} 表示的物质描述的 Truesdell 率型的大变形固结本构方程

$$\dot{S}'_{ij} = |J| \frac{\partial X_i}{\partial x_m} \frac{\partial X_j}{\partial x_n} \frac{\partial X_k}{\partial x_p} \frac{\partial X_l}{\partial x_q} D_{mnpq} \dot{E}_{kl} = D_{ijkl}^{(T)} \dot{E}_{kl} \quad (6)$$

式中 $D_{ijkl}^{(T)}$ - 是物质描述的 Truesdell 率型本构张量,显然

$$D_{ijkl}^{(T)} = |J| \frac{\partial X_i}{\partial x_m} \frac{\partial X_j}{\partial x_n} \frac{\partial X_k}{\partial x_p} \frac{\partial X_l}{\partial x_q} D_{mnpq} \quad (7)$$

2. Jaumann 率型的本构方程

在空间坐标中,以 Jaumann 应力率和变形率 V_{ij} 建立的本构方程为

$$\dot{\tau}'_{ij}^{(J)} = D_{ijkl} V_{kl} \quad (8)$$

式中 $\dot{\tau}'_{ij}^{(J)}$ 为有效应力 τ'_{ij} 的 Jaumann 应力率,定义为

$$\dot{\tau}'_{ij}^{(J)} = \dot{\tau}'_{ij} - \tau'_{ip} \Omega_{pj} - \tau'_{jp} \Omega_{pi} \quad (9)$$

其中, Ω_{ij} 为旋率张量。

变形率张量 V_{ij} 和旋率张量 Ω_{ij} 与速度梯度 $v_{i,j}$ 的关系为

$$V_{ij} = \frac{1}{2}(v_{j,i} + v_{i,j}), \Omega_{ij} = \frac{1}{2}(v_{j,i} - v_{i,j}) \quad (10)$$

由式(2)、(9)和(10),可推导出联系两种应变率 $\dot{\tau}'_{ij}^{(J)}$ 和 $\dot{\tau}'_{ij}^{(T)}$ 的方程

$$\dot{\tau}'_{ij}^{(T)} = \dot{\tau}'_{ij}^{(J)} - \tau'_{ip} V_{jp} - \tau'_{jp} V_{ip} + \tau'_{ij} V_{pp} \quad (11)$$

将式(8)代入式(11),然后将式(11)代入式(3)并更换指标,整理后得到

$$\dot{S}'_{ij} = |J| \frac{\partial X_i}{\partial x_m} \frac{\partial X_j}{\partial x_n} \frac{\partial X_k}{\partial x_p} (D_{mnpq} \frac{\partial X_l}{\partial x_q} - \tau'_{mp} \frac{\partial X_l}{\partial x_n} - \tau'_{np} \frac{\partial X_l}{\partial x_m} + \tau'_{mn} \frac{\partial X_l}{\partial x_p}) \dot{E}_{kl} \quad (12)$$

欧拉应力 τ'_{ij} 与 Kirchhoff 应力 S'_{lm} 之间满足

$$\tau'_{ij} = |J|^{-1} \frac{\partial x_i}{\partial X_l} \frac{\partial x_j}{\partial X_m} S'_{lm} \quad (13)$$

将式(13)代入到式(12), 整理后得到物质描述的 Jaumann 率型的大变形固结本构方程

$$\dot{S}'_{ij} = D_{ijkl}^{(J)} \dot{E}_{kl} \quad (14)$$

式中 $D_{ijkl}^{(J)}$ 是物质描述的 Jaumann 率型本构张量, 定义为

$$D_{ijkl}^{(J)} = |J| \frac{\partial X_i}{\partial x_m} \frac{\partial X_j}{\partial x_n} \frac{\partial X_k}{\partial x_p} \frac{\partial X_l}{\partial x_q} D_{mnpq} - \frac{\partial X_j}{\partial x_q} \frac{\partial X_l}{\partial x_q} S'_{ik} - \frac{\partial X_i}{\partial x_p} \frac{\partial X_l}{\partial x_p} S'_{jk} + \frac{\partial X_k}{\partial x_m} \frac{\partial X_l}{\partial x_m} S'_{ij} \quad (15)$$

Voigt 标记

在有限元编程中, 常常将对称的二阶张量写成列矩阵。我们将它和高阶张量的任何其它换算称为列矩阵 Voigt 标记。转换对称二阶张量到列矩阵的过程称为 Voigt 规则。Voigt 规则分为动力学 Voigt 规则和运动学 Voigt 规则。

1. 动力学 Voigt 规则

关于动力学张量的 Voigt 规则(诸如对称应力张量 S_{ij})是

$$\begin{matrix} \text{张量} & \rightarrow & \text{Voigt} \\ S_{ij} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} \end{bmatrix} & \rightarrow & \left\{ \begin{matrix} S_{11} \\ S_{22} \\ S_{33} \\ S_{23} \\ S_{13} \\ S_{12} \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} S_1 \\ S_2 \\ S_3 \\ S_4 \\ S_5 \\ S_6 \end{matrix} \right\} = \{S\} \end{matrix} \quad (16)$$

表 1 给出了二阶张量的指标和列矩阵的指标之间的对应关系。任何通过 Voigt 规则转换的张量或者矩阵称为 Voigt 形式, 并由括弧括起来, 如上所示。在 Voigt 形式中, 当应用指标表示张量时, 我们应用始于 α 到 g 的下角标。这样, 从张量到 Voigt 标记, 由 S_α 替换了 S_{ij} 。

三维 Voigt 规则

表 1

S_{ij}		S_α
i	j	α
1	1	1
2	2	2
3	3	3
2	3	4
1	3	5
1	2	6

2. 运动学 Voigt 规则

对于二阶运动学张量(诸如应变 E_{ij})也可以在表 1 给出。但是,对 E_{ij} 中用不相同指标表示的分量,需要乘以 2。因此,应变的 Voigt 规则为

$$E_{ij} = \begin{bmatrix} E_{11} & E_{12} & E_{13} \\ E_{21} & E_{22} & E_{23} \\ E_{31} & E_{32} & E_{33} \end{bmatrix} \rightarrow \begin{bmatrix} E_{11} \\ E_{22} \\ E_{33} \\ 2E_{23} \\ 2E_{13} \\ 2E_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 \\ E_2 \\ E_3 \\ E_4 \\ E_5 \\ E_6 \end{bmatrix} = \{E\} \quad (17)$$

在剪切应变中的系数 2 是源于能量表达式的需要,采用 Voigt 标记和指标标记的能量是等价的。

3. Voigt 规则用于高阶张量

在编写程序中,对于非常棘手的四阶张量变换为二阶矩阵,Voigt 规则是特别有用的。例如,采用指标标记的小变形线弹性定律包括四阶张量 D_{ijkl} :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (18)$$

式中 σ_{ij} 是 Cauchy 应力, ε_{kl} 是小应变张量。

式(18)的 Voigt 矩阵形式是

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\}, \text{ 或者 } \sigma_a = D_{ab} \varepsilon_b \quad (19)$$

式中 $a \rightarrow ij$ 和 $b \rightarrow kl$ 的对应规则如表 1 所示。当以矩阵指标形式写成 Voigt 表达式时,采用以字母顺序开始的指标。

三维小变形弹性本构矩阵 D_{ijkl} 的 Voigt 矩阵形式为

$$[D] = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{1111} & D_{1122} & D_{1133} & D_{1123} & D_{1113} & D_{1112} \\ D_{2211} & D_{2222} & D_{2233} & D_{2223} & D_{2213} & D_{2212} \\ D_{3311} & D_{3322} & D_{3333} & D_{3323} & D_{3313} & D_{3312} \\ D_{2311} & D_{2322} & D_{2333} & D_{2323} & D_{2313} & D_{2312} \\ D_{1311} & D_{1322} & D_{1333} & D_{1323} & D_{1313} & D_{1312} \\ D_{1211} & D_{1222} & D_{1233} & D_{1223} & D_{1213} & D_{1212} \end{bmatrix} \quad (20)$$

其中,第一个矩阵表示采用 Voigt 标记的弹性系数,第二个矩阵表示采用了张量标记;角标的编号表明是否采用 Voigt 或张量标记表示矩阵。根据 D_{ijkl} 的对称性($D_{ijkl} = D_{jikl}$, $D_{ijkl} = D_{ijlk}$, $D_{ijkl} = D_{klij}$),可知 D_{ijkl} 中只有 21 项独立量。这是一般性的结果。

大变形固结本构方程的矩阵表述

一般讨论从时刻 t 到 $t + \Delta t$ 的一个典型时间步长内的求解方法,即增量分析方法。设在

这个时步以前,从 $t_0 = 0$ 和 $t_m = t$ 的所有时刻的运动学和静力学变量已经求得,相应各时刻的构形为已知。现在需要求解 $t_{m+1} = t + \Delta t$ 时刻的各变量。

从 $t_0 = 0$ 和 $t_m = t$ 的增量期间,用物质描述方法求解,需要选定一个已知状态的构形作为参考构形,以定义 Kirchhoff 应力和 Green 应变。取 $t_0 = 0$ 时刻的构形作为参考构形,在所有的时间步长内的计算,包括 $t + \Delta t$ 时刻的待求变量,都参考 $t_0 = 0$ 时刻的构形来定义,这种表述的方法就是完全的拉格朗日表述,简称 T. L. 表述。在时间步长 $[t, t + \Delta t]$ 的增量求解期间所有变量都是以时刻 t 的构形为参考构形来定义,这样,对不同的时间步长的增量求解,不断修改参考构形,此即修正拉格朗日表述,简称 U. L. 表述。

为描述物体在时刻 $t_0 = 0$, $t_m = t$ 和 $t_{m+1} = t + \Delta t$ 的位置,设物体各质点在相应时刻的构形中的坐标分别是 X_i , x_i 和 \bar{x}_i 。在增量求解期间,是未知待求的量。

在有限元分析中实际用到的时步增量 Δt 是有限增量,而不可能是无限小增量 dt 。因此,严格地讲,在有限增量分析中应当使用有限增量本构关系,此时需要用割线本构张量,而不是切线本构张量。对非线性分析而言,建立割线本构张量却较为困难,因为它需要用到 $t_m = t$ 和 $t_{m+1} = t + \Delta t$ 两时刻的应力状态或应变状态。由于 $t + \Delta t$ 时刻的应力或应变状态是未知的,割线本构张量也是未知的,这会增加问题的非线性程度。

有必要对本构关系进行线性化。本文认为,有限增量本构关系线性化的核心在于对割线本构张量进行线性化处理。一般以时刻 $t_m = t$ 的切线本构张量来替代 $[t, t + \Delta t]$ 时步增量分析中的割线本构张量。如果仅仅涉及材料非线性,根据时刻 $t_m = t$ 的已知应力或应变就可以很容易地得到相应的切线本构张量。当涉及几何非线性时,还需要对与割线本构张量有关的 x_i 和 \bar{x}_i 进行线性化处理,即认为 $\bar{x}_i = x_i$ 。

T. L. 表述 Truesdell 率型本构方程的矩阵形式

根据式(6)可得到 Truesdell 率型本构方程经过线性化后的增量本构关系

$$\Delta S'_{ij} = D_{ijkl}^{(T)} \Delta E_{kl} \quad (21)$$

式中 $D_{ijkl}^{(T)}$ 是时刻 $t_m = t$ 的 Truesdell 率型的切线本构张量。

使用 Voigt 标记,上式转换为

$$\{\Delta S'\} = [D^{(T)}] \{\Delta E\} \quad (22)$$

$$[D^{(T)}] = \begin{bmatrix} D_{11}^{(T)} & D_{12}^{(T)} & D_{13}^{(T)} & D_{14}^{(T)} & D_{15}^{(T)} & D_{16}^{(T)} \\ D_{21}^{(T)} & D_{22}^{(T)} & D_{23}^{(T)} & D_{24}^{(T)} & D_{25}^{(T)} & D_{26}^{(T)} \\ D_{31}^{(T)} & D_{32}^{(T)} & D_{33}^{(T)} & D_{34}^{(T)} & D_{35}^{(T)} & D_{36}^{(T)} \\ D_{41}^{(T)} & D_{42}^{(T)} & D_{43}^{(T)} & D_{44}^{(T)} & D_{45}^{(T)} & D_{46}^{(T)} \\ D_{51}^{(T)} & D_{52}^{(T)} & D_{53}^{(T)} & D_{54}^{(T)} & D_{55}^{(T)} & D_{56}^{(T)} \\ D_{61}^{(T)} & D_{62}^{(T)} & D_{63}^{(T)} & D_{64}^{(T)} & D_{65}^{(T)} & D_{66}^{(T)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{1111}^{(T)} & D_{1122}^{(T)} & D_{1133}^{(T)} & D_{1123}^{(T)} & D_{1113}^{(T)} & D_{1112}^{(T)} \\ D_{2211}^{(T)} & D_{2222}^{(T)} & D_{2233}^{(T)} & D_{2223}^{(T)} & D_{2213}^{(T)} & D_{2212}^{(T)} \\ D_{3311}^{(T)} & D_{3322}^{(T)} & D_{3333}^{(T)} & D_{3323}^{(T)} & D_{3313}^{(T)} & D_{3312}^{(T)} \\ D_{2311}^{(T)} & D_{2322}^{(T)} & D_{2333}^{(T)} & D_{2323}^{(T)} & D_{2313}^{(T)} & D_{2312}^{(T)} \\ D_{1311}^{(T)} & D_{1322}^{(T)} & D_{1333}^{(T)} & D_{1323}^{(T)} & D_{1313}^{(T)} & D_{1312}^{(T)} \\ D_{1211}^{(T)} & D_{1222}^{(T)} & D_{1233}^{(T)} & D_{1223}^{(T)} & D_{1213}^{(T)} & D_{1212}^{(T)} \end{bmatrix} \quad (23)$$

从式(23)可见,只要求出第二个矩阵中的 36 个元素,大变形固结本构关系也就相应地确定了。根据 $D_{ijkl}^{(T)}$ 的对称性,即 $D_{ijkl}^{(T)} = D_{klij}^{(T)}$, $[D^{(T)}]$ 是对称的,因而只有 21 个独立元素。

这也是一般性的结论。

对 $[D^{(T)}]$ 中的各元素按照根据式(7)求解,其中每项元素都需要涉及 81 项求和。记

$$F_{mnpq}^{ijkl} = |J| \frac{\partial X_i}{\partial x_m} \frac{\partial X_j}{\partial x_n} \frac{\partial X_k}{\partial x_p} \frac{\partial X_l}{\partial x_q} \quad (24)$$

对任意确定的指标,得到 $D_{ijkl}^{(T)}$ 的表达式为

$$\begin{aligned} D_{ijkl}^{(T)} = & (F_{1122}^{ijkl} D_{1122} + F_{2211}^{ijkl} D_{2211}) + (F_{1133}^{ijkl} D_{1133} + F_{3311}^{ijkl} D_{3311}) + (F_{2233}^{ijkl} D_{2233} + F_{3322}^{ijkl} D_{3322}) \\ & + (F_{1112}^{ijkl} D_{1112} + F_{1121}^{ijkl} D_{1121} + F_{1211}^{ijkl} D_{1211} + F_{2111}^{ijkl} D_{2111}) + (F_{1113}^{ijkl} D_{1113} + F_{1131}^{ijkl} D_{1131} + F_{1311}^{ijkl} D_{1311} + F_{3111}^{ijkl} D_{3111}) \\ & + (F_{1123}^{ijkl} D_{1123} + F_{1132}^{ijkl} D_{1132} + F_{2311}^{ijkl} D_{2311} + F_{3211}^{ijkl} D_{3211}) + (F_{1212}^{ijkl} D_{1212} + F_{1221}^{ijkl} D_{1221} + F_{2112}^{ijkl} D_{2112} + F_{2121}^{ijkl} D_{2121}) \\ & + (F_{1222}^{ijkl} D_{1222} + F_{2122}^{ijkl} D_{2122} + F_{2212}^{ijkl} D_{2212} + F_{2221}^{ijkl} D_{2221}) + (F_{1233}^{ijkl} D_{1233} + F_{2133}^{ijkl} D_{2133} + F_{3312}^{ijkl} D_{3312} + F_{3321}^{ijkl} D_{3321}) \\ & + (F_{1333}^{ijkl} D_{1333} + F_{3133}^{ijkl} D_{3133} + F_{3313}^{ijkl} D_{3313} + F_{3331}^{ijkl} D_{3331}) + (F_{1313}^{ijkl} D_{1313} + F_{1331}^{ijkl} D_{1331} + F_{3113}^{ijkl} D_{3113} + F_{3131}^{ijkl} D_{3131}) \\ & + (F_{1322}^{ijkl} D_{1322} + F_{2213}^{ijkl} D_{2213} + F_{2231}^{ijkl} D_{2231} + F_{3122}^{ijkl} D_{3122}) + (F_{2223}^{ijkl} D_{2223} + F_{2232}^{ijkl} D_{2232} + F_{2322}^{ijkl} D_{2322} + F_{3222}^{ijkl} D_{3222}) \\ & + (F_{2323}^{ijkl} D_{2323} + F_{2332}^{ijkl} D_{2332} + F_{3223}^{ijkl} D_{3223} + F_{3232}^{ijkl} D_{3232}) + (F_{2333}^{ijkl} D_{2333} + F_{3233}^{ijkl} D_{3233} + F_{3323}^{ijkl} D_{3323} + F_{3332}^{ijkl} D_{3332}) \\ & + (F_{1213}^{ijkl} D_{1213} + F_{1231}^{ijkl} D_{1231} + F_{1312}^{ijkl} D_{1312} + F_{1321}^{ijkl} D_{1321} + F_{2113}^{ijkl} D_{2113} + F_{2131}^{ijkl} D_{2131} + F_{3112}^{ijkl} D_{3112} + F_{3121}^{ijkl} D_{3121}) \\ & + (F_{1323}^{ijkl} D_{1323} + F_{1332}^{ijkl} D_{1332} + F_{2313}^{ijkl} D_{2313} + F_{2331}^{ijkl} D_{2331} + F_{3213}^{ijkl} D_{3213} + F_{3231}^{ijkl} D_{3231} + F_{3123}^{ijkl} D_{3123} + F_{3132}^{ijkl} D_{3132}) \\ & + (F_{1223}^{ijkl} D_{1223} + F_{1232}^{ijkl} D_{1232} + F_{2123}^{ijkl} D_{2123} + F_{2132}^{ijkl} D_{2132} + F_{2312}^{ijkl} D_{2312} + F_{2321}^{ijkl} D_{2321} + F_{3212}^{ijkl} D_{3212} + F_{3221}^{ijkl} D_{3221}) \\ & + F_{1111}^{ijkl} D_{1111} + F_{2222}^{ijkl} D_{2222} + F_{3333}^{ijkl} D_{3333} \end{aligned} \quad (25)$$

再根据小变形本构张量的对称性,上式可简化为

$$\begin{aligned} D_{ijkl}^{(T)} = & (F_{1122}^{ijkl} + F_{2211}^{ijkl}) D_{1122} + (F_{1133}^{ijkl} + F_{3311}^{ijkl}) D_{1133} + (F_{2233}^{ijkl} + F_{3322}^{ijkl}) D_{2233} \\ & + (F_{1112}^{ijkl} + F_{1121}^{ijkl} + F_{1211}^{ijkl} + F_{2111}^{ijkl}) D_{1112} + (F_{1113}^{ijkl} + F_{1131}^{ijkl} + F_{1311}^{ijkl} + F_{3111}^{ijkl}) D_{1113} \\ & + (F_{1123}^{ijkl} + F_{1132}^{ijkl} + F_{2311}^{ijkl} + F_{3211}^{ijkl}) D_{1123} + (F_{1212}^{ijkl} + F_{1221}^{ijkl} + F_{2112}^{ijkl} + F_{2121}^{ijkl}) D_{1212} \\ & + (F_{1222}^{ijkl} + F_{2122}^{ijkl} + F_{2212}^{ijkl} + F_{2221}^{ijkl}) D_{1222} + (F_{1233}^{ijkl} + F_{2133}^{ijkl} + F_{3312}^{ijkl} + F_{3321}^{ijkl}) D_{1233} \\ & + (F_{1333}^{ijkl} + F_{3133}^{ijkl} + F_{3313}^{ijkl} + F_{3331}^{ijkl}) D_{1333} + (F_{1313}^{ijkl} + F_{1331}^{ijkl} + F_{3113}^{ijkl} + F_{3131}^{ijkl}) D_{1313} \\ & + (F_{1322}^{ijkl} + F_{2213}^{ijkl} + F_{2231}^{ijkl} + F_{3122}^{ijkl}) D_{1322} + (F_{2223}^{ijkl} + F_{2232}^{ijkl} + F_{2322}^{ijkl} + F_{3222}^{ijkl}) D_{2223} \\ & + (F_{2323}^{ijkl} + F_{2332}^{ijkl} + F_{3223}^{ijkl} + F_{3232}^{ijkl}) D_{2323} + (F_{2333}^{ijkl} + F_{3233}^{ijkl} + F_{3323}^{ijkl} + F_{3332}^{ijkl}) D_{2333} \\ & + (F_{1213}^{ijkl} + F_{1231}^{ijkl} + F_{1312}^{ijkl} + F_{1321}^{ijkl} + F_{2113}^{ijkl} + F_{2131}^{ijkl} + F_{3112}^{ijkl} + F_{3121}^{ijkl}) D_{1213} \\ & + (F_{1323}^{ijkl} + F_{1332}^{ijkl} + F_{2313}^{ijkl} + F_{2331}^{ijkl} + F_{3213}^{ijkl} + F_{3231}^{ijkl} + F_{3123}^{ijkl} + F_{3132}^{ijkl}) D_{1323} \\ & + (F_{1223}^{ijkl} + F_{1232}^{ijkl} + F_{2123}^{ijkl} + F_{2132}^{ijkl} + F_{2321}^{ijkl} + F_{2312}^{ijkl} + F_{3221}^{ijkl} + F_{3212}^{ijkl}) D_{1223} \\ & + F_{1111}^{ijkl} D_{1111} + F_{2222}^{ijkl} D_{2222} + F_{3333}^{ijkl} D_{3333} \end{aligned} \quad (26)$$

采用 Voigt 标记,并利用 $D_{ob}^{(T)}$ 的对称性,上式可改写为

$$\begin{aligned} D_{ob}^{(T)} = & (F_{1122}^{ijkl} + F_{2211}^{ijkl}) D_{12} + (F_{1133}^{ijkl} + F_{3311}^{ijkl}) D_{13} + (F_{2233}^{ijkl} + F_{3322}^{ijkl}) D_{23} \\ & + (F_{1112}^{ijkl} + F_{1121}^{ijkl} + F_{1211}^{ijkl} + F_{2111}^{ijkl}) D_{16} + (F_{1113}^{ijkl} + F_{1131}^{ijkl} + F_{1311}^{ijkl} + F_{3111}^{ijkl}) D_{15} \\ & + (F_{1123}^{ijkl} + F_{1132}^{ijkl} + F_{2311}^{ijkl} + F_{3211}^{ijkl}) D_{14} + (F_{1212}^{ijkl} + F_{1221}^{ijkl} + F_{2112}^{ijkl} + F_{2121}^{ijkl}) D_{66} \\ & + (F_{1222}^{ijkl} + F_{2122}^{ijkl} + F_{2212}^{ijkl} + F_{2221}^{ijkl}) D_{62} + (F_{1233}^{ijkl} + F_{2133}^{ijkl} + F_{3312}^{ijkl} + F_{3321}^{ijkl}) D_{63} \\ & + (F_{1333}^{ijkl} + F_{3133}^{ijkl} + F_{3313}^{ijkl} + F_{3331}^{ijkl}) D_{53} + (F_{1313}^{ijkl} + F_{1331}^{ijkl} + F_{3113}^{ijkl} + F_{3131}^{ijkl}) D_{55} \\ & + (F_{1322}^{ijkl} + F_{2213}^{ijkl} + F_{2231}^{ijkl} + F_{3122}^{ijkl}) D_{52} + (F_{2223}^{ijkl} + F_{2232}^{ijkl} + F_{2322}^{ijkl} + F_{3222}^{ijkl}) D_{24} \\ & + (F_{2323}^{ijkl} + F_{2332}^{ijkl} + F_{3223}^{ijkl} + F_{3232}^{ijkl}) D_{44} + (F_{2333}^{ijkl} + F_{3233}^{ijkl} + F_{3323}^{ijkl} + F_{3332}^{ijkl}) D_{43} \\ & + (F_{1213}^{ijkl} + F_{1231}^{ijkl} + F_{1312}^{ijkl} + F_{1321}^{ijkl} + F_{2113}^{ijkl} + F_{2131}^{ijkl} + F_{3112}^{ijkl} + F_{3121}^{ijkl}) D_{65} \\ & + (F_{1323}^{ijkl} + F_{1332}^{ijkl} + F_{2313}^{ijkl} + F_{2331}^{ijkl} + F_{3213}^{ijkl} + F_{3231}^{ijkl} + F_{3123}^{ijkl} + F_{3132}^{ijkl}) D_{54} \\ & + (F_{1223}^{ijkl} + F_{1232}^{ijkl} + F_{2123}^{ijkl} + F_{2132}^{ijkl} + F_{2321}^{ijkl} + F_{2312}^{ijkl} + F_{3221}^{ijkl} + F_{3212}^{ijkl}) D_{64} \end{aligned}$$

$$+ F_{1111}^{ijkl} D_{11} + F_{2222}^{ijkl} D_{22} + F_{3333}^{ijkl} D_{33} \quad (27)$$

至此,已得到具有普遍意义的大变形固结本构矩阵计算式。式(27)也是有限元编程中实际用到的公式。在确定 $[D^{(T)}]$ 中的各元素 $D_{ab}^{(T)}$ 时,计算量工作量较大的应该是 F_{mnpq}^{ijkl} 的求解。这部分工作可交给专门的子程序来完成。

下面进一步探讨式(27)在几种简单本构关系时的退化形式。如果假设土体为横观各向同性线弹性体,则式(20)所示的对称本构矩阵 $[D]$ 中的若干元素将为零,即

$$D_{14} = D_{15} = D_{16} = D_{24} = D_{25} = D_{26} = D_{34} = D_{35} = D_{36} = D_{45} = D_{46} = D_{56} = 0 \quad (28)$$

这样,式(27)就退化为

$$\begin{aligned} D_{ab}^{(T)} = D_{ijkl}^{(T)} = & F_{1111}^{ijkl} D_{11} + (F_{1122}^{ijkl} + F_{2211}^{ijkl}) D_{12} + (F_{1133}^{ijkl} + F_{3311}^{ijkl}) D_{13} + F_{2222}^{ijkl} D_{22} \\ & + (F_{2233}^{ijkl} + F_{3322}^{ijkl}) D_{23} + F_{3333}^{ijkl} D_{33} + (F_{2323}^{ijkl} + F_{2332}^{ijkl} + F_{3223}^{ijkl} + F_{3232}^{ijkl}) D_{44} \\ & (F_{1313}^{ijkl} + F_{1331}^{ijkl} + F_{3113}^{ijkl} + F_{3131}^{ijkl}) D_{55} + (F_{1212}^{ijkl} + F_{1221}^{ijkl} + F_{2112}^{ijkl} + F_{2121}^{ijkl}) D_{66} \end{aligned} \quad (29)$$

式(29)只涉及 $[D]$ 中的9个元素,其中的独立参数只有5个。

如果假设土体为各向同性线弹性体,式(28)和(29)仍然成立,但独立参数只剩下2个。同时, $D_{11} = D_{22} = D_{33}$, $D_{12} = D_{13} = D_{23}$, $D_{44} = D_{55} = D_{66}$ 。这样,式(29)可以简写为

$$\begin{aligned} D_{ab}^{(T)} = D_{ijkl}^{(T)} = & (F_{1111}^{ijkl} + F_{2222}^{ijkl} + F_{3333}^{ijkl}) D_{11} + (F_{1122}^{ijkl} + F_{2211}^{ijkl} + F_{1133}^{ijkl} + F_{3311}^{ijkl} + F_{2233}^{ijkl} + F_{3322}^{ijkl}) D_{12} \\ & + (F_{2323}^{ijkl} + F_{2332}^{ijkl} + F_{3223}^{ijkl} + F_{3232}^{ijkl} + F_{1313}^{ijkl} + F_{1331}^{ijkl} + F_{3113}^{ijkl} + F_{3131}^{ijkl} + F_{1212}^{ijkl} + F_{1221}^{ijkl} + F_{2112}^{ijkl} + F_{2121}^{ijkl}) D_{44} \end{aligned} \quad (30)$$

其中,

$$D_{11} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}, D_{12} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}, D_{44} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (31)$$

2. T. L. 表述 Jaumann 率型本构方程的矩阵形式

根据式(14)得到 Jaumann 率型本构方程经过线性化后的增量本构关系

$$\Delta S'_y = D_{yij}^{(J)} \Delta E_{kl} \quad (32)$$

式中,是时刻 $t_m = t$ 的 Jaumann 率型的切线本构张量。

$D_{yij}^{(J)}$ 可以分解为两部分之和,即

$$D_{yij}^{(J)} = D_{yij}^{(J1)} + D_{yij}^{(J2)} \quad (33)$$

$$D_{yij}^{(J1)} = |J| \frac{\partial X_i}{\partial x_m} \frac{\partial X_j}{\partial x_n} \frac{\partial X_k}{\partial x_p} \frac{\partial X_l}{\partial x_q} D_{mnpq} \quad (34)$$

$$D_{yij}^{(J2)} = \frac{\partial X_k}{\partial x_m} \frac{\partial X_l}{\partial x_n} S'_{ij} - \frac{\partial X_j}{\partial x_q} \frac{\partial X_l}{\partial x_q} S'_{ik} - \frac{\partial X_i}{\partial x_p} \frac{\partial X_l}{\partial x_p} S'_{jk} \quad (35)$$

所以增量本构关系可分解为

$$\Delta S'_y = (D_{yij}^{(J1)} + D_{yij}^{(J2)}) \Delta E_{kl} = \Delta S'_{ij}^{(J1)} + \Delta S'_{ij}^{(J2)} = D_{yij}^{(J1)} \Delta E_{kl} + D_{yij}^{(J2)} \Delta E_{kl} \quad (36)$$

考虑到 $D_{yij}^{(J1)} = D_{yij}^{(T)}$,这里的重点是求 $D_{yij}^{(J2)}$ 的矩阵表述形式。由于 $D_{yij}^{(J2)}$ 关于双指标 ij 和 kl 不具有对称性,即 $D_{yij}^{(J2)} \neq D_{klij}^{(J2)}$,因此 $D_{yij}^{(J2)}$ 的 Voigt 矩阵 $D_{ab}^{(J2)}$ 关于指标 ab 也不具有对称性,即 $D_{ab}^{(J2)} \neq D_{ba}^{(J2)}$ 。式(36)的 Voigt 矩阵形式可写为

$$\{\Delta S'\} = [D^{(J)}] \{\Delta E\} = ([D^{(J1)}] + [D^{(J2)}]) \{\Delta E\} = [D^{(T)}] \{\Delta E\} + [D^{(J2)}] \{\Delta E\} \quad (37)$$

在确定 $[D^{(J2)}]$ 中的元素 $D_{ab}^{(J2)}$ 时,需要对下式

$$\Delta S'_{ij}^{(J2)} = \left(\frac{\partial X_k}{\partial x_n} \frac{\partial X_l}{\partial x_n} S'_{ij} - \frac{\partial X_j}{\partial x_q} \frac{\partial X_l}{\partial x_q} S'_{ik} - \frac{\partial X_i}{\partial x_p} \frac{\partial X_l}{\partial x_p} S'_{jk} \right) \Delta E_{kl} \quad (38)$$

进行展开,并合并同类项。为简便起见,记

$$F_{kl}^{ij} = \frac{\partial X_i}{\partial x_k} \frac{\partial X_j}{\partial x_l} \quad (39)$$

于是,可求出 $\Delta S'_{11}^{(J2)}$ 的表达式为

$$\begin{aligned} \Delta S'_{11}^{(J2)} = & -F_{nn}^{11} S'_{11} \Delta E_{11} + (F_{nn}^{22} S'_{11} - 2F_{qq}^{12} S'_{12}) \Delta E_{22} + (F_{nn}^{33} S'_{11} - 2F_{qq}^{13} S'_{13}) \Delta E_{33} \\ & + 2(F_{nn}^{23} S'_{11} - F_{qq}^{13} S'_{12} - F_{qq}^{12} S'_{13}) \Delta E_{23} - 2F_{qq}^{11} S'_{13} \Delta E_{13} - 2F_{qq}^{11} S'_{12} \Delta E_{12} \end{aligned} \quad (40)$$

采用 Voigt 标记,上式改写为

$$\begin{aligned} \Delta S'_1{}^{(J2)} = & -F_{nn}^{11} S'_{11} \Delta E_1 + (F_{nn}^{22} S'_{11} - 2F_{qq}^{12} S'_{12}) \Delta E_2 + (F_{nn}^{33} S'_{11} - 2F_{qq}^{13} S'_{13}) \Delta E_3 \\ & + (F_{nn}^{23} S'_{11} - F_{qq}^{13} S'_{12} - F_{qq}^{12} S'_{13}) \Delta E_4 - F_{qq}^{11} S'_{13} \Delta E_5 - F_{qq}^{11} S'_{12} \Delta E_6 \end{aligned} \quad (41)$$

由上式可得

$$\Delta S'_1{}^{(J2)} = [D_{11}^{(J2)}, D_{12}^{(J2)}, D_{13}^{(J2)}, D_{14}^{(J2)}, D_{15}^{(J2)}, D_{16}^{(J2)}] \{\Delta E\} \quad (42)$$

其中,

$$\begin{aligned} D_{11}^{(J2)} = & -F_{nn}^{11} S'_{11}, D_{12}^{(J2)} = F_{nn}^{22} S'_{11} - 2F_{qq}^{12} S'_{12}, D_{13}^{(J2)} = F_{nn}^{33} S'_{11} - 2F_{qq}^{13} S'_{13}, D_{14}^{(J2)} = F_{nn}^{23} S'_{11} - F_{qq}^{13} S'_{12} \\ & - F_{qq}^{12} S'_{13}, D_{15}^{(J2)} = -F_{qq}^{11} S'_{13}, D_{16}^{(J2)} = -F_{qq}^{11} S'_{12} \end{aligned} \quad (43)$$

类似地,对 $\Delta S'_{22}^{(J2)}$ 按上述方法进行处理,可以得到六个元素 $D_{2b}^{(J2)}$ 分别为

$$\begin{aligned} D_{12}^{(J2)} = & F_{nn}^{11} S'_{12} - 2F_{qq}^{21} S'_{12}, D_{22}^{(J2)} = -F_{nn}^{22} S'_{12}, D_{23}^{(J2)} = F_{nn}^{33} S'_{12} - 2F_{qq}^{23} S'_{12}, D_{24}^{(J2)} = -F_{qq}^{22} S'_{12}, D_{25}^{(J2)} \\ = & F_{qq}^{13} S'_{12} - F_{qq}^{23} S'_{12} - F_{qq}^{21} S'_{12}, D_{26}^{(J2)} = -F_{qq}^{22} S'_{12} \end{aligned} \quad (44)$$

同理,可求出 $[D^{(J2)}]$ 中的其它元素分别为

$$\begin{aligned} D_{31}^{(J2)} = & F_{nn}^{11} S'_{13} - 2F_{qq}^{31} S'_{13}, D_{32}^{(J2)} = F_{nn}^{22} S'_{13} - 2F_{qq}^{32} S'_{13}, D_{33}^{(J2)} = -F_{nn}^{33} S'_{13}, D_{34}^{(J2)} = -F_{qq}^{33} S'_{13}, D_{35}^{(J2)} \\ = & -F_{qq}^{33} S'_{13}, D_{36}^{(J2)} = F_{nn}^{12} S'_{13} - F_{qq}^{32} S'_{13} - F_{qq}^{31} S'_{13}, D_{41}^{(J2)} = F_{qq}^{11} S'_{13} - F_{qq}^{31} S'_{13} - F_{qq}^{21} S'_{13}, D_{42}^{(J2)} = - \\ & F_{qq}^{32} S'_{13}, D_{43}^{(J2)} = -F_{qq}^{23} S'_{13}, D_{44}^{(J2)} = -\frac{1}{2}(F_{qq}^{33} S'_{13} + F_{qq}^{22} S'_{13}), D_{45}^{(J2)} = \frac{1}{2}(F_{qq}^{13} S'_{13} - F_{qq}^{33} S'_{13} - F_{qq}^{23} S'_{13} \\ & - F_{qq}^{21} S'_{13}), D_{46}^{(J2)} = \frac{1}{2}(F_{nn}^{12} S'_{13} - F_{qq}^{32} S'_{13} - F_{qq}^{31} S'_{13} - F_{qq}^{22} S'_{13}), D_{51}^{(J2)} = -F_{qq}^{31} S'_{13}, D_{52}^{(J2)} = F_{nn}^{22} S'_{13} \\ & - F_{qq}^{12} S'_{13} - F_{qq}^{32} S'_{13}, D_{53}^{(J2)} = -F_{qq}^{13} S'_{13}, D_{54}^{(J2)} = \frac{1}{2}(F_{nn}^{23} S'_{13} - F_{qq}^{13} S'_{13} - F_{qq}^{12} S'_{13} - F_{qq}^{33} S'_{13}), D_{55}^{(J2)} = - \\ & \frac{1}{2}(F_{qq}^{33} S'_{13} + F_{qq}^{11} S'_{13}), D_{56}^{(J2)} = \frac{1}{2}(F_{nn}^{12} S'_{13} - F_{qq}^{11} S'_{13} - F_{qq}^{32} S'_{13} - F_{qq}^{31} S'_{13}), D_{61}^{(J2)} = -F_{qq}^{21} S'_{13}, D_{62}^{(J2)} \\ = & -F_{qq}^{12} S'_{13}, D_{63}^{(J2)} = F_{nn}^{33} S'_{13} - F_{qq}^{23} S'_{13} - F_{qq}^{13} S'_{13}, D_{64}^{(J2)} = \frac{1}{2}(F_{nn}^{23} S'_{13} - F_{qq}^{22} S'_{13} - F_{qq}^{13} S'_{13} - F_{qq}^{12} S'_{13}) \\ & , D_{65}^{(J2)} = \frac{1}{2}(F_{nn}^{13} S'_{13} - F_{qq}^{23} S'_{13} - F_{qq}^{21} S'_{13} - F_{qq}^{11} S'_{13}), D_{66}^{(J2)} = -\frac{1}{2}(F_{qq}^{22} S'_{13} + F_{qq}^{11} S'_{13}) \end{aligned} \quad (45)$$

至此, $[D^{(J2)}]$ 中的共计 36 个元素已全部求得。按照式(37),将矩阵 $[D^{(T)}]$ 与 $[D^{(J2)}]$ 相加,即可确定编程所需的 Jaumann 率型的大变形固结本构关系。可见,在求解 $[D^{(J)}]$ 中的任意元素 $D_{ab}^{(J)}$ 时,需要计算 F_{mnpq}^{ijkl} 和 F_{kl}^{ij} ,这是导致几何非线性分析增加计算量的直接原因之一。

3. U. L. 表述两种率型本构方程的本构矩阵

由于 U. L. 表述方法以时刻的构形为参考构形,因此 $x_i = X_i$, \bar{x}_i 是未知的。式(7)所示

的 Truesdell 率型本构矩阵在这里应改写为

$$D_{ijkl}^{(T)} = |J| \frac{\partial X_i}{\partial \bar{x}_m} \frac{\partial X_j}{\partial \bar{x}_n} \frac{\partial X_k}{\partial \bar{x}_p} \frac{\partial X_l}{\partial \bar{x}_q} D_{mnpq} \quad (47)$$

式中, $|J|$ 应根据 x_i 和 \bar{x}_i 求解。

式(15)所示的 Jaumann 率型的本构矩阵应改写为

$$D_{ijkl}^{(T)} = |J| \frac{\partial x_i}{\partial \bar{x}_m} \frac{\partial x_j}{\partial \bar{x}_n} \frac{\partial x_k}{\partial \bar{x}_p} \frac{\partial x_l}{\partial \bar{x}_q} D_{mnpq} - \frac{\partial x_j}{\partial \bar{x}_q} \frac{\partial x_l}{\partial \bar{x}_q} S'_{ik} - \frac{\partial x_i}{\partial \bar{x}_p} \frac{\partial x_l}{\partial \bar{x}_p} S'_{jk} + \frac{\partial x_k}{\partial \bar{x}_m} \frac{\partial x_l}{\partial \bar{x}_m} S'_{ij} \quad (48)$$

对有限增量本构关系进行线性化处理, 即 $\bar{x}_i = x_i$ 。这样, 式(47)和(48)分别简化为

$$D_{ijkl}^{(J)} = D_{ijkl} \quad (49)$$

$$D_{ijkl}^{(J)} = D_{ijkl} - \delta_{jl} S'_{ik} - \delta_{il} S'_{jk} + \delta_{kl} S'_{ij} \quad (50)$$

此时, Truesdell 率型的本构矩阵 $[D^{(T)}]$ 就完全退化为小变形形式的本构矩阵 $[D]$ 。

Jaumann 率型的本构矩阵 $[D^{(J)}]$ 就退化为

$$[D^{(J)}] = [D] + [D^{(J2)}] \quad (51)$$

注意到式(39)定义的 F_{ij}^{ij} 在线性化条件下存在关系

$$F_{nn}^{ij} = F_{qq}^{ij} = \delta_{ij} \quad (52)$$

将式(52)代入到式(43-45), 则 U. L. 表述的 Jaumann 率型本构矩阵子矩阵 $[D^{(J2)}]$ 为

$$[D^{(J2)}] = \begin{bmatrix} -S'_1 & S'_1 & S'_1 & 0 & -S'_5 & -S'_6 \\ S'_2 & -S'_2 & S'_2 & -S'_4 & 0 & -S'_6 \\ S'_3 & S'_3 & -S'_3 & -S'_4 & -S'_5 & 0 \\ S'_4 & 0 & 0 & -\frac{1}{2}(S'_2 + S'_3) & -\frac{1}{2}S'_6 & -\frac{1}{2}S'_5 \\ 0 & S'_5 & 0 & -\frac{1}{2}S'_6 & -\frac{1}{2}(S'_1 + S'_3) & -\frac{1}{2}S'_4 \\ 0 & 0 & S'_6 & -\frac{1}{2}S'_5 & -\frac{1}{2}S'_4 & -\frac{1}{2}(S'_1 + S'_2) \end{bmatrix} \quad (53)$$

由式(51)和(53)可见, U. L. 表述的 Jaumann 率型本构矩阵子矩阵 $[D^{(J2)}]$ 是非对称的, 由此导致本构矩阵 $[D^{(J)}]$ 的非对称性。

4. Jaumann 率型本构方程的简化及其本构矩阵

由前面的分析知, 无论 T. L. 方法还是 U. L. 方法, Jaumann 率型本构关系对应的本构矩阵 $[D^{(J)}]$ 是非对称的, 这给有限元编程带来麻烦, 增加了计算量。为得到对称形式的本构矩阵, 对 T. L. 方法而言, 可以忽略式(35)右端的第一项 $\frac{\partial X_k}{\partial x_m} \frac{\partial X_l}{\partial x_m} S'_{ij}$, 此时 $D_{ijkl}^{(J2)}$ 的矩阵形式为

$$[D^{(J2)}] = \begin{bmatrix} D_{UL}^{(J2)} & D_{UR}^{(J2)} \\ D_{LR}^{(J2)} & D_{LR}^{(J2)} \end{bmatrix} \quad (54)$$

式中, $D_{UL}^{(J2)}$, $D_{UR}^{(J2)}$, $D_{LL}^{(J2)}$ 和 $D_{LR}^{(J2)}$ 都是 3×3 的分块矩阵, 分别定义为(使用应力张量的 Voigt 形式)

$$D_{UL}^{(J_2)} = \begin{bmatrix} -2F_{qq}^{11}S'_1 & -2F_{qq}^{12}S'_6 & -2F_{qq}^{13}S'_5 \\ -2F_{qq}^{21}S'_6 & -2F_{qq}^{22}S'_2 & -2F_{qq}^{23}S'_4 \\ -2F_{qq}^{31}S'_5 & -2F_{qq}^{32}S'_4 & -2F_{qq}^{33}S'_3 \end{bmatrix} \quad (55)$$

$$D_{UR}^{(J_2)} = \begin{bmatrix} -(F_{qq}^{13}S'_6 + F_{qq}^{12}S'_5) & -(F_{qq}^{13}S'_1 + F_{qq}^{11}S'_5) & -(F_{qq}^{12}S'_1 + F_{qq}^{11}S'_6) \\ -(F_{qq}^{23}S'_2 + F_{qq}^{22}S'_4) & -(F_{qq}^{23}S'_6 + F_{qq}^{21}S'_4) & -(F_{qq}^{22}S'_6 + F_{qq}^{21}S'_2) \\ -(F_{qq}^{33}S'_4 + F_{qq}^{32}S'_3) & -(F_{qq}^{33}S'_5 + F_{qq}^{31}S'_3) & -(F_{qq}^{32}S'_5 + F_{qq}^{31}S'_4) \end{bmatrix} \quad (56)$$

$$D_{LL}^{(J_2)} = \begin{bmatrix} -(F_{qq}^{31}S'_6 + F_{qq}^{21}S'_5) & -(F_{qq}^{32}S'_2 + F_{qq}^{22}S'_4) & -(F_{qq}^{33}S'_4 + F_{qq}^{23}S'_3) \\ -(F_{qq}^{11}S'_5 + F_{qq}^{31}S'_1) & -(F_{qq}^{12}S'_4 + F_{qq}^{32}S'_6) & -(F_{qq}^{13}S'_3 + F_{qq}^{33}S'_5) \\ -(F_{qq}^{21}S'_1 + F_{qq}^{11}S'_6) & -(F_{qq}^{22}S'_6 + F_{qq}^{12}S'_2) & -(F_{qq}^{23}S'_5 + F_{qq}^{13}S'_4) \end{bmatrix} \quad (57)$$

$$D_{LR}^{(J_2)} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2} \left(\frac{F_{qq}^{33}S'_2 + F_{qq}^{22}S'_3}{2F_{qq}^{32}S'_4} + \right) & -\frac{1}{2} \left(\frac{F_{qq}^{13}S'_4 + F_{qq}^{33}S'_6}{F_{qq}^{23}S'_5 + F_{qq}^{21}S'_3} + \right) & -\frac{1}{2} \left(\frac{F_{qq}^{12}S'_4 + F_{qq}^{32}S'_6}{F_{qq}^{31}S'_2 + F_{qq}^{22}S'_5} + \right) \\ -\frac{1}{2} \left(\frac{F_{qq}^{23}S'_5 + F_{qq}^{13}S'_4}{F_{qq}^{12}S'_3 + F_{qq}^{33}S'_6} + \right) & -\frac{1}{2} \left(\frac{2F_{qq}^{13}S'_5 + F_{qq}^{11}S'_3}{F_{qq}^{33}S'_1} + \right) & -\frac{1}{2} \left(\frac{F_{qq}^{12}S'_5 + F_{qq}^{11}S'_4}{F_{qq}^{32}S'_1 + F_{qq}^{31}S'_6} + \right) \\ -\frac{1}{2} \left(\frac{F_{qq}^{23}S'_6 + F_{qq}^{22}S'_5}{F_{qq}^{13}S'_2 + F_{qq}^{12}S'_4} + \right) & -\frac{1}{2} \left(\frac{F_{qq}^{23}S'_1 + F_{qq}^{21}S'_5}{F_{qq}^{13}S'_6 + F_{qq}^{11}S'_4} + \right) & -\frac{1}{2} \left(\frac{F_{qq}^{22}S'_1 + 2F_{qq}^{21}S'_6}{F_{qq}^{11}S'_2} + \right) \end{bmatrix} \quad (58)$$

对 U. L. 方法而言,忽略式(50)右端的最后一项时,即可得到对称形式的本构矩阵。此时式(51)中的 $[D^{(J_2)}]$ 简化为

$$[D^{(R)}] = \begin{bmatrix} -2S'_1 & 0 & 0 & 0 & -S'_5 & -S'_6 \\ 0 & -2S'_2 & 0 & -S'_4 & 0 & -S'_6 \\ 0 & 0 & -2S'_3 & -S'_4 & -S'_5 & 0 \\ 0 & -S'_4 & -S'_4 & -\frac{1}{2}(S'_2 + S'_3) & -\frac{1}{2}S'_6 & -\frac{1}{2}S'_5 \\ -S'_5 & 0 & -S'_5 & -\frac{1}{2}S'_6 & -\frac{1}{2}(S'_1 + S'_3) & -\frac{1}{2}S'_4 \\ -S'_6 & -S'_6 & 0 & -\frac{1}{2}S'_5 & -\frac{1}{2}S'_4 & -\frac{1}{2}(S'_1 + S'_2) \end{bmatrix} \quad (59)$$

结论

(1) 建立大变形固结本构关系需要使用客观物理量,以考虑刚体运动的影响。Truesdell 应力率和 Jaumann 应力率均可用于构建大变形固结本构关系。由于 Truesdell 应力率不仅可以考虑刚体运动的影响,还可计入邻域变形的影响,因而其客观性要比 Jaumann 应力率强一些。

(2) 有限元分析中实际用到的是有限增量本构关系,严格地讲其中需要使用割线增量本构张量。大变形固结有限增量本构关系线性化的核心是将割线本构张量线性化,即以当前

时步开始时刻的切线本构张量取代相应的割线增量本构张量。

(3)使用 Voigt 标记可以很方便地将大变形固结本构关系转化为矩阵表示。

(4)无论 T. L. 方法还是 U. L. 方法, Truesdell 率型的本构矩阵要比 Jaumann 率型的本构矩阵在形式上简洁。

(5)Truesdell 率型的本构矩阵具有对称性,而 Jaumann 率型的本构矩阵在严格意义上是非对称的。当忽略 Jaumann 率型本构关系中的某一项时,其本构矩阵将简化为对称形式,给编程和求解带来方便。但这种简化对大变形固结分析将产生多大影响尚有待深入研究。

(6)本文推导的 T. L. 和 U. L. 两种物质描述方法的两种率型本构关系对应的本构矩阵可直接应用于数值分析,供有限元编程者互相交流、学习和参考。

参考文献

- [1] 谢新宇,一维大变形固结理论的研究[D],杭州,浙江大学,1996
- [2] 丁洲祥,欧拉描述的大变形固结理论及其有限元法[D],西安,长安大学,2002
- [3] CARTER J P, SMALL J C, BOOKER J R. A theory of finite elastic consolidation [J]. *Int J Solids Structures*, 1977, 13: 461 - 478
- [4] PREVOST J H. Nonlinear transient phenomenon in saturated porous media [J]. *Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering*, 1982, 20: 3 - 18
- [5] 周正明,饱和土体大变形固结有限元分析[J],水利水运科学研究,1992,(1):106 - 110
- [6] 谢永利,大变形固结理论及其有限元分析[D],杭州,浙江大学,1994
- [7] 蒋明镜、沈珠江,饱和软土的弹塑性大变形有限元平面固结分析[J],河海大学学报,1998,26(1):73 - 77
- [8] 何开胜、沈珠江、彭新宣,两种 Lagrangian 大变形比奥固结有限元法及其与小变形法的比较[J],岩土工程学报,2000,22(1):30 - 34
- [9] 李韬, U. L. 描述的大变形固结理论及其有限元分析[D],西安,长安大学,2001
- [10] BELYTSCHKO Ted, LIU Wing Kam, Moran Brian 著,庄茁译,连续体和结构的非线性有限元[M],北京,清华大学出版社,2002
- [11] 龚晓南,土塑性力学(第二版)[M],杭州,浙江大学出版社,1997
- [12] 谢康和、周健,岩土工程有限元分析理论与应用[M],北京,科学出版社,2002
- [13] 谢永利,大变形固结理论及其有限元法[M],北京,人民交通出版社,1998
- [14] 殷有泉,固体力学非线性有限元引论[M],北京,北京大学出版社,清华大学出版社,1987
- [15] 王勖成、邵敏,有限单元法基本原理和数值方法(第二版),北京,清华大学出版社,1997

Matrix formulation of constitutive equation in three - dimensional finite - strain consolidation theory

Ding Zhouxiang¹ Gong Xiaonan

(Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University Hangzhou 310027)

Li Tao

(Shanghai Geotechnical Investigation & Design Institute Shanghai 200002)

Xie Yongli

(School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064)

[**Abstract**] The constitutive equation of finite strain consolidation theory based on fundamentals of continuum mechanics usually uses tensor notation or index notation. The symbolic forms of the equation are not convenient for finite element programming purposes, especially due to the higher-order constitutive tensor. The stress rates used for a constitutive law such as the Jaumann stress rate and Truesdell stress rate which are invariant with the rigid-body rotation are introduced in this paper. Using Voigt notation, the matrix formulation of the constitutive equations of three-dimensional finite strain consolidation theory is given for both T. L description and U. L. description. It is found that the constitutive matrix for the constitutive equation using Truesdell stress rate is symmetric, while the constitutive matrix using Jaumann stress rate is asymmetric. A simple method is presented to make the constitutive matrix using Jaumann stress rate symmetric. The results can be provided for computer programming purposes.



《岩土工程学报》2005 年改为单月刊

多年来广大读者对本刊寄予极大的热情和殷切的希望,而把本刊办成读者满意的学术园地也是编者始终不渝的目标和愿望。

今天,在主办单位和承办单位的关心和支持下,本刊办成单月刊的条件终于成熟。编者擦一把头上的热汗,以极欣慰的心情奉告读者,自 2005 年第 1 期起本刊将以单月刊的面貌和读者见面。改版后本刊无疑将广纳更多优秀成果,相信广大读者定会把更多的力作贡献给本刊,编者对广大读者的关心和爱护致以由衷的谢意,并将一如既往竭诚为读者服务。在 2005 年到来的时候,《岩土工程学报》将以更广阔的天地迎接读者!

《岩土工程学报》稿件远程处理系统开通

经过多方的努力,《岩土工程学报》稿件远程处理系统已投入使用,该系统包括作者投稿、作者查稿、专家审稿和编辑远程四个功能块。作者、审稿人和编辑可以通过登陆网址: <http://www.cgejournal.com>, 分别点击各功能块来完成相应的功能。作者可以通过该系统填写个人信息、设置用户名和密码以及上载投稿稿件的 WORD 文档,并且还可以随时查询稿件的审理进程。审稿人可以根据收到稿件审稿单上的用户名和密码登陆,然后评审相应的稿件并填写审阅意见。《岩土工程学报》稿件远程处理系统的开通将给广大读者、作者和编辑部的工作带来方便,并提高稿件处理效率,欢迎广大读者使用本刊稿件远程处理系统进行投稿、查询稿件,也欢迎我刊审稿人使用本系统完成审稿。为了更好地改进我们的工作,欢迎您在使用本系统过程中提出宝贵的意见和建议。

CFG桩在湿陷性黄土地区的应用*

侯化坤

(洛阳有色金属加工设计研究院 洛阳 471039)

【提要】本文通过CFG长桩加夯实水泥土短桩的多桩型复合地基在湿陷性黄土地区的应用实例,介绍了该种类型复合地基的设计方法、施工工艺。供土建设计人员参考。

引言

CFG桩是水泥粉煤灰碎石桩的简称。它是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑及砂(也可不加砂)加水拌和形成的高粘结强度桩,和桩间土、褥垫层一起形成复合地基。通过调整水泥掺量及配合比,可使桩体强度在8-30MPa间变化。CFG桩有如下特点:CFG桩属于刚性桩,具有较高的粘结强度,与素混凝土桩的区别仅在于桩体材料的构成不同,而在受力和变形特性方面是相似的,可全桩长发挥桩的侧阻力,并很好地利用桩的端阻力,所形成的复合地基具有承载力高、变形小、稳定快的优点。

当CFG桩用于湿陷性黄土地区时,为了消除湿陷性,可采用振动沉管施工工艺,并对桩间土具有挤密作用。从以往的工程实践也可以看出,桩间距较小时,采用振动沉管CFG桩复合地基可以消除黄土湿陷性,但由于置换率高,使造价较高,且CFG桩的桩身强度得不到充分利用,优越性没有得到充分发挥。根据以上特点,在一工程中采用了CFG桩加夯实水泥土桩的多桩型复合地基方案,既消除了地基土的湿陷性,又大幅度地提高了复合地基的承载力,且降低了造价,取得了较好的效果。

工程和地质概况

洛阳某大学综合实验楼,东西长143.4m,南北宽45m,建筑面积31000m²。建筑物地下一层,埋深-4.5m,地上十二层,建筑物高度52.5m,框架结构,地基基础设计等级为乙级。

建筑场地位于涧河II级阶地,自上而下土层主要为:

第1层:填土,主要成分为粘性土和建筑垃圾,层厚0.5~3.1m。

第2层:黄土状粉质粘土及粉土(新近堆积黄土),黄褐色,湿,可~硬塑,具湿陷性,湿

* 收稿日期:2004年10月

陷系数 $\delta_s = 0.023$ 。属中高等压缩性土层,层厚 4.7 ~ 7.0m。

第 3 层:黄土状粉质粘土,黄褐 ~ 褐色,可 ~ 硬塑。具湿陷性,湿陷系数 $\delta_{s1} = 0.020$ 。属中等压缩性土层,层厚 1.7 ~ 2.7m。

第 4 层:黄土状粉质粘土及粉土,褐黄 ~ 黄褐色,湿,中密,可 ~ 硬塑。不具湿陷性。属中等压缩性土层,层厚 2.5 ~ 4.5m。

第 5 层:黄土状粉质粘土,浅黄褐色,湿,稍 ~ 中密,可 ~ 硬塑。属中等压缩性土层,层厚 2.7 ~ 4.2m。

第 6 层:黄土状粉质粘土及粉土,黄褐色,湿 ~ 饱和,稍 ~ 中密,可 ~ 硬塑,属中低压缩性土层。层厚 2.6 ~ 4.9m。

第 7 层:黄土状粉质粘土及粉土,黄褐 ~ 浅棕红色,饱和,中密,可 ~ 硬塑,属中低压缩性土层。此揭示最大厚度 6.0m。

场地为 I 级非自重湿陷性黄土场地;勘察期间,场区地下水稳定水位埋深在地面下 19.3 ~ 19.8m。

复合地基设计

1. 设计方案的考虑

根据场地土质情况、工程特性、周边环境及工期要求,决定采用 CFG 桩复合地基。由于本建筑物结构荷载较大,对不均匀沉降反映敏感,受水浸湿可能性大,根据《湿陷性黄土地区建筑规范》GB50025 - 2004 的要求,本建筑属于甲类建筑,采取的地基处理措施应消除地基的全部湿陷量。

本工程采用 CFG 桩加夯实水泥土桩的多桩型复合地基处理方案,夯实水泥土短桩与 CFG 长桩间隔布置,达到既消除上部土层湿陷性,又提高地基承载力的目的。基础周边两排桩采用夯实水泥土长桩以形成止水帷幕。布桩方式及桩间距见图 1。

夯实水泥土桩主要为了消除第 2、3 层土的湿陷性,穿透第 2、3 层土并进入第 4 层土内 0.5m,桩径 500mm,有效桩长 6.0m。CFG 桩要求桩端落在强度较高、压缩性较小的第 6 层土并进入第 6 层土内不小于 1.0m,桩径 400mm,有效桩长 12.0m。处理后的复合地基承载力特征值要求达到 350kPa。

2. 复合地基承载力计算

承载力计算参照同一桩长复合地基承载力计算方法,第一步首先计算短桩复合地基承载力,然后视短桩复合地基为长短桩复合地基的“桩间土”,计算长短桩复合地基的承载力。

短桩复合地基承载力按下式计算:

$$f_{spkl} = m_1 \frac{R_{a1}}{A_{p1}} + \beta(1 - m_1)f_{ak} \quad (1)$$

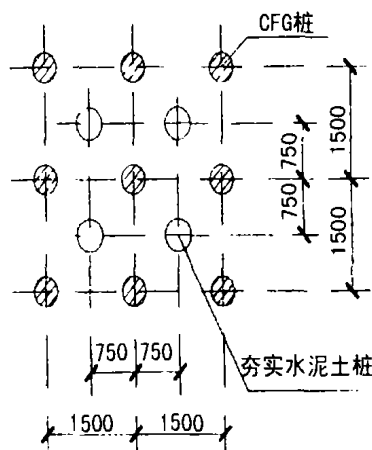


图 1 桩布置图

式中 m_1 - 短桩面积置换率;
 R_{a1} - 短桩单桩竖向承载力特征值;
 A_{p1} - 短桩截面面积。

长短桩复合地基承载力按下式计算:

$$f_{spk2} = m_2 \frac{R_{a2}}{A_{p2}} + \beta(1 - m_2)f_{spk1} \quad (2)$$

式中 m_2 - 桩面积置换率;
 R_{a2} - 长桩单桩竖向承载力特征值;
 A_{p2} - 长桩截面面积。

取 $\beta = 0.85$, $f_{ak} = 110\text{kPa}$, $R_{a1} = 180\text{kN}$, $R_{a2} = 495\text{kN}$, 由式(1)可得短桩复合地基承载力特征值为 165kPa , 由式(2)可得长短桩复合地基承载力特征值为 352kPa , 可以满足设计要求。

3. 复合地基变形计算

复合地基变形计算可根据《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 及《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002 有关规定进行, 计算时采用的土层分层除与天然地基相同外, 短桩、长桩桩端位置也作为复合土层的分层边界, 从而将地基处理范围分为 1、2 两部分(见图 2)。1 区的复合土层压缩模量等于天然地基模量的 ξ_1 倍, 而 2 区的复合土层压缩模量等于天然地基模量的 ξ_2 倍。

$$S = \psi_s \left[\sum_{i=1}^{n_1} \frac{P_o}{\xi_1 \cdot E_{si}} (Z_i \alpha_i - Z_{i-1} \alpha_{i-1}) + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{P_o}{\xi_2 \cdot E_{si}} (Z_i \alpha_i - Z_{i-1} \alpha_{i-1}) + \sum_{i=n_2+1}^{n_3} \frac{P_o}{E_{si}} (Z_i \alpha_i - Z_{i-1} \alpha_{i-1}) \right] \quad (3)$$

式中 n_1 - 1 区范围内土层分层数;
 n_2 - 1~2 区范围内土层分层数;
 n_3 - 沉降计算深度范围内土层分层数。

$$\xi_1 = f_{spk1} / f_{ak}$$

$$\xi_2 = f_{spk2} / f_{ak}$$

式中 f_{spk1} f_{spk2} - 分别为 1、2 区的复合地基承载力特征值;
 f_{ak} - 为天然地基承载力特征值。

按上式经计算长短桩复合地基平均沉降量为 42mm , 变形满足设计要求。

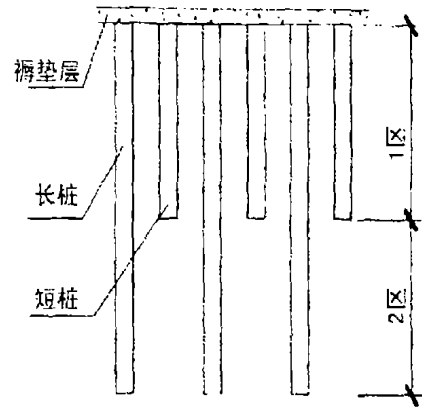


图 2 长短桩复合地基剖面示意

复合地基施工

施工时先施工夯实水泥土桩, 待夯实水泥土桩施工完毕后进行 CFG 桩施工。夯实水泥土桩施工时采用人工洛阳铲成孔, 水泥与土料的配合比按 1:6 (体积比) 配制, 施工时控制混合料的含水量为 15%~20%。采用人工夯实, 每层虚铺厚度小于 30cm, 每层重夯不小于 8

击,以保证挤密效果。

CFG 桩施工采用长螺旋钻管内泵压 CFG 混合料施工工艺,桩身立方体抗压强度平均值 $f_{cu} \geq 12.0\text{MPa}$ 。CFG 桩施工前基础底面应留有 50cm 厚保护层,保证桩头质量及施工过程中不扰动桩间土,CFG 桩施工完毕后,人工清除保护层,剔除保护桩长。CFG 桩及夯实水泥土桩施工完毕后铺设褥垫层,该工程褥垫层厚度设计为 20cm,褥垫层材料采用粒径为 3~8mm 的碎石。

复合地基加固效果及评价

施工结束一个月后,在现场分别进行了桩间土检测试验、复合地基载荷试验,以检验加固效果和施工质量。

(1) 桩间土检测结果

为了检验夯实水泥土桩对桩间土的挤密效果,对桩间土进行了检测,检测方法采用现场开挖探井,在探井两侧取桩间土进行土工试验,试验结果见附表。

表 1

试验指标		含水量 (%)	干重度 (kN/m ³)	孔隙比	液性指数	压缩系数 MPa ⁻¹	压缩模量 MPa	湿陷系数	
2	挤密前	21.1	15.4	0.765	0.63~0	0.284	6.7	0.023	
	挤密后	2a	21.6	15.9	0.702	0.67~0	0.241	7.4	<0.015
		2b	22.1	15.5	0.739	0.69~0	0.240	7.3	<0.015
		2c	22.3	15.6	0.734	0.58~0	0.292	6.4	<0.015
3	挤密前	23.5	15.0	0.805	0.75~0	0.256	7.5	0.020	
	挤密后	3a	23.6	15.4	0.762	0.25~0.05	0.175	10.3	<0.015
		3b	24.2	14.7	0.829	0.40~0.16	0.236	8.0	<0.015
		3c	24.3	15.0	0.804	0.48~0.05	0.252	7.9	<0.015
4	挤密前	20.1	15.7	0.723	0.42~0	0.121	14.2		
	挤密后	4a	20.5	16.2	0.666	0.17~0.03	0.118	15.3	
		4b	21.0	16.0	0.692	0.27~0.02	0.128	14.5	
		4c	20.1	16.4	0.646	0.11~0	0.082	20.0	

注:①编号 a、b、c 代表该层土距桩中心不同距离的取样位置,分别为距桩中心 0.45m、0.60m、0.75m;

②以上数据均为各指标分层统计的平均值。

从上表可以看出,夯实水泥土桩施工后,在处理深度内,水平方向上距桩中心不同位置的桩间土,其挤密效果是有差异的。处于距桩中心约 1d(d 为桩身直径)范围内的桩间土挤密效果较好,其干重度、孔隙比、液性指数和压缩性指标均有明显改善,而处于距桩中心 1d 以外的桩间土挤密效果不明显。2、3 层土的湿陷性已完全消除。挤密处理后局部桩间土压缩模量有较未挤密前下降的情况,这与施工后桩间土孔隙水压力未完全消散有关。

(2) 复合地基检测及结果分析:

复合地基施工完成,随机抽取 3 点作地基静载试验,每个试验点下有 4 根桩,其中两根

CFG桩,两根水泥土桩,承压板采用 $2.121 \times 2.121 \text{m}^2$ 厚质钢板,经检测,试验结果如下表,承载力均满足设计要求。

表2

试验编号	试验点标高(m)	最大加载量(kPa)	最大沉降量(mm)	承载力特征值(kPa)	承载力特征值对应沉降(mm)
1	-4.8	800	58.19	350	15.06
2	-4.8	800	42.80	350	13.72
3	-4.8	800	50.20	350	14.30

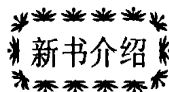
(3) 沉降观测:

在建筑物共设了15个沉降观测点,从建筑物第一层框架结束开始观测,主体竣工时,累积沉降为18.3~21.5mm,平均20.0mm,差异沉降很小。竣工半年后,最大沉降到29.3mm,而且差异沉降也很小,以后已趋稳定。

目前本工程已投入使用一年多,情况良好,地基处理取得了满意效果。

参考文献

- [1] 建筑地基基础设计规范,GB50007-2002,中国建筑工业出版社
- [2] 建筑地基处理技术规范,JGJ79-2002,中国建筑工业出版社
- [3] 湿陷性黄土地区建筑规范,GB50025-2004,中国建筑工业出版社
- [4] 阎明礼、张东刚编著,CFG桩复合地基技术及工程实践,中国水利水电出版社
- [5] 马冀、张东刚、张震、阎明礼,长短桩复合地基设计计算,《岩土工程技术》2001年第2期



《地基处理理论与实践新进展》

该书由浙江大学龚晓南教授和俞建霖博士主编,合肥工业大学出版社出版。系第八届全国地基处理学术讨论会(于2004年10月22日至27日在长沙市召开)论文集。其中选登100篇论文,内容包括基础理论、排水固结、振密、挤密、灌入固化物、加筋、刚性桩复合地基和长短桩复合地基、桩基工程、基础工程、托换与纠倾等9个专题。该书内容反映了我国当前地基处理领域的主要成就和发展水平。可供同行和相关大专院校师生参考。

在复杂的溶岩地基中挤扩支盘桩的应用*

张亦农 徐至钧

(深圳市通力建设工程有限公司 深圳 518033)

【提要】在复杂的溶岩地基上建造商住楼,基础采用挤扩支盘桩,并进行了单桩的静载荷试验,使桩的设计承载力满足了工程要求。

工程概况

深圳市海逸雅居的施工场地位于深圳市龙岗区龙岗镇爱联村西北部,如意路与龙翔大道交汇处。拟建商住楼(6层~13层住宅),总建筑面积27654m²,基础采用Φ500挤扩支盘桩共589根,桩端入完整微风化灰岩0.5m。

场地内虽然未见有明显断裂构造或挤压破碎现象,但岩溶发育,工程地质条件极其复杂,基岩面上粉质粘土多呈软塑状态,溶洞较发育,在26个钻孔中共有39个溶洞,最大溶洞累计高度9.4m,其中溶洞最多的孔有4个溶洞。

场地工程地质条件

拟建场地地处残丘区,地貌单元为河流一级阶地,场地初步堆填整平。地面标高介于40.62~41.53米之间。根据钻探揭露,岩土层主要有:杂填土、耕植土、第四系冲洪积粉细砂、粉质粘土、中细砂、第四系坡洪积粉质粘土及石炭系下统灰岩。各岩土层特征及物理力学性质自上而下分述如下:

1. 人工填土层

杂填土:褐黄、褐灰等杂色等,主要由粉质粘土及少量生活、建筑垃圾堆填而成,未完成自重固结,结构松散,稍湿。

2. 埋藏植物层

耕植土:灰黑色,稍湿,主要成份为粉质粘土,结构疏松。

3. 第四系冲、洪积层

①粉细砂:主要为灰白色,浅黄色,湿~饱和,松散~稍密,含10~20%左右粘土。

②粉质粘土:主要为黄色,浅黄色稍湿~湿,可塑,与基岩接触部分呈软塑。

* 收稿日期:2004年9月

③中细砂:浅黄色,灰白色,湿~饱和,松散~稍密,含10~20%卵石。

4. 第四系坡、洪积层

粉质粘土:黄色,可塑,稍湿~湿,与灰岩接触部分呈软塑。

5. 石炭系下统灰岩

微风化灰岩:青灰色,肉红色,隐晶质结构,厚层状构造,有不规则方解石脉穿插,据岩石饱和单轴抗压强度试验结果,属硬质岩。溶洞上、下常见有溶孔、小溶沟等溶蚀现象。岩芯呈短桩~长柱状,岩石坚硬。灰岩面起伏较大,岩面最大埋深23.30m,标高17.70m,最小埋深5.50m,标高35.35m。溶洞比较发育,溶洞钻孔占30%。钻孔深度范围内见1~4层溶洞,单个溶洞最大高度8.70m,最小高度0.30m。多层洞累计洞高4.70~9.40m,溶洞充填物多为粉质粘土及少量碎石,多呈流塑或松散状态。各溶洞的发育情况详见溶洞发育情况一览表(表1)。

上述各岩土层分布、埋深、岩性特征及地下水位埋深见钻孔地质柱状图(略)。岩石强度是81.5~137.8MPa。

溶洞发育情况一览表

表1

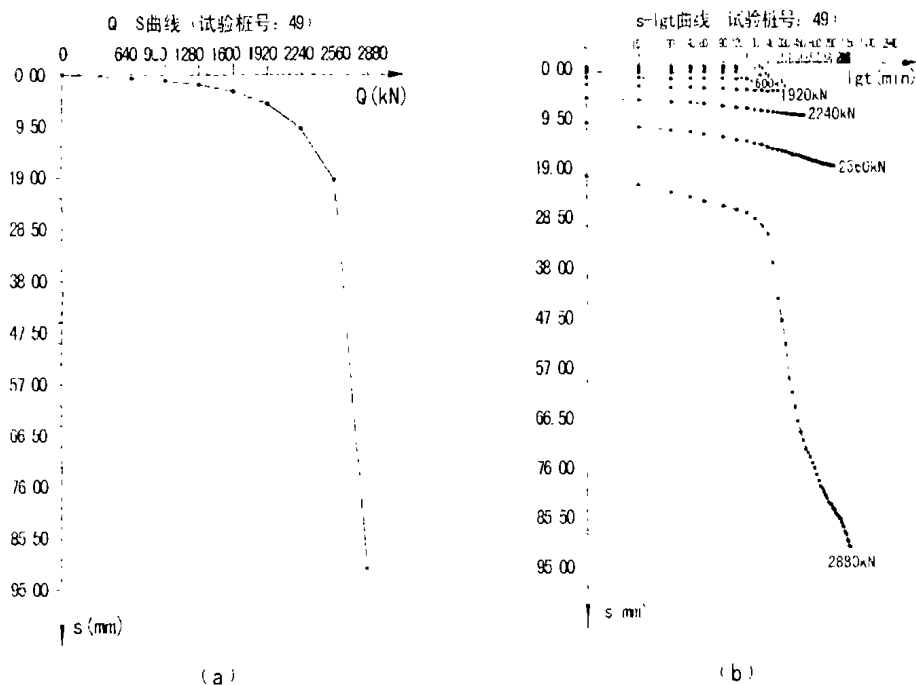
孔号	发育位置 (m)	高度 (m)	顶板厚度 (m)	溶洞充填情况
26	16.90~17.20	0.30	0.90	粉质粘土及岩石块,呈流塑状
28	12.98~15.67	2.69	0.18	粉质粘土及中粗砂,呈流塑状
30	12.471~14.1?	1.66	0.87	粉质粘土及岩土碎块,呈流塑状
34	16.80~18.70	1.90	4.00	粉质粘土及粗砂,呈流塑状
35	13.40~14.40	1.00	2.10	粉质粘土及中粗砂,呈流塑状
36	14.40~14.70	0.30	0.60	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
	17.20~23.50	6.30	2.50	
	24.00~24.70	0.70	0.50	
176	11.80~13.60	1.80	1.64	粉质粘土及碎石,呈流塑状
179	10.50~11.30	0.80	0.20	粉质粘土及碎石,呈流塑状
	11.90~16.70	4.80	0.60	
	18.30~19.60	1.30	1.60	
	20.70~23.20	2.50	1.10	
180	7.10~8.20	1.10	0.20	粉质粘土及碎石,呈流塑状
184	7.50~9.40	1.90	0.50	粉质粘土及碎石,呈流塑状
200	8.10~9.10	1.10	2.30	粉质粘土及碎石,呈软~流塑状
204	8.10~16.80	8.70	2.60	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
206	7.50~8.30	0.80	0.50	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
	8.90~12.30	3.40	0.60	
	15.70~16.20	0.50	3.40	
215	7.70~8.40	0.70	1.90	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
	8.80~9.10	0.30	0.40	
	10.00~14.30	4.30	0.90	
220	13.1~14.20	1.10	0.40	粉质粘土及碎石,呈软~流塑状

221	9.50 ~ 10.30	0.80	0.50	粉质粘土及碎石,呈软~流塑状
222	18.70 ~ 19.20	0.50	2.40	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
224	10.30 ~ 14.50	4.20	0.20	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
225	10.00 ~ 12.70	2.70	0.20	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
226	13.50 ~ 14.50	1.00	2.60	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
227	13.10 ~ 17.30	4.20	1.40	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
229	8.30 ~ 11.80	3.50	0.50	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
	12.50 ~ 13.20	0.50	1.50	
	14.70 ~ 15.20	0.50	1.50	
235	6.40 ~ 7.80	1.40	0.60	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
239	16.60 ~ 18.50	1.90	0.90	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
47	15.20 ~ 22.50	7.30	7.60	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
54	12.90 ~ 16.00	3.10	4.80	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状
	17.10 ~ 19.30	2.20	1.10	
67	15.00 ~ 16.70	1.70	1.10	粉质粘土及岩石碎块,呈流塑状

岩溶区桩基设计中,根据地质资料及施工桩基冲孔情况,得知桩在基岩中发育有成层溶洞时,可将挤扩桩桩身的扩大头设置在溶洞顶板的坚实基岩上,但溶洞顶板厚度一般控制在50cm以上,利用溶洞基岩承受一部分荷载,其余荷载利用桩身来承担。

桩的静载试验

挤扩支盘桩采用桩身直径500mm,盘直径1200mm,混凝土强度C25,配6Φ16钢筋;桩长由于基岩起伏较大,长度一般为3.4m~17.2m,共静载试验15根桩,试验结果见表2。有代表性的桩Q~S曲线和S~lgt曲线见图1。



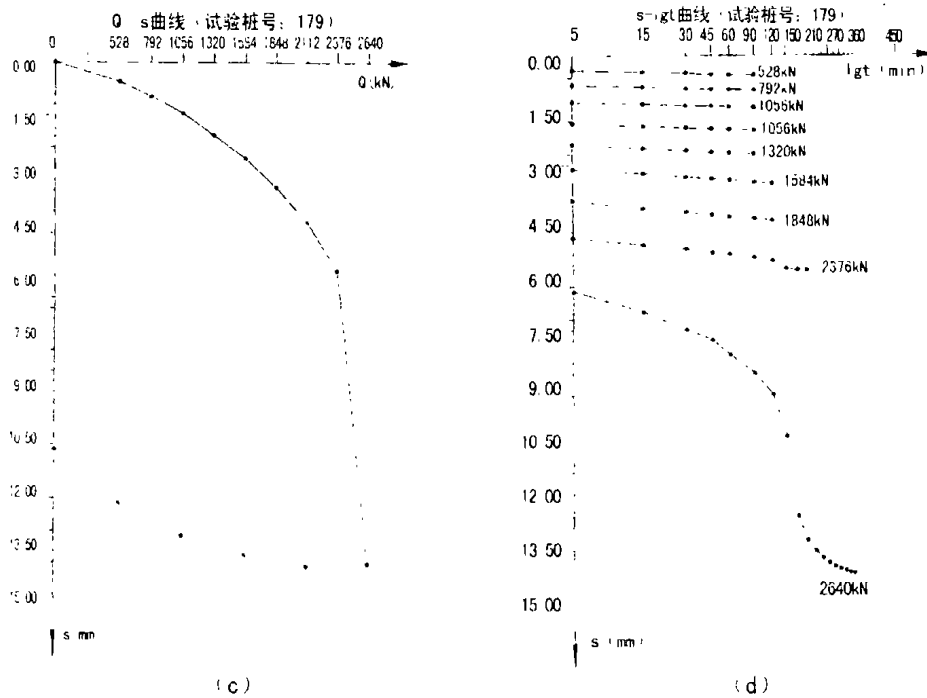


图1 挤扩支盘桩静载试验图

挤扩支盘桩静载试验一览表

表2

序号	桩号	桩的外形尺寸			单桩极限 承载力(kN)	桩的沉降 (mm)	备注
		桩径(mm)	桩长(mm)	盘径(mm)			
1	266#	500	17	1200	2640	28.12	3栋
2	267#	500	12.9	1200	2640	37.70	3栋
3	122#	500	3.4	1200	2640	70.08	1栋9层
4	127#	500	7.7	120	2640	42.02	1栋9层
5	182#	500	10.4	1200	2640	42.02	1栋9层
6	49#	500	13.95	1200	2560	90.85	
7	261#	500	13.01	1200	2640	45.14	1栋3单元
8	3#	500	17.2	1200	2640	5.20	会所44
9	33#	500	7.6	1200	2640	7.77	
10	7#	500	10.9	1200	2640	5.31	
11	18#	500	13.78	1200	2640	2.88	
12	37#	500	12.72	1200	2640	6.31	
13	179#	500	12.72	1200	2640	14.14	
14	28#	500	13.7	1200	2640	213.10	
15	38#	500	7.3	1200	2640	25.94	会所

从表2和图1静载实测结果可以看出,挤扩支盘桩单桩极限承载力为2640kN,桩的沉降为2.88mm~213.10mm。

由于基岩面起伏较大,溶洞发育不规则,施工勘察又不是采用一桩一孔,所以灰岩面的顶板埋深和溶洞发育情况有很大出入,在桩的静载试验中有的桩(如桩122#、49#、28#)沉降明显偏大,经分析其原因是溶洞顶板较薄,使桩的挤扩大头传递荷载很小,静载时将其压穿,为了解决这一问题,在原挤扩桩部位附近进行补桩。而补桩采用Φ400mm 预应力混凝土管桩,并进行了桩的静载试验见表3和图2。从表3可见补桩的桩长有的达53m,单桩极限承载力达1320kN,沉降均小于40mm,但说明单桩极限承载力明显比挤扩支盘桩低1倍左右。说明在溶岩地区采用挤扩支盘桩有一定的优点是承载力高。由于地下溶洞较发育,在26个钻孔中共见有29个溶洞其中溶洞最多的是ZK179孔,查明一个孔有4个溶洞。

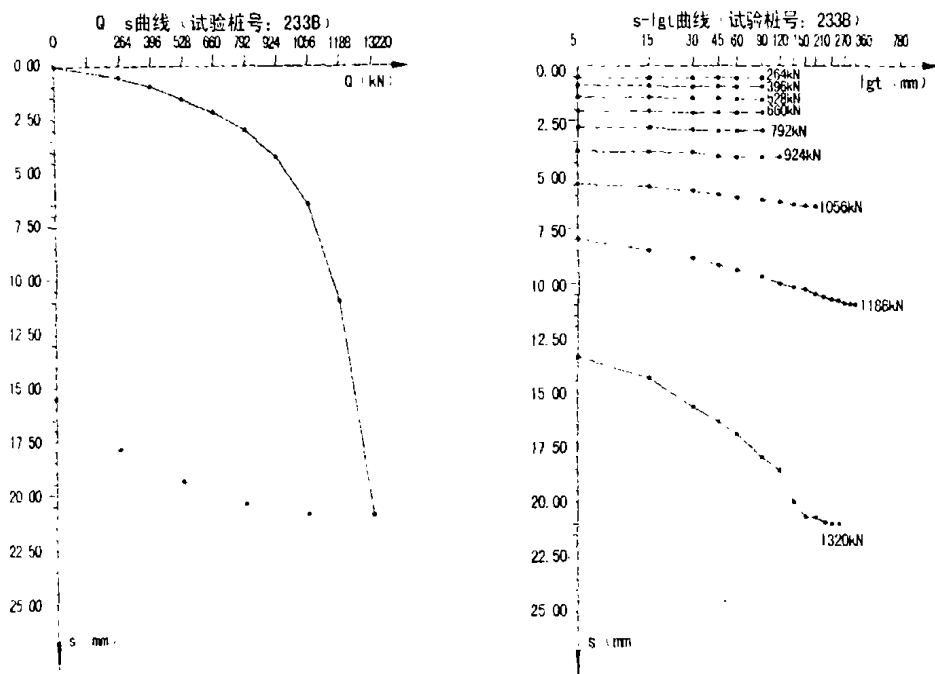


图2 预应力管桩静载试验图

预应力管桩静载试验一览表

表3

序号	桩号	桩的外形尺寸		单桩极限承载力(kN)	桩的沉降(mm)	备注
		桩径(m)	桩长(m)			
1	233B	400	53	1320	21	
2	260B	400	16	1320	3.95	
3	21A	400	11	1320	5.42	
4	28A	400	40	1320	7.18	

对地质较复杂的地段,如有溶洞及下卧软层者,对重要的桩位甚至全部桩位采用超前地质钻探,从而确定各桩的施工长度是有必要的。表面上地质钻探费用是增加了,但有了较准确的地质资料,桩长可减少。同时可避免桩施工后进行盲目大比例的检测桩质量工作。

当建筑的荷重大,常常在建筑范围内满布桩。当基底土层较好时,要利用数个桩台合为一个大型联合桩台,组成桩基与整体桩台混合基础,让它们共同承担整个建筑物的荷重。

支承在软质岩层的桩,当桩的长度有一定时,可利用加大桩端的人岩深度来提高桩的承

载力,以桩侧摩阻力占桩总承载力约50%为宜。

小结

1. 由于基岩面起伏较大,溶洞发育不规则,从表1 溶洞发育情况一览表可见,溶洞顶板厚度有一部分是40~50cm,最薄是18cm,如桩支承在很薄的溶洞岩面上,对工程安全不利,为此,在桩中发现有变化较大的桩要进行补桩,采用预应力管桩补桩后效果是显著的。

2. 本工程地质条件极其复杂,而地下溶洞较发育的情况,采用挤扩支盘桩在工程造价上要比采用其他桩型经济,而受力情况也大为改善,在溶洞顶部可挤扩支盘。

3. 两种桩静载试验对比可见挤扩支盘桩比采用预应力管桩的单桩极限承载力大一倍多说明桩的挤扩成盘大大提高了桩的承载能力。

参考文献

[1]《建筑桩基技术规范》(JGJ94-94),中国建筑工业出版社,1995年

[2]徐至钧、张国栋编著“新型桩挤扩支盘灌注桩设计与工程应用”,机械工业出版社,2003年3月

地基处理协作网邀请信

你们好!

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主办的地基处理协作网,至1994年创办以来已走过了十年的历程。首先感谢地基处理协作网网员单位及网员携同社会各界领域的大力支持。

地基处理协作网网员分布在全国各地,涉及地基处理设计、施工、监测、科研、教学、生产等单位院所。有了这一广阔的空间对加强地基处理信息交流,推广地基处理新技术、新经验、新工艺等方面起到了至关重要的作用。并在地基处理相关领域颇具影响力及享有较高的知名度。令人可喜的是在2000年地基处理协作网管理委员会成立了自己专业门户网站(<http://www.foundation.zgtm.com>),通过互联网这个快速平台,进一步促进了各网员单位及网员之间信息、知识的交流。

日前2004年网员登记工作已经开始,地基处理协作网诚邀你加入我们的队伍。入网费教学单位:200元/年;其他单位:300元/年;个人:100元/年。

1. 通过银行汇至:杭州西湖信用社,帐号:706000116912,浙江浙峰网络技术有限公司;

2. 通过邮局汇至:310027 浙江大学玉泉校区土木工程学系 欧阳晶泓收,请注明协作网费。

具体入网事宜可参阅地基处理协作网简章。

你的支持将是我们最大的荣幸!

此致

敬礼!

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

地基处理协作网

2004年10月

粘性土压缩特性微细结构变化的试验研究*

周宇泉 洪宝宁

(河海大学岩土工程研究所 南京 210098)

【提要】本文利用自行研制的土体微细结构光学测试系统对粘性土在压缩过程中微细结构变化进行了定量分析研究,提取并分析相关微细结构特征参数,从而为研究粘性土压缩变形与微细结构变化间的定量关系提供了一条可行的途径。

引言

在长期的工程实践中,人们发现岩土体众多的工程现象在很大程度上受微细结构状态和变化影响,复杂的物理力学性状是其微细结构特性和变化的综合体现。通过土体微细结构试验,可以提示岩土工程现象的本质。本文通过对微细结构的系统定量试验研究,获取了某实际工程坝体填料粘性土样在压缩过程中微细结构特征量的变化情况,并分析导致该坝体填料压缩性偏高的因素,希望这些工作能为深入研究粘性土压缩变形与微细结构变化间的定量关系提供一条可行的途径。

试验研究背景和试验系统

江苏省某设计单位在对某坝体填料进行常规土工试验中,发现该坝体填料较同类土体沉降变形量大。常规土工试验结果参见表 1。从下表可以看到,采集的 5 个土样的塑性指数 I_p 均远大于 10,即使是塑性指数最小的土样 T3,其 I_p 也高达 21.7,且 5 个土样的压缩系数 $a_{0.1-0.2}$ 均远大于 0.5MPa^{-1} ,当属高压缩性粘土。为了分析该坝体填料压缩系数偏大的原因,总结积累经验,有必要进行深入、系统的试验研究。故委托河海大学岩土工程研究所进行微细结构观测试验,并结合其他各类试验结果,分析导致土体变形偏大的因素。

利用河海大学微细结构实验室自行研制的三轴加载设备^[1]对试样施加三轴荷载(在本试验中,主要进行单轴压缩),加载的同时由 CCD 摄像机连续拍摄经长距显微镜放大的岩土微细结构照片,并将得到的视频图像分别传输到视频监视器和计算机中,利用图像采集卡将传入计算机中的视频信号转化为数字图像,试样承受的荷载及轴向位移等信息采用传感器来测读,同时传输到计算机中。利用自行编制的岩土微细结构分析程序 GEOIMAGE 对一系

* 收稿日期:2004 年 9 月

列微细结构图像进行处理分析,获得岩土体微细结构的孔隙及颗粒面积、数目、面积、周长、定向度、分布分维等量化信息。

土样物理力学性质简表

表1

土样 编号	天然状态土的物理指标						界限含水率				压缩系数 $a_{0.1-0.2}$ MPa^{-1}
	含水率 $w(\%)$	密度		土粒 比重 G_s	孔隙比 e_0	饱和度 $S_r(\%)$	液限 $W_L(\%)$	塑限 $W_p(\%)$	塑性 指数 I_p	液性 指数 I_L	
		湿 ρ_w g/cm^3	干 ρ_d g/cm^3								
T1	36.0	1.85	1.36	2.72	1.000	98	48.8	21.9	26.9	0.52	0.983
T2	32.4	1.92	1.45	2.74	0.889	100	46.3	20.1	26.2	0.47	0.905
T3	34.8	1.90	1.41	2.74	0.944	101	43.8	22.1	21.7	0.59	0.915
T4	38.2	1.81	1.31	2.74	1.092	96	50.3	24.8	25.5	0.53	0.911
T5	35.8	1.86	1.37	2.74	1.000	98	47.6	21.4	26.2	0.55	0.864

与压缩性有关的微细结构特征参数

从微细结构图像处理角度来看,微细结构要素可综合为颗粒形态及排列方式、孔隙形态及排列方式和联结形式等几个方面^{[2][3]}。具体包括:颗粒的总面积,颗粒的数目,颗粒平均圆形度,粒度分布,不均匀系数,平均颗粒面积,最大颗粒面积,孔隙总面积,相对面积,平均孔隙面积,孔隙的数目,平均孔隙比,曲率系数,孔径分布,主定向角,定向度^[4],平面分布分维等。在本次试验中,所用土样系在施工现场采集制备的回填土体,属扰动土样,颗粒在空间分布较为均匀,故对定向角的计算就没有太大的意义。且由于是扰动土,土体内的联结带也没有经过充分的发育,所以在试验中也就忽略了这部分的计算。于是对土体压缩性影响程度较大的因素主要包括:颗粒圆度、颗粒分布分维、颗粒定向度等。

为了便于分析和交流,对与本次试验有关的土体微细结构特征量做简要介绍。本文主要采用分形几何学去处理土体微细结构特征量的不确定性问题,其相应结构参数的涵义及算法参见岩土工程研究所以往的工作介绍和相关论文。

1. 颗粒圆度:用来描述颗粒或孔隙形状接近于圆形的程度,其取值范围在0~1之间,值越大,形状越接近圆形,其空间排列愈紧密,形成的颗粒骨架越浑圆,压缩性也就越低。对于同一类的原状土和扰动土来说,由于原状土在固结压力作用下,颗粒形状已趋于稳定,故其圆度对于压力的敏感性较扰动土差。

2. 颗粒分布分维:用来在整体上定量确定土粒平面分布状况,同时也可反映土粒密实程度。一般说来,分布分维越大,反映土中颗粒分布分散,集团化程度低,土体密度也越大。分布分维的概念同样适用于孔隙,只需在分析时将颗粒改成孔隙即可。

3. 颗粒定向度:反映了颗粒排列的有序化程度。定向度越小,反映颗粒排列的有序性越好,越大,反映颗粒排列的有序性越差。孔隙同样适用。

微细结构定量分析试验结果

利用微细结构观测系统采集土体微结构在连续荷载作用下压缩变形图像,本次试验采用逐级加载法,即在某级荷载作用下土样达到相对稳定后采集图像再进行下一级加荷。对每组试样根据制备情况分别取3~4个典型区进行观测。待图像全部采集完毕后再用自行研制开发的微细结构分析程序 GEOIMAGE 对图像进行处理分析,部分图像及结果见以下各图、表。

土样受载微观结构定量分析结果

表 2

土样编号	面积比例%		数目		定向度		分布分维		不均匀系数		曲率系数		圆度	载荷 kPa
	颗粒	孔隙	颗粒	孔隙	颗粒	孔隙	颗粒	孔隙	颗粒	孔隙	颗粒	孔隙	颗粒	
T1 放大 280 倍	47.3	52.7	26	27	0.64	0.68	1.74	1.76	3.74	3.32	0.53	0.06	0.78	0.00
	49.3	50.7	27	18	0.65	0.66	1.75	1.75	3.71	1.80	0.70	1.11	0.71	6.57
	52.2	47.8	28	30	0.68	0.64	1.77	1.73	3.79	3.22	0.60	0.81	0.77	13.13
T2 放大 74 倍	59.9	40.1	40	21	0.74	0.57	1.80	1.69	3.24	3.56	1.08	0.66	0.70	0.00
	61.5	38.5	39	43	0.75	0.55	1.80	1.68	3.03	3.36	0.88	1.40	0.65	6.57
	64.3	35.7	35	45	0.77	0.52	1.81	1.66	3.21	3.05	1.09	1.08	0.59	13.13
T3 放大 178 倍	44.8	55.2	26	34	0.64	0.70	1.69	1.71	2.86	2.65	1.05	0.94	0.91	0.00
	44.4	55.6	28	32	0.68	0.70	1.71	1.71	3.16	2.52	0.82	0.86	0.89	6.57
	49.7	51.3	31	35	0.71	0.65	1.76	1.68	2.58	2.03	0.96	0.87	0.87	13.13
T4 放大 124 倍	57.5	42.5	25	23	0.71	0.58	1.78	1.71	2.41	2.35	0.91	0.85	0.65	0.00
	62.5	37.5	26	32	0.75	0.54	1.80	1.68	2.41	2.35	0.83	0.99	0.58	6.57
	56.3	43.7	31	32	0.71	0.60	1.78	1.72	2.76	3.06	0.80	0.65	0.77	13.13
T5 放大 268 倍	52.3	47.7	25	35	0.67	0.64	1.78	1.76	2.61	3.06	1.00	0.71	0.91	0.00
	53.0	47.0	26	36	0.67	0.63	1.78	1.75	2.83	2.77	0.78	0.84	0.88	6.57
	54.0	46.0	27	32	0.68	0.62	1.78	1.74	2.61	2.58	0.77	0.84	0.82	13.13

以下各组图片乃试验所拍土样受载微细结构系列变化部分照片,其中图1-图3采自土样T1,图4-图6采自土样T3,图7-图10采自土样T5。

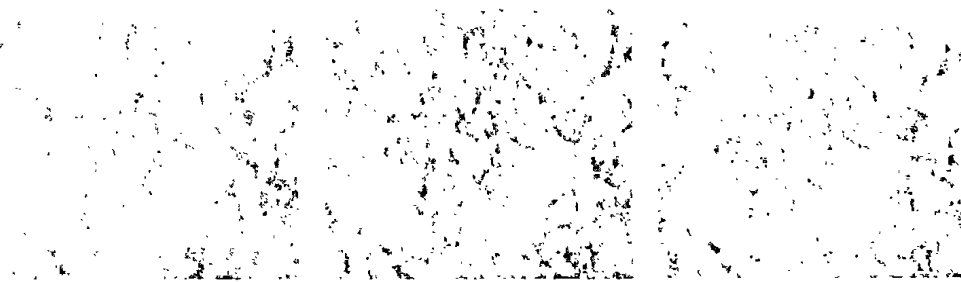


图 1

图 2

图 3

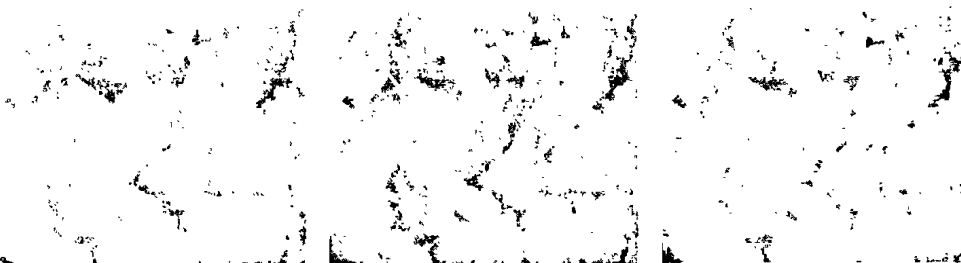


图 4

图 5

图 6



图7

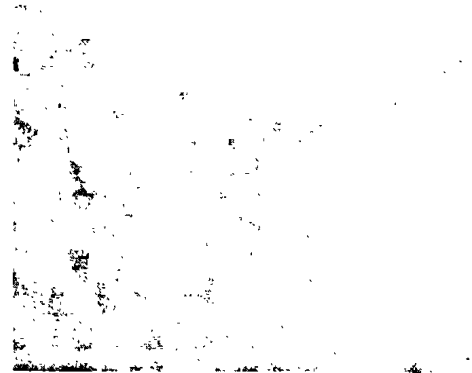


图8

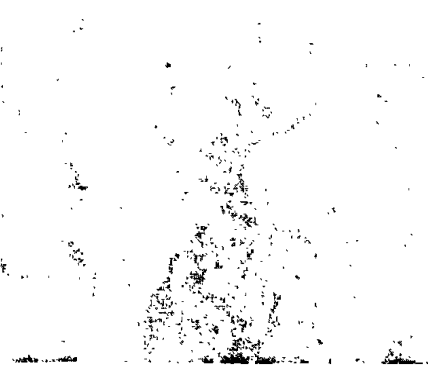


图9

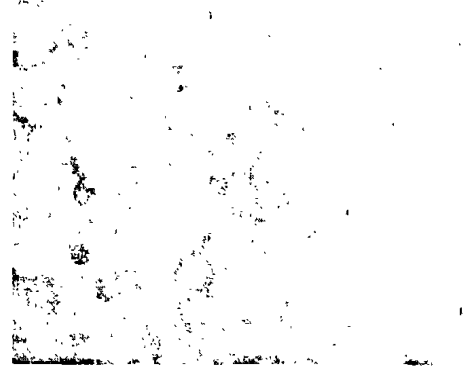


图10

试验成果分析

以上5组T1、T2、T3、T4和T5取自同一土场,从微细结构形态和特征参数的变化上看,区别在20%左右,这种差异一方面是土样组数相对较多,另一方面是土样内部微细结构的不均匀性所致;制样过程中对土样的扰动,以及复杂试验过程中难以完全重复的也是差异存在的一个原因。从5组土样的微细结构试验结果可以看出,从同一土场得到的数据具有相对的稳定性,这为分析土体压缩性提供了有利的条件。

通过试验观测,发现这5组土样都有着高孔隙(孔隙比集中在0.889~1.092之间),高含水率,高压缩性的特征。与砂土,粉土相比,粘性土在受压时骨架压缩量也很大。对于本试验中的回填土试样来说,由于其天然结构已遭扰动破坏,现存颗粒结构具有相对较好的稳定性,所以在受压变形过程中,颗粒以生长兼并或崩裂破碎及变换形状去适应外界压力的变化,具体在试验中就表现为颗粒数目的增减及圆度的减小。

在总体发展趋势上,颗粒的分布分维集中在1.68~1.84间(见图12),大都随荷载的增加而增加。孔隙的分布分维集中在1.63~1.76间,且随荷载的增加而减小。这是由于,随着压力的增加,孔隙分布面积减小,土颗粒分布面积增加,并逐步被分散于土体内,颗粒凌乱程度加剧,土体趋于疏松。另外分布分维的改变随压力的增加有着时间效应,即早期增长较快,而后期变化为平稳。

颗粒的定向度集中在0.64~0.80间(见图11),随荷载的增加基本呈增大态势,这也表明随着压力的增大,颗粒的有序性也相应减弱。造成这一结果的原因是,随着压缩量的增

大,孔隙超静水压力也相应增加。孔隙超静水压力一方面增强了土体的抗压强度,另一方面也使自身的渗透水力梯度加大,促使其向体外四周迅速排放。而粘性土体内孔隙的连通性相较于砂土,粉土相对较小。于是孔隙水压力在积蓄了足够的能量之后,冲破了孔隙的阻碍,使孔隙间过水断面扩展,一些原来孤立的孔隙也相继沟通,连通性大大增强。较高的连通性同时意味着土体结构骨架松散程度较大,有序性较弱,也就是具有非稳定的特点。或是说非稳定的承载形式,这使得土体在外界压力作用下更容易发生变形破坏。

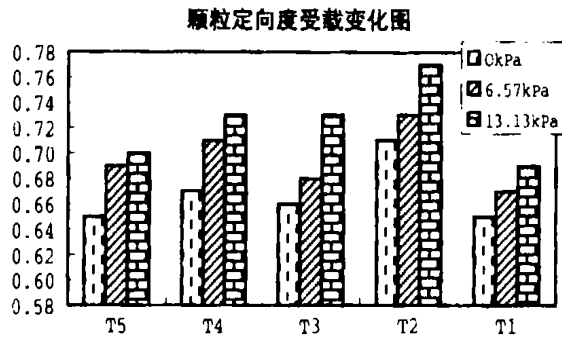


图 11 各组土样颗粒定向变化直方图

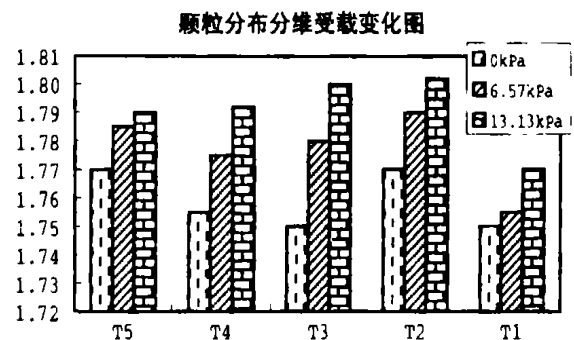


图 12 各组土样颗粒分布分维变化直方图

结论

从土体微细结构变化角度来说,土体在受压过程中的变化主要受三个因素影响:

1. 颗粒自身形态的变化,包括:(1)颗粒粒径大小的变化,这主要体现在粒径的不断调整上(崩解或聚合)。(2)颗粒形状的变化,主要是颗粒圆度的变化;

2. 颗粒排列形式的变化,主要是土体内部为适应外部荷载的变化,在内部颗粒排列形式上进行调整,即从不稳定的承载形式向稳定的承载形式过渡。具体体现在微细结构上,就表现为颗粒定向度,分布分维的变化;

3. 土体孔隙大小,数量,体积的变化。

所以在试验中可以看到,一方面,在压力作下,土体通过自身形态的变化,排列形式的调整,逐步向稳定的承载形式过渡,使变形向逐渐减小的趋势发展;而另一方面,由于超静孔隙水压的增加,土体连通性大大增强,增加了土体骨架的疏松和凌乱程度,同时,也加大了土体的压缩性。所以,在实际工程中,会出现做了大量压实工作后,土体仍表现出较高压缩性的现象,即土体不能被有效的压实。

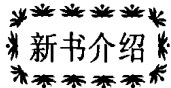
参考文献

- [1] 葛修润,李廷芥,张梅英等,适用于岩石力学细观实验研究的加载仪,岩土力学,2000. Vol. 21. No.3
- [2] 施斌,李生林,Tolkachev. M,1995. 粘性土微观结构 SEM 图像定量研究,中国科学
- [3] 胡瑞林,李向全,官国琳等,1995,粘性土微观结构定量模型及其工程地质特征研究,地质出版社
- [4] 刘松玉等,试论粘性土粒度分布的分形结构,工程勘察,1992, No. 2
- [5] 高国瑞,膨胀土微观结构特征的研究,工程勘察,1981, No. 5

Zhou Yuquan Hong Baoning

(Geotechnical Institute of Hohai University Nanjing 210098)

[**Abstract**] By using image processing system made by our own lab, microstructure changes in compressive procedure can be quantitatively studied and correlative characteristic parameters can be extracted and analysed, thus making it feasible to study the quantitative relation between compressive deformation and microstructure changes of clayey soils.



新书推荐

《地基处理技术发展展望》

该书由浙江大学教授龚晓南主编,邀请了全国30多位专家学者编写而成,系统地总结了在我国工程建设中应用的各种地基处理技术,全面反映了地基处理技术在我国的发展情况,内容共分三个层次,一是介绍工程建设中常用的地基处理技术,包括复合地基技术、堆载预压技术、真空预压技术、深层搅拌技术、高压喷射注浆技术、灌浆技术、强夯技术、强夯置换技术、振冲技术、沉管挤密砂石桩技术、柱锤冲扩桩技术、孔内夯扩技术、土桩和灰土桩技术、石灰桩技术、夯实水泥土桩技术、CFG桩复合地基技术、低强度桩复合地基技术、刚性桩复合地基技术、长短桩复合地基技术、锚固技术、冻结技术,以及土工合成材料在地基处理中的应用、EPS超轻质路堤研究及其工程应用、土壤固化剂在地基处理中的应用等;二是介绍各种特殊土地基的地基处理技术,包括湿陷性黄土地基处理技术、盐渍土地基处理技术、膨胀土地基处理技术、冻土地基处理技术等;三是按工程类型介绍几类土木工程中地基处理技术的应用情况,包括高等级公路软土地基处理技术、铁路地基处理技术、坝基处理技术及进展、机场地基处理技术、围垦地基处理技术。此外,还介绍了既有建筑物地基加固技术、建筑物纠倾技术和移位技术。

本书可供土木工程领域的设计、施工、检测、科研、学术和管理部门科技人员学习和参考。

水利水电出版社、知识产权出版社出版。

《地基处理》编辑部

砂垫层处理地基在多层建筑中的应用*

蒙超燧

(广东江门地质工程勘察院 广东 529040)

朱建

(浙江省轻纺建筑设计院 杭州 310009)

【提要】本文结合实际工程,对常用的地基处理方法进行对比分析,得出在多层建筑中采用砂垫层处理地基是一种经济合理的方法。

引言

在珠江三角洲地区乃至整个沿海地区,松散软土层广泛分布,天然地基一般不能满足多层建筑荷载要求,有必要进行地基处理。下面就江门市玫瑰园砂垫层处理地基的应用进行分析探讨。

工程概况

江门市玫瑰园住宅小区位于珠江水系西江流域潮连岛上,占地总面积约24000m²,地面标高一般为+3.5~+4.6m,设计多层建筑物及别墅群共五十三幢。上部结构设计采用框架结构,拟采用的地基基础类型有:沉管灌注桩基础、预应力混凝土管桩基础。

地质简况

类似于一般三角洲淤积地段,该小区场地地基岩土层分布有较厚的呈流塑状淤泥(或淤泥质土)和呈松散状的细砂层,各岩土层的主要物理力学性质特征详见表1。

岩土层主要物理指标一览表

表1

岩土名称	揭露厚(m)	均厚	状态	$\rho(t/m^3)$	e	W(%)	I_L	$f_k(kPa)$
素填土	1.2~8.8	3.26	稍密	2.09	0.562	21.8		100
细砂	2.8~13.3	5.77	松散	1.82	1.829	21.7		80
淤泥质土	1.1~18.0	4.67	软塑	1.79	1.178	45.8	2.39	70
粘土	2.0~8.7	5.58	可塑	1.95	0.841	30.5	0.52	200
淤泥质土	3.6~13.0	8.58	软塑	1.84	1.055	39.6	1.59	75
粉质粘土	1.1~17.45	8.87	硬塑	1.91	0.843	30.4	0.23	330
强风化岩	0.8~15.4	4.89	坚硬					800

* 收稿日期:2004年7月

地基基础方案的设计选择

1. 方案设计比选

根据小区场地内地基土层类型多、松软土层厚度大、物理力学性质差异大的特点,按江门市区建筑经验,在此种地基条件下的建筑物基础设计一般采用沉管灌注桩基础或预应力混凝土管桩基础。考虑到本工程多层建筑物最高仅为四层,建筑荷载相对较轻,体型又较简单,若采用沉管灌注桩基础,因淤泥质土较厚,成桩质量可能难以保证,而且单位基础造价又较高;若采用预应力混凝土管桩基础,桩尖埋藏较深,桩基单位造价较沉管灌注桩更高。拟采用的两种桩基础造价均较高,经过设计多方案比较,结合场地条件和地基条件,综合利用地区资源,充分挖掘浅层地基土承载能力,再考虑第三种方案—采用开挖置换法(挖去表层部份素填土,代之填上中粗砂)处理地基作为多层建筑物基础持力层,三种地基处理方案单位造价分析比较详见表2。

不同基础类型单位造价一览表

表2

基础类型	沉管灌注桩	预应力管桩	砂垫层
单位造价(元/m ²)	135	150	75

对上表分析可以看出,砂垫层处理地基与沉管灌注桩基础、预应力混凝土管桩基础相比较,单位造价节约了47.4%。设计方最终采用换填砂垫层处理地基作为多层建筑物基础设计。

2. 换填砂垫层设计

①砂垫层承载力设计

根据设计图纸,多层建筑采用框架结构柱下条形基础,基宽 $b = 1.2\text{m}$,埋深 $h = 1.6\text{m}$,砂垫层的平均压力设计值为: $P = (F + G)/A = 130\text{kPa}$ 。

②砂垫层厚度设计

砂垫层厚度根据垫层底部下卧土层的承载力及建筑物对地基变形的要求确定,并符合《地基处理手册》式(2-1):

$$\sigma_c + \sigma_z \leq R \quad (1)$$

式中 σ_c - 垫层底面处土的自重应力(kPa);

σ_z - 垫层底面处的附加应力(kPa);

R - 垫层底面处土层修正后的容许承载力设计值(kPa)。

其中,垫层底面处土的附加应力 σ_z 可按《地基处理手册》式(2-2a)计算。

$$\sigma_z = b(p - \sigma_c)/(b + 2Ztg\theta) \quad (2)$$

式中 Z - 垫层的厚度(m);

θ - 垫层的压力扩散角,垫层材料选为中粗砂 $\theta = 30^\circ$ 。

经计算,并结合有关规范规定,最终取定砂垫层厚度 $Z = 1.5\text{m}$ 。

③砂垫层宽度设计

按《地基处理手册》式(2-3),条形基础下砂垫层的底面宽度为:

$$B \geq b + 2Z \operatorname{tg} \theta = 2.93 \text{ m} \quad (3)$$

故砂垫层底宽取 $B = 3 \text{ m}$, 据《岩土工程治理手册》, 砂垫层顶面宽度为: $B' = B + 0.6 = 3.6 \text{ m}$ 。

6 m。

砂垫层处理地基的质量控制与检测

1. 施工质量控制

在垫层材料上, 选用资源丰富、级配良好、质地坚硬的中粗砂, 所选中粗砂不得含有植物残体、垃圾等有机杂质, 含泥量不大于 5%。在砂垫层处理地基施工中, 先将设计要求的深度和宽度范围内的浅部土层挖除, 将砂在基坑内分层铺筑, 每次分层铺筑填砂厚度为 25cm, 采用水撼法进行捣实, 直至厚度达到设计要求为止, 控制砂的干密度为 $1.6 \sim 1.7 \text{ t/m}^3$, 并严格按照有关施工规范、规程要求进行操作。

2. 砂垫层处理地基质量检测

在换填砂垫层处理地基施工竣工一段时间后, 及时采用重(II)型动力触探对其进行质量检测。在检测过程中, 严格执行《工程地质手册》有关检测要求和标准, 对检测达不到设计要求者进行地基再处理, 直至合格为止。检测结果按岩土工程勘察规范(GB50021-94)中公式进行统计, 统计结果见表 3。

检测结果一览表

表 3

建筑编号	重(II)型动力触探统计值					
	点数	最大值	最小值	平均值	标准差	变异系数
A1	16	6	4	5.1	0.9	0.2
A2	16	6	4	4.9	1.3	0.3
A3	16	6	4	5.5	0.8	0.1
A4	16	7	4	5.3	1.1	0.2

沉降观测记录表

表 4

建筑编号	观测点号	时间(d)					累计
		0	30	60	90	120	
A1	1	0	2	1	1	0	4
	2	0	4	1	0	0	5
	3	0	4	2	1	0	7
	4	0	3	2	1	0	6
A2	5	0	5	3	1	0	9
	6	0	3	2	1	1	7
	7	0	1	0	0	0	1
	8	0	3	1	0	0	4
A3	9	0	2	1	0	0	3
	10	0	2	1	1	0	4
	11	0	2	1	0	0	3
	12	0	3	1	0	0	4
A4	13	0	2	2	1	0	5
	14	0	2	1	1	0	4
	15	0	1	1	0	0	2
	16	0	3	2	1	1	7

3. 建筑物沉降观测

基础竣工后,在四幢多层建筑物四角共布置了16个沉降观测点,采用光学水准仪对建筑物进行等时间间隔的沉降观测,观测结果如表4。

从上表可看出:120天内总沉降量最大为9mm,最小为1mm,平均沉降量为4.69mm;单幢建筑最大不均匀沉降为8mm,最大倾斜度为 1.6×10^{-4} ,远小于规范规定的标准。投入使用近十年来,情况良好。

结语

1. 玫瑰园住宅小区多层建筑采用了换填砂垫层处理地基,较大幅度地降低了基础造价,并缩短了工期。

2. 玫瑰园多层住宅建筑中,经换填砂垫层处理地基后,地基变形指标均在规范允许内,满足地基变形要求。

3. 在珠江三角洲乃至整个沿海地区,地区资源中砂储量最为丰富;对于类似地质条件(表层为素填土,其下部为细砂,两者总厚度大于5m)下,砂垫层处理地基在多层建筑物中的应用前景应该值得大力推广。

参考文献

- [1]《地基处理手册》(第一版),中国建筑工业出版社,1988年8月
- [2]《工程地质手册》(第三版),中国建筑工业出版社,1992年2月
- [3]《岩土工程治理手册》(第一版),林宗元主编,辽宁科学技术出版社,1993年9月
- [4]《基础工程施工手册》(第一版),中国计划出版社,1996年

更 正

本刊第15卷第3期(总56期),P₂,目录中第2篇,作者杨志根应更正为杨志银,特向作者致歉。

《地基处理》编辑部
2004年9月23日

干振碎石桩加固设计中的若干问题*

宋春生 张英

(洛阳中色科技股份有限公司 洛阳 471039)

随着建设用地日趋紧张,可供选择的理想的地基越来越少,不少建筑物只能建在杂填土或其它软弱地基上,使得需要进行地基处理的工程越来越普遍,地基处理的问题也越来越复杂。我们通过对广州地区某工程使用干振碎石桩地基加固处理的工程实践,表明干振碎石桩加固技术是十分有效的地基处理方法。但是在处理未完成自重固结过程的新近超厚填土中应用,尚缺乏经验。振冲置换加固设计目前还处在半理论半经验状态,往往在设计前期缺乏试验手段,有些设计参数也只能凭经验选定。无论是91规范还是02规范都是沿用了振冲置换的计算方法,并没有考虑振动成孔过程对桩间土的挤密作用。一般复合地基承载力标准值应按现场复合地基载荷试验确定。对于无现场载荷试验资料的,规范^{[1][2]}推荐用公式:

$$f_{spk} = [1 + m(n - 1)]f_{sk} \quad (1)$$

公式中,桩间土的承载力标准值(或特征值) f_{sk} 规范规定可用加固前的天然地基承载力代替。但对于新近堆填土来说,基本上无承载力可言。而对于干振碎石桩置换加固地基来说,在成孔和振密碎石的过程中,土体在振冲器水平激振力作用下,将填料挤向孔壁的软土中,桩体直径加大,产生径向位移,其桩间土密度增高,孔隙比大幅度减小所至,其复合地基承载力提高的主要因素恰恰是由于挤密起主导作用,桩间土干密度比加固前大幅度提高,承载力比加固前可提高60%以上,因此,挤密和振密效应是复合地基承载力提高的主要因素。显然,干振碎石桩处理地基计算时,桩间土取用处理前的地基承载力标准值(或特征值)对于新近堆填土来说是不合适的。对置换率的影响很大,往往使计算值都比实际值偏大。直接影响处理方案的经济性。根据我们的工程情况,设计要求加固处理后复合地基承载力标准值 $f_{spk} \geq 100\text{kPa}$,压缩模量 $E_{sp} \geq 5.0\text{MPa}$,处理深度4.8~9.6m。如按公式(1)理论计算,置换率计算值 $m = 26\%$,复合地基的变形计算,按国家《建筑地基基础设计规范》GBJ7-89的有关规定计算,经计算加固后复合地基的设计荷载作用下总沉降量为40mm(计算过程从略),

* 收稿日期:2004年8月

满足使用要求。按此计算布桩后进行试桩,经复合地基静载荷试验^[5]结果表明各项指标都满足设计要求,其中复合地基承载力标准值平均值为 116.60kN/m^2 ,平均总沉降量 18.18mm ,回弹率 22.77% ,最大荷载时变形模量平均值为 8.87MPa 。上述结果可看出,因为公式(1)中没有考虑桩间土的挤密效应,其结果置换率计算值 m 偏高。据此,我们在大面积施工时,结合试验结果进行了适当的调整,以便更接近实际情况。

根据我们和其他的一些工程实践,我们认为在工程设计中,如无试验资料时,桩间土承载力可以用修正天然地基承载力特征值 f_{sk} 的方法来确定,用以估算复合地基土的承载力,更接近于实际情况。公式(1)可改写为:

$$f_{spk} = [1 + m(n - 1)]\alpha \cdot f_{sk} \quad (2)$$

根据工程试验统计资料^[3]表明,经干振碎石桩加固后,桩间土承载力可提高 40% 以上,为安全起见,一般粘性土: $\alpha = 1.15 \sim 1.3$,杂填土、素填土、大孔隙土, α 应经原位测试决定。由我们的工程实践结果表明,一般处理堆填土深度应 8m 以内,各项指标比较好, 8m 以上的成孔比较困难。

干振碎石桩具有施工方便,速度快,填料来源广泛,造价低等优点,具有很好的推广应用前景。目前,干振碎石桩加固技术仍处于推广和探索阶段,今后应在理论研究,计算方法、施工技术上进一步优化,才能使其更完善合理。对于地质条件需要采用该方法加固处理的地基,如采用规范^[2]荐用公式设计计算,其复合地基的承载力特征值,建议对天然地基承载力特征值 f_{sk} 进行修正;在工程施工前,应先进行检测试验,并在检测复合地基质量的同时,对桩间土也应有适量的检测指标。目前,复合地基的检测手段发展缓慢,跟不上地基处理的需要,静载试验工作量大,且不经济,在工程应用中很难大量获取相关资料来进行分析对比,由此也制约了加固技术的完善和发展。为此在实测技术上,应大力开展动测技术,使快捷、方便的动测技术满足设计要求,以便对设计具有更实际的指导意义,使加固设计方案在技术上可靠、经济上更为合理。

参考文献

- [1]《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91
- [2]《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002
- [3]《地基处理手册》地基处理手册编写委员会,中国建筑工业出版社
- [4]《地基处理》,2004年第一期
- [5]广东省地质物探工程勘察院提供的试验报告

* 一题一议 * 主持人: 龚晓南

1 + 1 = ? *

龚晓南

(浙江大学土木工程学系 杭州 310027)

岩土工程中采用两项复合处理措施能否达到“1 + 1 = 2”的效果,或者说“1 + 1”等于多少是岩土工程设计中应重视的一个问题。这里“1 + 1 = 2”是指两种处理措施效果的简单叠加。

笔者曾根据一高速公路采用砂井排水固结和土工布加筋复合处理路基路段而产生滑坡的原因分析,在《地基处理》上撰文指出两项复合处理措施,1 + 1 很少等于 2,多数情况下大于 1 小于 2,但有时甚至可能小于 1。在复合土钉围护中也存在这一现象。如采用水泥土挡墙和土钉相结合的复合土钉支护时,在某种不利条件下也可能产生 1 + 1 小于 1 的情况。

复合土钉围护设计中不分条件按 1 + 1 = 2 设计,或不重视避免小于 1 的情况,就可能导致工程事故。最近在分析浙江某地一基坑工程事故时,笔者认为属于这种情况。

根据岩土工程勘察报告该场地土层分布如下所述:

1-1层:素填土,黄色,松散,由新近堆填的塘渣组成。该层全场分布,层顶标高 5.24 ~ 5.62m,层厚 0.50 ~ 0.60m。

1-2层:粉质粘土,黄灰~灰黄色,饱和,可塑,中等压缩性。该层全场分布,层顶标高 4.74 ~ 5.05m,层厚 1.00 ~ 1.80m。

2-1层:粉质粘土,灰黄~浅黄色,饱和,可塑,局部粉粒含量较高,中等压缩性。该层局部分布,层顶标高 3.15 ~ 3.86m,层厚 0.00 ~ 1.50m。

2-2层:淤泥质粉质粘土,深灰色,饱和,流塑,含较多泥炭及腐殖质,高压压缩性。该层局部分布,层顶标高 1.85 ~ 4.04m,层厚 0.00 ~ 0.70m。

2-3层:粘质粉土,浅灰色,饱和,稍密,中等压缩性。该层全场分布,层顶标高 1.40 ~ 3.54m,层厚 0.60 ~ 4.40m。

3层:淤泥质粘土,灰色,饱和,流塑,上部含较多腐殖质及少量泥炭斑点,下部含斑点状粉砂,高压压缩性。该层全场分布,层顶标高 -1.15 ~ 1.05m,层厚 12.90 ~ 16.60m。

4层:粉质粘土,灰黄色,局部青灰色,饱和,可塑,中等压缩性。该层局部缺失,层顶标高-16.95~-12.91m,层厚0.00~6.00m。

5层:粉质粘土,灰色,饱和,软塑,含少量腐殖质,中偏高压缩性。该层局部缺失,层顶标高-19.36~-13.95m,层厚0.00~6.60m。(下略)

各土层物理力学指标如表1所示。

各土层物理力学指标

表1

层号	土层名称	天然含水量 (%)	天然重度 (kN/m ³)	孔隙比	塑性指数 I _p	液限 (%)	塑限 (%)	压缩系数 a ₁₋₂ (MPa ⁻¹)	固快		直快		渗透系数 (cm/s)
									内聚力 (kPa)	内摩擦角 (°)	内聚力 (kPa)	内摩擦角 (°)	
1-1	素填土												
1-2	粉质粘土	30.30	19.0	0.870	13.7	35.5	21.8	0.39	24.0	17.5	18.0	16.2	4.99 × 10 ⁻⁷
2-1	粉质粘土	29.00	19.1	0.842	13.8	36.0	22.2	0.36	16.0	22.7	14.0	19.3	1.19 × 10 ⁻⁶
2-2	淤泥质粉质粘土	53.40	17.8	1.362	16.3	43.4	27.1	0.80	8.0	9.1	9.0	9.1	1.00 × 10 ⁻⁷
2-3	粘质粉土	31.20	18.6	0.915	9.4	33.0	23.1	0.32	14.0	25.2	9.0	22.1	4.13 × 10 ⁻⁶
3	淤泥质粘土	48.70	17.4	1.349	19.3	43.7	24.4	1.08	11.0	10.6	9.0	10.0	5.15 × 10 ⁻⁸
4	粉质粘土	29.90	19.4	0.829	14.6	36.3	21.7	0.35	2.50	19.0			
5	粉质粘土	35.40	18.7	0.975	14.8	37.4	22.6	0.49	17.0	15.0			

基坑坑底面处第3层,第3层层厚12.90~16.60m,含水量50.8%。2-1层和2-3层土的渗透系数较高。基坑采用Φ600一排搅拌桩与土钉形成的复合土钉支护。基坑开挖正处雨期,当开挖至5m左右时,土钉已施工4道。由于连日下雨,导致基坑边坡失稳破坏。笔者认为该复合土钉围护中的单排搅拌桩排桩墙对提高复合土钉围护整体稳定性贡献不是很大。因搅拌桩排桩墙其隔水性好,所以当地基土体渗透系数较高,且下有不透水层时,就必然会大大增加作用在围护结构上的水压力,这对围护结构整体稳定是不利的。在连续雨天条件下,单排搅拌桩排桩对提高基坑的整体稳定性可能会弊多利少。根据咨询组的复算,如只采用土钉支护,开挖至5m左右时应不会产生稳定破坏。因此,采用复合土钉支护要特别重视两项处理措施的复合条件,两者相互间的影响,以及对复合效果的评估。复合土钉支护形式很多,很难逐一评价复合效果。设计人员应根据具体工程条件重视复合效果的评估,合理评价1+1等于多少。岩土工程中采用两项复合处理措施能达到的效果,1+1很少等于2,多数情况下大于1小于2,但有时甚至可能小于1。对可能产生1+1小于1的情况需要特别重视。

砂土中开口桩承载力的确定*

Kyuhoo Paik, Rodrigo Salgado, M. ASCE, 刘卫未译

【摘要】开口桩承载力受土塞程度影响,其大小由增量填充比(IFR)来确定。目前还没有一种开口桩的设计规范可以明确地考虑IFR对承载力的影响。为了研究其影响,本文对标准室中布设了应变计的开口桩进行了模型桩试验。结果显示,IFR随土体相对密度和水平向应力增加而增加。同时也可以看出,IFR随土塞长度比(PLR)线性增加,并可由PLR估算IFR。单位面积桩的基底反力和桩身阻力随IFR减小而增大。根据模型桩的试验结果,本文提出了新的计算开口桩土塞承载力,环向部分承载力和桩侧承载力的经验公式。作者将这些公式用于足尺桩的载荷试验,试验时桩身布满应变计,打桩的过程中不断测量IFR。预测值与实测承载力的对比表明,用本文建议的公式可以得到满意的预测结果。

引言

开口桩在击入过程中会产生土塞,从而阻止或部分地限制多余的土进入桩内。众所周知,打桩阻力和开口桩的承载力很大程度上由土塞效应控制。

根据现场试验、室内试验或者一些分析方法提出了许多关于开口桩的设计标准[Klos & Tejchman, 1977; Nishida et al. 1985; American Petroleum Institute (API) 1991; Randolph et al., 1991; Jardine et al., 1998]。例如,根据API RP2A(1991)方法,只能确定完全空心模式或者完全土塞贯入模式下开口桩的承载力,这种方法通常用于近岸基础设计。实际上,大多数开口桩都是以部分土塞的模式打入砂土中。Stefanoff和Boshinow(1997)建议采用一维土塞分析方法,此方法中土塞可离散为一系列的水平薄圆片,通过对每一圆片进行静力平衡分析来计算整个开口桩的土塞的承载力。

为提高一维土塞分析预测的准确性,人们进行了一些修正,比如引入楔形土塞概念(Murff et al., 1990; O'Neill和Raines, 1991; Randolph et al., 1991)。许多试验结果显示,土塞可以分为楔形土塞区和非楔形土塞区,楔形区的土塞可以将荷载传递到土塞,而非楔形区却不能传递荷载,只是在楔形区的表面提供一个超载压力。然而把一维分析方法应用于具体实践却不容易,因为这种方法对侧向土压力系数很敏感,而侧向土压力系数不易估算(Brucy et al., 1991; Leong和Randolph et al., 1991)。De Nicola和Randolph(1997)指出这一点,同时还提出了侧向土压力系数K沿土塞长度的变化规律。

* 收稿日期:2004年8月

另外还有一种基于增量填充比(IFR)的设计方法。IFR可以恰当地描述土塞程度(Paikowsky et al., 1989; Paik & Lee, 1993), 定义为:

$$\text{IFR} = \frac{\Delta L}{\Delta D} \times 100(\%) \quad (1)$$

式中 ΔD - 相对于 D 的微小增量;

ΔL - 对应于桩贯入深度(D)微小增量 ΔD 的土塞长度增量(图1)。

在完全土塞和完全空心模式下 IFR 分别等于 0 和 100%。部分塞住时, IFR 在 0 和 100% 之间变化。为了研究 IFR 对于桩承载力两部分, 即基底承载力和桩身侧向承载力的影响, 本文在标准室内进行了一系列模型桩试验, 这些模型开口桩上布置了应变计。根据这些试验结果, 提出了 IFR 和桩承载力各组成部分间的经验公式。为验证两个经验公式预测的准确性, 还进行了足尺开口桩载荷试验, 桩击入密实砂土, 桩身贴满了应变计, 然后对桩承载力的预测值和静载荷试验实测值进行了比较。

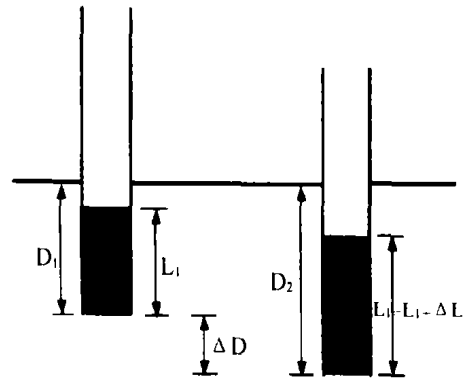


图1 确定增量填充比和土塞长度比

土样制备

1. 土的特性

本文所有标准室模型桩试验均采用次棱角状的汉河石英砂, $D_{10} = 0.17\text{mm}$, $D_{50} = 0.34\text{mm}$ 。根据标准土分类体系, 该砂级配很差(SP), 砂的最大干密度在砂土典型范围的最小值附近, 其最大和最小干重度分别是 15.89 和 13.04kN/m^3 。

为确定砂土的物理力学指标进行了一系列室内试验, 试验结果见表1。砂土内摩擦角和砂土与钢材之间的相对摩擦角由直接剪切试验得到, 对应的正应力为 $40 \sim 240\text{kPa}$ 。相对密度 D_r 为 23, 56, 90% 情况下, 砂土的峰值摩擦角分别为 $34.8, 38.2, \text{和 } 43.4^\circ$, 临界状态摩擦角为 33.7° 。钢铁和砂土间的峰值摩擦角在 $D_r = 23, 56, \text{和 } 90\%$ 情况下分别为 $17.0, 17.5, \text{和 } 18.4^\circ$, 临界状态摩擦角为 16.7° 。这个角度比通常报道的数值要低, 因为试验桩由不锈钢管制成, 表面非常光滑。

试验砂土的特性

表1

参数	大小
均匀系数 C_u	2.21
级配系数 C_c	1.23
最大孔隙比 e_{max}	0.986
最小孔隙比 e_{min}	0.629
最小干密度 $\gamma_{d,min}$	13.04 kN/m^3
最大干密度 $\gamma_{d,max}$	15.89 kN/m^3
土粒比重 G_s	2.64

峰值摩擦角 Φ_{peak}	34.8 ~ 43.4°
临界状态摩擦角 Φ_c	33.7°
峰值相对内摩擦角 δ	17.0 ~ 18.4°
临界状态相对内摩擦角 δ_c	16.7°

标准室和样品制备

土样在直径 775mm, 高 1250mm 的标准室内制备, 所有的模型桩试验都用此土样。为模拟不同的现场应力条件, 在标准室的底部和内壁放置了两块可以独立控制的橡皮膜。每次试验过程中, 施加在两块橡皮膜上的固结压力通过稳压装置控制保持为常量。

土样通过常水头渗流方式来制备的, 为控制渗流均匀性和下落速度, 土体颗粒下落时通过砂滤器, 砂滤器由第 8 和第 10 级滤网组成, 土样的 D_r 为 23, 56 和 90%。制备完成后, 约 30 小时内通过传递到橡皮膜的压缩空气使土样固结, 达到拟定应力状态。

标准室内的量测结果会受尺寸效应的影响。许多研究者尝试估算试验所需标准室的大小, 使边界条件对桩承载力或者圆锥贯入阻力的影响可以忽略不计。为使尺寸效应对圆锥贯入阻力的影响在可以接受的范围内, Parkin 和 Lunne (1982) 建议以 50 倍的圆锥直径作为最小的标准室直径。Salgado et al. (1998) 根据圆孔扩张理论, 发现最小的标准室直径应为 100 倍的圆锥直径。本文研究中标准室和桩的直径分别为 775mm 和 42.7mm。室侧壁距离桩轴线 18.2 倍桩径, 室底部距离桩基底部最大深度以下 23.0 倍桩径。根据上述尺寸效应影响研究成果, 如果尺寸效应对桩承载力的影响可以忽略不计, 则本研究中标准室的尺寸不够大。此外柔性边界使得径向应力比实际值低, 因此本文还进行了低于现场桩承载力实测值的试验研究; 对尺寸效应进行修正也是必需的, 这将在后面讨论。

模型桩和试验过程

1. 模型桩

开口桩通常以部分土塞的模式打入砂土中, 它的承载力由土塞承载力, 环形部分承载力和桩身侧摩阻力组成。为了将这三部分分开, 本试验中采用了贴有测量元件的双壁桩, 其模型图见图 2。这个模型桩是由两根不同直径的光滑不锈钢管组成, 外径为 42.7mm, 内径为 36.5mm, 长为 908mm。

试验桩壁厚度比实际常用的要厚。Szechy (1959) 研究表明两根不同壁厚的桩, 土塞程度和承载力相差不大 (承载力仅随壁厚稍有增加); 壁厚对桩击入阻力影响很大。因此本文报

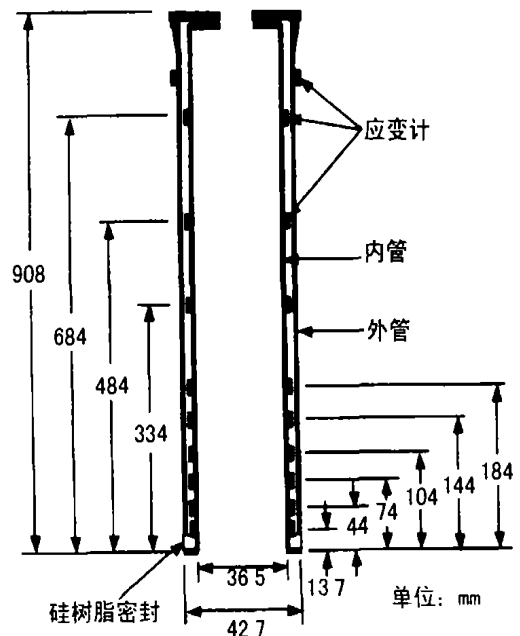


图 2 模型桩示意图

道的试验桩承载力很可能要比现场观测的值要大,但差别甚微。

为了从沿着内管的荷载传递曲线量测桩底承载力(土塞和环向承载力之和),在内管外壁9个不同高度处贴了18个应变计。同时为了测量侧摩阻力,在外管的外壁贴了两个应变计。外管和桩尖4mm的缝用硅树脂密封,防止基底荷载传递到外管上,因此外管仅承受侧向荷载。

许多学者用线性外推法将基底承载力分为土塞和环向承载力(Paik & Lee,1993;Choi & O'Neill,1997;Lehane & Gavin,2001)。严格讲只有从下面倒数第二个应变计到桩底这段距离内,桩与土塞间的单位内摩擦力保持为常量时,这种方法才会适用,如图3所示。实际上,桩和土塞间的单位内摩擦力在桩底附近会急剧增加。因此线性外推法会过高估计环向承载力,而且随着最低处应变计和桩底间的距离增大误差会更大。为避免此不确定性,本文用基底承载力,而不是分别用土塞和环向承载力,分析试验结果。基底承载力由位于内管上部的应变计量测得的竖向荷载为极限值(图3)。

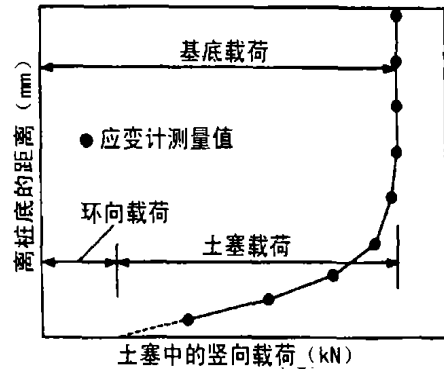


图3 土塞和环向承载力的确定(KN)

模型桩试验概况

表2

试验标号	初始相对密度(%)	初始竖向应力(kPa)	初始水平向应力(kPa)	初始土压力系数
HLL	90	39.2	39.2	1.0
HML	90	68.6	39.2	0.6
HHL	90	98.1	39.2	0.4
HHM	90	98.1	68.6	0.7
HHH	90	98.1	98.1	1.0
MHL	56	98.1	39.2	0.4
LHL	23	98.1	39.2	0.4

试验计划

在三种不同相对密度和五种不同应力状态的干砂中进行7根模型桩试验。每次试验用三个字母(H高,M中等,L低)表示,分别表示土样相对密度、竖向应力和水平向应力水平。试验情况列于表2内。有五根模型桩在 $D_r = 90\%$,且五种不同的应力状态下进行。两根模型桩在松散和中密的土样中进行,竖向固结压力和水平向固结压力分别为98.1kPa和39.2kPa。重39.2N的锤从500mm高的地方落下将模型桩击入土中。打桩过程中为计算IFR,每隔40mm就要测量土塞长度和桩刺入深度,这个距离大约等于桩

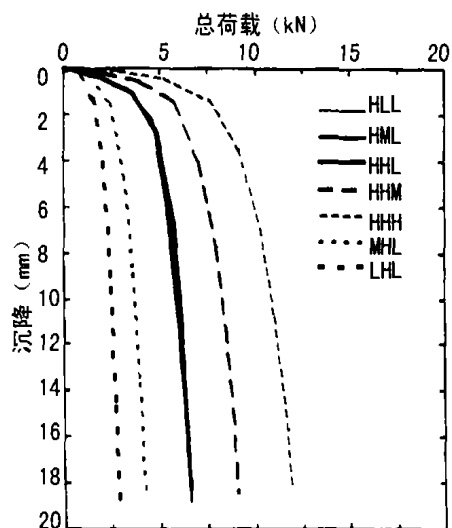


图4 模型桩的荷载-沉降曲线

径的94%。打桩过程中土塞长度的变化通过从桩顶开口处引入的尺子测量(见图2)。为了测量土塞长度,每次打桩操作不超过1分钟。桩底深度为250,420,590,和760mm时进行桩的静载荷试验。载荷试验持续到桩的沉降达到约19mm(桩径的44%),对应于此沉降值,所有试验桩均达到土塞极限状态(图4)。每根试验桩的极限荷载定义为对应于沉降为4.27mm时的荷载,对应于桩径的10%。施加于桩头的总荷载由压力盒测量,桩头沉降由两个数字量表测量。模型桩的具体情况、土样制备,和试验计划见 Paik & Lee(1993)。

模型桩试验结果

1. 桩的击入性

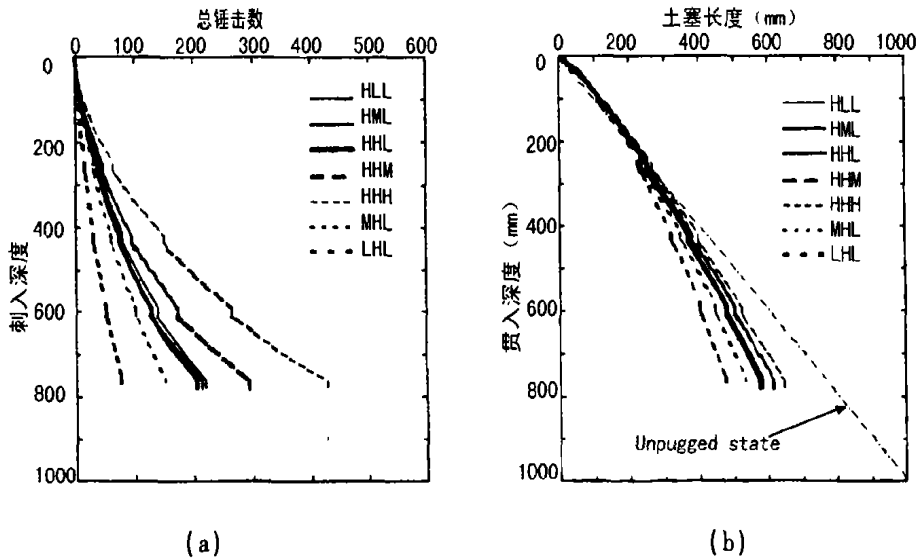


图5 打桩试验结果:(a)锤击数;(b)土塞长度

图5(a)为所有试验桩的贯入深度和锤击数图。从图中可以看出,每单位贯入深度的锤击数随着贯入深度的增加而增加,因为打桩过程中,作用在桩底和桩侧的阻力总的来说随着贯入深度不断增加。施加在土样上的竖向应力对总的锤击数影响很小。但是,桩打入一定深度所必需的锤击数随水平应力的降低急剧减小。从图5也可以看出,桩打到某一设定深度所必需的锤击数随相对密度的增加而增加。

2. 土塞效应

开口桩的土塞程度严重影响着桩的工作性状。IFR 是一个描述土塞程度非常好的指标。在模型桩试验中贯入深度每增加40mm就测量一次IFR。土塞长度随桩贯入深度的变化见图5(b)。从图可见,在相同的相对密度下,打桩时形成的土塞长度随土样水平向应力的增加而增加;当应力水平一样时,则随相对密度增加。同时可以看到,在静载荷试验中,不管土样的初始条件和打桩时的土塞程度如何,每根桩均为完全土塞模式。静载荷试验在图5(b)中表示为短的竖直线,这意味着贯入深度不断增加而土塞长度却保持不变。

图6为IFR随土体状态(相对密度,竖向应力和水平向应力)的变化情况。图6(a)是 $\sigma_v' = 98.1 \text{ kPa}$, $K_0 = 0.4$ 情况下IFR随 D_R 的变化图。图6(b)是 $D_R = 90\%$, $\sigma_h' = 39.2 \text{ kPa}$ 情况下,IFR随 σ_v' 的变化图。图6(c)是 $D_R = 90\%$, $\sigma_v' = 98.1 \text{ kPa}$ 情况下,IFR随 σ_h' 的变

化图。可以看到,IFR 随相对密度和水平向应力的增加显著增加。IFR 的这些变化表明打桩过程中随土体相对密度和应力水平的增加,土塞的压缩会减小。然而 IFR 对施加于土样上的竖向应力变化却不太敏感。这就意味着,在相同的 D_R 和 σ_v' 下,对于超固结砂土开口桩的 IFR 要比正常固结砂土高。

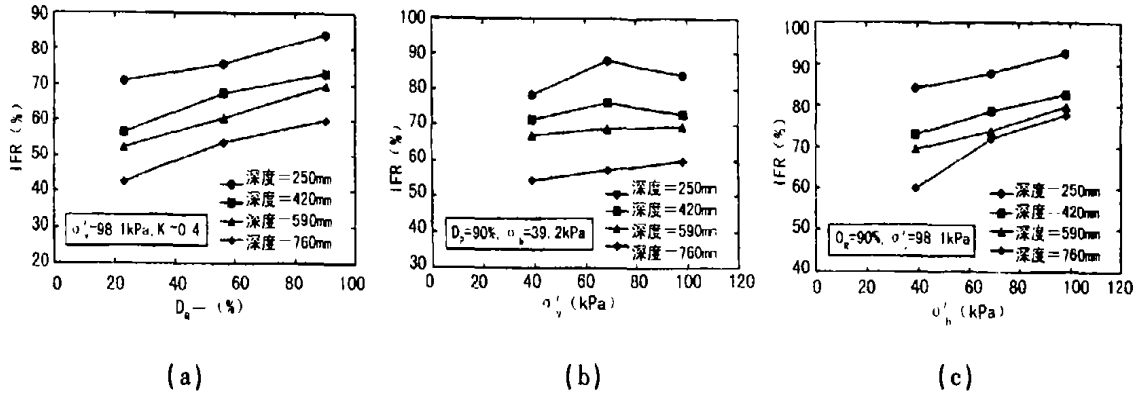


图6 增量填充比随(a)相对密度的变化, $\sigma_v' = 98.1 \text{ kPa}$, $K_0 = 0.4$; (b)随竖向应力的变化, $D_R = 90\%$, $\sigma_h' = 39.2 \text{ kPa}$; (c)随水平向应力的变化, $D_R = 90\%$, $\sigma_v' = 98.1 \text{ kPa}$

图7 为本文试验 IFR 随土塞长度比 (PLR) 的变化结果及 Szechy (1959); Klos & Tejchman (1977); Bruzy et al. (1991); 和 Paik et al. (2002) 试验结果。PLR 定义为土塞长度与桩贯入深度的比值,如下式(见图1):

$$PLR = \frac{L}{D} \tag{2}$$

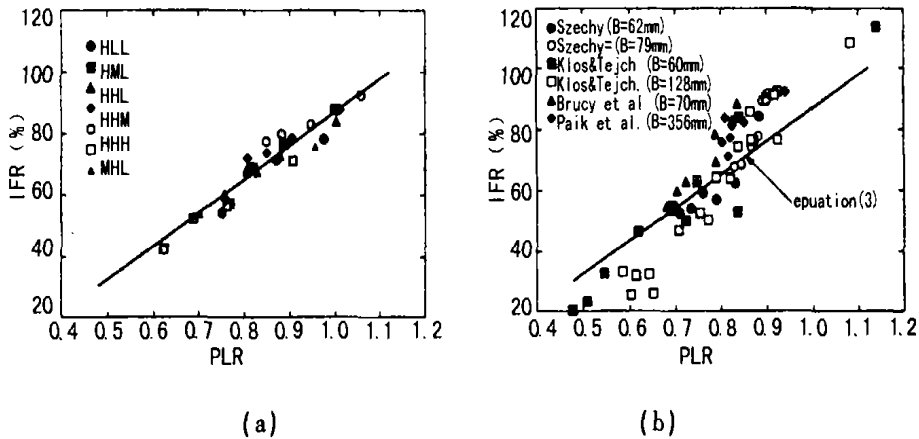


图7 土塞长度随增量填充比的变化(a)标准室试验(b)其它试验结果

在图7(b)中,Paik et al. (2002)的数据由直径为356mm的桩打入水下密实砂中的足尺试验得到。其它数据由不同直径的模型桩打入疏松至中密干砂中获得(每根桩的直径在图中标出)。由图7(a)可见,最深贯入处测量的 IFR 随 PLR 增加而线性增加。标准室试验中的 IFR 和 PLR 之间的关系可以表达为:

$$IFR(\%) = 109 \times PLR - 22 \tag{3}$$

当 PLR 大于0.8时,此式会略微低估 IFR 值;当 PLR 小于0.7时会稍稍高估 IFR 值,如图7(b)所示。一般来说,较 PLR 而言,IFR 可以更好地表示土塞的程度(Paikowsky et al., 1989; Paik & Lee, 1993)。但现场 PLR 比 IFR 容易测量。因此如果现场只测量 PLR,公式(3)可用来估算 IFR 值。

基底和侧摩阻力承载力

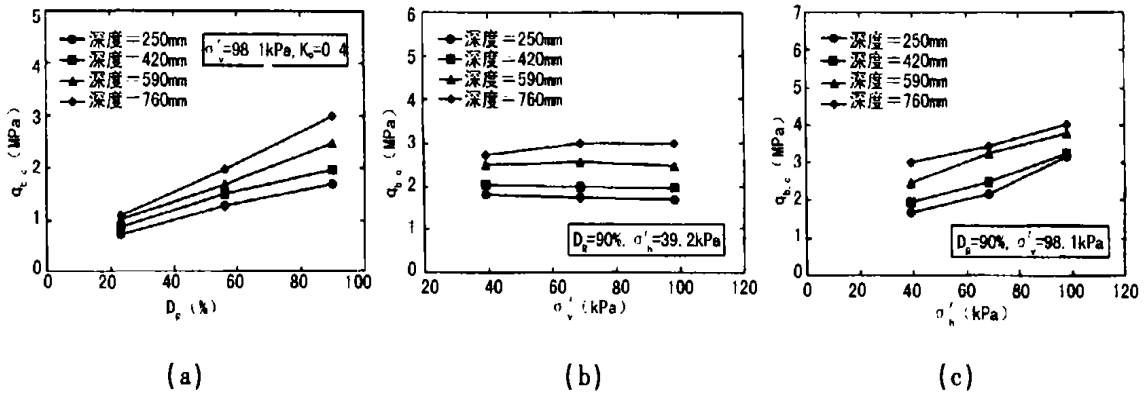


图8 单位基底反力随(a)相对密度变化 $\sigma'_v = 98.1 \text{ kPa}$, $K_0 = 0.4$; (b) 竖向应力变化 $D_R = 90\%$, $\sigma'_h = 39.2 \text{ kPa}$; (c) 随水平向应力变化 $D_R = 90\%$, $\sigma'_v = 98.1 \text{ kPa}$ 。

标准室试验中测量的单位极限端阻力 $q_{b,c}$ 随相对密度的变化(当 $\sigma'_v = 98.1 \text{ kPa}$ 和 $K_0 = 0.4$ 时)、竖向应力的变化(当 $D_R = 90\%$ 和 $\sigma'_h = 39.2 \text{ kPa}$ 时)、水平应力的变化(当 $D_R = 90\%$ 和 $\sigma'_v = 98.1 \text{ kPa}$ 时)见图8。很明显,单位极限端阻随相对密度和水平应力增加显著增加;对竖向应力的变化却不是敏感。这与 Baldi et al. (1981); Houlsby & Hitchman (1998) 和 Vipulanandan et al. (1989) 的试验结果一致,这表明圆锥贯入阻力是侧向有效应力的函数。

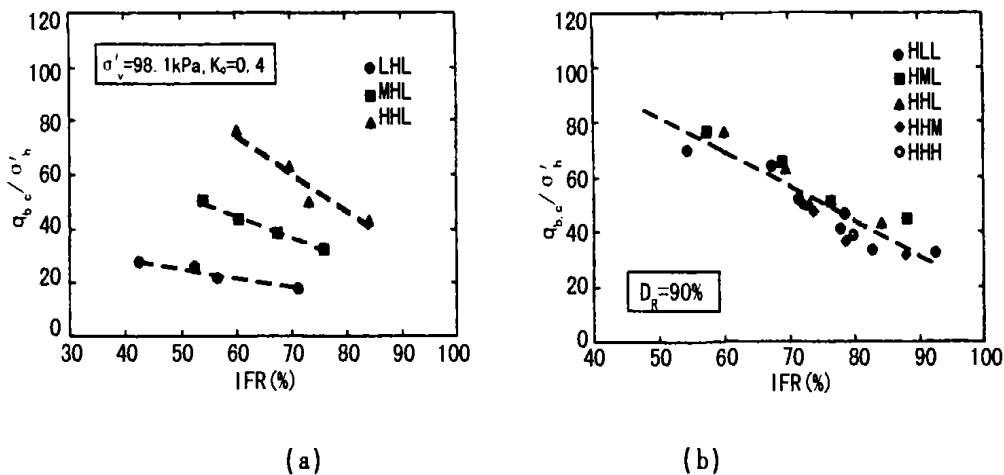


图9 归一化的基底反力随增量填充比的变化 (a) $\sigma'_v = 98.1 \text{ kPa}$, $K_0 = 0.4$; (b) $D_R = 90\%$ 。

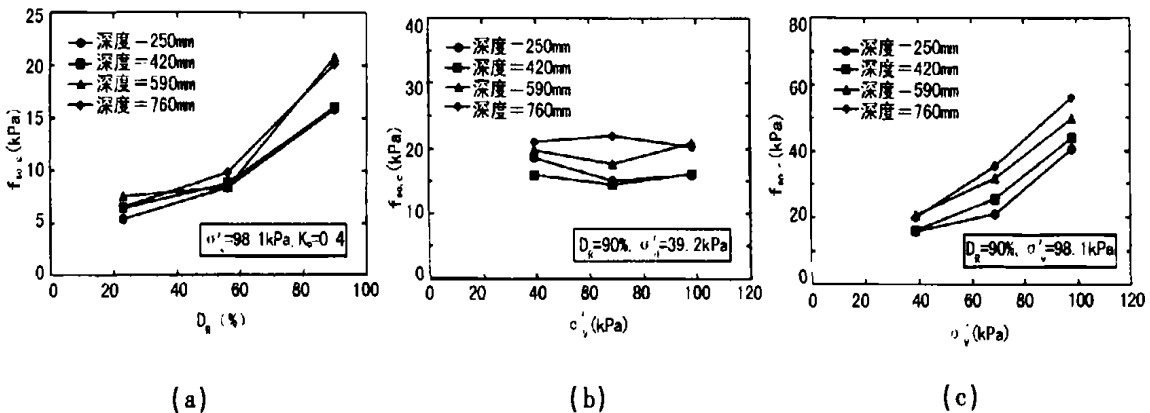


图10 单位侧摩阻力随 (a) 相对密度变化 $\sigma'_v = 98.1 \text{ kPa}$, $K_0 = 0.4$; (b) 竖向应力变化 $D_R = 90\%$, $\sigma'_h = 39.2 \text{ kPa}$; (c) 随水平向应力变化 $D_R = 90\%$, $\sigma'_v = 98.1 \text{ kPa}$ 。

图9是用水平向应力归一化后的单位极限端阻在不同相对密度下随IFR的变化情况,及密砂中的单位极限端阻随IFR的变化图。从图9(a)和(b)可见,开口桩的单位极限端阻随IFR减小而增加,其变化速率随 D_r 增加。同时也可以看到,相同的IFR下单位极限端阻力随相对密度的增加而增加。

图10表示了标准室试验中单位极限侧摩阻力随相对密度、竖向应力和水平向应力的变化。与单位极限端阻的观测结果类似,开口桩单位极限侧摩阻力随相对密度和水平向应力增加而增加,对竖向应力的变化反应不大。由图10(c)可见,单位极限侧摩阻力与水平向应力成线性关系。各试验桩的极限端阻和侧阻见表3。

模型桩试验结果和尺寸影响因子总结

表3

试验标志	试验深度	土塞长度 (mm)	IFR(%)	PLR	端阻(kN)	侧阻(kN)	尺寸影响因子	
							端阻	侧阻
HLL	256	250	78.4	0.98	2.60	0.63	0.50	0.54
	420	366	71.4	0.87	2.91	0.90	0.49	0.51
	592	478	67.0	0.81	3.59	1.57	0.48	0.50
	760	571	54.4	0.75	3.91	2.13	0.46	0.49
HML	250	251	88.0	1.00	2.50	0.50	0.52	0.54
	420	373	76.3	0.89	2.85	0.81	0.50	0.52
	589	483	69.0	0.82	3.67	1.39	0.48	0.50
	760	583	57.4	0.77	4.30	2.23	0.47	0.49
HHL	250	251	84.2	1.00	2.42	0.53	0.51	0.54
	420	369	73.0	0.88	2.81	0.90	0.49	0.51
	590	477	69.5	0.81	3.54	1.65	0.48	0.50
	758	575	60.0	0.76	4.29	2.05	0.47	0.49
HHM	252	255	87.9	1.01	3.09	0.70	0.52	0.55
	420	381	78.6	0.90	3.57	1.45	0.50	0.52
	591	501	73.9	0.85	4.66	2.49	0.49	0.51
	761	614	72.1	0.81	4.91	3.60	0.49	0.50
HHH	251	266	92.6	1.06	4.53	1.36	0.53	0.56
	420	398	82.9	0.95	4.66	2.46	0.51	0.53
	590	521	79.8	0.88	5.40	3.93	0.50	0.52
	760	644	77.8	0.85	5.78	5.70	0.50	0.51
MHL	247	236	75.9	0.96	1.82	0.28	0.53	0.58
	419	347	67.4	0.83	2.17	0.49	0.51	0.55
	589	445	60.5	0.76	2.41	0.65	0.50	0.53
	757	532	53.9	0.70	2.82	1.00	0.49	0.52
LHL	247	224	71.1	0.91	1.01	0.18	0.61	0.66
	419	319	56.5	0.76	1.23	0.36	0.58	0.62
	581	401	52.4	0.69	1.46	0.59	0.57	0.60
	756	472	42.6	0.62	1.56	0.66	0.56	0.59

标准室的试验结果尺寸效应修正

1. 桩径调整

由于尺寸效应影响,标准室内测得桩承载力与现场测试结果不同。为了把标准室的试

验结果用于现场桩承载力的计算,每个标准室试验都要进行尺寸修正,为估计标准室大小影响,需要使用室大小与模型桩等效直径的比值。开口桩的等效直径指与其体积相同实心桩的直径。开口桩的等效直径随土塞程度变化,因为由于打桩引起的桩周土位移随 IFR 减小而增加(Randolph et al., 1979)。例如,如果桩以完全空心模型打入,等效桩径就由环形面积计算;如果桩以完全土塞模式打入,就用桩的总横截面积计算。对于部分土塞模式,等效桩径根据 IFR 值内插计算,数学表达式总结如下:

$$\text{如果 } IFR \geq 100\% \quad d_p = \sqrt{(d_0^2 - d_1^2)} \quad (4a)$$

$$\text{如果 } IFR = 0\% \quad d_p = d_0 \quad (4b)$$

$$\text{如果 } 0\% \leq IFR \leq 100\% \quad d_p = d_0 - [d_0 - \sqrt{(d_0^2 - d_1^2)}] \times \frac{IFR(\%)}{100} \quad (4c)$$

式中 d_p - 等效桩径;
 d_0 - 桩外径;
 d_1 - 为桩内径。

考虑到开口桩的打桩机理,桩端极限承载力取决于最深处测得的 IFR 值。侧摩阻力与打桩过程中测得的平均 IFR 有关,等于桩最大入土深度处的 PLR 值。因此本文的研究中,每次试验的等效桩径均由式(4)计算。桩贯入深度处的 IFR 和 PLR 分别用来修正桩端承载力和桩侧承载力。

现场桩承载力

Salgado et al. (1998)对标准室大小对桩在砂土中圆锥贯入阻力的影响进行理论分析,将尺寸效应表达为土体状态(D_R 和 σ_h)和容器尺寸与桩径比的函数。根据他们的结果(这些结果同样适用于位移桩),对正常固结砂土, $D_R = 23, 56, 90\%$, 且直径比在 10 ~ 45 范围内时,室内试验结果与现场的结果之比 $q_{c,cc} / q_{c,ff}$ 可以用下式估算:

$$D_R = 23\% \quad \frac{q_{c,cc}}{q_{c,ff}} = [1.08 \times 10^{-2} \times (\frac{D_c}{d_p} + 0.31)] \quad (5a)$$

$$D_R = 56\% \quad \frac{q_{c,cc}}{q_{c,ff}} = [1.02 \times 10^{-2} \times (\frac{D_c}{d_p} + 0.24)] \quad (5b)$$

$$D_R = 90\% \quad \frac{q_{c,cc}}{q_{c,ff}} = [7.79 \times 10^{-3} \times (\frac{D_c}{d_p} + 0.27)] \quad (5c)$$

式中 $q_{c,cc}$ - 标准室实验测得的圆锥贯入阻力;
 $q_{c,ff}$ - 现场圆锥贯入阻力;
 D_c/d_p - 室的尺寸与等效桩径比。

由式(5)估算的容器大小对端阻和侧阻的影响因子列于表 3,那么用室内试验的桩承载力除以相应的尺寸影响因子就可以得到现场桩的承载力。

开口桩承载力新公式

1. 桩端承载力

图 11 为现场打入不同的相对密度砂土中的单位极限桩端承载力随 IFR 的变化情况(用水平向应力进行归一),从图中可以看出,归一化后的现场单位极限端阻随 IFR 的增加线性增加。 q_{bf}/σ_h' 和 IFR 的关系可以通过系数 $r^2 = 0.82$ 表达如下:

$$\frac{q_{bf}}{\alpha\sigma_h'} = 326 - 295 \times \frac{IFR(\%)}{100} \tag{6}$$

式中, α 是相对密度的函数,可从室内试验得到的,对密实砂土取 1.0;对中密的砂取 0.6;对松砂取 0.25。完全土塞情况下 (IFR = 0),此时桩相当于闭口桩,在正常固结密砂中 $K_0 = 0.4$ 的情况下,现场单位端阻可表达为 $q_{bf} = 326\sigma_h' = 130\sigma_v'$,这与加拿大基础工程手册 (CGS1992) 提出的闭口桩在密实砂土的单位基底承载力是一致的。为用式(6)预测开口桩的单位基底承载力,有必要知道最大贯入深度处的 IFR 或土塞长度(IFR 可由式(3)计算)。打桩过程中如何测量 IFR 将在后面部分介绍。需要注意的是,式(6)仅适用于打入砂土的桩,对振动锤击法打入的桩不适用。

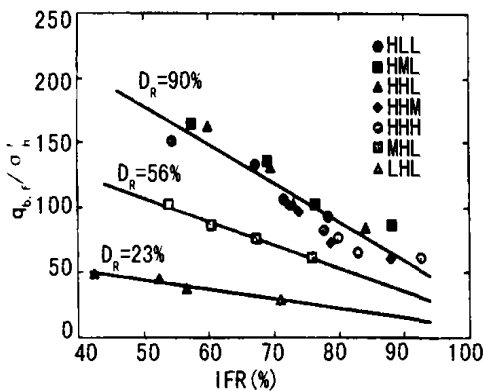


图 11 归一化的现场单位基底承载力随增量填充比的变化

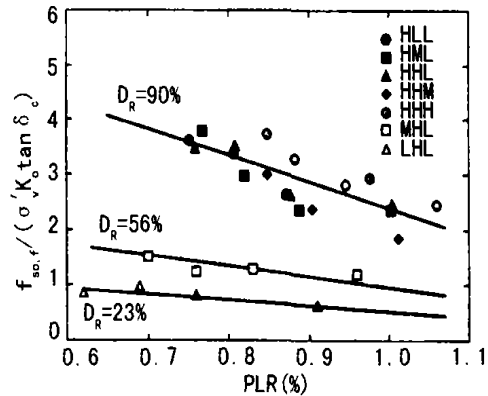


图 12 归一化的现场单位侧摩阻力随增量填充比的变化

桩身承载力

不同的相对密度下,用 $K_0\sigma_h'tg\delta_c$ 归一化后,模型桩的现场平均单位极限侧摩阻力 f_{sof} 随 PLR 的变化见图 12。从图中可以看出,归一化后的现场单位极限侧摩阻力随 PLR 减小而增加。打入密实砂土中的桩现场单位侧摩阻力可以用下式表达:

$$\frac{f_{sof}}{(K_0\sigma_v'tan\delta_c)\beta} = 7.2 - 4.8 \times PLR \tag{7}$$

- 式中
- f_{sof} - 平均的现场单位极限侧摩阻力;
 - K_0 - 打桩前的侧向土压力系数;
 - σ_v' - 整个贯入深度范围内平均的竖向应力;
 - δ_c - 桩土间的临界摩擦角;
 - β - 为相对密度的函数。

β 可从室内试验得到的,对于密砂其值为 1.0;对于中密砂其值为 0.4;对于松砂其值为

0.22。对正常固结密砂, $K_0 = 0.4$ 的情况下, 闭口桩归一化后的单位极限侧摩阻力等于 7.2。这也意味着打入密实砂土中的桩, 其侧向土压力是打桩前的 7.2 倍, 这与加拿大基础工程手册 (CGS 1992) 对打入正常固结密实砂土中的钢桩 ($\delta = 20^\circ$) 提出的侧向土压力系数 $K_0 = 2 - 3$ 一致。

新经验公式的应用

1. 现场载荷试验

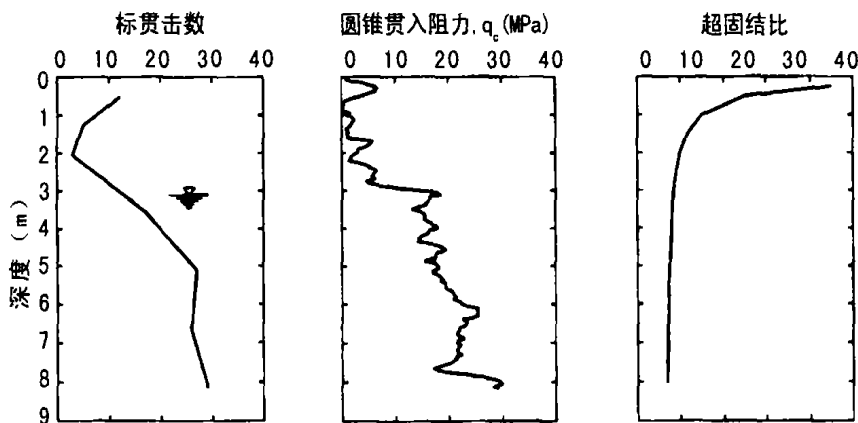


图 13 圆锥贯入试验和标贯试验结果以及超固结比

本文在印度北部 Lagrange 郡对贴有测量仪器的开口桩进行了足尺现场静载试验。这个场地的土为砾砂土, 最大和最小干重度分别为 18.64 和 15.61 kN/m^3 。打桩前除去上面 2.0 m 的覆盖层。地下水位在地表面下 3.0 m 处。标准贯入和圆锥贯入试验结果表明砂砾土的上部 3.0 m 为松散状态 ($D_r \approx 30\%$), 以下土层处于密实至到非常密实状态 ($D_r \approx 80\%$), 如图 13。需要注意的是, 打桩和试验前土层已被移去一部分, 因此图 13 中不含这层数据。超固结比 (OCR) 也可见图 13, 它是深度的函数。

试验桩为贴有测量仪器的双层开口桩, 由两个不同直径的桩管组成, 见图 14。开口桩外径 356 mm , 壁厚 32 mm 。为了直接测量端阻和侧阻, 20 个应变计贴在内管的外表面, 18 个应变计贴在外管的外表面。用一个柴油锤将开口桩打入 7.04 m , 锤重 18.2 kN , 最大落距 3.12 m 。打桩过程中用两个重物块不断地测量土塞长度, 这两个重物用钢丝绳相连 (如图 15)。较重的一块放在土塞

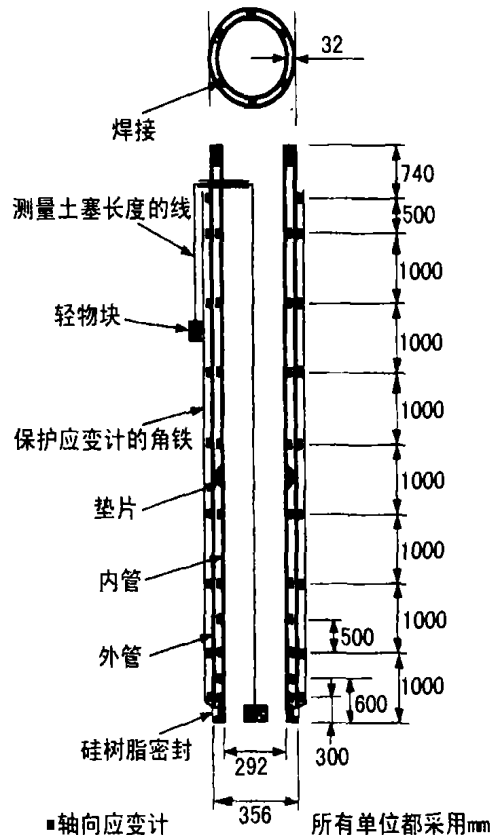


图 14 足尺试验桩的示意图

表面,较轻的那个悬在桩外。刻在桩外表的尺子可以测量土塞长度。最深处桩的 IFR 为 77.5%,表明桩为部分土塞,PLR 为 0.82。

静载试验中施加在桩上的荷载用 2MN 的压力盒测量,桩头的沉降用两块数字量表测量。打桩前和静载试验前分别将所有的应变计设置为零,就可以分别测量打桩后的残余荷载和静载试验中桩的端阻和侧摩阻力。荷载以 147kN 的增量施加于桩头,接近极限荷载时,荷载增量减小至 49-98kN。每级荷载持续到桩的沉降速率稳定为止(低于 0.5mm/h)。每级荷载下在 5,15,35,55,75,95 和 120min 时测量桩头沉降。当沉降在 120min 内不稳定时,只测量稳定后的沉降。同样,贴在内管和外管上的应变计值也在桩头沉降稳定后测量。

2. 静荷载试验结果

图 16 是足尺开口桩端阻和侧阻的荷载-沉降曲线。从图中可以看出,侧阻在最后一级荷载施加前已经达到极限值。极限总承载力和基底承载力由沉降量达到 35.6mm 对应的荷载确定,此沉降量大约等于桩径的 10%。不考虑残余荷载的极限端阻和侧阻承载力分别为 715 和 310kN。考虑残余荷载的极限端阻和侧阻承载力分别为 886 和 139kN。实际应用时很难考虑残余荷载。每次打桩都会引起残余荷载,但是它的大小受诸多因素影响,对打入不同砂土地场的桩,用已对残余荷载修正了的单位端阻和侧阻来设计,必须对残余荷载进行估算,这在实际应用很难做到。因此,笔者就像通常所做的那样,用没有对残余荷载进行修正的值确定侧阻和端阻设计值。

承载力计算值和实测值的对比

试验桩的承载力用本文提出的经验公式进行预测。土层由于上部覆盖土层的剥除而处于超固结状态,因此侧向土压力系数可以用下式来计算(Mayne & Kulhawy, 1982):

$$K_0 = (1 - \sin\phi) \text{OCR}^{\sin\phi} \quad (8)$$

松砂和密砂的饱和重度分别为 $\gamma_{sat} = 20.1\text{kN/m}^3$ 和 21.2kN/m^3 。平均粒径为 0.4mm。

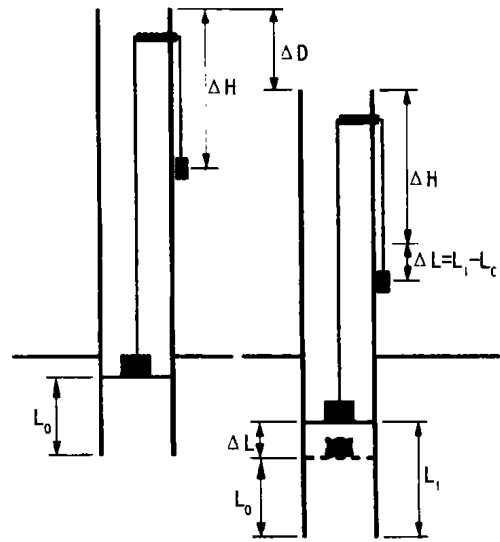


图 15 打桩过程中土塞长度的测量

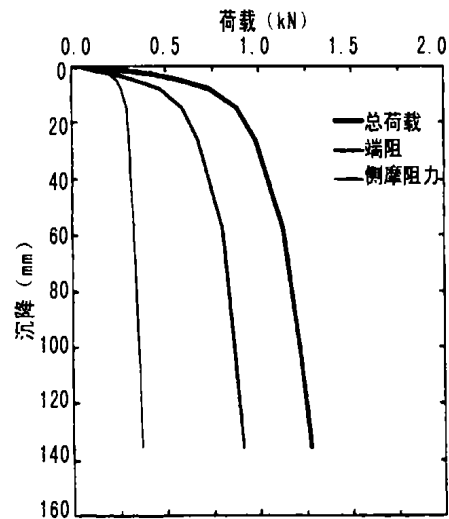


图 16 现场桩荷载试验的荷载-沉降曲线

从三轴压缩试验得到的砂土临界状态摩擦角为 $\Phi_c = 33.3^\circ$; 桩和砂土间的相对摩擦角取为 $\delta_c = 2\Phi_c/3 = 22.2^\circ$, 这对典型的管桩是足够的。在桩底处 $OCR = 1.41$, 用式(6)计算得到的 K_0 等于 0.55, 极限基底承载力 Q_{base} 可由下式得到:

$$\frac{q_{b,f}}{\alpha\sigma'_h} = 326 - 295 \times \frac{IFR(\%) }{100} = 326 - 295 \times \frac{77.5}{100} = 97.4$$

$$Q_{base} = q_{b,f}A_b = 97.4 \times \alpha\sigma'_h \left(\frac{\pi \times d_0^2}{4} \right)$$

$$= 97.4 \times (1.0) \times (0.55 \times 101.2) \times (0.0995) = 539.4 \text{ kN}$$

用式(7)可以计算极限侧摩阻力。计算中 β 值对上面的 3m 松砂取 0.3, 对 3m 以下的密砂取 1.0。计算中考虑 K_0 沿整个桩长随 OCR 变化, 总结如下:

$$\frac{f_{so,f}}{(K_0\sigma'_v \tan\delta_c)\beta} = 7.2 - 4.8 \times PLR = 7.2 - 4.8(0.82) = 3.26$$

$$Q_{shaft} = f_{so,f} \times A_{sa} = 3.26 K_0 \sigma'_v \tan\delta_c \beta (\pi d_0 D)$$

$$= 3.26 \Sigma (\beta_i K_{0i} \sigma'_{vi} D_i) \pi d_0 \tan\delta_c$$

$$= 3.26 \times (0.3 \times 63.4 + 1.0 \times 191.3) \times \pi \times (0.356) \tan 22.2^\circ$$

$$= 312.9 \text{ kN}$$

其中 D 为桩的贯入深度。因此总的极限荷载可以计算如下:

$$Q_{total} = Q_{base} + Q_{shaft} = 539.4 + 312.9 = 852.3 \text{ kN}$$

用式(6)和(7)预测的端阻和侧摩阻力分别为载荷试验中实测极限值的 75.4% 和 100.9%。如图 17 所示, 预测的承载力 $Q_{total} = 852.3 \text{ kN}$ 与实测值很接近, 是一个保守的估计值。

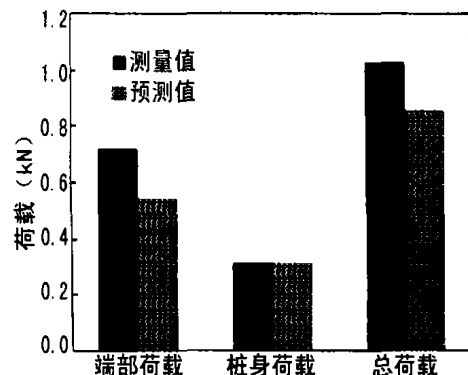


图 17 承载力预测值与实测值对比

总结和结论

开口桩承载力受土塞程度影响, 土塞程度可以用 IFR 表示。大多数开口桩的设计标准并没考虑其承载力随 IFR 变化, 目前也没有提出打桩过程中测量 IFR 的标准方法。本文在标准室内进行了模型桩试验, 研究 IFR 对桩承载力的影响, 并根据试验结果提出了新的桩承载力两个组成部分(端阻和侧阻)和 IFR 的经验关系式。

从模型桩的试验结果可以看出, IFR 随相对密度和水平向应力减小而减小, 而与竖向应力关系不大。同时也可以看出 IFR 随土塞长度与贯入深度的比值 PLR 增加而线性增加, 由 PLR 可以得到 IFR。单位基底承载力有随 IFR 减小而增加的趋势, 其增加速率随相对密度的增加而增加。用水平应力归一化后的单位侧阻随 IFR 减小而增加, 但随相对密度的增加而增加。

本文在砾砂中进行了开口桩的足尺载荷试验, 桩上布置了测量元件, 打桩过程中不断测量 IFR。为验证公式预测结果的准确性, 将这些公式用于载荷试验, 根据计算值与试验结果的对比, 可以看出, 运用本文提出的计算公式可以得到满意的预测结果。