复合地基
理论及工程应用

龚晓南　编著

2

中国建筑工业出版社

作者简介

龚晓南博士，男，汉族，浙江省金华人，生于1944年10月，1967年清华大学工民建专业毕业，毕业后，在国防科委8601工程处从事大三线建设，1978年考入浙江大学攻读硕士，1981年获硕士学位，1984年9月12日通过答辩成为我国岩土工程专业自己培养的第一位博士，毕业后留校任教，1986年春晋升副教授，年底获德国洪堡奖学金赴Karlsruhe大学从事博士后研究，1988年春回国，同年破格晋升为教授，1993年聘为岩土工程博士导师，曾任土木系系主任(1994－1999)，主要社会兼职有：中国土木工程学会理事，全国高等土木工程学科专业指导委员会委员，全国高等教育土木工程专业评估委员会委员，金华博士联谊会会长，《地基处理》编委会主任，《土木工程学报》、《岩土工程学报》杂志编委等，已出版著作(包括主编、参编)20余部，主编学术论文集19部，已发表论文298篇。

ISBN 7-112-05299-8

9 787112 052998 >

(10913) 定价：18.00元

封面设计：王　显

复合地基理论及工程应用

龚晓南　编著

A1031095

中国建筑工业出版社

图书在版编目(CIP)数据

复合地基理论及工程应用/龚晓南编著．—北京：
中国建筑工业出版社，2002
ISBN 7-112-05299-8

Ⅰ．复… Ⅱ．龚… Ⅲ．人工地基—研究
Ⅳ．TU472

中国版本图书馆CIP数据核字(2002)第067188号

复合地基理论及工程应用
龚晓南 编著
*
中国建筑工业出版社出版、发行(北京西郊百万庄)
新 华 书 店 经 销
北京市兴顺印刷厂印刷
*
开本：850×1168毫米 1/32 印张：12 字数：319千字
2002年11月第一版 2002年11月第一次印刷
印数：1—2,000册 定价：18.00元
ISBN 7-112-05299-8
TU·4945 (10913)
版权所有 翻印必究
如有印装质量问题，可寄本社退换
(邮政编码 100037)
本社网址：http://www.china-abp.com.cn
网上书店：http://www.china-building.com.cn

本书较全面地介绍了作者和他的学生在复合地基理论和实践方面的研究成果，对作者已出版的《复合地基》一书中形成的复合地基理论框架作了补充和完善，较全面地介绍了复合地基技术的新发展和工程应用，对发展中存在问题也作了论述。全书分十章：绪论，土和复合土的基本性状，桩体复合地基承载力，水平向增强体复合地基承载力，复合地基沉降计算，复合地基优化设计和按沉降控制设计，基础刚度对复合地基性状影响，复合地基在地基基础工程中的地位和评价，复合地基振动反应和地震响应，复合地基工程应用及实例。本书可供土木工程师学习、应用复合地基技术时参考，也可用作土木工程类专业研究生教学参考书。

*　　*　　*

责任编辑　黎　钟　赵梦梅

前　言

今天对土木工程师，复合地基已不是陌生的词汇，但是对什么是复合地基，无论是学术界，还是工程界至今尚无比较统一的认识。复合地基是一个新概念，正在不断发展之中。随着地基处理技术的不断发展和复合地基技术在土木工程建设中应用的推广，各种各样型式的复合地基在工程建设中得到应用，取得了良好的经济效益和社会效益。

1992 年笔者在《复合地基》一书前言中谈到复合地基理论的发展远远落后于复合地基工程实践，十年过去了，这一状况至今尚未得到改变。不仅仅是理论研究进展不快，而且更为主要的是工程实践发展更快。理论研究进展没有工程实践发展快是造成这一状况的根本原因。目前在我国复合地基(composite foundation)、浅基础(shallow foundation)和桩基础(pile foundation)已成为常用的三种基础形式。复合地基在建筑工程、市政工程、道路工程，以及堤坝工程中得到广泛应用。近十几年来，笔者一直在学习、探讨、总结、宣传复合地基理论和实践的进步，促进复合地基技术的推广应用和应用技术水平的提高。本书较全面地总结了笔者在复合地基理论和实践方面的研究成果和心得体会。对笔者在《复合地基》中形成的复合地基理论框架作了补充和完善，较全面地介绍了复合地基技术的新发展和工程应用，对发展中存在的问题也作了论述。笔者认为复合地基的概念随着其实践的发展有一个发展过程。对复合地基概念的认识存在狭义和广义之分。广义复合地基概念侧重在荷载传递机理上来揭示复合地基本质。凡是在荷载作用下，地基中的增强体(桩体)和基体(桩间土)共同直接承担荷载则可归属于复合地基范畴。复合地基是指天然地基在地基处理

过程中部分土体得到增强，或被置换，或在天然地基中设置加筋材料，加固区是由基体（天然地基土体）和增强体两部分组成的人工地基。复合地基能较好地发挥桩和桩间土的承载潜能，因此具有较好的经济效益和社会效益。本书是从广义复合地基概念出发讨论和分析有关问题的。

全书共十章：绪论，土和复合土的基本性状，桩体复合地基承载力，水平向增强体复合地基承载力，复合地基沉降计算，复合地基优化设计和按沉降控制设计，基础刚度对复合地基性状影响，复合地基在地基基础工程中的地位和评价，复合地基振动反应和地震响应，复合地基工程应用及实例。前九章介绍复合地基技术的基本理论，最后一章介绍各类复合地基工程实例，供应用时参考。

作者感谢国家自然科学基金会和浙江省自然科学基金会对复合地基理论研究工作的资助，感谢曾国熙教授和浙江大学岩土工程研究所同事们的鼓励和帮助。书中引用了许多科研、高校、工程单位及研究生的研究成果和工程实例。在成书过程中杨晓军博士，黄明聪博士，曾开华博士，博士研究生褚航，葛忻声等帮助校稿、制图。在此一并表示感谢。

由于作者水平有限，书中难免有错误和不当之处，敬请读者批评指正。

目　　录

前言
第 1 章　绪　论 …… 1
1.1　复合地基概念的发展 …… 1
1.2　复合地基定义和分类 …… 3
1.3　复合地基形成条件 …… 7
1.4　复合地基常用型式 …… 8
1.5　复合地基效用 …… 11
1.6　复合地基破坏模式 …… 13
1.7　复合地基置换率、荷载分担比和复合模量的概念 …… 16
第 2 章　土和复合土的基本性状 …… 19
2.1　概述 …… 19
2.2　土的基本性状 …… 20
2.2.1　土的分类 …… 20
2.2.2　土的应力应变试验与试验曲线 …… 22
2.2.3　土的变形特性 …… 27
2.2.4　土的强度特性 …… 30
2.3　水泥土及其复合土的基本性状 …… 41
2.3.1　水泥土的形成方法及硬化机理 …… 41
2.3.2　水泥土的物理力学性质 …… 42
2.3.3　水泥土-土复合体的强度特性 …… 52
2.3.4　水泥土-土复合体的压缩特性 …… 55
2.3.5　循环荷载作用下水泥土-土复合体性状 …… 59
2.4　灰土基本性状 …… 60
2.4.1　灰土的分类 …… 60
2.4.2　生石灰成分、水化反应及其特性 …… 61
2.4.3　粉煤灰的成分及性质 …… 64

2.4.4 灰土形成方法和加固机理 …… 65
2.4.5 灰土的强度和变形特性 …… 67
2.5 土工合成材料复合土体性状 …… 70
2.5.1 土工合成材料简介 …… 70
2.5.2 土工合成材料的效用 …… 72
2.5.3 加筋土强度特性 …… 73
2.5.4 土工合成材料加筋土地基性状 …… 83
第 3 章 桩体复合地基承载力 …… 100
3.1 概述 …… 100
3.2 承载力计算模式 …… 101
3.3 桩体极限承载力计算 …… 105
3.3.1 桩体刚度对荷载传递规律的影响 …… 105
3.3.2 刚性桩极限承载力计算 …… 108
3.3.3 柔性桩极限承载力计算 …… 108
3.3.4 散体材料桩极限承载力计算 …… 114
3.4 桩间土极限承载力计算 …… 122
3.4.1 桩间土承载力影响因素 …… 122
3.4.2 桩间土极限承载力计算方法 …… 123
3.5 复合地基加固区下卧层承载力验算 …… 123
3.6 桩土荷载分担比和桩土应力比的影响因素 …… 124
3.7 刚性基础下桩体复合地基垫层的效用 …… 128
第 4 章 水平向增强体复合地基承载力 …… 131
4.1 概述 …… 131
4.2 几个承载力计算公式 …… 136
第 5 章 复合地基沉降计算 …… 150
5.1 概述 …… 150
5.2 复合地基沉降计算模式 …… 150
5.3 复合地基有限单元法 …… 161
5.4 复合地基固结分析 …… 165
5.5 刚性桩复合地基沉降计算 …… 167
5.6 柔性桩复合地基沉降计算 …… 168
5.7 散体材料桩复合地基沉降计算 …… 168
5.8 水平向增强体复合地基沉降计算 …… 169

第 6 章　复合地基优化设计和按沉降控制设计 …… 173
6.1　概述 …… 173
6.2　复合地基位移场特性 …… 174
6.3　复合地基优化设计思路 …… 178
6.4　按沉降控制设计理论 …… 180
6.5　复合地基按沉降控制设计 …… 182
第 7 章　基础刚度对复合地基性状影响 …… 184
7.1　概述 …… 184
7.2　基础刚度对复合地基性状影响试验研究 …… 184
7.3　基础刚度对复合地基性状影响数值分析 …… 189
7.4　柔性基础下复合地基垫层的效用 …… 194
第 8 章　复合地基在地基基础工程中的地位和评价 …… 195
8.1　概述 …… 195
8.2　复合地基与地基处理 …… 196
8.3　复合地基与浅基础和桩基础 …… 198
8.4　复合地基与双层地基 …… 201
8.5　复合地基与复合桩基 …… 205
第 9 章　复合地基振动反应和地震响应 …… 207
9.1　引言 …… 207
9.2　复合地基的振动反应分析 …… 207
9.2.1　荷载形式及其在地基中引起的主要问题 …… 207
9.2.2　竖向周期荷载作用下复合地基振动反应分析 …… 208
9.2.3　水平周期荷载作用下复合地基振动反应分析 …… 214
9.3　复合地基的地震响应分析 …… 218
9.3.1　复合地基在地震作用下的线性粘弹性分析 …… 218
9.3.2　复合地基在地震作用下的非线性分析 …… 223
9.3.3　复合地基在地震作用下的有效应力分析 …… 228
第 10 章　复合地基工程应用及实例 …… 240
10.1　概述 …… 240
10.2　砂石桩复合地基 …… 242
[工程实例 1]　烟台工贸大厦振冲碎石桩复合地基 …… 244
[工程实例 2]　茂名石油化工公司大型油罐挤密砂石桩复合地基 … 250

10.3 水泥土桩复合地基 …… 258
[工程实例 1] 岙山大型油罐搅拌桩复合地基 …… 259
[工程实例 2] 南京南湖小区南苑新村搅拌桩复合地基 …… 270
[工程实例 3] 宁波某中外合资工程搅拌桩复合地基 …… 276
10.4 低强度桩复合地基 …… 291
[工程实例 1] 铜陵精矿库二灰混凝土桩复合地基 …… 292
[工程实例 2] 北京慧忠北里 C 区高层住宅 CFG 桩复合地基 …… 299
[工程实例 3] 浙江上虞某住宅砂石混凝土桩复合地基 …… 305
10.5 石灰桩复合地基 …… 310
[工程实例 1] 上海金达棉纺厂石灰桩复合地基 …… 311
[工程实例 2] 华中理工大学汉口分校某住宅楼石灰桩复合地基 … 319
10.6 刚性桩复合地基 …… 321
[工程实例 1] 浙医一院医技楼刚性桩复合地基 …… 322
[工程实例 2] 云南省金融保险综合大楼刚性桩复合地基 …… 334
[工程实例 3] 上海某住宅减少沉降量桩基 …… 336
10.7 灰土桩复合地基 …… 342
[工程实例] 陕西省农贸中心大楼灰土桩复合地基 …… 342
10.8 长短桩复合地基 …… 345
[工程实例 1] 太原兰盾大厦长短桩复合地基 …… 345
[工程实例 2] 杭州白荡海小区某住宅楼长短桩复合地基 …… 351
10.9 加筋土地基 …… 357
[工程实例] 沪嘉高速公路土工织物加筋土地基 …… 357
参考文献 …… 363

第1章 绪 论

1.1 复合地基概念的发展

今天对土木工程师，复合地基已不是陌生的词汇，但是对什么是复合地基，无论是学术界、还是工程界至今尚无比较统一的认识。复合地基是一个新概念，正在不断发展之中。有人考证复合地基一词国外最早见于1960年，国内还要晚一些。不少地基处理技术是通过地基处理形成复合地基来达到提高地基承载力、减少沉降的。随着地基处理技术的不断发展和复合地基技术在土木工程建设中应用的推广，各种各样型式的复合地基在工程建设中得到应用。

复合地基的涵义随着其实践的发展有一个发展过程。初期，复合地基主要是指在天然地基中设置碎石桩而形成的复合地基，人们将注意力主要集中在碎石桩复合地基的应用和研究上。随着深层搅拌法和高压喷射注浆法在地基处理中的推广应用，人们开始重视水泥土桩复合地基的研究。碎石桩和水泥土桩的差别表现在前者桩体材料碎石为散体材料，后者水泥土为粘结材料。碎石桩属于散体材料桩，水泥土桩属于粘结材料桩。随着水泥土桩复合地基的应用，复合地基的概念发生了变化，由碎石桩复合地基这种散体材料桩复合地基逐步扩展到粘结材料桩复合地基。随着减少沉降量，桩和桩筏基础的应用和研究，以及各类低强度混凝土桩复合地基的应用，人们将复合地基概念进一步拓宽。将粘结材料桩按刚度大小分为柔性桩和刚性桩两大类，于是提出了柔性桩复合地基和刚性桩复合地基的概念。随着土工合成材料在工程建设

中的广泛应用，又出现了水平向增强体复合地基的概念。前面已经提到，目前对什么是复合地基，或者说哪些地基基础形式可称为是复合地基，学术界和工程界看法是不一致的。一种意见认为各类砂石桩复合地基和各类水泥土桩复合地基属于复合地基，其他各类形式不能称为复合地基；另一种意见认为桩体与基础不相连接是复合地基，相连接就不是复合地基，至于桩体是柔性桩、刚性桩并不重要；还有一种意见认为是否属于复合地基与桩体刚度、桩体与基础是否连接无关，而视其在工作状态下，能否保证桩和桩间土共同承担荷载。笔者认为对复合地基的定义认识上存在狭义和广义之分。上述第一种对复合地基的定义可认为是狭义的复合地基定义，更狭义的只认为砂石桩复合地基属于复合地基，或者说只有散体材料桩才能与地基土形成复合地基，其他形式均不应称为复合地基；第三种意见可认为是比较广义的。从发展趋势看，复合地基的概念不断在拓广。广义复合地基概念侧重在荷载传递机理上来揭示复合地基的本质。拙作是从上述广义复合地基概念出发讨论分析有关问题。

我国软弱地基类别多，分布广，自改革开放以来土木工程建设规模大，发展快。我国又是发展中国家，建设资金短缺。如何在保证工程质量前提下，节省工程投资显得十分重要。复合地基技术能够较好利用增强体和天然地基两者共同承担建(构)筑物荷载的潜能，因此具有比较经济的特点。复合地基技术近年来在我国得到重视、发展是与我国工程建设对它的需求分不开的。近些年来我国不少专家学者从事复合地基理论和实践研究，1990 年中国建筑学会地基基础专业委员会在承德召开了我国第一次以复合地基为专题的学术讨论会。会上交流、总结了复合地基技术在我国的应用情况，有力促进了复合地基理论和实践在我国的发展。笔者在复合地基引论(《地基处理》，1991 ~ 1992)[12] 和《复合地基》[14] 中较系统总结了国内外复合地基理论和实践方面的研究成果，提出了基于广义复合地基概念的复合地基定义和复合地基理论框架，总结了复合地基承载力和沉降计算的思路和方法。1996 年中

国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会在浙江大学召开了复合地基理论和实践学术讨论会[21]，总结成绩、交流经验，共同探讨发展中的问题，促进了复合地基理论和实践水平进一步提高。近年来复合地基理论和实践研究日益得到重视，复合地基已成为一种常用的地基基础形式。

随着地基处理技术和复合地基理论的发展，近些年来，复合地基技术在我国各地得到广泛应用。目前在我国应用的复合地基类型主要有：由多种施工方法形成的各类砂石桩复合地基、水泥土桩复合地基、低强度桩复合地基、土桩、灰土桩复合地基、钢筋混凝土桩复合地基、加筋土地基等。目前复合地基技术在房屋建筑（包括高层建筑）、高等级公路、铁路、堆场、机场、堤坝等土木工程建设中得到广泛应用。复合地基技术的推广应用产生了良好的社会效益和经济效益。

1.2 复合地基定义和分类

当天然地基不能满足建（构）筑物对地基的要求时，需要进行地基处理，形成人工地基，以保证建（构）筑物的安全与正常使用。地基处理方法很多，按地基处理的加固原理分类，主要有下述六大类：置换，排水固结，振密、挤密，灌入固化物，加筋，以及冷、热处理等。经过地基处理形成的人工地基大致上可分为三类：均质地基、多层地基和复合地基。

人工地基中的均质地基是指天然地基在地基处理过程中加固区土体性质得到全面改良，加固区土体的物理力学性质基本上是相同的，加固区的范围，无论是平面位置与深度，与荷载作用对应的地基持力层或压缩层范围相比较都已满足一定的要求。其示意图如图 1-1(a)所示。例如：均质的天然地基采用排水固结法形成的人工地基。在排水固结过程中，加固区范围内地基土体中孔隙比减小，抗剪强度提高，压缩性减小。加固区内土体性质比较均匀。若采用排水固结法处理的加固区域与荷载作用面积相应的持

力层厚度和压缩层厚度相比较也已满足一定要求，则这种人工地基可视为均质地基。均质人工地基承载力和变形计算方法基本上与均质天然地基的计算方法相同。

人工地基中的双层地基是指天然地基经地基处理形成的均质加固区的厚度与荷载作用面积或者与其相应持力层和压缩层厚度相比较为较小时，在荷载作用影响区内，地基由两层性质相差较大的土体组成。双层地基示意图如图 1-1(*b*)所示。采用换填法或表层压实法处理形成的人工地基，当处理范围比荷载作用面积较大时，可归属于双层地基。双层人工地基承载力和变形计算方法基本上与天然双层地基的计算方法相同。

复合地基是指天然地基在地基处理过程中部分土体得到增强，或被置换，或在天然地基中设置加筋材料，加固区是由基体(天然地基土体或被改良的天然地基土体)和增强体两部分组成的人工地基。在荷载作用下，基体和增强体共同承担荷载的作用。根据地基中增强体的方向又可分为水平向增强体复合地基和竖向增强体复合地基。其示意图如图 1-1(*c*)和(*d*)所示。

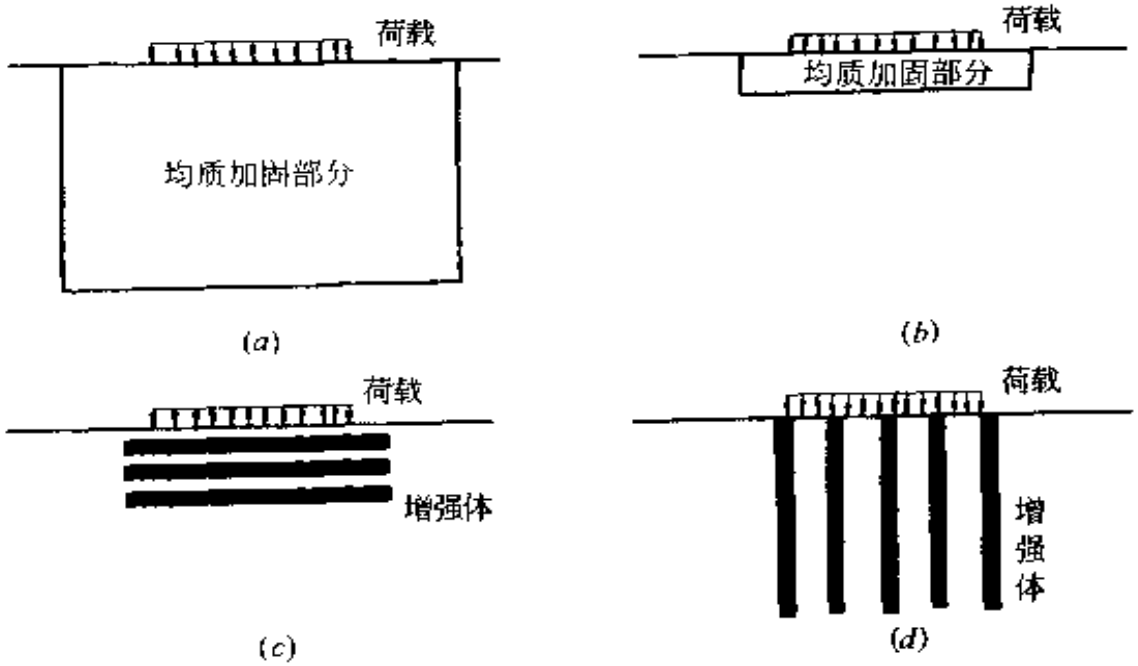


图 1-1　人工地基的分类

(*a*)均质人工地基；(*b*)双层地基；(*c*)水平向增强体复合地基；(*d*)竖向增强体复合地基

竖向增强体习惯上称为桩，有时也称为柱。竖向增强体复合地基通常称为桩体复合地基。目前在工程中应用的竖向增强体有碎石桩、砂桩、水泥土桩、石灰桩、灰土桩、钢筋混凝土桩等。根据竖向增强体的性质，桩体复合地基又可分为三类：散体材料桩复合地基、柔性桩复合地基和刚性桩复合地基。散体材料桩复合地基如：碎石桩复合地基、砂桩复合地基等。散体材料桩只有依靠周围土体的围箍作用才能形成桩体，桩体材料本身单独不能形成桩体。对应于散体材料桩，柔性桩和刚性桩也可称为粘结材料桩。视桩体刚度不同将粘结材料桩分为柔性桩和刚性桩两种。也有人将其称为半刚性桩和刚性桩。柔性桩复合地基如水泥土桩复合地基、灰土桩复合地基等。刚性桩复合地基如钢筋混凝土桩复合地基，低强度混凝土桩复合地基等。严格讲，桩体的刚度不仅与材料性质有关，还与桩的长径比有关，应采用桩土相对刚度来描述。详细分析见第 3 章。

水平向增强体复合地基主要指加筋土地基。随着土工合成材料的发展，加筋土地基应用愈来愈多。加筋材料主要是土工织物和土工格栅等。笔者考虑在荷载作用下加筋土地基中筋材与土体的复合作用，故将加筋土地基也纳入复合地基的范畴。

复合地基中增强体方向不同，复合地基性状不同。桩体复合地基中，桩体是由散体材料组成，还是由粘结材料组成，以及粘结材料桩的刚度大小，都将影响复合地基荷载传递性状。根据复合地基工作机理可作下述分类：

- 复合地基
  - 竖向增强体复合地基
    - 散体材料桩复合地基
    - 粘结材料桩复合地基
      - 柔性桩复合地基
      - 刚性桩复合地基
  - 水平向增强体复合地基

若不考虑水平向增强体复合地基，则竖向增强体复合地基可称为桩体复合地基或简称为复合地基。本书主要论述桩体复合地基，对水平向增强体复合地基只作简要介绍。

桩体复合地基有两个基本的特点：

(1) 加固区是由基体和增强体两部分组成的，是非均质的，各向异性的；

(2) 在荷载作用下，基体和增强体共同直接承担荷载的作用。

前一特征使复合地基区别于均质地基，后一特征使复合地基区别于桩基础。根据传统的桩基理论，桩基础在荷载作用下，上部结构通过基础传来的荷载是先传给桩体，然后通过桩侧摩擦力和桩底端承力把荷载传递给地基土体的。近年来在摩擦桩基础设计中考虑桩土共同作用，也就是说考虑桩和桩间土共同直接承担荷载。因此考虑桩土共同作用的摩擦桩基也可视为是一种刚性桩复合地基，可采用复合地基理论计算。从某种意义上讲，复合地基界于均质地基和桩基之间。关于复合地基与均质地基和桩基础的关系将在复合地基在地基基础工程中的地位和评价部分(第 8 章)进一步讨论。

前面已经提到人工地基中的均质地基，双层地基和复合地基如图 1-1 所示。大家知道，严格地说天然地基也不是均质、各向同性的半无限体。天然地基往往是分层的，而且对每一层土，土体的强度和刚度也是随着深度变化的。天然地基需要进行地基处理时，被处理的区域在满足设计要求的前提下应尽可能小，以求较好的经济效果。而且各种地基处理方法在加固地基的原理上又有很大差异。因此，对人工地基进行精确分类是很困难的。然而，上述的分类有利于我们开展对各种人工地基的承载力和变形计算理论的研究。按照上述的思路，常见的各种天然地基和各种人工地基粗略地可分为均质地基(或称为浅基础)、双层地基(或多层地基)、复合地基和桩基四大类。以往对浅基础和桩基础的承载力和沉降计算理论研究较多，而对双层地基和复合地基的计算理论研究较少。特别是对复合地基承载力和沉降计算理论的研究还很不够。复合地基理论正处于发展之中，许多问题有待进一步认识，应加强研究。

1.3 复合地基形成条件

在上一节中已经谈到，在荷载作用下，增强体和地基土体共同承担上部结构传来的荷载是复合地基的本质。然而如何设置增强体以保证增强体与天然地基土体能够共同承担上部结构荷载是有条件的，这也是在地基中设置增强体能否形成复合地基的条件。在荷载作用下，增强体与天然地基土体通过变形协调共同承担荷载作用是形成复合地基的基本条件。在图 1-2(*a*)和(*b*)中，$E_p > E_{s1}$，$E_p > E_{s2}$，其中 E_p 为桩体模量，E_{s1} 为桩间土模量，E_{s2} 为加固区下卧层土体模量或加固区垫层模量。图 1-2(*a*)中 E_{s2} 为加固区下卧层土体模量，在图 1-2(*b*)中为加固区垫层土体模量。容易理解，在图 1-2(*a*)和(*b*)中，在承台传递的荷载作用下，通过增强体和桩间土体变形协调可以达到增强体和桩间土体共同承担荷载作用，形成复合地基。图 1-2(*c*)中，$E_p > E_{s1}$。在承台荷载作用下，开始增强体和桩间土体中竖向应力大小大致上按两者的模量比分配，但是随着土体产生蠕变，土中应力不断减小，而增强体中应力逐渐增大，荷载向增强体上转移。若 $E_p \gg E_{s1}$，桩间土承担的荷载比例极小，特别是若遇地下水位下降等因素，桩间土体进一步压缩，桩间土可能不再承担荷载。这样增强体与桩间土体难以形成复合地基共同承担上部荷载。在工程实用上，为了有效减小沉降，复合地基中增强体设置一般都穿透最薄弱土层，落在相对好的土层上，如图 1-2(*d*)所示。如何保证增强体与桩间土体形成复合地基共同承担上部荷载，是设计工程师应该注意的。图 1-2(*d*)中，$E_p > E_{s1}$，$E_{s2} > E_{s1}$。设计工程师应重视 E_p、E_{s1} 和 E_{s2} 之间的关系。当然，对于散体材料增强体，在荷载作用下，桩体产生侧向鼓胀变形，桩体和桩间土的变形可保证桩体和桩间土永远共同承担荷载，因此图 1-2 中各种情况均可形成复合地基。也就是说，采用散体材料桩在各种情况下均可形成复合地基而不需要考虑形成条件；采用粘结材料桩，特别是采用刚性桩形成复合地基需要重视复

合地基的形成条件. 在实际工程中不能满足形成复合地基的条件,而以复合地基进行设计是不安全的,在这种情况下高估了桩间土的承载能力,降低了复合地基的安全度,可能造成工程事故,应引起设计人员充分重视。

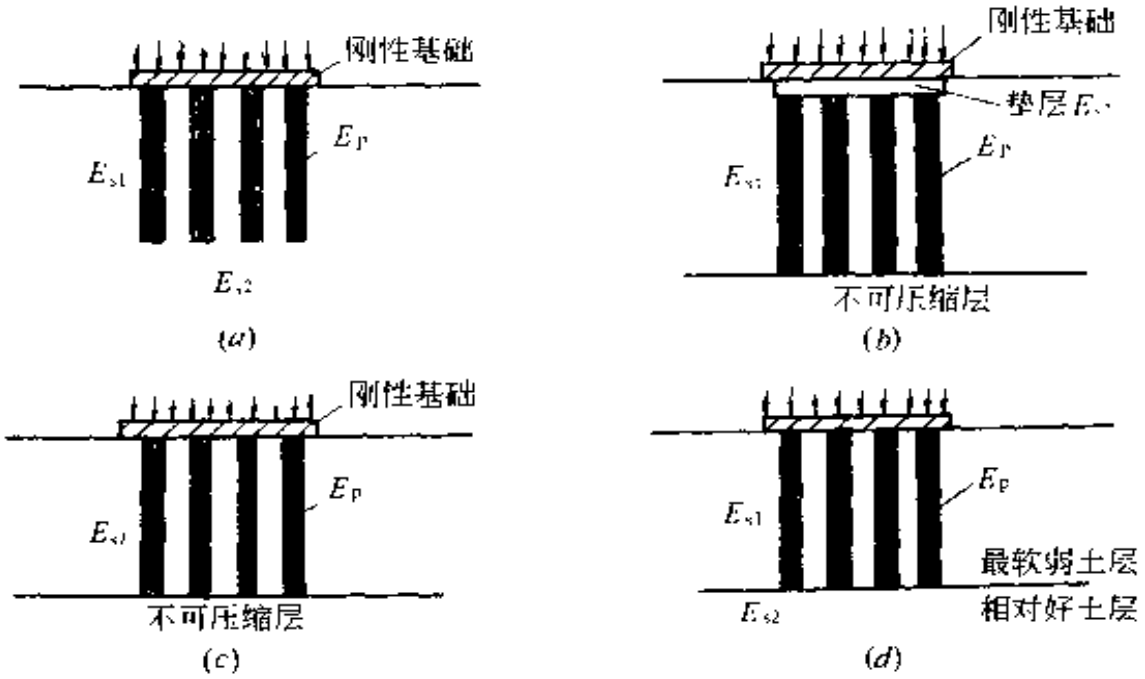


图 1-2 复合地基形成条件示意图

顺便指出,理论研究和试验研究表明如图 1-2(*b*)中所示在基础和复合地基加固区之间设置垫层不仅可保证各类增强体与桩间土形成复合地基共同承担上部荷载,而且可以有效改善复合地基中浅层的受力状态,如减小桩土荷载分担比、提高桩间土的抗剪强度、提高增强体承受竖向荷载的能力等,其性状在第 3 章 3.7 节中详细分析。

1.4 复合地基常用型式

在工程实践中应用的复合地基型式很多,笔者从下述三个方面来分类:(1)增强体设置方向;(2)增强体材料;(3)基础刚度以及是否设置垫层。

复合地基中增强体除竖向设置(图 1-3*a*)和水平向设置(图 1-

3b)外，还可斜向设置(图 1-3c)，如树根桩复合地基。在形成复合地基中，竖向增强体可以采用同一长度、也可采用长短桩形式(图 1-3d)，长桩和短桩可采用同一材料制桩，也可采用不同材料制桩。例如短桩采用散体材料桩或柔性桩，长桩采用钢筋混凝土桩或低强度混凝土桩。在深厚软土地基中采用长短桩复合地基既可有效提高地基承载力，又可有效减小沉降，且具有较好的经济效益。

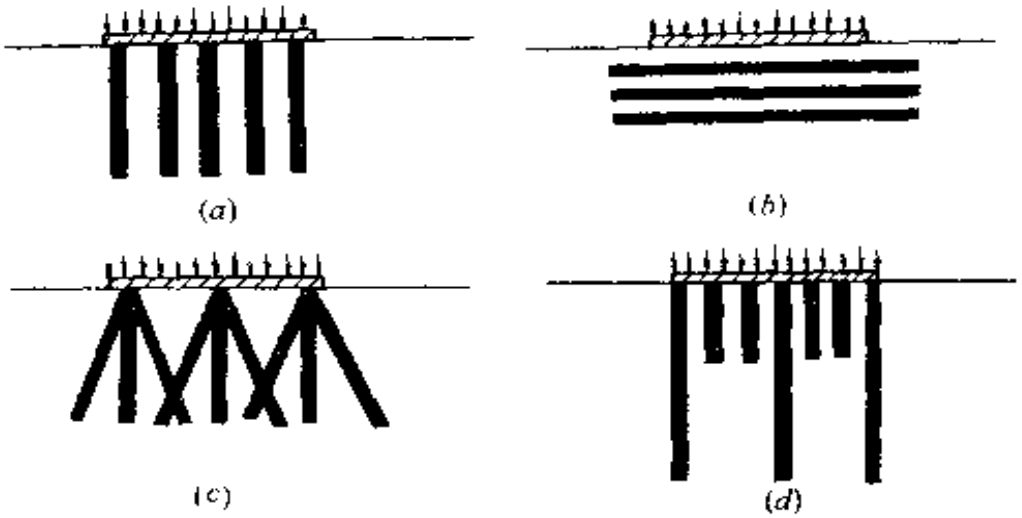


图 1-3　复合地基形式示意图

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

对增强体材料，水平向增强体多采用土工合成材料，如土工格栅、土工布等；竖向增强体可采用砂石桩、水泥土桩、低强度混凝土桩，土桩与灰土桩、渣土桩、钢筋混凝土桩等。

在建筑工程中桩体复合地基承担的荷载通常通过钢筋混凝土基础或筏板传给的，而在路堤工程中，荷载是由刚度比钢筋混凝土板小得多的路堤直接传递给桩体复合地基的。前者基础刚度比增强体刚度大，而后者路堤材料刚度往往比增强体材料刚度小。理论研究和现场实测表明刚性基础下和路堤下复合地基性状具有较大的差异。为叙述方便，将填土路堤下复合地基称为柔性基础下复合地基。柔性基础下复合地基的沉降量远比刚性基础下复合地基的沉降大。为了减小柔性基础复合地基的沉降，应在桩体复合

地基加固区上面设置一层刚度较大的“垫层”，防止桩体刺入上层土体。

前面已提到对刚性基础下的桩体复合地基有时需设置一层柔性垫层以改善复合地基受力状态。关于基础刚度和垫层对复合地基性状的影响将分别在第7章和第3章中详细讨论。

综上所述，复合地基常用型式分类如下：

1. 增强体设置方向

(1) 竖向；

(2) 水平向；

(3) 斜向。

2. 增强体材料

(1) 土工合成材料，如土工格栅、土工布等；

(2) 砂石桩；

(3) 水泥土桩、土桩、灰土桩、渣土桩等；

(4) 低强度混凝土桩和钢筋混凝土桩等。

3. 基础刚度和垫层设置

(1) 刚性基础，设垫层；

(2) 刚性基础不设垫层；

(3) 柔性基础，设垫层；

(4) 柔性基础，不设垫层。

4. 增强体长度

(1) 等长度；

(2) 不等长度(长短桩复合地基)。

从增强体设置方向、增强体的材料组成，基础刚度以及垫层情况，增强体长度等方面的分析基本上可对目前应用的各种复合地基情况有个较全面的了解。不难发现复合地基形式很复杂，要建立可适用于各种类型复合地基承载力和沉降计算的统一公式是困难的，或者说是不可能的。在进行复合地基设计时一定要因地制宜，不能盲目套用一般理论，应该以一般理论作指导，结合具体工程进行精心设计。

1.5 复合地基效用

图 1-4 为复合地基示意图，通过设置增强体，将地基分为二部分：加固区和非加固区两部分。增强体的设置对加固区土体有加筋作用，有的还有挤密作用、排水固结作用和其他物理-化学作用。

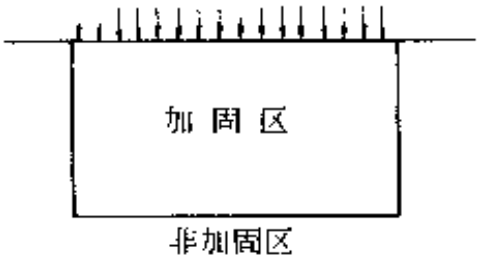


图 1-4 复合地基示意图

一些复合地基在施工过程中对桩间土体有挤密作用。如振冲挤密碎石桩复合地基，振动挤密砂石桩复合地基等。采用振动成桩施工工艺设置桩体的对桩间土都有挤密作用。另外，石灰桩，粉体喷射深层搅拌桩中的生石灰，水泥粉具有吸水、发热、膨胀作用，对桩周土具有一定的挤密效果外，还与土体产生一系列物理—化学作用。

不少竖向增强体或水平向增强体，如碎石桩、砂桩、土工织物加筋体间的粗粒土等，都具有良好的透水性，是地基中的排水通道。在荷载作用下，地基土体中会产生超孔隙水压力，由于这些排水通道有效地缩短了排水距离，加速了桩间土的排水固结。桩间土排水固结过程中土体抗剪强度得到增长。

增强体的设置使复合地基加固区整体抗剪强度提高，压缩性减小。在工程设计计算中通常采用复合抗剪强度和复合模量来度量加固区复合土体的强度和模量。加固区往往是荷载持力层的主要部分，加固区复合土体具有较高的抗剪强度可有效提高地基稳定性，或者说提高地基承载力。加固区也是地基压缩层的主要部分，复合土体具有较高模量的可有效减小土层的压缩量，或者说减小沉降。应该注意到具有较高模量的加固区的存在，将对荷载作用下在地基中产生的应力场和位移场产生较大影响。

对桩体复合地基，通过桩体作用，可将荷载传递给地基中较深的土层，使上层地基土（加固区）中附加应力减小，而使深层地基土

(加固区下卧层)中附加应力相对增大。应力场的变化,位移场也相应发生变化。与未设置增强体时(天然地基)相比较,复合地基加固区中不仅模量提高,而且附加应力减小,土层压缩量减小明显。与未设置增强体时相比较加固区下卧层中附加应力是增大的,其压缩量是增大的。两者综合起来看,采用复合地基减小沉降是很明显的。曾小强(1993)分析了宁波—深层搅拌桩复合地基与相应的天然地基在相同荷载作用下的地基沉降情况[103]。复合地基加固区厚度15.0m,复合地基置换率为15.6%,水泥掺合比为15%,图1-5中,1′表示复合地基加固区压缩量,1表示与复合地基加固区对应的天然地基中土层的压缩量;2′表示复合地基下卧层土层的压缩量,2表示与复合地基下卧层土层对应的天然地基中土层的压缩量;3′表示1′和2′之和,即复合地基沉降,3表示1和2之和,即天然地基沉降。由图1-5中可以看到,1′≪1,而2′>2,但是总效果3′(=1′+2′)<3(=1+2),表明采用复合地基减小沉降量是明显的。上述分析表明复合地基加固区对地基中位移场的影响。

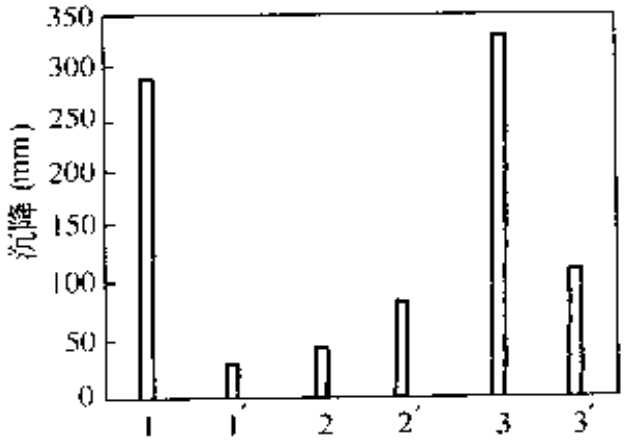


图1-5 复合地基与天然地基沉降比较

对水平向增强体复合地基,水平向增强体的存在使地基中附加应力得到较好的扩散。一般情况下水平向增强体复合地基加固区比荷载作用区范围要大,而加固区厚度不会太厚。水平向增强体复合地基加固区的存在,地基稳定性会有较大提高,但对减小地基沉降的效果应视软土层厚度大小作具体分析。加固区下软土层较薄,由于应力扩散作用明显,地基沉降可明显减小。若加固区下软土层较厚,由于影响深度深,浅部的应力扩散对深层软土中附加应力减小有限,故减小地基最终总沉降效果不明显。

复合地基的效用应根据不同的地基处理形式,施工方法以及

天然地基情况作具体分析。

不同的工程地质条件下、不同型式的复合地基具有不同的效用，应具体问题，具体分析。

1.6 复合地基破坏模式

竖向增强体复合地基和水平向增强体复合地基破坏模式是不同的，现分别加以讨论分析。

对竖向增强体复合地基，刚性基础下和柔性基础下破坏模式也有区别。

竖向增体体复合地基的破坏形式首先可以分成下述两种情况：一种是桩间土首先破坏进而发生复合地基全面破坏，另一种是桩体首先破坏进而发生复合地基全面破坏。在实际工程中，桩间土和桩体同时达到破坏是很难遇到的。大多数情况下，桩体复合地基都是桩体先破坏，继而引起复合地基全面破坏。

竖向增强体复合地基中桩体破坏的模式可以分成下述 4 种型式：刺入破坏，鼓胀破坏，桩体剪切破坏和滑动剪切破坏。如图1-6所示。

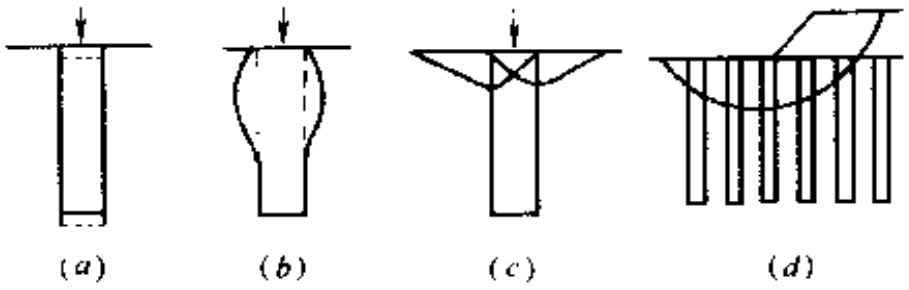


图 1-6 竖向增强体复合地基破坏模式

(a)刺入破坏；(b)鼓胀破坏；(c)桩体剪切破坏；(d)滑动剪切破坏

桩体发生刺入破坏如图 1-6(a)所示。桩体刚体较大，地基上承载力较低的情况下较易发生桩体刺入破坏。桩体发生刺入破坏，承担荷载大幅度降低，进而引起复合地基桩间土破坏，造成复合地基全面破坏。刚性桩复合地基较易发生刺入破坏模式。特别

是柔性基础下(填土路堤下)刚性桩复合地基更容易发生刺入破坏模式。若处在刚性基础下,则可能产生较大沉降,造成复合地基失效。

桩体鼓胀破坏模式如图 1-6(*b*)所示。在荷载作用下,桩周土不能提供桩体足够的围压,以防止桩体发生过大的侧向变形,产生桩体鼓胀破坏。桩体发生鼓胀破坏造成复合地基全面破坏,散体材料桩复合地基较易发生鼓胀破坏模式。在刚性基础下和柔性基础下散体材料桩复合地基均可能发生桩体鼓胀破坏。

桩体剪切破坏模式如图 1-6(*c*)所示。在荷载作用下,复合地基中桩体发生剪切破坏,进而引起复合地基全面破坏。低强度的柔性桩较容易产生桩体剪切破坏。刚性基础下和柔性基础下低强度柔性桩复合地基均可产生桩体剪切破坏。相比较柔性基础下发生可能性更大。

滑动剪切破坏模式如图 1-6(*d*)所示。在荷载作用下,复合地基沿某一滑动面产生滑动破坏。在滑动面上,桩体和桩间土均发生剪切破坏。各种复合地基均可能发生滑动破坏模式。柔性基础下的比刚性基础下的发生可能性更大。

在荷载作用下,一种复合地基的破坏究竟取什么模式,影响因素很多。从上面分析可知,它不仅与复合地基中增强体材料性质有关,还与复合地基上基础结构形式有关。除此外,还与荷载形式有关。竖向增强体本身的刚度对竖向增强体复合地基的破坏模式有较大影响。桩间土的性质与增强体的性质的差异程度会对复合地基的破坏模式产生影响。若两者相对刚度较大,较易发生桩体刺入破坏。但筏形基础下的刚性桩复合地基,由于筏形基础的作用,复合地基中的桩体也不易发生桩体刺入破坏。显然复合地基上基础结构形式对复合地基破坏模式也有较大影响。总之,对于具体的桩体复合地基的破坏模式应考虑上述各种影响因素,通过综合分析加以估计。

顺便指出,刚性基础下复合地基失效主要不是地基失稳,而是沉降过大,或不均匀沉降过大。路堤或堆场下复合地基失效首先

要重视地基稳定性问题，然后是变形问题。

水平向增强体复合地基通常的破坏模式是整体破坏。受天然地基土体强度、加筋体强度和刚度以及加筋体的布置形式等因素影响而具有多种破坏形式。不同学者有不同的分类。Jean Binquet 等人(1975)根据土工织物的加筋复合土层模型试验的结果分析，认为有如图 1-7 所示的三种破坏形式[110]。

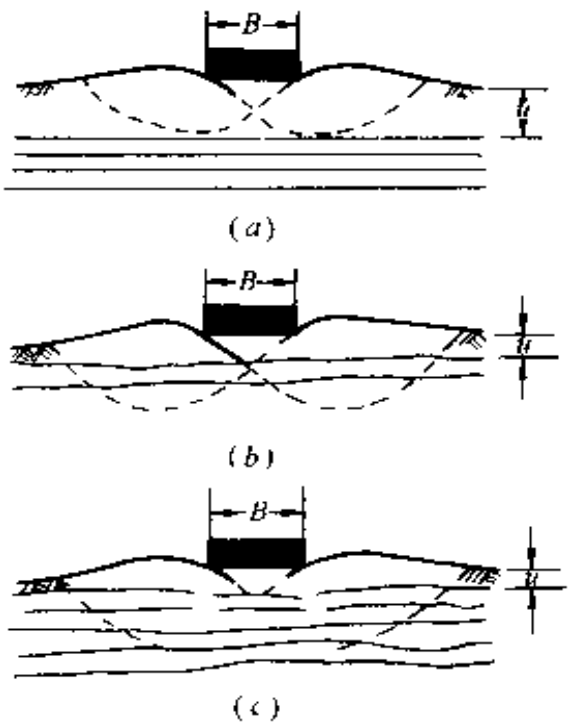


图 1-7　水平向增强体复合地基破坏模式

(a) $u/B>\frac{2}{3}$；(b) $u/B<\frac{2}{3}$，$N<2$ 或 3；(c) $u/B<\frac{2}{3}$，$N>4$

(1) 加筋体以上土体剪切破坏

如图 1-7(a)所示，在荷载作用下，最上层加筋体以上土体发生剪切破坏。也有人把它称为薄层挤出破坏。这种破坏多发生在第一层加筋体埋置较深、加筋体强度大，且具有足够锚固长度，加筋层上部土体强度较弱的情况。这种情况下，上部土体中的剪切破坏无法通过加筋层，剪切破坏局限于加筋体上部土体中。若基础宽度为 B，第一层加筋体埋深为 u。当 $u/B>2/3$ 时，发生这种破坏形式可能性较大。

(2) 加筋体在剪切过程中被拉出、或与土体产生过大相对滑动产生破坏

如图 1-7(b)所示，在荷载作用下，加筋体与土体间产生过大的相对滑动，甚至加筋体被拉出，加筋体复合土体发生破坏而引起整体剪切破坏。这种破坏形式多发生在加筋体埋置较浅，加筋层较少，加筋体强度高但锚固长度过短，两端加筋体与土体界面不能提供足够的摩擦力防止加筋体拉出的情况。试验表明，这种破坏形式多发生在 $u/B<2/3$ 和加筋层数 N 小于 2 或 3 的情况。

(3) 加筋体在剪切过程中被拉断而产生剪切破坏

如图 1-7(c)所示,在荷载作用下,剪切过程中加筋体被绷断,引起整体剪切破坏。这种破坏形式多发生在加筋体埋置较浅,加筋层数较多,并且加筋体足够长,两端加筋体与土体界面能够提供足够的摩擦力防止加筋体被拉出的情况。这种情况下,最上层加筋体首先被绷断,然后一层一层逐步向下发展。试验结果表明加筋体绷断破坏形式多发生 $u/B<2/3$,且加筋体较长,加筋体层数 N 大于 4 的情况。

1.7 复合地基置换率、荷载分担比和复合模量的概念

复合地基置换率和荷载分担比概念应用于竖向增强体复合地基,而复合地基复合模量的概念既应用于竖向增强体复合地基,又应用于水平向增强体复合地基。

竖向增强体复合地基中,竖向增强体习惯上称为桩体,基体称为桩间土体。若桩体的横断面积为 A_p,该桩体所对应(或所承担的)的复合地基面积为 A,则复合地基置换率 m 定义为

$$m=\frac{A_p}{A} \tag{1.7.1}$$

桩体在平面上的布置形式最常用的有两种:等边三角形和正方形布置。除上述两种外,还有长方形布置,也有的布置成网格状,其增强体形成连续墙形状。四种布置形式如图 1-8 中所示。对圆柱形桩体正方形布置和等边三角形布置两种情况,若桩体直径为 d,桩间距为 l,则复合地基置换率在两种情况下分别为:

$$m=\frac{\pi d^2}{4l^2} \quad \text{(正方形布置)} \tag{1.7.2}$$

$$m=\frac{\pi d^2}{2\sqrt{3}l^2} \quad \text{(三角形布置)} \tag{1.7.3}$$

对长方形布置,若桩体直径为 d,桩间距为 l_1 和 l_2,则复合地基置

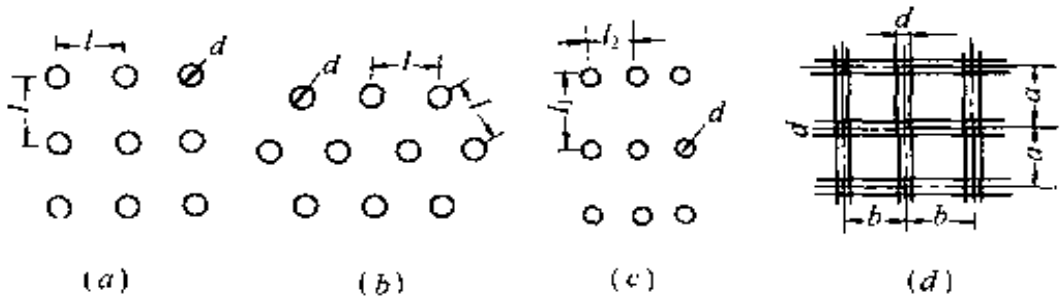


图 1-8　桩体平面布置形式

(a)正方形布置;(b)等边三角形布置;(c)长方形布置;(d)网格状布置

换率为

$$m = \frac{\pi d^2}{4 l_1 l_2} \tag{1.7.4}$$

对网格状布置情况,若增强体间距分别为 a 和 b,增强体宽度为 d,则复合地基置换率为

$$m = \frac{(a + b - d)d}{ab} \tag{1.7.5}$$

在荷载作用下,复合地基中桩体承担的荷载与桩间土承担的荷载之比称为桩土荷载分担比,有时也用复合地基加固区的上表面上桩体的竖向应力和桩间土的竖向应力之比来衡量,称为桩土应力比,桩土荷载分担比和桩土应力比是可以相互换算的。

在荷载作用下,复合地基加固区的上表面上桩体的竖向应力记为 σ_p,桩间土中的竖向应力记为 σ_s,则桩土应力比 n 为

$$n = \frac{\sigma_p}{\sigma_s} \tag{1.7.6}$$

在荷载作用下桩体承担的荷载记为 P_p,桩间土承担的荷载记为 P_s,则桩上荷载分担比 N 为

$$N = \frac{P_p}{P_s} \tag{1.7.7}$$

桩上荷载分担比 N 与桩土应力比 n 可通过下式换算,

$$N = \frac{mn}{1 - m} \tag{1.7.8}$$

式中　m——复合地基置换率。

事实上，桩间土中竖向应力不可能是均匀分布的，式(1.7.6)中的 σ_s 表示桩间土中平均竖向应力。桩土应力比 n 值和桩上荷载分担比 N 值的大小定性反映复合地基的工作状况。影响桩土应力比 n 值和桩土荷载分担比 N 值的因素很多，如荷载水平、荷载作用时间、桩间土性质、桩长、桩体刚度、复合地基置换率等都影响桩土应力比 n 值的大小。以后将详细分析桩土应力比 n 值的影响因素。

复合地基加固区是由增强体和基体两部分组成的，是非均质的。在复合地基计算中，有时为了简化计算，将加固区视作一均质的复合土体，用假想的等价的均质复合土体代替真实的非均质复合土体。与真实非均质复合土体等价的均质复合土体的模量称为复合地基土体的复合模量。复合模量的计算以及试验测定方法在以后有关章节中再加以介绍。

类似地可建立复合土体的强度指标概念，如复合土体的不排水抗剪强度，复合土体粘聚力和复合土体内摩擦角等。

第 2 章　土和复合土的基本性状

2.1　概　　述

如前所述，复合地基加固区由基体（天然地基土体）和增强体两部分组成。天然地基土体和增强体的物理力学性质，以及由它们形成的复合土体特性决定了复合地基的基本性状。增强体材料的物理力学性质，增强体与土体组成的复合体的特性对复合地基承载力和变形特性有重要影响。增强体的性质及其设置方式不同将复合地基分成水平向增强体复合地基，松散材料桩复合地基，柔性桩复合地基和刚性桩复合地基等。只有较好了解增强体的物理力学性质及其与天然土体组成的复合土体的基本特性才有可能较深入地认识复合地基的基本性状。

目前常用的增强体材料主要有：碎石、砂、水泥土、石灰及灰土、粉煤灰及二灰土、混凝土及钢筋混凝土、土工合成材料等。上述增强体材料总体上可以分为三大类：

（1）散体材料，如碎石、砂等；

（2）由固化剂（水泥或石灰）胶结而成的增强体，有的强度较高、刚度较大，如低强度混凝土、钢筋混凝土，有的强度较低、刚度较小，如水泥土、灰土、二灰土等；

（3）土工合成材料。

上述三类增强体材料不仅物理力学性质不同，而且它们与天然土体间的复合特性也有较大的区别。松散材料竖向增强体在竖向荷载作用下，增强体发生鼓胀变形，周围土体产生的被动土压力阻止其侧向变形，增强体和土体界面上一般不会发生相对滑动。

周围土体能够提供的被动土压力大小直接影响桩体的稳定。对由固化剂胶结而成的竖向增强体，在荷载作用下，增强体和土体界面上能提供多大的摩擦力是非常重要的。对作为水平向增强体的土工合成材料，它与土体界面上的摩擦力大小对加筋土在荷载作用下的性状更为重要。如果加筋体和土体两者之间发生过大的相对滑动，加筋体被拔出，则达不到加筋的目的。复合地基中土和复合土体的性质对复合地基的主要效用以及可能产生的破坏模式有重要影响。研究土和复合土体的性状不仅有助于深入认识复合地基的性状，而且为选用和开发合理的复合地基技术提供基础。

用于制作复合地基中增强体的材料以及增强体种类已经很多，而且随着地基处理技术的发展，复合地基中采用的增强体材料还会愈来愈多。在这一章中不可能介绍所有的增强体材料的加固机理及由它们与土体组成的复合土的基本性状，只能介绍几种在实际工程中常用的增强体材料及其复合土的性状，如：水泥土及其复合土体、灰土、土工合成材料复合土体性状等。而且，由于对各类复合土性状研究还很不够，认识比较肤浅，在本章中只能作粗略介绍。深入的认识有待于进一步系统而深入的研究。

2.2 土的基本性状

2.2.1 土的分类

土可分为岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土和人工填土等类。岩石根据其坚固性可分为硬质岩和软质岩；岩石又可按其风化程度分为微风化，中等风化和强风化三种。碎石土根据粒组含量可分为漂石、块石、卵石、碎石、圆砾和角砾。砂土根据粒组含量可分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂。砂土又可根据标准贯入试验锤击数的多少将其按密实度分为松散、稍密、中密和密实四级。粘性土为塑性指数大于 10 的土。粘性土分粘土和粉质粘土两类。塑性指数大于 17 的粘性土称为粘土，塑性指数大于 10 但小于等于 17 的粘性土称为粉质粘土。粘性土根据其液性指数的大小又可分为坚硬、硬

塑、可塑、软塑和流塑五种状态。粘性土中，天然含水量大于液限，天然孔隙比大于或等于1.5的粘性土又称为淤泥；当天然孔隙比小于1.5但大于等于1.0的粘性土称为淤泥质土。粉土为塑性指数小于或等于10的土。粉土的性质介于砂土与粘性土之间。人工填土根据其组成和成因，可分为素填土、杂填土和冲填土三类。素填土是由碎石土、砂土、粉土、粘性土等组成的填土。杂填土是指含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土。冲填土是由水力冲填泥沙而成的填土。人工填土的性质主要取决于填土材料性质及其密实度。例如：冲填砂形成的地基与冲填淤泥形成的地基两者承载力和变形特性有很大差异。人工填土地基形成年代对其性状也有很大影响，老填土地基和新填土地基性质差别很大。

除了上述各类土外还有黄土、泥炭土、红粘土、膨胀土、盐渍土、垃圾掩埋土、多年冻土等特殊土。黄土分湿陷性黄土和非湿陷性黄土两类。凡天然黄土在上覆土的自重应力作用下，或在上覆土自重应力和附加应力共同作用下，受水浸湿后土的结构迅速破坏而发生显著附加下沉的，称为湿陷性黄土。湿陷性黄土又分为非自重湿陷性和自重湿陷性两种。自重湿陷性土黄土，在土自重应力下，受水浸湿后则发生湿陷。按土中有机质含量可将土分为无机土（有机质含量小于5%）、有机质土（5%≤有机质含量≤10%）、泥炭质土（10%＜有机质含量≤60%）和泥炭（有机质含量＞60%）。红粘土是指石灰岩、白云岩等碳酸盐类岩石在亚热带温湿气候条件下经风化作用所形成的褐红色的粘性土。膨胀土是指土中粘粒成分主要由亲水性粘土矿物组成的粘性土，它是一种吸水膨胀、失水收缩，具有较大胀缩变形性能，且变形往复的高塑性粘土。盐渍土是土中易溶盐含量超过0.3%的土，盐渍土中的盐遇水溶解后，土体物理和力学性质均会发生变化，强度降低。盐渍土性质与土中易溶盐的种类和数量有关。盐渍土浸水可能发生溶陷，某些盐渍土可能产生膨胀。垃圾掩埋土的性质主要取决于掩埋的垃圾类别和性质，以及掩埋时间。垃圾掩埋土性质比较复杂。多年冻土是指连续3年或3年以上保持在摄氏零度以下，并

含有冰的土层。

土的种类不同，其抗剪强度、压缩性和渗透性存在很大的差别。在上述各种地基土中，不少为软弱土和不良土，主要包括淤泥、淤泥质土、素填土、杂填土、冲填土、粉土、湿陷性黄土、膨胀土、盐渍土、泥炭土、垃圾掩埋土和多年冻土等。它们有的具有高压缩性、低抗剪强度，以及低渗透性，有的具有某些特殊性质，如遇水膨胀、失水收缩等。由软弱不良土体组成的地基往往不能满足上部建筑物对地基的要求，需要进行地基处理。若采用复合地基技术加固地基时，这些软弱不良土体就成为复合地基的基体。岩石、碎石土和砂土具有较高的抗剪强度，较低的压缩性，碎石和砂土还具有较大的渗透性，它们常用来组成复合地基中的增强体。

2.2.2 土的应力应变试验与试验曲线

土的应力应变试验种类很多，这里只简单介绍压缩试验和三轴压缩试验的情况，以及相应的试验曲线的特性。

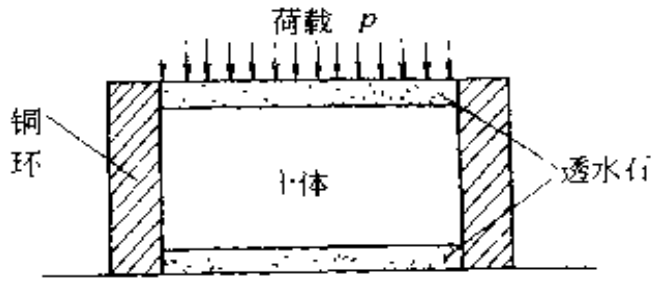


图 2-1 压缩试验示意图

1. 压缩试验和土的固结状态

压缩试验，即土体在无侧向变形条件下排水压缩试验。压缩试验示意图如图 2-1 所示。由压缩试验得到的土体孔隙比 e 和竖向荷载力（或土体

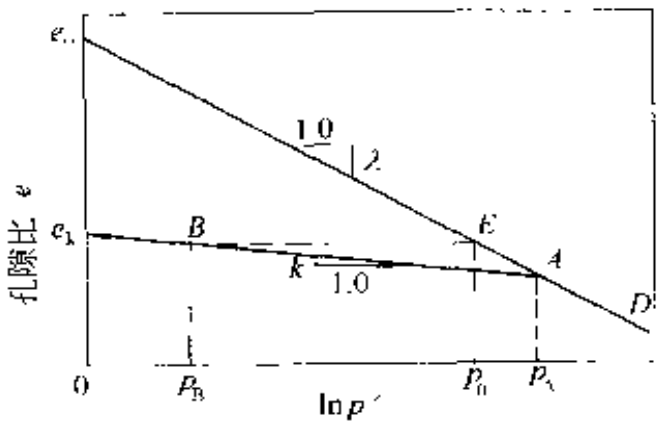


图 2-2 土的压缩和回弹曲线

中竖向有效应力 p')的关系曲线通常称为压缩曲线和回弹曲线，其示意图如图 2-2 所示。当土体压缩时，土体孔隙比 e 与土中有效竖向应力 p' 的关系在半对数坐标图($e-\ln p'$ 平面)上通常可近似认为是直线关系，压缩曲线的方程可表达为

$$e = e_0 - \lambda \ln p' \tag{2.2.1}$$

式中 e_0——p' 等于单位值时土体孔隙比；

λ——半自然对数坐标图上的压缩曲线斜率。

当卸荷及重复加荷时，$e-p'$ 关系在半对数坐标图上也可近似认为是直线关系，回弹曲线方程可表达为

$$e = e_k - k \ln p' \tag{2.2.2}$$

式中 e_k——卸荷或重复加荷时 p' 等于单位值时的土体孔隙比；

k——半自然对数坐标图上回弹曲线斜率。

图 2-2 中，当土体压缩至某一状态(如图中 A 点)再卸荷，应力点将由 A 点沿图中回弹曲线 AB 移动。土体压缩至不同的压力再卸荷可以得到与 AB 平行的回弹曲线。当土体由 A 点卸荷至某一状态(如图中 B 点)再重复加荷，应力点将沿回弹曲线 BA 回到与压缩曲线的交点。若再继续加荷，应力点将重新沿着压缩曲线(如图中 AD)运动。实际上，从 A 点卸荷至 B 点，再从 B 点加荷至 A 点，$e-\ln p'$ 曲线形成一滞迴圈，为分析方便，将其简化为一直线。

当土体的应力状态落在压缩曲线上，称土体处于正常固结状态。它表示土体在历史上尚未受过比现在更大的固结压力。当土体的应力状态落在某一回弹曲线上(如图中 B 点)，称土体处于超固结状态。它表示土体在历史上已经经受过比现在更大的固结压力，超固结状态 B 对应的历史上最大的固结压力为 A 点的应力 p_A。历史上经受过比现在压力更大的固结压力的土体称为超固结土。超固结土的超固结比 OCR 定义为

$$OCR = \frac{p_A}{p_B} \tag{2.2.3}$$

式中 p_A——历史上土体经受的最大固结压力；

p_B——现在土体经受的固结压力。

由图 2-2 可知，处于超固结状态 B 的土与在处于压缩曲线上状态 E 的土具有相同的孔隙比。压缩曲线上 E 点对应的应力称为超固结状态 B 的等效应力，记为 p_e。p_e 与 p_B 的关系可用下式表示

$$p_e = p_B\, OCR^{1-k/\lambda} \tag{2.2.4}$$

历史上没有经受过比现在固结压力更大的固结压力的土称为正常固结土。正常固结土经卸荷就进入超固结状态。超固结土经加荷，当应力超过历史上最大的固结压力，土体进入正常固结状态。超固结状态和正常固结状态两者在一定的条件下是可以相互转变的。岩土工程师不仅要搞清正常固结土和超固结土的概念，更要掌握正常固结状态和超固结状态的概念。否则很难正确分析土体的性状。

在研究地基土层固结历史时，通常把地基土层历史上所经受过的前期固结压力 p_c 与现有土层上覆压力 p_0 进行对比，并把两者的比值定义为超固结比 OCR，即

$$OCR = \frac{p_c}{p_0} \tag{2.2.5}$$

式(2.2.5)与式(2.2.3)实质上是一致的。

若地基土层历史上曾经受过比现有压力 p_0 大的压力，即 $OCR>1$，地基土称为超固结土。若地基土层历史上没有经受过比现有上覆土层压力 p_0 更大的压力，且地基土层在上覆土层压力 p_0 作用下固结已经完成，地基土称为正常固结土。若地基土层在上覆土层压力 p_0 作用下固结尚未完成，土层还在继续固结过程中，地基土称为欠固结土。

土的变形特性与土的固结历史密切相关。

2. 各向等压力固结三轴压缩剪切试验和加工硬化、加工软化类型应力-应力曲线

各向等压力固结三轴试验基本程序可分为两个阶段。第一阶段是在围压 σ_3 作用下土样固结($\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$)；第二阶段保持径向压力 $\sigma_r(=\sigma_2=\sigma_3)$不变，增加轴向应力 $\sigma_a(=\sigma_1)$，在偏应力作用

下产生剪切，直至土样破坏。在第二阶段剪切过程中可控制土样的排水条件使土样处于排水剪切或不排水剪切状态。前者称为各向等压力固结排水三轴剪切试验，简称为 CID 试验；后者称为各向等压力固结不排水三轴剪切试验，简称为 CIU 试验。

正常固结粘土，松砂和中密砂，由三轴试验得到的应力-应变曲线形状一般如图 2-3 所示。通常认为试验曲线是双曲线型的，可以用双曲线来模拟试验曲线。双曲线型应力应变关系可用下式表示：

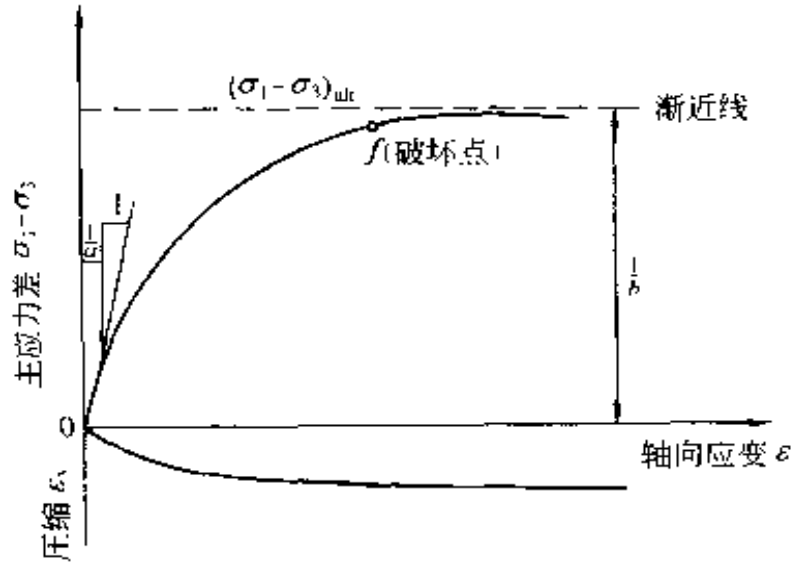


图 2-3　正常固结粘土三轴试验应力-应变关系曲线

$$(\sigma_1-\sigma_3)=\frac{\varepsilon_1}{a+b\varepsilon_1} \tag{2.2.6}$$

式中　$(\sigma_1-\sigma_3)$——主应力差；

ε_1——轴向应变；

a、b——双曲线函数参数，$1/a$ 为双曲线初始切线斜率，$1/b$ 为双曲线渐近线值。

图 2-3 中 f 点为破坏点，通常把破坏应力 $(\sigma_1-\sigma_3)_f$ 与极限值 $(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ 的比值称为破坏比。土体在加荷时，土体体积收缩。主应力差$(\sigma_1-\sigma_3)$随着变形增大可以不断增大，这种类型的应力-应变曲线称为加工硬化类型曲线。

超固结粘土和密实砂，由三轴试验得到的应力-应变曲线形状

一般如图2-4所示，试验曲线可以用有驼峰的曲线来拟合，拟合曲线可用下式表示：

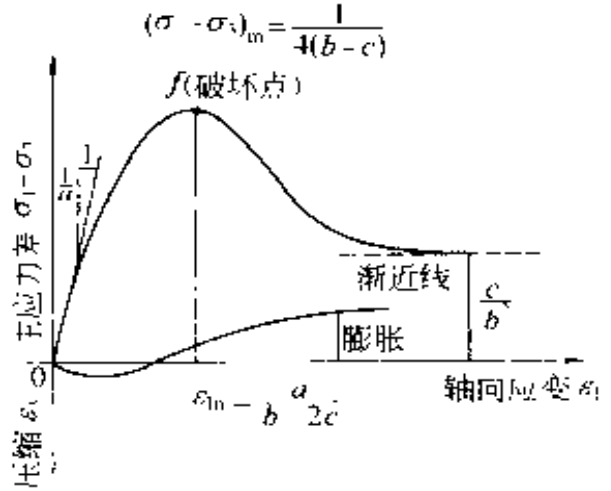


图 2-4　超固结粘土三轴试验应力-应变关系曲线

$$(\sigma_1-\sigma_3)=\frac{(a+c\varepsilon_1)\varepsilon_1}{(a+b\varepsilon_1)^2} \tag{2.2.7}$$

式中，a、b、c 为配合曲线参数，$1/a$ 为曲线的初始切线斜率，$\frac{1}{4(b-c)}$ 为曲线峰值，c/b^2 为曲线渐近线值，其他符号同式(2.2.6)。

该类土在加荷时土体体积最初收缩，不久即产生膨胀，如图2-4中所示。主应力差$(\sigma_1-\sigma_3)$随着不断加荷，增大至峰值，过了峰值，其值急剧下降，曲线的坡度变成负值，直至主应力差落至一极限值，即土的剩余强度。这种类型的应力-应变曲线，通常称为加工软化类型曲线。工程上常把峰值应力作为破坏应力，图 2-4 中 f 点为破坏点。

除了加工硬化类型和加工软化类型应力-应变曲线外，还有理想弹塑性应力-应变曲线，如图 2-5(a)所示。它是对真实材料应力应变关系的简化。图 2-5(a)中，OY代表线性弹性应力-应变关系，Y 点称为屈服点，与此点相应的应力 $(\sigma_1-\sigma_3)_s$ 称为屈服应力。过了 Y 点后，应力应变曲线是一条水平线，它代表理想塑性阶段。在这一阶段，应力保持不变，而变形却不断增大，并且从到达 Y 点起所产生的变形，都是塑性变形。在弹性阶段，材料体积压缩。在塑性

变形阶段，材料的体积保持不变，即泊松比等于0.5。在实际问题中，如果弹性阶段的变形与可能发生的塑性变形相比很小，可以忽略不计，则可进一步简化为刚塑性应力-应变关系，如图2-5(*b*)所示。在经典土力学中，稳定分析中采用刚塑性应力应变关系。

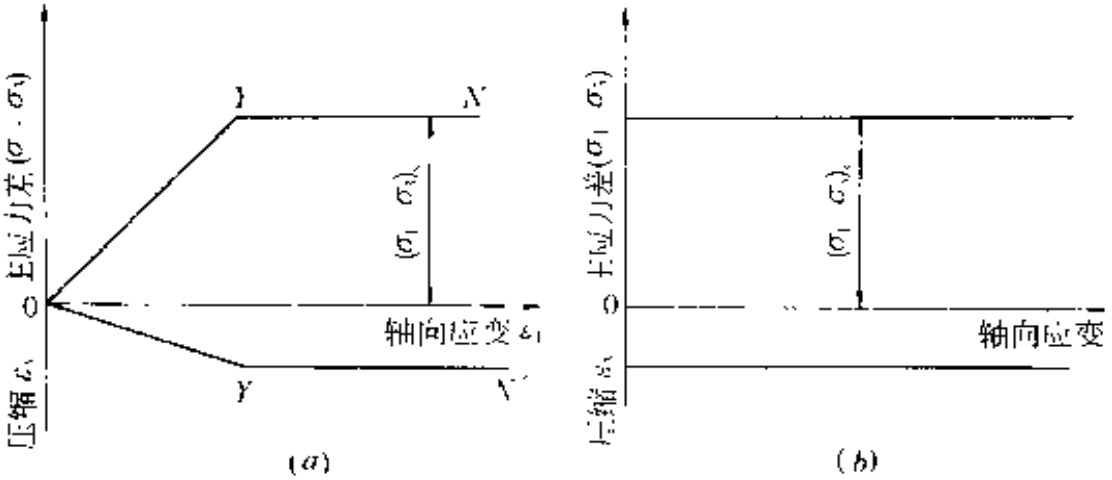


图2-5　理想弹塑性和刚塑性应力-应变关系曲线

(*a*)理想弹塑性应力-应变关系；(*b*)刚塑性应力-应变关系

事实上，土的应力应变试验曲线的形状是很复杂的，除了上述几类模拟曲线外，国内外专家还提出其他类型的模拟曲线，这里不再一一列举。土的实际性状很复杂，模拟曲线是人们的一种主观描述，笔者认为把握主观描述带来的误差是很重要的。

2.2.3　土的变形特性

由上节分析可知，土的应力历史对土的变形特性有重要影响。地基土可分为正常固结土、超固结土和欠固结土。土体在压缩过程中又可分为正常固结状态和超固结状态。土的三轴试验应力-应变曲线可分为加工硬化类型和加工软化类型等。在某些条件下，有的可简化为理想弹塑性应力-应变关系，以至刚塑性应力-应变关系。除了上述变形特性外，土的变形特性还表现在下述几个方面：

(1) 围压对土体模量的影响

土是摩擦型材料，土的强度和刚度与周围侧向压力有关。根据Janbu(1963)的研究，土体的初始模量 E_0 与围压 σ_3 的关系可用下式表示

$$E_0 = Kp_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \tag{2.2.8}$$

式中 K——当 $\sigma_3 = p_a$ 时土体的初始模量，可称为模量数；

p_a——单位压力或大气压力；

n——试验常数，一般在0.2～1.0之间，正常固结粘土 $n = 1.0$。

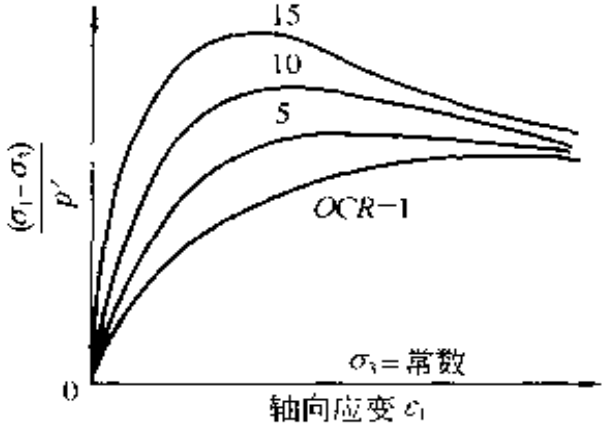


图 2-6 超应力比不同的土样(CID)试验用平均有效应力归一的应力-应变曲线

(2) 超固结比OCR对土的变形特性的影响

图 2-6 表示超固结比不同的土样 CID 试验应力应变曲线。研究表明[37]（龚应明，1986）软粘土的超固结比 OCR 与土体的模量数 K 之间的关系可用下式表示：

$$K = K_0 + C\ln OCR \tag{2.2.9}$$

式中 K_0——OCR 等于 1 时（即正常固结粘土）的模量数；

C——试验常数。

(3) 应力路径对土体变形的影响

图 2-7 为应力路径不同时三轴试验的应力应变曲线。由图可见，应力路径不同，土体模量有较大的差别。

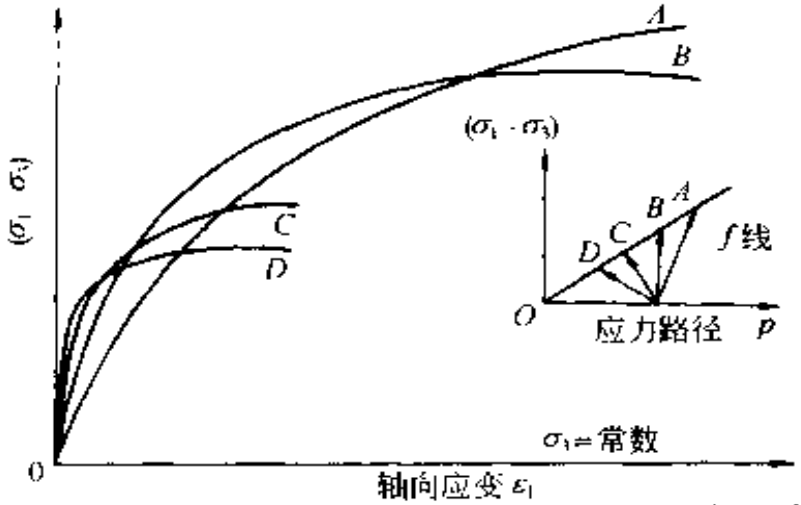


图 2-7 应力路径不同的三轴试验应力-应变曲线

（引自[45]）

(4) 应力和应变球张量和偏张量间交叉影响

土体在剪应力作用下，不仅会产生剪切变形，还会产生体积变形，这种性质称为剪胀性；作用在土体上的正应力对土体的剪切变形也可能产生影响，称为压硬性。换句话说应力和应变张量的球张量和偏张量之间存在着交叉影响。

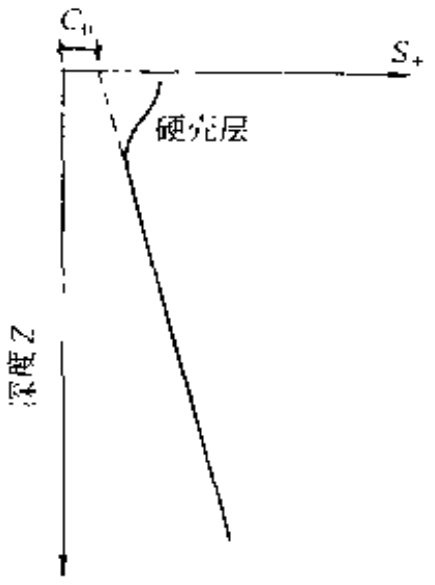


图 2-8 由十字板测定的土的抗剪强度随深度的变化

(5) 土中初始应力对变形的影响

地基土体中初始应力随深度变化，其强度和变形模量也随深度变化。图2-8表示用十字板测定的软土地基中抗剪强度 S_+ 随深度的变化情况，并可用下式表示：

$$S_+ = C_0 + \lambda Z \tag{2.2.10}$$

式中 λ——直线段斜率；

Z——深度；

C_0——直线段的延长线在水平轴上截距。

天然地基中初始应力一般处于各向不等压力状态，水平面有效应力 σ_h 与竖直向有效应力 σ_v 之比称为静止土压力系数。

对正常固结粘土，静止土压力系数 K_0 值常用下述经验方程(Jaky, 1948)估算，即

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \tag{2.2.11}$$

式中 φ'——土体有效内摩擦角。

对超固结粘土，当 $OCR < 5$ 时，Wroth(1975)建议采用下式表示静止土压力系数 K_0 值与固结比 OCR 的关系，

$$K_0 = OCRK_{nc} - \frac{\nu'}{1-\nu'}(OCR - 1) \tag{2.2.12}$$

式中 K_{nc}——正常固结粘土静止土压力系数；

ν'——土体有效应力泊松比。

(6) 天然土层各向异性对变形的影响

土的各向异性主要有两个原因：一是结构方面的原因，在沉积和固结过程中，天然土层中的粘土颗粒及其组构单元排列的方向性造成了土体各向异性，二是应力方面的原因，天然土层中的初始应力一般处于各向不等压力状态。由于结构方面的原因和土体应力方面的原因造成的各向异性，分别称为土体固有各向异性和土体应力各向异性。近十几年来，土体各向异性，愈来愈受到人们的重视(龚晓南，1986)。

(7) 排水条件对土体变形的影响

土体是三相组合体，由固体颗粒、水和气体三部分组成。在外部荷载作用下，土体的排水条件对土的应力-应变-强度关系有较大影响，在处理土工问题时一定要注意排水条件的影响。

(8) 加荷速率的影响

加荷速率问题实际上是时间效应问题。严格讲土的应力和变形是时间的函数。土体既不是弹性体，也不是塑性体，而是具有弹性、塑性和粘滞性的粘弹塑性体

2.2.4 土的强度特性

土是摩擦型材料，土的强度主要指抗剪强度。摩擦型材料的抗剪强度与剪切面上的法向应力有关，因此一般用抗剪强度指标来表征。

土体的抗剪强度 τ_f 可以用总应力表示，也可用有效应力表示。总应力表达式为

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg}\varphi \tag{2.2.13}$$

式中 c、φ——总应力抗剪强度指标，c 为粘聚力，φ 为内摩擦角；

σ——剪切面上法向总应力。

抗剪强度有效应力表达式为

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg}\varphi' \tag{2.2.14}$$

式中 c'，φ'——有效应力抗剪强度指标，c' 称为有效粘聚力，φ' 称为有效内摩擦角；

σ'——剪切面上法向有效应力。

在土工分析中，采用有效应力分析时，应用土的有效应力抗剪强度指标，采用总应力分析时，应用土的总应力抗剪强度指标。

粘性土，正常固结土和超固结土的抗剪强度特性是不一样的。首先分析在实验室制备的正常固结土和超固结土采用固结不排水剪切试验(CIU 试验)测定抗剪强度指标情况。当 CIU 试验中作用在土样上的固结压力等于制备土样时的固结压力称为正常固结土，当试验时的固结压力小于制备土样时的固结压力称为超固结土。

对实验室制备的正常固结土，CIU 试验固结压力记为 σ_3，剪切破坏时，轴向应力记为 σ_1，此时孔隙水压力记为 u，则最大和最小有效应力分别为 $\sigma'_1=\sigma_1-u$，$\sigma'_3=\sigma_3-u$。CIU 试验土样破坏摩尔圆及摩尔包线如图 2-9 所示。图中摩尔包线通过原点。为什么通过原点呢？若试验固结压力 $\sigma_3=0$，即制备土样的固结压力也为零，此时土样是浆液，抗剪强度应等于零，所以强度包线通过原点。破坏时，$\sigma'_1-\sigma'_3=\sigma_1-\sigma_3$，所以总应力摩尔圆和有效应力摩尔圆半径相等。两摩尔圆距离等于破坏时孔隙水压力 u 值。若将由 CIU 试验测定的总应力抗剪强度指标记为 c_{cu} 和 φ_{cu}，有效应力抗剪强度指标记为 c' 和 φ'，即可知 $c_{cu}=0$，$c'=0$，正常固结土的抗剪强度表达式为

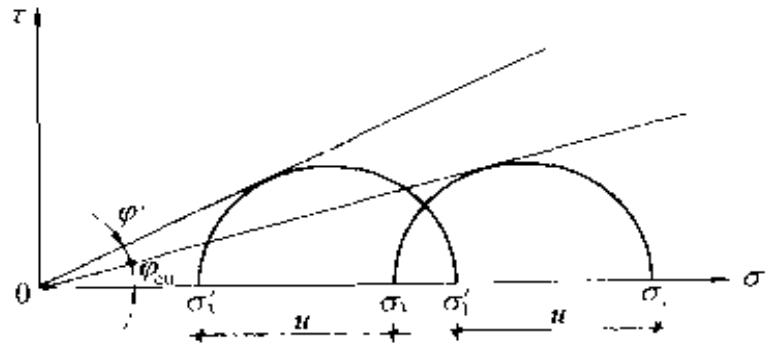


图 2-9　正常固结粘土 CIU 试验

$$\tau_f=\sigma\mathrm{tg}\varphi_{cu} \tag{2.2.15}$$

或

$$\tau_f=\sigma'\mathrm{tg}\varphi' \tag{2.2.16}$$

对正常固结土，剪切破坏时孔隙水压力 u 为正值，所以有效应力圆总在总应力圆的左方。

对超固结土样，当试验固结压力为零时，土样的抗剪强度并不等于零，其总应力和有效应力抗剪强度摩尔包线在纵坐标上截距分别为 c_{cu} 和 c'，强度包线如图 2-10 所示。超固结土的抗剪强度表达式为

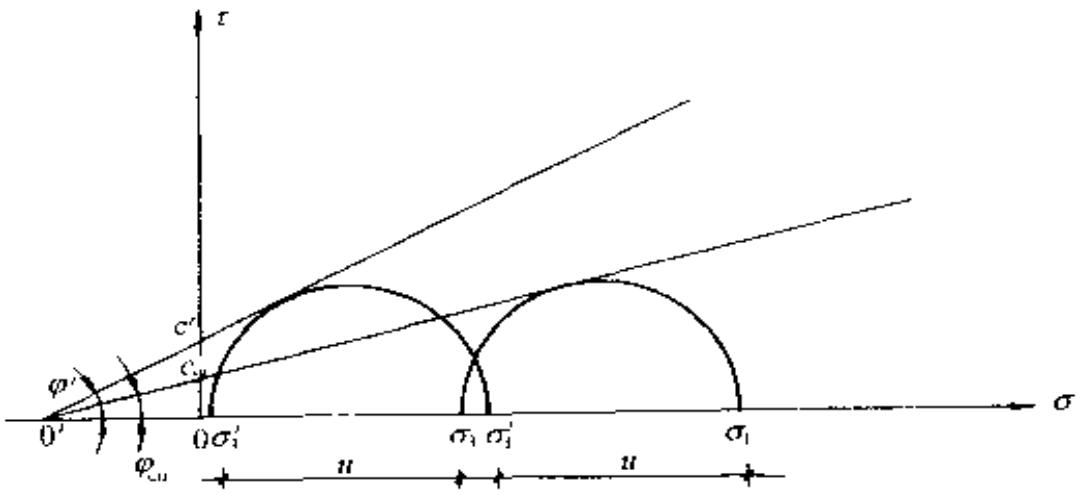


图 2-10　超固结粘土 *CIU* 试验

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma \operatorname{tg}\varphi_{cu} \tag{2.2.17}$$

或

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg}\varphi' \tag{2.2.18}$$

下面再分析地基中原状土采用 CIU 试验测定抗剪强度指标情况。土样的前期固结压力记为 p_c。在 CIU 试验中，当固结压力大于 p_c 时，土样的性状同实验室制备的正常固结土，其抗剪强度摩尔包线如图 2-11 中右段所示；当固结压力小于 p_c 时，土样的性状同实验室制备的超固结土，其抗剪强度摩尔包线形如图 2-11 中左段所示。因此，前期固压力为 p_c 的土体的总应力摩尔包线如图 2-11 所示。图中摩尔包线分为两段，CIU 试验固结压力小于 p_c 时，摩尔包线较平缓，不通过原点，固结压力大于 p_c 时，延长摩尔包线一般通过原点。二段摩尔包线的交点的横坐标对应于 p_c 值。前期固结压力为 p_c 的土体有效应力摩尔包线性状与总应力摩尔包线相似。

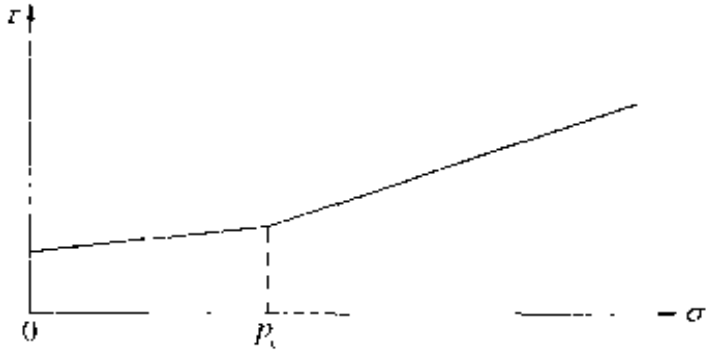


图 2-11　前期固结压力为 p_c 时土体的总应力摩尔包线

图 2-11 表示地基中土体的抗剪强度指标应视具体情况分两段选用，对正常固结土，加载时，土体处正常固结状态，采用右边部分计算土的抗剪强度，卸载时土体处超固结状态，采用左边部分计算土的抗剪强度。对超固结土，加载时，若土体中固结应力大于 p_c 时采用右边部分计算土的抗剪强度，若土体中固结应力小于 p_c 时，与卸载时相同，采用左边部分计算土的抗剪强度。

饱和粘性土在不排水条件下剪切，土的抗剪强度可用不排水抗剪强度 C_u 表示，在不排水条件下，$\varphi_u = 0$。在土工分析中常采用 $\varphi_u = 0$ 分析法分析土坡稳定性，浅基础承载力，土压力及桩基承载力。土的不排水抗剪强度 C_u 可采用不固结不排水三轴试验（UU 试验）、现场十字板试验、无侧限抗压试验等方法测定。

砂和粉土等常被称为无粘性土。无粘性土粘聚力 $c = 0$，抗剪强度表达式为

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg}\varphi' \tag{2.2.19}$$

式中　φ'——有效内摩擦角，对无粘性土通常在 28° ~ 42° 之间。

无粘性土渗透系数大，土体中超孔隙水压力常等于零，有效应力强度指标与总应力强度指标是相同的。

图 2-12 表示松砂、中等密实砂和密实砂三轴固结排水试验得到的应力应变关系曲线。从图中可以看到密实砂和中等密实砂中主应力差起初随着轴向应变增大而增大，直到峰值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_m$，然后随着轴向应变增大而减小，并以残余值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ 为渐近值。松

砂中主应力差随着轴向应变增大而增大，其极限值也为$(\sigma_1-\sigma_3)_r$。

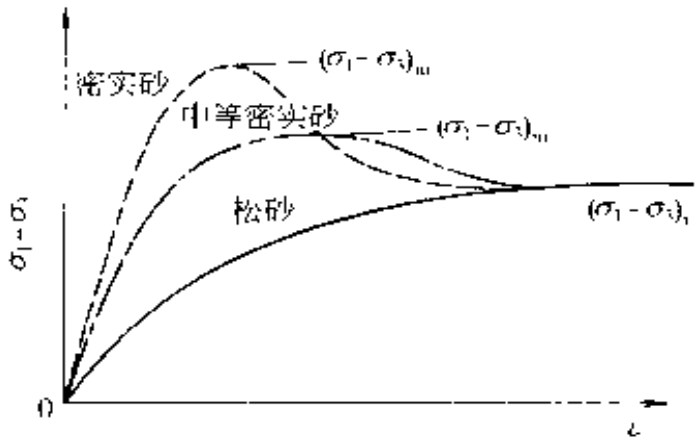


图 2-12　无粘性土应力应变关系曲线(CD)试验

对密实砂和中等密实砂可由峰值$(\sigma_1-\sigma_3)_m$确定峰值强度，由$(\sigma_1-\sigma_3)_r$确定残余强度，并确定相应的强度指标内摩擦角φ和残余内摩擦角φ_r值，如图 2-13 所示。松砂的内摩擦角可由极限值确定。

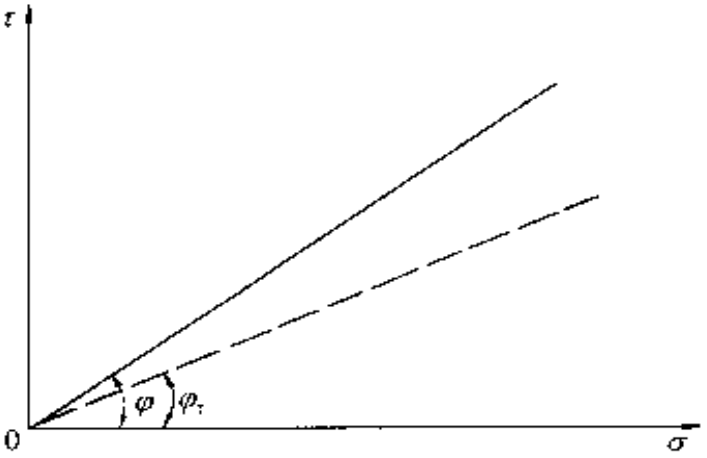


图 2-13　无粘性土内摩擦角

无粘性土的内摩擦角除了与初始孔隙比有关，还与土粒的形状、表面的粗糙程度以及土的级配有关。密实砂土和土粒表面粗糙的砂土，内摩擦角较大。级配良好的比颗粒均一的内摩擦角大。表 2-1 是在不同密实状态下无粘性土的内摩擦角参考数值。在无试验资料时可供初步设计时参考选用。

无粘性土内摩擦角参考值　　表 2-1

土的类型	剩余强度 φ_r（或松砂峰值强度 φ）	峰值强度	
		中密	密实
粉砂（非塑性）	26°～30°	28°～32°	30°～34°
均匀细砂、中砂	26°～30°	30°～34°	32°～36°
级配良好的砂	30°～34°	34°～40°	38°～46°
砾砂	32°～36°	36°～42°	40°～48°

松砂的内摩擦角大致与干砂的天然休止角相等。天然休止角是天然堆积的砂土边坡水平面的最大倾角，取干砂堆成锥体量测坡角大小即可。这种方法比做剪切试验简易得多。密实砂的内摩擦角比天然休止角大 5°～10°。

非饱和土的强度特性比饱和粘性土和无粘性土复杂得多，尚有待进一步深入研究。Bishop(1960)提出的非饱和土抗剪强度 τ_f 表达式具有下述形式，

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)\operatorname{tg}\varphi' + \chi(u_a - u_w)\operatorname{tg}\varphi' \qquad (2.2.20)$$

式中　c'——有效凝聚力；

φ'——有效内摩擦角；

σ——剪切面上法向总应力；

u_w——孔隙水压力；

u_a——孔隙气压力；

χ——与饱和度、土类和应力路线等有关的参数。当饱和度为零时，$\chi=0$；当饱和度为 1 时，$\chi=1$。

Fredlund 等(1978)提出下列形式的非饱和土抗剪强度表达式，

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)\operatorname{tg}\varphi' + (u_a - u_w)\operatorname{tg}\varphi'_b \qquad (2.2.21)$$

在式(2.2.21)中引进参数 $\operatorname{tg}\varphi'_b$，作为吸力$(u_a - u_w)$的内摩擦系数，其他符号同式(2.2.20)。

卢肇钧等(1997)提出第三种非饱和土抗剪强度表达式，

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)\operatorname{tg}\varphi' + mP_s\operatorname{tg}\varphi' \qquad (2.2.22)$$

式中 P_s——非饱和土膨胀力；

m——参数；

其他符号同式(2.2.20)。

土的抗剪强度影响因素很多，下面主要分析土的结构性、应力历史、应力路径、各向异性、中主应力、加荷速率以及地基固结等因素对土体抗剪强度的影响。

(1) 土的结构性的影响

地基中原状土都有一定的结构性。由于地质历史以及环境条件的不同，土的结构性强弱差别很大。以粘性土为例，在土体结构性未破坏前，土体抗剪强度摩尔包线性状与超固结土类似，主要反映在土的粘聚力的提高。图 2-14 为粘性土结构性对土的强度包线影响的示意图。若土样 1、2、3 具有相同的前期固结压力 p_c，土样 3 的土体结构性最强、土样 2 次之，土样 1 最小。从图中可看出土的结构性未破坏前，土的结构性愈强，土的抗剪强度愈高。由于原状土的结构性，使正常固结原状土的由试验得到的摩尔包线往往不通过原点。

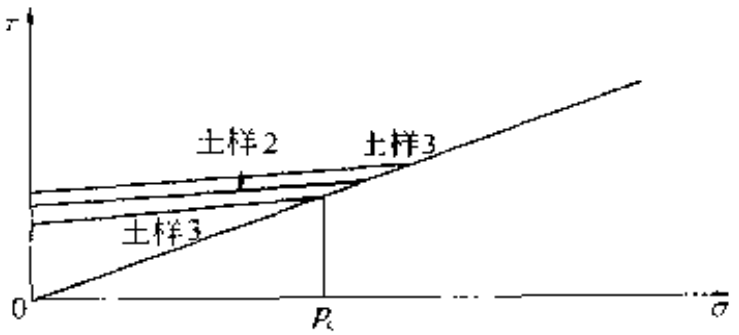


图 2-14 土的结构性对土的抗剪强度影响

(2) 应力历史的影响

图 2-15 表示应力历史对土的抗剪强度的影响。图 2-15(a)为 $e-p$ 曲线，图 2-15(b)为抗剪强度摩尔包线。若土体应力历史为 $D\rightarrow A\rightarrow B\rightarrow C$，土体抗剪强度摩尔包线为 OC，若应力历史为 $D\rightarrow A\rightarrow A'\rightarrow A\rightarrow B\rightarrow C$，则摩尔包线为 $a'ac$；若应力历史为 $D\rightarrow A\rightarrow B\rightarrow B'\rightarrow B\rightarrow C$，则摩尔包线为 $b'bc$。应力历史不同，土的抗剪强

度摩尔包线不同。

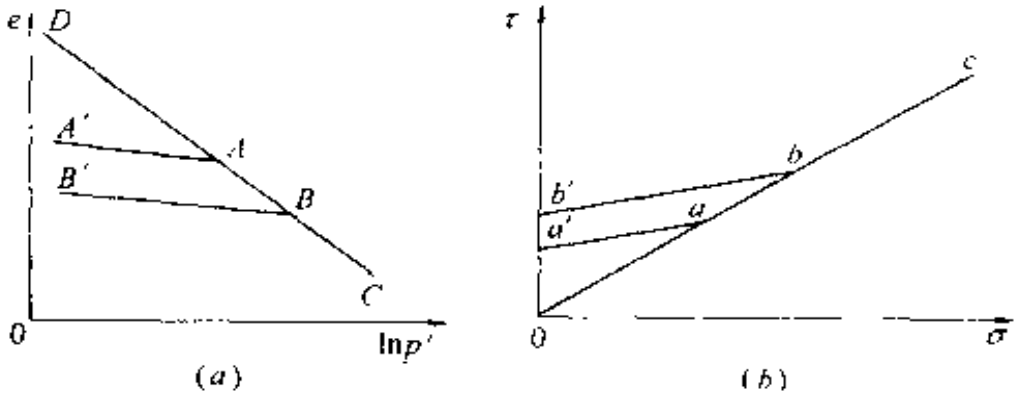


图 2-15　应力历史对抗剪强度影响

(3) 应力路径的影响

应力路径对土体抗剪强度的影响可以从图 2-16 中看出。在(p,q)平面上,OF 表示抗剪强度线,在剪切过程中沿着应力路径 AB_1、AB_2 和 AB_3 进行剪切破坏,土体具有的抗剪强度是不同的。显然,沿着路径 AB_1 进行剪切,土体抗剪强度最高,沿着路径 AB_3 土体抗剪强度最小,沿着路径 AB_2 抗剪强度居中。由图 2-16 可知应力路径对抗剪强度的影响是不小的。其本质是沿着不同应力路径土体产生破坏时土体剪切面上作用的法向应力是不同的。

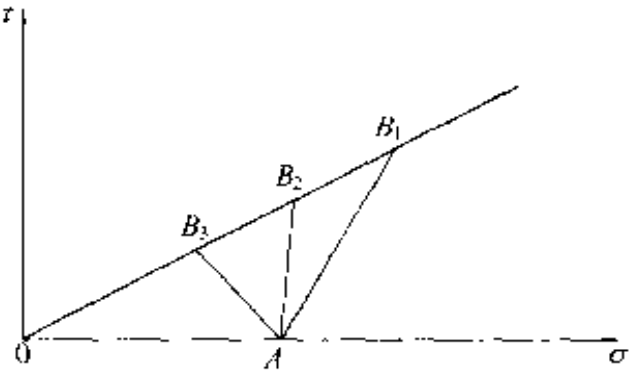


图 2-16　应力路径对抗剪强度的影响示意图

(4) 土体各向异性的影响

土体各向异性主要由两个原因引起:一为结构方面的原因,在沉积的固结过程中,天然土层中的粘土颗粒及其组构单元排列的方向性造成了土体各向异性;二为应力方面的原因,由于天然土层的初始应力一般处于不等向应力状态(正常固结土静止土压力系数 K_0 值一般小于 1,超固结土 K_0 值往往大于 1),引起了在不同

方向加荷情况下，使土体破坏所需的剪应力增量各不相同。在地质历史中，天然土层还受到周围环境（如气候变化、地下水位升降及历史上的冰川活动等）和时间的影响。这些都引起土的结构和土的初始应力状态的变化，使之变得更加复杂。从而使土的各向异性也变得更加复杂。

用沿着不同方向切取的土样进行压缩剪切试验，可以测得土体的各向异性。试验表明：正常固结粘土的水平向土样的强度常常小于竖直向土样的强度。关于45°方向的土样的强度有两种不同情况：有些粘土的45°方向土样的强度界于水平向土样的强度和竖直向土样的强度之间。而另一些粘土45°方向土样的强度既小于水平向土样的强度，也小于竖直向土样的强度。上海金山粘土属于后一种情况（图2-17）[9]。

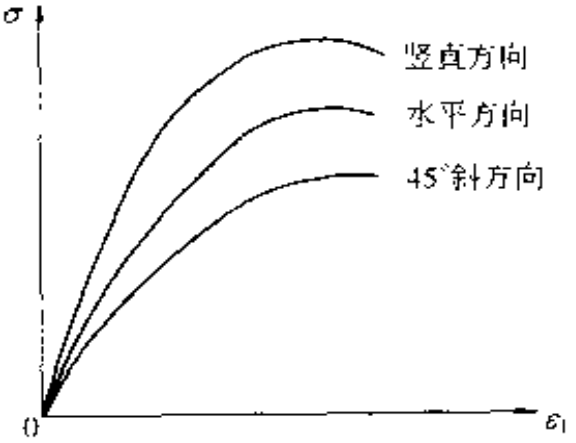


图2-17　不同方向切取的土样应力应变曲线

图2-18表示由于填土荷载引起地基产生滑动。设土体单元A、B、C均在滑动面上，单元A相当于竖向受压，单元C相当于水平向受压，而单元B相当于45°方向受压，若土体具有各向异性，各点的抗剪强度是不同的。

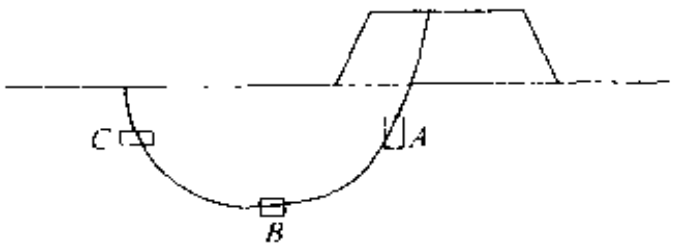


图2-18

(5) 中主应力的影响

在常规三轴压缩试验中，土体处于轴对称荷载作用下，且$\sigma_2=\sigma_3$并保持不变。常规三轴试验不能反映中主应力变化对抗剪

强度的影响。在荷载作用下，地基土体一般是三维应力状态，且 $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$。采用常规三轴试验和平面应变三轴试验作对比试验，可以看到中主应力对抗剪强度的影响。图 2-19 为一组对比试验成果。它表明平面应变状态的有效内摩擦角 φ' 较轴对称应变状态时大，紧密砂约大 4°，松砂约大 0.5°。

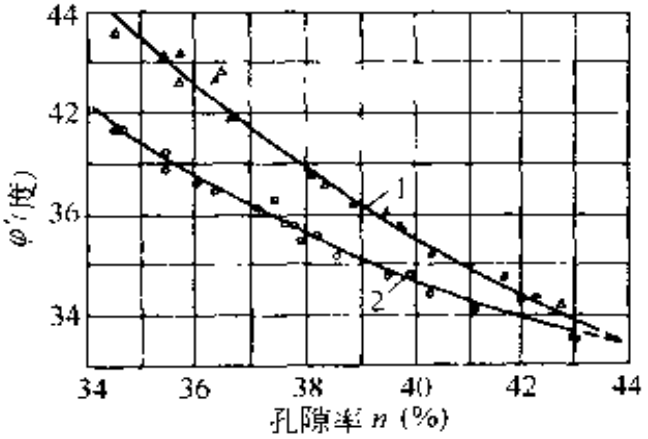


图 2-19　布拉斯特砂平面应变三轴与轴对称三轴试验成果比较
1—平面应变；2—轴对称三轴压缩

(6) 加荷速率的影响

土体抗剪强度还受剪切速率的影响。图 2-20 表示剪切速率不同时同一种土样的 CIU 试验测定的应力应变曲线。剪切速率快时土的抗剪强度大，剪切速率慢时土的抗剪强度小。

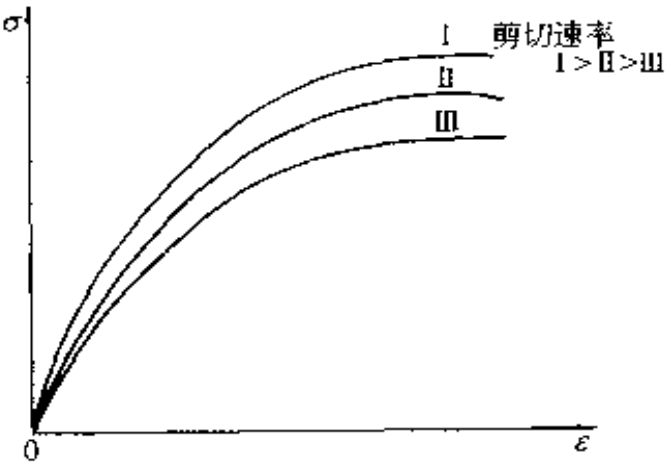


图 2-20　加荷速率对抗剪强度的影响

(7) 蠕变对土体抗剪强度的影响

土的抗剪强度由粘聚力与内摩擦力两部分组成的。研究表明：剪切历时对粘聚力大小有影响，而与内摩擦力几乎没有关系。土的粘聚力具有粘滞性质，当剪应力低于通常的不排水抗剪强度时，虽然土不会很快地剪切破坏，但是粘聚力所承受的剪应力将会引起土

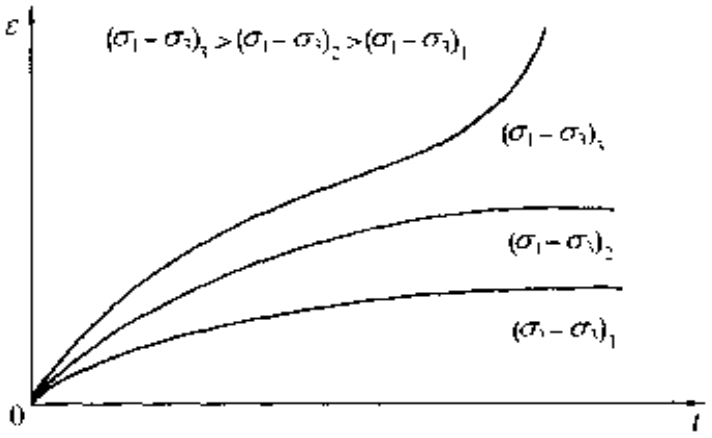


图 2-21　在恒定剪应力作用下土体蠕变

体蠕变，土体发生不间断的缓慢变形。内摩擦力只有当变形增大后才能逐渐发挥，所以随着土体长时间蠕变，内摩擦力所承受的剪应力部分逐渐增大，而粘聚力所承受的剪应力部分则逐渐减小。随着土体蠕变，其粘聚力也逐渐减少，并达到某极限值。蠕变的速率决定于剪应力的大小，如图 2-21 所示。当剪应力较大时，有时虽然低于不排水强度（例如低于峰值不排水强度的 50%），但是因为蠕变的影响较大，最后仍可能导致粘土破坏。这种破坏称为蠕变破坏。饱和的灵敏软粘土在不排水条件下剪切以及严重超固粘土在排水条件下剪切最容易因发生蠕变引起强度降低。如果剪应力较小，蠕变速率很低，达到破坏所需的时间很长，甚至要数百年以上。如果剪应力很小，内摩擦力最终足以承受剪应力，蠕变将停止发展，不会发生破坏。

（8）土体固结对粘性土抗剪强度的影响

土的抗剪强度主要与土中有效应力有关。土体在荷载作用下排水固结，土中有效应力增加，土的抗剪强度提高。图 2-22 中，$c'=0$，有效内摩擦角为 φ'，土体固结压力为 σ_c，此时土的抗剪强度 τ_f 可表示为 σ_c 的函数，即

$$\tau_f=\frac{\sin\varphi'\cos\varphi'}{1-\sin\varphi'}\sigma_c \tag{2.2.23}$$

若固结压力增加 $\Delta\sigma_c$，则抗剪强度增加 $\Delta\tau_f$，其值为

$$\Delta\tau_f=\frac{\sin\varphi'\cos\varphi'}{1-\sin\varphi'}\Delta\sigma_c \tag{2.2.24}$$

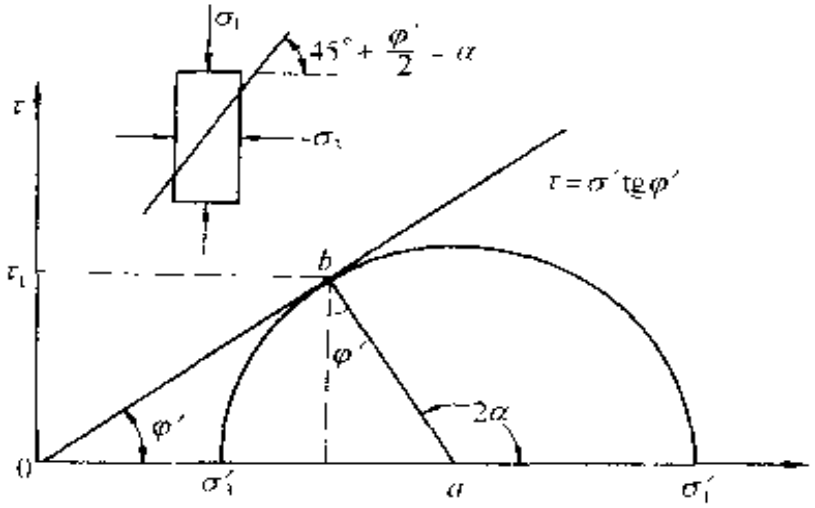


图 2-22　土体固结引起土体抗剪强度提高

2.3　水泥土及其复合土的基本性状

2.3.1　水泥土的形成方法及硬化机理

在地基处理中形成水泥土主要有下述方法：高压喷射注浆法和深层搅拌法、灌浆法和拌和夯实法等。

由灌浆法和拌和夯实法形成的水泥土的组成和性质较复杂，本节只介绍由深层搅拌法和高压喷射注浆法形成的水泥土，并以深层搅拌水泥土为主。

应用高压喷射注浆法加固地基时，高压喷射流在地基中将土体切削破坏，一部分细小的土粒被喷射的水泥浆液所置换，随着冒浆被带上地面，其余的土粒与水泥浆液搅拌混合。在喷射动压，离心力和重力的综合作用下，在横断面上土粒按质量大小排列，形成浆液主体、搅拌混合、压



图 2-23　旋喷固结体横断面结构示意图
A—浆液主体部分；*B*—搅拌混合部分；*C*—土粒密集部分；*D*—浆液渗透部分；*E*—土粒压实部分

缩和渗透等部分(图 2-23)。土颗粒间被水泥浆填满,经过一定时间,通过土和水泥水化间的物理化学作用,形成强度较高渗透性较低的水泥土固结体。由高压喷射注浆法形成的水泥土固结体在空间是不均匀的,而且固结体的结构与被加固土的种类有关。在砂土、粘性土和黄土中形成的水泥土性质有较大差异。

深层搅拌法加固地基是通过特制的深层搅拌机械,在地基深处就地将水泥浆或水泥粉和软粘土强制搅拌,经过一定时间,通过土和水泥水化物间的物理化学作用,形成有一定强度的渗透性较低的水泥土固结体。由深层搅拌法形成的水泥土固结体比较均匀。水泥土中的水泥含量用水泥掺合比 a_w 表示。水泥掺合比 a_w(%)是指水泥重量与被增强的软粘土重量之比,即

$$a_w(\%)=\frac{\text{掺加的水泥重量}}{\text{被拌和的软粘土重量}}\times 100\%$$

由高压喷射注浆法和深层搅拌法形成的水泥土在结构上不尽相同,但其硬化机理基本上是一样的。水泥与软粘土搅拌形成的水泥土硬化机理主要是这样的:当水泥浆与软粘土拌和后,水泥颗粒表面的矿物很快与粘土中的水发生水解和水化反应,在颗粒间生成各种水化物。这些水化物有的继续硬化,形成水泥石骨料;有的则与周围具有一定活性的粘土颗粒发生反应,通过离子交换和团粒化作用使较小的土颗粒形成较大的土团粒。通过凝硬反应,逐渐生成不溶于水的稳定的结晶化合物。从而使水泥土的强度提高。水泥水化物中游离的氢氧化钙能吸收水中和空气中的二氧化碳,发生碳酸化反应,生成不溶于水的碳酸钙,这种碳酸化反应也能使水泥土增加强度。

土和水泥水化物之间的物理化学反应过程是比较缓慢的,水泥土硬化需要一定的时间。工程应用上常取龄期为 90d 的强度作为设计值。

2.3.2 水泥土的物理力学性质

1. 水泥土的物理性质

(1) 重度

由高压喷射注浆法形成的水泥土固结体内部的土粒少并含有

一定数量的气泡。水泥土的重量较轻。粘性土中形成的水泥土比原状土轻10%左右，在砂土中形成的水泥土比原状土重10%左右。

深层搅拌法形成的水泥土由于拌入软粘土中的水泥浆的重度与软粘土的重度相近，所以水泥土重度与原状土重度相差不大。例如，用宁波粘土和水灰比为0.45的425号普通硅酸盐水泥浆拌和，拌和过程中加2%水泥重量的石膏。成型一天后拆模，然后浸水养护。水泥土重度随水泥掺合比不同而变化的情况如表2-2所示。当$a_w=25$时，重度比原状土增加4.5%。

水泥土物理性质 **表2-2**

a_w(%) \ 项目	重度 (kN/m³)	含水量 (%)	密度 (g/cm³)	孔隙比	备注
0	16.63	61.4	2.706	1.63	原状土样
5	16.80	51.4	2.708	1.44	
10	17.10	47.6	2.712	1.34	
15	17.10	46.3	2.736	1.34	
20	17.30	44.4	2.768	1.31	
25	17.40	42.3	2.781	1.27	

(引自李明逵，1991)●

用水泥土加固地基，加固部分本身重量的改变对下部未加固部分(下卧层)不致产生过大的附加荷载，因此也不会因加固区本身重量改变产生较大的附加沉降。

(2) 密度

由于水泥的密度比一般软土的密度大，故水泥土的密度也比原状土的密度大。但变化幅度较小，如表2-2所示。

2. 水泥土的力学性质

(1) 水泥土的破坏特性

水泥土三轴不排水剪切试验表明(张土乔，1992)[96]水泥土的

● 浙江一太平洋化学有限公司离子膜烧碱工程深层水泥搅拌桩试桩工程室内试验报告。浙江大学岩土工程研究所，李明逵，1991。

破坏特性不仅与水泥土水泥掺合比有关，而且与作用在水泥土样上的围压大小有关。三轴不排水剪切试验中，水泥土土体破坏有三种形式。土样破坏时土体裂缝开展情况如图 2-24 所示：图（a）中裂缝沿轴向发展，土样发展脆性拉裂破坏；图（c）中裂缝沿两个方向大量出现，形成塑性流动区，土样发生塑性破坏；图（b）介于上述两种情况之间，土样发生脆性剪切破坏。情况（a）对应水泥掺合比高、围压小的情况；情况（c）对应水泥掺合比低；或围压高的情况，情况（b）介于上述两种情况之间。三种情况下典型的应力应变关系曲线如图 2-25 所示。曲线 1 表示土体发生脆性破坏；曲线 3 表示土体发生塑性流动破坏，应力应变关系为加工硬化类型；曲线 2 介于两者之间，材料产生剪切脆性破坏，应力应变关系为加工软化类型。图 2-26 表示由水泥土的无侧限压缩试验得到的应力应变关系曲线（胡同安，1983），由图中可以看出，随着水泥掺合比的不同，水泥土的破坏模式是不同的。

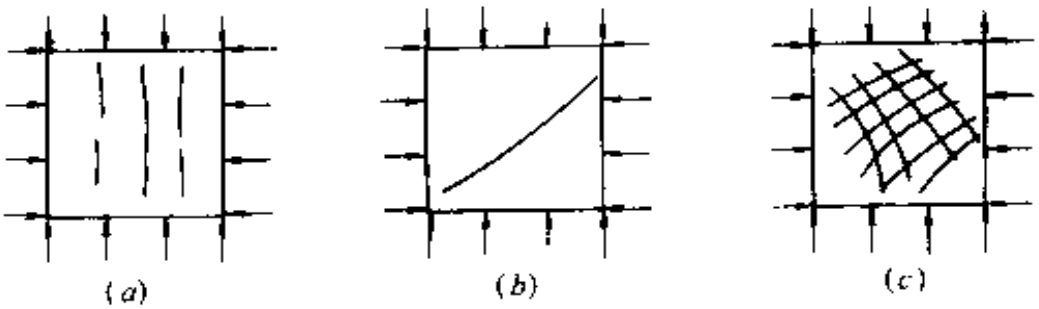


图 2-24　三轴试验土体破坏三种模式
（a）脆性张裂破坏；（b）脆性剪切破坏；（c）塑性剪切破坏

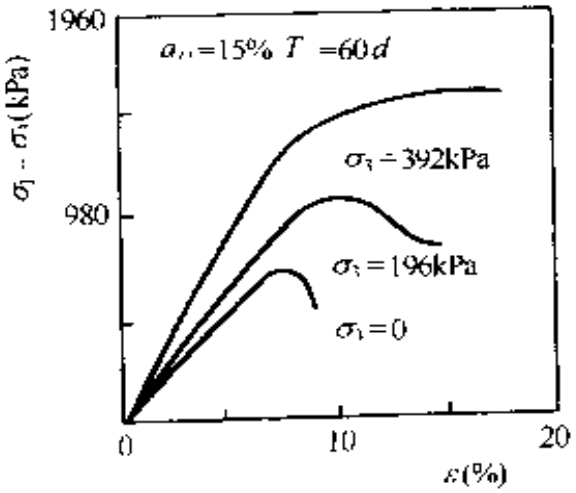


图 2-25　典型的水泥土应力应变关系
（引自张土乔等，1992）

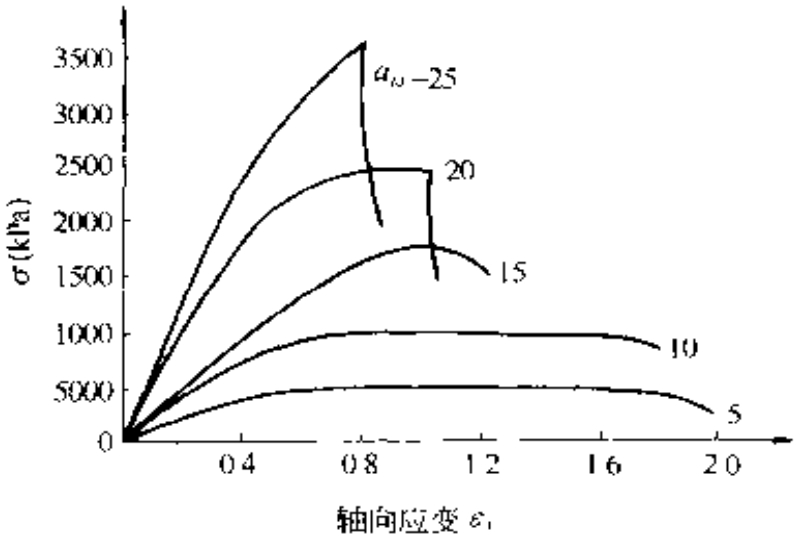


图 2-26　水泥土无侧限压缩试验应力应变关系

(引自胡同安,1983)[44]

(2) 水泥土强度的主要影响因素

试验研究表明,影响水泥土强度的主要因素有:龄期、水泥掺合比、水泥标号、矿物成分、细度、土样含水量、土中有机质含量、外掺剂、土体围压、土中 pH 值和温度等。下面作简要介绍:

1) 龄期

不同水泥掺合比的水泥土无侧限抗压强度与龄期的关系如表 2-3 和图 2-27 中所示。水泥土强度随龄期的增长而增大。其强度增长规律不同于混凝土。龄期超过 28d,强度还有较大的增长,但增长幅度随龄期的增长有所减弱。根据扫描电子显微镜观察,水泥和土的硬凝反应约需 3 个月才能较充分完成。《建筑地基处理技术规范》建议以 90d 龄期的无侧限抗压强度值作为水泥土的强度标准值。

不同掺合比和不同龄期下水泥土无侧限抗压强度 q_u(MPa)　表 2-3

a_w(%) \ T(d)	7	14	28	60	90	150
5	0.23	0.24	0.39	0.42	0.45	
10	0.67	0.79	0.94	1.45	1.45	

续表

a_w(%) \ t(d)	7	14	28	60	90	150
15	0.91	0.89	1.35	1.69	2.41	2.90
20	1.47	2.11	2.40	3.28	3.56	
25	2.10	2.59	3.15	4.26	4.59	

(引自 李明逵,1991)

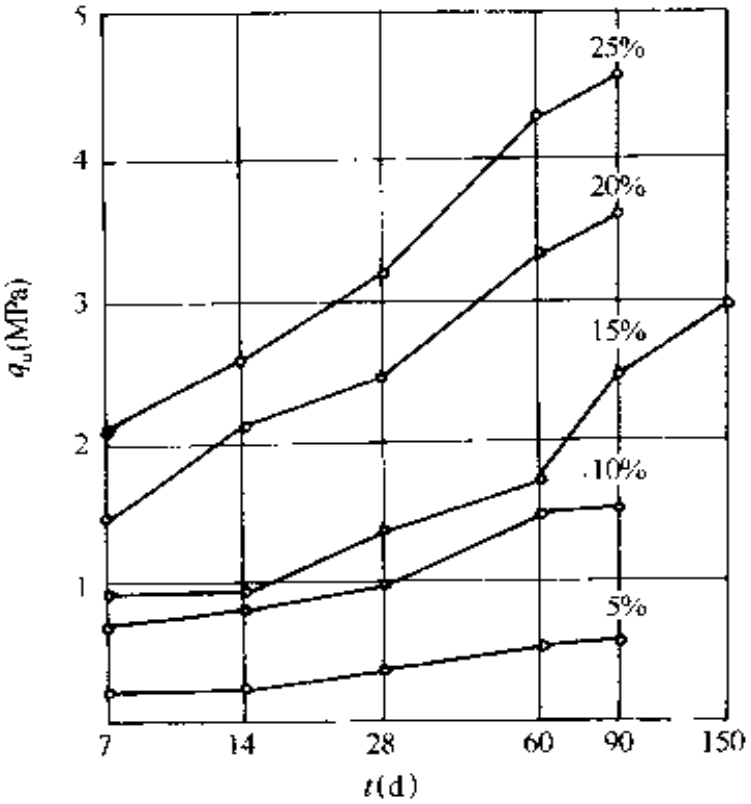


图 2-27 不同龄期的水泥土无侧限抗压强度

(引自李明逵,1991)

不同龄期的水泥土无侧限抗压强度值之间关系可参考下式换算,

$$q_{u,7}\approx(0.3\sim0.55)q_{u,90} \tag{2.3.1}$$

$$q_{u,30}\approx(0.6\sim0.85)q_{u,90} \tag{2.3.2}$$

式中 $q_{u,7}$——7d 龄期无侧限抗压强度值;

$q_{u,30}$——30d 龄期无侧限抗压强度值;

$q_{u,90}$——90d 龄期无侧限抗压强度值。

2）水泥掺合比

由表 2-3 和图 2-27 可以看到，水泥土强度随水泥掺合量的增加而增大。水泥掺合比小于 5%时，固化反应很弱，水泥土比原状土强度增强甚微。Tatsuro Okumura(1989)建议[126]用于加固目的水泥土最小水泥掺合比取$(a_w)_{min}=10$，一般取 $a_w=10\sim20$。水泥土强度增长率在不同的掺合量区域，在不同的龄期是不同的，而且原状土不同，水泥土强度增长率也不同。

在分析水泥土的破坏特性时已指出，水泥土的应力应变关系及破坏模式与水泥掺合比有关，图 2-25 和图 2-26 表示不同水泥掺合比的水泥土三轴不排水剪切试验和无侧限压缩试验应力应变关系曲线。水泥掺合比比较小时，水泥土应力应变关系为加工硬化型，属塑性破坏；水泥掺合比比较大时，水泥土属脆性破坏。

3）土的含水量

水泥土的水泥掺合比相同时，其强度随天然土样的含水量提高而降低。表 2-4 表示一组试验结果。天然土的含水量高，土和水泥形成的水泥土含水量也高。水泥土含水量高，水泥土的密度小，其强度也小。

含水量与水泥土强度关系　　表 2-4

含水量(%)	天然土	47	62	86	106	125	157
	水泥土	44	59	76	91	100	126
无侧限抗压强度 q_u(kPa)		2320	2120	1340	730	470	260

注：$a_w=10$，水泥土强度龄期为 28d。　　(引自王玉兰，1979)❶

4）水泥强度等级

水泥土的强度随掺入的水泥强度等级提高而提高。水泥掺合比相同时，按原水泥标号计每增加 100 号，水泥土的无侧限抗压强

❶ 水泥系拌和法加固软土地基，交通部一航局科研所研究报告，1979。

度 q_u 约增大 20%～30%。

5）土中有机质含量

原状土中的有机质会阻碍水泥的水化反应，影响水泥土固化，降低水泥土强度。有机质含量愈高，其阻碍水泥水化作用愈大，水泥土强度降低愈多。国内已有数例因地基土有机质含量高采用水泥深层搅拌法加固地基未获预期效果的报道。有研究报道，有机质土中有机酸的种类、水泥的矿物成分不同对水泥土的影响也是不同的。林琼等(1993)研究发现，影响水泥土无侧限抗压强度的有机质主要成分为富里酸，当有机质中富里酸含量接近 2%时应慎用水泥土加固地基。笔者认为当地基土中有机质含量较高时，如考虑采用水泥土加固应先做试验以确定是否适用。

6）围压大小

水泥土强度与作用于水泥土体上的围压有关。图 2-28(*a*)和(*b*)分别表示水泥掺合比 $a_w=5$ 和 $a_w=15$ 二组水泥土三轴试验应力-应变曲线。从图中可以看到水泥土体上的围压(σ_3)增加，水泥土强度提高。比较图(*a*)和图(*b*)还可发现，水泥土体上围压对强度的影响随水泥掺合比的增大而降低。图 2-29 表示由直剪试验得到的水泥土抗剪强度 τ_f 与法向应力 σ_N 的关系。从图中可以看到 τ_f/σ_N 值随水泥掺合比的增加而减小。由三轴试验和直剪试验得到的规律是一致的。

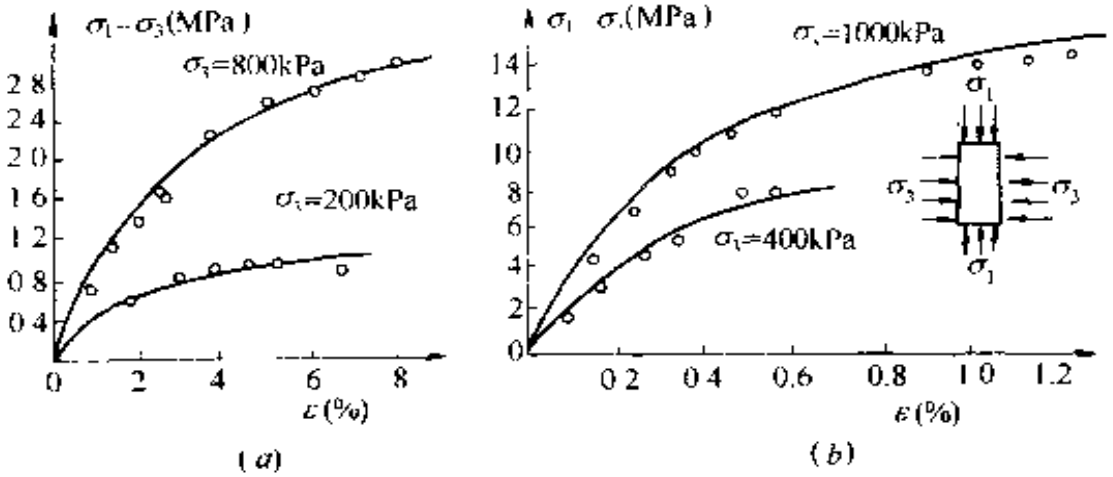


图 2-28　水泥土三轴不排水剪切试验应力应变关系

(*a*) $a_w=5$；(*b*) $a_w=15$

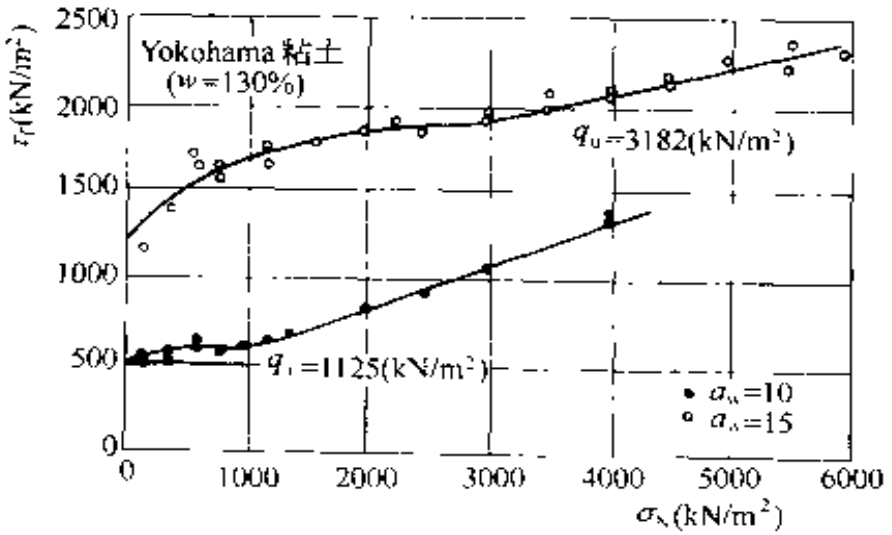


图 2-29　抗剪强度 τ_f 与法向应力 σ_N 关系

（引自 T. Kawasaki, 1983）[123]

7）外掺剂

在深层搅拌法中，为了改善水泥土的性能，常选用木质素磺酸钙、石膏、三乙醇胺等外掺剂。不同的外掺剂对水泥土强度的影响不同，通常可通过试验确定其影响程度。试验表明木质素磺酸钙对水泥土强度影响不大，石膏和三乙醇胺对水泥土强度有增强作用。

通过掺入合适的添加剂可以达到降低水泥掺量，提高水泥土强度的目的。曾小强(1993)研究表明在水泥土中掺加一定量的石灰(CaO)可提高水泥土强度 30% 左右。胡同安、黄新等(1995)研究表明，掺入石膏也可使水泥土强度得到较大幅度的提高。

8）土体中 pH 值

土体中 pH 值的高低表征了土体酸碱性的强弱。研究表明酸性环境会对水泥水化产物的生成及其稳定性产生不良影响，因此，土体 pH 值越低，水泥土强度愈低。

9）温度

温度对水泥水化反应速度有密切关系。在一定的温度范围内，其他条件相同情况下，水泥土的强度会随温度升高而增加。

10）水泥的矿物组成

水泥水化反应与水泥中矿物的成分关系密切。水泥中各矿物

成分水化速度的顺序是：$C_3A>C_4AF>C_3S>C_2S$，这些水泥水化反应速度不同的矿物在水泥中的比例是影响水泥水化速度快慢的原因。另外，各矿物成分对强度增长速度影响也不同，C_3S 早期活性大，C_2S 则主要后期影响大，C_3A、C_4AF 早期强度增长非常快，但强度值不如 C_3S 和 C_2S 二者高。因此，水泥的矿物成分对水泥土的强度及其增长影响不小。

11）水泥的细度

在一定的粒度范围内，水泥的细度越高，比面积越大，水化速度越快，而且活性发挥得越好。水泥的细度越高，水泥土强度越高。

（3）水泥土的压缩特性

表 2-5 表示一组无侧限抗压试验测定的水泥土无侧限抗压强度 q_u 与变形模量 E_{50} 之间的关系。由表可见，当 $q_u=300\sim4000$kPa 时，$E_{50}=40\sim600$MPa，一般为 q_u 的 120～150 倍，即 $E_{50}=(120\sim150)q_u$。

水泥土的变形模量　　表 2-5

试件编号	无侧限抗压强度 q_u(kPa)	破坏应变 ε_f(%)	变形模量 E_{50} (kPa)	$\frac{E_{50}}{q_u}$
1	274	0.80	37000	135
2	482	1.15	63400	131
3	524	0.95	74800	142
4	1093	0.90	165700	151
5	1554	1.00	191800	123
6	1651	0.90	223500	135
7	2008	1.15	285700	142
8	2393	1.20	291800	121
9	2513	1.20	330600	131
10	3036	0.90	474300	156
11	3450	1.00	420700	121
12	3518	0.80	541200	153

（引自冶金部建筑研究总院地基室，1985）

表 2-6 表示一组水泥掺合比不同的水泥土由压缩试验测定的压缩系数 a_{1-2}、$a_{2\ 4}$ 和压缩模量 $E_{s(1-2)}$、$E_{s(2\ 4)}$ 的情况。下标 1－2和 2－4 分别表示竖向压力处于 100～200kPa 和 200～400kPa 范围内。由表中可以看到，在不同的掺合比区域，压缩系数的减小率和压缩模量的增长率是不同的，

水泥土不同水泥掺合比对压缩特性的影响 **表 2-6**

水泥掺合比 a_w	压缩系数 a_{1-2} (10^{-6} kPa^{-1})	压缩系数 $a_{2\ 4}$ (10^{-6} kPa^{-1})	压缩模量 $E_{s(1\ 2)}$ (kPa)	压缩模量 $E_{s(2\ 4)}$ (kPa)	$\frac{E_s(1-2)\text{水泥土}}{E_s(1-2)\text{原状土}}$	$\frac{E_{s(2\ 4)}\text{水泥土}}{E_{s(2\ 4)}\text{原状土}}$	$\frac{a_{1\ 2}\text{水泥土}}{a_{1\ 2}\text{原状土}}$
原状土	837		2609	1739			
10	59	139	31804	16103	14.60	9.26	0.0704
15	40	58	58870	40531	22.56	23.31	0.0478
20	31	56	73426	40702	28.22	23.41	0.0370

（引自林琼，1989）

(4) 水泥土的渗透性

水泥与土混合后产生一系列物理化学反应生成水泥土。随着水泥水化的进行，在土颗粒表面及土颗粒之间生成的水化产物逐渐填充了土颗粒之间的大孔隙，使水泥土的渗透系数减小。

侯永峰(1997)分别采用萧山粘土和沟通粉土制作水泥土进行室内渗透试验，表 2-7 和表 2-8 分别表示用萧山粘土和沟通粉土制作的水泥土渗透系数与水泥掺合量 a_w 和龄期的关系。由表中可看到：水泥掺合量愈高，水泥土渗透系数愈小；水泥土龄期愈长，水泥土渗透系数愈小。萧山粘土原状土渗透系数为 1.01×10^{-5}cm/s；从表 2-7 可知用萧山粘土拌成的水泥土渗透系数一般为原状土的 $10^{-3}\sim10^{-4}$倍，沟通粉土原状土渗透系数为 7.54×10^{-5}cm/s，由表 2-8 可知相应的水泥土渗透系数一般为原状土的 10^{-3}倍。

萧山粘土制作水泥土渗透系数❶(10^{-7}cm/s)　　表 2-7

龄期 \ 水泥掺入量	5%	7%	10%	15%	20%
7 天	9.88	8.60	4.71	2.29	1.19
14 天	1.49	0.846	0.787	0.685	0.441
28 天	0.778	0.493	0.246	0.109	0.0841
90 天	0.454	0.151	0.053	0.0333	0.0218

❶ 原状土渗透系数 1.01×10^{-5}cm/s　　(引自侯永峰 2000)[42]

沟通粉土制作水泥土渗透系数❶(10^{-7}cm/s)　　表 2-8

龄期(d) \ 水泥掺入量	5%	7%	10%	15%	20%
7	7.19	6.63	4.59	2.38	1.90
14	5.18	4.56	2.69	1.19	0.920
28	4.15	3.49	1.46	0.709	0.435
90	3.07	2.36	0.744	0.436	0.198

❶ 原状土渗透系数 7.54×10^{-5}cm/s　　(引自侯永峰,2000)[42]

水泥土渗透系数较小,在工程中常用水泥土来制作止水帷幕。

2.3.3 水泥土-土复合体的强度特性

刘一林(1991)利用宁波粘土进行了不同置换率的水泥土-土复合土体试样的固结不排水三轴剪切试验,探讨了复合土体的应力应变关系及强度特性。复合土体试样养护期 3 个月,在应变式三轴仪上进行试验。

图 2-30 表示三组复合土试样($a.a_w=15, m=0.14$; $b.a_w=15, m=0.23$; $c.a_w=20, m=0.23$)固结不排水剪切试验得到的应力-应变关系曲线。图 2-31 表示一组置换率不同的复合土体($a_w=15, \sigma_3=200$kPa, m 值不同)固结不排水剪切试验应力-应变关系曲线。图 2-32 表示一组水泥土水泥掺合比不同的复合土体($m=0.23, \sigma_3=300$kPa, a_w 值不同)固结不排水剪切试验应力-应变关系曲线。从这些试验曲线可以看到:水泥土-土复合土体的强

度随围压的增大而明显提高，围压增大复合土体的破坏应变也增大；复合土体的强度随复合土的置换率增大而提高，也随着水泥土

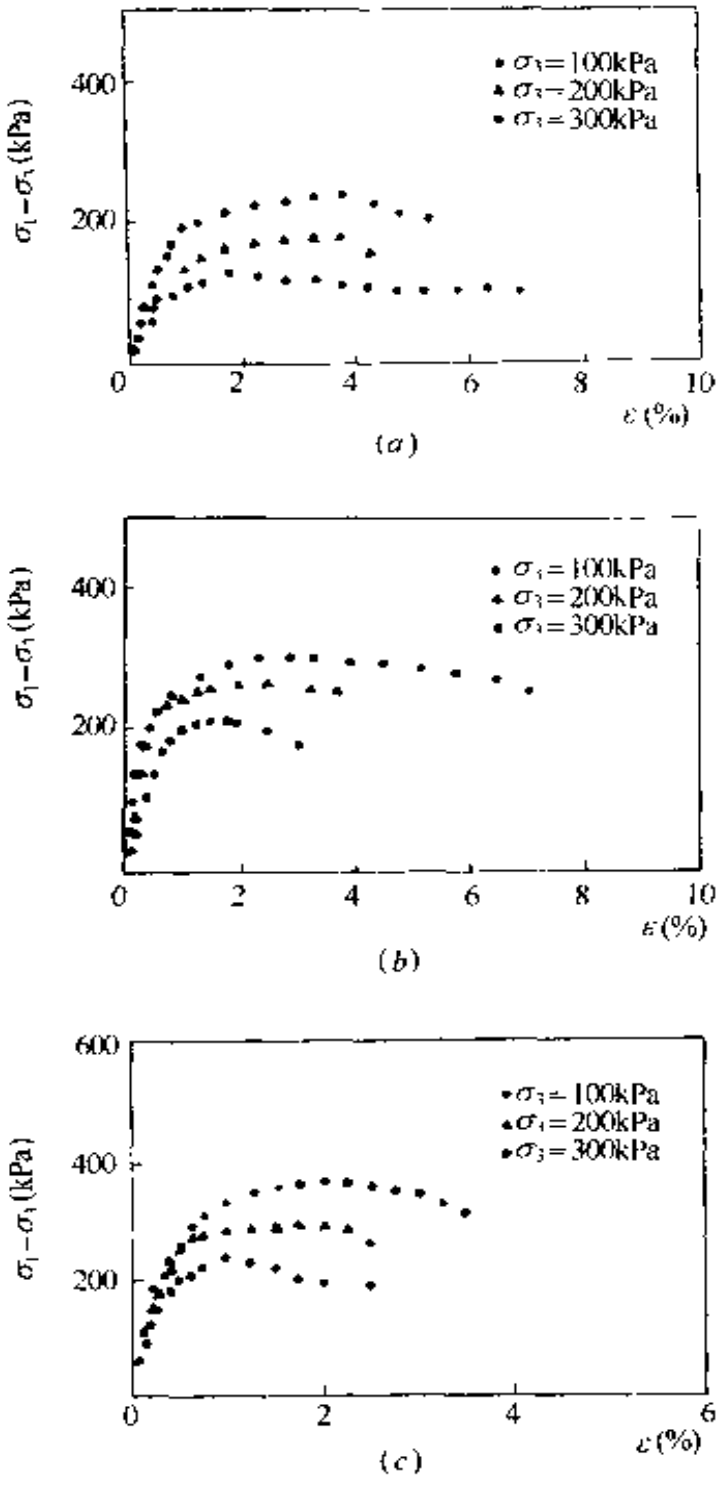


图 2-30　三组复合土固结不排水剪应力-应变曲线

$(a)a_w=15, m=0.14$；$(b)a_w=15, m=0.23$；$(c)a_w=20, m=0.23$

（引自[52]）

水泥掺合比的增大而提高。复合土体三轴试验应力-应变关系曲线的类型也与作用在复合土体的围压大小，复合土体置换率和水泥掺合比有关。总的说来，水泥土-土复合土体的应力应变曲线形状类似于超固结土的应力应变关系曲线形状。围压减小，复合土体置换率提高，水泥掺合比增大，复合土体的应力应变关系曲线从加工硬化类型向加工软化类型转变，复合土体由塑性破坏转化为脆性破坏。复合土体破坏应变则随围压减小、置换率提高，水泥土水泥掺合比增大而减小。

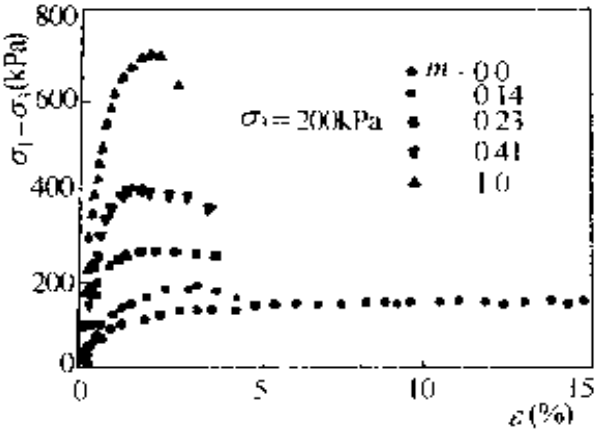


图 2-31　不同置换率复合土体固结不排水剪应力应变关系曲线（引自刘一林，1991）

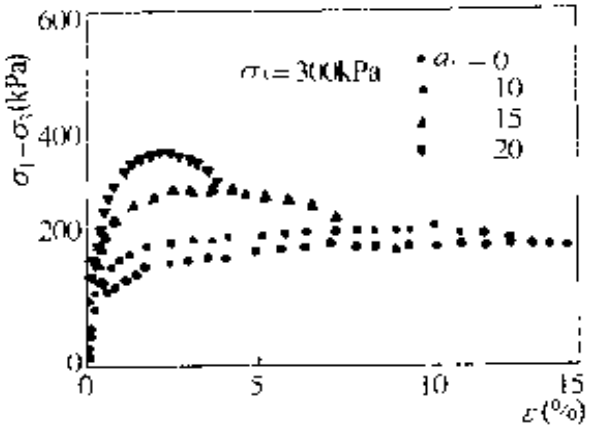


图 2-32　水泥土水泥掺合比不同的复合土体固结不排水剪应力-应变关系曲线（引自刘一林，1991）

表 2-9 为一组水泥掺合量不同、置换率不同的复合土样由固结不排水剪切试验测定的有效应力强度指标（刘一林，1991）。由表中可见，复合土体的有效应力强度指标 c'，φ' 值随复合土置换率和水泥掺合比的增大而提高。

复合土体有效应力强度指标　　**表 2-9**

试样编号	掺合量 a_w(%)	置换率 m	$(\sigma_1-\sigma_3)_f$(kPa)			有效内摩擦角 φ'(°)	粘聚力 c' (kPa)
			σ_3=100	200	300		
LT1	0	0	77	147	201	20.2	15.3
LT6	15	0.14	126	177	233	24.2	20.0
LT7	15	0.23	213	263	298	26.5	55.0

续表

试样编号	掺合量 a_w(%)	置换率 m	$(\sigma_1-\sigma_3)$/(kPa)			有效内摩擦角 φ'(°)	粘聚力 c' (kPa)
			σ_3 100	200	300		
LT8	15	0.41	313	294	459	33.4	73.3
LT9	15	1.00	621	703	738	36.0	130.0
LT3	10	0.23	119	177	277	21.6	27.6
LT11	20	0.23	230	295	364	27.9	49.5

(引自刘一林,1991)

2.3.4 水泥土-土复合体的压缩特性

林琼(1989)利用肖山粘土进行了不同置换率的水泥土-土复合土体试样的一维压缩试验。复合土试样的置换率 m 分别为0.1、0.205、0.308、0.41 和 1.0 五种,如图 2-33 所示。每种置换率的复合土体试样采用三种水泥掺合比,a_w=10、15、20。试样养护1个月,用压缩仪进行试验。

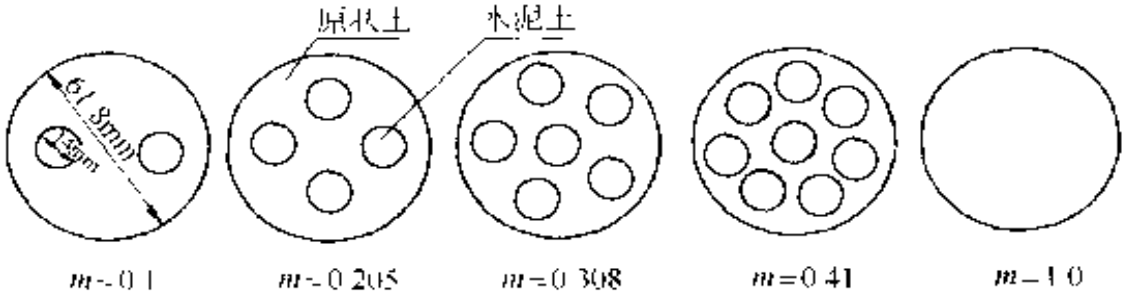


图 2-33 复合土体试样置换率

图 2-34 表示由试验得到的复合土体竖向荷载 p 与压缩变形 s 之间的关系曲线,置换率 $m=1.0$ 和 0.0 分别表示水泥土试样和原状土试样。图 2-35 表示复合土体置换率对复合土体压缩变形的影响。由图中可以看到复合土体压缩变形随置换率的增大而减小,两者不是线性关系,在一定的竖向荷载作用下,随置换率的增大,压缩变形量减小的程度是不同的。在一定的荷载条件下,存在一个有效的置换率 m_e。当 $m>m_e$ 时,增大 m 值,复合土土体压

缩量减小率较小。由图中还可到，随着荷载的增大，有效置换率 m_e 增大。由图 2-34 可以看出，在置换率相同的条件下，增加水泥土水泥掺合比 a_w，复合土体压缩量减小。水泥土-土复合土体压缩试验的 $e-\lg p$ 曲线如图 2-36 所示，从图中可以看到，复合土的压缩变形随竖向压力 p 的增大而增大。但是当竖向压力 p 小

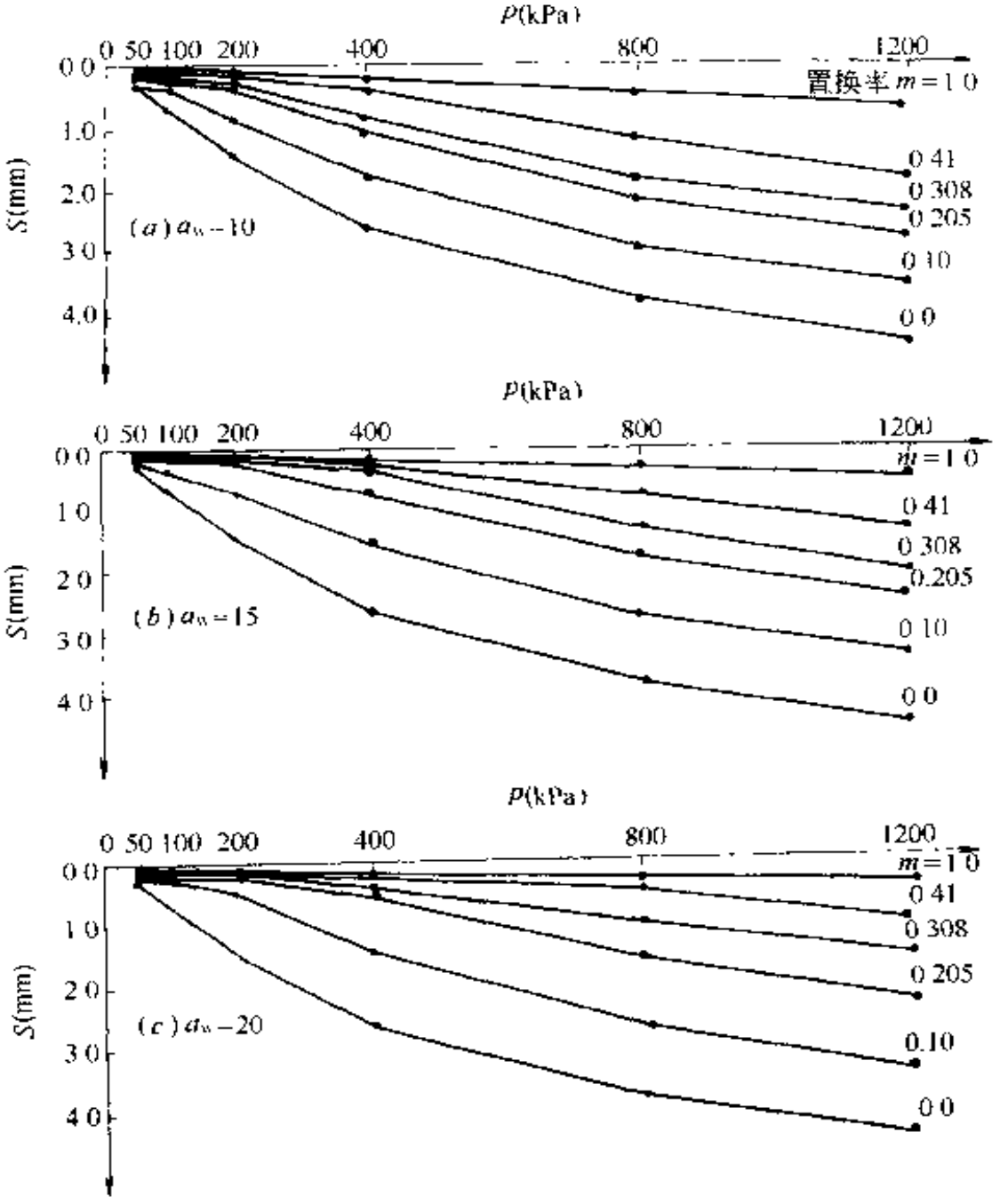


图 2-34　复合土体压缩试验 p-s 曲线

（引自林琼，1989）

于某值时，试样的压缩变形非常小；而当竖向压力大于该值时，压缩变形明显增大　Tatsuro Okumura(1989)定义该垂直压力为屈服压力 p_y。p_y 值随复合土置换率 m 和水泥土水泥掺合比 a_w 的增大而增大。复合土体存在一屈服压力 p_y 在工程应用上具有实际意义：当复合地基上荷载小于 p_y 时，复合土土层压缩量较小。

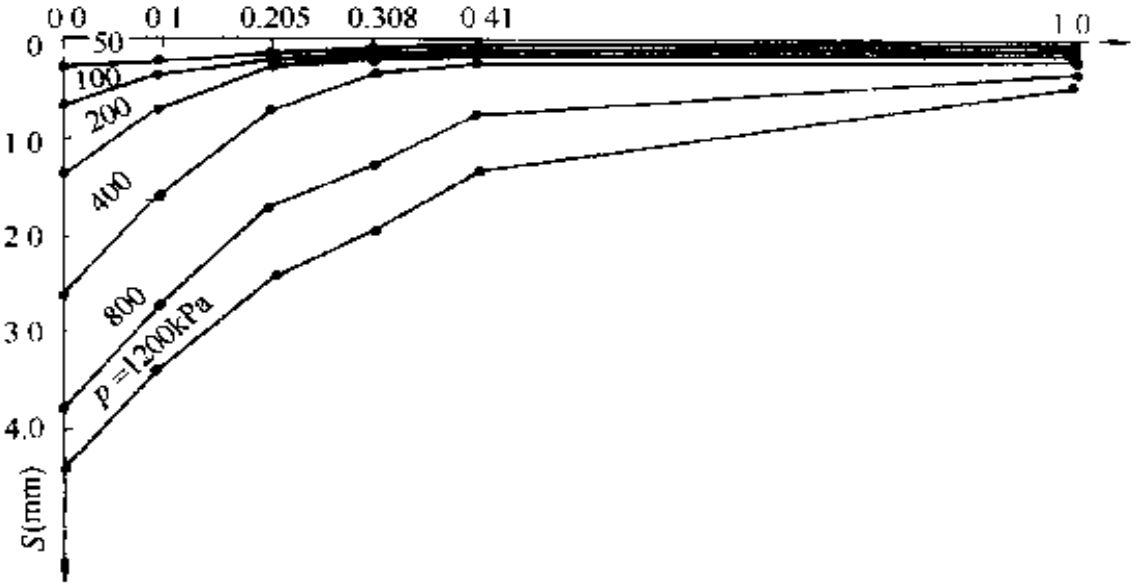


图 2-35　m-s 关系曲线(a_w=15)

(引自林琼，1989)[50]

水泥土-土复合土体的压缩模量通常用下式计算

$$E_c = mE_p + (1-m)E_s \tag{2.3.3}$$

式中　E_c——复合土体压缩模量；

E_p、E_s——分别为水泥土和土的压缩模量；

m——置换率。

式(2.3.3)表示复合土体的压缩模量与置换率成线性关系。然而林琼(1989)的试验结果表明：复合土体的压缩模量与置换率并不成线性关系，而与竖向荷载 p 有关，如图 2-37 所示。图中 E' 和 E 分别为计算值和实测值。当 p 较小时，实测值大于由式(2.3.3)得到的计算值。当 p 较大时，实测值小于计算值。

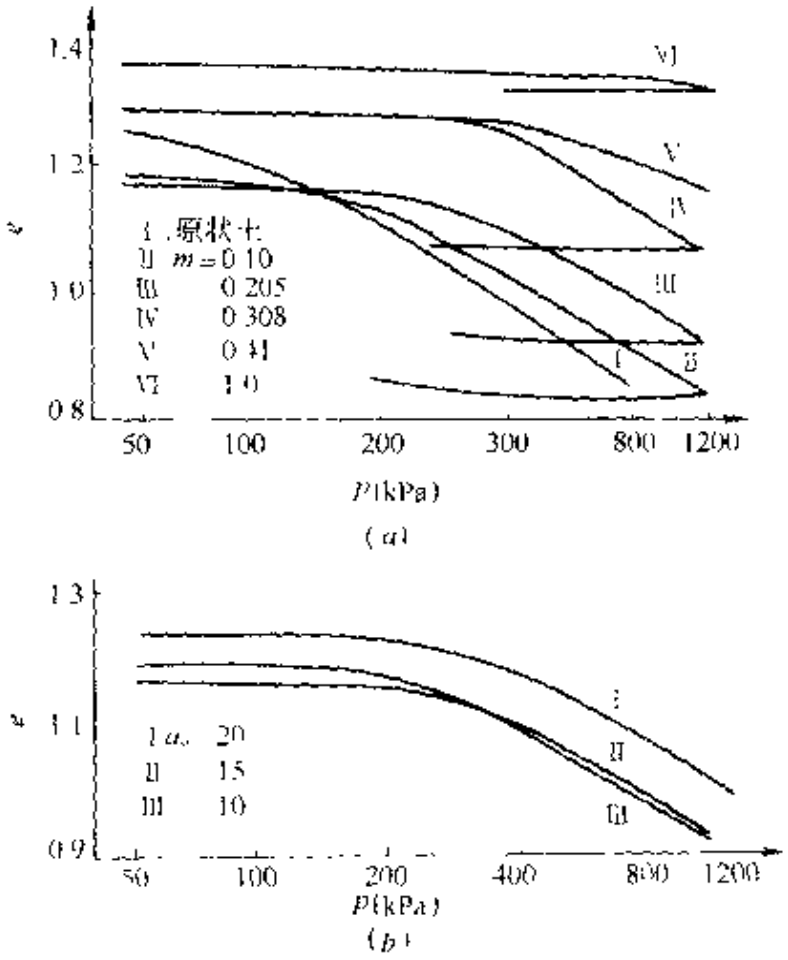


图 2-36 水泥土-土复合试样 $e-\lg p$ 曲线
(引自林琼,1989)[50]
(a) $a_w=15$, m 不同;(b) $m=0.205$, a_w 不同

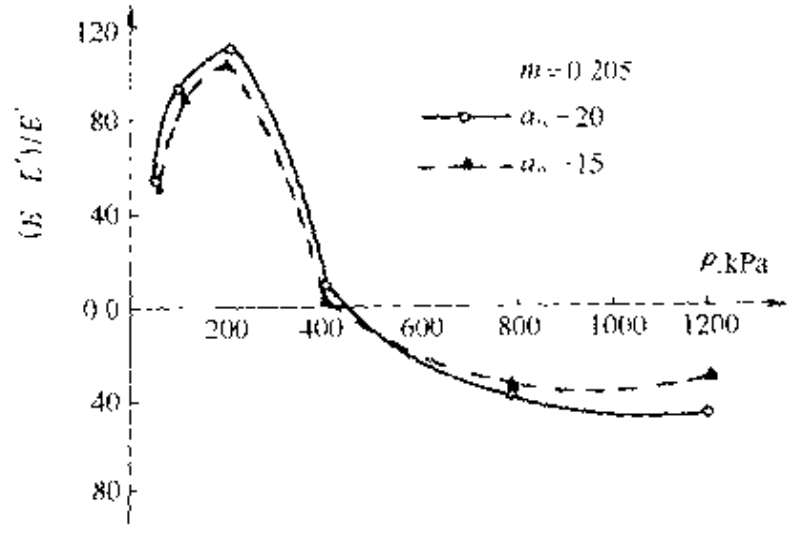


图 2-37 $(E-E')/E'-p$ 关系曲线
(引自林琼,1989)[50]

2.3.5 循环荷载作用下水泥土-土复合体性状

对循环荷载作用下水泥土-土复合体性状国内外开展研究甚少。侯永峰(2000年)应用HX-100型多功能伺服控制动静三轴仪对循环荷载作用下水泥土-土复合体的性状开展了探索性研究。

重塑土采用萧山粘土制备,水泥土采用萧山粘土和水泥配制,水泥掺入量为15%,重塑土和水泥土物理力学指标如表2-10所示。水泥土-土复合体试样采用下述置换率,分别为:$m=0.0$,0.05,0.10,0.15,1.0。$m=0.0$时为重塑土样,$m=1.0$时为水泥土样。试验采用频率为0.1Hz。为研究加荷周数对土体循环特性的影响,分别在循环应力比为0.3、0.5、0.7、0.8和0.9情况下,对复合土体进行加荷周数为10、20、50、100、200、500和1000的试验。围压采用100kPa、150kPa、200kPa和400kPa四种情况。通过对水泥土-土复合体试样进行应力控制的循环三轴试验研究,得到下述结论:

重塑土和水泥土物理力学性质指标 **表2-10**

土样名称	含水量(%)	重度(g/cm^3)	密度(g/cm^3)	孔隙比	塑性指数	变形模量(MPa)	粘聚力(kPa)	内摩擦角(°)
重塑土	40	1.78	2.71	1.13	18	7.25	0	27
水泥土	33	1.80	2.73	1.02		1340		

(引自侯永峰,2000年)

(1)随着循环应力比的不断增加,土体产生的应变和孔压也相应增加,并且当循环应力比较大时,复合土体在较少的加荷周数情况下就发生破坏。试验结果表明,循环荷载作用下复合土体存在临界循环应力比,对水泥掺入比为15%的复合土体,当置换率为0%(重塑土)时其值约为0.55;当置换率为0.05时其值约为0.75;当置换率为0.10时其值约为0.8;当置换率为0.156时其值约为0.83;当置换率为1.0(水泥土)时其值约为0.9。临界循环应力比随着复合土体的置换率增加而增加,但其增加速率逐渐减小。

(2) 通过对循环荷载作用下复合土体孔压的研究发现，对应力控制的循环荷载，复合土体存在门槛循环应力比，当循环应力比低于此值时，则认为复合土体中没有孔压产生，对于应变控制的循环试验，相应地存在门槛循环应变，当循环应变低于此值时，复合土体中也没有孔压产生。试验结果表明，对水泥掺入比为 15% 的复合土体，当置换率为 0%（重塑土）时其值约为 0.02；当置换率为 5.2% 时其值约为 0.05；当置换率为 10.4% 时其值约为 0.1；当置换率为 15.6% 时，其值约为 0.13。门槛循环应力比随着复合土体的置换率增加而增加，但其增加速度逐渐减小。

(3) 对应于一定的循环应力比，土体产生的应变随加载周数的增加而增加。

(4) 随着围压的不断增加，在相同的循环应力比情况下复合土体产生的应变和孔压不断减小。

(5) 随着置换率的不断增加，在相同的循环应力比情况下复合土体中产生的应变不断减小，孔压则有一定程度的增加。相对而言 13% 为比较经济的置换率。

2.4 灰土基本性状

2.4.1 灰土的分类

通常灰土是指石灰与土拌和、经一系列物理化学反应而形成的复合土，根据石灰与土的比例不同而称谓不同，如二八灰土、三七灰土等。

近年在工程应用上灰土的概念有所延伸，将石灰、粉煤灰和土拌和形成的复合土称为二灰土。另外，有人将粉煤灰和土拌和形成复合土；将水泥和土拌和形成水泥复合土；将水泥、建筑垃圾（大的加以粉碎）拌和形成复合土，称为渣土；将矿渣与土拌和形成矿渣土。各地工程技术人员因地制宜发展了多种多样的灰土，在工程建设中得到广泛应用。

在本节只限于讨论石灰与土拌和形成的灰土和石灰、粉煤灰

与土拌和形成的二灰土。

2.4.2 生石灰成分、水化反应及其特性

生石灰是由含碳酸钙为主的石灰石煅烧而成的。碳酸钙吸热分解成氧化钙和二氧化碳，其方程式为

$$CaCO_3 \xrightarrow{900℃} CaO + CO_2 \uparrow - 178kJ/mol$$

生石灰的主要成分为氧化钙(CaO)，也含有少量的氧化镁(MgO)，二氧化硅(SiO_2)、三氧化二铁(Fe_2O_3)和三氧化二铝(Al_2O_3)等。国内几处生产的生石灰成分含量如表 2-11 所示。产地不同，生石灰成分不同。

几处产地生石灰成分组成　　表 2-11

成分(%) \ 产地	南　京	山　西	武　汉	上海奉贤	浙江眉池
CaO	70.73	92	83.3	76.68	82.3
MgO	0.86	1.35	2.26	0	5.2
SiO_2	5.90	1.12	2.80	3.30	11.5
Fe_2O_3	0.52	0.97	0.50	0.48	0.95
Al_2O_3	1.15	0.65	0.78	0	1.02

生石灰一般为乳白色的块状物，含杂质多的石灰往往呈灰色，淡黄色，过烧石灰成灰黑色。石灰密度一般为 8～10kN/m³。石灰有气硬性和水硬性两种，按 MgO 含量多少又分为钙质石灰(MgO 含量≤5%)和镁质石灰(MgO 含量>5%)两类。

石灰质量主要反映在石灰的活性，石灰活性是指石灰中活性 CaO 和 MgO 含量总和。活性 CaO 和 MgO 是指能与含硅材料发生化学反应产生胶凝物质的化合物。

生石灰与水作用，使之消解为熟石灰($Ca(OH)_2$)，生石灰的熟化过程称水化过程。石灰在水化过程中放出大量热，体积膨胀 1.5～3.5 倍。其反应方程式为

$$CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 + 65kJ/mol$$

影响生石灰水化反应能力的因素和生石灰水化反应特性如下所述：

1．生石灰水化反应能力的影响因素

影响生石灰水化反应能力的因素有下述几个方面：

(1) 煅烧条件和纯 CaO 的含量

在不同温度条件下煅烧出的生石灰，其生成的 CaO 内比表面积和晶粒大小有差异，因此其水化反应过程就有差别。图 2-38 表示不同煅烧程度的石灰与水作用时的水化速度和水化温度的变化，该图表明有 15% 欠烧的石灰，当它与水拌合 5 分钟后就达到最高温度，而有 15% 过烧的石灰，约 27 分钟才达到最高温度，而且后者的最高温度远低于前者。为什么含一定量“欠烧”的生石灰其水化反应能力大呢？当然其“欠烧”的部分仍是 $CaCO_3$，它不具备任何水化能力，而是因为含有一定量“欠烧”的石灰，往往是在较低温度下煅烧的，它具有较大的内比表面积，CaO 的晶粒较小，其水化反应能力就大，相反含有一定量“过烧”的石灰，往往是在较高温度下煅烧的，具有较小的内比表面积，CaO 晶粒较大，其水化反应能力就小。试验表明，CaO 晶粒大小显著地影响石灰水化反应速度。其次，从图 2-38 可知，当含有 32% MgO 的镁石灰需经过 30min 才能达到最高温度，且最高温度是很低的，也就是说它的水化能力很差。因此，含纯 CaO 的量越高，其水化反应能力就越大。

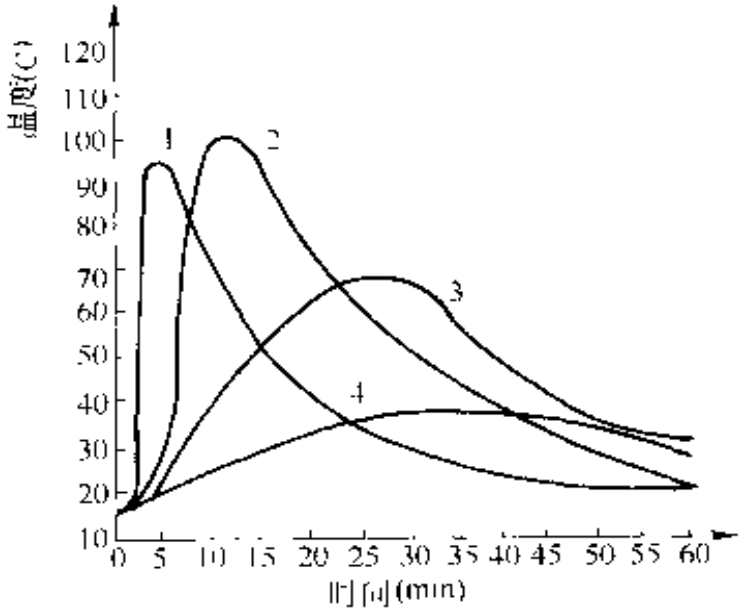


图 2-38　几类石灰水化时的温度变化

1—有 15% 欠烧的石灰；2—煅烧正常的石灰；3—有 15% 过烧的石灰；4—含 32% MgO 的镁石灰

(引自天津大学钢木地基教研室，1986)

虽然，“欠烧”生石灰其水化反应能力比较

大，但使用这种生石灰将降低了石灰的利用率，而对于“过烧”生石灰因其水化反应能力很差，因此在选用时，不宜选用这两种生石灰，尤其是后者。

(2) 水化温度的影响

生石灰水化反应速度随着水化温度的提高而显著增加。在温度0～100℃的范围内进行的试验表明，温度每升高10℃，其水化速度增加一倍。

(3) 外加剂的影响

在水中加入各种外加剂，对石灰的水化反应速度具有显著的影响，如氯盐($NaCl$、$CaCl_2$)等能加快石灰的水化速度，而磷酸盐、硫酸盐、碳酸盐等能延缓石灰的水化速度。一般说，某种外加剂和石灰相互作用时，生成比$Ca(OH)_2$易溶的化合物，这种外加剂就能加速石灰的水化，同时它还有助于消除CaO颗粒周围的局部过饱和现象，从而进一步加速石灰的水化反应；反之，某种外加剂和石灰作用生成比$Ca(OH)_2$难溶的化合物，这种外加剂就延缓石灰的水化，因为难溶的化合物凝结在CaO颗粒的表面上，从而阻碍CaO和水的相互作用。但生成的易溶化合物溶解度太大也不行，溶解度太大将使钙离子进入溶液的能力减小，使石灰的水化速度减慢。

2．生石灰水化反应的特性

生石灰水化反应的特性表现在下述几个方面：

(1) 水量的影响及触变性

生石灰在水化过程中能吸收很多的水分，如生石灰熟化成熟石灰粉($Ca(OH)_2$)时，理论上需水31.2%，由于一部分水分需消耗于蒸发，实际加水量常为生石灰重量的60%～80%。水化后的熟石灰其比重为2.08，呈极细的粉末状，随着水量的增加熟石灰的物理状态也随之变化，可以从稠厚状逐渐转变为稀溶液的石灰水。

当熟石灰的水分增加到一定程度(含水量在80%～90%)时，天然坡角最大，这说明熟石灰的水分已能造成熟石灰颗粒间的粘聚力，甚至于当含水量已大于80%时，糊状物仍能保持73°18′的

天然坡角，也就是说熟石灰的粘聚性当含水量已相当高时仍然很好。当限制生石灰屑在水化时的膨胀时，可以获得坚硬如石的熟石灰块。但在不断的捏揉下，块体能变软、变稀，并且体积缩小，这说明在一种含水量下熟石灰可能有两种状态：一种是结构性较强熟石灰粒，具有一定的结构强度；一种是结构被破坏，失去了结构强度。这种形态上的变异说明熟石灰有触变性。

(2) 生石灰水化反应为放热反应

1kg 纯 CaO 水化时放出的热量足以将 2.8kg 的水从 0℃ 加热到 100℃，尚不计热量损失在内。如果让这种热量在地基中散发出来，能使地基土温度提高，降低地基土的含水量，减少孔隙比，增加土的密实度。

(3) 生石灰水化过程中，除了产生强烈的放热反应外，还伴随着体积的显著增大

氧化钙与水反应生成 $Ca(OH)_2$，固相体积要比 CaO 的固相体积增大 97.92%。另外，石灰在水化过程中，石灰粒子分散，比表面积增大，在分散粒子的表面吸附水分子，使粒子直径增大，从而引起粒子间孔隙体积增大。水化反应形成的固相体积和孔隙体积增量之和，超过石灰-水系统的空间，石灰水化后体积增大，可达到原体积的 1.5～3.5 倍。试验表明：石灰磨得愈细，石灰水化时体积变化愈小；水灰比增大，石灰水化时膨胀值减小；石灰水化时介质温度增高，膨胀极限值较快达到；掺入石膏掺合料，膨胀显著减小。限制生石灰水化过程中的体积膨胀，生石灰水化过程将产生较大的膨胀压力，或称胀发力。CaO 含量高，胀发力大。

2.4.3 粉煤灰的成分及性质

将煤灰为细粉状，呈灰色(含水时呈黑灰色)，颗粒为比表面积较大的多孔结构，对水的吸附能力很强，粉煤灰含水量达 30% 时仍呈松散状态。粉煤灰相对密度一般为 2.0～2.4，松散干重度一般为 5.5～6.5kN/m^3，重者可达 8kN/m^3，孔隙率一般为 60%～75%。粉煤灰中颗粒分为粗、中、细三种颗粒。粉煤灰一般具有 1600～4200kJ 的热值。粉煤灰化学成分取决于煤的矿物成分，我

国部分地区电厂粉煤灰的化学成分如表 2-12 中所示。

我国部分地区电厂粉煤灰的化学成分　　表 2-12

项目 / 产地	烧失量	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_2
上　海	3 - 5	46 ~ 54	29 ~ 38	4 - 7	2 ~ 7	0.5 ~ 1.5	0.1 - 0.2
淮　南	1 ~ 5	49 ~ 52	30 ~ 32	5 ~ 12	3 ~ 6	<1	<1
大　同	3 ~ 25	44 ~ 59	14 ~ 17	9 - 17	2 ~ 4	1 ~ 2	<1.5
唐　山	7.73	42.71	38.05	4.13	3.94	1.52	0.28
兰　州	3.02	51.50	24.98	7.63	6.00	3.57	0.22
洛　阳	8.39	50.34	23.55	7.68	5.27	2.59	0.38
重　庆	17.31	38.26	21.53	16.44	4.20	1.26	0.13
郑　州	3.30	53.40	24.40	10.30	7.10	2.40	0.70
石景山	2.70	49.90	23.50	9.70	9.40	2.60	1.20
成　都	6.50	54.20	14.10	5.40	3.60	2.20	0.10
南　宁	5.10	46.90	40.30	5.20	1.60	0.20	1.00
太　原	17.90	46.76	26.55	4.83	1.85	1.20	0.22
武　汉	6.25	57.88	26.84	3.68	3.00	0.60	
南　京	12.78	48.72	26.73	6.0	2.82	1.02	0.44
天　津	10.74	46.2	32.20	5.40	3.20	6.62	0.20

（引自文献[陈环等，1986]）[3]

粉煤灰中 SiO_2 及 Al_2O_3 为主要成分，Al_2O_3 含量高者将提高复合土强度。

2.4.4　灰土形成方法和加固机理

灰土形成方法一般为拌和夯实法。如灰土桩设置方法：石灰和素土拌和，然后填入孔中逐层夯实。石灰桩的设置方法与灰土桩不同。其设置流程为：先成孔，再填入生石灰，封孔，形成石灰桩。

采用石灰桩和灰土桩加固地基机理可从下述几个方面来说明：

(1) 成孔挤密作用

主要指采用挤土和部分挤土成桩工艺中。在沉桩成孔过程中,对桩间土挤密作用随成桩工艺、地基土工程性质不同而不同。对非饱和土,或渗透性较大的土,成孔挤密效果好。对于一般粘土和粉土,大体上桩间土强度可提高 10%～50%,对杂填土强度可提高 1～2 倍。对饱和软粘土成孔挤密效果差,成桩过程中不仅不能挤密桩间土,而且可能破坏桩间土的结构引起土的强度降低。

(2) 吸水、升温和膨胀作用

1kg 生石灰水化时一般吸水 0.8～0.9kg 水,其中水化反应吸收 0.312kg 水,其他水分被蒸发等。同时 1kg 生石灰水化时放出 1172kJ 热量。在地基中设置石灰桩,这种热量可提高地基土的温度(实测桩间土温度可达 50℃左右),使土产生一定的汽化脱水现象。生石灰吸水使地基土中含水量下降,孔隙比减小,桩间土抗剪强度提高。生石灰水化时体积膨胀,石灰桩在封桩较好时,石灰桩体积膨胀可对桩间土产生了巨大的挤压力。

(3) 胶凝,离子交换和碳化作用

在石灰水化过程中,$Ca(OH)_2$ 在水中的溶解度因温度升高而降低,此时 $Ca(OH)_2$ 因过饱和而沉淀,在水中形成胶体。胶体 $Ca(OH)_2$ 并不稳定,经再结晶后构成合成结晶使之紧密胶结而具有较高强度。粘土矿物及成胶体状态的 SiO_2、Al_2O_3 在生石灰水化过程中形成的强碱性环境下可反应生成 $CaO-SiO_2-H_2O$ 系列的硅酸石灰水化物及 $CaO-Al_2O_3-H_2O$ 系列的铝酸石灰水化物。这些水化物与土粒结合能提高复合土强度。在石灰水化过程中,钙离子与粘土矿物中的钠离子、钾离子、氢离子等交换,在桩周形成一硬壳层。同时,桩周围的 $Ca(OH)_2$ 与空气接触化合生成 $CaCO_3$,$CaCO_3$ 结晶又与 $Ca(OH)_2$ 结晶相结合,构成 $CaCO_3 \cdot Ca(OH)_2$ 合成结晶,这种碳化作用,也使桩周形成强度较高的硬壳层。胶凝、离子交换和碳化作用可使在石灰桩周形成 20～100mm 厚的硬壳层。

(4) 置换作用

无论石灰桩还是灰土桩，都有置换作用。在地基中设置一定强度和刚度的桩置换软弱的土，形成复合地基可以提高地基承载力和改善变形特性。石灰是一种气硬性材料，采用石灰桩加固软土地基时，若桩身常处于地下水浸泡之中，如何保证桩身具有一定的强度，应予以重视。

经验与试验证明，在下述条件下可以使石灰桩避免出现软心现象：

(1) 石灰具有一定的初始密实度；吸水过程中有一定压力限制其自由胀发。至于满足这两个条件的具体指标，目前研究尚不充分。但一些工程实践表明，只要保证必要的填充密实度和封顶压力即可不出现软心现象。

(2) 掺入合适的掺合料。最常用的掺合料是粉煤灰，也可掺粘性土料，掺砂性土则效果不好。

石灰桩工程桩桩身的抗压强度在杭州和湖北两地分别曾达到750kPa 和 564kPa。

在上述几个方面的综合作用下，桩间土被挤密并通过物理化学作用，其强度提高，桩身与桩周硬壳层的置换和竖向增强作用，这些使石灰桩复合地基达到加固地基的目的。

2.4.5 灰土的强度和变形特性

石灰与土拌和经一系列物理化学作用形成灰土，硬化后的灰土属脆性材料，强度指标常用 28 天的无侧限抗压强度表示。工程应用上一般要求灰土的无侧限抗压强度 q_u 不低于 500kPa。灰土的强度决定于石灰的质量、土的类别、配合比、夯实质量及气温条件等因素。施工中应从严控制其配合比，拌和时要适当加水并搅拌均匀，夯填应达到设计的压实系数。

为了提高灰土的强度，可掺入少量附加剂。表 2-13 为掺入几种附加剂后的试验结果，其中除水泥外，其他附加剂的掺合量均不宜超过 0.5%～1.0%。掺入水泥的灰土，其强度随掺入量的增加而相应提高。从技术和经济效果来看，水泥是比较理想的附加剂，料源也十分方便。

各种附加剂不同掺量时灰土的强度(kPa)　　表 2-13

附加剂(料)	掺量(%)					
	0	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0
NaOH	1300	1402	2100	2020	1905	1600
$CaSO_4 \cdot 0.5H_2O$	1300	—	1708	1209	—	1105
NaCl	1300	1408	1403	1308	1008	708
$CaCl_2$	1300	1308	1308	1305	1200	—
500#硅酸盐水泥	1300	—	1703	2003	—	2400

注：灰土强度为试件在饱和状态下 28d 时的抗压强度。

灰土的其他强度指标均与其抗压强度有关，灰土的抗拉强度约为$(0.11\sim0.29)q_u$，抗剪强度为$(0.20\sim0.40)q_u$，而抗弯强度为$(0.35\sim0.40)q_u$。

工程上常掺入粉煤灰，形成二灰土。粉煤灰成分及性质详见 2.4.3 节介绍。其他掺合料，如煤渣、矿渣等，煤渣等几种掺合料化学成分如表 2-14 所示。

几种掺合料化学成分表(%)　　表 2-14

成份 / 掺合料名称	SO_3	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	烧损量	备注
煤渣		53.66	33.36	4.21	2.95	1.10		
矿渣		38.83	12.92	1.46	38.70	4.63		武钢
钢渣		14.61	5.89	2.30	42.53	4.51	5.67	武钢
砖渣		60.50	25.20	8.00	CaO+MgO=1.80	3.7		
磷渣	1.46	35.82	0.44	0.60	50.36	4.11	0.82	汉11
粘土		65.90	13.06	4.22	2.87	1.03	10.12	
石膏	54.13	6.50	0.23		27.61	4.58		
火山灰		74.46	15.54	1.74	0.70	0.25		南京

灰土的变形模量(E_n)随应力的大小而异，通常 E_n 值为 40～200MPa。根据室内试验求得的灰土应力-应变关系曲线形态与混凝土相似，其变形模量可用下式表达：

$$E_n=\left(1+\sqrt{1-\frac{\sigma}{q_u}}\right)\frac{q_u}{\varepsilon_u} \tag{2.4.1}$$

式中 σ——灰土试件上的轴向应力；

q_u——灰土的无侧限抗压极限强度；

ε_u——灰土破坏时的临界应变。

σ/q_u 的比值可称为“相对应力”值，它表示灰土中的实际应力在其应力-应变关系曲线上所处的阶段。根据室内外测试结果，在使用荷载作用下，灰土桩桩顶面的“相对应力”σ/q_u 一般为0.5～0.9，有时可达到1.0，这说明灰土桩顶部的应力常处于其应力-应变曲线的过渡阶段，有时已达到了破坏阶段，而一般混凝土桩上的应力状态多数在弹性阶段范围内。从式(2.4.1)可知，σ/q_u越高，灰土的变形模量值 E_n 越小，因此，在计算分析灰土桩的变形和研究灰土桩的工作机理时，应根据其实际应力和“相对应力”的大小，采用相应的变形模量值。

灰土的水稳定性可以用其饱和状态下的抗压强度与普通潮湿状态下强度之比即软化系数表示。灰土的软化系数一般为0.54～0.90，平均约为0.70。由于灰土具有一定的水硬性，在高含水量的土中或处于地下水位以下的灰土仍可以硬化和提高强度。灰土水稳定性的影响因素是灰土的质量和灰土桩在土中的约束条件。试验表明，在空气中养护2～3d的灰土试件，拆模后放入水中而不会溃散；若灰土试件在周围约束条件下，压实成型后立即放入水中养护，其强度仍能增长而不溃散。为了提高灰土的水稳定性，除严格控制灰土的施工质量外，也可在灰土中掺入2%～4%的水泥，使其软化系数达到0.80以上，这样可保证灰土桩在水中的长期稳定性。

2.5 土工合成材料复合土体性状

2.5.1 土工合成材料简介

土工合成材料是一种新型的岩土工程材料。土工合成材料的发展与合成材料——塑料、合成纤维、合成橡胶的发展分不开的。硝化纤维是第一个商品化的合成材料。1870 年美国的 W.John 和 I.S.Hyatt 发明的"赛璐珞",就是用硝化纤维加入樟脑型增塑剂制成的一种塑料。1908 年 Leo Backeland 研制了酚醛塑料。到 20 世纪 30 年代,聚氯乙烯、低密度聚乙烯、聚酰胺相继出现。到了 50 年代,聚酯、高密度聚乙烯和聚丙烯相继问世。随着各种塑料的研制成功,不同类型的合成纤维也投入了生产。30 年代到 40 年代有聚酰胺纤维和聚氯乙烯纤维,40 年代到 50 年代有聚酯纤维、聚乙烯纤维和聚丙烯纤维。

合成材料最早用于土工建筑物的确切年代,已很难考证。一般认为,在 20 世纪 30 年代末或 40 年代初,聚氯乙烯薄膜首先应用于游泳池的防渗(C.C.Staff,1984)。后来大量塑料防渗薄膜应用于灌溉工程。1953 年美国垦务局首先在渠道上应用聚乙烯薄膜,1957 年开始应用聚氯乙烯薄膜。前苏联、意大利、前捷克斯洛伐克等国家也在 50 年代末 60 年代初开始应用合成材料防渗膜。

合成纤维在土工中的应用始于 20 世纪 50 年代末期,首先在美国得到应用,在 60 年代逐渐在美洲、欧洲及日本得到推广。当时所用的土工织物主要是机织布。无纺布的应用首先在 60 年代的欧洲出现,70 年代无纺布的应用很快传到美洲、西非和澳洲,最后传到亚洲。

目前,土工合成材料加筋技术在水利、铁路、公路、港口和建筑工程中已得到大量应用。《土工合成材料工程应用手册》中将土工合成材料加筋的类型分为支挡结构、加筋陡坡、软土地基加筋三类。下面主要讨论软土地基加筋部分。

关于土工合成材料的分类,国内外至今尚无统一的准则。早

期曾将其分为土工织物(Geotextile)和土工膜(Geomembrane)两类,Geotextile 和 Geomembrane 这两个词是 1977 年由 J.P.Giroud 首先提出来的,把透水的土工合成材料称为 Geotextile,不透水的称为 Geomembrane。这种分类标准延续了许多年。近十年来大量的以合成聚合物为原料的其他类型的土工合成材料纷纷问世,已远远超出了"织物"和"膜"的范畴。1983 年 J.E.Fluet 建议使用"土工合成材料"(Geosynthetics)一词来概括各种类型的材料。

国际土工织物协会(International Geotextile Society,现已改名为国际土工合成材料协会,International Geosynthetics Society)提出土工织物及相关产品的分类体系。1983 年 J.P.Giroud 和 R.G.Caroll 相应提出的分类方案如图 2-39 所示。



图 2-39 土工合成材料分类(J.P.Giroud & R.G.Caroll,1983)

这一分类未纳入土工膜,把格栅等材料概括为土工织物相关产品也不是很确切。Geosynthetics World 把土工合成材料分为五类,即土工织物(机织、无纺或非织造);土工膜;土工格栅(Geogrid)、土工网(Geonet);土工排水材(Geocomposite Drain);土工复合材。

1994 年 11 月由中国建筑工业出版社出版的《土工合成材料工程应用手册》将土工合成材料分为四大类,即土工织物、土工膜、特种土工合成材料、复合型土工合成材料。其中特种土工合成材料包括:土工格栅、土工网、土工垫、土工格室、土工模袋、土工泡沫塑料等。复合型土工合成材料是由上述各种材料复合而成,如复合土工膜、土工复合排水材料等

2.5.2 土工合成材料的效用

一般认为，土工合成材料在土工中应用的效用有如下六种：

1．反滤作用

把土工织物置于土体表面或相邻土层之间，可以有效地阻止土颗粒通过，从而防止由于土颗粒的过量流失而造成土体的破坏。同时允许土中渗流或气体通过织物，以避免由于孔隙水压力的升高而造成土体的失稳。

2．排水作用

有些土工合成材料设置在地基中可以在地基中形成排水通道，把土中的水分汇集起来，沿着排水通道排出体外。较厚的针刺型无纺织物和某些具有较多孔隙的复合型土工合成材料都可以起排水通道作用。

3．隔离作用

有些土工合成材料能够把两种不同粒径的土、砂、石料，或把土、砂、石料与地基或其他构筑物隔离开来，以免相互混杂，失去各种材料和结构的完整性，或发生土颗粒流失现象。土工织物和土工膜都可以起隔离作用。

4．加筋作用

很多土工合成材料埋在土体之中，可以扩散土体的应力，增加地基的模量，传递拉应力，限制土体的侧向位移；还可以增加土体与其他材料之间的摩阻力，提高土体及相关建筑物的稳定性。土工织物、土工格栅、土工网及一些特种或复合型的土工合成材料，都具有加筋功能。

5．防渗作用

土工膜和复合型土工合成材料，可以防止液体的渗漏、气体的挥发，保护环境或建筑物的安全。

6．防护作用

多种土工合成材料对土体或水面，可以起防护作用。主要指土工织物、土工模袋、织物软体排等防止河岸或海岸或近海建筑物地基被冲刷，及保护边坡，防止水土流失，促进植物生长等作用。

在加筋土地基中主要应用土工合成材料的加筋作用。

2.5.3 加筋土强度特性

首先分析土工合成材料与土体界面反应特性，然后介绍土工合成材料复合土体强度特性。

1. 土工合成材料与土体界面反应特性

可以通过直剪试验和拉拔试验研究土工合成材料与土体两者之间界面反应特性。直剪试验和拉拔试验的示意图如图 2-40 所示。其中拉拔试验是将土工合成材料水平埋设在土体中，在竖直

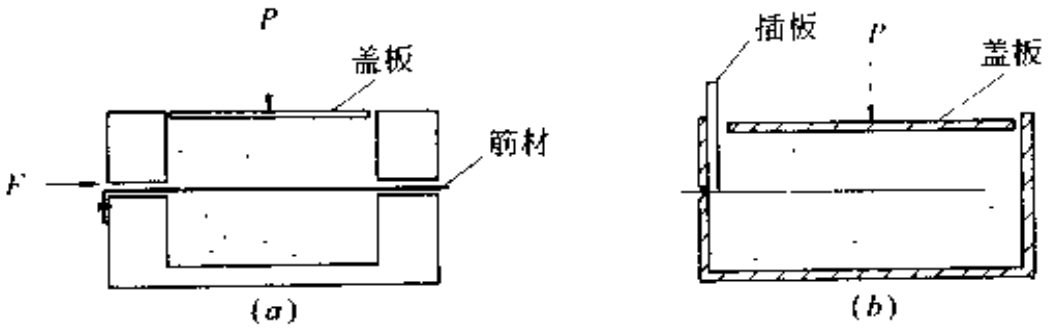


图 2-40 直剪试验和拉拔试验示意图

(a)直剪试验；(b)拉拔试验

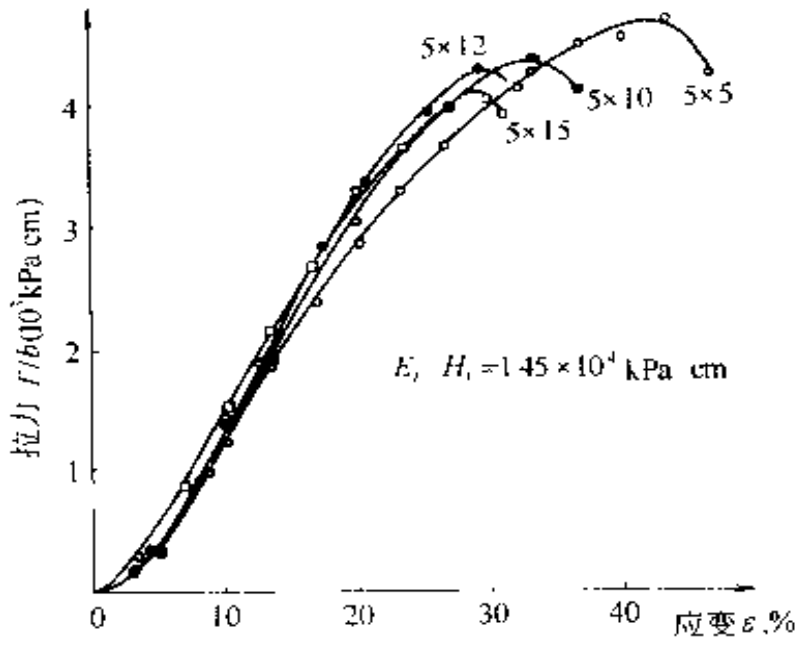


图 2-41 黑色编织布拉伸试验

(引自卞维江，1990)[69]

方向对土体施加竖向压力，土工合成材料的一端伸出土体，并在该端施加水平拉拔力，直至土工合成材料被拔出或被拉断，在拉拔过程中量测土工合成材料的位移和水平拉拔力。王维汇(1990)采用福建标准砂和南京粘土做了土工织物拉拔试验。在进行拉拔试验前，首先对试验用土工织物进行拉伸试验。图 2-41 表示试验用土工织物黑色编布的张拉特性，纵坐标为作用在单位宽度土工织物

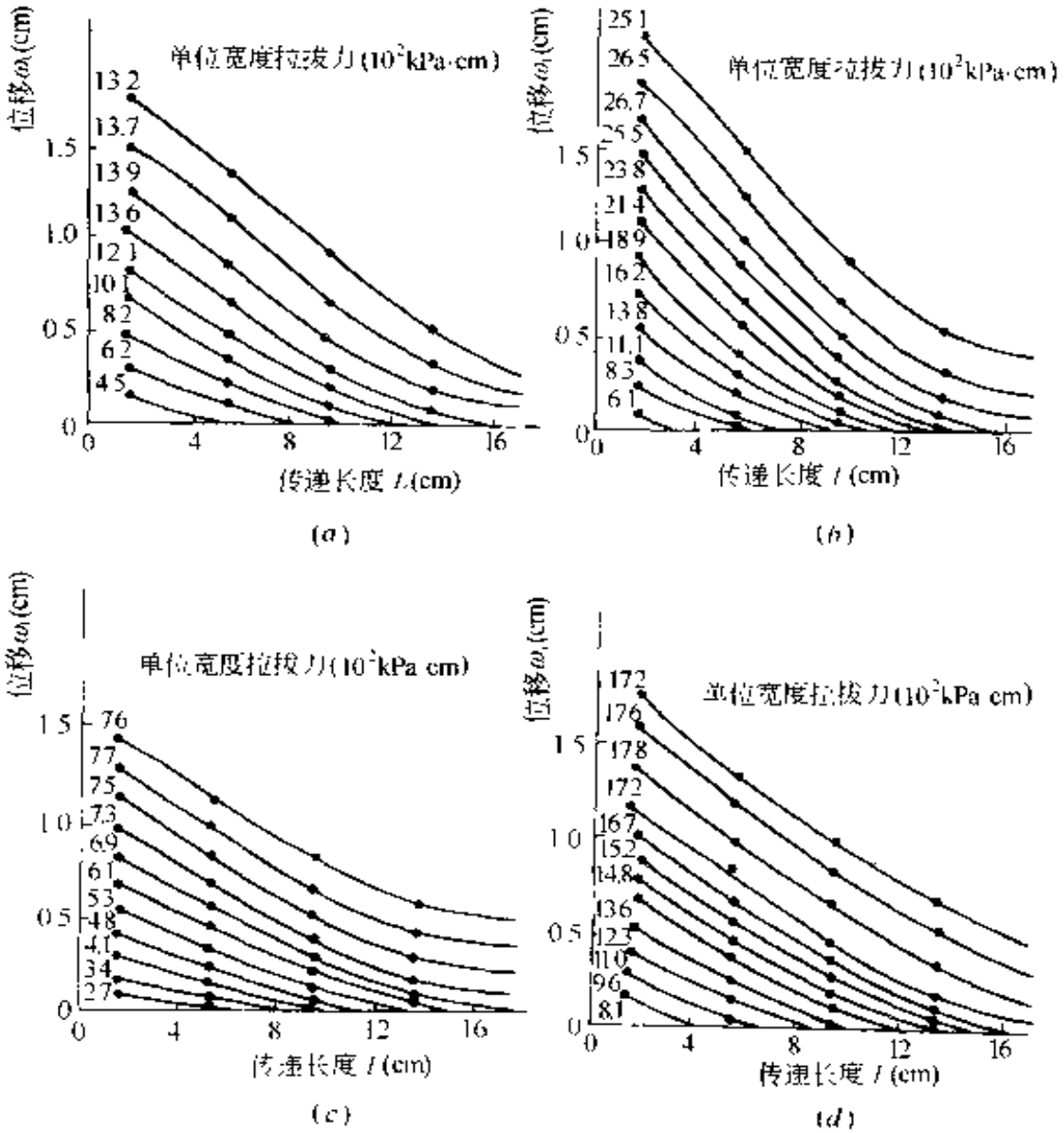


图 2-42　不同拉拔力作用下各网点织物的位移变化情况

(a)粘性土，σ_v = 50kPa；(b)粘性土，σ_v = 100kPa

(c)砂土，σ_v = 50kPa；(d)砂土，σ_v = 100kPa

(引自王维汇，1990)[69]

上的拉力，横坐标为土工织物拉伸应变。由图 2-41 可见，张拉力与拉伸应变关系曲线在破坏前基本上为线性关系。试验用土工织物张拉模量约为 1.45×10^4h(kPa)，h 为土工织物厚度，单位宽度土工织物抗拉强度大约为 4×10^3kPa·cm。然后分别采用砂和粘土进行拉拔试验，竖向应力取二种情况。图 2-42 表示拉拔试验结果。图(a)、(b)和(c)、(d)分别表示粘性土和砂土中竖向压力为 50kPa 和 100kPa 两种情况下不同拉拔力作用下土工织物沿长度位移分布情况。从图中可以看出随着拉拔力的增大，土工织物中发生水平向位移部分增大，即图中传递长度增大。拉拔力相同时，土体中竖向应力增大，传递长度减小。粘性土与砂土两者比较，其他条件相同下，砂土中的传递长度比粘土中的大。土工织物端部位移与拉拔力之间关系如图 2-43 所示。端部位移表示土体中土工织物的在拉拔力作用下的总伸长，拉拔力等于土工织物与土体界面上摩擦力之总和。由图中看到，在拉拔初期，拉拔力和端部位移两者成线性关系。随拉拔力增大，两者关系进入非线性阶段，最后土工织物破坏。由图中还可看到，随着土体中竖向应力增大，拉拔力和端部位移关系曲线线性段增长，拉拔破坏时拉拔力也增大。由拉拔试验测定的界面强度参数如图 2-44 所示。

在土工合成材料与粘性土土体界面上，主要依靠咬合力、摩擦力和粘着力来传递和分担拉拔力。土工织物与粘性土界面反应微观机理示意图如图 2-45 所示。在土工织物承受拉拔力时，图中沿纬线前缘如 $2-2'$，$6-6'$，$12-12'$等，将抵承在土体上，产生咬合力，后缘的表面如 $4-5'$，$7-7'$，$10-11'$等，将会与土体相脱离，在其他接触部分则产生摩擦力和粘着力。通常所说的界面摩阻力是上述三部分力的总和。纬线前缘的咬合力使土体中产生剪应力和拉应力，会引起土体剪胀效应；而后缘上土体与土工织物有脱离趋势可能产生剪缩效应。从微观看，界面摩阻力沿界面分布是不均匀的。

土工合成材料在拉拔力作用下，靠近端部拉拔力最大。前面已经谈到，界面摩阻力分布是不均匀的。在靠近端部的第一条纬

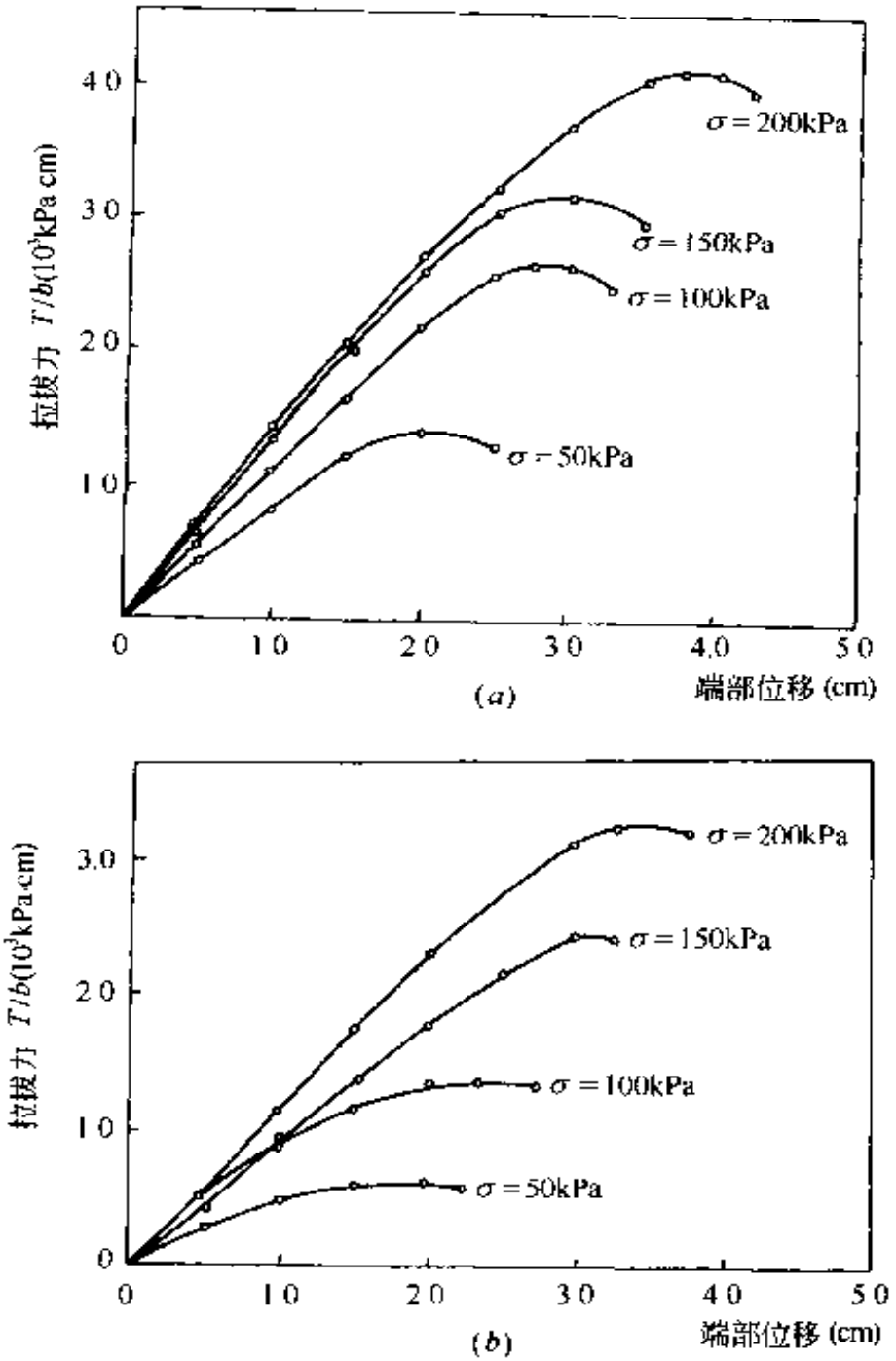


图 2-43　拉拔力与端部位移关系

(a)粘性土;(b)砂性土

(引自卡维江,1990)[69]

线处界面摩阻力产生应力集中,形成峰值。与界面相邻的土体,如图中单元 A 中将产生拉应力。当荷载增大到某一数值时,土体中将出现微裂缝。随着微裂缝的产生,土工织物与土体的咬合力迅速下降至零。该处界面摩阻力减小,界面摩阻力沿界面重新分布。

随着界面摩阻力重分布和拉拔力的增大，第二纬线 6－6′处产生应力集中，界面摩阻力达到峰值，相邻土体中产生微裂缝，引起界面摩阻力减小。这样，界面摩阻力的峰值向中间移动。咬合力下降为零时的界面摩阻力称为界面滑动摩擦力，或残余界面剪应力。在拉拔力作用下，当土工织物全界面上剪应力均为残余界面剪应力时，再增大拉拔力，土工织物将从土体中拔出造成破坏。若土工织物锚固长度很长，也会由于土工织物本身强度不足而被拉断。

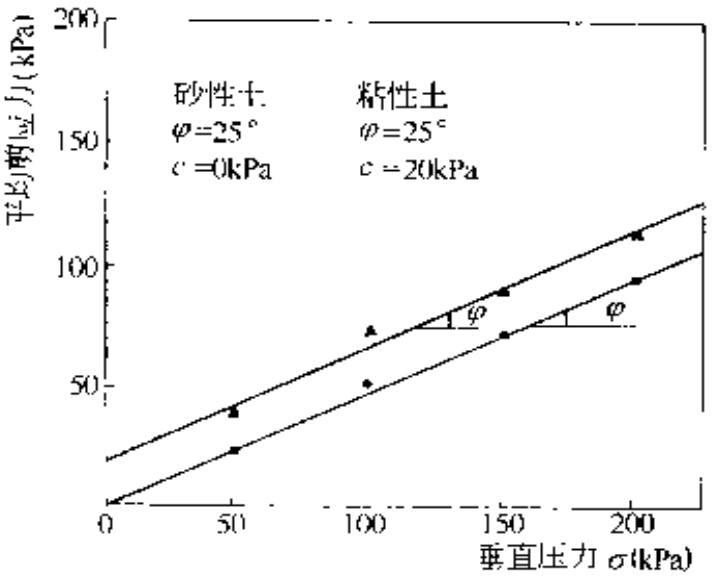


图 2-44　平均剪应力与垂直压力之间关系
（引自王维汀，1990）[69]

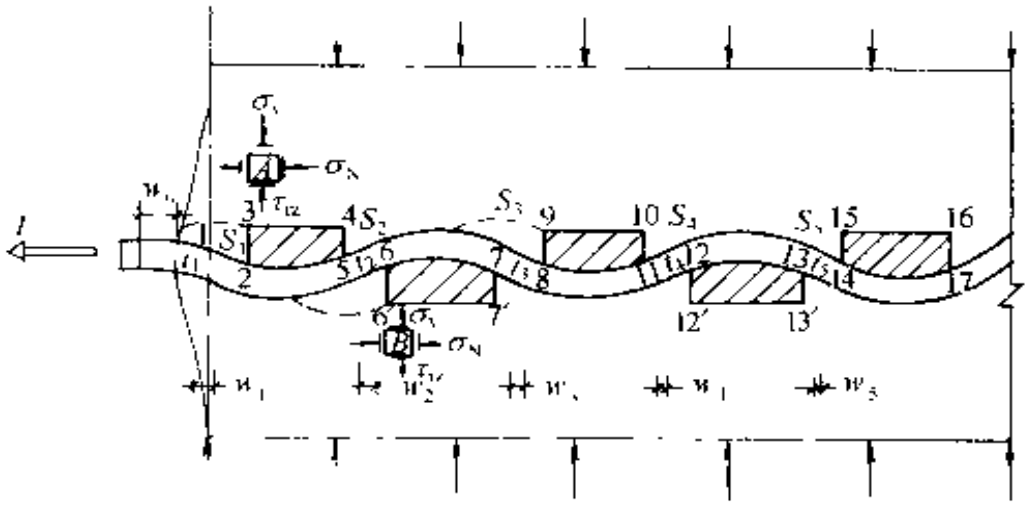


图 2-45　界面反应微观机理示意图

土工合成材料与砂土的界面反应机理还与砂土的粒径和级配有关。当砂性土的粒径小于土工织物纬线的高度时，界面反应的机理与粘性土情况相同。当砂性土粒径大于土工织物纬线高度时，除了少数颗粒的棱角在纬线前沿产生咬合力外，主要靠砂与土

工织物间摩擦力来传递拉拔力。

上工织物与土体之间界面摩阻力的发挥根据两者相对位移的大小可以分为三个阶段：

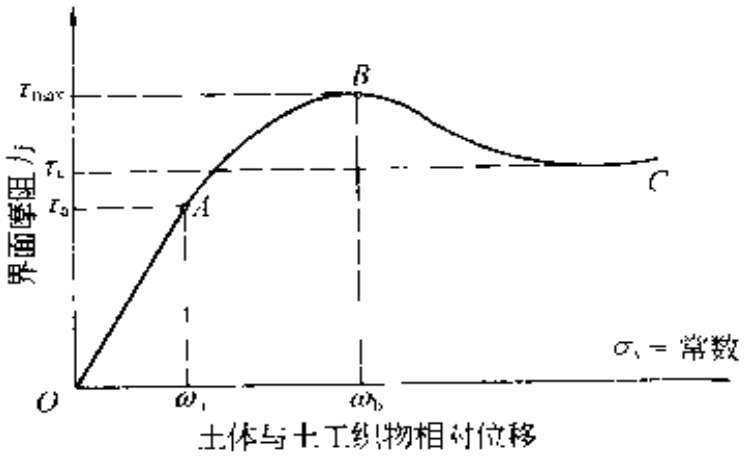


图 2-46　界面摩阻力发展三阶段

（1）当土体与土工织物之间相对位移很小时，界面摩阻力的三部分：咬合力、摩擦力和粘着力，尚未充分发挥，界面摩阻力与相对位移成线性关系。第一阶段可称为弹性阶段，如图 2-46 中 OA 段所示。

（2）随着两者间相对位移的增加，邻近土体中微裂缝开展，界面摩阻力逐步得到充分发挥，界面摩阻力与相对位移成非线性关系。第二阶段可称为弹塑性硬化阶段。如图 2-46 中 AB 段所示。在 B 点，界面摩阻力达到峰值 τ_{max}；

（3）随着土体中微裂缝增多，土体与土工织物咬合力减小直至等于零，界面摩阻力等于滑动摩擦力。最后，当两者间相对位移再增加时，界面摩阻力保持定值 τ_f。τ_f 又称残余摩阻力。第三阶段可称为塑性软化阶段，如图 2-46 中 BC 段所示。

界面摩阻力处在那一发展阶段难以用摩阻力大小来判断，因为它与土体中的竖向应力密切相关。可以在竖向应力和相对位移关系图上分成三个区域以判断摩阻力处于那一发展阶段，如图 2-47 所示。当土体中竖向应力保持不变时，土工织物与土体间相对位移的发展也可

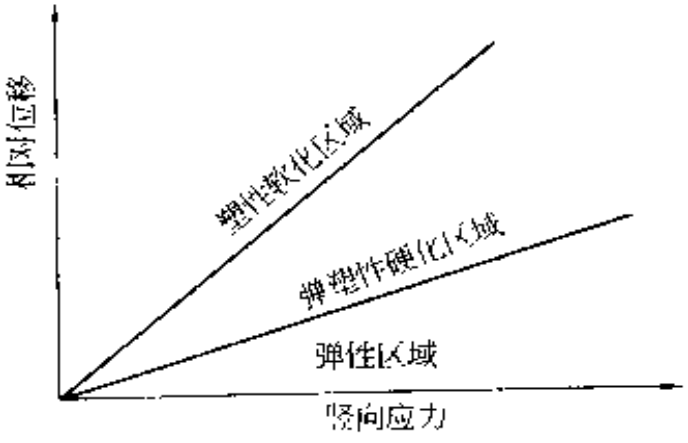


图 2-47　竖向应力-相对位移关系图

以分为三个阶段，开始是线弹性状态，继而是弹塑性状态，最后处于塑性流动状态，如图 2-46 所示。

土工织物与土体两者界面上界面摩阻力-相对位移-界面法向应力之间关系可由试验测定。根据试验曲线可以建立相应的本构模型，确定模型参数，供分析时使用。

2. 土工合成材料复合土体强度特性

土工合成材料复合土体由于土工合成材料加筋体的加筋作用，复合土体强度和模量都得到提高。在荷载作用下，加筋体中产生拉伸应力，同时通过界面摩阻力的发挥，约束土体的侧向变形，这相当于产生一个类似于侧向约束应力的作用，使复合土体强度提高，模量增大。土工合成材料复合土体的强度特性可以通过复合土体的三轴试验加以研究。

土工织物复合土土样制备如图 2-48 所示。在土体中水平铺设一层或若干层土工织物。试验时先进行反压饱和，然后固结，再进行三轴剪切试验。一组铺设土工织物不同层数的复合土体固结不排水三轴剪切试验应力-应变关系曲线如图 2-49 所示(陈文华，1989)。由图中可以看出，随着复合土试样中土工织物层数增加，即加筋层层距减小，复合土强度提高，模量增大。随着轴向应变的增大，土工织物层数的影响愈益明显。从图中还可看到，复合土体

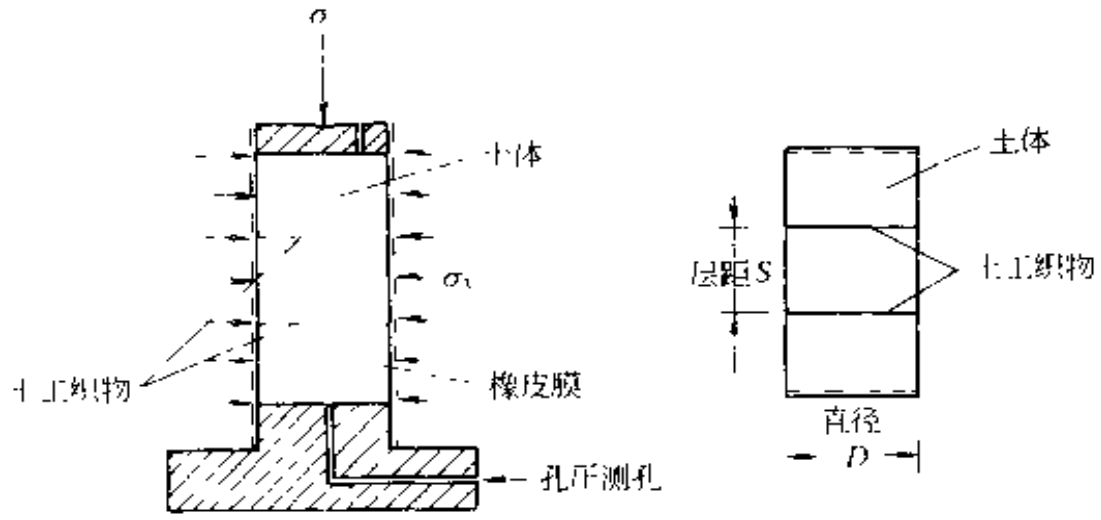


图 2-48　三轴试验示意图

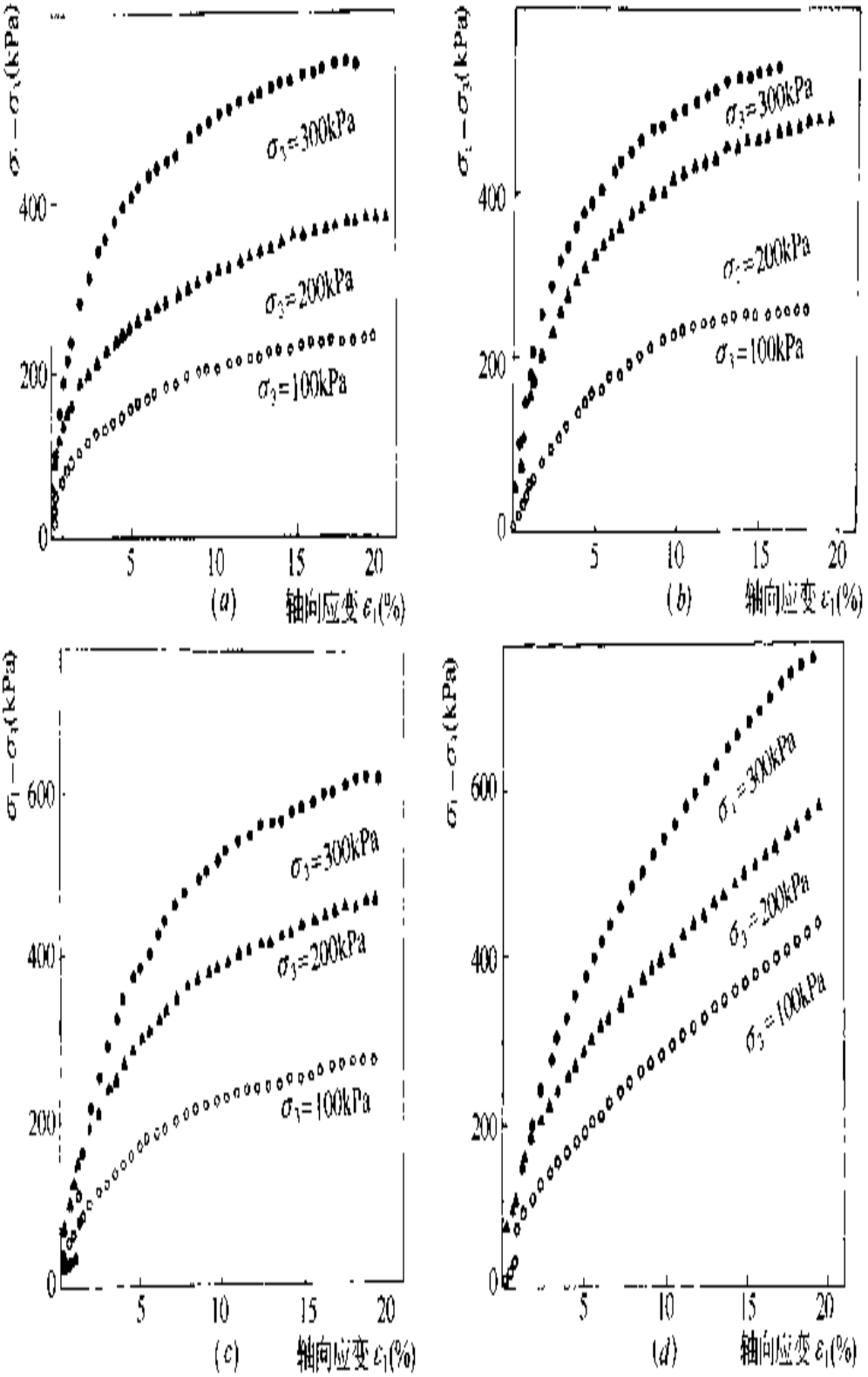


图2-49 土工织物复合土固结不排水三轴剪切试验应力应变曲线

(引自陈文华1989) (a)无加筋土;(b)复合土(一层织物);(c)复合土(二层织物);(d)复合土(三层织物);

的破坏应变也随着土工织物层数的增加而变大。由此可见，土工织物层距和土体发生的应变对土工织物加筋作用的发挥影响较大。表 2-15 表示由试验测定的一组土工织物加筋体对复合土的固结不排水内摩擦角 φ_{cu} 影响很小或没有影响，复合土体的 φ_{cu} 值与原状土的 φ_{cu} 值基本相同。复合土体的固结不排水粘聚力 c_{cu} 值，复合土体的有效粘聚力 c' 值和有效内摩擦角 φ' 随着加筋层数的增多而增大，或者说随着加筋体层距的减小而增大。复合土体强度表示式可用总应力强度指标表示：

土工织物复合土强度指标 **表 2-15**

强度指标	无加筋土	加筋土		
		一层织物	二层织物	三层织物
c_{cu}(kPa)	10	28	38	68
φ_{cu}	25°14′	25°38′	25°38′	25°47′
c'(kPa)	10	12	16	24
φ'	36°12′	34°01′	37°23′	45°16′

（引自陈文华，1986）

$$\tau = c_c + \sigma \mathrm{tg}\varphi_{cu} \tag{2.5.1}$$

式中 c_c——复合土体粘聚力；

φ_{cu}——无加筋土固结不排水内摩擦角。

c_c 可表示为两部分之和

$$c_c = c + \Delta c \tag{2.5.2}$$

式中 c——无加筋土粘聚力；

Δc——加筋体引起的粘聚力增量。

若采用有效应力强度指标表示，则复合土体强度表达式为

$$\tau = c'_c + \sigma' \mathrm{tg}\varphi'_c \tag{2.5.3}$$

式中 c_c'——复合土体有效粘聚力，$c_c' = c' + \Delta c'$，c'为无加筋土有效粘聚力，Δ_c'为加筋体引起的有效粘聚力增量；

φ_c'——复合土体有效内摩擦角，也可表示为两部分之和，$\varphi_c' = \varphi' + \Delta\varphi_c'$，其中$\varphi'$为无加筋土有效内摩擦角，$\Delta\varphi_c'$为加筋体引起的有效内摩擦角增量。

图2-50表示一组土工织物层数不同的复合土土样(直径6.18cm，高度13.6cm)进行固结排水三轴剪切试验得到的应力应变关系曲线(图a)和轴向应变与体积应变的关系曲线(图b)。从图中也可看出，复合土体的强度和模量随土工织物层数增多而提高，土工织物的加筋作用只有当土体的变形达到一定数量时才能起作用。这些与由固结不排水三轴试验得到的结论是一致的。由图2-50还可看到复合土体在加荷初期土体发生压缩，但随着土工织物加筋作用的发挥，复合土体产生膨胀，呈剪胀性。

Ingold，T.S.(1982)在平面应变试验的基础上，假设沿土工织物和土体界面上的界面摩阻力均达到$\tau = \alpha C_u$值，式中C_u为未加筋土不排水抗剪强度，α为界面摩阻力发挥系数。通过理论分析得到平面应变条件下复合土体的不排水抗剪强度C_{uc}表示式，

$$C_{uc} = C_u\left[1 + \frac{\alpha(B + D/2)}{2S(2+\pi)}\right] \tag{2.5.4}$$

式中 B——土工织物加筋体宽度；

D——土工织物加筋体深度；

S——土工织物加筋体层距。

由式(2.5.4)可以看到复合土体不排水抗剪强度C_{uc}随着加筋体宽度的增大，加筋体层距的减小，深度的增大而增大。界面摩阻力愈大，复合体不排水抗剪强度也愈大。实际工程中，土工织物与土体两者界面上界面摩阻力的发挥情况是很复杂的，特别是当B/S较大时，采用式(2.5.4)计算可能产生较大的误差。实际应

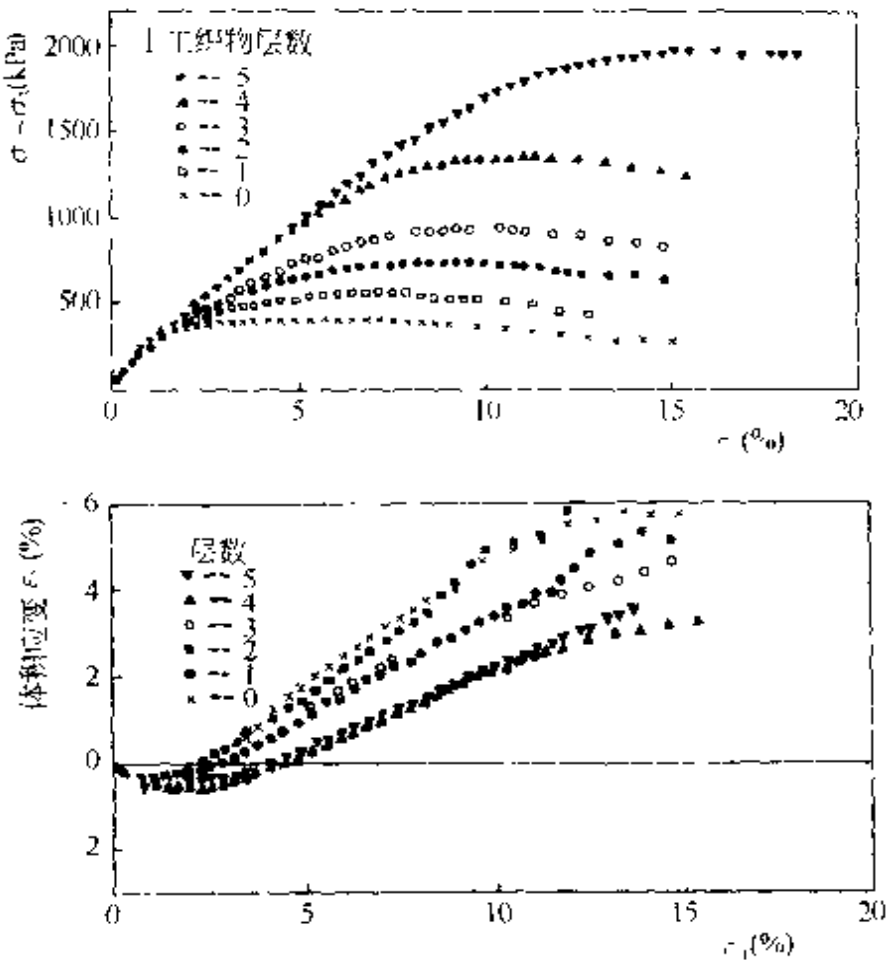


图 2-50　土工织物复合体固结排水三轴试验曲线

(a)($\sigma_1-\sigma_3$)　ε_1 关系曲线(σ_3 = 100kPa)；

(b)$\varepsilon_1-\varepsilon_v$ 关系曲线(σ_3 = 100kPa)

(引自徐立新,1990)

用中,系数 α 值也不易确定。

2.5.4　土工合成材料加筋土地基性状

杨晓军(1999)应用有限单元法分析了土工合成材料加筋土地基性状。在分析中分二种情况:1. 薄层均质软土地基;2. 深厚均质软土地基。下面加以介绍:

1. 薄层均质软土地基性状

为了分析加筋的效果,杨晓军对一假想加筋堤与一相同条件的假想非加筋堤作了分析比较,该堤的几何尺寸及网格划分如图 2-51 所示。路堤尺寸及软土地基计算范围:路堤填筑高度 6.0m,堤顶宽度 2×15.0m,堤底宽 2×24.0m,坡度 1∶1.5;地基软土层

厚度 12.0m，软土以下认为是固定边界，地基计算宽度取 90m。

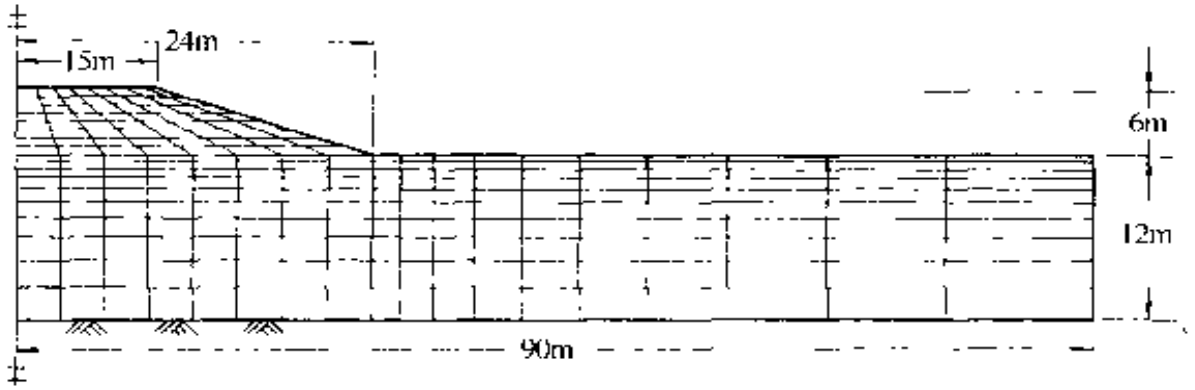


图 2-51　路堤尺寸、计算范围及网格划分

在分析中采用线弹性模型，地基土参数取杨氏模量 $E=0.6$MPa，泊松比 $\nu=0.33$，渗透系数 4×10^{-5}cm/s；路堤填料，$E=10$MPa，泊松比 $\nu=0.33$；筋材单元采用线弹性模型，$K=10000$kN/m。摩擦单元采用线弹性模型，$\lambda_t=10$MPa，$\lambda_n=1000$MPa。

计算划分 17 个时段进行，17 个时段的时间分别为：1d、1d、2d、3d、3d、6d、7d、7d、15d、15d、30d、30d、60d、60d、120d、120d、240d，累计时间为 720d，荷载在前 5 个时段内等速率施加。

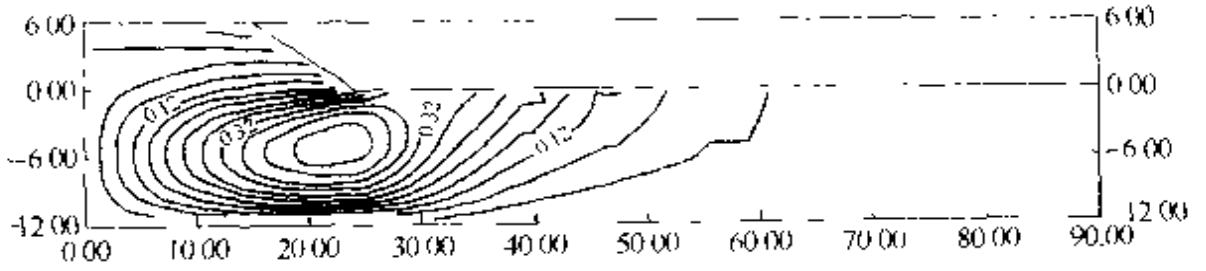
下面分析加筋对土体水平位移、竖向位移，以及地基中超静孔隙水压力分布的影响。

(1) 加筋对土体水平位移的影响

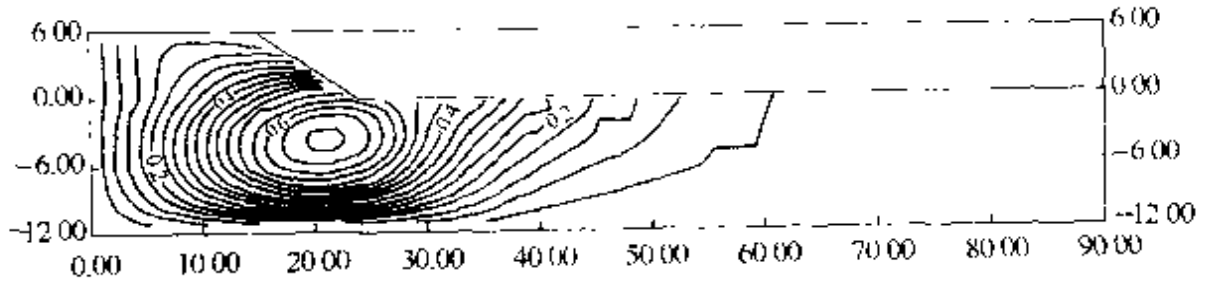
加筋堤和非加筋堤在加载完成时($t=10$d)和地基固结基本完成时($t=720$d)的土体水平位移等值线分别如图 2-52 和图 2-53 所示。由图中可以看到：

1) 加筋堤在加筋位置(堤底)附近有效地限制了土体水平位移，使加筋堤土体水平位移分布形态明显不同于非加筋堤，可见，加筋使得土体位移场发生显著变化。

2) 加筋堤使得地基土最大侧向位移发生位置移向地基深处。非加筋堤地基土最大侧向位移发生在地面下约 4.0m 处，加筋堤



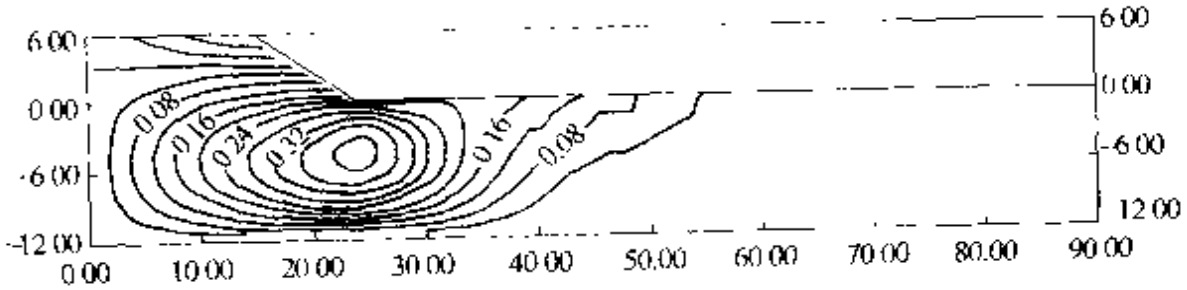
(a)



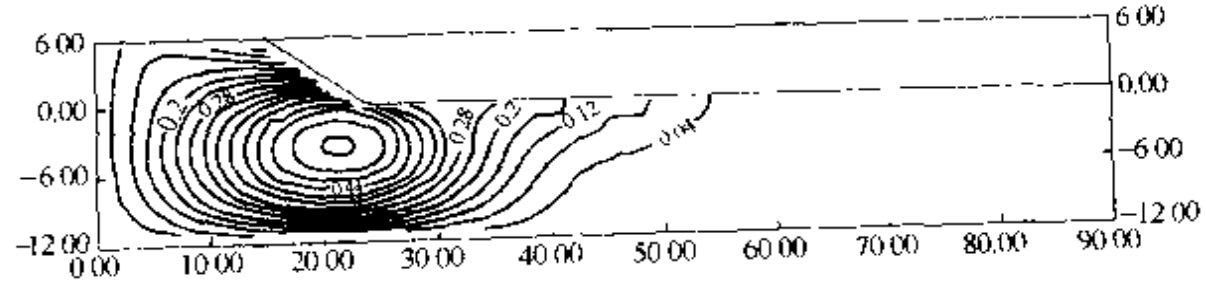
(b)

图 2-52　$t=10$d 非加筋堤地基和加筋堤地基水平位移等值线图

(a)加筋堤地基;(b)非加筋堤地基



(a)



(b)

图 2-53　$t=720$d 非加筋堤地基和加筋堤地基水平位移等值线图

(a)加筋堤地基;(b)非加筋堤地基

地基土最大侧向位移发生在地面下约 5.0～6.0m 处．可见，如果从圆弧滑动的角度来分析堤的稳定性，加筋堤将使滑弧向深处发

展。

3）加筋作用有效地减小了地基土最大水平位移。$t = 10d$ 时，未加筋堤地基土最大水平位移为 640mm，加筋堤地基土最大水平位移为 440mm。$t = 720d$ 时，未加筋堤地基土最大水平位移为 640mm，加筋堤地基土最大水平位移为 400mm。

4）在填料区，加筋堤的上层出现负的水平位移区，而非加筋堤则没有出现，加筋堤断面上存在中性轴，中性轴以上水平位移为负，中性轴以下水平位移为正，这使得加筋堤端面上的受力变形性状有些类似钢筋混凝土梁，从而使加筋堤断面上填料的拱效应更加明显。

图 2-54 表示加筋堤与非加筋堤的堤趾下水平位移沿深度的分布及随时间发展变化的情况，由图中可知：

1）加筋堤的堤趾下最大位移在加荷完毕时达到最大，随后逐渐减小趋于一稳定值；而非加筋堤这一过程不明显，即加载完毕后深处水平位移变化不明显。

2）加筋堤的堤趾处水平位移明显地比非加筋堤堤趾水平位移小。在加载完毕后，加筋堤与非加筋堤的堤趾水平位移都随时间增大，但加筋堤此过程相对不明显，而非加筋堤堤趾水平位移在加载完毕后继续增大的过程非常明显，增加的幅度很大（该算例中达 50% 以上）。

由此可见，加筋的效果主要是通过约束堤底地表位移来实现的，通过约束堤底地表位移来改变软土地基中的应力场和位移场，从而达到减小位移和提高承载力的目的。

特别需要指出的是，目前在路堤填筑施工中往往根据以往的经验通过观测堤趾桩的水平位移来控制路堤填筑的速率。因为通常在路堤填筑过程中堤趾的水平位移是很明显的，可以作为路堤滑动破坏的监控。然而，从上述分析可以看出，加筋堤区别于非加筋堤的特征就是地表水平位移受到了约束，从而使得堤趾处水平位移相对于非加筋堤显著减小，路堤整体性显著增强，路堤破坏可能更趋向于整体下沉的承载力破坏形式，仍旧以堤趾水平位移观

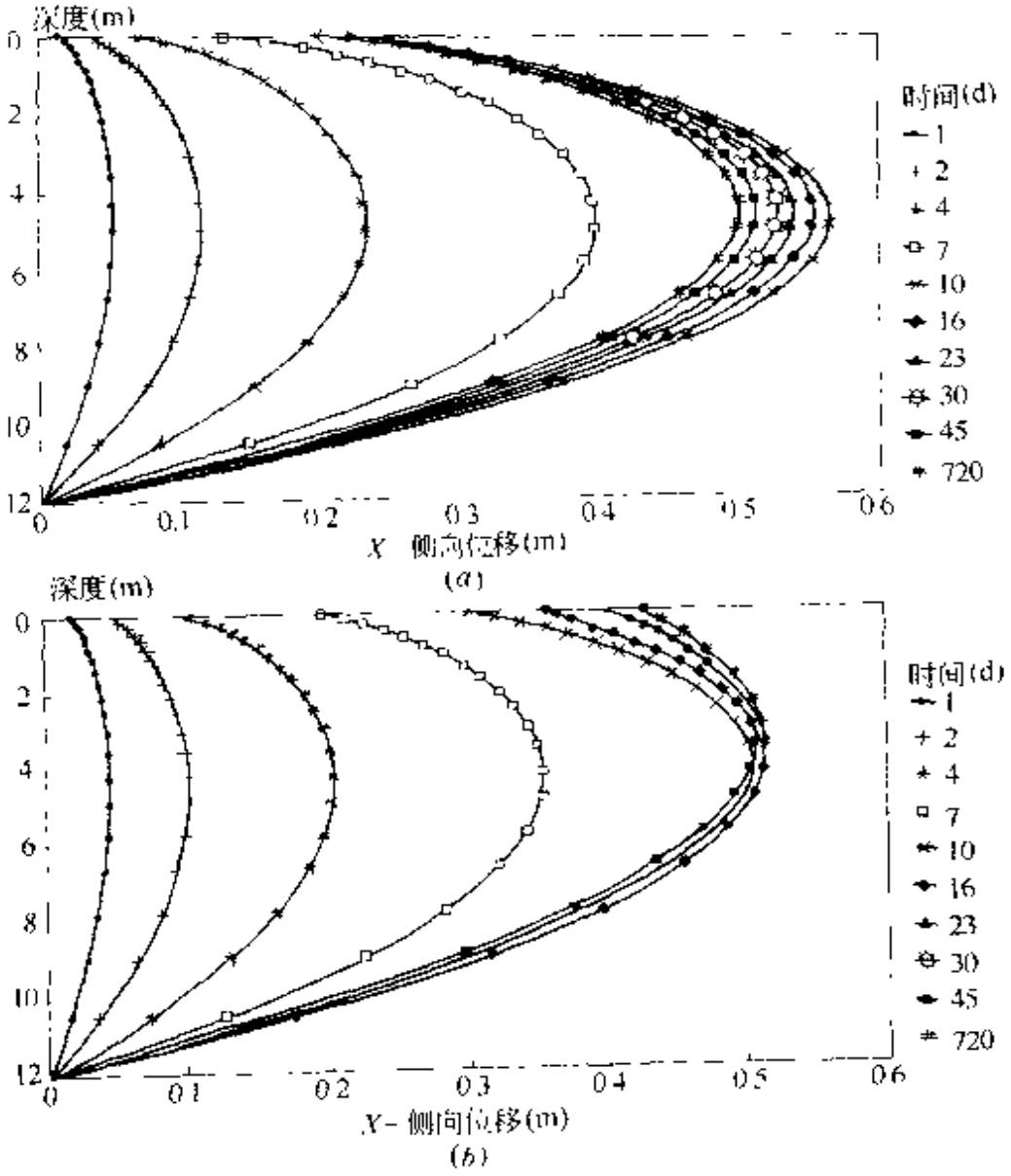


图 2-54　不同时间加筋堤和非加筋堤堤趾下地基水平位移曲线

(a)加筋堤地基;(b)非加筋堤地基

测来控制填筑速率可能是不合适的,容易给人足够安全的假象。

(2) 加筋对土体竖向位移的影响

图 2-55 和图 2-56 分别表示在荷载完成时(t = 10d)和地基固结基本完成时(t = 720d)的土体沉降等值线图。加筋堤和非加筋堤的沉降分布从形态上看是相似的,仔细比较图 2-55 中(a)和(b),图 2-56 中(a)和(b),可以发现:

加筋堤的最大沉降量比非加筋堤的小,但总的来说沉降减小

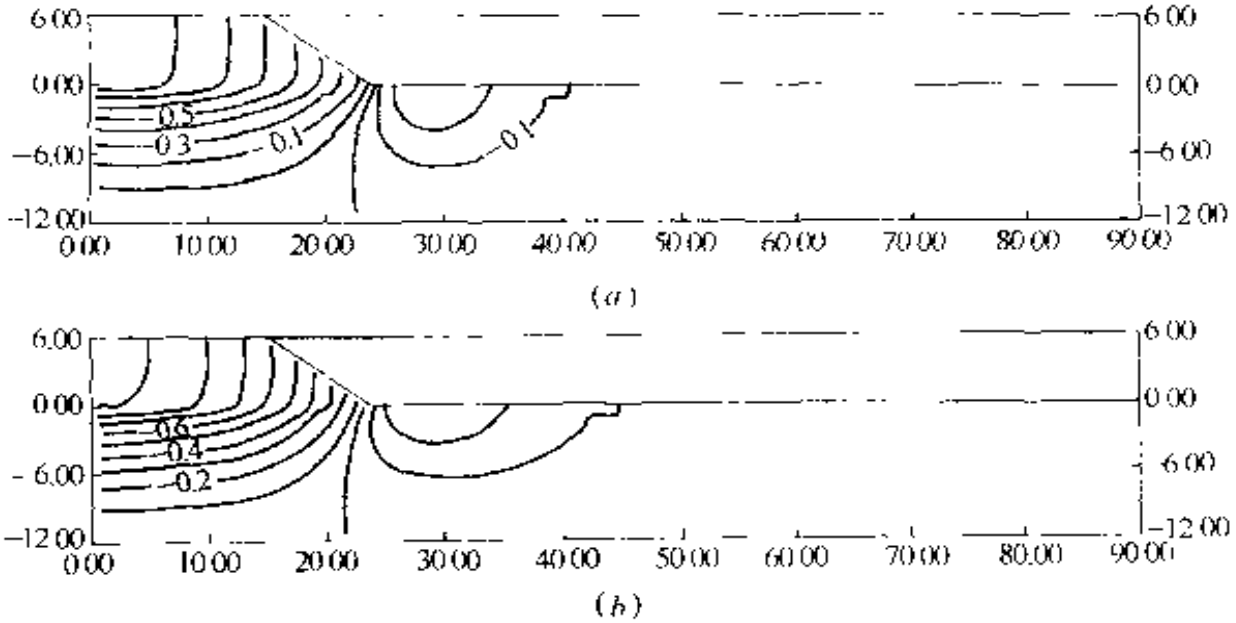


图 2-55　$t = 10$d 加筋堤地基和非加筋堤地基竖向位移等值线图

(a)加筋堤地基;(b)非加筋堤地基

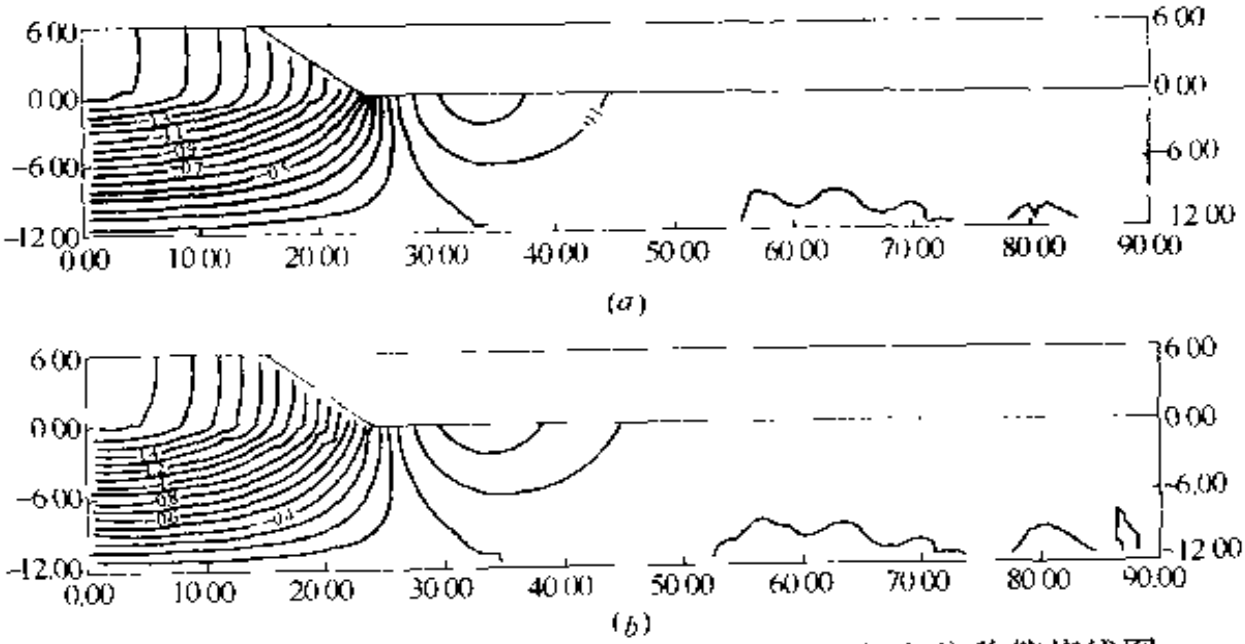


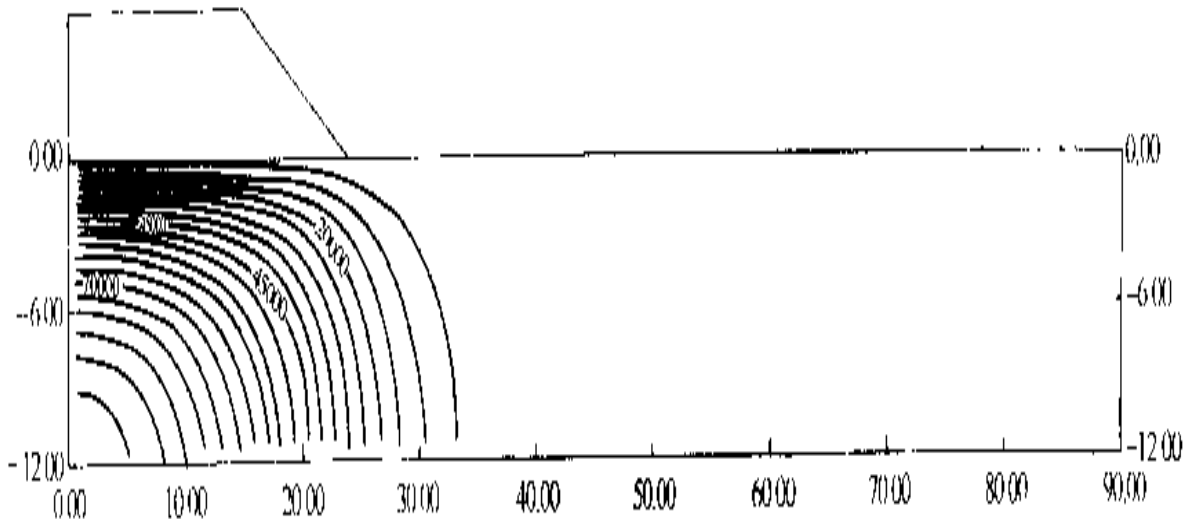
图 2-56　$t = 720$d 加筋堤地基和非加筋堤地基竖向位移等值线图

(a)加筋堤地基;(b)非加筋堤地基

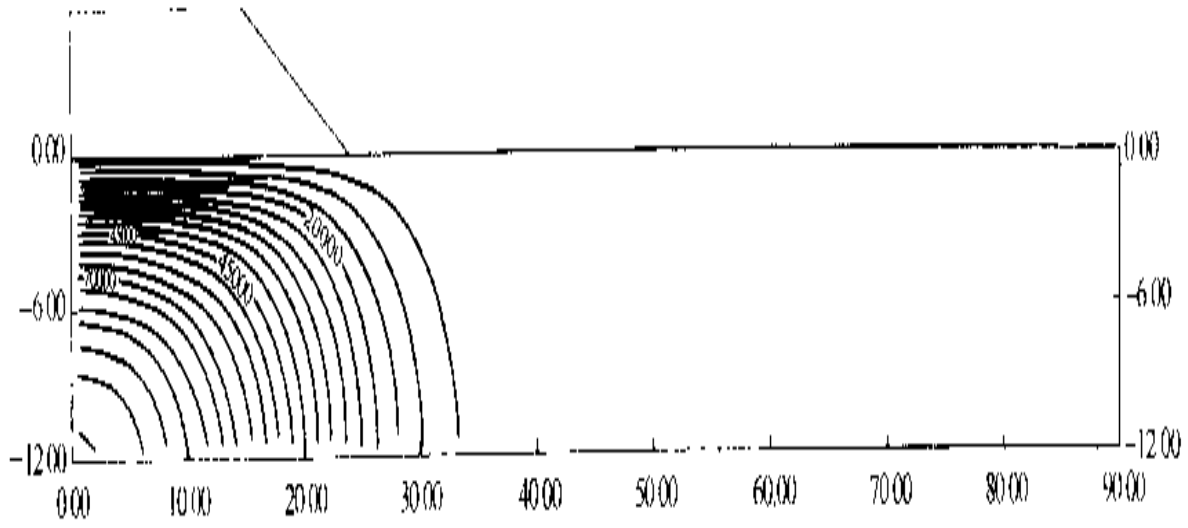
量并不明显。由图中可知，$t = 10$d 时非加筋堤最大沉降为 90mm，加筋堤最大沉降为 800mm；$t = 720$d 时非加筋堤最大沉降为 1700mm，加筋堤最大沉降为 1600mm。

(3) 加筋对地基中孔压的影响

图 2-57(a)和(b)分别为 $t = 10$d 时加筋堤地基和非加筋堤地



(a)



(b)

图2-57 t=10d加筋堤和非加筋堤地基孔压等值线图

(a) 加筋堤地基；(b) 非加筋堤地基

基中超孔隙水压力等值线图。由图中可看出，加筋对孔压的影响不是很明显，加筋堤地基孔压最大值比非加筋堤稍小，计算结果 $t=10d$ 加筋堤地基最大孔压 99.112kPa，未加筋堤地基最大孔压 101.097kPa，加筋堤地基最大孔压相对减小了 1.96%　孔压分布表现为单极值分布，最大孔压位于路堤轴线下最深处，孔隙水压力分布相当集中，基本上集中分布在路堤宽度范围内，两者的区别在于孔压值较高的等值线分布对未加筋堤来说范围较大。

必须指出，本文未考虑土体的剪缩性，河海大学的殷宗泽指出，如果考虑土体的剪缩性，那么加筋引起的孔压减小量可达 1/15～1/20(即 5%～6.7%)。

2. 厚层均质软土地基性状

为了分析软土层深度对加筋效果的影响，杨晓军分析了一深厚软土地基上的假想路堤，软土层厚度取 60m，软土地基计算宽度取 120m，考虑地基土参数为 60m 厚度范围内的平均值，取杨氏模量 $E=2.0$MPa，路堤几何尺寸及其他计算参数与前面分析的薄层软土地基上的路堤相同(不妨称前述厚度为 12m 的软土地基上的路堤为路堤 1，厚度为 60m 的软土地基上的路堤为路堤 2)。有限元网格划分如图 2-58 所示。

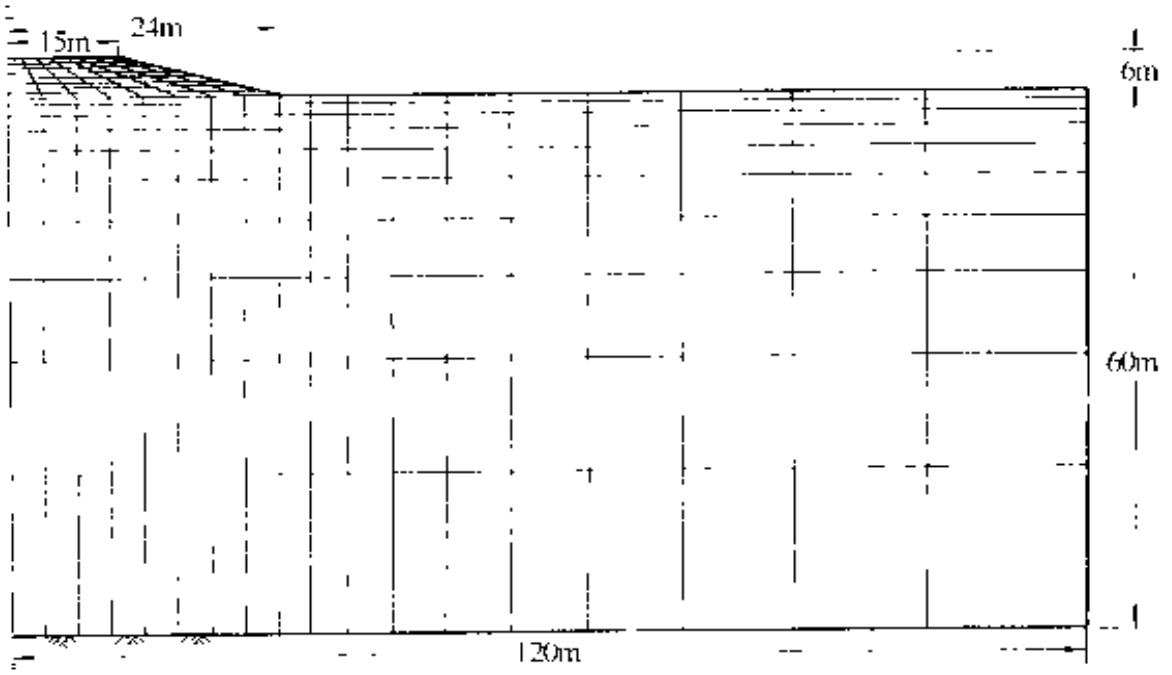


图 2-58　路堤 2($D=60$m)尺寸、计算范围及网格划分

计算时段划分与加载情况完全同前述路堤1的情况。

（1）加筋对土体水平位移的影响

图2-59和图2-60分别为$t=10$d和$t=720$d时刻加筋堤与非加筋堤的水平位移等值线图，比较分析上述等值线图可发现：

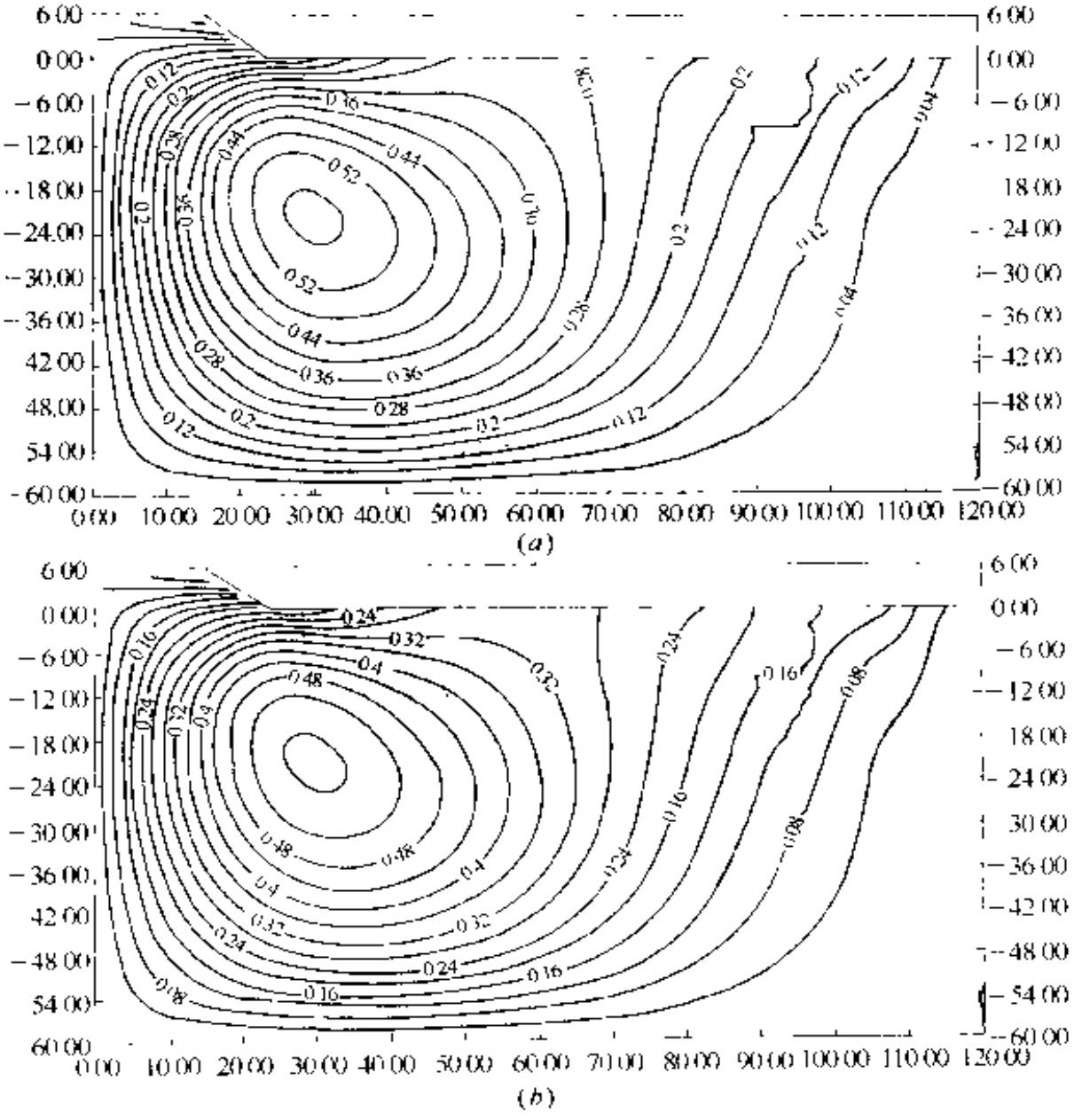


图2-59　$t=10$d时加筋堤和非加筋堤地基水平位移等值线图

（a）加筋堤地基；（b）非加筋堤地基

1）加筋堤与非加筋堤的地基水平位移分布形态相似，最大位移也一样（仅加筋堤最大位移分布区略有缩小）。表明对深厚均质

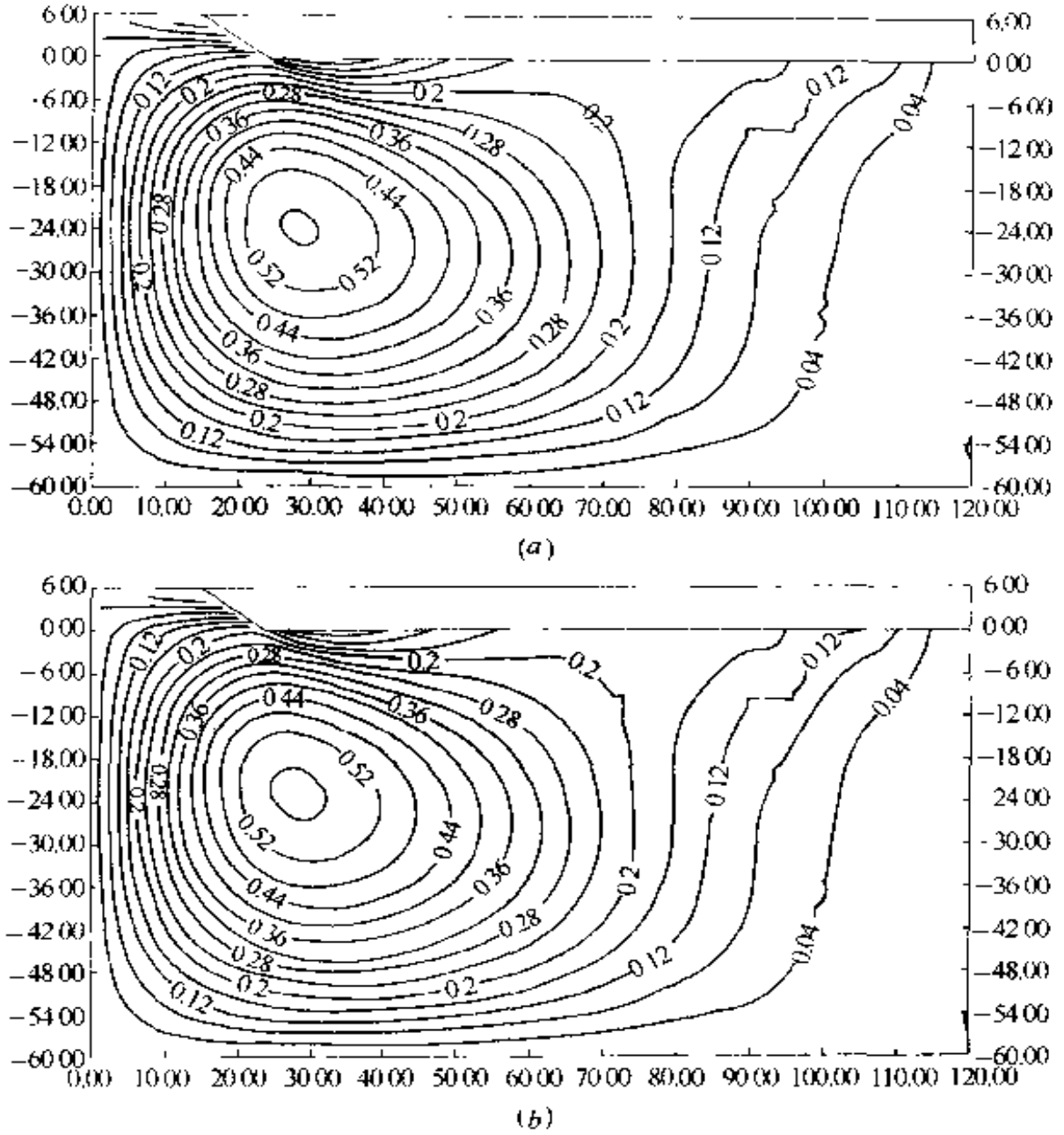


图 2-60　$t=720$d 时加筋堤和非加筋堤地基水平位移等值线图
(a)加筋堤地基;(b)非加筋堤地基

软粘土地基条件下,加筋对改变地基的位移场作用不明显。

2) 加筋堤与非加筋堤的水平位移最大处均位于堤趾正下方的外侧,靠近堤趾正下方处。

3) 在深厚均质软粘土地基条件下,随着固结发展地基水平位移变化不明显。

4) 深厚均质软土地基条件下加筋与非加筋堤堤身内部水平

位移都存在中性轴，中性轴上方的堤身水平位移为负值（即向内指向堤轴线），只是加筋堤位移方向向内的区域相对稍大。这说明加筋与非加筋堤都存在较明显的土拱效应，而两者的差别则不明显。

图 2-61（a）和（b）分别为加筋与不加筋情况下，堤趾正下方不同深度处水平位移分布及随时间发展情况。由图中可知：

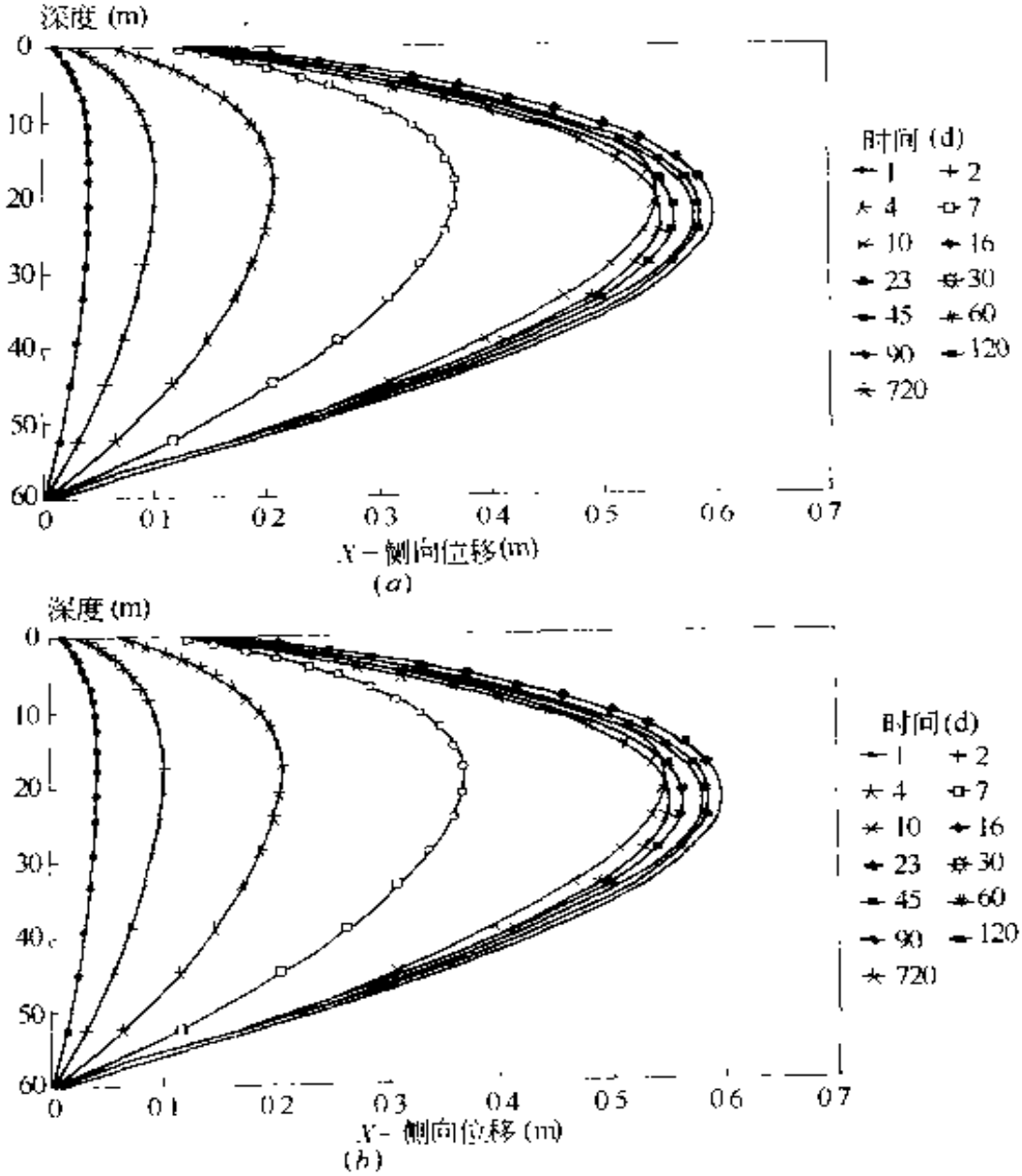


图 2-61　不同时刻加筋堤和非加筋堤堤趾下地基水平位移曲线
（a）加筋堤地基；（b）非加筋堤地基

1）加筋堤与非加筋堤堤趾下水平位移均随加载而增大，在加载完毕后，随着地基固结的发展，水平位移均是先逐渐增大后又减

小，在该算例中，加筋与非加筋堤都在 $t=23$d 左右达到地基水平位移最大，而在 $t=720$d 时刻的水平位移则与加载刚刚完毕时（$t=10$d）接近。整个固结过程中水平位移变化不大。

2）加筋堤与非加筋堤下地基水平位移最大点均发生在软土层厚度的 1/3 略偏下的深度处。加筋堤与非加筋堤地基最大位移位置及最大位移量在不同时刻均差别不明显，只是地面处（即堤趾

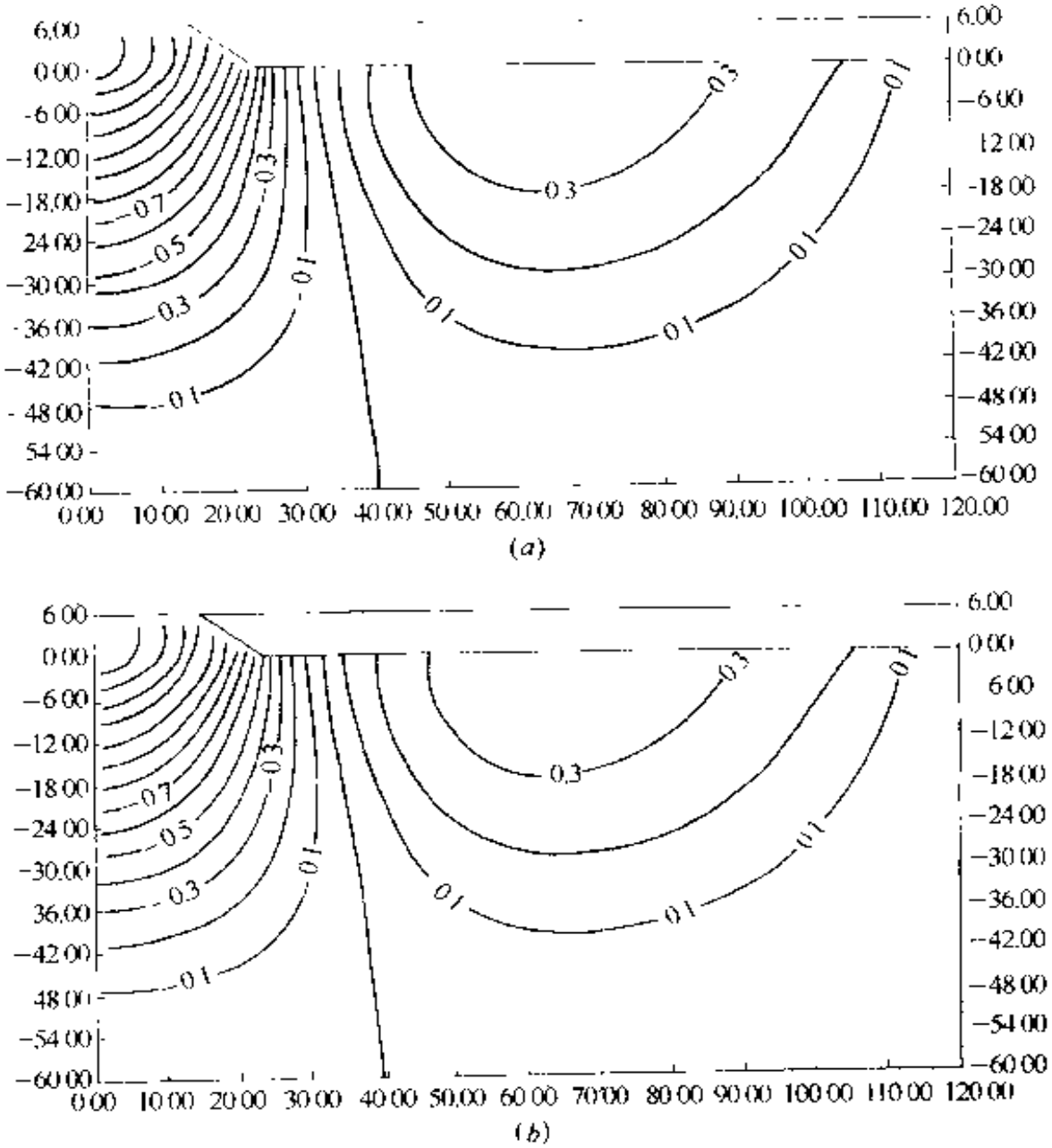


图 2-62　$t=10$d 时加筋堤和非加筋堤竖向位移等值线图

（a）加筋堤地基；（b）非加筋堤地基

位置)水平位移在加筋条件下相对较小。从这几幅图中也可看出，当软土层较厚时，加筋对改变地基水平位移场的作用效果甚小.

(2) 加筋对土体竖向位移的影响

图 2-62 和图 2-63 分别为 $t = 10$d 及 $t = 720$d 时刻加筋堤与非加筋堤竖向位移等值线图。由图中可知：

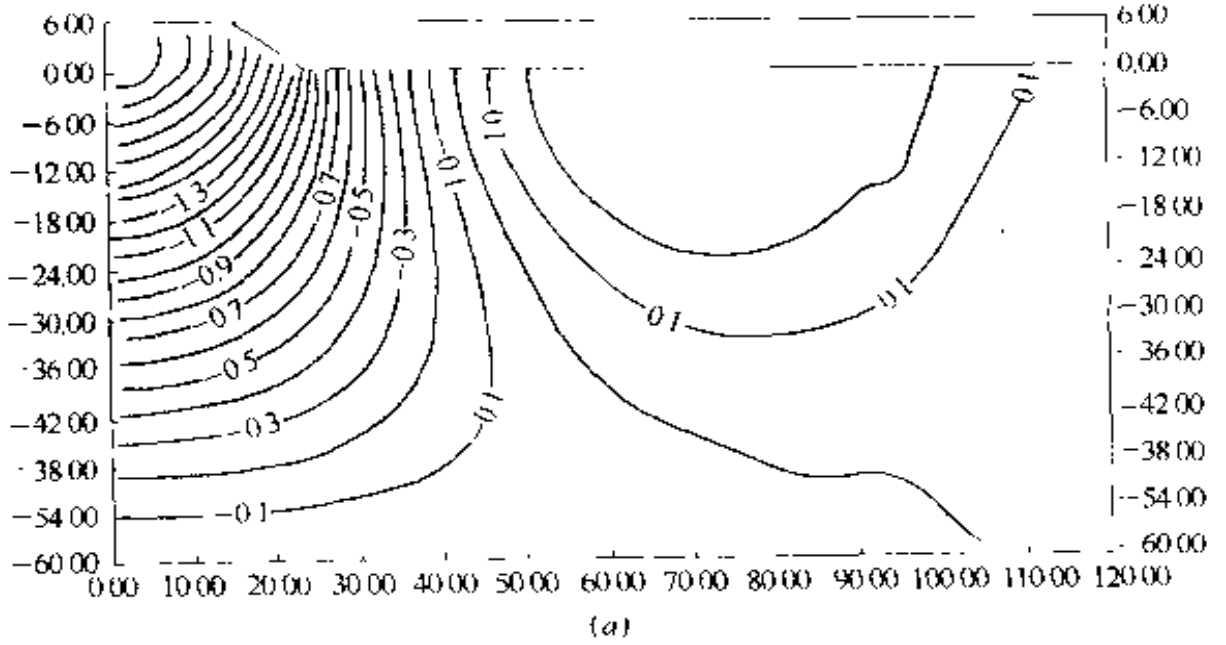


图 2-63　$t = 720$d 时加筋堤和非加筋堤竖向位移等值线图

(a)加筋堤地基；(b)非加筋堤地基

在深厚软土地基的条件下，加筋堤与非加筋堤地基竖向位移大小及分布差别不明显。

（3）加筋对地基中超静孔压的影响

由图 2-64 和图 2-65 分别为 $t = 10$d 和 720d 时刻加筋堤与非加筋堤下深厚软土地基孔压等值线图，由图中可看出这两个时刻等值线分布特性及加筋堤与非加筋堤的孔压差别：

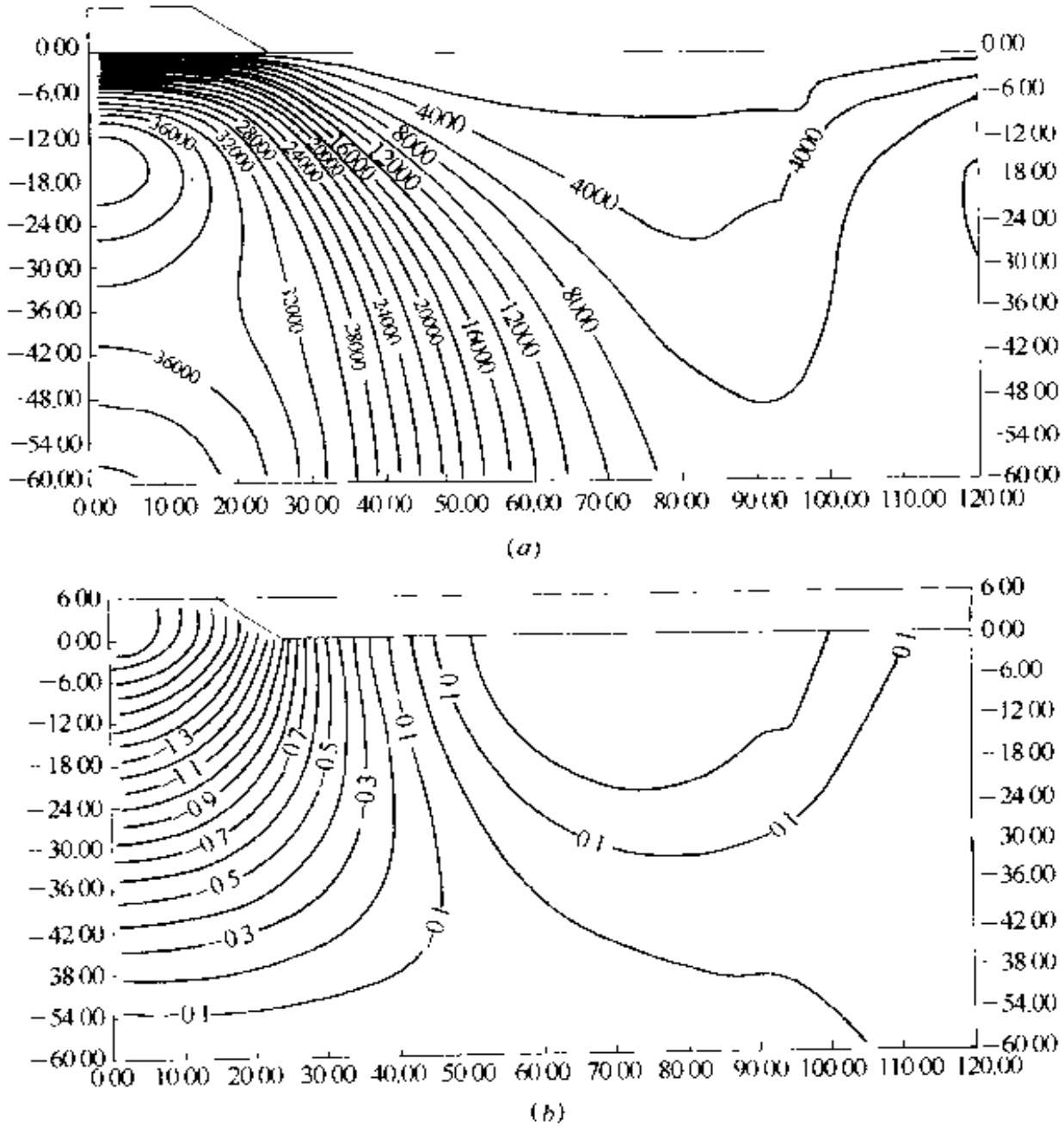


图 2-64　$t = 10$d 时加筋堤和非加筋堤地基孔压等值线图

（a）加筋堤地基；（b）非加筋堤地基

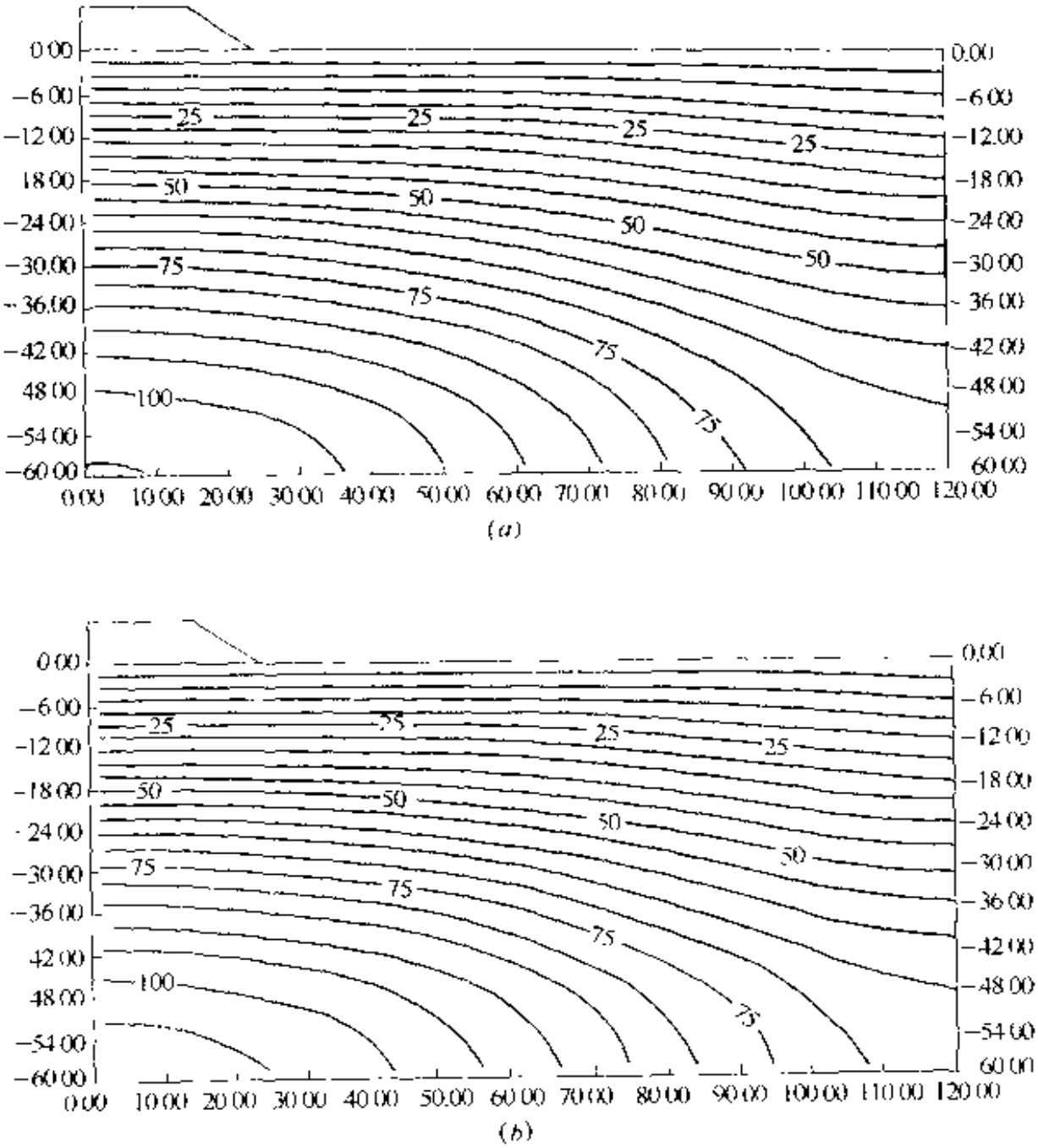


图 2-65　$t=720$d 时加筋堤和非加筋堤地基孔压等值线图

(a)加筋堤地基;(b)非加筋堤地基

1）在不同时刻，加筋堤与非加筋堤地基中孔压分布差别不明显，表现出基本相同的特性，只是非加筋堤地基中孔压值较高的等值线分布范围较大。

2）在加载刚刚完毕时刻，孔压分布呈现两个极值点，两个极值点都在路堤轴线下方，一个在深度约 16m 处，另一个在最深处，

其中较浅的那个极值点是影响此时固结渗流的主要因素。

3）在 $t=720$d 时刻，埋藏较浅的那个孔压极值点在固结过程中孔压已基本消散，孔压等值线呈单极值分布，孔压极大值在路堤轴线下孔压最不易消散的最深处。

3．软土层厚度及加筋刚度对地基性状影响

如上所述，不同厚度的软土地基情况下加筋的作用效果差异很大。图 2-66(a)和(b)分别为 $t=10$d 和 $t=720$d 的堤趾水平位移与软土层厚度的关系曲线，由图可知：

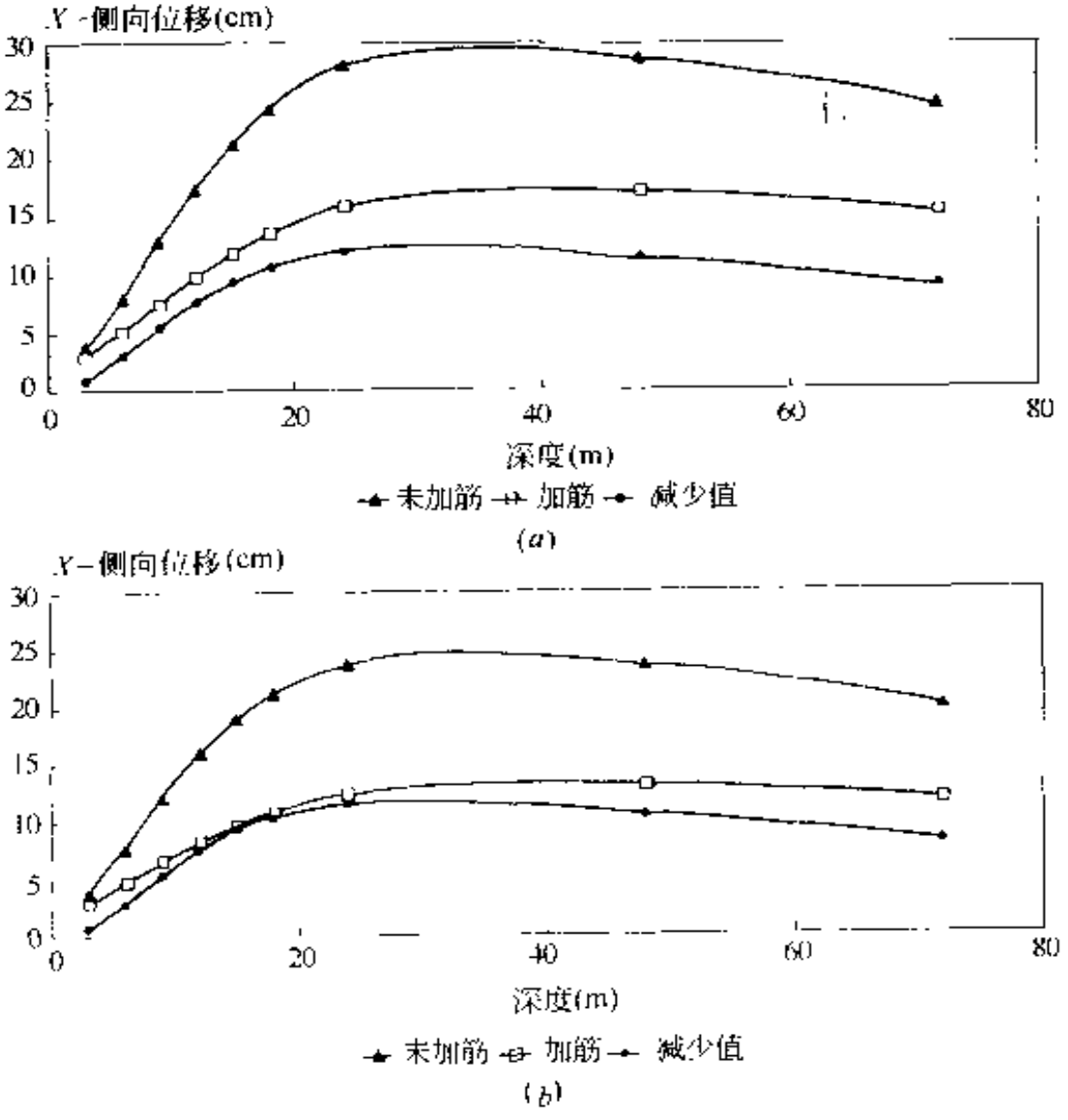


图 2-66　$t=10$d 和 $t=720$d 时堤趾水平位移与软土层厚度关系曲线

(a) $t=10$d 时；(b) $t-720$d 时

当地基软土层很薄时，加筋引起的堤趾侧移减小量很小，也就是说加筋引起的地基位移场变化不大，同时，加筋堤堤趾水平位移量也不大，说明筋材受拉变形不大，不利于筋材抗拉强度的发挥。

随着地基软土层厚度的增加，加筋引起的堤趾侧移减小量也逐渐增大，也就是说，加筋引起的位移场改变也更明显。同时，加筋堤堤趾水平位移量也增大，有利于筋材抗拉强度的发挥。

当地基软土层厚度大到一定程度后，加筋和非加筋堤的堤趾水平位移都变化不大甚至逐渐减小。

图 2-67 表示加筋刚度对堤趾侧移的影响。图中横坐标为加筋刚度，纵坐标为无量纲的堤趾侧移减小量，堤趾侧移减小量定义如下：

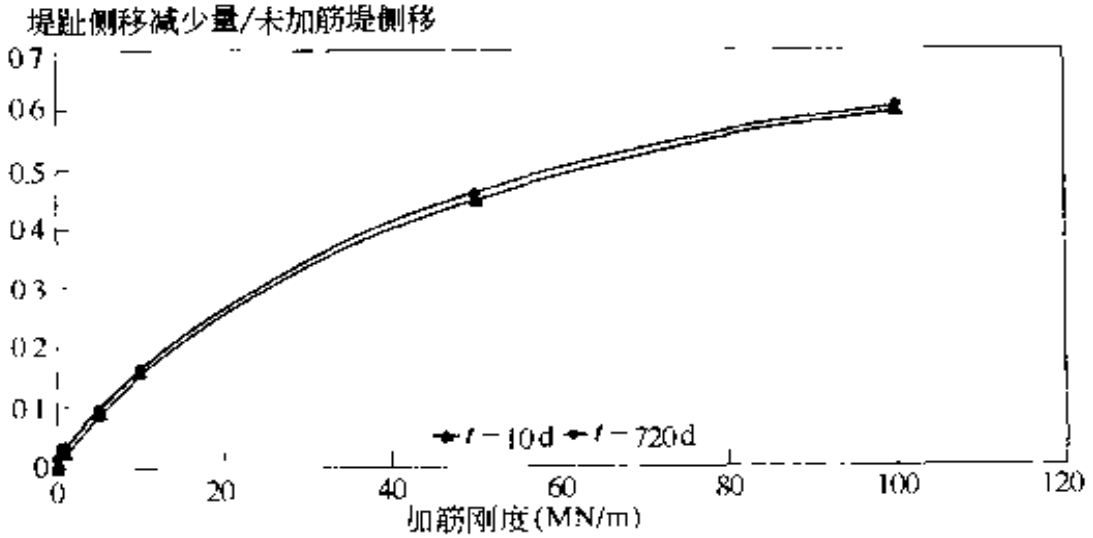


图 2-67　加筋刚度与堤趾水平位移减小量的关系曲线(D = 12m)

堤趾侧移减小量 = 未加筋堤堤趾侧移量 - 相同条件下加筋堤堤趾侧移量

由图中可见，要有效控制地表侧移，需要相当大的加筋刚度。同时可看到，当加筋刚度大到一定程度之后，继续增加筋材刚度所能减小的侧移量越来越小。

第 3 章　桩体复合地基承载力

3.1　概　　述

浅基础的各种承载力公式可以说源于塑性力学 Prandtl 解，而摩擦桩的承载力是由桩侧摩阻力和端承力两部分组成的。浅基础和桩基础的承载力计算已有较多的工程积累和理论研究成果，虽然还有不少问题值得进一步研究，还是应该说较为成熟。现有桩体复合地基承载力计算公式认为复合地基承载力是由地基承载力和桩的承载力两部分组成的。复合地基承载力由两部分组成，一部分是桩的贡献，一部分是桩间土的贡献。如何合理估计两者对复合地基承载力的贡献是桩体复合地基计算的关键。

复合地基在荷载作用下破坏时，一般情况下桩体和桩间土两者不可能同时到达极限状态，或者说两者同时达到极限状态概率很小。通常认为复合地基中桩体先发生破坏，但也有例外。若复合地基中桩体先产生破坏，则复合地基破坏时桩间土承载力发挥度达到多少是需要估计的。若桩间土先产生破坏，复合地基破坏时桩体承载力发挥度多少也只能估计。另外复合地基中的桩间土的极限荷载与天然地基的是不同的。同样，复合地基中的桩所能承担的极限荷载与一般桩基中的也是不同的。因此桩体复合地基承载力计算比较复杂。

桩体复合地基中，散体材料桩、柔性桩和刚性桩荷载传递机理是不同的。桩体复合地基上基础刚度大小，是否铺设垫层，垫层厚度等都对复合地基受力性状有较大影响，在桩体复合地基承载力计算中都要考虑这些影响因素的影响。

复合地基工程实践积累较少，而且复合地基技术正在发展，不少新的复合地基型式得到应用，应该说复合地基承载力计算理论还很不成熟，需要加强研究、发展、提高。

3.2 承载力计算模式

桩体复合地基承载力计算思路是先分别确定桩体的承载力和桩间土承载力，再根据一定的原则叠加这二部分承载力得到复合地基的承载力。

桩体复合地基的极限承载力 p_{cf} 普遍表达式可用下式表示：

$$p_{cf} = K_1\lambda_1 m p_{pf} + K_2\lambda_2(1-m)p_{sf} \qquad (3.2.1)$$

式中 p_{pf}——单桩极限承载力，单位 kPa；

p_{sf}——天然地基极限承载力，单位 kPa；

K_1——反映复合地基中桩体实际极限承载力与单桩极限承载力不同的修正系数，一般大于 1.0；

K_2——反映复合地基中桩间土实际极限承载力与天然地基极限承载力不同的修正系数；其值视具体工程情况确定，可能大于 1.0，也可能小于 1.0；

λ_1——复合地基破坏时，桩体发挥其极限强度的比例，可称为桩体极限强度发挥度。若桩体先达到极限强度，引起复合地基破坏，则 $\lambda_1 = 1.0$。若桩间土比桩体先达到极限强度，则 $\lambda_1 < 1.0$；

λ_2——复合地基破坏时，桩间土发挥其极限强度的比例，可称为桩间土极限强度发挥度。一般情况下，复合地基中往往桩体先达到极限强度，λ_2 通常在 0.4～1.0 之间；

m——复合地基置换率。

式(3.2.1)中系数 K_1 主要反映复合地基中桩体实际极限承载力与自由单桩载荷试验测得的桩体极限承载力的区别。复合地

基中桩体实际极限承载力一般比由单桩载荷试验得到的更大。其机理是作用在桩间土上的荷载和作用在邻桩上的荷载两者对桩间土的作用造成了桩间土对桩体的侧压力增加，使桩体极限承载力提高。对散体材料桩，其影响效果更大。式(3.2.1)中系数 K_2 主要反映复合地基中桩间土实际极限承载力与天然地基极限承载力的区别。K_2 的影响因素很多，如：桩的设置过程中对桩间土结构的扰动；成桩过程中对桩间土的挤密作用；桩体对桩间土的侧限作用；某些桩体材料，如生石灰，水泥粉与桩间土的物理-化学作用；还有桩间土在荷载作用下固结引起土的抗剪强度的提高等。上述影响因素中除对土结构扰动将使土的强度降低为不利因素外，其他影响因素均能不同程度地提高桩间土强度，提高地基上的极限承载力。总之系数 K_1 和 K_2 与工程地质情况、桩体设置方法、桩体材料等因素有关。遗憾的是目前还不能按门别类给出其参考数值。值得高兴的是近年已有不少研究论文和工程实录报道这方面的成果，较多的理论研究和工程实践积累将可能给出定量的意见。

若能有效地确定复合地基中桩体和桩间土的实际极限承载力，而且破坏模式是桩体先破坏引起复合地基全面破坏，则承载力计算式(3.2.1)可改写为

$$p_{cf} = mp_{pf} + \lambda(1-m)p_{sf} \tag{3.2.2}$$

式中 p_{pf}——桩体实际极限承载力，单位 kPa；

p_{sf}——桩间土实际极限承载力，单位 kPa；

m——复合地基置换率；

λ——桩体破坏时，桩间土极限强度发挥度。

复合地基的容许承载力 p_{cc} 计算式为

$$p_{cc} = \frac{p_{cf}}{K} \tag{3.2.3}$$

式中 K——安全系数。

采用承载力标准值表示，类似式(3.2.2)的复合地基承载力标准值 f_{ck} 可用下式表示，

$$f_{ck} = m\frac{R_k^d}{A_p} + \lambda(1 - m)f_{sk} \tag{3.2.4}$$

式中 f_{sk}——桩间土承载力标准值，kPa；

m——复合地基置换率；

R_k^d——桩体竖向承载力标准值，kN；

A_p——桩体横截面积，m^2；

λ——桩间土承载力发挥度。

复合地基的极限承载力也可采用稳定分析法计算。稳定分析方法很多，一般可采用圆弧分析法计算。圆弧分析法计算原理如图 3-1 所示。在圆弧分析法中，假设地基土的滑动面呈圆弧形。在圆弧滑动面上，总剪切力记为 T，总抗剪切力记为 S，则沿该圆弧滑动面发生滑动破坏的安全系数 K 为

$$K = \frac{S}{T} \tag{3.2.5}$$

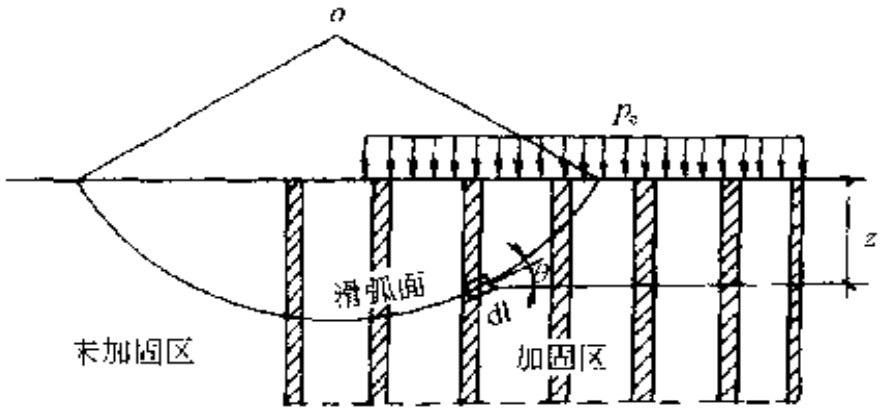


图 3-1 圆弧分析法

取不同的圆弧滑动面，可得到不同的安全系数值，通过试算可以找到最危险的圆弧滑动面，并可确定最小的安全系数值。通过圆弧分析法即可根据要求的安全系数计算地基承载力，也可按确定的荷载计算地基在该荷载作用下的安全系数。

在圆弧分析法计算中，假设的圆弧滑动面往往经过加固区和未加固区。地基土的强度应分区计算。加固区和未加固区土体应采用不同的强度指标。未加固区采用天然地基土体强度指标。加

固区土体强度指标可采用复合土体综合强度指标，也可分别采用桩体和桩间土的强度指标计算。

复合地基加固区复合土体的抗剪强度 τ_c 表达式可用下式表示：

$$\begin{aligned}\tau_c &= (1-m)\tau_s + m\tau_p \\ &= (1-m)[C + (\mu_s p_c + \gamma_s Z)\cos^2\theta \operatorname{tg}\varphi_s] \\ &\quad + m(\mu_p p_c + \gamma_p Z)\cos^2\theta \operatorname{tg}\varphi_p \end{aligned} \tag{3.2.6}$$

式中 τ_s——桩间土抗剪强度；

τ_p——桩体抗剪强度；

m——复合地基置换率；

C——桩间土内聚力；

p_c——复合地基上作用荷载；

μ_s——应力降低系数，$\mu_s = 1/[1+(n-1)m]$；

μ_p——应力集中系数，$\mu_p = n/[1+(n-1)m]$；

n——桩土应力比；

m——复合地基置换率；

γ_s, γ_p——分别为桩间土体和桩体的重度；

φ_s, φ_p——分别为桩间土体和桩体的内摩擦角；

θ——滑弧在地基某深度处剪切面与水平面的夹角，如图 3-1 中所示；

Z——分析中所取单元弧段的深度。

若 $\varphi_s = 0$，则式(3.2.6)可改写为

$$\tau_c = (1-m)C + m(\mu_p p_c + \gamma_p Z)\cos^2\theta \operatorname{tg}\varphi_p \tag{3.2.7}$$

复合土体综合强度指标可采用面积比法计算。复合土体内聚力 C_c 和内摩擦角 φ_c 表达式可用下述两式表示：

$$C_c = C_s(1-m) + mC_p \tag{3.2.8}$$

式中，C_s 和 C_p 分别为桩间土和桩体的内聚力。

$$\operatorname{tg}\varphi_c = \operatorname{tg}\varphi_s(1-m) + m\operatorname{tg}\varphi_p \tag{3.2.9}$$

为了计算复合地基承载力，需要确定桩体极限承载力和地基

土体极限承载力。桩体极限承载力和桩间土极限承载力除了通过原位试验测定外，各国学者还提出一些计算方法。在下面几节中将分别介绍桩体极限承载力和桩间土极限承载力的计算方法。

3.3 桩体极限承载力计算

3.3.1 桩体刚度对荷载传递规律的影响

在荷载作用下，散体材料桩、柔性桩和刚性桩的荷载传递特性是不相同的。散体材料桩需要桩周土的围箍作用才能维持桩体的形状。如果桩周没有土体围箍，仅仅依靠散体材料桩自己本身连桩体形状都不能维持。散体材料桩在荷载作用下，桩体发生鼓胀变形，依靠桩周土提供的被动土压力维持桩体平衡，承受上部荷载的作用。散体材料桩桩体破坏模式一般为鼓胀破坏。柔性桩和刚性桩为粘结材料桩，在荷载作用下依靠桩周摩擦力和桩端端阻力把作用在桩体上的荷载传递给地基土体。研究表明桩体刚度的大小对粘结材料桩的荷载传递规律有较大的影响。

桩体刚度大小是相对地基土体的刚度比较而言的，也与桩体长径比有关。严格地说，应该采用桩体与地基土体的相对刚度的概念。以下简称为桩体相对刚度。若桩体的弹性模量为 E，桩间土的剪切模量为 G_s，可定义桩的柔性指数 λ_p，

$$\lambda_p = \frac{E}{G_s} \tag{3.3.1}$$

桩体长度为 L，桩体半径为 r，则桩的长径比 λ_l 为

$$\lambda_l = \frac{L}{r} \tag{3.3.2}$$

王启铜(1991)建议桩体相对刚度定义如下：

$$K = \frac{\sqrt{\lambda_p}}{\lambda_l} = \sqrt{\frac{E}{G_s}}\frac{r}{L} = \sqrt{\frac{2E(1+\upsilon_s)}{E_s}}\frac{r}{L} \tag{3.3.3}$$

式中，E_s、υ_s 分别为桩间土弹性模量和泊松比。

可以用桩体相对刚度的大小来划分柔性桩和刚性桩的界限。

研究分析桩体相对刚度对柔性桩荷载传递特性的影响对发展复合地基理论具有重要意义。

桩侧摩擦力的发挥依靠在荷载作用下桩土间存在相对位移趋势或产生相对位移。若桩土间不存在相对位移或相对位移趋势，则桩侧摩擦力等于零。桩端端阻力的发挥则依靠桩端向下移动或存在位移趋势，否则端阻力等于零。理论上，理想刚性的桩，在荷载作用下，如果桩体顶端产生位移 δ，则桩底端的位移 δ_b 也等于 δ，见图 3-2(a)。对理想刚性桩，桩周各处摩擦力和桩端端阻力均可能得到发挥。若考虑地基土是均质的，且初始应力场也是均匀的，不考虑其随深度的变化，则桩侧摩擦力沿深度方向分布是均匀的。而且桩侧摩擦力和桩端端阻力是同步发挥的。现场实测试桩资料表明桩侧摩擦力和桩端端阻力并不是同步发挥的，桩侧摩擦力的发挥早于桩端端阻力的发挥。其原因是实际工程用桩都不是理论上的理想刚性桩，在荷载作用下桩体本身发生压缩。对于可压缩性桩，桩底端位移 δ_b 小于桩顶端位移 δ。若桩体相对刚度较小，在荷载作用下，桩体本身的压缩量等于桩顶端的位移量，桩底端相对于周围土体没有相对位移产生而且无产生相对位移趋势，则桩端端阻力等于零。对于桩体相对刚度较小的柔性桩，桩体四周桩土之间相对位移自上而下是逐步减小的。假设地基土是均质

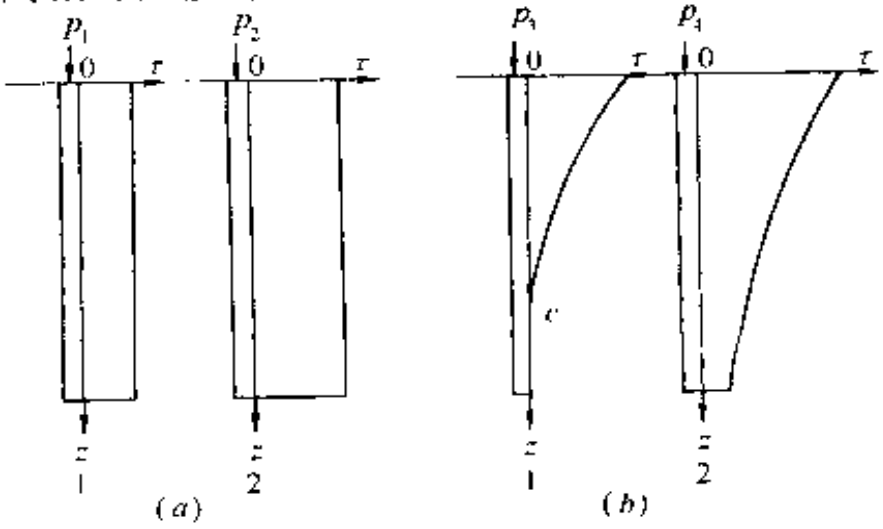


图 3-2　理想刚性桩和可压缩性桩

(a)理想刚性桩；(b)可压缩性桩

的，且初始应力场是均匀的，则桩侧摩擦力也是自上而下逐步减小的。事实上，若桩体相对刚度较小，在极限荷载作用下，桩体一定长度内的压缩量已等于桩顶端位移，则该长度以下桩体与土体间无相对位移及位移倾向，故该长度以下桩体对桩的承载力没有贡献。于是产生了有效桩长的概念。

段继伟(1993)采用数值分析研究了桩长与极限承载力的关系，在其他条件相同的条件下，随着桩长的增加，桩体极限承载力开始增加很快，后来增加幅度减小，最后趋于某一定值，如图 3-3 所示。也就是说当桩长超过某一桩长 l_0 时，桩的极限承载力增加很小，桩长 l_0 称为有效桩长。根据段继伟的研究，有效桩长 l_0 与桩土模量比和桩径有关，其取值范围为

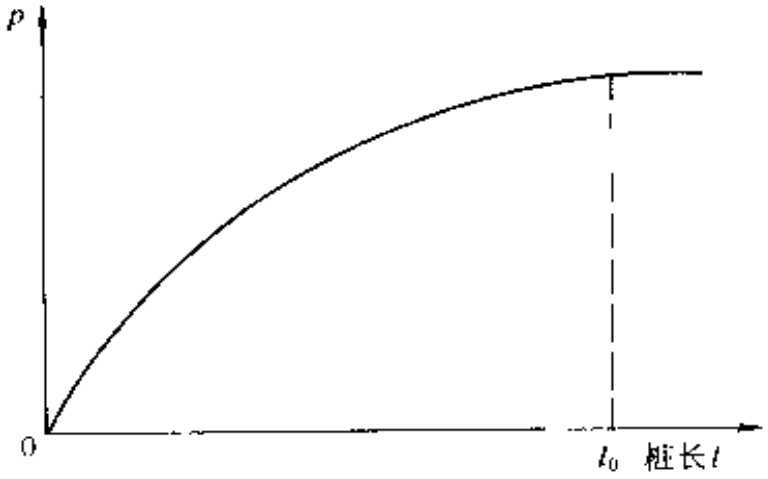


图 3-3　桩长与极限承载力关系示意图

(1) $l_0=(8\sim20)d$，当 $E_p/E_s=10\sim50$ 时；

(2) $l_0=(20\sim25)d$，当 $E_p/E_s=50\sim100$ 时；

(3) $l_0=(25\sim33)d$，当 $E_p/E_s=100\sim200$ 时。

上式中 d 为桩径，E_p 为桩体模量，E_s 为桩间土模量。

段继伟(1993)对桩土相对刚度表达式式(3.3.3)作了修正，并引进了有效桩长的影响，建议桩土相对刚度采用下式表示：

$$K=\sqrt{\frac{\xi E}{2G_s}}\frac{r}{l} \tag{3.3.4}$$

式中　$\xi=\ln[2.5l(1-\nu_s)/r]$；

l——当桩长小于有效桩长 l_0，l 为实际桩长；当桩长大于有效桩长 l_0 时，$l=l_0$。

其他符号同式(3.3.3)。

段继伟(1993)根据桩土相对刚度 K 与桩的沉降关系研究,建议柔性桩和刚性桩的判别准则为

$K<1.0$　　柔性桩

$K>1.0$　　刚性桩

上述判别准则是否合适有待进一步验证。事实上柔性桩与刚性桩是很难严格界限的。桩土相对刚度是连续变化的,其性状也是连续变化的。严格界限柔性桩和刚性桩也不一定合理。但桩土相对刚度大小对桩的荷载传递性状影响是明显的。

笔者着重要指出的是上述有效桩长的公式是根据单桩承载力的分析得出的。将上述公式应用于群桩可能是不合适的。将其用于变形分析也是不合理的。在复合地基优化设计中将谈到当软弱土层较厚时,增加增强体的长度可有效减小沉降。当然也不是无限增加长度,也存在有效长度问题。但是一定要搞清楚从承载力角度,从变形角度,对单桩,对复合地基,不同条件下桩体的有效长度是不同的。概念不同,数值也不同,绝对不能混淆。

3.3.2　刚性桩极限承载力计算

当桩体相对刚度较大时,可视为刚性桩。复合地基中刚性桩多为摩擦桩,其极限承载力表达式为

$$p_{pl}=[\Sigma f S_a L_i + A_p R]/A_p \tag{3.3.5}$$

式中　f——桩周土摩擦力极限值;

S_a——桩身周边长度;

A_p——桩身横断面积;

R——桩端土极限承载力;

L_i——按土层划分的各段桩长。

按上式计算承载力外,尚需对桩身进行强度验算。

若复合地基中刚性桩为端承桩,则复合地基上需铺设足够厚度的垫层。其桩体承载力由桩底端承力提供。

3.3.3　柔性桩极限承载力计算

桩体相对刚度较小的桩可称为柔性桩。柔性桩承载力计算理

论尚不成熟，正处于发展之中。下面首先介绍目前工程上常用的计算方法，然后介绍一种计算柔性桩桩侧摩擦力分布的计算方法（王启铜，1991），以加深对柔性桩荷载传递机理的认识，合理评价柔性桩的承载力。

目前工程上对水泥土桩等柔性桩根据下述两种情况计算确定桩的承载力：

（1）根据桩身材料强度计算承载力；

（2）根据桩侧摩擦力和桩端端阻力计算承载力。

二者中取较小值为桩的承载力。

根据桩身材料强度计算单桩极限承载力，

$$p_{pf} = q \tag{3.3.6}$$

式中 q——桩体极限抗压强度。

根据桩侧摩擦力和桩端端阻力计算单桩极限承载力的表达式为

$$p_{pf} = [\Sigma f S_a L_i + A_p R] / A_p \tag{3.3.7}$$

式中 f——桩周土的极限摩擦力；

S_a——桩身周边长度；

L_i——按土层划分的各段桩长；

R——桩端土极限承载力；

A_p——桩身横断面积。

式(3.3.7)与刚性桩计算式(3.3.5)是相同的，因此有时可能是不合理的。采用式(3.3.7)计算柔性桩承载力有时可能是偏不安全的。在应用式(3.3.7)时，当桩长超过有效桩长时，Σl_i 应取有效桩长部分。对端阻力应折减，或不计。否则由式(3.3.7)确定的承载力是偏高的，不安全的。不少规程、规范采用式(3.3.7)计算，没有重视有效桩长问题，减小了安全储备。

根据柔性桩在荷载作用下桩侧摩擦力和端阻力的实际分布计算桩的承载力显然更为合理。然而，由于柔性桩载荷试验实测资料较少，特别是桩侧摩擦力分布情况的实测资料更少，理论上研究

也很不够，至今尚未见到考虑柔性桩桩侧摩擦力实际分布情况的桩的承载力计算方法的报导。下面首先介绍王启铜(1991)提出的计算柔性桩桩侧摩擦力的计算方法，然后提出计算柔性桩承载力的新思路。

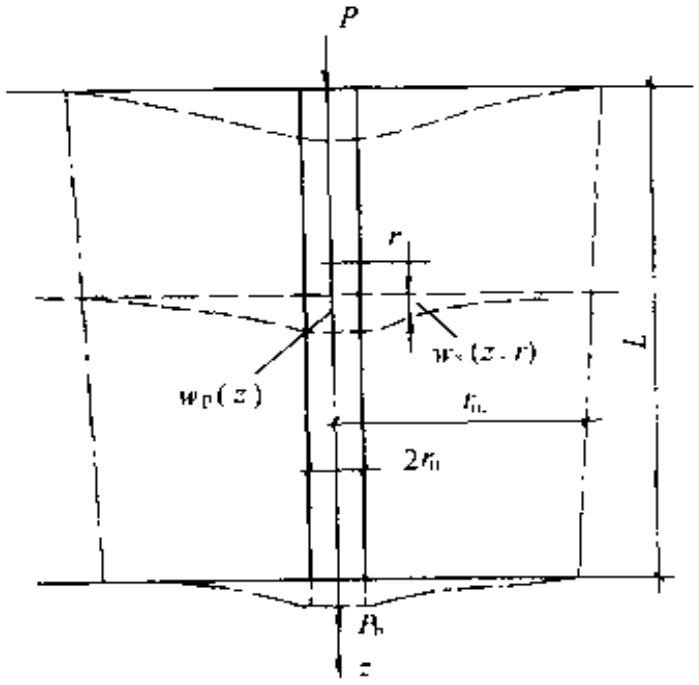


图 3-4　单桩计算简图

图 3-4 表示均质地基中单桩的计算简图。桩长(入土深度)为 L，桩体半径为 r_0，桩上作用竖向荷载 P，桩体材料的弹性模量为 E，桩周土剪切模量为 G_s。

许多室内试验及现场观测资料表明，在轴向荷载作用下，桩体周围土体的竖向位移 $w_s(z,r)$ 是深度 z 和离开桩轴线的径向距离 r 的函数，并且随 r 的增大呈对数规律递减(Cooke,1974;Cooke et al ,1979,1980;Frank,1975)。因而，可设

$$w_s(z,r)=f(z)\ln(r_m/r) \tag{3.3.8}$$

式中　$f(z)$——深度 z 的函数；

r_m——桩对周围土体的最大影响半径，当 $r\geqslant r_m$ 时，$w_s(z,r)=0$。r_m 是深度 z 的函数，但变化不大，可取平均值或半桩长处最大影响半径。

考虑桩体侧表面处($r=r_0$)土体位移与桩体位移谐调，即有

$$w_s(z,r_0)=w_p(z) \tag{3.3.9}$$

由式(3.3.8)和式(3.3.9)可得

$$f(z)=\frac{w_p(z)}{\ln(r_m/r_0)} \tag{3.3.10}$$

将式(3.3.10)代回式(3.3.8),得

$$w_s(r,z)=w_p(z)\frac{\ln(r_m/r)}{\ln(r_m/r_0)} \tag{3.3.11}$$

对于土体中的桩体,在轴向荷载作用下,除了轴向发生压缩变形外,在径向也会发生一定的变形。与轴向变形相比,桩体的径向变形是很小的。由于桩体的径向位移很小,桩周土体的径向位移也很小。为了简化分析,在计算中略去径向位移的影响,则土体中任一点处的剪应力表达式可简化如下式表示

$$\frac{\tau_s(z,r)}{G_s}=-\left(\frac{\partial w_s(z,r)}{\partial r}+\frac{\partial u_s(z,r)}{\partial z}\right)$$

$$=-\frac{\partial w_s(z,r)}{\partial r} \tag{3.3.12}$$

将式(3.3.11)代入上式,得

$$\tau_s(z,r)=-\frac{G}{\ln(r_m/r_0)}\frac{w_p(z)}{r} \tag{3.3.13}$$

上式中令 $r=r_0$,即可得到桩的侧摩擦力 $\tau(z)$ 与轴向位移 $w_p(z)$ 之间的关系,

$$\tau(z)=\frac{G_s}{\xi r_0}w_p(z) \tag{3.3.14}$$

式中,$\xi=\ln(r_m/r_0)$。

根据桩体受力分析(图 3-5),轴向力 $P(z)$ 和侧摩擦力 $\tau(z)$ 之间关系为

$$\frac{\partial P(z)}{\partial z}=-2\pi r_0\tau(z) \tag{3.3.15}$$

另一方面,桩的轴向力 $P(z)$ 与轴向位移 $w_p(z)$ 之间存在下述关系,

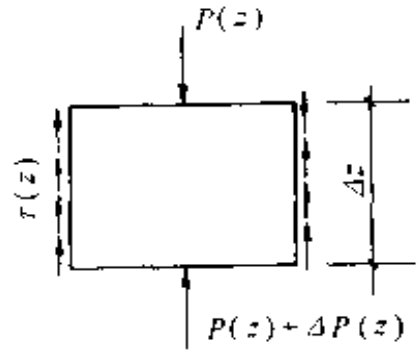


图 3-5 桩体受力分析简图

$$\frac{\partial w_p(z)}{\partial z}=-\frac{P(z)}{EA_p} \tag{3.3.16}$$

式中 $A_p=\pi r_0^2$,为桩体横断面积。

结合式(3.3.15)和式(3.3.16),可得

$$\frac{\partial^2 w_p(z)}{\partial z^2} = \frac{\partial}{Er^0}\tau(z) \tag{3.3.17}$$

将式(3.3.14)代入上式,可得

$$\frac{\partial^2 w_p(z)}{\partial z^2} = \mu^2 w_p(z) \tag{3.3.18}$$

式中,$\mu^2 = \frac{2}{\xi\lambda_p r_0^2}$;$\lambda_p = E/G_s$。

式(3.3.18)的解为

$$w_p(z) = C_1 e^{\mu z} + C_2 e^{-\mu z} \tag{3.3.19}$$

式中,C_1 和 C_2 为积分常数,可由下述边界条件确定:

① $$\left(\frac{\partial w_p(z)}{\partial z}\right)_{z=0} = -\frac{P}{EA_p} \tag{3.3.20}$$

② $$w_p(L) = w_{pb} \tag{3.3.21}$$

式中,w_{pb} 为桩底端竖向位移。若桩底端端阻力为 P_b,根据 Boussinesq 理论可求出土体竖向位移,亦即桩底端竖向位移为

$$w_{pb} = \frac{P_b(1-v)}{4r_0 G_s}\cdot\eta = n_b P_b \tag{3.3.22}$$

式中,$n_b = \frac{\eta(1-v)}{4r_0 G_s}$;系数 η 是考虑该处上覆土层对该处位移影响的桩端位移影响系数。一般说来,$\eta = 0.5 \sim 1.0$;v 为土体泊桑比。

根据式(3.3.20),式(3.3.21)和式(3.3.19)可求出积分常数 C_1 和 C_2,再代回到式(3.3.19),可得

$$w_p(z) = \frac{1}{\mathrm{ch}\alpha}\left|w_{pb}\mathrm{ch}(\mu z) + \frac{P}{EA_p\mu}\mathrm{sh}[\mu(L-z)]\right| \tag{3.3.23}$$

式中

$$\alpha = \mu L = \sqrt{\frac{2}{\xi\lambda_p}}\lambda_l \tag{3.3.24}$$

$$\lambda_l = L/r_0 \tag{3.3.25}$$

根据式(3.3.16)和式(3.3.23),可得

$$P(z)=\frac{1}{\mathrm{ch}\alpha}\{P\cdot\mathrm{ch}[\mu(L-z)]-EA_{\mathrm{p}}\mu\alpha_{\mathrm{pb}}\mathrm{sh}(\mu z)\} \tag{3.3.26}$$

当 $z=L$ 时,$P(z)=P_{\mathrm{b}}$,由式(3.3.26)可得

$$P_{\mathrm{b}}=P(L)=P(\mathrm{ch}\alpha+n\mathrm{sh}\alpha)^{-1} \tag{3.3.27}$$

式中,$n=EA_{\mathrm{p}}\mu n_{\mathrm{b}}$。

将式(3.3.22)和式(3.3.27)代入式(3.3.26)中,可得

$$P(z)=P_{\mathrm{b}}[\mathrm{ch}(\alpha\theta)+n\mathrm{sh}(\alpha\theta)] \tag{3.3.28}$$

式中 $\theta=1-z/L$。

由式(3.3.15),式(3.3.27)和式(3.3.28),可得

$$\tau(z)=\frac{P\alpha}{F}\frac{\mathrm{sh}(\alpha\theta)+n\mathrm{ch}(\alpha\theta)}{\mathrm{ch}\alpha+n\mathrm{sh}\alpha} \tag{3.3.29}$$

式中 $F=2\pi r_0 L$;

$\theta=1-z/L$;

$\alpha=\sqrt{\dfrac{2}{\xi\lambda_{\mathrm{p}}}}\lambda_l$;

$n=EA_{\mathrm{p}}\mu n_{\mathrm{b}}$;

$n_{\mathrm{b}}=\dfrac{\eta(1-\upsilon)}{4r_0G_{\mathrm{s}}}$;

$\mu=\alpha/L$;

$\lambda_{\mathrm{p}}=E/G_{\mathrm{s}}$;

$\lambda_l=L/r_0$;

$A_{\mathrm{p}}=\pi r_0^2$;

$\xi=\ln(r_m/r_0)$。

取 $r_{\mathrm{w}}=2.5L(1-\upsilon)$,$\eta=0.85$,$\upsilon=0.33$,代入式(3.2.29)计算,可得桩体侧摩擦力的一般分布形式如图 3-6 所示。由图中可以看

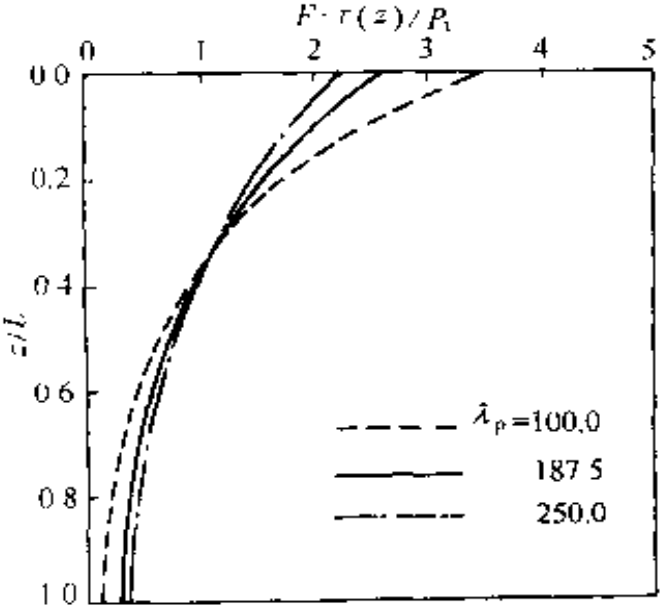


图 3-6 侧摩擦力的一般分布形式

出桩侧摩擦力随着深度的增大而减小，变化比较大。随着桩的刚度增大，桩侧摩擦力沿深度变化梯度减小。从承载力角度，为了充分发挥桩侧摩擦力的作用，柔性桩不易设计得过长，桩体刚度不宜过小，以短而粗的桩体较为合适。但从以后分析可以看到，从减少复合地基沉降角度，复合地基中桩体较长较合理。在深厚软土地基中应用复合地基技术，控制沉降至关重要。

3.3.4 散体材料桩极限承载力计算

1. 一般表达式

与柔性桩、刚性桩等粘结材料桩不同，散体材料桩是依靠周围土体的侧限阻力保持其形状并承受荷载的。散体材料桩的承载能力除与桩身材料的性质及其紧密程度有关外，主要取决于桩周土体的侧限能力。在荷载作用下，散体材料桩的存在将使桩周土体从原来主要是垂直向受力的状态改变为主要是水平向受力的状态，桩周土可能发挥的对桩体的侧限能力对散体材料桩复合地基的承载能力起关键作用。各国学者结合具体工程已提出了许多承载力计算方法，特别是对碎石桩极限承载力研究更多。除了通过载荷试验和经验的计算图表确定单桩承载力外，还可以通过计算桩间土侧向极限应力来计算单桩极限承载力。计算单桩承载力的一般表达式可用下式表示：

$$p_{uf} = \sigma_{ru} K_p \tag{3.3.30}$$

式中 σ_{ru}——桩侧土能提供的侧向极限应力；

K_p——桩体材料的被动土压力系数。

散体材料桩桩侧土所能提供的侧向极限应力 σ_{ru} 计算方法主要有：Brauns(1978)计算式、圆筒形孔扩张理论计算式、Wong, H. Y.(1975)计算式、Hughes 和 Withers(1974)计算式，以及被动土压力法等，下面分别加以介绍。

2. Brauns(1978)计算式

Brauns(1978)计算式是为计算碎石桩承载力提出的，其原理及计算式也适用于一般散体材料桩情况。Brauns 认为，在荷载作用下，桩体产生鼓胀变形。桩体的鼓胀变形使桩周土进入被动极

限平衡状态，桩周土极限平衡区如图 3-7 所示。在计算中，Brauns 作了下述几条假设：

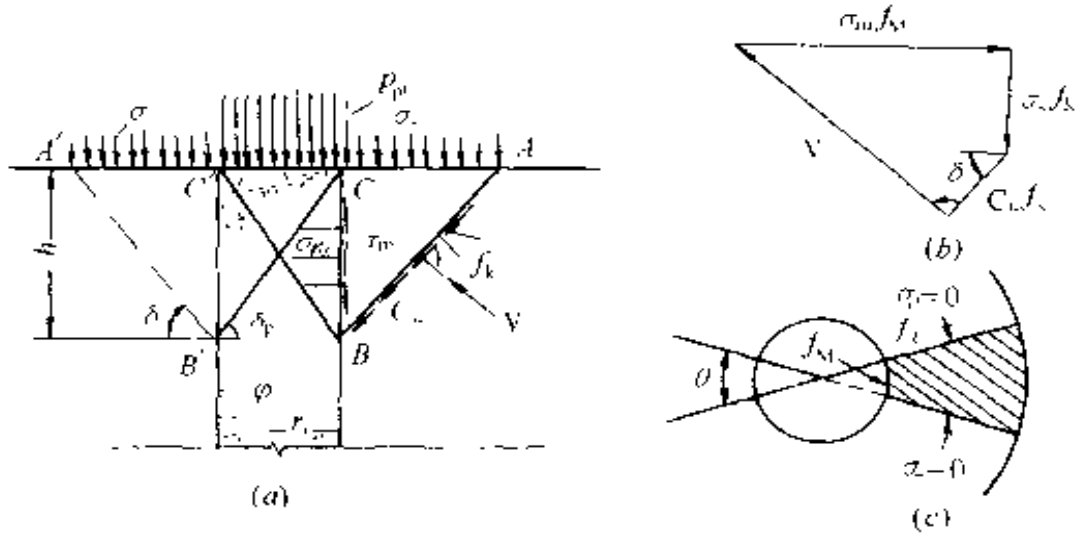


图 3-7　Brauns(1978)计算图式

（1）桩周土极限平衡区位于桩顶附近，滑动面成漏斗形，桩体鼓胀破坏段长度等于 $2r_0\mathrm{tg}\delta_p$，其中 r_0 为桩体半径，$\delta_p=45^\circ+\varphi_p/2$，$\varphi_p$ 为松散材料桩桩体材料的内摩擦角；

（2）荷载作用下桩周土与桩体间摩擦力 $\tau_M=0$，极限平衡土体中，环向应力 $\sigma_\theta=0$；

（3）计算中不计地基土和桩体的自重。

在上述假设的基础上，作用在图 3-7(*c*)中阴影部分土体上力的多边形如图 3-7(*b*)所示。图中 f_M、f_k 和 f_a 分别表示阴影部分所示的平衡土体的桩周界面、滑动面和地表面的面积。根据力的平衡，可得到在极限荷载作用下，桩周土上的极限应力 σ_m 为

$$\sigma_m=\left(\sigma_z+\frac{2C_u}{\sin2\delta}\right)\left(\frac{\mathrm{tg}\delta_p}{\mathrm{tg}\delta}+1\right) \tag{3.3.31}$$

式中　C_u——桩间土不排水抗剪强度；

δ——滑动面与水平面夹角；

σ_z——桩周土表面荷载，如图 3-7 所示；

δ_p——桩体材料内摩擦角。

根据桩体极限平衡可得到桩体极限承载力为

$$p_{pf}=\sigma_{ru}\mathrm{tg}^2\delta_p=\left(\sigma_s+\frac{2C_u}{\sin 2\delta}\right)\left(\frac{\mathrm{tg}\delta_p}{\mathrm{tg}\delta}+1\right)\mathrm{tg}^2\delta_p \quad (3.3.32)$$

滑动面与水平面的夹角 δ 可按下式用试算法求出

$$\frac{\sigma_s}{2C_u}\mathrm{tg}\delta_p=-\frac{\mathrm{tg}\delta}{\mathrm{tg}2\delta}-\frac{\mathrm{tg}\delta_p}{\mathrm{tg}2\delta}-\frac{\mathrm{tg}\delta_p}{\sin 2\delta} \quad (3.3.33)$$

当 $\sigma_s=0$ 时，式(3.3.33)可改写为

$$p_{pf}=\frac{2C_u}{\sin 2\delta}\left(\frac{\mathrm{tg}\delta_p}{\mathrm{tg}\delta}+1\right)\mathrm{tg}^2\delta_p \quad (3.3.34)$$

夹角 δ 可按下式用试算法求得

$$\mathrm{tg}\delta_p=\frac{1}{2}\mathrm{tg}\delta(\mathrm{tg}^2\delta-1) \quad (3.3.35)$$

设桩体材料内摩擦角 $\varphi_p=38°$(碎石内摩擦角常取为 38°)，则 $\delta_p=64°$。由式(3.3.35)试算得 $\delta=61°$，代入式(3.3.34)，可得 $p_{pf}=20.8C_u$。这就是计算碎石桩承载力的 Brauns 理论简化计算式。

3. 圆筒形孔扩张理论计算式

在荷载作用下，散体材料桩桩体材料发生鼓胀变形，对桩周土体产生挤压作用。该法将桩周土体的受力过程视为圆筒形孔扩张课题，采用 Vesic 圆孔扩张理论求解。图 3-8 为圆孔扩张理论计算模式。土体在圆孔扩张力作用下，圆孔周围土体从弹性变形状态逐步进入塑性变形状态。随着荷载增大，塑性区不断发展。极限

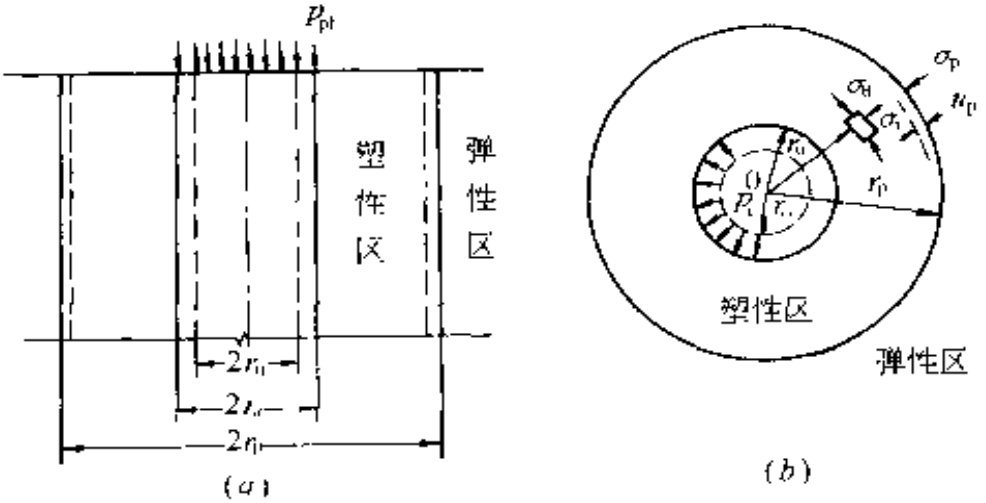


图 3-8　圆孔扩张理论计算模式

状态时，塑性区半径为 r_p，圆孔半径由 r_0 扩大到 r_u，圆孔扩张压力为 p_u。此时，散体材料桩的极限承载力为

$$p_{pl}=p_u\mathrm{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi_p}{2}\right) \tag{3.3.36}$$

式中 p_u——桩周土体对桩体的约束力，即为圆孔扩张压力极限值；

φ_p——桩体材料内摩擦角。

现介绍 Vesic 圆孔扩张压力极限值求解方法。

圆筒形孔扩张问题是平面应变轴对称问题，采用极坐标比较方便(图 3-9)。考虑单元力系的平衡，可以得到平面应变轴对称问题的平衡微分方程为：

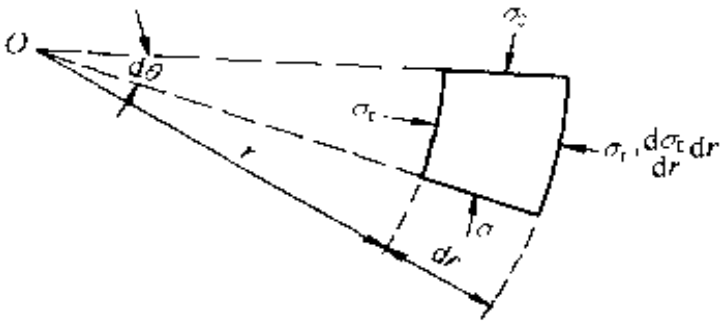


图 3-9 轴对称条件下单元应力状态

$$\frac{\mathrm{d}\sigma_r}{\mathrm{d}r}+\frac{\sigma_r-\sigma_\theta}{r}=0 \tag{3.3.37}$$

弹性阶段本构方程为广义虎克定律，

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_r&=\frac{1-v^2}{E}\left(\sigma_r-\frac{v}{1-v}\sigma_\theta\right)\\ \varepsilon_\theta&=\frac{1-v^2}{E}\left(\sigma_\theta-\frac{v}{1-v}\sigma_r\right)\end{aligned}\right\} \tag{3.3.38}$$

屈服条件为莫尔-库伦条件，

$$(\sigma_r-\sigma_\theta)=(\sigma_r+\sigma_\theta)\sin\varphi+2C\cos\varphi \tag{3.3.39}$$

当 $\varphi=0$ 时，上式蜕化为

$$\sigma_r-\sigma_\theta=2C \tag{3.3.40}$$

根据弹性理论可得轴对称条件下弹性变形阶段径向位移表达式为

$$u=\frac{(1+v)}{E}r\sigma_r \tag{3.3.41}$$

式中 E、v——分别为土体弹性模量和泊桑比。

先讨论 $\varphi=0$ 情况：

将式(3.3.40)代入式(3.3.37),然后积分,并考虑边界条件,$r=r_u$ 时,$\sigma_r=p_u$,可得

$$\sigma_r=p_u \quad 2C\ln\frac{r}{r_u} \tag{3.3.42}$$

将上式代入式(3.3.40),可得

$$\sigma_\theta=p_u-2C\left(\ln\frac{r}{r_u}+1\right) \tag{3.3.43}$$

$\varphi=0$ 时,塑性体积应变等于零。忽略塑性区材料在弹性阶段的体积变化,即认为塑性区总体积不变,则圆筒形孔体积变化等于弹性区体积变化。由图 3-8,可得

$$\pi r_u^2-\pi r_0^2=\pi r_p^2-\pi(r_p-u_p)^2 \tag{3.3.44}$$

式中 u_p——塑性区外侧边界的径向位移;

展开上式,略去 u_p 的平方项及 r_0^2 项,得

$$2u_p\frac{r_p}{r_u^2}=1 \tag{3.3.45}$$

弹塑性区交界处($r=r_p$),$\sigma_r=\sigma_p$。由式(3.3.41)得

$$u_p=\frac{(1+v)}{E}r_p\sigma_p \tag{3.3.46}$$

在 $r=r_p$ 时,应力 σ_r 和 σ_θ 应满足屈服条件,即

$$\sigma_p-\sigma_\theta=2C \tag{3.3.47}$$

而且

$$\sigma_\theta=-\sigma_r= \quad \sigma_p \tag{3.3.48}$$

结合式(3.3.47)和式(3.3.48),得

$$\sigma_p=C \tag{3.3.49}$$

结合式(3.3.45)和式(3.3.46),消去 u_p,得

$$\frac{2r_p^2}{r_u^2}\frac{(1+v)}{E}\sigma_p=1 \tag{3.3.50}$$

将式(3.3.49)代入上式,得

$$\frac{r_p^2}{r_u^2}=\frac{E}{2(1+v)C} \tag{3.3.51}$$

引进刚度指标 I_r，且 $C=C_u$，得

$$I_r=\frac{E}{2(1+\upsilon)C}=\frac{G}{C_u} \tag{3.3.52}$$

式中 G——土体剪切模量；

C_u——土体抗剪强度，即土体不排水抗剪强度。

于是有

$$\frac{r_p}{r_u}=\sqrt{I_r} \tag{3.3.53}$$

由式(3.3.42)，可得

$$\sigma_p=p_u-2C\ln\frac{r_p}{r_u} \tag{3.3.54}$$

结合式(3.3.49)，式(3.3.53)和式(3.3.54)，可得

$$p_u=C(\ln I_r+1)=C_u(\ln I_r+1) \tag{3.3.55}$$

将上式代入式(3.3.36)可得桩间土 $\varphi=0$ 时散体材料桩极限承载力为

$$P_{pl}=C_u(\ln I_r+1)\mathrm{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi_p}{2}\right) \tag{3.3.56}$$

式中 C_u——桩间土不排水抗剪强度；

$I_r=G/C_u$，土的刚度指标；

φ_p——桩体材料内摩擦角。

对 $\varphi\neq0$ 情况，推导的过程与 $\varphi=0$ 情况的基本相同，不同的是塑性区体积应变不等于零。圆孔扩张压力极限值表达式为(龚晓南，1999)[11]

$$p_u=(q+C\mathrm{ctg}\varphi)(1+\sin\varphi)[I_{rr}\sec\varphi]^{\frac{\sin\varphi}{1+\sin\varphi}}-C\mathrm{ctg}\varphi \tag{3.3.57}$$

式中 q——土体中初始应力；

I_{rr}——修正刚度指标。

修正刚度指标 I_{rr} 表达式为

$$I_{rr}=\frac{I_r(1+\Delta)}{1+I_r\sec\varphi\cdot\Delta} \tag{3.3.58}$$

式中 I_r——刚度指标；

Δ——塑性区平均体积应变。

刚度指标 I_r 表达式为

$$I_r = \frac{E}{2(1+\upsilon)(C+q\mathrm{tg}\varphi)} = \frac{G}{S} \tag{3.3.59}$$

式中 S——土体抗剪强度，$S = C + q\mathrm{tg}\varphi$；

G——土体剪切模量；

q——土体中初始应力。

将式(3.3.57)代入式(3.3.36)，可得桩周土(强度指标 C 和 φ，初始应力为 q)时散体材料桩极限承载力表示式，

$$p_{pl} = \{(q + C\mathrm{ctg}\varphi)(1+\sin\varphi)[I_{rr}\sec\varphi]^{\frac{\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} - C\mathrm{ctg}\varphi\} \times \mathrm{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_p}{2}\right) \tag{3.3.60}$$

式中 φ_p——桩体材料内摩擦角；

I_{rr}——修正刚度指标。

修正刚度指标表达式中塑性应变体积在分析中是作为已知值引进的。实际上，塑性区体积应变 Δ 是塑性区内应力状态的函数，只有应力状态为已知值时，才有可能确定 Δ 值。为了克服这一困难，可采用下述迭代法求解：

(1) 先假定一个塑性区体积应变平均值 Δ_1，由上述分析可得到塑性区内的应力状态；

(2) 由步骤(1)计算得到的应力状态，根据试验确定的体积应变与应力的关系，确定修正的平均塑性体积应变 Δ_2。

(3) 用修正的平均体积应变 Δ_2，重复步骤(1)和(2)，直至 Δ_n 值与 Δ_{n-1} 值相差不大。这样，就可得到满意的解答。然后根据 Δ_n 值以及其他数据，确定修正刚度指标 I_{rr} 值。

4. Wong H. Y.(1975)计算式

Wong(1975)采用计算挡土墙上被动土压力的方法计算作用在桩体上的侧限压力，于是可得到桩的承载力计算式为：

$$p_{pf}=(K_{ps}\sigma_{s0}+2C_u\sqrt{K_{ps}})\mathrm{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi_p}{2}\right) \quad (3.3.61)$$

式中 σ_{s0}——桩间土上竖向荷载；

φ_p——桩体材料内摩擦角；

K_{ps}——桩间土的被动土压力系数；

C_u——桩间土不排水抗剪强度。

5. Hughes 和 Withers(1974)计算式

Hughes 和 Withers(1974)用极限平衡理论分析，建议按下式计算单桩的极限承载力 p_{pf}

$$p_{pf}=(p'_0+u_0+4C_u)\mathrm{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi_p}{2}\right) \quad (3.3.62)$$

式中，p'_0，u_0 分别为初始径向有效应力和超孔隙水压力，从原型观测资料分析认为 $p'_0+u_0=2C_u$，故式(3.3.62)可改写为

$$p_{pf}=6C_u\mathrm{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi_p}{2}\right) \quad (3.3.63)$$

式中 C_u——桩间土不排水抗剪强度；

φ_p——桩体材料内摩擦角。

对碎石桩，一般取 $\varphi_p=38^\circ$，则式(3.3.63)可进一步简化为

$$p_{pf}=25.2C_u \quad (3.3.64)$$

Broms(1979)推荐上式计算碎石桩极限承载力。

6. 被动土压力法

通过计算桩周土中的被动土压力计算桩周土对散体材料桩的侧限力。桩体承载力表达式为

$$p_{pf}=[(rz+q)K_{ps}+2C_u\sqrt{K_{ps}}]K_p \quad (3.3.65)$$

式中 r——土的重度；

z——桩的鼓胀深度；

q——桩间土上荷载；

C_u——土的不排水抗剪强度；

K_{ps}——桩周土的被动土压力系数；

K_p——桩体材料被动土压力系数。

除上述计算式外，国内外学者还提出其他一些计算公式和经验曲线供设计参考，这里不再一一介绍。面对这么多计算公式，读者会问，哪个计算式比较符合工程实录？南京水利科学研究院应用上述计算方法分析了十几个碎石桩复合地基加固工程的测试成果后认为上述散体材料桩极限承载力公式中很难说哪一个公式计算精度更高一些。有条件应通过载荷试验确定碎石桩复合地基的承载力，或采用几个方法进行计算用于综合分析。

3.4 桩间土极限承载力计算

3.4.1 桩间土承载力影响因素

根据天然地基载荷板试验结果，或根据其他室内外土工试验资料可以确定天然地基极限承载力。复合地基中桩间土极限承载力与天然地基极限承载力密切相关，但两者并不完全相同。在地基中设置竖向增强体，使桩间土极限承载力不同于天然地基承载力。两者的差别随地基土的工程特性、竖向增强体的性质、增强体设置方法不同而不同。有的情况下两者区别很小，或者虽有一定区别，但桩间土极限承载力比天然地基极限承载力大，而且又较难计算时，在工程实用上，常用天然地基极限承载力值作为桩间土极限承载力。

使桩间土极限承载力有别于天然地基极限承载力的主要影响因素有下列几个方面：在桩的设置过程中对桩间土的挤密作用，采用振动挤密成桩法影响更为明显；在软粘土地基设置桩体过程中，由于振动、挤压、扰动等原因，使桩间土中出现超孔隙水压力，土体强度有所降低，但复合地基施工完成后，一方面随着时间发展原地基土的结构强度逐渐恢复，另一方面地基中超孔隙水压力消散，桩间土中有效应力增大，抗剪强度提高。这两部分的综合作用使桩

间土承载力往往大于天然地基承载力。桩体材料性质有时对桩间土强度也有影响　例如石灰桩的设置，由于石灰的吸水、放热，以及石灰与周围土体的离子交换等物理化学作用，使桩间土承载力比原天然地基承载力有较大的提高。又如碎石桩和砂桩等具有良好透水性的桩体的设置，有利于桩间土排水固结，桩间土抗剪强度提高，使桩间土承载力得到提高。以上影响因素大多是使桩间土极限承载力高于天然地基极限承载力。

3.4.2　桩间土极限承载力计算方法

通常复合地基桩间土极限承载力取相应的天然地基极限承载力值，有时要考虑桩体设置造成的影响。天然地基极限承载力除了直接通过载荷试验，以及根据土工试验资料，查阅有关规范确定外，常采用Skempton极限承载力公式进行计算。Skempton极限承载力公式为

$$p_{sf}=C_uN_c\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)\left(1+0.2\frac{D}{L}\right)+\gamma D \qquad (3.4.1)$$

式中　D——基础埋深；

C_u——不排水抗剪强度；

N_c——承载力系数，当 $\varphi=0$ 时，$N_c=5.14$；

B——基础宽度；

L——基础长度。

桩体设置引起桩间土承载力的提高可以根据不同情况分别加以考虑。桩体设置引起桩间土极限承载力提高也可通过原位测试来测定。当桩体设置完成后，可采用原位十字板试验、或静力触探试验等原位测试手段来评价桩间土极限承载力的提高程度。

3.5　复合地基加固区下卧层承载力验算

当复合地基加固区下卧层为软弱土层时，按复合地基加固区容许承载力计算基础的底面尺寸后，尚需对复合地基下卧层承载力进行验算。要求作用在下卧层顶面处附加应力 p_0 和自重应力 σ_r 之和 p 不超过下卧层土的容许承载力[R]，即

$$p = p_0 + \sigma_r \leqslant [R] \tag{3.5.1}$$

3.6 桩土荷载分担比和桩土应力比的影响因素

桩体复合地基中桩体和桩间土共同直接承担上部结构通过基础或垫层传递的荷载是复合地基的一个基本特征。通常将桩体承担的荷载与桩间土承担的荷载比称为桩土荷载分担比，将桩顶平均应力与桩间土平均应力之比称为桩土应力比，桩土荷载分担比和桩土应力比本质上是一致的，是反映复合地基工作状态的一个重要参数。

桩土荷载分担比和桩土应力比的影响因素很多。桩土相对刚度、荷载水平、复合地基置换率、荷载作用时间、垫层厚度、加固区下卧层上的刚度、桩间土的工程性质等因素对桩土荷载分担比和桩土应力比的大小都将产生影响。刚性基础下桩体复合地基垫层的影响将在下一节讨论。下面讨论上述其他因素对桩土应力比的影响。

近年来，人们对桩土应力比的确定及影响因素通过现场测试和理论分析开展了一系列研究工作。复合地基在均布荷载作用下，刚性承台下桩体顶面和桩间土上的反力都不是均匀分布的。图 3-10(a)和(b)分别为一碎石桩和一水泥搅拌桩单桩带承台载荷试验所测得的承台下反力分布图。在复合地基理论分析中桩顶应力和桩间土应力是指作用在桩顶面上和桩间土上的平均应力。

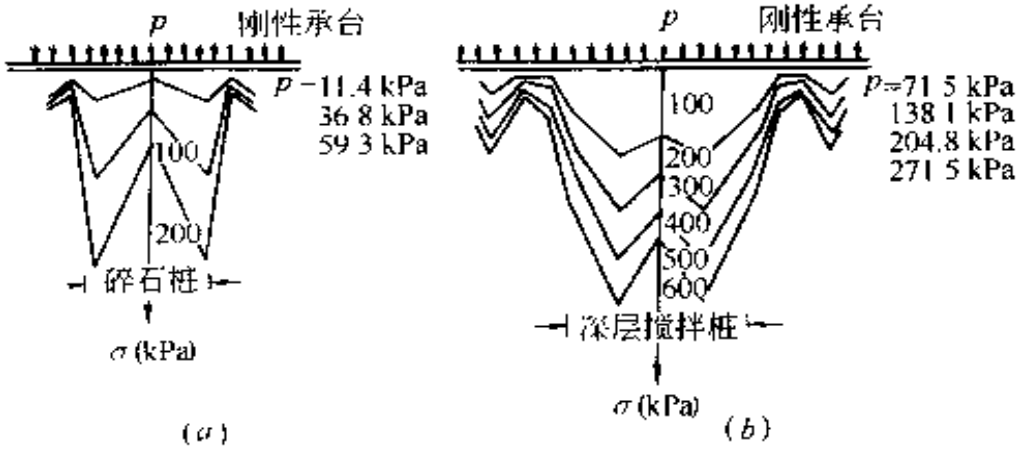


图 3-10 复合地基刚性承台下实测反力分布图

(引自韩杰等，1990)

桩土应力比是指两者的平均应力之比。

土的应力应变关系是非线性关系，大多数桩体材料的应力应变关系也是非线性的，两者的刚度相差又较大，随着荷载水平的提高，桩土应力比是变化的。图 3-11(*a*)和(*b*)分别为由九个碎石桩复合地基工程和 70 组实测资料经整理得到的砂性土碎石桩复合地基和粘性土碎石桩复合地基桩上应力比随荷载水平提高而变化的情况。

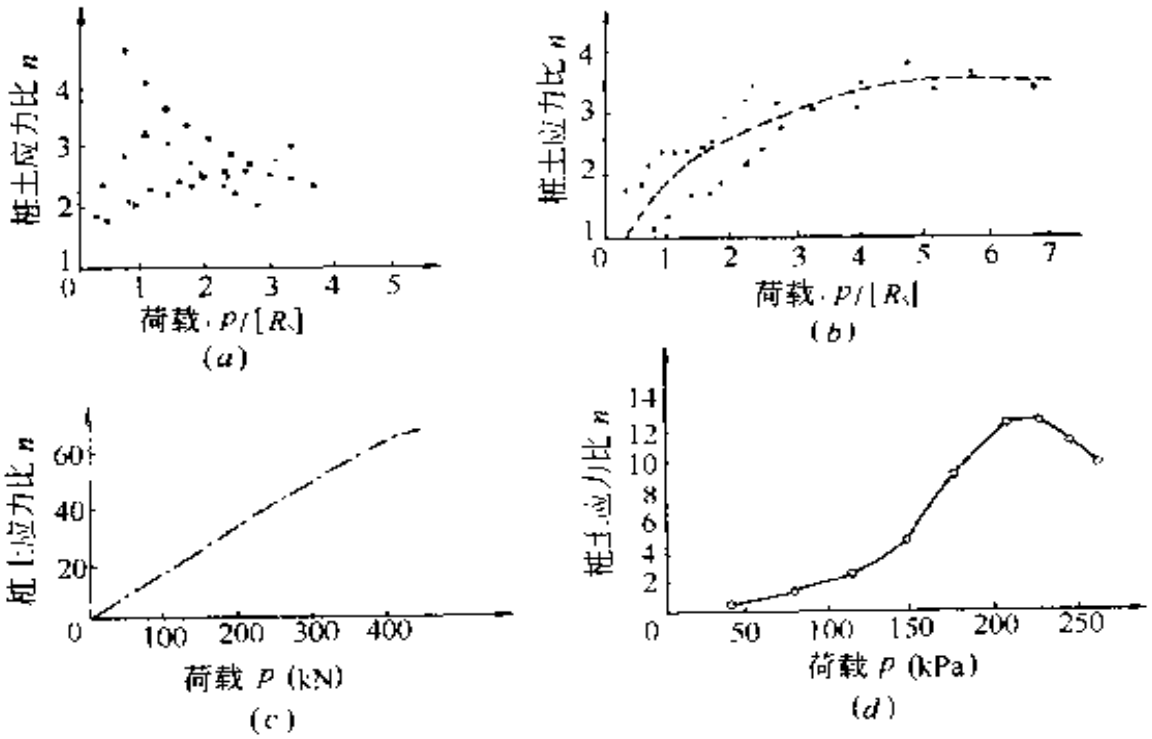


图 3-11　桩土应力比 n 与荷载水平关系曲线
(*a*)砂性土碎石桩复合地基(引自方永凯，1990)[7]；
(*b*)粘性土碎石桩复合地基(引自方永凯，1990)[7]；
(*c*)小桩复合地基(引自周洪涛和叶书麟，1990)[91]；
(*d*)水泥搅拌桩复合地基(引自林琼，1989)[50]

$[R_s]$为天然地基容许承载力。由图可见，对砂性土碎石桩复合地基，当 $p/[R_s]$值小于 1.0 时，n 值很分散，当 $p/[R_s]$值增大时，n 值逐渐趋于一致，其值约等于 2～3，平均值为 2.5。对粘性土碎石桩复合地基，桩土应力比 n 值随 $p/[R_s]$值增大而增大，且逐渐趋于稳定，约等于 3.5。图 3-11(*c*)和(*d*)分别表示一微型钢筋混凝土桩复合地基和一水泥搅拌桩复合地基载荷试验所得到的桩土应力比 n 值随荷载水平提高变化的情况。图 3-11(*d*)还表明，当荷载超过某一数值后，桩土应力比会通过峰值而减小。显然这与水泥搅拌桩的

屈服有关。林琼(1989)还报道了水泥搅拌桩复合地基，桩土应力比随水泥土水泥掺合比的提高而增大，随桩长增长而增大的情况。她还报道了当水泥掺合比 $a_w \leqslant 10$ 时，桩土应力比随荷载水平提高而增大，且逐渐稳定，不会象图 3-11(d)中所示出现峰值的情况。水泥掺合比不同，水泥土的破坏模式不同。增强体破坏模式不同，桩土应力比 n 值的变化规律不同就很容易理解了。

由图 3-11 可以看出，对散体材料桩复合地基，桩土应力比变化幅度不是很大，特别是在使用荷载条件下，而对粘结材料桩特别是桩体刚度较大的桩，复合地基桩土应力比不仅数值大，而且变化幅度大。

桩土应力比 n 值是反映竖向增强体复合地基中桩体与桩间土协同工作的重要指标。桩土模量比对桩土应力比 n 值的大小有重要影响。图 3-12 表示通过有限单元法分析得到的桩土相对刚度与桩土应力比的关系，在一定条件下，桩土应力比值 n 与 $\sqrt{E_p/E_s}$ 成线性关系。

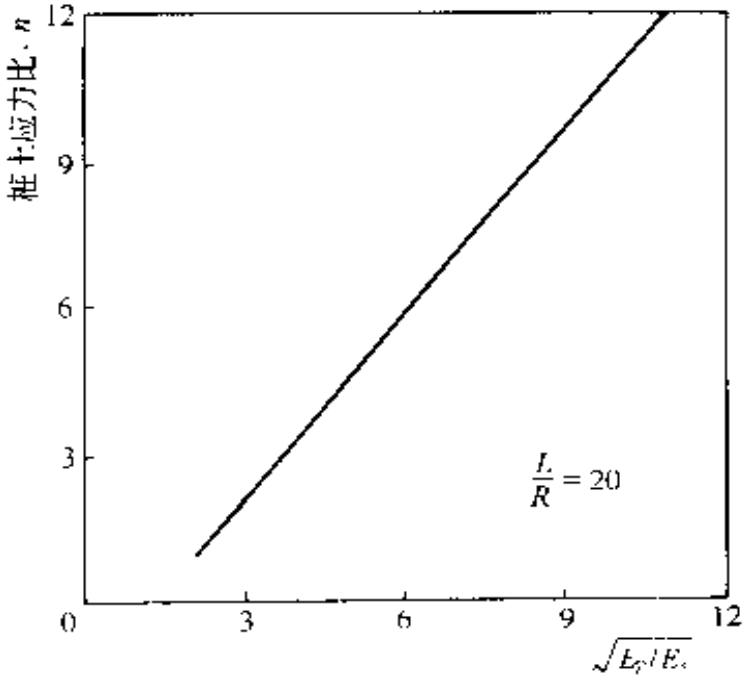


图 3-12　桩土应力比 n 值～E_p/E_s 关系
(引自段继伟，1992)[5]

桩土应力比与桩体长径比的关系如图 3-13 所示。桩土模量比不同，桩土应力比随桩体长径比增大变化的梯度是不同的。对

某一桩土模量比，当桩体长径比超过某一数值时，桩土应力比 n 值不再增加。这一现象说明，对某一桩土模量比情况，存在一有效桩长。桩土模量比增大，有效桩长增加。

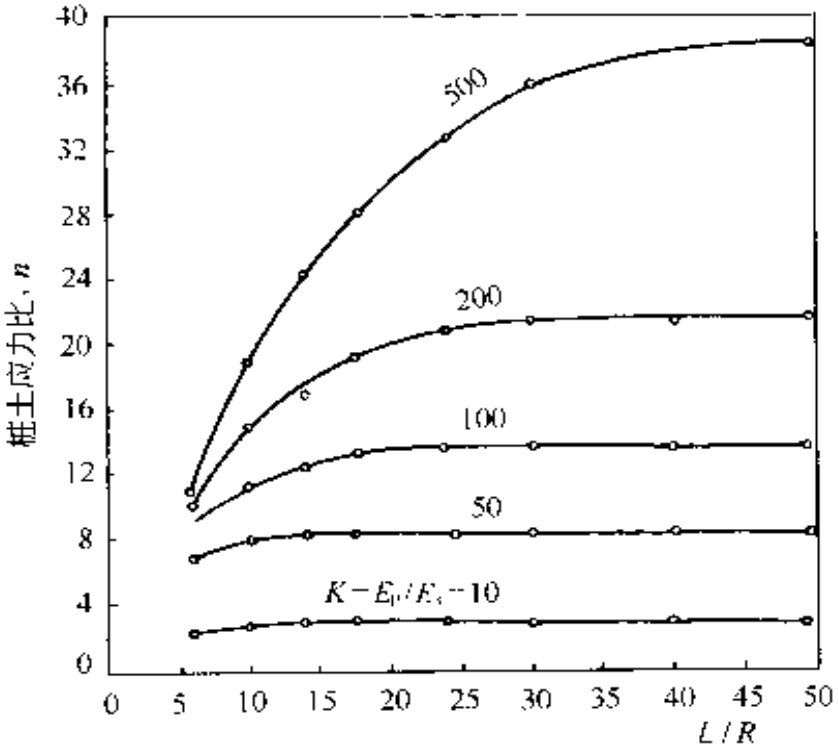


图 3-13　桩土应力比与桩体长径比关系

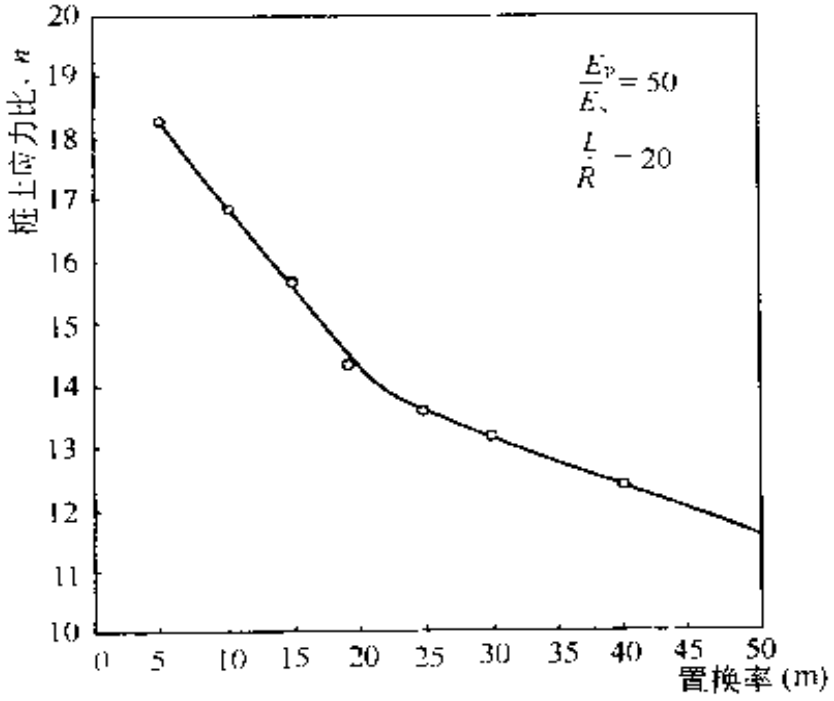


图 3-14　复合地基桩土应力比与置换率关系

桩土应力比还与复合地基置换率有关。图 3-14 表示通过有限单元法分析得到的复合地基置换率与桩土应力比的关系。由图可以看出，复合地基置换率增大，桩土应力比减小。在荷载作用下，桩间土会产生固结和蠕变。桩间土的固结和蠕变会使荷载向桩体集中，桩土应力比随时间的延续可能增大。

桩土应力比的影响因素很多，对桩土应力比的精确计算是很困难的。事实上，对桩土应力比的现场测试也是很困难的。复合地基中各个桩体，以及每个桩体的不同测点处，应力是不可能相同的，而且随着荷载水平变化而变化。不仅桩体如此，桩间土也如此。因此桩土应力比是很难测定的。桩土应力比难以测定，则桩土荷载分担比也是如此。因此桩土应力比是个定性的参数，用于定性分析比较合适，很难用它进行量化设计。

由图 3-11 可以看出：碎石桩复合地基桩土应力比变化范围不大，约在 2.5～3.5 之间。水泥土桩复合地基桩土应力比变化范围比碎石桩复合地基大，微型钢筋混凝土桩复合地基桩土应力比变化更大。采用桩土应力比作为设计参数对于粘结材料桩复合地基，特别对刚度较大的桩体复合地基是比较困难的。因此笔者近年建议废弃用桩土应力比表示的有关复合地基的计算式，而只将桩土应力比用于复合地基性状分析。

3.7 刚性基础下桩体复合地基垫层的效用

这里讨论刚性基础下桩体复合地基垫层的效用，柔性基础下桩体复合地基垫层的效用将在第 7 章 7.3 节中讨论。

图 3-15 中图(a)和图(b)，地基土物理力学性质，基础刚度、荷载、桩体复合地基均相同，唯一不同的是图(a)中无垫层，图(b)中在刚性基础和桩体加固区之间设一柔性垫层。现讨论在荷载作用下垫层的效用。

不难看出，由于垫层作用，图(a)中桩土应力比比图(b)中大，垫层使桩顶的应力集中现象明显减弱，因此图(a)桩体中轴向应

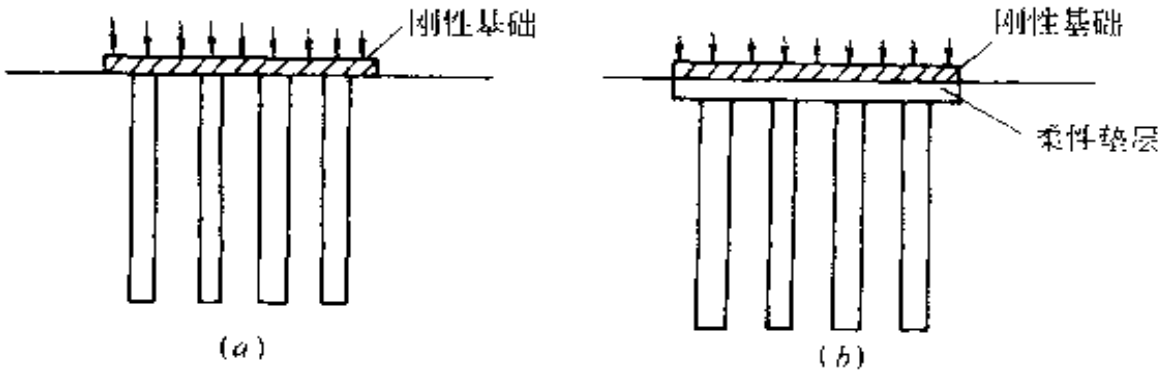


图 3-15　复合地基示意图

(a)无垫层;(b)有垫层

力比图(b)中大。垫层可有效减小桩土应力比,减小桩体中轴向应力。减小桩体轴力对桩体强度不是很大的低强度桩和柔性桩有很重要的意义。因为低强度桩和柔性桩在荷载作用下,桩体剪切破坏往往发生在浅部。减小轴力减小了桩体破坏的可能性。垫层减小桩土应力比,减小桩顶应力集中现象,也减小了基础底面应力集中现象,改善了基础底板的受力状态。数值分析表明(李宁,韩煊,2001)垫层的存在使群桩复合地基边角处桩顶荷载大幅减小,这对避免边角处桩体首先破坏起到很大作用,使复合地基能够更充分地发挥其承载能力。

垫层使桩土应力比减小,桩间土中竖向应力增大,相应桩间土中水平向应力也增大。桩间土中水平向应力增大造成对桩体的侧压力增大。图(b)中桩体上端竖向应力比图(a)中小,而侧向压力图(b)中比图(a)中大。这样垫层的存在大大减小了桩体中的主应力差,有效改善了桩体的受力状态,减小了桩体上端被剪坏的可能性。这对低强度桩和柔性桩是非常有意义的。

数值分析还表明垫层存在使桩体产生向上刺入变形,因此在桩体上端存在负摩阻区。桩体刚度愈大,负摩阻区越长。负摩阻区的存在使桩身最大轴力不在桩顶,桩体模量愈大,垫层愈厚,最大应力点愈深。

垫层对复合地基性状的影响主要在浅层。随着桩体刚度的增大垫层的效用越明显。

垫层厚度与桩土应力比关系示意图如图 3-16 所示。随着垫层厚度增大，桩土应力比减小，最后趋向一定值。根据前面分析可知，通过调整垫层的模量和厚度可以调节桩土应力比，较好地发挥桩和土的承载力达到降低工程造价的目的。工程上垫层一般采用碎石垫层或砂石垫层，厚度一般取 200～500mm。

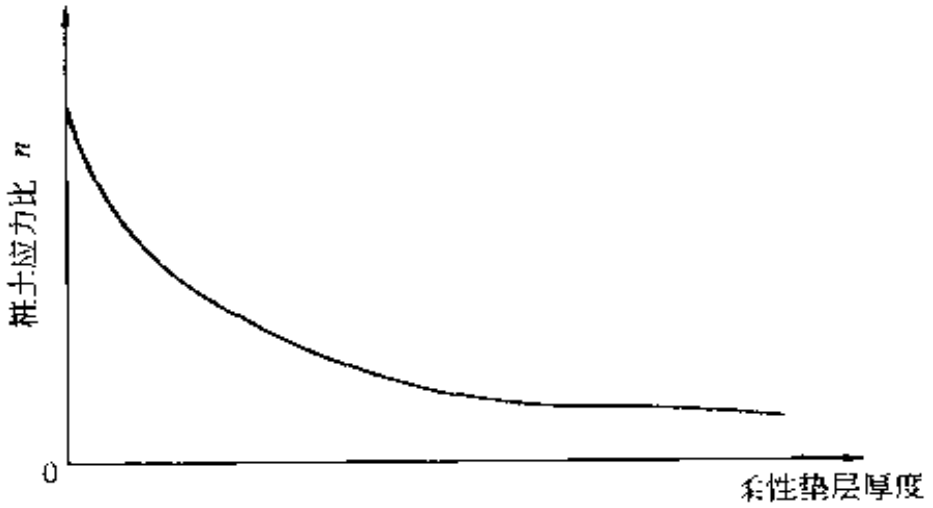


图 3-16　垫层厚度与桩土应力比关系示意图

图 4-2 为南京金陵石油化工公司炼油厂一油罐土工织物砂垫层复合体加固软基的计算简图(王铁儒等,1990)。由图可见,在复合体下卧层中设置袋装砂井,利于地基固结。水平向增强体复合地基的工程实践促进了水平向增强体复合地基理论的发展。然而,至今对水平向增强体的作用及其工作机理并未完全了解。对水平向增强体复合地基的承载力和沉降计算尚无较成熟的理论。各国学者从室内外试验、理论分析和工程实践等方面对水平向增强体复合地基的作用机理、破坏形式开展研究,其中对土工织物和土工格栅复合地基研究较多。在这一章简要介绍该领域的一些研究成果。

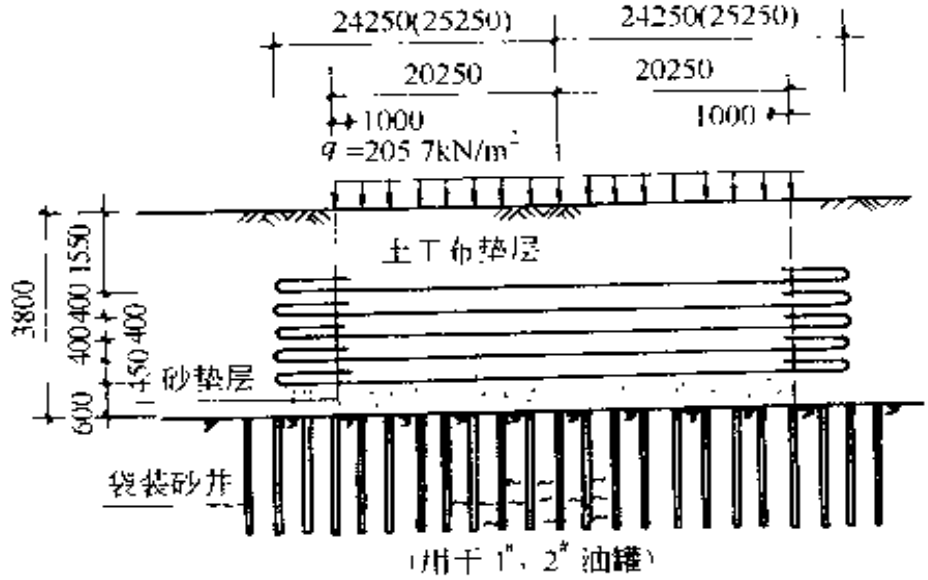


图 4-2 油罐土工织物垫层计算简图(单位:mm)
(引自王铁儒等,1990)

俞仲泉等(1991)通过土工离心模型试验,探讨了土工织物加固堤基的作用机理。选择如图 4-3 所示的 4 种方案进行试验:方案 1 是不铺设土工织物;方案 2 是在堤基的砂垫层中间铺设一层土工织物;方案 3 是砂垫层与堤体界面上铺设一层土工织物;方案 4 是堤基砂垫层中间和砂垫层与堤体界面上各铺设一层土工织物。图 4-4 表示地基中不同位置的水平位移随深度的变化曲线。由图可见,土工织物对浅层土产生侧限作用,对较深土体的侧限作用不明显。方案 2 和方案 4 地基中土体的水平位移相差无几。

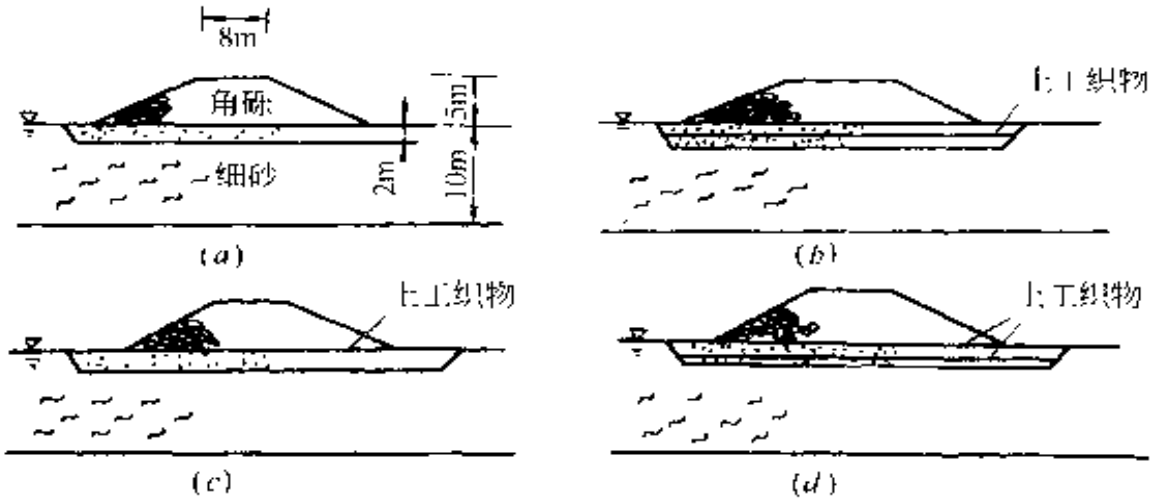


图 4-3

(引自俞仲泉,顾家龙,1991)[80]

(a)F_{01};(b)F_{02};(c)F_{03};(d)F_{04}

试验结果表明:采用土工织物砂垫层复合体加固堤基有明显的效果,既可以减少堤轴线附近的最大沉降,也可以减少地基土的水平位移,并且提高了堤基的稳定性。堤身竖向荷载使土工织物产生拉伸变形。土工织物的拉伸变形使土工织物能够发挥一定的抗拉强度,从而使基底的竖向应力发生重分布,竖向应力重分布既可以减少地基失稳的几率,又可以使堤中心轴处沉降减少。试验表明在砂垫层中间铺设土工织物效果较好,不宜将土工织物直接铺设在淤泥地基上,土工织物与砂垫层在界面上有相互滑动,在设计计算时,应考虑土工织物与砂垫层之间的界面特性。

张道宽(1991)在 Andrawes(1982), Rowe(1985), Fowler(1982)等人的研究成果的基础上,利用数值分析,室内模型试验和基于土力学经典理论,对土工织物加固软土地基问题开展了较系统的研究。他认为加筋垫层路堤的破坏形式可分为滑弧破坏、加筋体绷断、承载破坏和薄层挤出等四种类型。具体工程的主控破坏类型与材料性质、受力情况及边界条件有关,但不是一成不变的,在一定条件下,有从一种形式向另一种形式过渡转化的可能,

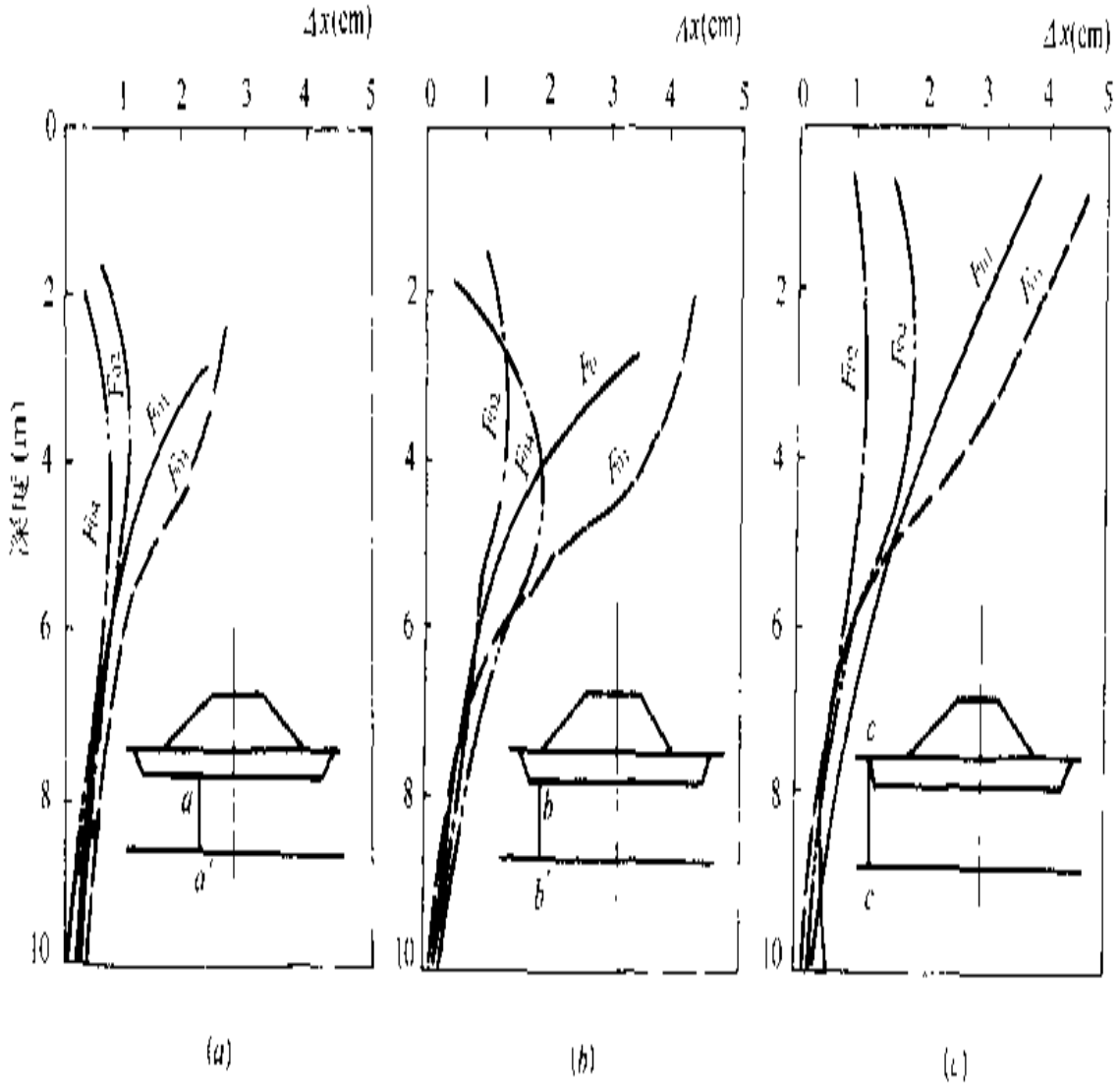


图 4-4　水平位移随深度变化曲线

(引自俞仲泉, 顾家龙, 1991)[30]

这是由上和土工织物加筋体强度发挥的相互关系决定的。

Fowler(1982)介绍一处公路试验堤的破坏情况如图 4-5(*a*)所示，属滑弧破坏型式。这种破坏的特点是填土、地基和土工织物三者共同起作用，它们在滑弧面上产生的抗滑力矩可以相叠加，其生成条件是土工织物的抗拉刚度低、延伸率较大。对这种情况，可采用圆弧滑动稳定分析法进行分析，其计算简图如图 4-5(*b*)所示。在分析中假定滑动面上各点，包括填土、地基上和土工织物，同时达到强度峰值，并且认为土工织物加筋体的存在基本上不改变滑弧位置，加筋体拉力方向与滑弧相切。详细分析方法这里不作介绍。

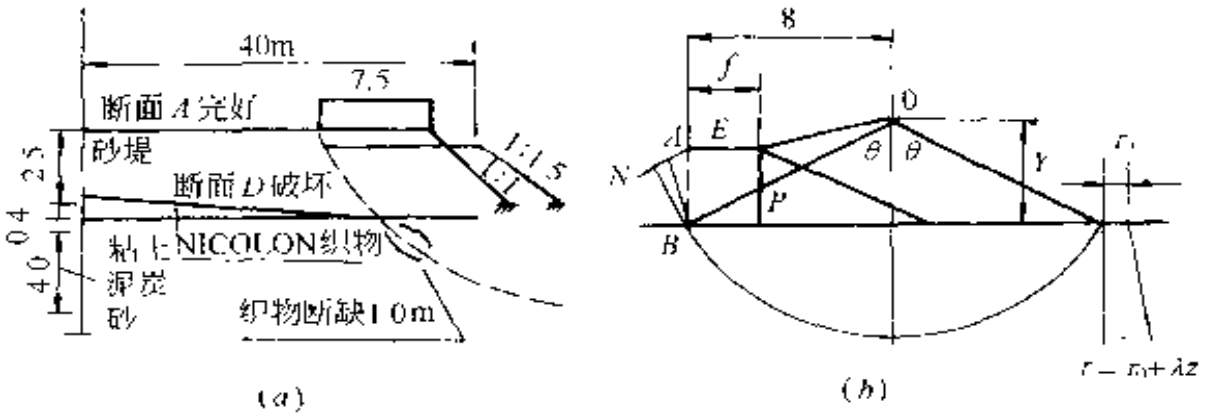


图 4-5　荷兰试验堤破坏情况和稳定分析计算简图
(*a*)破坏情况；(*b*)计算简图

Hannon(1982)报道的美国旧金山一段桥头路堤的破坏情况如图 4-6 所示，属加筋体绷断。这类破坏的特点是与路堤底面弓形沉陷曲线的扩张程度有关，其生成条件是加筋体的刚度大延伸率小而强度又不太高的情况。

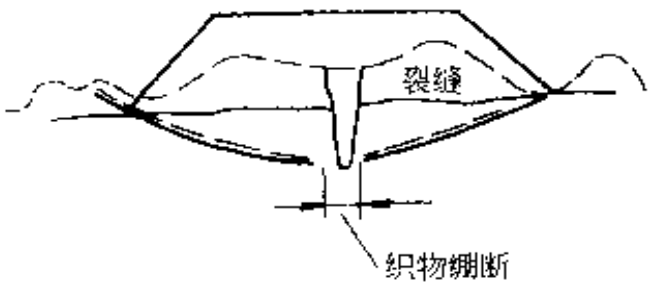


图 4-6　美国一桥头路堤破坏情况

我国黄埔港试验堤的断面如图 4-7 所示。填筑中曾因一次加荷过大而路堤突然发生下沉 0.8m，但仍未丧失稳定，其破坏形式与前二种不同。黄埔港试验堤最终破坏属承载破坏，如图 4-7 所

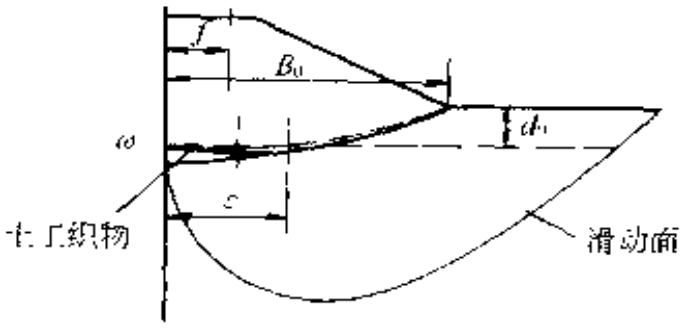


图 4-7　黄埔港试验堤

示。它的主要特点是加筋体上土工织物与垫层构成一个柔性的整体基础，其形成条件或前提是土工织物垫层能够确保填土的整体性。在这种情况下，路堤边坡稳定转化为承载力课题。

图 4-8 表示我国三茂铁路试验堤的断面图，路堤底宽近 45m，软弱土层厚 80m，宽厚比 $B_0/D=22.5/8=2.8$，施工中亦曾突然下沉，日沉降达 0.419m，但仍能很快趋向稳定，且仅用 43 天即填到 9.2m 堤高。成功的原因主要是薄层土抗剪强度较高。若薄层土强度低，则可能造成薄层土水平向塑性挤出，形成薄层挤出破坏形式。

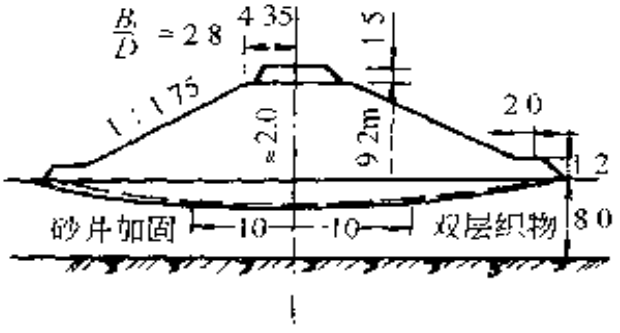


图 4-8　三茂铁路试验堤

由上述分析可以看到，在荷载作用下，水平向增强体复合地基的工作性状是很复杂的，加筋体的作用及工作机理也很复杂。复合地基的破坏型式具有多种形式，影响因素也较多。到目前为止，许多问题尚未完全搞清楚，水平向增强体复合地基的计算理论正处在发展之中，尚不成熟。在下一节介绍几位学者提出的土工织物加筋体垫层承载力计算方法，供参考。

4.2　几个承载力计算公式

水平向增强体复合地基承载力计算理论尚不成熟，下面介绍几位学者提出的几种实用计算方法：

1．Florkiewicz(1990)承载力公式

图 4-9 表示一水平向增强体复合地基上的条形基础。刚性条形基础宽度为 B，下卧为厚度为 Z_0 的加筋复合土层，其视粘聚力为 C_r 和内摩擦角为 φ_0，复合土层下的天然土层粘聚力为 C、内摩擦角为 φ。Florkiewicz 认为基础的极限荷载 q_fB 是无加筋体($C_r=0$)的双层土体系的常规承载力 q_0B 和由加筋引起的承载力提高值 Δq_fB 之和，即

$$q_f = q_0 + \Delta q_f \tag{4.2.1}$$

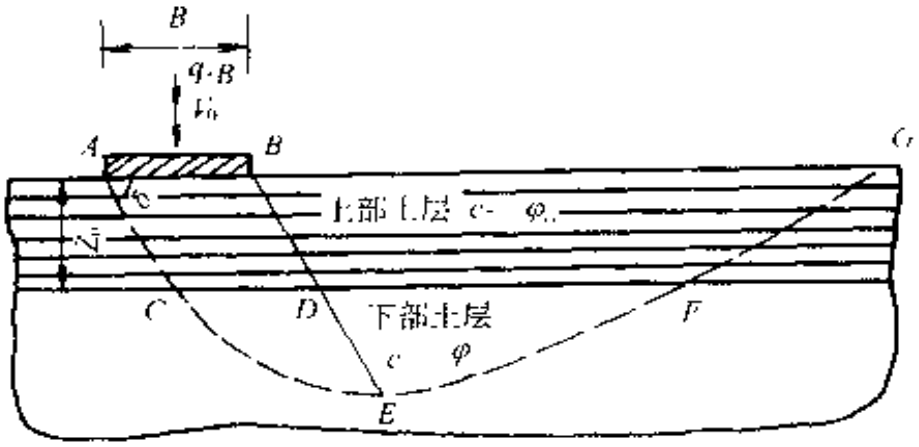


图 4-9 水平向增强体复合地基上的条形基础

复合土层中各点的视粘聚力 C_r 值取决于所考虑的方向，其表达式为(Schlosser 和 Long，1974)

$$C_r = \sigma_0 \frac{\sin\delta\cos(\delta-\varphi_0)}{\cos\varphi_0} \tag{4.2.2}$$

式中 δ——考虑的方向与加筋体方向的倾斜角；

φ_0——加筋体材料的纵向抗拉强度。

当加筋复合土层中加筋体沿滑移面 AC 断裂时，地基破坏，此时刚性基础速度为 V_0，加筋体沿 AC 面断裂引起的能量消散率增量为

$$\begin{aligned} D &= AC \cdot C_r V_0 \frac{\cos\varphi_0}{\sin(\delta-\varphi_0)} \\ &= \sigma_0 V_0 Z_0 \operatorname{ctg}(\delta-\varphi_0) \end{aligned} \tag{4.2.3}$$

于是承载力的提高值可用下式表示

$$\Delta q_f = \frac{D}{V_0 B} = \frac{Z_0}{B}\sigma_0 \mathrm{ctg}(\delta - \varphi_0) \qquad (4.2.4)$$

上述分析中忽略了 $ABCD$ 区和 $BGFD$ 区中由于加筋体存在($C_r \neq 0$)能量消耗率增量的增加。

δ 值根据 Prandtl 的破坏模式确定，由式(4.2.4)诸的结果同 Binguent 和 Lee(1975)的试验[110]数据作了比较，如图 4-10 所示。计算结果和试验资料比较表明，该法可推荐于实际工程的计算。

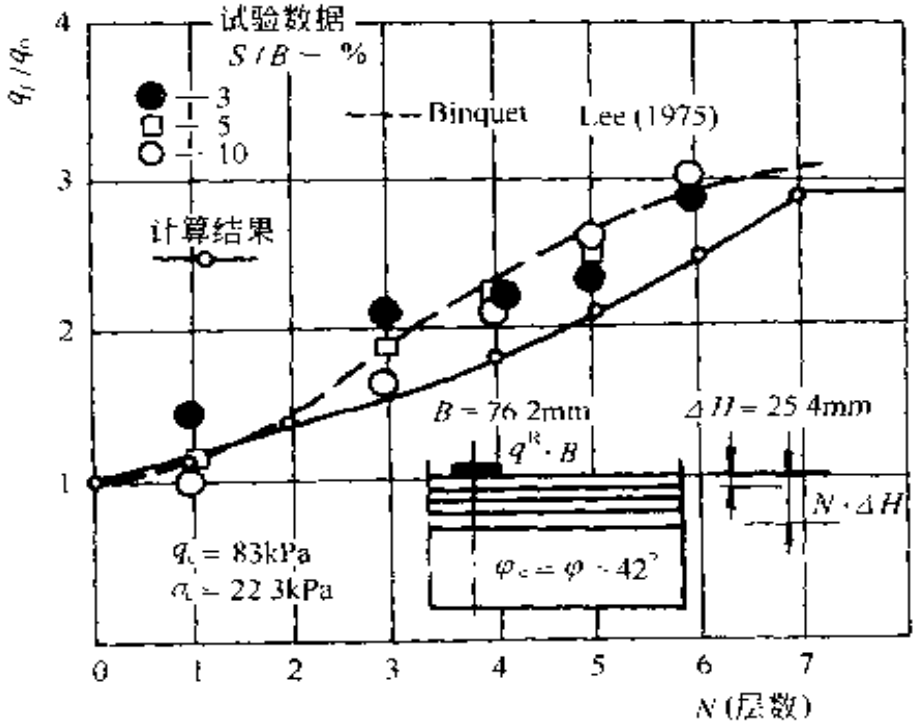


图 4-10　计算与试验结果比较

(引自 Florkewicz, 1990)[130]

2. Nishigata-Yamaoka(1990)承载力公式

土工织物加筋体复合地基在荷载作用下，荷载作用面的正下方产生沉降，其周边地基产生侧向位移和部分隆起。土工织物加筋体约束地基的位移，土工织物加筋体复合土层的应力条件假定如图 4-11 所示。加筋复合土层厚度为 D，底面最大沉降为 w_{max}，应力扩散角度如图中所示。图中所示作用在复合土层上的力 q_r，为朗金被动土压力。被动土压力的竖向分量 Q_r 和水平向分量 Q_z 可由下述式子计算：

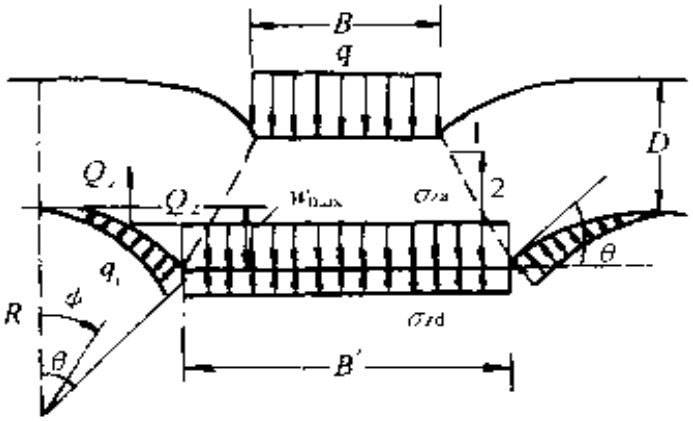


图 4-11　土工织物加筋复合土层假设应力条件

$$Q_z = \int_0^{\theta} q_r \cos\psi R \mathrm{d}\psi \tag{4.2.5}$$

$$Q_z = \int_0^{\theta} q_r \sin\psi R \mathrm{d}\psi \tag{4.2.6}$$

Yamanouchi(1979)提出用太沙基承载力公式考虑土工织物加筋体中拉应力的影响，建议承载力公式采用下述形式，

$$q_{u1} = C_u N_c + 2Q_z/B' + q_r N_q + \gamma w_{max} N_q \tag{4.2.7}$$

式中　γ——土体重度；

C_u——土的不排水抗剪强度；

B'——应力扩散后作用面宽度，如图所示；

N_c, N_q——承载力系数。

式(4.2.7)中尚未考虑复合土层中土体对加筋体的约束引起承载力的提高。采用 Meyerhof(1974)提出的粘土层上砂垫层的极限承载力表达式，

$$q_{u2} = C_u N_c + 2p_p \sin\delta/B \tag{4.2.8}$$

式中第二项代表由水平向被动土压力引起的砂土层的承载力分量，p_p 为被动土压力，δ 为被动土压力与水平向夹角。对加筋体复合土层尚需考虑由加筋体引起的被动土压力水平分量 Q_z 的约束作用引起的承载力分量。于是可以得到土工织物加筋复合地基的极限承载力公式为

$$q_f = C_u N_c + 2Q_z/B' + q_r N_q + (2p_p + 2Q_z)\sin\delta/B + \gamma r w_{max} N_q \qquad (4.2.9)$$

若简化图 4-11 所示的应力条件，采用图 4-12 所示计算图，则极限承载力公式可用下式表示：

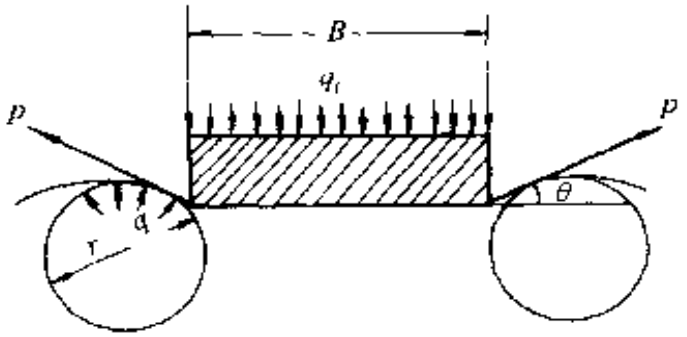


图 4-12　土工织物加筋复合土层计算简图

$$q_f = CN_c + 2p\sin\theta/B + \beta\frac{p}{r}N_q \qquad (4.2.10)$$

式中　p——土工织物抗拉强度；

θ——基础边缘加筋体倾斜角，一般为 $\theta = 10 \sim 17°$；

r——假想圆半径，一般取 3m，或为软土层厚度一半，但不能大于 5m；

β——系数，一般取 $\beta = 0.5$；

C——地基土粘聚力；

B——基础宽度；

N_c, N_q——与内摩擦角有关的承载力系数，一般取 $N_c = 5.3$，$N_q = 1.4$。

式(4.2.10)中第一项是原天然地基承载力，第二和第三项是由于铺设土工织物加筋体引起承载力的提高部分。式(4.2.9)比式(4.2.10)考虑的影响因素更多。

3．土工织物加筋复合土体极限承载力

陈文华(1989)改进了 Ingold, T. S.(1982)提出的加筋复合土体的不排水剪强度理论，推导了土工织物加筋复合土体极限承载力公式。

平面应变问题如图 4-13 所示，B 为加筋宽度，$B=2b$，S 为加筋间距，取一单元体进行分析，并假定：

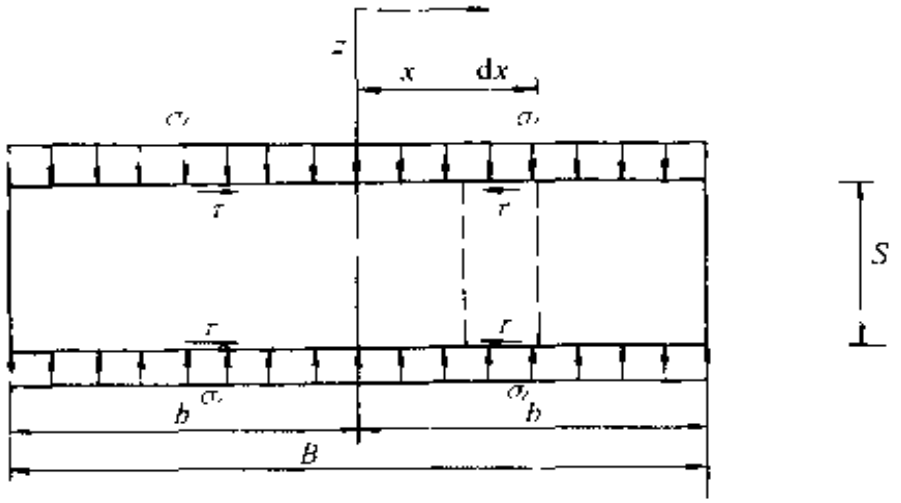


图 4-13　平面应变问题

(1) 土体与土工织物加筋体界面上每处均达到最大剪应力 τ_f 而屈服，τ_f 表达式为

$$\tau_f = C_a + \sigma_z \mathrm{tg}\varphi_a \tag{4.2.11}$$

式中　C_a——土与土工织物界面上的视凝聚力；

φ_a——土与土工织物界面上的视摩擦角。

(2) 土与土工织物之间无相对滑动

(3) 复合土体破坏遵循莫尔-库仑准则

根据理想弹塑性增量理论及摩尔-库伦准则，不排水条件下单元体中有

$$\mathrm{d}\sigma_z = \mathrm{d}\sigma_3 \tag{4.2.12}$$

考虑在 x 方向受力平衡，得

$$2\tau_f \mathrm{d}x + S\mathrm{d}\sigma_x = 0 \tag{4.2.13}$$

结合式(4.2.11)、式(4.2.12)和式(4.2.13)，得微分方程，

$$\frac{\mathrm{d}\sigma_z}{\mathrm{d}x} + \frac{2\mathrm{tg}\varphi_a}{S}\sigma_z = -\frac{2C_a}{S} \tag{4.2.14}$$

考虑边界条件，当 $x=b$ 时，$\sigma_z = 2C_u - \sigma_3$，解微分方程式(4.2.14)，可得

$$\sigma_z = \frac{C_a}{\mathrm{tg}\varphi_a}\left[e^{f(x)} - 1\right] + (2C_u + \sigma_3)e^{f(x)} \qquad (4.2.15)$$

式中

$$f(x) = -\frac{2\mathrm{tg}\varphi_a}{S}(x - b) \qquad (4.2.16)$$

式中 C_u——土体的不排水抗剪强度；

σ_z——Z 方向的局部应力；

S——土工织物加筋体间距；

σ_3——$x = b$ 时，土体中水平向应力；

B——土工织物加筋体宽度，$B = 2b$。

沿 x 方向加筋范围内平均竖向应力$\overline{\sigma_z}$为

$$\overline{\sigma_z} = \frac{1}{b}\int_0^b \sigma_z \mathrm{d}x \qquad (4.2.17)$$

将式(4.2.15)和式(4.2.16)代入式(4.2.17)，经整理可得

$$\overline{\sigma_z} = C_a\left[\frac{Se^{f_1} - 1}{B\ \mathrm{tg}^2\varphi_a} - \frac{1}{\mathrm{tg}\varphi_a}\right] + (2C_u + \sigma_3)\frac{S}{B}\frac{(e^{f_1} - 1)}{\mathrm{tg}\varphi_a} \qquad (4.2.18)$$

式中

$$f_1 = \frac{B\mathrm{tg}\varphi_a}{S} \qquad (4.2.19)$$

在实际工程中，土工织物加筋体是多层布置的，如图 4-14 所示。在宽度为 B 的均布荷载作用下，由于土工织物加筋复合土层的应力扩散作用，在土工织物加筋复合土层中平均荷载范围 B' 为

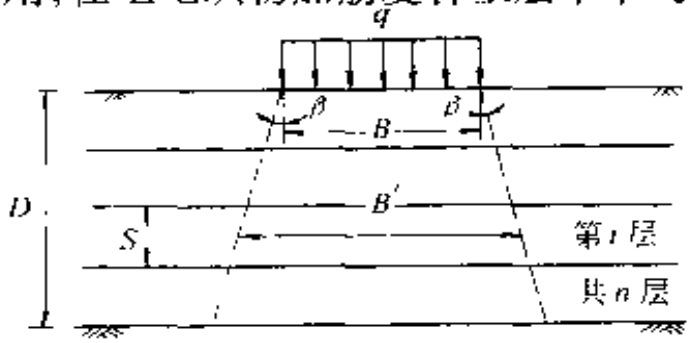


图 4-14　土工织物加筋体多层布置

$$B = B + nS\mathrm{tg}\beta \tag{4.2.20}$$

式中 n——土工织物加筋体层数；

S——土工织物加筋体间距；

β——应力扩散角。

将式(4.2.20)代入式(4.2.18)，得到多层土工织物加筋体复合地基的竖直向极限承载力表达式：

$$p_f = C_a\left[\frac{S}{B}\frac{(e^{f_2}-1)}{\mathrm{tg}^2\varphi_a} - \frac{1}{\mathrm{tg}\varphi_a}\right] + (2C_u + \sigma_3)\frac{S}{B}\frac{(e^{f_2}-1)}{\mathrm{tg}\varphi_a} \tag{4.2.21}$$

式中

$$f_2 = \frac{\bar{B}\mathrm{tg}\varphi_a}{S} \tag{4.2.22}$$

假设土工织物加筋深度超过临界深度 D_c，复合地基在荷载作用下，在土工织物加筋复合土层范围内达到塑性破坏，且破坏模式与太沙基破坏模型相同。首先考虑无土工织物加筋情况，即 $C_a = 0$，$\varphi_a = 0$，$\beta = 0$，代入式(4.2.21)，可得

$$\bar{p}_f = 2C_u + \sigma_3 \tag{4.2.23}$$

另根据 Prandtl 解，有

$$p_f = (\pi + 2)C_u \tag{4.2.24}$$

比较式(4.2.23)和式(4.2.24)，得

$$\sigma_3 = \pi C_u \tag{4.2.25}$$

将式(4.2.25)代回式(4.2.21)，可得到土工织物加筋复合土体极限承载力公式，

$$p_f = C_a\left[\frac{S}{\bar{B}}\frac{(e^{f_2}-1)}{\mathrm{tg}^2\varphi_a} - \frac{1}{\mathrm{tg}\varphi_a}\right] + (2+\pi)C_u\frac{S}{\bar{B}}\frac{(e^{f_2}-1)}{\mathrm{tg}\varphi_a} \tag{4.2.26}$$

式中

$$\bar{B} = B + nS\mathrm{tg}\beta \tag{4.2.27}$$

$$f_2 = \frac{\bar{B}\mathrm{tg}\varphi_a}{S} \tag{4.2.28}$$

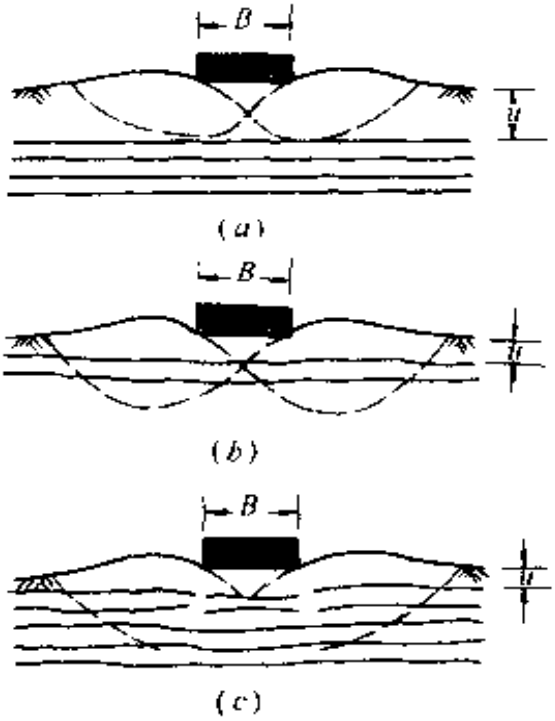


图 4-15　水平向增强体复合地基破坏模式

$(a)U/B>\frac{2}{3}$；$(b)U/B<\frac{2}{3}$，$N<2$ 或 3；

$(c)U/B<\frac{2}{3}$，$N>4$

4．Binquet 和 Lee(1975)极限承载力计算方法

Jean Binquet 等(1975)通过模型试验研究了加筋复合土体在荷载作用下的破坏情况。他们认为加筋复合土层大致有以下三种破坏形式，如图 4-15 所示。三种破坏形式为：

(1) 最上层加筋位置以上的土体剪切破坏

这种破坏形式发生在第一层加筋体埋置较深，而且加筋体强度较大的情况。这时上部土体剪切面无法穿过加筋体，破坏局限于上部土体。

(2) 加筋体被拉出或产生较大的相对滑动而破坏

在加筋体埋置较浅，加筋层较少，或加筋体过短时容易发生这种破坏形式。

(3) 加筋体被拉断

在加筋体埋置较浅，加筋层较多，并且加筋体足够长时容易发生这种破坏模式。这时最上层加筋体首先被拉断，然后逐渐向下发展。

根据上述三种破坏模式，采用不同的计算方法计算极限承载力。对第一种情况，可采用 Meyerhof(1974)提出的具有刚性下卧层上浅基的极限承载力公式计算。对第二种和第三种情况，加筋复合土体的破坏取决于任何一层加筋体的最低抗拉强度。如果一层加筋体破坏(滑动或断裂)，则由这一层承担的荷载将传递到其他层，因而引起连续的破坏。第二种和第三种破坏模式的容许承载力可用下式表示：

$$T_D \leqslant \left\{ \frac{R_y}{F_{S1}}, \frac{T_f}{F_{S2}} \right\} \tag{4.2.29}$$

式中 T_D——加筋复合土体中任一加筋层的张拉力；

R_y——该加筋层的极限强度；

T_f——该加筋层的极限摩擦阻力；

F_{S1}，F_{S2}——安全系数。

极限承载力的计算方法如下：

(1) T_D 值确定

根据试验结果，Binquet 假定第二种和第三种情况下加筋复合土层的破坏形式如图 4-16 所示。加筋复合土层破坏后将地基分成三个区，一区 $acc'a'$ 范围土体向下位移，破坏位置由最大剪应力 τ_{xzmax} 确定。在分析中假定加筋体的设置并不改变地基中应力分布规律，地基中各点应力可由弹性方法计算。

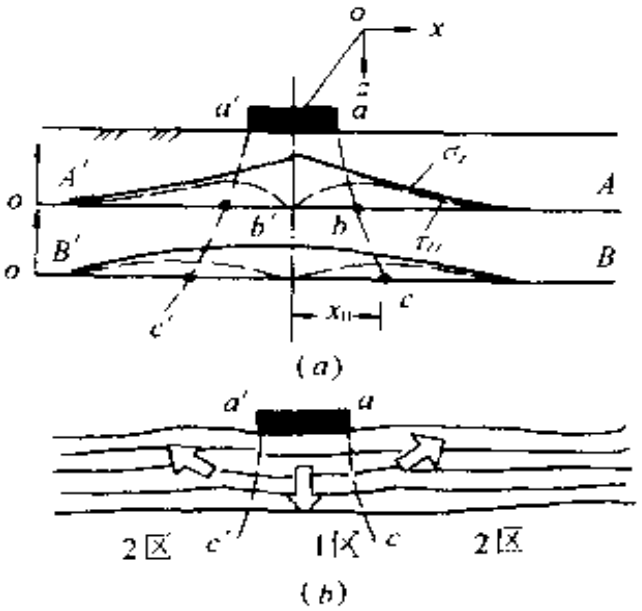


图 4-16 加筋复合土层破坏模式

(a)条形基础下应力分布；

(b)破坏模式

根据对称性，加筋复合土层的承载力分析原理如图 4-17 所示。在 $acc'a'$ 区取单元 $ABCD$。单元体上受力分析如图 4-18 所示。图(a)表示无加筋情况，单元 $ABCD$ 上作用有竖向压力 $F_{VAD}(q_0,z)$，$F_{VBC}(q_0,z)$ 和竖向剪切力 $S(q_0,z)$，q_0 表示荷载，z 表示深度。加筋情况如图(b)和图(c)所示。相应荷载为 q，则单元体上作用在竖向压力 $F_{VAD}(q,z)$，$F_{VBC}(q,z)$ 和竖向剪切力 $S(q,z)$，以及加筋体张拉力 $T_D(z,D)$。N 为加筋层数。因为缺少足够的数据资料，现假定有下式成立，

$$T_D(z,N) = \frac{T_D(z,N=1)}{N} \tag{4.2.30}$$

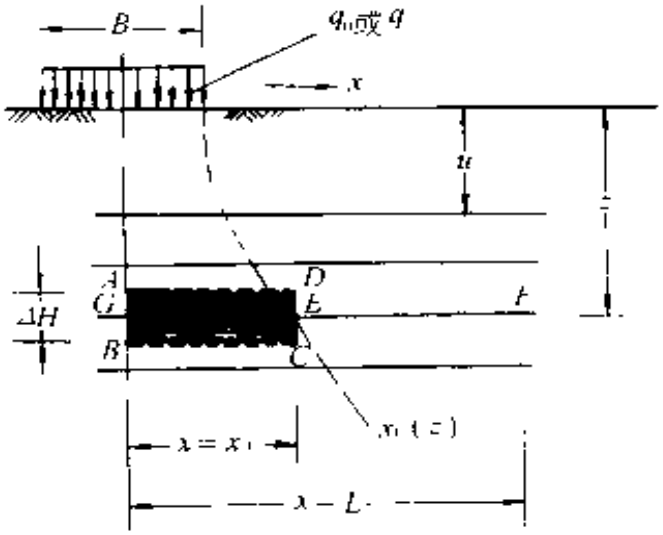


图 4-17　加筋复合土层承载力分析原理图

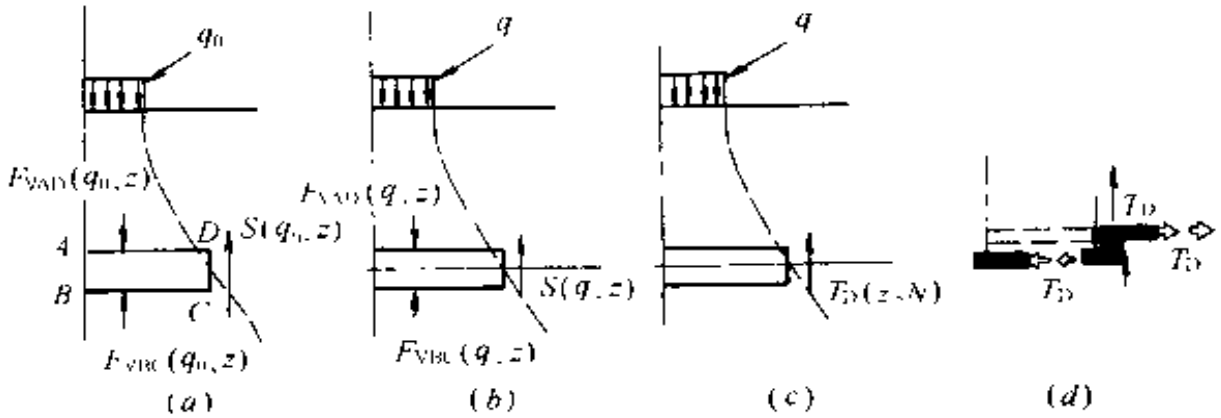


图 4-18　单元体 $ABCD$ 受力分析图

(a)无加筋情况;(b)加筋情况土中分量;
(c)加筋情况加筋体中分量;(d)作用机理

考虑无加筋时单元 $ABCD$ 上竖向作用力平衡,可得

$$F_{VAD}(q_0,z)-F_{VBC}(q_0,z)-S(q_0,z)=0 \quad (4.2.31)$$

近似地考虑 $N=1$ 时加筋复合土体中单元竖向力平衡,得

$$F_{VAD}(q,z)-F_{VBC}(q,z)-S(q,z)-T_D(z,N=1)=0 \quad (4.2.32)$$

在相同的基础形式及相等的竖向沉降条件下,F_{VBC}应相等,即

$$F_{VBC}(q_0,z)=F_{VBC}(q,z) \quad (4.2.33)$$

结合式(4.2.31),式(4.2.32)和式(4.2.33),得

$$F_{VAD}(q,z) \quad F_{VAD}(q_0,z) - S(q,z) - S(q_0,z) + T_D(z,N=1) \tag{4.2.34}$$

式中

$$F_{VAD}(q,z) = \int_0^{x_0} \sigma_z(q,x,z)\mathrm{d}x \tag{4.2.35}$$

$$S(q,z) = \tau_{xz}(x_0,z)\Delta H \tag{4.2.36}$$

式中 x_0——由 τ_{xzmax} 值确定，对均质地基，应力 σ_z，τ_{xz} 可用布辛奈斯克解；

ΔH——单元体厚度。

式(4.2.35)和式(4.2.36)同样适用于无加筋情况。为了容易适用于任意基础尺寸及荷载条件，可将式(4.2.35)和式(4.2.36)表示为下述形式。

$$F_{VAD}(q,z) = J\left(\frac{z}{B}\right)qB \tag{4.2.37}$$

式中

$$J\left(\frac{z}{B}\right) = \int_0^{x_0} \sigma_z\left(\frac{z}{B}\right)\mathrm{d}x / qB \tag{4.2.38}$$

$$S(q,z) = I\left(\frac{z}{B}\right)q\Delta H \tag{4.2.39}$$

式中

$$I\left(\frac{z}{B}\right) = \tau_{xzmax}\left(\frac{z}{B}\right)\Big/q \tag{4.2.40}$$

一般情况下应力 σ_z 和 τ_{xz} 可由土力学教科书中的方法求解，复杂情况也可采用有限元法计算。

将式(4.2.37)和式(4.2.39)代入式(4.2.34)，并结合式(4.2.30)，得

$$T_D(z,N) = \frac{1}{N}\left[J\left(\frac{z}{B}\right)B - I\left(\frac{z}{B}\right)\Delta H\right]q_0\left(\frac{q}{q_0}-1\right) \tag{4.2.41}$$

由上式可确定 T_D 值。

(2) R_y 值的确定

加筋体的极限强度 R_y 由其材料性质决定，其计算式为

$$R_y = WN_r t f_y \tag{4.2.42}$$

式中 W——单筋宽度；

t——单筋厚度；

N_r——条形基础单位长度上的加筋数；

f_y——加筋体材料的屈服极限。

(3) T_f 值的确定

加筋体的极限摩擦力的计算需要求出假定剪切面以外部分 EF(如图 4-17 所示)长度上的正压力 F_{VEF}。

$$F_{VEF}(q,z) = WN_r BM\left(\frac{z}{B}\right)q \tag{4.2.43}$$

式中

$$M\left(\frac{z}{B}\right) = \int_{x_0}^{L} \sigma_z\left(\frac{z}{B}\right)\mathrm{d}x / Bq \tag{4.2.44}$$

式中 L——加筋体长度，考虑对称性，取总长度的$\frac{1}{2}$。

若基础埋深为 D，则深度 z 处总的竖向压力为

$$F_{VZ} = F_{VEF}(q,z) + WN_r\gamma(L - x_0)(z + D) \tag{4.2.45}$$

式中 γ——土的重度。

结合式(4.2.43)和式(4.2.25)，可得

$$T_f(z) = 2fWN_r\left[M\left(\frac{z}{B}\right)Bq_0\left(\frac{q}{q_0}\right) + \gamma(L - x_0)(z + D)\right] \tag{4.2.46}$$

式中 f——加筋体与土体界面摩擦系数。

至此已可确定 $TD(z,N)$，R_y 和 $T_f(z)$ 值。比较 T_f、R_y 与 T_D 可以确定加筋体是否会拉断或滑动，以及确定设计条件下承载力之比 BCR 值，

$$BCR = \frac{q}{q_0} \tag{4.2.47}$$

在任何条件下，T_D 和 T_f 值是承载力之比 BCR 的线性函数，

而 R_y 则是常量。图 4-19 表示 T_D、T_f 和 R_y 值与 BCR 之间的关系。当 $N=1$ 时，极限状态条件下 $BCR=1.2$，$T_D=T_f$，表明破坏是由于摩擦力不够而滑动引起破坏。在相同条件下，当 $N=5$ 时，极限状态条件下，$BCR=2.5$，$T_D=R_y$，表明破坏是由于加筋体被拉断。

应该注意图 4-19 仅表示 $z=2.54$cm 处的加筋体的情况，事实上应验算全部 N 层加筋体的情况。

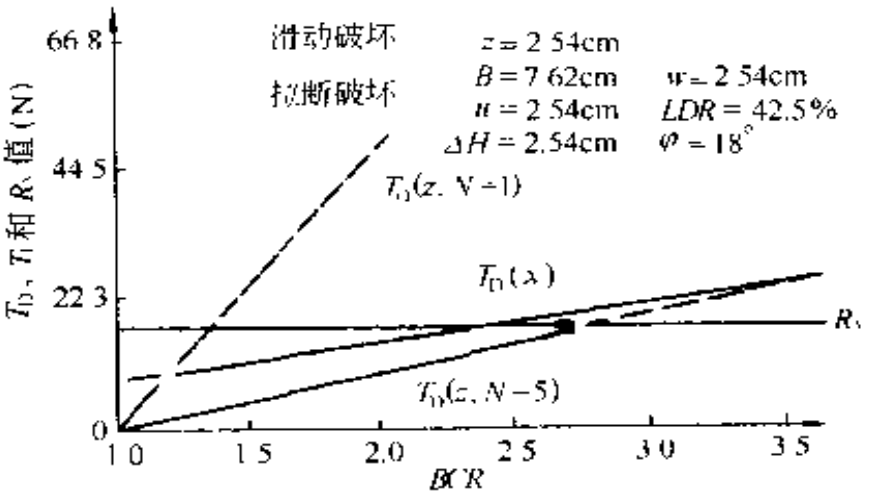


图 4-19　T_D、T_f 和 R_y 与 BCR 关系

采用 Binquet-Lee(1975)极限承载力计算方法计算关键在于正确地确定加筋复合土层中加筋体的张拉力 $T_D(z,N)$以及各层加筋体与土体间的极限摩阻力 $T_f(z)$。

第 5 章　复合地基沉降计算

5.1　概　　述

采用复合地基技术可以提高地基承载力，减小地基沉降。在深厚软弱地基上应用复合地基技术具有良好的经济效益和社会效益，在深厚软弱地基上的建筑物的沉降控制也特别重要。深厚软土地基地区建筑工程事故不少是由于沉降过大，特别是不均匀沉降过大引起的。事实上人们不难发现，不少工程采用复合地基主要是为了减小沉降，因此复合地基沉降计算在复合地基设计中具有很重要的地位。特别是采用按沉降控制设计，沉降计算在设计中的地位就更为重要。但就目前认识水平，复合地基沉降计算水平远低于复合地基承载力的计算水平，也远远落后工程实践的需要。目前，对各类复合地基在荷载作用下应力场和位移场的分布情况研究较少，实测资料更少，复合地基沉降计算理论还很不成熟，正在发展之中。不少学者结合自己的工程实践经验提出了一些沉降计算方法，作者将其综合、分解，结合复合地基分类，使其系统化。在这一章，首先介绍复合地基沉降计算的思路，然后介绍各类复合地基的沉降计算方法，并指出存在的问题。

5.2　复合地基沉降计算模式

在各类实用计算方法中，通常把复合地基沉降量分为二部分，如图 5-1 所示。图中 h 为复合地基加固区厚度，Z 为荷载作用下地基压缩层厚度。复合地基加固区的压缩量记为 S_1，地基压缩层

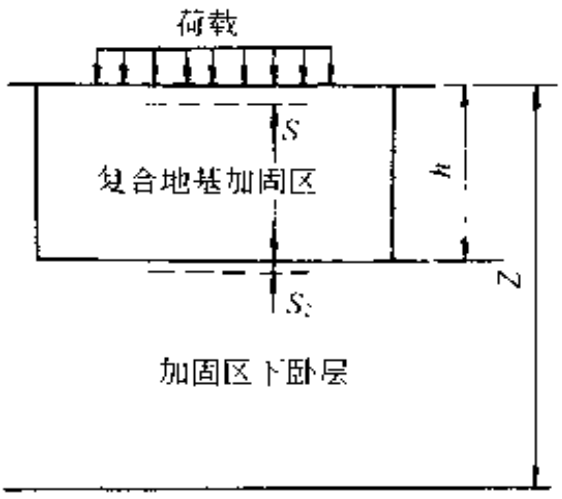


图 5-1　复合地基沉降

厚度内加固区下卧层厚度为 $(Z-h)$，其压缩量记为 S_2。于是，在荷载作用下复合地基的总沉降量 S 可表示为二部分之和，即

$$S = S_1 + S_2 \quad (5.2.1)$$

若复合地基设置有垫层，通常认为垫层压缩量很小，可以忽略不计。

至今提出的复合地基沉降实用计算方法中，对下卧层压缩量 S_2 大都采用分层总和法计算，而对加固区范围内土层的压缩量 S_1 则针对各类复合地基的特点采用一种或几种计算方法计算。下面首先介绍计算加固区范围内土层压缩量 S_1 的几种主要计算方法，然后介绍下卧层压缩量 S_2 的计算方法。在介绍 S_2 的计算过程中，着重介绍加固区下卧土层上作用荷载或下卧土层中附加应力的计算方法。

1. 加固区土层压缩量 S_1 的计算方法

加固区土层压缩量 S_1 的计算方法主要有下述几种：

(1) 复合模量法(E_c 法)

将复合地基加固区中增强体和基体两部分视为一复合土体，采用复合压缩模量 E_{cs} 来评价复合土体的压缩性，并采用分层总和法计算加固区土层压缩量。在复合模量法中，将加固区土层分成 n 层，每层复合土体的复合压缩模量为 E_{csi}，加固区土层压缩量 S_1 表达式为

$$S_1 = \sum_{i}^{n} \frac{\Delta P_i}{E_{csi}} H_i \quad (5.2.2)$$

式中　ΔP_i——第 i 层复合土上附加应力增量；

H_i——第 i 层复合土层的厚度。

竖向增强体复合地基复合土压缩模量 E_{cs} 通常采用面积加权平均法计算，即

$$E_{cs} = mE_{ps} + (1-m)E_{ss} \quad (5.2.3)$$

式中 E_{ps}——桩体压缩模量；

E_{ss}——桩间土压缩模量；

m——复合地基置换率。

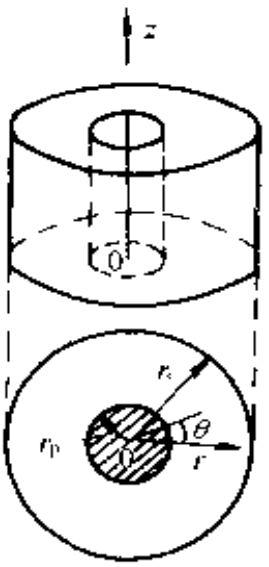


图 5-2 计算简图

复合土体的复合模量也可采用弹性理论求出解析解或数值解(张土乔,1992)。如图5-2所示,假设复合圆柱体上作用一轴向压力时,使桩和桩间土产生一个均匀的竖向压缩 ε_z,即桩体和桩间土压缩量相等而且 ε_z = 常数,因此属于广义平面应变问题。采用圆柱坐标,引进 Airy 应力函数 Φ,则应力分量为

$$\sigma_r = \frac{1}{r}\frac{d\Phi}{dr}, \quad \sigma_\theta = \frac{d^2\Phi}{d\theta^2}, \quad \tau_{r\theta} = \tau_{\theta r} = 0 \quad (5.2.4)$$

应力分量除满足平衡方程外,还应当满足下列双谐调方程式:

$$\left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r}\frac{d}{dr}\right)^2 \Phi = 0 \quad (5.2.5)$$

其通解为:

$$\Phi = A\ln r + Br^2\ln r + Cr^2 + D \quad (5.2.6)$$

将式(5.2.6)代入式(5.2.4),可得:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{r}\frac{d\Phi}{dr} = \frac{A}{r^2} + B(1+2\ln r) + 2C \\ \sigma_\theta &= \frac{d^2\Phi}{dr^2} = -\frac{A}{r^2} + B(3+2\ln r) + 2C \\ \tau_{r\theta} &= \tau_{\theta r} = 0 \end{aligned}\right\} \quad (5.2.7)$$

由广义虎克定理,并根据在轴对称问题中,应变与位移的关系式比较可得:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{A}{r^2} + 2C \\ \sigma_\theta &= -\frac{A}{r^2} + 2C \end{aligned}\right\} \quad (5.2.8)$$

由于复合地基由桩体和桩间土二部分组成,取土体和桩体的应力

分量常数分别为 A、B、C、D，则土中应力：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{sr}&=\frac{A}{r^2}+2B\\ \sigma_{s\theta}&=-\frac{A}{r^2}+2B\end{aligned}\right\}\tag{5.2.9}$$

桩体中应力：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{pr}&=\frac{D}{r^2}+2C\\ \sigma_{p\theta}&=-\frac{D}{r^2}+2C\end{aligned}\right\}\tag{5.2.10}$$

由于在 $r=0$ 处，桩体应力为有限值，所以积分常数 $D=0$，故

$$\sigma_{pr}=\sigma_{p\theta}=2C\tag{5.2.11}$$

积分常数 A、B 和 C 可由下列边界条件和连续性条件求得：

a. 在土的边界上 $r=r_{sr}$，$\sigma_{sr}=0$；

b. 在桩土接触面上 $r=r_p$，$\sigma_{sr}=\sigma_{pr}$；

c. 在桩土接触面上 $r=r_p$，$u_{sr}=u_{pr}$。

根据上述三个条件，可解得：

$$\left.\begin{aligned}A&=2H_1r_p^2\varepsilon_z\\ B&=-H_1m\varepsilon_z\\ C&=(1-m)H_1\varepsilon_z\end{aligned}\right\}\tag{5.2.12}$$

其中 H_1 的表达式为

$$H_1=\frac{(\nu_p-\nu_s)K_pK_sG_s}{[mK_p+(1-m)K_s]G_s+K_pK_s}\tag{5.2.13}$$

式中 ν_p、ν_s——分别为桩体和土体的泊松比；

m——复合地基置换率；

$$K_p=\frac{E_p}{2(1+\nu_p)(1-2\nu_p)};$$

$$K_s=\frac{E_s}{2(1+\nu_s)(1-2\nu_s)};$$

$$G_s=\frac{E_s}{2(1+\nu_s)};$$

E_p、E_s——分别为桩体和土体的杨氏模量。

将 A、B 和 C 值代入式(5.2.9)和式(5.2.10)，可得到桩体应力和桩间土应力，并根据广义虎克定理可得到桩体和桩间土的应变值。

根据复合地基总的应变能等于桩体的应变能与桩间土的应变能之和，即

$$\frac{1}{2}\int_v \sigma_z \varepsilon_z \mathrm{d}v = \frac{1}{2}\int_{v_p} (\sigma_{pz}\varepsilon_{pz} + \sigma_{pr}\varepsilon_{pr} + \sigma_{p\theta}\varepsilon_{p\theta})\mathrm{d}v + \frac{1}{2}\int_{v_s} (\sigma_{sz}\varepsilon_{sz} + \sigma_{sr}\varepsilon_{sr} + \sigma_{s\theta}\varepsilon_{s\theta})\mathrm{d}v \tag{5.2.14}$$

将上述推导所得桩体和土体的应力和应变值代入上式，经化简可得复合模量的表达式：

$$E_c = mE_p + (1-m)E_s + \frac{4(\nu_p - \nu_s)^2 K_p K_s G_s (1-m)m}{[mK_p + (1-m)K_s]G_s + K_p K_s} \tag{5.2.15}$$

上式右边第一项和第二项表示面积加权之和，第三项可看成是桩体和桩间土在荷载作用下共同作用引起的复合模量的改变量。不难看出，式(5.2.15)左边第三项大于零，故

$$E_c \geqslant mE_p + (1-m)E_s \tag{5.2.16}$$

满足桩体和桩间土压缩量相等且压缩均匀时，复合地基加固区土体的复合模量 E_c 总大于由桩体模量 E_p 和桩间土模量 E_s 的面积加权之和。

复合土体的复合模量也可以通过室内试验测定。林琼(1989)采用不同置换率的水泥土—土复合土样进行压缩试验得到置换率与复合模量的关系曲线。试验中满足桩体和桩间土均匀压缩条件。图 5-3 表示试验曲线和由式(5.2.3)和式(5.2.15)计算得到的曲线相互间的关系。从图 5-3 中可以看到由压缩试验得到的复合土体复合模量最大，由弹性理论分析得到计算式式(5.2.15)计算得到的次之，由面积比公式式(5.2.3)计算得到的最小。因此在工程上应用面积比公式式(5.2.3)计算是偏安全的。

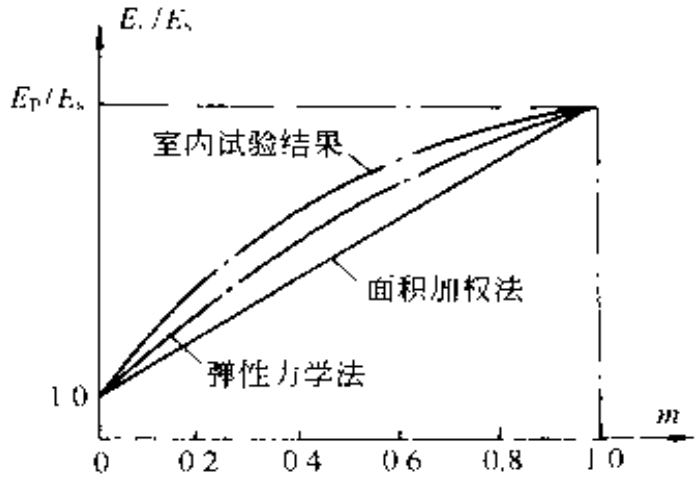


图 5-3 水泥土复合土体复合模量与置换率关系
(引自张土乔,1992)

(2) 应力修正法(E_s法)

在竖向增强体复合地基中,增强体的存在使作用在桩间土上的荷载密度比作用在复合地基上的平均荷载密度要小。在采用应力修正法计算压缩量时,根据桩间土分担的荷载,按照桩间土的压缩模量,采用分层总和法计算加固区土层的压缩量。在计算分析中忽略增强体的存在。

竖向增强体复合地基中桩间土分担的荷载为

$$p_s = \frac{p}{1 + m(n-1)} = \mu_s p \qquad (5.2.17)$$

式中 p——复合地基上平均荷载密度;

μ_s——应力减小系数或称应力修正系数;

n 和 m——分别为复合地基桩土应力比和复合地基置换率。

复合地基加固区土层压缩量采用分层总和法计算,其表达式为

$$S_1 = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta P_{si}}{E_{si}} H_i = \mu_s \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta P_i}{E_{si}} H_i = \mu_s S_{1S} \qquad (5.2.18)$$

式中 ΔP_i——未加固地基(天然地基)在荷载 p 作用下第 i 层土上的附加应力增量;

ΔP_{si}——复合地基中第 i 层桩间土的附加应力增量;

S_{1S}——未加固地基(天然地基)在荷载 p 作用下相应厚度内的压缩量;

μ_s——应力修正系数,$\mu_s = \frac{1}{1 + m(n-1)}$。

笔者认为采用应力修正法计算存在下述问题：

式(5.2.18)形式很简单，但在设计计算中应力修正系数 μ_s 是较难合理确定的。复合地基置换率 m 值是可由设计人员确定的，应该说是明确的，但桩土应力比 n 值如前面分析，其影响因素较多，很难选用合理值，特别是当桩土相对刚度较大时。

另外在设计计算中忽略增强体的存在将使计算值大于实际压缩量。采用该法计算压缩量往往偏大。

(3) 桩身压缩量法(E_p 法)

在荷载作用下复合地基加固区的压缩量也可通过计算桩身压缩量来得到。设桩底端刺入下卧层的沉降变形量为 Δ，则相应加固区土层的压缩量 S_1 的计算式为

$$S_1 = S_p + \Delta \tag{5.2.19}$$

式中 S_p——桩身压缩量。

在桩身压缩量法中根据作用在桩体上的荷载和桩体变形模量计算桩身压缩量。竖向增强体复合地基桩体分担的荷载为

$$p_p = \frac{np}{1 + m(n-1)} = \mu_p p \tag{5.2.20}$$

式中 p——复合地基上平均荷载密度；

μ_p——应力集中系数，$\mu_p = \dfrac{n}{1 + m(n-1)}$；

n 和 m——分别为桩土应力比和复合地基置换率。

若桩侧摩阻力为平均分布，桩底端承力密度为 p_{b0}，则桩身压缩量为

$$S_p = \frac{(\mu_p p + p_{b0})}{2E_p} l \tag{5.2.21}$$

式中 l——桩身长度，也等于加固区厚度 h；

E_p——桩身材料变形模量。

若桩侧摩阻力分布不是均匀分布，则需先计算桩身应力沿深度 Z 的变化情况，再进行积分，可得到桩身压缩量。计算中也可考虑桩身变形模量沿桩长方向的变化。压缩量 S_1 的表达式为

$$S_1 = S_p + \Delta = \int_0^l \frac{p_p(z)}{E_p(z,p)}\mathrm{d}z + \Delta \qquad (5.2.22)$$

式中 $p_p(z)$——桩身应力沿深度 z 变化的表达式；

$E_p(z,p)$——桩身变形模量，可以是深度 z 和桩身应力 p 的函数。

笔者认为应用桩身压缩量法计算会遇到下述困难：

同应力修正法一样，对设计人员，置换率 m 是明确的，桩土应力比 n 值因影响因素多，很难选用合理值。

在应力修正法中，桩体刺入下卧层土中的刺入量也很难计算。

另外桩底端端承力的估计可能误差也会较大。

前面介绍了复合地基加固区压缩量的三种算法，相比较而言复合模量法使用比较方便，特别对于散体材料桩复合地基和柔性桩复合地基。总的说来，复合地基加固区压缩量数值不是很大，特别是在深厚软土地基中应用复合地基技术，加固区压缩量占复合地基沉降总量中比例较小(在第 6 章将详细讨论)。因此笔者认为加固区压缩量采用上述方法计算带来的误差对工程设计影响不会很大。

2. 下卧层土层压缩量 S_2 的计算方法

下卧层土层压缩量 S_2 的计算常采用分层总和法计算，即

$$S_2 = \sum_{i=1}^{n} \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} H_i = \sum_{i=1}^{n} \frac{a_i(P_{2i} - P_{1i})}{(1 + e_i)} H_i = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta P_i}{E_{si}} H_i \qquad (5.2.23)$$

式中 e_{1i}——根据第 i 分层的自重应力平均值 $\frac{\sigma_{ci} + \sigma_{c(i-1)}}{2}$（即 P_{1i}）从土的压缩曲线上得到的相应的孔隙比；

σ_{ci}、$\sigma_{c(i-1)}$——分别为第 i 分层土层底面处和顶面处的自重应力；

e_{2i}——根据第 i 分层自重应力平均值 $\frac{\sigma_{ci} + \sigma_{c(i-1)}}{2}$ 与附加应力平均值 $\frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z(i-1)}}{2}$ 之和（即 P_{2i}），从土的压缩曲线上得到相应的孔隙比；

σ_{zi}、$\sigma_{z(i-1)}$——分别为第 i 分层土层底面处和顶面处的附加应力；

H_i——第 i 分层土的厚度；

a_i——第 i 分层土的压缩系数；

E_{si}——第 i 分层土的压缩模量。

在计算下卧层土层压缩量 S_2 时，作用在下卧层上的荷载是比较难以精确计算的。目前在工程应用上，常采用下述几种方法计算。

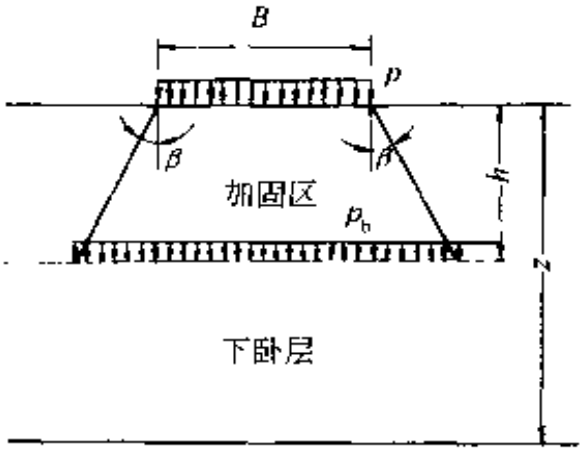


图 5-4　应力扩散法

(1) 压力扩散法

若复合地基上作用荷载为 p，复合地基加固区压力扩散角为 β，则作用在下卧土层上的荷载 p_b 可用下式计算(图 5-4)：

$$p_b=\frac{BDp}{(B+2h\,\mathrm{tg}\beta)(D+2h\,\mathrm{tg}\beta)} \tag{5.2.24}$$

式中　B——复合地基上荷载作用宽度；

D——复合地基上荷载作用长度；

h——复合地基加固区厚度。

对平面应变情况，式(5.2.24)可改写为

$$p_b=\frac{Bp}{(B+2h\,\mathrm{tg}\beta)} \tag{5.2.25}$$

式(5.2.4)和式(5.2.25)同双层地基中压力扩散法计算第二层土上的附加荷载计算式形式相同，但应予以重视，复合地基中压力扩散角与双层地基中压力扩散角数值是不相同的。详细分析见第 8 章 8.4 节。

(2) 等效实体法

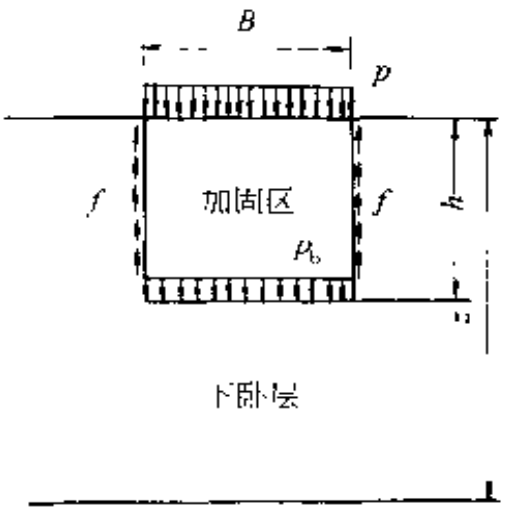


图 5-5　等效实体法

将复合地基加固区视为一等效实体，作用在下卧层上的荷载作用面与作用在复合地基上的相同，如图 5-5 所示。在等效实体四周作用有侧摩阻力，设其密度为 f，则复合地基加固区下卧土层上荷载密度 p_b 可用下式计算：

$$p_b = \frac{BDp}{BD} - \frac{(2B+2D)hf}{BD} \tag{5.2.26}$$

式中　B、D——分别为荷载作用面宽度和长度；

h——加固区厚度。

对平面应变情况，式(5.2.26)可改写为

$$p_b = p - \frac{2h}{B}f \tag{5.2.27}$$

应用等效实体法计算困难在于侧摩阻力 f 值的合理选用。当桩土相对刚度较大时，选用误差可能较小，当桩土相对刚度较小时，f 值选用比较困难。桩土相对刚度较小时，侧摩阻力变化大，很难合理估计，选用不合理时误差可能很大。事实上，将加固体作为一分离体，两侧面上剪应力分布是很复杂的。采用侧摩阻力的概念是一种近似，对该法适用性应加强研究。

(3) 改进 Geddes 法

黄绍铭等(1991)建议采用下述方法计算复合地基土层中应力。复合地基总荷载为 P，桩体承担 P_p，桩间土承担 $P_s = P - P_p$。桩间土承担的荷载 P_s 在地基中所产生的竖向应力 σ_{z,P_s}，其计算方法和天然地基中应力计算方法相同，应用布辛奈斯克解。桩体承担的荷载 P_p 在地基中所产生的竖向应力采用 Geddes 法计算。然后叠加两部分应力得到地基中总的竖向应力。再采用分层总和法计算复合地基加固区下卧层土层压缩量 S_2。

J.D.Geddes(1966)认为长度为 L 的单桩在荷载 Q 作用下对地基土产生的作用力，可近似地视作如图 5-6 所示的桩端集中力 Q_p，桩侧均匀分布的摩阻力 Q_r 和桩侧随深度线性增长的分布摩阻力 Q_t 等三种形式荷载的组合。S.D.Geddes 根据弹性理论半无限体中作用一集中力的 Mindlin 应力解积分，导出了单桩的上述三种形式荷载在地基中产生的应力计算公式。地基中的竖向应力 $\sigma_{z,Q}$ 可按下式计算，

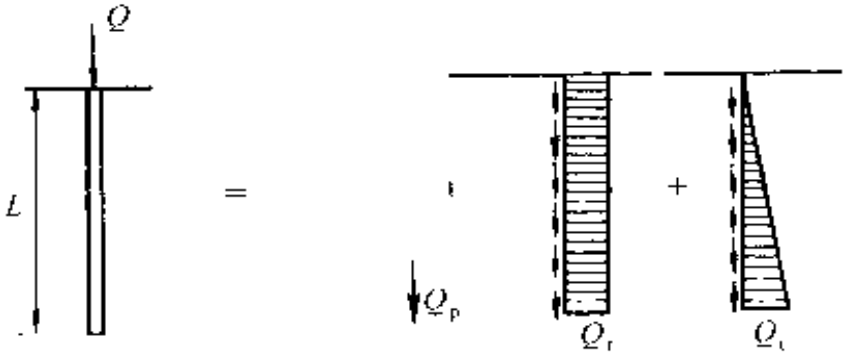


图 5-6　单桩荷载分解为三种型式荷载的组合

$$\begin{aligned}\sigma_{Z,Q} &= \sigma_{Z,Q_p} + \sigma_{Z,Q_r} + \sigma_{Z,Q_t} \\ &= Q_p K_p / L^2 + Q_r K_r / L^2 + Q_t K_t / L^2\end{aligned} \tag{5.2.28}$$

式中，K_p，K_r 和 K_t 为竖向应力系数。其表达式较繁冗，详见文献(Geddes，1966)[117]。

对于由 n 根桩组成的桩群，地基中竖向应力可对这 n 个根桩逐根采用式(5.2.28)计算后叠加求得。

由桩体荷载 P_p 和桩间土荷载 P_s 共同产生的地基中竖向应力表达式为

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{n} (\sigma_{z,Q_p i} + \sigma_{z,Q_r i} + \sigma_{z,Q_t i}) + \sigma_{z,P_s} \tag{5.2.29}$$

根据式(5.2.28)计算地基土中附加应力，采用分层总和法可计算复合地基沉降。

采用改进 Geddes 法计算需要确定荷载分担比，另外需假定桩侧摩阻力分布，上述两项估计将给计算带来误差。特别是后者桩

土相对刚度对其影响是很大的，建议进一步开展研究。

复合地基在荷载作用下沉降计算也可采用有限单元法计算。在几何模型处理上大致上可以分为二类：一类在单元划分上把单元分为二种，增强体单元和土体单元，增强体单元如桩体单元、土工织物单元等，并根据需要在增强体单元和土体单元之间设置或不设置界面单元。另一类是在单元划分上把单元分为加固区复合土体单元和非加固区土体单元，复合土体单元采用复合体材料参数。采用有限单元法计算复合地基沉降将在下一节中作简要介绍。

5.3 复合地基有限单元法

随着计算机的发展，有限单元法在土工问题分析中得到愈来愈多的应用。根据分析中所取几何模型分类，复合地基有限单元法分析方法大致可以分为两类，一类是采用增强体单元＋界面单元＋土体单元进行计算，另一类是采用增强体复合土体单元＋土体单元进行计算。前一类又可称为分离式分析方法，后一类又可称为复合模量分析法。

在分离式分析方法中，对桩体复合地基，可采用桩体单元，界面单元和土体单元三种单元。在桩体复合地基中，桩体材料比之地基土体一般刚度较大，在分析中常采用线性弹性模型，桩间土一般可采用非线性弹性模型或弹塑性模型。在分离式分析方法中，无论是三维有限元分析还是二维有限元分析，一般都对桩体几何形状作等价变换。在三维分析中，常将圆柱体等价转换为正方柱体。在二维分析中，需将空间布置等价转换为平面问题。几何形状经等价转换后，桩体单元和土体单元可采用平面三角形单元或四边形单元。界面单元可根据需要设置。当桩体和桩周土体不会产生较大相对位移时，可不设界面单元，在分析中考虑桩侧和桩周土变形相等。若桩体和桩周土体可能产生较大相对位移时，桩侧和桩周土体之间应设界面单元。在水平向增强体复合地基中，加

筋体一般具有较高的抗拉强度，抗拉模量。在荷载作用下，加筋体承受拉力。在有限元分析中，常采用一维拉杆单元模拟加筋体。

杆单元、平面三角形单元或四边形单元的单元刚度矩阵在一般的有限单元法教材中均可找到，这里只简要介绍一下界面单元的情况。最早的界面单元是Goodman(1968)提出的，如图5-7所示。界面单元一面与增强体单元边界重合，另一面与土体单元的边界相重合，Goodman 界面单元的厚度为无限小。因此，结点 i 和 p，j 和 m 具有相同的坐标。取位移模式为线性函数，则可导出界面单元刚度矩阵$[K_e]$的表达式：

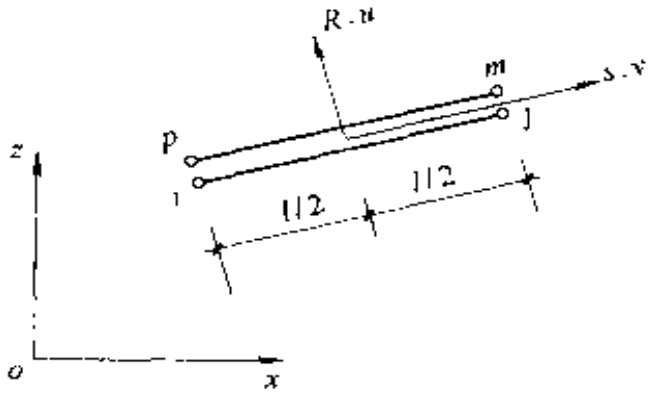


图 5-7　界面单元

$$[K_e]=\frac{l}{6}\begin{bmatrix}
2K_s & 0 & K_s & 0 & -K_s & 0 & -2K_s & 0\\
0 & 2K_n & 0 & K_n & 0 & -K_n & 0 & -2K_n\\
K_s & 0 & 2K_s & 0 & -2K_s & 0 & -K_s & 0\\
0 & K_n & 0 & 2K_n & 0 & -2K_n & 0 & -K_n\\
-K_s & 0 & -2K_s & 0 & 2K_s & 0 & K_s & 0\\
0 & -K_n & 0 & -2K_n & 0 & 2K_n & 0 & K_n\\
-2K_s & 0 & -K_s & 0 & K_s & 0 & 2K_s & 0\\
0 & -2K_n & 0 & -K_n & 0 & K_n & 0 & 2K_n
\end{bmatrix} \tag{5.3.1}$$

式中　K_n——压缩刚度，等于产生单位相对压缩所需的力；

K_s——剪切刚度，等于产生单位相对滑动所需的力。

K_n 和 K_s 值可以由试验测定。可能是常量，也可能与应力水平有关。与应力水平有关的表达式例如下式，

$$K_s=\frac{(1-b\tau)^2}{a} \tag{5.3.2}$$

式中　τ——剪应力；

a、b——试验测定的参数，与土和增强体材料性质有关。

其他界面单元可参阅有关专著(龚晓南，2000)[35]介绍。

采用复合模量法进行有限元法分析与一般平面问题有限单元法分析没有什么区别。在分析中，复合地基加固区采用复合土体本构方程。至今，对复合土体的本构理论研究不多，希望今后能加强复合土体本构理论的研究。下面介绍徐立新(1990)在土工织物加筋垫层的有限单元法分析中采用的土工织物复合土体模量方程。

土工织物复合土体三轴试验表明：复合土体中的加筋体在试验中约束了试样的侧向变形，提高了试样的强度，可以认为在土体中加筋相当于在侧向增加了约束应力。这就是加筋土的等效约束应力的概念(图 5-8)。

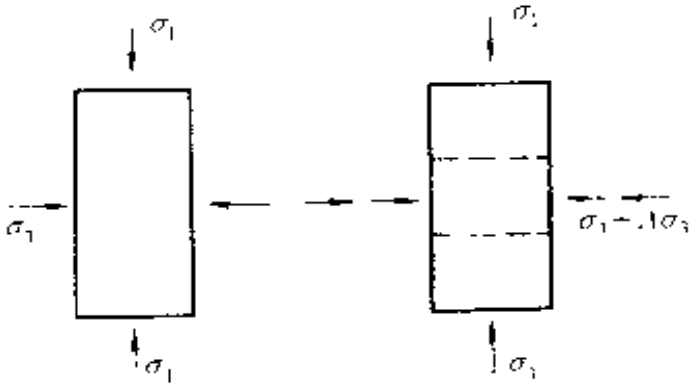


图 5-8　等效约束应力概念

假定土和土工织物在界面达到破坏前，两者变形是协调的，且土工织物又承受拉力，土体是各向同性的。根据上述假设，可以得到平面应变条件下，单元体 i(图 5-9)中所产

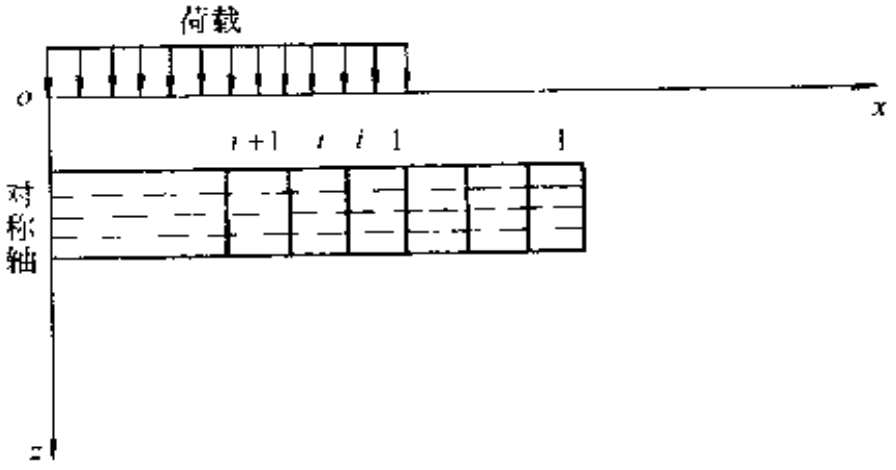


图 5-9

生的增量等效约束应力，其表达式为

$$\Delta\sigma_{xi} = \frac{(1+v_1)v_1K}{(1-v_1^2)K+(1-v_2^2)}\sigma_z + \frac{(1-v_1^2)K}{(1-v_1^2)K+(1-v_2^2)}\left(\sigma_z+\sum_{j=1}^{i-1}\Delta\sigma_{xj}\right) \quad (5.3.3)$$

式中 $K=\dfrac{E_2t}{E_1S}$；

t——土工织物加筋体厚度；

S——加筋体层距；

E_1, v_1——分别为土体的弹性模量和泊松比；

E_2, v_2——分别为织物加筋体的弹性模量和泊松比；

σ_x, σ_z——分别为 x 方向和 z 方向的正应力。

在单元体 i 上的等效约束应力 σ_{xi} 为从第 1 单元到第 i 单元上增量等效约束应力 $\Delta\sigma_{xi}$ 之和，对平面应变条件，即

$$\sigma_{xi} = \sum_{j=1}^{i}\Delta\sigma_{xj} \quad (5.3.4)$$

把土工织物加筋复合体视为横观各向同性体，根据加筋土的等效约束应力概念，土工织物对土体的约束作用相当于土体附加了一等效的约束应力作用。据此就可通过未加筋土的应力应变关系来建立加筋土的应力应变关系。这里基本的应力应变关系采用 Duncan-Chang(1970)非线性弹性模型的切线模量方程式，考虑等效约束力可以得到加筋复合土体的竖向切线模量表达式，

$$E_{Vt} = E_i\left[1-\frac{R_f(1-\sin\varphi)[\sigma_1-(\sigma_3+\Delta\sigma_3)]}{2C\cos\varphi+2(\sigma_3+\Delta\sigma_3)\sin\varphi}\right]^2 \quad (5.3.5)$$

式中 E_i 为初始模量，其表达式为

$$E_i = KP_a\left(\frac{(\sigma_3+\Delta\sigma_3)}{P_a}\right)^n \quad (5.3.6)$$

式中 $\Delta\sigma_3$——等效约束应力，可由式(5.3.4)计算得到，$\Delta\sigma_{3i}=\sigma_{xi}$；

C, φ——分别为土的强度指标粘聚力和内摩擦角；

R_f——破坏比；

K、n——参数，由试验确定；

P_a——单位应力。

加筋复合土体的水平向切线模量表达式为

$$E_{Ht}=E_r\frac{t}{t+S}+E_{Vt}\frac{S}{t+S} \tag{5.3.7}$$

式中 E_r——土工织物加筋体弹性模量；

t，s——分别为土工织物加筋厚度和两层加筋体之间距离；

E_{Vt}——竖向切线模量，由式(5.3.5)计算。

若复合土体水平向受压缩，则 $E_r=0$。

加筋复合土体的剪切模量可采用下式计算：

$$G_{vt}=\frac{E_{Ht}E_{Vt}}{E_{Ht}(1+2\upsilon_{VH})+E_{Vt}} \tag{5.3.8}$$

式中 υ_{VH}——竖向应力引起水平向应变的泊松比。

加筋后复合土体的泊松比 υ_{VH}和 υ_{HH}有减小趋势，但变化极小，在计算中，复合土体的 υ_{VH}值和 υ_{HH}值可采用土体的泊松比 υ 值。

采用有限单元法计算复合地基的沉降能否取得较好的成果关键在于本构模型的合理选用以及模型参数的正确确定。前面已经谈到，采用分离式分析方法分析桩体复合地基时，往往需要在几何模型选用上加以简化，否则计算单元过多，所需计算机容量大，计算费用高。复合模量分析法较简便，分析结果取决于所用复合土体模型的合理性和模型参数的正确性。

5.4 复合地基固结分析

对于具有较好透水性的某些竖向增强体形成的复合地基，如碎石桩复合地基，砂桩复合地基等，可采用常用的砂井固结理论计算复合地基的沉降与时间关系。一般情况下，可采用 Biot 固结有限元分析法计算。

砂井地基固结微分方程为

$$\frac{\partial u}{\partial t}=C\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}\right) \tag{5.4.1}$$

式中 u——任意点(r,z)处孔隙水压力；

C——土的固结系数；

r、z——圆柱坐标系径向和轴向坐标。

在分析中应考虑涂抹作用和井阻作用、以及桩体引起的应力集中现象的影响。在碎石桩复合地基固结分析中，为了考虑涂抹作用，Barksdale 和 Bachus(1983)建议将桩径乘以(1/2～1/15)。根据 Balaam 和 Booker(1979)的分析表明，随着桩土弹性模量比 E_p/E_s 的增大，刚性筏基下的碎石桩承担更大的荷载，从而加速固结。对于 E_p/E_s 值从 1 增大到 40 倍，达到固结度 50% 所需的时间减少到原来的 1/10。韩杰和叶书麟(1990)建议采用固结系数折算方法考虑应力集中现象，其表达式为

$$C'=C\left(1+N\frac{m}{1-m}\right) \tag{5.4.2}$$

式中 C、C'——分别为桩间土固结系数和考虑应力集中现象后的折算固结系数；

N——桩土模量比，$N=E_p/E_s$；

m——复合地基置换率。

一般情况下，复合地基固结分析可采用 Biot 固结理论有限单元法，计算方法与一般地基 Biot 固结理论有限元法类似。在计算中同复合地基一般有限元分析一样，需要对增强体几何形状作等价转换，采用合理的简化几何模型，在计算中采用相应的参数。

Biot 固结理论有限单元法方程的增量形式可表示为(龚晓南，1981)，

$$\begin{bmatrix}K_\delta & K_p\\ K_v & \dfrac{-\Delta t}{2}K_q\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\Delta\delta\\ \Delta p_w\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}\Delta F\\ \Delta R\end{Bmatrix}$$

式中 $[K_\delta]$——相应单元结点位移产生的单元刚度矩阵；

$[K_v]$——单元体变矩阵；

$[K_p]$——相应单元结点孔隙水压力产生的单元刚度矩阵；

$[K_q]$——单元渗透流量矩阵；

$\{\Delta\delta\}$——结点位移增量矢量；

$\{\Delta p_w\}$——结点孔隙水压力增量矢量；

$\{\Delta F\}$——荷载增量矢量；

$\{\Delta R\}$——t 时刻前一时段结点孔隙水压力对应的结点力。

在有限单元法分析中，若采用复合土体复合参数分析法，除需确定复合土体的复合模量、复合泊松比外，还需确定复合渗透系数。

5.5 刚性桩复合地基沉降计算

通常，刚性桩复合地基的置换率比较小，而桩土应力比比较高。例如钢筋混凝土桩复合地基桩距通常大于 6 倍桩径，复合地基置换率约等于 2% 左右，桩土应力比界于 20～100 之间。刚性桩体复合地基中，加固区桩间土的竖向压缩量等于桩体的弹性压缩量和桩端刺入下卧层的桩端沉降量之和。对刚性桩复合地基，刚性桩桩体的弹性压缩量很小，在计算中可以忽略或作粗略估计，复合地基加固区桩间土竖向压缩量等于桩端刺入下卧层土层中的桩端沉降量和桩体压缩量之和。由于置换率较低，桩土模量比大，在荷载作用下，桩的承载力一般能得到充分发挥，达到极限工作状态。按桩的极限状态荷载计算得到桩底端承力密度，再计算相应的桩端刺入量。也有人按经验根据桩体达到极限工作状态时所需沉降来估算桩端刺入量。采用这些方法得到的计算沉降量往往比实测沉降大。

刚性桩复合地基加固区下卧层中若有压缩性较大的土层，则

复合地基沉降量主要发生在下卧层中。刚性桩复合地基中桩体一般落在较好的持力层上，在下卧层沉降计算中要合理评价该持力层对减小下卧层土体压缩量的作用。若加固区下卧层中没有压缩性较大的土层，则刚性桩复合地基下卧层压缩量也会很小。

刚性桩复合地基沉降计算可采用改进 Geddes 法计算，也可采用有限元法分析。

如加固区压缩量采用桩身压缩量法计算，下卧层地基中附加应力可采用改进 Geddes 法计算，也可采用压力扩散法或等代实体法计算。

5.6 柔性桩复合地基沉降计算

柔性桩复合地基置换率一般比刚性桩复合地基置换率高，而桩土应力比比刚性桩复合地基的小。如水泥搅拌桩复合地基置换率一般在 18～25%左右，桩土应力比在 5～10 左右。柔性桩复合地基加固区压缩量一般可用复合模量法计算，下卧层压缩量可采用分层总和法计算，地基中附加应力可采用压力扩散法或等代实体法计算。

柔性桩复合地基沉降也可采用有限元法计算。常采用复合模量来评价加固体复合土体。在计算中采用土体单元和复合土体单元。

5.7 散体材料桩复合地基沉降计算

散体材料桩复合地基与刚性桩和柔性桩复合地基比，其置换率高，桩土应力比小。散体材料桩复合地基加固区压缩量常采用复合模量法计算。下卧层压缩量可采用分层总和法计算，地基中附加应力常采用压力扩散法计算。

散体材料桩一般为透水材料桩(如碎石桩、砂桩)，采用有限单元法分析时可采用复合地基固结有限元分析法计算。

5.8 水平向增强体复合地基沉降计算

水平向增强体复合地基加固区一般为加筋土垫层，如土工织物垫层、土工格栅垫层等。通常在加筋土垫层上修筑路堤、堤坝、油罐等构筑物。由水平向增强体形成的复合土体垫层比一般垫层具有更多的优点，它能抵抗水平向受拉破坏，保持垫层的完整性，具有较好的刚度，扩散附加应力效果好等。对水平向增强体复合地基沉降计算至今研究尚少，尚无较成熟的计算方法，一般可采用有限元法计算。下面简要介绍分层总和法和文克尔地基上弹性地基梁法，供参考。

(1) 分层总和法

采用分层总和法计算水平向增强体复合地基的沉降计算如下式所示：

$$S = S_1 + S_2 = \sum_{i=1}^{n_1} \frac{\Delta p_i}{E_{csi}} H_i + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{\Delta p_i}{E_{si}} H_i \tag{5.8.1}$$

式中 E_{csi}——水平向增强体复合土体压缩模量；

n_1、n_2——分别为水平向增强体复合土体垫层(加固区)分层数和压缩层土层总分层数；

Δp_i——第 i 层土层附加应力增量；

H_i——第 i 层土层厚度。

地基中附加应力计算如图 5-10 所示。荷载通过水平向增强体加固区即加筋土垫层扩散效果较好，为了简化计算，下卧层上荷载 p_2 可采用下式计算：

$$p_2 = \frac{Bp}{B + 2h\,\mathrm{tg}\beta} \tag{5.8.2}$$

式中 B——地基上荷载宽度；

β——应力扩散角，与增强体复合体复合模量、厚度以及下

卧层土体性质有关，对淤泥质粘土上的土工织物垫层 β 值为 40°～50°；

h——加固区即加筋土垫层厚度。

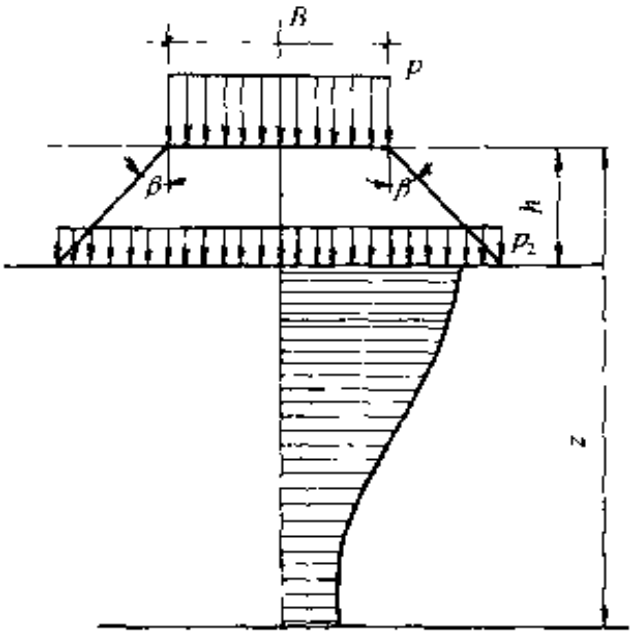


图 5-10　水平向增强体复合地基应力扩散

2．文克尔地基上弹性地基梁法

陈文华(1989)提出了一种土工织物垫层变形计算的实用方法。该法也适用于一般水平向增强体复合地基的沉降计算，现加以介绍。

在计算中将水平向增强体复合土体加固区即垫层视为一层具有一定刚度的无限长正交各向异性体，并假设垫层中加筋体不拉断，垫层与下卧层土体间无相对滑动，垫层竖向压缩量很小，在计算中不考虑。在计算中垫层下卧层视为均质的文克尔弹性地基。计算简图如图 5-11 所示，垫层宽度为 $2L$，厚度为 h，复合模量为 E_c，垫

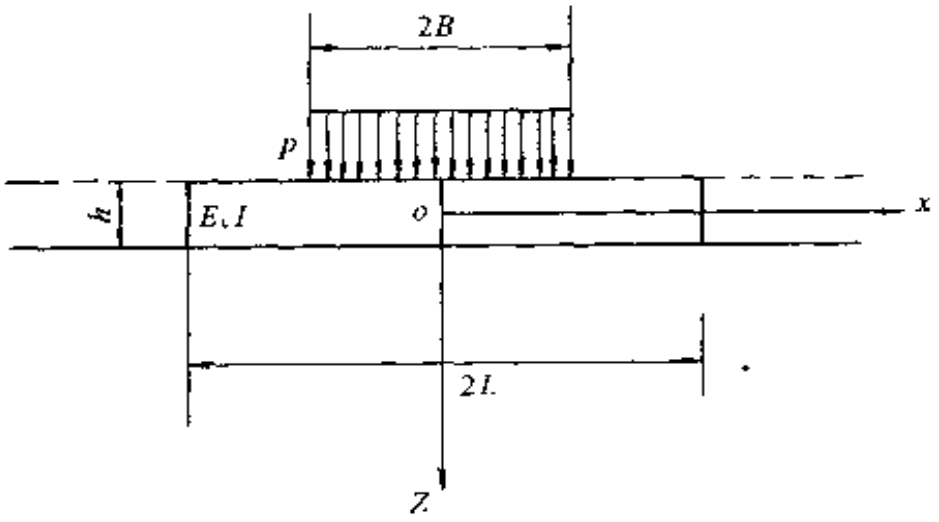


图 5-11　计算简图

层抗弯刚度为 E_cI，地基基床系数为 K，受局部对称荷载 $p(x)$作用。考虑荷载的对称性，有限长弹性地基梁的弯曲变形方程为

$$E_cI\frac{d^4w}{dx^4}+Kw(x)=p(x)\quad 0\leqslant x\leqslant B \tag{5.8.2a}$$

$$E_cI\frac{d^4w}{dx^4}+Kw(x)=0\quad B\leqslant x\leqslant L \tag{5.8.2b}$$

根据对称性，$x=0$ 时，剪力 Q_0 和转角 θ_0 均等于零，并设其弯矩等于 M_0，挠度为 w_0，则用克雷洛夫函数法可解得挠度 w 为

$$w=w_0y_1(\beta x)-\frac{M_0}{E_cI\beta^2}y_3(\beta x)+\frac{4\beta}{K}\int_0^x p(x)(y_4)[\beta(x-\overline{n})]d\overline{n} \tag{5.8.3}$$

式中，$\beta=\sqrt[4]{\dfrac{K}{4E_cI}}$；$y_1(\beta x)$、$y_3(\beta x)$、$y_4(\beta x)$为克雷洛夫函数。

根据边界条件，当 $x=L$ 时，剪力 Q_l 和弯矩 M_l 均等于零，即

$$\left.\frac{d^3w(x)}{dx^3}\right|_{x=L}=0 \tag{5.8.4a}$$

$$\left.\frac{d^2w(x)}{dx^2}\right|_{x=L}=0 \tag{5.8.4b}$$

代入式(5.8.2)就可以确定 w_0 和 M_0 值。确定 M_0 和 w_0 值后，就可由式(5.8.3)计算垫层的挠度，即复合地基的沉降。

当荷载为均布荷载时，即

$$p(x)=\begin{cases}p & 0\leqslant x\leqslant B\\ 0 & B<x\leqslant L\end{cases} \tag{5.8.5}$$

代入式(5.8.3)，可得地基沉降计算式为

$$w=w_0y_1(\beta x)-\frac{M_0}{E_cI\beta^2}y_3(\beta x)+\frac{p}{K}[1-y_1(\beta x)]\quad 0\leqslant x\leqslant B \tag{5.8.6a}$$

$$w=w_0y_1(\beta x)-\frac{M_0}{E_cI\beta^2}y_3(\beta x)+\frac{p}{K}[1-y_1(\beta x)]-\frac{p}{K}\{1-y_1[\beta(x-B)]\}\quad B<x\leqslant L \tag{5.8.6b}$$

式中

$$M_0=\frac{\begin{vmatrix} B_1 & A_{12} \\ B_2 & A_{22} \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{vmatrix}};\qquad w_0=\frac{\begin{vmatrix} A_{11} & B_1 \\ A_{21} & B_2 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{vmatrix}};$$

$$A_{11}=\frac{4y_4(\beta L)}{E_cI};\qquad A_{12}=-4\beta^2 y_2(\beta L);$$

$$A_{21}=\frac{y_1(\beta L)}{E_cI};\qquad A_{22}=4\beta^2 y_3(\beta L);$$

$$B_1=\frac{4p\beta^2}{K}\{y_2[\beta(L-a)]-y_2(\beta L)\};$$

$$B_2=-\frac{4p\beta^2}{K}\{y_3[\beta(L-a)]-y_3(\beta L)\}$$

实际的水平向增强体复合土体加固区在荷载作用下会产生竖向压缩，另外在计算中假设增强体复合土体在水平方向刚度是相同的，这些都会影响计算结果的精确性。在应用时应考虑这些因素的影响。

第 6 章　复合地基优化设计和按沉降控制设计

6.1　概　　述

复合地基的优点就是能够较好地发挥地基土体和增强体两部分的承担荷载的潜能，以提高地基承载力和减小地基沉降，从而获得较好的经济效益。

如何较好地发挥地基土体和增强体在提高承载力和减小沉降方面的潜能，需要了解复合地基承载力特性和变形特性，然后根据复合地基在荷载作用下的位移场特性和变形性特性进行合理设计，最好能进行优化设计。

复合地基优化设计包括复合地基形式的合理选用，复合地基置换率、加固深度以及增强体强度等的合理组合及选用。

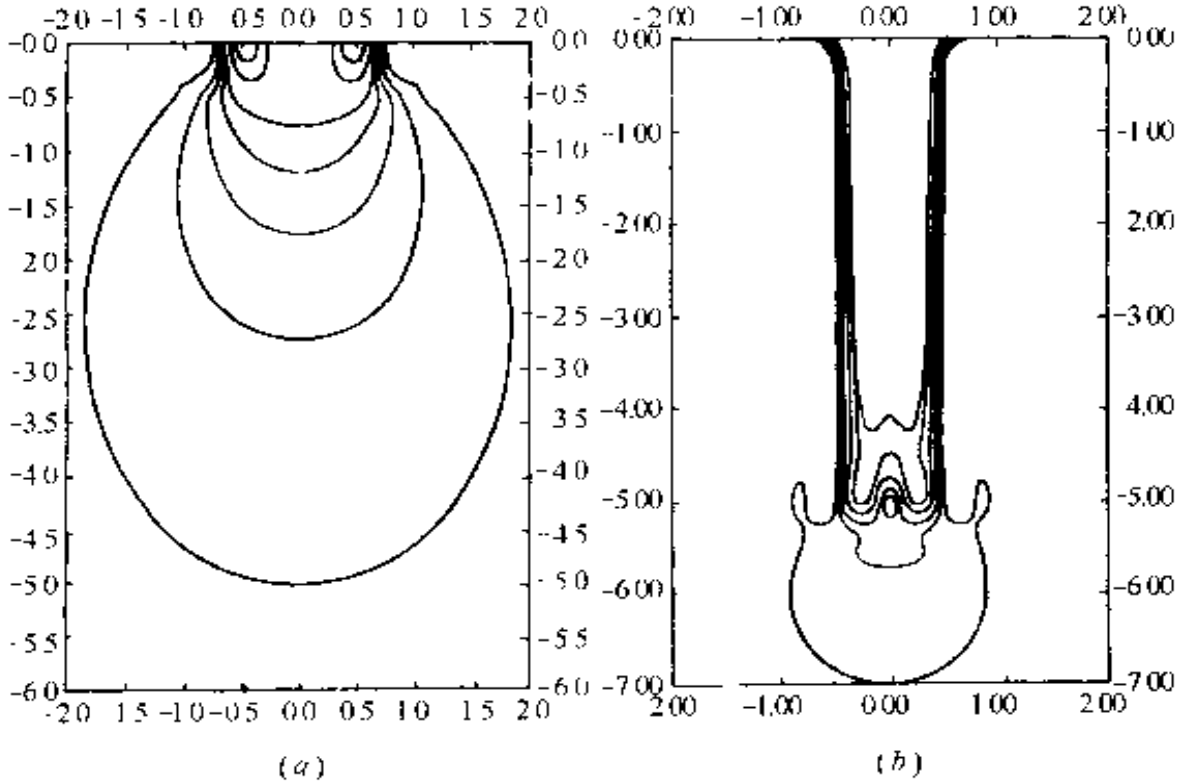
当采用浅基础不能满足沉降要求时，常采用复合地基以减小建筑物沉降。在设计中如何控制建筑物的沉降量，如何确定合理的沉降量设计值是很重要的。通常，在满足使用要求条件下，沉降量设计值可有一个变化范围。沉降设计值与工程投资有关，取值愈小，工程投资愈大。沉降设计值偏大，产生不均匀沉降的可能性增大，产生工程事故的概率增大。如何合理控制沉降设计值不仅是经济问题也是社会问题。有的地区政府管理部门对沉降设计控制值提出宏观控制值，在宏观控制值范围内，设计值可由业主提出。在复合地基设计中应用按沉降设计理论进行设计可以取得较好的经济效益和社会效益。

在这一章，第一部分先讨论复合地基位移场特性，然后再讨论

复合地基优化设计思路；第二部分讨论按沉降控制设计理论及其在复合地基设计中的应用。

6.2 复合地基位移场特性

地基土体在力的作用下产生位移，因此在分析位移场特性之前，先分析应力场特性。图 6-1 表示采用有限元法分析比较单桩带台地基和均质地基在均布荷载作用下地基中应力泡情况。承台尺寸为 1.0m×1.0m，桩截面为 0.5m×0.5m，桩长为 5.0m，桩体模量 E_p=300MPa，土体模量为 2MPa。承台上作用荷载为 1kPa，均质地基中应力泡如图 6-1(*a*)所示，应力泡从上往下依次为 900N，700N，500N，400N，300N，200N，100N，单桩带台地基上中应力泡如图 6-1(*b*)所示。比较分析图 6-1(*a*)和(*b*)可知，桩体的存在使地基中的高应力区下移，桩体的存在使附加应力影响范围加深。



(*a*) (*b*)

图 6-1 均质地基和单桩带台地基上中的应力泡

(*a*)均质地基；(*b*)单桩带台地基

将复合地基加固区视为一复合土体，采用平面应变有限元分析。设荷载作用面和复合地基加固区范围相同，复合地基加固区为宽度 3.0m，深度 9.0m，土体模量为 2MPa，加固区复合模量为 60MPa，在荷载作用下均质地基和复合地基中应力泡分别如图 6-2（a）和（b）中所示。作用荷载为 1kN，应力泡从内到外依次为 900N，700N，500N，300N 和 100N。由图可知，与均质地基相比，复合地基中高应力区往下移，面且高应力值减小，附加应力影响范围加深。

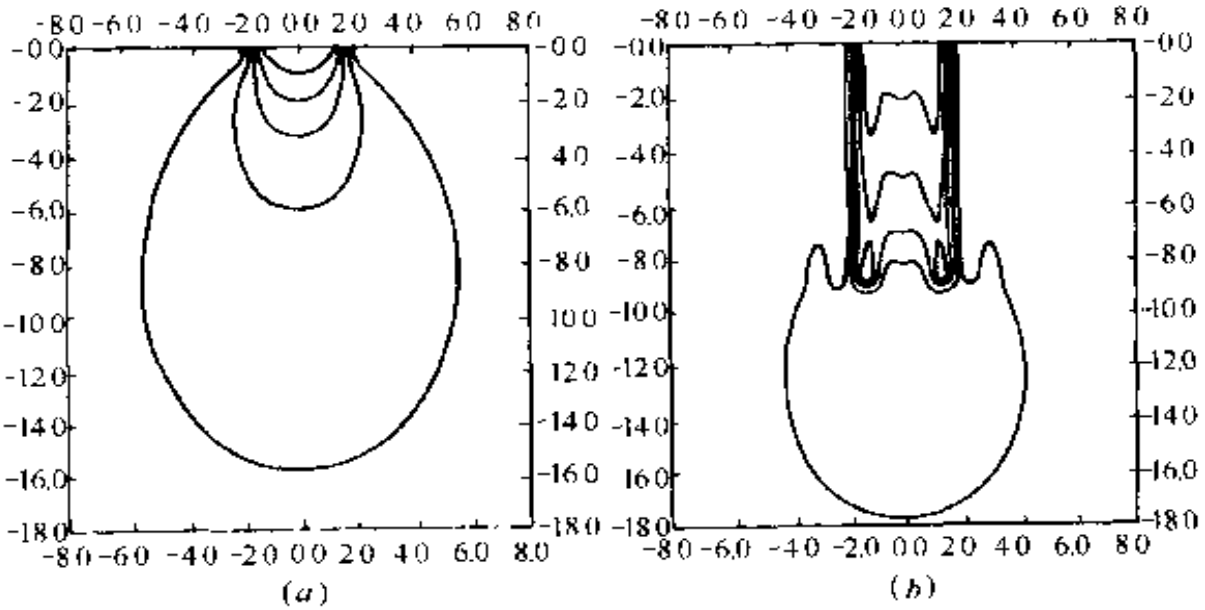


图 6-2　复合地基中应力泡

（a）均质地基；（b）复合地基

综合图 6-1 和图 6-2 中均质地基和复合地基中应力场分布的比较分析结果可知，与均质地基（或称浅基础）相比，桩体复合地基中的桩体的存在使浅层地基土中附加应力减小，而使深层地基土中附加应力增大，附加应力影响深度加深。这一应力场特性决定了复合地基的位移场特性。

曾小强（1993）[103]比较分析了宁波一工程采用浅基础和采用搅拌桩复合地基两种情况下地基沉降情况。

场地位于宁波甬江南岸，属全新世晚期冲海积平原，地势平坦，大多为耕地，地面标高为 2.0m，其上层自上而下分布如下：

⑫层:成因时代为 mQ43,粘土,灰黄～黄褐色,可塑;厚层状,含 Fe、Mn 质,顶板标高为 1.87～2.27m,层厚为 1.00～1.20m。

⑬层:成因时代为 mQ43,淤泥质粉质粘土,浅灰色,流塑;厚层状,含腐烂植物碎屑,顶板标高为 0.77～1.27m,层厚为 1.4～2.0m。

Ⅱ1-2 层:成因时代为 mQ42,淤泥,灰色,流塑;薄层理,下部可见鳞片,土质细粘,软弱,顶板标高为 -0.53～-1.05m,层厚为 12.62～15.2m。

Ⅱ2 层:成因时代为 mQ42,淤泥质粘土,深灰色,流塑;局部贝壳富集,土质细粘,软弱,顶板标高为 -13.62～-15.83m,层厚为 12.1～25m。

各土层土的物理力学性质如表 6-1 所示。

搅拌桩复合地基设计参数为:水泥掺入量 15%,搅拌桩直径 500mm,桩长 15.0m,复合地基置换率为 18.0%,桩体模量取 120MPa。

图 6-3 表示采用浅基础和采用水泥土桩复合地基地基沉降情况,图中 1′、2′、3′分别表示复合地基加固区压缩量、复合地基加固区下卧层压缩量和复合地基总沉降量。图中 1,2,3 分别表示浅基础情况下(地基不加固)与复合地基加固区、复合地基加固区下卧层和整个复合地基对应的土层的压缩量。由图中可以看出,加固区土层压缩量经水泥土加固后大幅度减小(1′≪1),而复合地基加固区下卧层土层由于加固区存在其压缩量比浅基础相应的土层压缩量要大(2′>2)。这与复合地基加固区的存在使地基中附加应力影响范围向下移是一致的。复合地基沉降量(3′=1′+2′)比浅基础沉降量(3=1+2)大为减小,说明采用复合地基对减小沉降是有效的。可以说图 6-3 反映了复合地基的位移场特性。由于附加应力影响范围加深,较深处土层压缩量增大。图 6-3 告诉我们,要进一步减小复合地基沉降量,依靠提高复合地基置换率,或提高桩体模量来增大加固区复合土体模量减小复合地基加固区压缩量 1′潜力是很小的。进一步减小复合地基沉降量的关键是减小复合地基加固区下卧层的压缩量。减少下卧层部分的压缩量最有效的办法是增加加固区厚度,减小下卧层中软弱土层的厚度。

各土层物理力学性质

表 6-1

土层	编号	天然含水量 w (%)	密度 γ (kN/m^3)	孔隙比 e	塑性指数 I_p	压缩系数 a_{1-2} (MPa^{-1})	压缩模量 E_s (MPa)	无侧限强度 q_u (kPa)	固结快剪 C (kPa)	固结快剪 φ (°)	建议设计系数 压缩模量 E_s (kPa)	建议设计系数 极限承载力 P_0 (kPa)	建议设计系数 极限摩阻力 f_0 (kPa)	渗透系数 水平 K_H (10^{-7}cm/s)	渗透系数 垂直 K_V (10^{-7}cm/s)
粘土	I_2	33.02	19.06	0.91	23.22	0.42	4.44	59	18.91	10.73		65	30	2.3	3.2
淤泥质粉质粘土	I_3	41.76	18.09	1.14	15.28	0.83	2.50	32	4.92	13.33	2.5		15	3.7	1.1
淤泥	II_{1-2}	54.15	16.93	1.52	20.69	1.59	1.47 2.98	48.6	6.11	9.42	1.59	55	10	3.8	3.6
淤泥质粘土	II_2	48.00	17.31	1.36	21.65	0.693	2.58 3.56	79.8	13.71	9.05	3.56	60	18	3.8	3.6

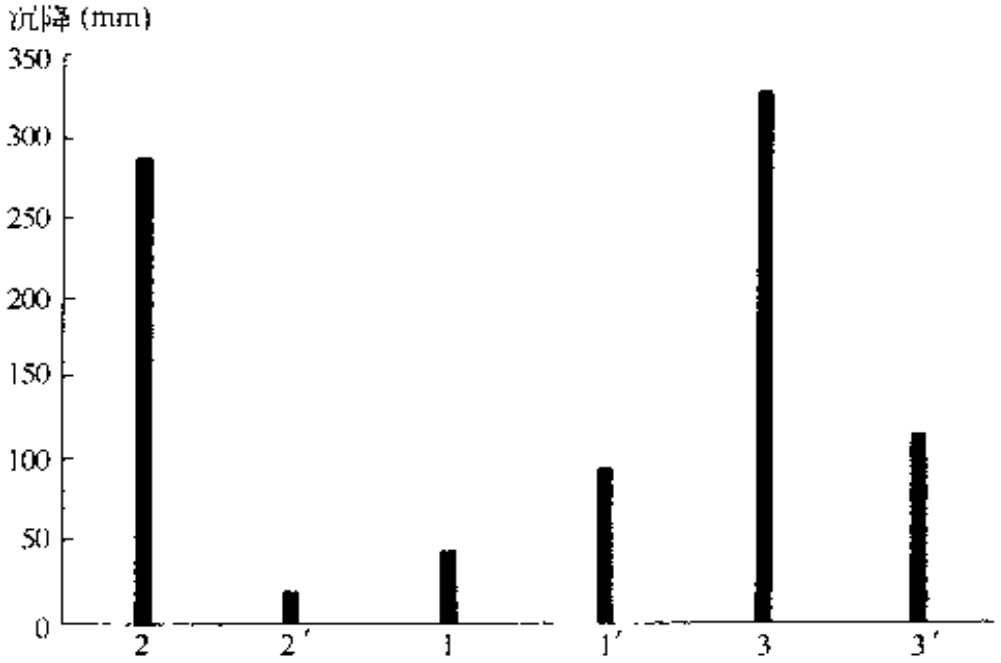


图 6-3　加固效果比较图

6.3　复合地基优化设计思路

首先要搞清楚采用复合地基的目的。采用复合地基主要是解决地基承载力不足，还是解决地基沉降量过大，还是两者兼而有之。对上述不同情况，复合地基优化设计思路是不同的，下面分别加以讨论。

对沉降量大小控制要求不是很严，主要要求保证地基稳定的工程归属于主要是解决地基承载力不足。若软弱土层不厚，整个软弱土层都得到加固，也属于这类问题。对该类问题由桩体复合地基承载力公式可知，提高桩的承载力和提高复合地基置换率均可有效提高复合地基承载力，以满足解决承载力不足的问题。

如何提高桩的承载力？

对散体材料桩，桩的承载力主要取决于桩周土对它的极限侧限力。因此，对饱和粘性土地基中的散体材料桩的承载力基本上是由地基土的不排水抗剪强度确定的。也就是说由天然地基土体抗剪强度确定桩体承载力，对某一天然地基散体材料桩承载力基

本是定值。对砂性土等可挤密性地基可以通过挤密桩间土提高桩间土抗剪强度来提高散体材料压密桩的承载力。刚性桩和柔性桩，桩的承载力主要取决于桩侧摩阻力和端阻力之和，以及桩身强度。刚性桩主要取决于桩侧摩阻力和端阻力之和，因此增加桩长可有效提高桩的承载力。柔性桩的承载力往往制约于桩身强度，有时还与有效桩长有关，因此有时增加桩长不一定能有效提高桩的承载力。对上述粘结材料桩，特别是刚性桩，如能使由摩阻力和端阻力之和确定的承载力和由桩身强度确定的承载力两者比较接近则可取得较好的经济效益。近年来各种类型的低强度桩复合地基的应用就是基于这个道理。

对采用复合地基主要是解决地基承载力不足的情况，在设计中首先要充分利用天然地基的承载力，然后通过协调提高桩体承载力和增大置换率两者来达到既满足承载力要求，又比较经济的目的。在设计中应根据不同类型的复合地基采取不同的措施提高桩体承载力。

对采用复合地基主要要求减小沉降量时，复合地基优化设计显得更为重要。从复合地基位移场特性可知，复合地基加固区的存在使附加应力高应力区向下伸展，附加应力影响深度变深。从深厚软粘土地基上复合地基加固区和下卧层压缩量分析可知，当软弱下卧层较厚时，下卧层土体压缩量占复合地基总沉降比例很大。因此，为了有效减小复合地基的沉降量最有效的方法是减小软弱下卧层的压缩量。减小软弱下卧层压缩量的方法最有效的是加深复合地基的加固区深度，减小软弱下卧层的厚度。增加复合地基置换率和增加桩体刚度可以使复合地基加固区的压缩量进一步减小，但因其本身压缩量已较小，进一步减小潜力不大。而且上述两措施不仅不能减小加固区下卧层土体的压缩量，还可能增加它的压缩量。其理由是复合地基加固区刚度提高可使加固区下卧层土体中附加应力值增大。

通过上述分析可以得到下述复合地基优化设计思路：复合地基加固区置换率和桩体强度要满足复合地基承载力设计要求。在

满足复合地基承载力要求前提下，增加复合地基加固区深度可有效减小地基沉降。在已经满足复合地基承载力设计前提下，继续增大复合地基置换率和增大桩体刚度，对减小复合地基沉降量效果不明显，有时反而有害。考虑到在荷载作用下复合地基中附加应力分布情况，复合地基加固区按深度可采用变刚度分布，以有效减小压缩量。复合地基加固区变刚度分布可采用二个措施：一个措施桩体采用变刚度设计，浅部采用较大刚度，深部采用较小刚度。例如采用深层搅拌法设置水泥土桩，浅部采用较高的水泥掺和量，深部采用较低的水泥掺和量。另一个措施沿深度采用不同的置换率。例如由一部分长桩与一部分短桩相结合组成的长短桩复合地基。减小复合地基沉降量最有效的方法是增大增强体长度，有效减少软弱下卧层厚度，或通过加大加固区深度不仅减少下卧层厚度而且可以减小下卧层中附加应力值。

对采用复合地基既为了解决地基承载力不足的要求又为了减小地基沉降量时，则首先要考虑满足地基承载力要求，然后再考虑满足减小地基沉降量要求，其优化设计思路应综合前面讨论的两种情况。

6.4 按沉降控制设计理论

按沉降控制设计理论近年来不断得到人们的重视。什么是按沉降控制设计理论？它的工程背景如何？下面首先先讨论这二个问题。

任何工程设计都要同时满足承载力要求和小于某一沉降量要求。也就是说任何工程设计既要满足承载力设计要求也要满足沉降设计要求。或者说无论按承载力控制设计还是按沉降控制设计都要满足上述要求。按沉降控制设计和按承载力控制设计究竟有什么不同呢？笔者认为主要是工程对象和设计思路的不同。

例如浅基础设计，通常是按承载力控制设计，然后验算沉降

量。如果承载力不能满足要求或沉降量不能满足要求，通常要改用桩基础、或复合地基、或对天然地基进行土质改良。又如端承桩桩基础的设计，通常是按承载力控制设计。对一般工程，因为端承桩桩基础沉降较小，通常认为沉降可以满足要求，很少进行沉降量验算。上述情况通常可认为是按承载力控制设计。其思路是先按承载力设计，再验算沉降是否满足要求。对沉降量验算结果只要求计算值满足小于某一数值，而不管其量值大小。上述设计思路实际上是常规设计思路。以前很少有人将其称为按承载力控制设计，笔者为了与按沉降控制设计对应称其为按承载力控制设计。

对复合地基(笔者将摩擦桩基础视为刚性桩复合地基也包括在复合地基内)可以按承载力控制设计，也可按沉降控制设计。按承载力控制设计思路是先满足地基承载力要求，再验算沉降是否满足要求。如沉降不能满足要求，则考虑提高地基承载力，然后再验算沉降是否满足要求。如沉降还不能满足要求，再提高地基承载力，再验算沉降是否满足要求，直至两者均满足要求为止。按沉降控制设计思路是先按沉降控制要求进行设计，然后验算地基承载力是否满足要求。在沉降满足要求的条件下，承载力一般情况下大部分能满足要求。如承载力不能满足要求，适当增加复合地基置换率或增长桩体长度，使承载力也满足要求即可。

工程上经常遇到这种情况，采用浅基础承载力可以满足要求，而沉降量超过标准不能满足要求，于是采用减少沉降量桩基达到减小沉降量满足要求的目的。例如：某工程采用浅基础时地基是稳定的，也就是说地基承载力是满足要求的。但沉降量达500mm，不能满足要求。今采用250mm×250mm方桩，桩长15m。布桩200根时，沉降量为50mm，布桩100根时沉降为120mm，布桩50根时，沉降量250mm，布桩150根时沉降为70mm，地基沉降量s与桩数n关系曲线如图6-4所示。若沉降量要求小于150mm，则由图6-4可知布桩大于90根即可满足要求。从该例可看到按沉降量控制设计的实质及设计思路。

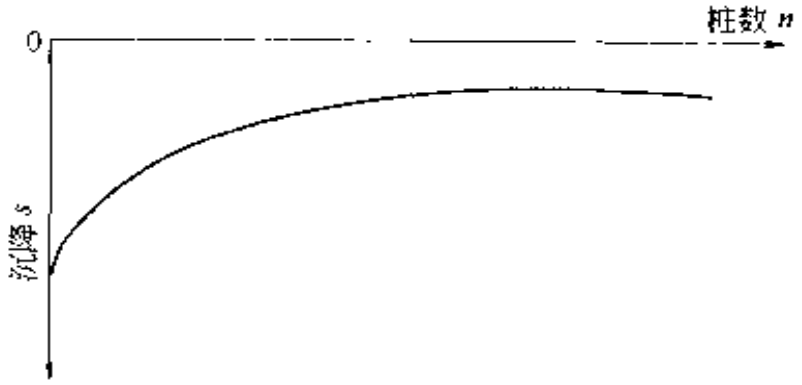


图 6-4　桩数 n-沉降 s 关系曲线示意图

图 6-4 为桩数与沉降的关系，实际上规律也表示工程投资与沉降量的关系。减小沉降意味着增加工程投资。于是按沉降控制设计可以最好控制基础工程的投资，达到节省工程投资的目的。

6.5　复合地基按沉降控制设计

按沉降控制设计思路特别适用于复合地基设计。下面介绍复合地基按沉降控制设计思路。

复合地基按沉降控制设计可以这样进行。对一具体工程可以按不同的加固区深度计算复合地基置换率与复合地基沉降的关系曲线，如采用三种不同深度，则不同加固区深度情况下复合地基置换率与复合地基沉降关系曲线如图 6-5 所示。由图 6-5 可知，当沉降量控制值为 150mm 时，当加固区深度取 16m 时，置换率可取

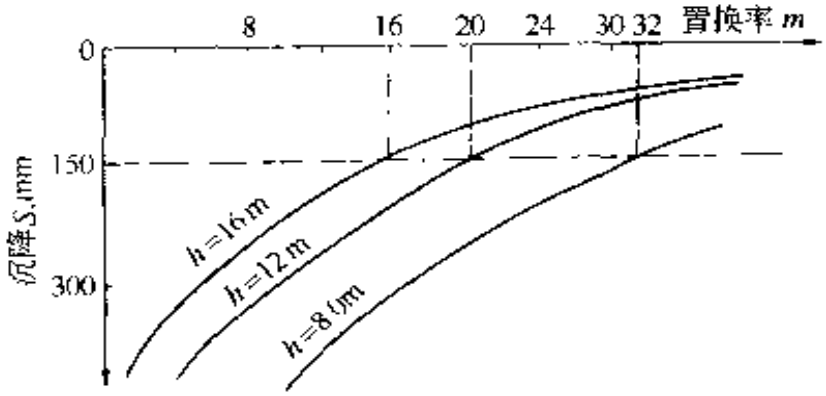


图 6-5　复合地基置换率与沉降关系曲线示意图

16%，加固区深度取 12m 时，置换率可取 20%，加固区深度取 8m 时，置换率高达 30%时还不能满足要求。通过经济比较取某一技术可行方案时，再验算复合地基承载力，满足要求即可。如不能满足要求，可通过提高置换率来达到满足地基承载力要求。

上述是复合地基按沉降控制设计的思路。

第 7 章　基础刚度对复合地基性状影响

7.1　概　　述

工程实践和理论分析表明基础刚度大小对荷载作用下复合地基性状有重要影响。在房屋建筑工程中，无论是条形基础，还是筏板基础，都有较大的刚度，在荷载作用下刚性混凝土基础的沉降基本上是相同的。于是在没有垫层情况下，桩体复合地基中桩和桩间土的沉降是一致的。在有垫层情况下，桩体复合地基中的桩体会刺入垫层，因此桩体复合地基中桩与桩间土的沉降是不一致的。但垫层的沉降基本上是相同的。关于刚性基础下复合地基垫层的效用已在第 3 章 3.7 节作了较详细的分析。在路堤和堤坝工程中，在填方荷载和交通荷载作用下，桩体复合地基中桩体会刺入填方路堤，桩体复合地基中桩和桩间土的沉降是不一致的。在工程实践中人们已经发现在公路工程中应用在建筑工程中逐步积累并得到验证的复合地基沉降计算方法计算沉降，计算值往往小于实测值。于是开始重视探讨基础刚度对复合地基性状的影响。研究工作刚刚开始，认识还很肤浅，本章主要介绍一些定性的认识，量化有待于进一步的研究和工程积累。

7.2　基础刚度对复合地基性状影响试验研究

考虑到填方路堤与钢筋混凝土基础比较整体刚度较小，为了叙述方便，类似填方路堤的称为柔性基础，钢筋混凝土基础等称为

刚性基础。为了探讨刚性基础下复合地基和柔性基础下复合地基性状的差异，吴慧明(2000)进行了刚性基础和柔性基础下复合地基模型试验。现将试验情况和成果作简要介绍。

试验场地在宁波大学校园内，试验场地工程地质情况如下：表层为耕植土，然后是淤泥质粘土，约厚0.6m，下面是淤泥，20多米厚。试验用桩为水泥土桩，在地基中桩体设置步骤如下：挖除表层耕植土，采用静压钢管取土成孔；烘干粘土与水泥拌和、分层倒入压实。桩长2.0m，直径200mm，水泥掺入量为18%。试验时水泥土桩龄期50d，复合地基置换率采用15%，刚性基础采用刚性载荷板模拟，荷载采用钢锭施加。柔性基础采用砂和钢粒直接加载模拟，采用特制正方形木斗堆载，木斗中放砂及钢粒，作用荷载为两者总重减去木斗周侧摩阻力，试验规范采用《建筑地基处理技术规范JBJ 79—91》。图7-1和图7-2分别为刚性基础试验示意图和柔性基础试验示意图。

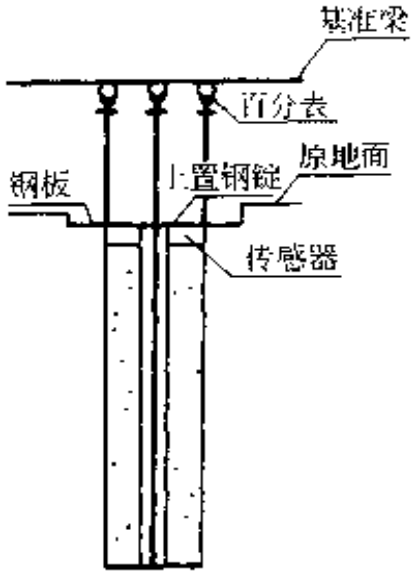


图7-1　刚性基础试验示意图

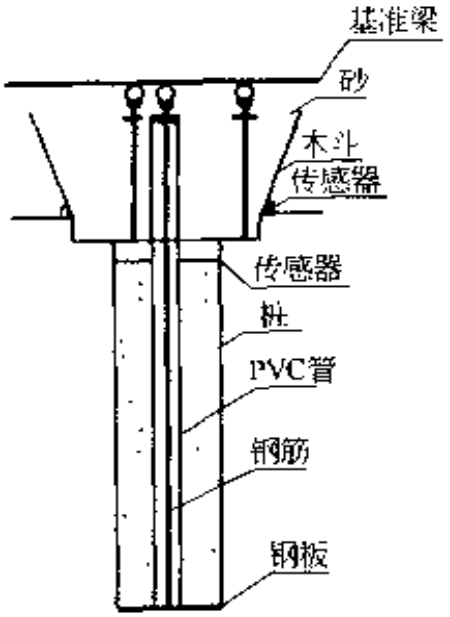


图7-2　柔性基础试验示意图

试验项目有原状土静载荷试验、水泥土桩静载荷试验、刚性基础下复合地基静载荷试验和柔性基础下复合地基静载荷试验。测试项目有：地基沉降，水泥土桩桩底沉降，复合地基桩土荷载分担

情况等。

图 7-3 为原状土静载荷试验荷载-沉降曲线，载荷板尺寸同复合地基加载载荷板尺寸。图 7-3 为水泥土桩单桩载荷试验荷载沉降曲线。

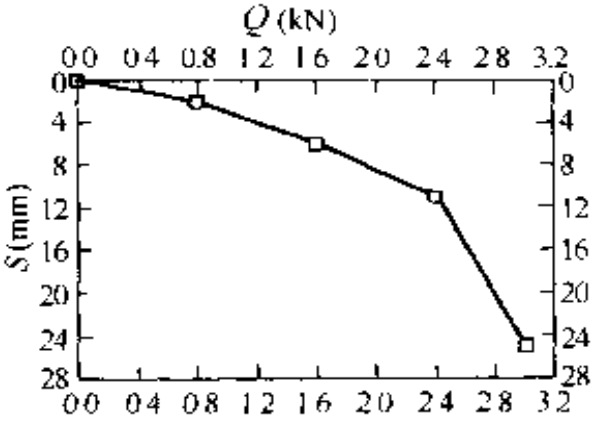


图 7-3 原状土静载荷试验荷载-沉降曲线

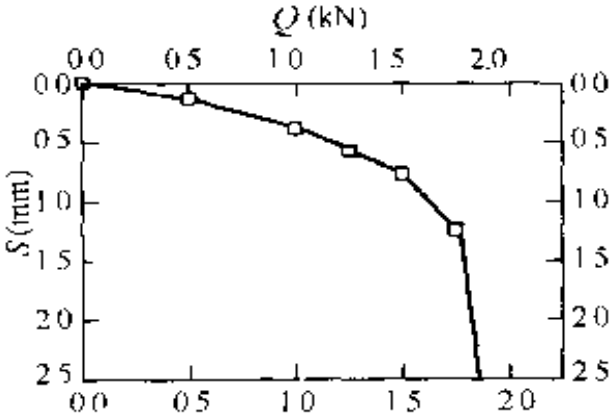


图 7-4 水泥土桩单桩静载荷试验荷载-沉降曲线

表 7-1 为刚性基础下复合地基静载荷载试验结果，表 7-2 为柔性基础下复合地基静载荷载试验结果，图 7-5 为刚性基础下复合地基静载荷试验荷载-沉降曲线，图 7-6 为柔性基础下复合地基静载荷试验荷载-沉降曲线。

刚性基础下复合地基静载荷试验结果 **表 7-1**

总荷载(kN)	1.60	3.20	4.80	6.40	6.60
桩承受的荷载(kN)	1.08	2.32	3.53	3.95	3.42
土承受的荷载(kN)	0.52	0.88	1.28	2.45	3.18
桩头及土沉降(mm)	0.72	1.25	1.95	5.89	>10.00
桩底沉降(mm)	0.02	0.04	0.15	0.28	>5.00

柔性基础下复合地基承载力试验结果表 **表 7-2**

总荷载(kN)	1.60	2.30	3.00	3.65	4.25	4.80
桩承受的荷载(kN)	0.36	0.47	0.57	0.62	0.69	0.78
土承受的荷载(kN)	1.24	1.83	2.43	3.03	3.56	4.02
桩头沉降(mm)	0.48	0.79	1.26	1.66	2.34	3.56
土沉降(mm)	1.38	2.00	2.94	3.92	5.82	>10.00
桩底沉降(mm)	0.30	0.47	0.61	0.74	1.06	1.72

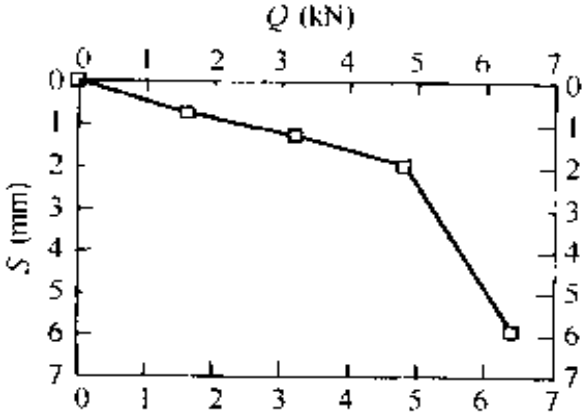


图 7-5　刚性基础下复合地基载荷试验荷载-沉降曲线

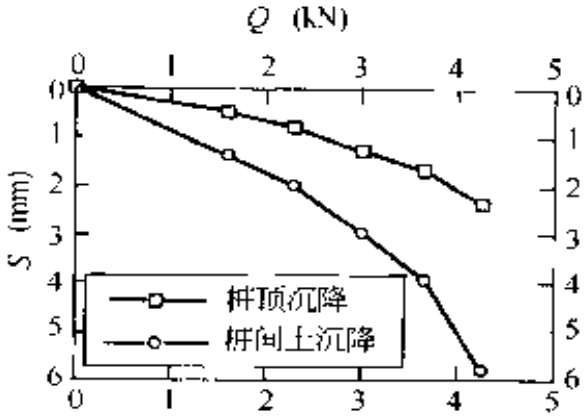


图 7-6　柔性基础下复合地基载荷试验荷载-沉降曲线

由图 7-3 可知，原状土极限荷载为 3.20kN，相应的极限承载力为 42.30kPa。由图 7-4 可以得到单桩极限承载力为 1.750kN。由刚性基础下复合地基载荷试验成果（表 7-1）可知：当复合地基荷载为 6.40kN 时，沉降为 5.89mm，认为此时桩开始进入极限状态。复合地基中桩体进入极限状态时，桩的承载力为 3.95kN，大于单桩静载试验得到的单桩极限力 1.750kN，此时土尚未进入极限状态，土体承担荷载为小于原状土地基极限承载力 42.30kPa。随着桩体进入极限状态后，荷载继续增加地基土也进入极限状态，此时复合地基中土体承担 49.40kPa 荷载，大于原状土极限承载力 42.30kPa。

由柔性基础下复合地基载荷试验成果（表 7-2）可知：复合地基总荷载为 4.25kN 时，土首先进入极限状态，此时土的极限承载力为 55.40kPa，大于原状土极限承载力，此时桩的承载力为 0.69kN，远低于桩的极限承载力。再继续增大荷载，当总荷载为 4.8kN 时，桩也只承担 0.78kN，此时沉降已很大，可以认为柔性基础下复合地基破坏时，桩体强度发挥度很低。

由以上分析可知，刚性基础下复合地基中桩和土的承载力都能得到较好发挥，一般桩先到达极限状态。柔性基础下土的承载力能充分发挥，而桩的承载力未能得到很好发挥。由试验成果还可知，刚性基础下桩体复合地基中桩的极限承载力和土的极限承

载力均分别比单桩极限承载力和原状土极限承载力大，柔性基础下桩体复合地基中土的极限承载力也比原状土极限承载力大，且提高幅度较大。另外还可以看到刚性基础下复合地基极限承载力大于柔性基础下复合地基极限承载力；荷载水平相同时，柔性基础下复合地基沉降大于刚性基础下复合地基沉降。由图 7-5 和图 7-6 可知，刚性基础下桩与桩间土沉降是相同的，而在柔性基础下，桩的沉降小于土的沉降。复合地基在土堤荷载作用下，桩顶会刺入土堤。

在加荷过程中刚性基础下复合地基和柔性基础下复合地基桩土应力比变化趋势也是不同的。刚性基础下复合地基中桩土应力比随着荷载增大而增大直至桩体到达极限状态，然后随着荷载继续增加而减小，如图 7-7 所示。在工程应用荷载水平阶段，桩土应力比是随着荷载增加而增加的。柔性基础下复合地基中桩土应力比随着荷载增大而减小直至土体到达极限状态，然后随着荷载继续增加而增大，如图 7-8 所示。在工程应用荷载水平阶段，桩土应力比是随着荷载增加而减小的。

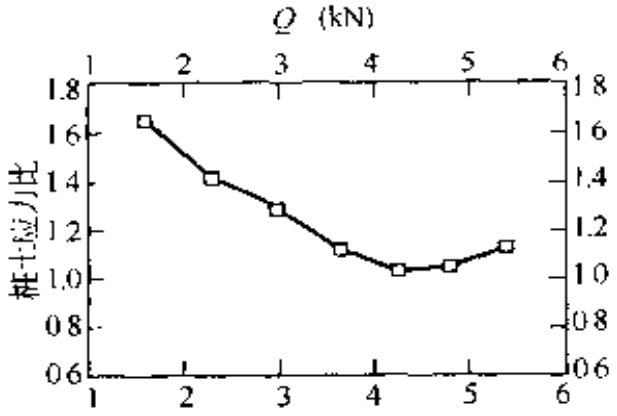


图 7-7　刚性基础下复合地基桩土应力比与荷载水平关系

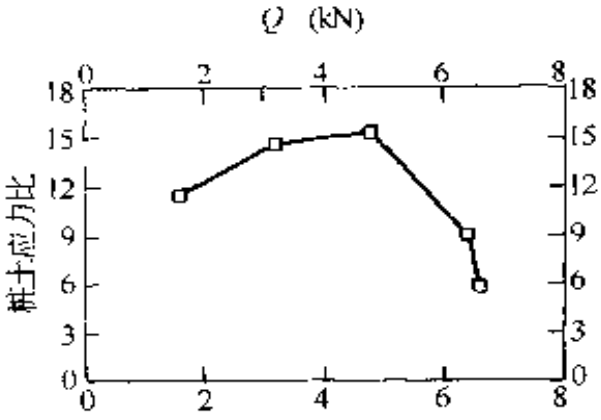


图 7-8　柔性基础下复合地基桩土应力比与荷载水平关系

试验研究表明，柔性基础下复合地基性状与刚性基础下复合地基性状有较大的差别，在柔性基础下复合地基设计中不能简单搬用在刚性基础下复合地基设计中的设计计算方法。

7.3 基础刚度对复合地基性状影响数值分析

基础刚度对复合地基性状影响数值分析计算简图如图 7-9 所示。基础宽度取 16.8m，复合地基加固区深度取 10.0m，土体模量取 2MPa，桩体模量取 60MPa。基础采用板单元，板单元与土单元在结点处变形协调。基础模量 E 分析时取 5MPa，60MPa 和 600MPa 三种情况。均布荷载取 10kPa。复合地基中应力场和位移场分布计算结果如图 7-10 至图 7-12 所示。

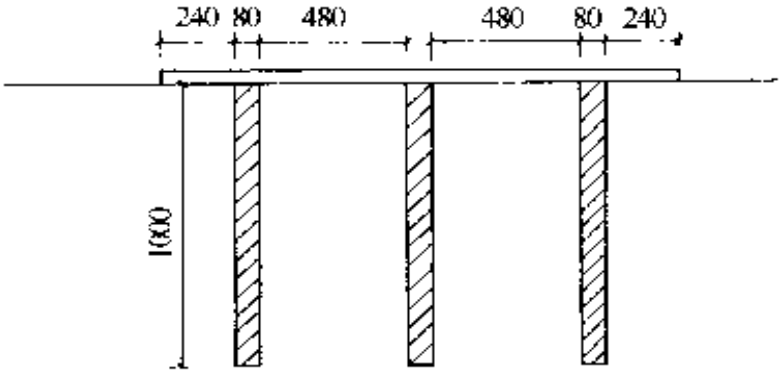


图 7-9 计算简图(单位 cm)

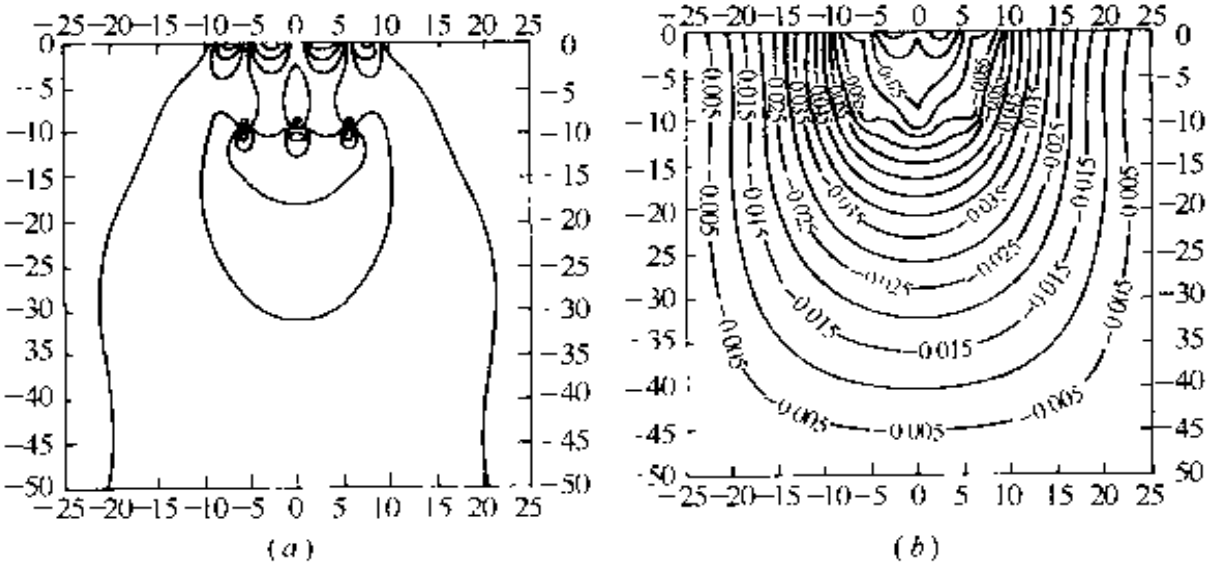


图 7-10 复合地基中应力场和位移场(基础模量 $E=5$MPa)

(a)应力场(kPa)；(b)位移场(m)

图 7-10(*a*)和(*b*)分别表示基础模量 $E=5\text{MPa}$ 时复合地基应力场和位移场情况，图 7-11(*a*)和(*b*)分别表示 $E=60\text{MPa}$ 时复合地基应力场和位移场情况，图 7-12(*a*)和(*b*)分别表示 $E=600\text{MPa}$ 时复合地基应力场和位移场情况。比较图 7-10、图 7-11 和图 7-12 可知，复合地基沉降随着基础刚度的增大而减小。因此柔性基础沉降比刚性基础大。

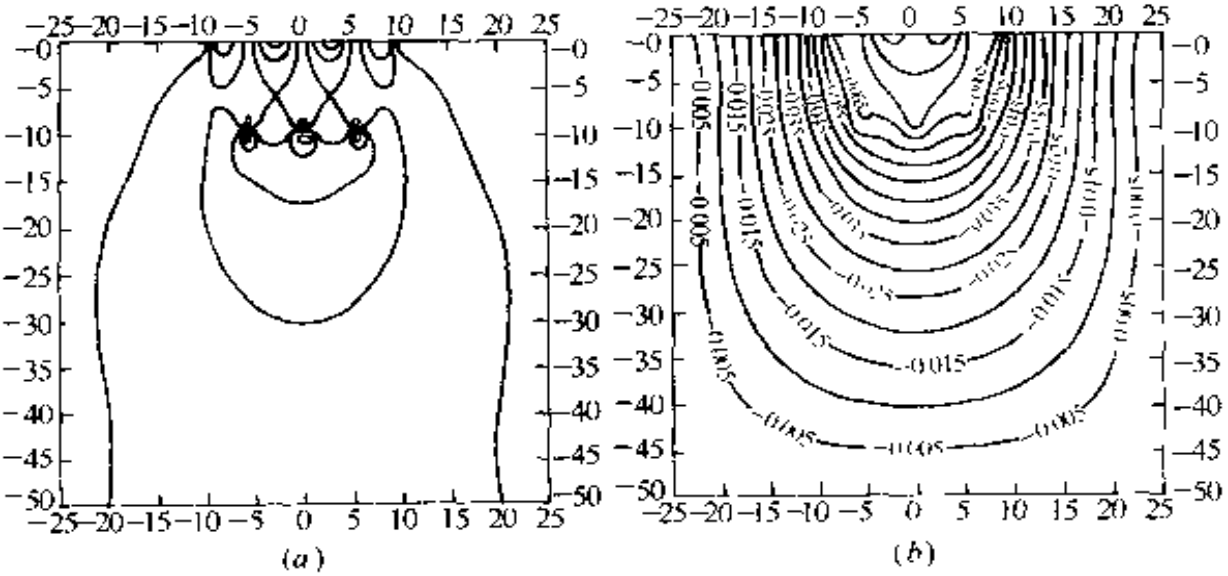


图 7-11　复合地基中应力场和位移场(基础模量 $E=60\text{MPa}$)

(*a*)应力场(kPa)；(*b*)位移场(m)

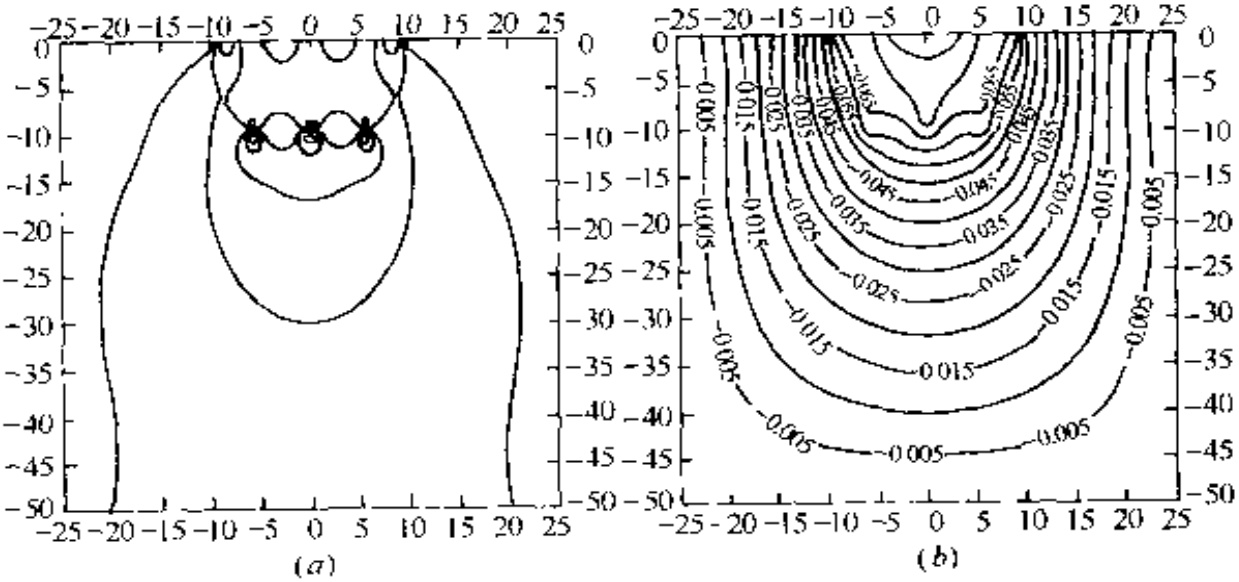


图 7-12　复合地基中应力场和位移场(基础模量 $E=600\text{MPa}$)

(*a*)应力场(kPa)；(*b*)位移场(m)

基础刚度与复合地基桩土应力比及地基最大沉降在关系分别如图 7-13(a)和图 7-13(b)所示。由图中可以看出随着基础刚度的增大,桩土应力比增加,地基中的最大沉降减小,在超过某一值后,这种变化趋于平缓。刚性基础下复合地基与柔性基础下复合地基中场的分布有较大的不同。刚性基础由于自身刚度大,因而地表沉降比较一致。而柔性基础在荷载作用下,桩土变形出现不协调性,且大于刚性基础的沉降。

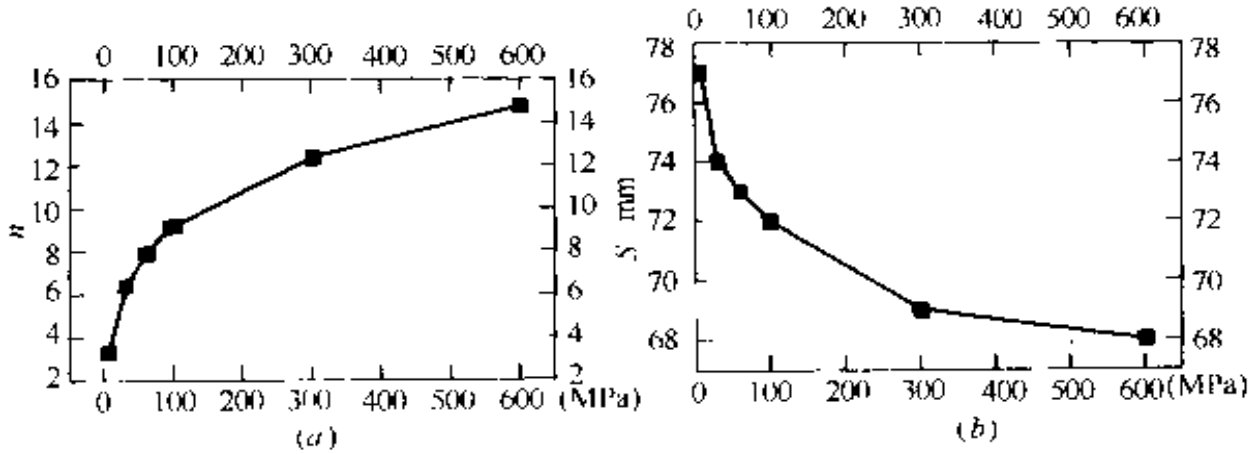


图 7-13　基础模量 E 与桩土应力比 n 及地基最大沉降 S 的关系

(a)E-n;(b)E-S

刚性基础和柔性基础下桩土相对刚度 K 与桩土应力比关系分别如图 7-14(a)和(b)所示,刚性基础和柔性基础下桩土相对刚度 K 与地基最大沉降关系分别如图 7-15(a)和(b)所示。从图中也可以看出基础刚度对桩土应力比和沉降性状的影响。

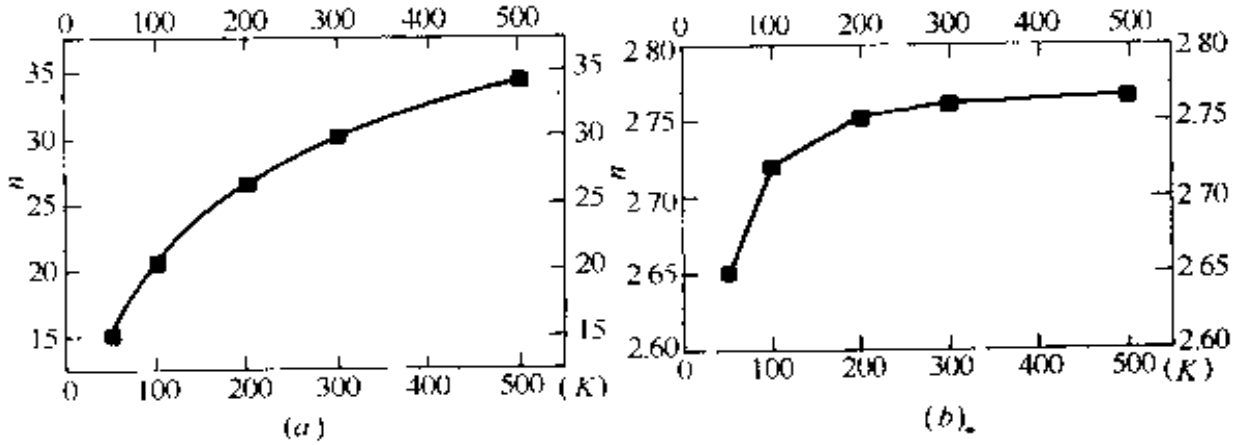


图 7-14　刚性基础和柔性基础下桩相对刚度与桩土应力比(n)关系

(a)刚性基础(E = 600MPa);(b)柔性基础(E = 5MPa)

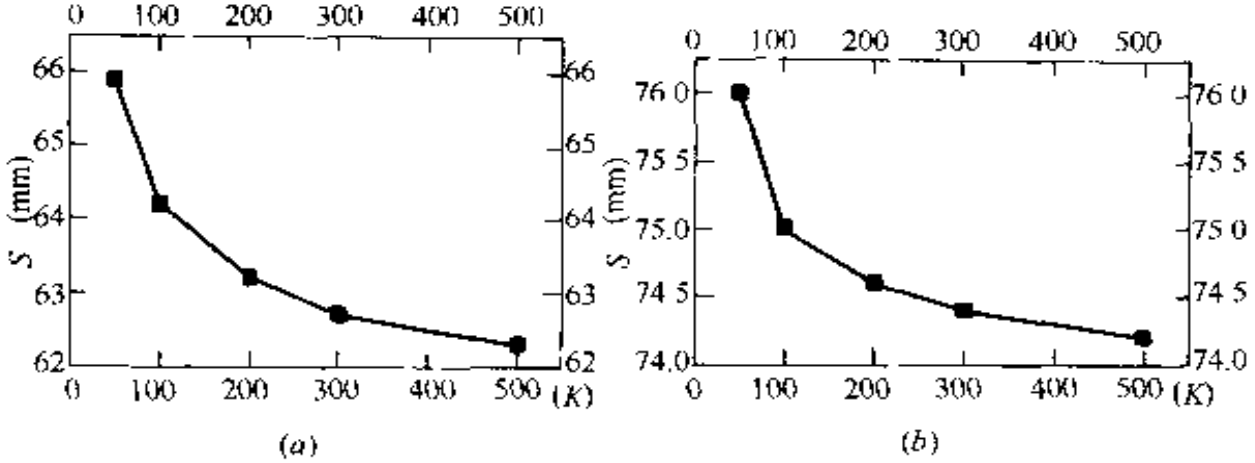


图 7-15　刚性基础和柔性基础下桩土相对刚度(K)与地基最大沉降(S)关系

(a)刚性基础;(b)柔性基础

刚性基础和柔性基础下复合地基置换率与桩土应力比关系分别如图 7-16(a)和(b)所示;刚性基础和柔性基础下复合地基置换率与沉降的关系分别如图 7-17(a)和(b)所示。

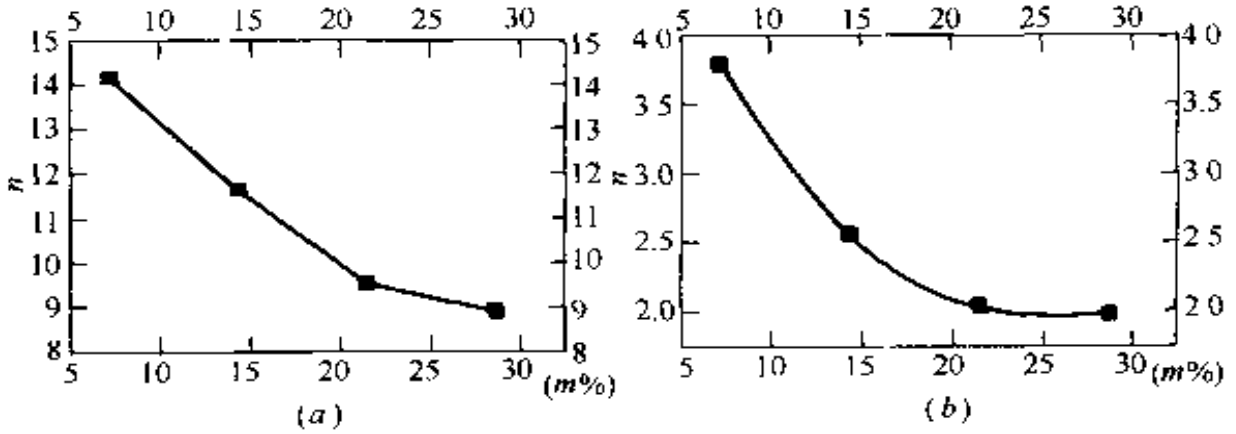


图 7-16　刚性基础和柔性基础下复合地基置换率(m)与桩土应力比(n)关系

(a)刚性基础;(b)柔性基础

为了探讨柔性基础下垫层对复合地基沉降的影响情况,采用图 7-18 计算模型进行分析。图(a)无刚性垫层,图(b)有刚性垫层。路堤高 2.0m,垫层厚度 0.6m。路堤面宽 4.60m,土体取 2MPa,复合地基加固区采用分离式计算模式,桩体单元模量取 300MPa,土体模量取 2MPa,荷载取 160kPa,计算结果如图 7-19 所示。图(a)表示无垫层时地面沉降情况,图(b)表示不同刚度垫层时地面沉降情况。

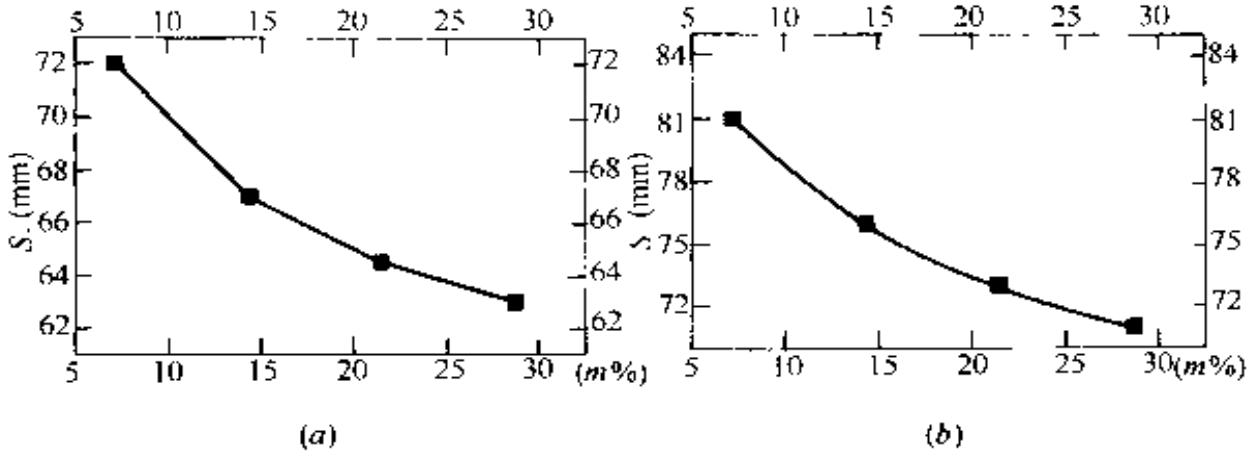


图 7-17　刚性基础和柔性基础下复合地基置换率与地基最大沉降关系

(a)刚性基础;(b)柔性基础

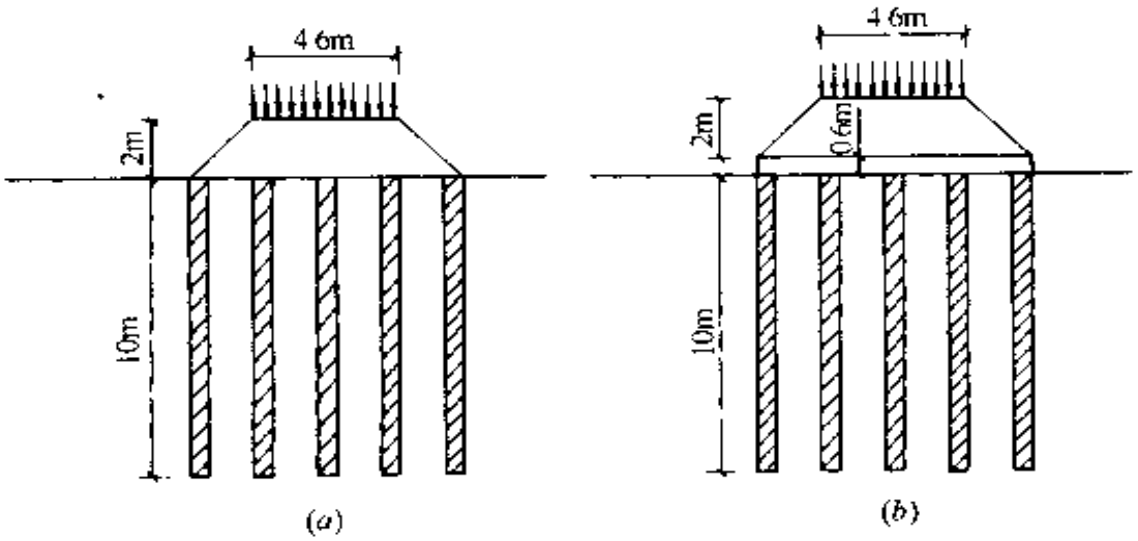


图 7-18　计算简图

(a)无刚性垫层;(b)有刚性基础

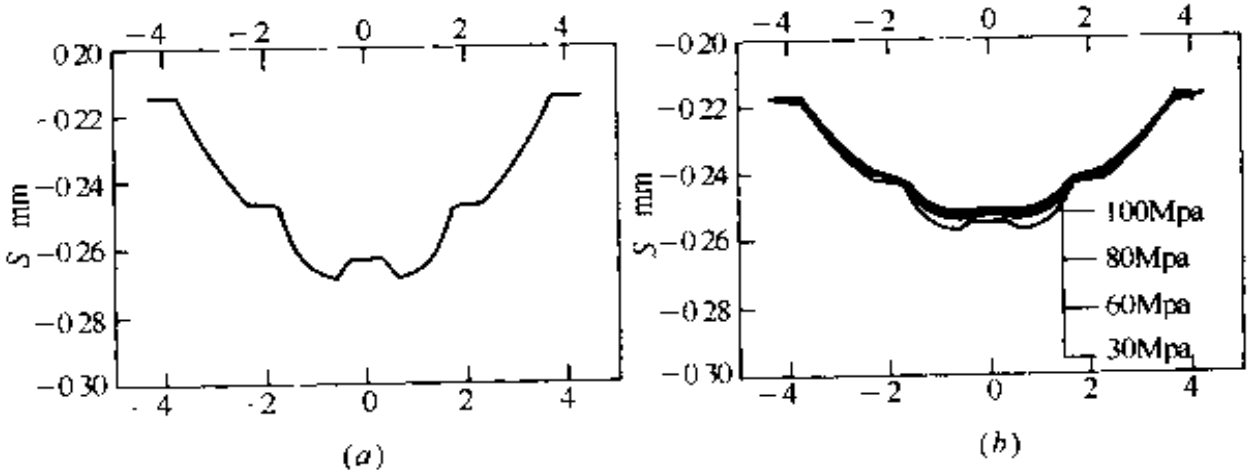


图 7-19　计算成果

(a)沉降(无垫层);(b)沉降(有垫层)

7.4 柔性基础下复合地基垫层的效用

在3.7节讨论了刚性基础下桩体复合地基垫层的效用。刚性基础下桩体复合地基垫层一般为砂石垫层，主要效用可减小桩土荷载分担比，改善复合地基浅层桩体和桩间土的受力状态。柔性基础下桩体复合地基是否需要设置垫层？设置什么样的垫层？设置垫层效用如何？根据上一节的研究分析，笔者认为柔性基础下桩体复合地基很有必要设置垫层，柔性基础下桩体复合地基垫层应具有一定的刚度或劲度。在柔性基础桩体复合地基上设置垫层可以有效改善复合地基工作性状，提高复合地基承载力，减小复合地基沉降。柔性基础下桩体复合地基垫层与刚性基础下复合地基垫层不同，前者要求刚，后者要求柔。柔性基础下桩体复合地基中，宜在桩体复合地基上设置一层灰土垫层，或设置一层或数层土工格栅以形成一层加筋土垫层等。设置垫层的目的是增大桩上荷载分担比，让复合地基中的桩体更好地发挥作用。柔性基础下桩体复合地基垫层既可提高复合地基承载力，又可减小复合地基沉降。

在路堤和堤坝建设中应用桩体复合地基时应重视设置具有一定刚度或劲度的垫层。

第 8 章　复合地基在地基基础工程中的地位和评价

8.1　概　　述

当天然地基能够满足建筑物对地基要求时，通常采用浅基础(shallow foundation)；当天然地基不能满足建筑物对地基的要求时，需要对天然地基进行处理形成人工地基以满足建筑物对地基的要求。桩基础(pile foundation)是软弱地基中最常用的一种人工地基形式。广义讲，桩基技术也是一种地基处理技术，而且是一种最常用的地基处理技术。考虑桩基技术比较成熟，而且已形成一套比较全面、系统的理论，通常将桩基技术与地基处理技术并列，在讨论地基处理技术时一般不包括桩基技术。采用的地基处理方法不同，天然地基经过地基处理后形成的人工地基性态也不同。经过地基处理形成的人工地基多数可归属为两类：一类是在荷载作用范围下的天然地基土体的力学性质得到普遍的改良，如通过预压法、强夯法、以及换填法等形成的土质改良地基。这类人工地基承载力与沉降计算基本上与浅基础相同，因此可将其划归浅基础。另一类是在地基处理过程中部分土体得到增强、或被置换，或在天然地基中设置加筋材料，形成复合地基(composite foundation)。例如水泥土复合地基、碎石桩复合地基、低强度混凝土桩复合地基等。根据上述分析，笔者认为浅基础(shallow foundation)、复合地基(composite foundation)和桩基础(pile foundation)已成为工程建设中常用的三种地基基础形式。

复合地基是一种新的地基基础形式，与浅基础和桩基础相比

较不仅复合地基设计计算理论还不成熟，而且对复合地基的定义在工程界和学术界看法还不一致。笔者在这一章通过讨论复合地基与地基处理，复合地基与浅基础和桩基础，复合地基与双层地基，复合地基与复合地基的关系谈谈自己对复合地基在地基基础工程中的地位以及如何评价复合地基技术的应用的认识。抛砖引玉，不当之处，请读者指正。

8.2 复合地基与地基处理

当天然地基不能满足建(构)筑物对地基的要求时，采用物理的方法、化学的方法、生物的方法，或综合应用上述方法对天然地基进行处理以形成满足建(构)筑物对地基要求的人工地基称为地基处理。地基处理技术分类方法很多，按照地基处理加固地基的机理，笔者常将其分为六类：置换，排水固结，灌入固化物，振密、挤密，加筋和冷、热处理。对地基处理方法进行严格的分类是很困难的，一种地基处理方法加固地基机理往往有几种，如采用石灰桩加固地基有置换作用，石灰与地基土离子交换等化学作用，吸水形成桩周土排水固结作用，生石灰熟化放热形成热加固作用等。而且新的地基处理方法还在不断产生，也增加地基处理方法分类的困难。在《地基处理手册》(第二版)中将常用地基处理方法分类如下：

1. 置换，包括：换土垫层法
   挤淤置换法
   褥垫法
   振冲置换法
   强夯置换法
   砂石桩置换法
   石灰桩法
   EPS 超轻质填土法
2. 排水固结，包括：一般堆载预压法

超载预压法
真空预压法
真空预压与堆载预压联合作用法
降低地下水位法
电渗法

3．灌入固化物，包括：深层搅拌法
高压喷射注浆法
渗入性灌浆法
劈裂灌浆法
压密灌浆法
电化学灌浆法

4．振密、挤密，包括：表层原位压实法
强夯法
振冲密实法
挤密砂石桩法
爆破挤密法
土桩、灰土桩法
夯实水泥土桩法
孔内夯扩桩法

5．加筋，包括：加筋土法
锚固法
树根桩法
低强度桩复合地基法
钢筋混凝土桩复合地基法

6．冷、热处理，包括：冻结法
烧结法

采用上述各类地基处理方法对天然地基进行处理形成的人工地基大致上可以分为二类：一类是天然地基土体的物理力学性质得到普遍的改良，类似于均质地基。这类人工地基的承载力和沉降计算基本上与原天然地基，或者说与浅基础的相同。不同的是

地基土层的物理力学指标得到改善。另一类是在地基处理过程中部分土体得到增强，或被置换，或在天然地基中设置加筋材料，形成复合地基。例如：采用振冲置换法，强夯置换法，砂石桩置换法，石灰桩法，深层搅拌法，高压喷射注浆法，振冲密实法，挤密砂石桩法，土桩、灰土桩法，夯实水泥土桩法，孔内夯扩桩法，树根桩法，低强度桩复合地基法，钢筋混凝土桩复合地基法等均可设置复合地基。通过地基处理形成复合地基在地基处理形成的人工地基中占有很大的比例，而且呈发展趋势。浅基础的设计计算理论比较成熟，而复合地基设计计算正在发展之中。

通过上述对地基处理与复合地基关系的分析可以看到重视复合地基理论研究的必要性和重要性。同时也应该看到复合地基理论和实践的发展将进一步促进地基处理水平的提高。复合地基技术在地基处理技术中有着非常重要的地位。

8.3 复合地基与浅基础和桩基础

前面已经讨论过，当天然地基能够满足建筑物对地基要求时，采用天然地基，或称浅基础；当天然地基不能满足建筑物对地基的要求时，对地基进行地基处理或采用桩基础。地基处理方法不同，天然地基经过地基处理后形成的人工地基性态也不同。经过地基处理形成的人工地基多数可归属为两类：一类形成均质地基。这类地基承载力与沉降计算基本上同浅基础，因此可将其划归浅基础。另一类形成复合地基。根据上述分析，可以认为浅基础、复合地基和桩基础是常见的三种地基基础形式。

下面分析浅基础、复合地基和桩基础的基本特征，以及它们之间的关系。

图 8-1 至图 8-3 分别为浅基础、桩基础和复合地基的示意图。在图 8-1 所示浅基础中，上

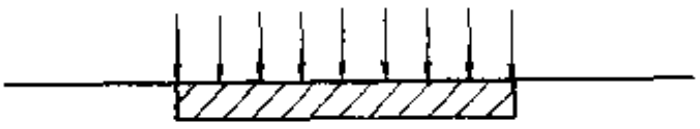


图 8-1 浅基础

部结构荷载是通过基础板直接传递给地基土体的。图 8-2(*a*)和(*b*)分别表示端承桩和摩擦桩。按照经典桩基理论,在图 8-2(*a*)所示的端承桩桩基础中,上部结构荷载通过基础板传递给桩体,再依靠桩的端承力直接传递给桩端持力层。不仅基础板下地基土不传递荷载,而且桩侧土也基本上不传递荷载。在图 8-2(*b*)所示的摩擦桩桩基础中,上部结构荷载通过基础板传递给桩体,再通过桩侧摩阻力和桩端端承力传递给地基土体,而以桩侧摩阻力为主。经典桩基理论不考虑基础板下地基土直接对荷载的传递作用。虽然客观上摩擦桩桩间土是直接参与共同承担荷载的,但在计算中是不予以考虑的。图 8-3(*a*)和(*b*)分别表示设垫层和不设垫层的两类复合地基。在图 8-3(*a*)所示的复合地基中,上部结构荷载通过基础板直接同时将荷载传递给桩体和基础板下的地基土体。对散体材料桩,由桩体承担的荷载通过桩体鼓胀传递给桩侧土体和通过桩体传递给深层土体。对粘结材料桩由桩体承担的荷载则通过桩侧摩阻力和桩端端承力传递给地基土体。图 8-3(*b*)与(*a*)不同的是由基础板传递来的上部结构荷载先通过垫层再直接同时将荷载传递给桩体和垫层下的桩间土体。垫层的效用前面已作讨论,它不改变桩和桩间土同时直接承担荷载这一基本特征。

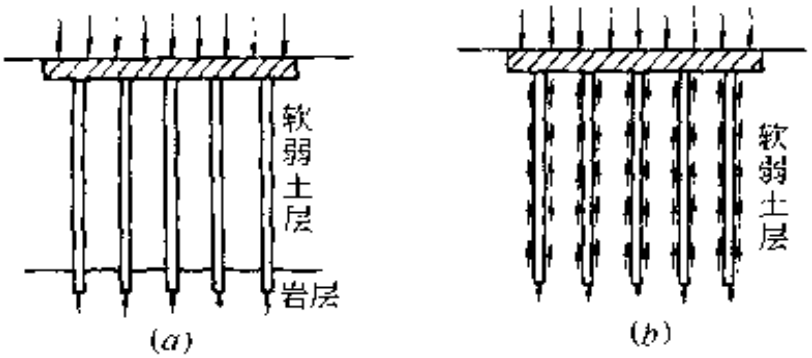


图 8-2　桩基础

(*a*)端承桩;(*b*)摩擦桩

由上面分析可以看出,浅基础、桩基础和复合地基的分类主要是考虑了荷载传递路线。荷载传递路线也是上述三种地基基础形式的基本特征。简言之,对浅基础,荷载直接传递给地基土体,对

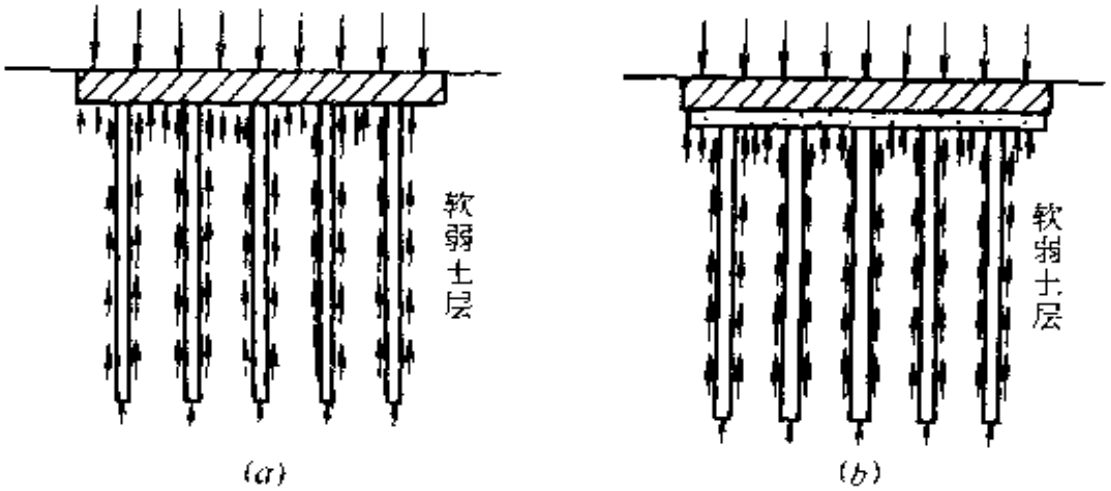


图 8-3　复合地基

(a)复合地基(不设垫层);(b)复合地基(设垫层)

桩基础,荷载通过桩体传递给地基土体,对复合地基,荷载一部分通过桩体传递给地基土体,一部分直接传递给地基土体。

浅基础、复合地基和桩基础之间的关系是否可以认为复合地基界于浅基础和桩基础之间,如图 8-4 所示。三者之间并不存在严格的界限,是连续分布的。复合地基置换率等于零时就是浅基础。复合地基桩土应力比等于 1 时也就是浅基础。复合地基中不考虑桩间土的承载力,复合地基承载力计算则与桩基础相同。摩擦桩基中若考虑桩间土直接承担荷载的作用,也可属于复合地基。或者说考虑桩土共同作用就可归属于复合地基。这一点将在复合地基与复合桩基关系中进一步讨论。

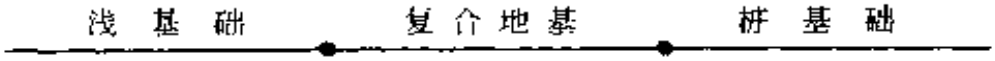


图 8-4　浅基础、复合地基和桩基础

顺便指出,复合地基中桩体与桩间土直接同时承担荷载是复合地基的基本特征,也是复合地基的本质。因此,笔者认为是否设置垫层不应该是形成复合地基的必要条件,只要桩体和桩间土直接同时承担荷载,不管有无设置垫层均应属于复合地基。另外,桩体不与基础底板连接也不应是形成复合地基的必要条件。只要桩体和桩间土直接同时承担荷载,桩体与基础底板连接与不连接均

应属复合地基。笔者强调从荷载传达路线来判断是否属于复合地基。

8.4 复合地基与双层地基

有的学者将复合地基视为双层地基，将双层地基中有关计算方法应用到复合地基中的计算，笔者认为复合地基与双层地基在荷载作用下的性状有较大区别，在复合地基计算中直接应用双层地基计算方法是不妥当的，有时是偏不安全的，下面作简要分析。

图 8-5(a)和(b)分别为复合地基和双层地基的示意图。设复合地基加固区复合模量为 E_1，其他区域土体模量为 E_2，显然 $E_1>E_2$。设双层地基上层土体模量为 E_1，下层土体模量为 E_2。双层地基上层土厚度与复合地基加固区深度相同，记为 H。以条形基础为例，地基上荷载作用面宽度均为 B 而且荷载密度相同。现分析在荷载作用中心线下复合地基加固区下卧层中 A 点(图 a)和双层地基中对应的 B 点(图 b)竖向应力情况。不难看出复合地基中 A 点竖向应力 σ_A 比双层地基中 B 点竖向应力 σ_B 大。如果增大 E_1/E_2 值，则 σ_A 值增大，而 σ_B 值减小。理论上当 E_1/E_2 趋向∞时，双层地基中 B 点竖向应力 σ_B 趋向零，而复合地基中 A 点竖向应力 σ_A 是不断增大的。由上述分析可以看出复合地基与双层地基在荷载作用下地基性状的差别是很大的。

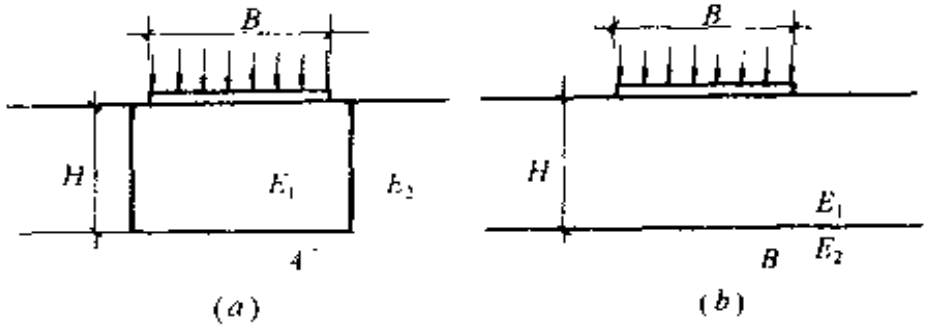


图 8-5 复合地基与双层地基

(a)复合地基；(b)双层地基

荷载作用下均质地基中的附加应力可用布西涅斯克解求解。

双层地基中可采用当层法求解。当层法基本思路如图 8-6 所示。若双层地基两层土模量为 E_1 和 E_2，则可将第一层土换成与第二层土相同模量的相当土层，其相当土层的厚度为

$$h = H\sqrt{E_1/E_2} \qquad (8.4.1)$$

式中 H——第一层土层厚度。

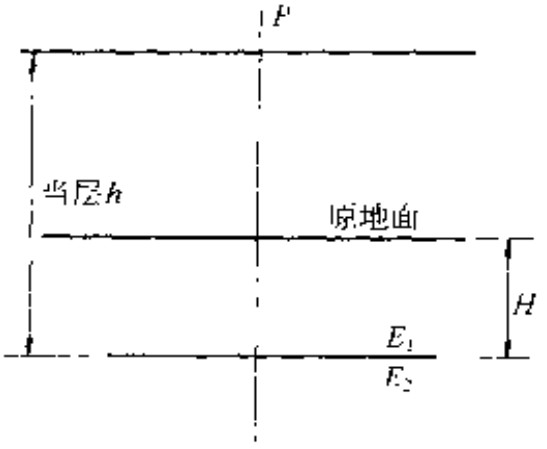


图 8-6 当层法原理图

用相当土层代替后，双层地基变成均质地基，地基中附加应力可采用布西涅斯克解求解。

当层法可用来计算荷载作用下双层地基中的附加应力，而将复合地基视为双层地基采用当层法计算复合地基中的附加应力可带来很大误差。计算结果是偏不安全的，当层法不适用于复合地基中附加应力计算。

采用有限元分析得到的均质地基、复合地基和双层地基在荷载作用下的附加应力场和位移场分别如图 8-7 和图 8-8 所示。在计算中，$E_1 = 60\text{MPa}$，$E_2 = 2\text{MPa}$，$H = 4.5\text{m}$，荷载作用宽度 $B = 3.0\text{m}$，荷载为 200kPa。由图 8-7 可知，复合地基中高应力区比双层地基中深，而双层地基中高应力区比复合地基中宽。显然压力扩散作用双层地基比复合地基效果好。

杨慧(2000)采用有限元法分析比较了复合地基和双层地基中压力扩散情况。在分析中将作用在复合地基加固区与下卧层界面和双层地基两层土界面上，荷载作用面对应范围的竖向应力取平均值，并依此平均值计算压力扩散角。图 8-9 表示扩散角随 H/B 的变化情况，计算中取 $H = 10\text{m}$，$E_2 = 5\text{MPa}$，$E_1/E_2 = 6$。由图 8-9 可看出当模量比一定时，双层地基的扩散角随着 H/B 的增大而增大，复合地基的扩散角随着 H/B 的增大先增大后减小。H/B 相同，双层地基扩散角远大于复合地基的扩散角，且随着 H/B 的增大这种差距增大。图 8-10 表示荷载作用下深度 H 处(复合地

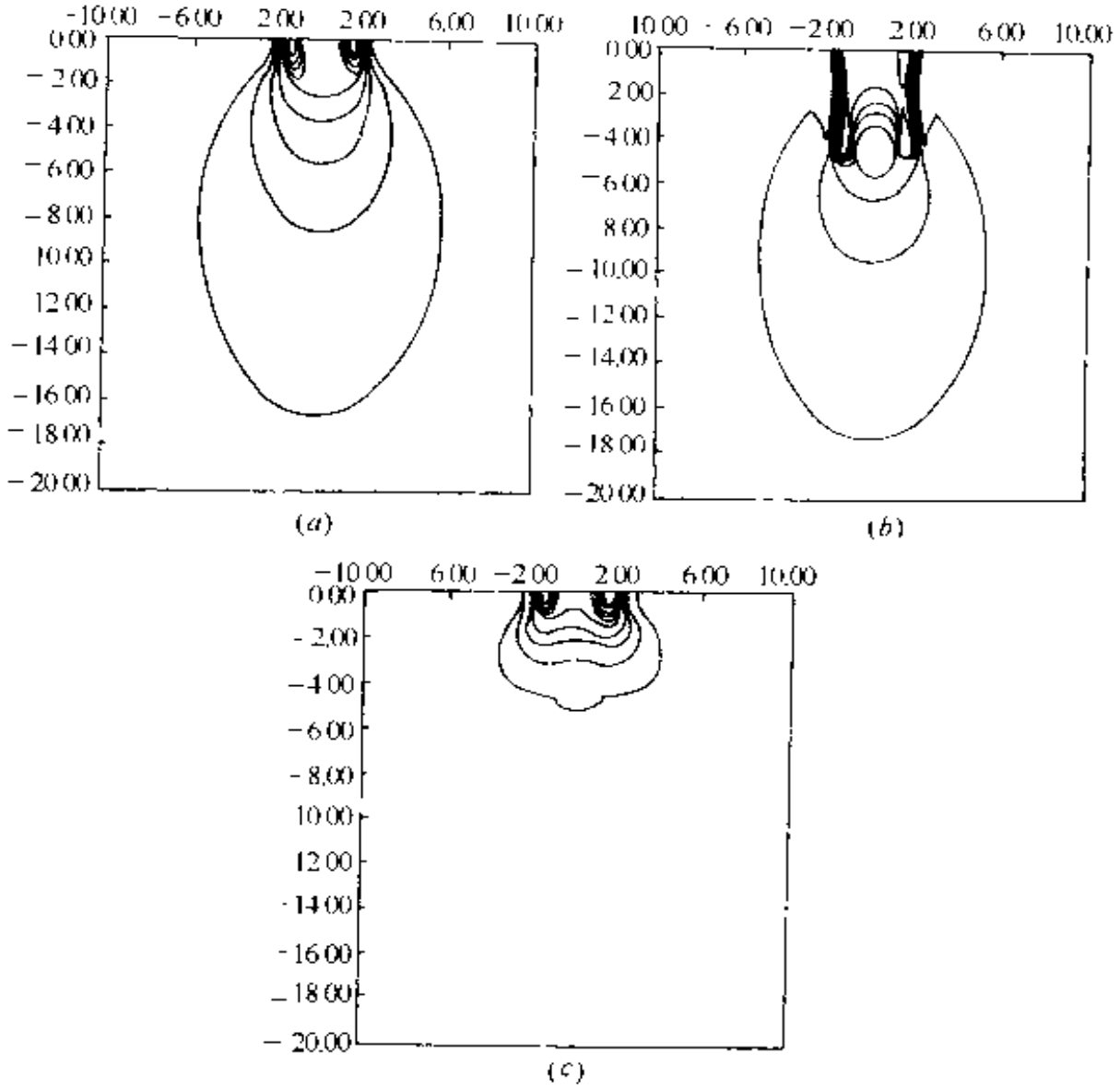


图 8-7　均质地基、复合地基和双层地基附加应力场

(a)均质地基;(b)复合地基;(c)双层地基

基下卧层上表面或双层地基二层土交界处)附加应力平均值,与模量比变化的关系。计算中取 $H/B=1.0$, $H=10\text{m}$, $E_2=5\text{MPa}$。由图 8-10 可看出,随着模量比(E_1/E_2)增大,复合地基中加固区与下卧层界面处附加应力平均值略有增大,而双层地基中附加应力平均值随着模量比的增大而迅速减小。图 8-11 表示扩散角随模量比变化关系,计算中取 $H=10\text{m}$, $E_2=5\text{MPa}$, $H/B=1.0$。由图 8-11 可以看出,双层地基中压力扩散角随着模量比的增大而迅速增大,复合地基的扩散角随着模量比的增大稍有减小。

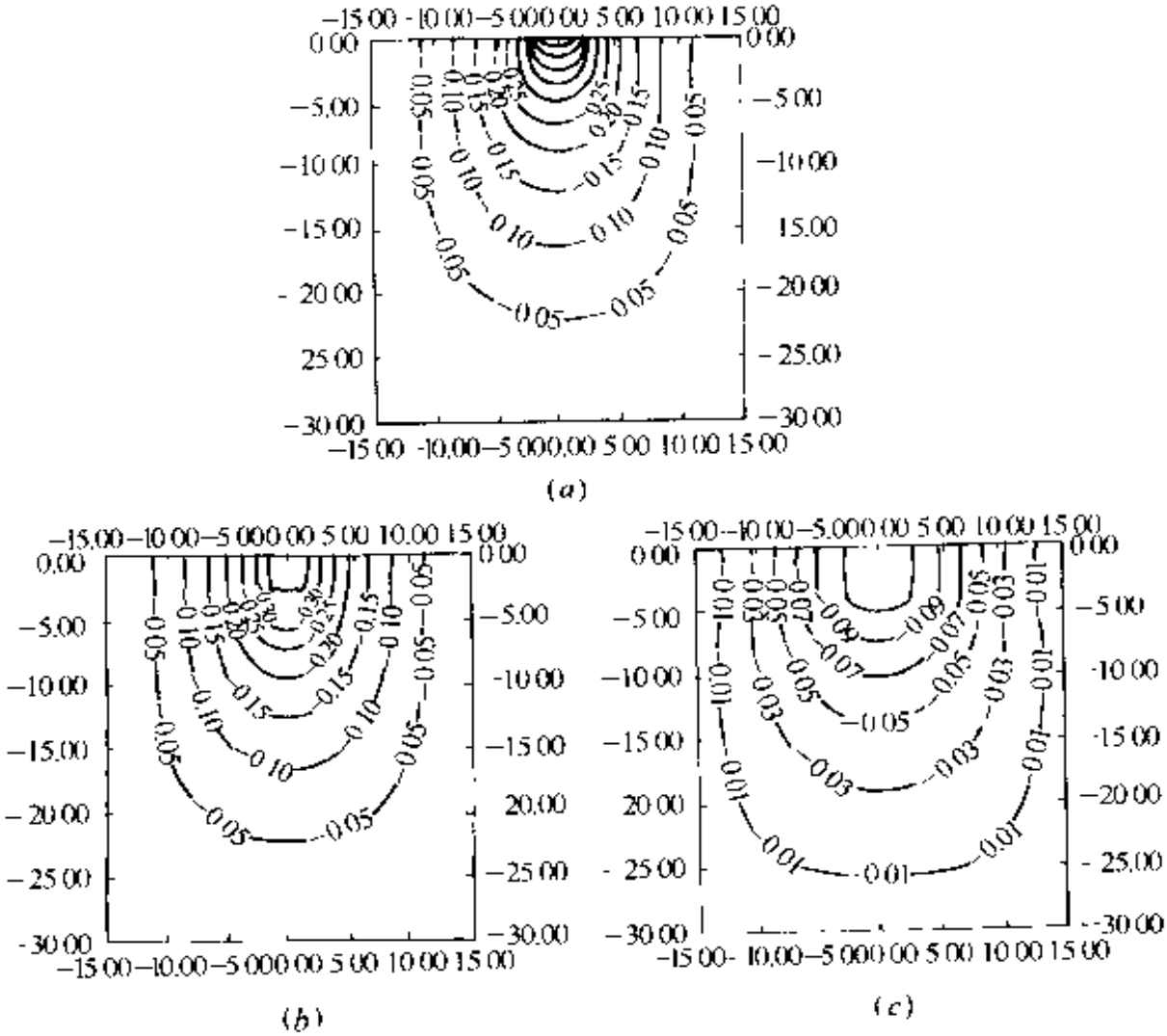


图 8-8　均质地基、复合地基和双层地基位移场

(a)均质地基;(b)复合地基;(c)双层地基

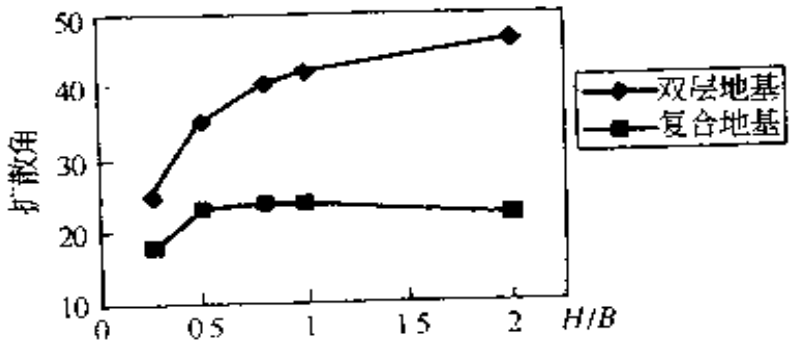


图 8-9　扩散角与 H/B 关系曲线

根据前面分析,在荷载作用下双层地基与复合地基中附加应

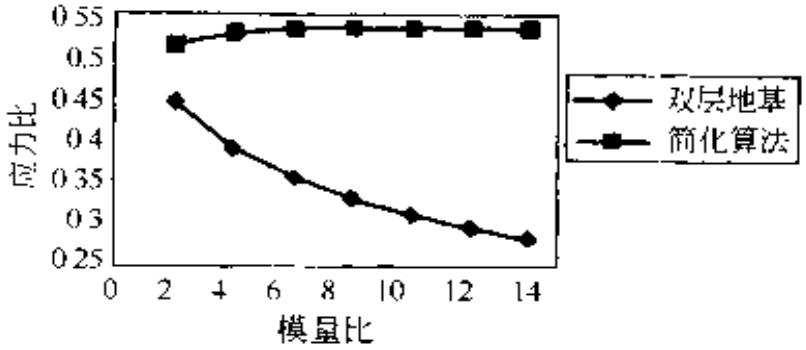


图 8-10　附加应力与模量比关系曲线

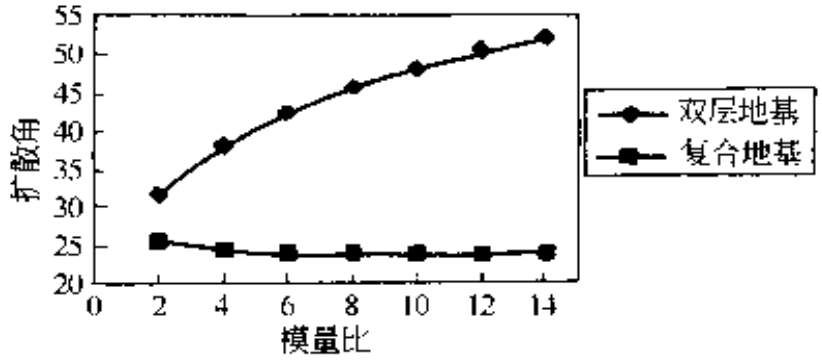


图 8-11　扩散角与模量比关系曲线

力场分布及变化规律有着较大的差别，将复合地基认为双层地基，低估了深层土层中的附加应力值，在工程上是偏不安全的。

8.5　复合地基与复合桩基

在深厚软粘土地基上按桩基理论设计摩擦桩基础时，为了节省投资，管自立(1989)采用稀疏布置的摩擦桩基(桩距一般在 5～6 倍桩径以上)，并称为疏桩基础。疏桩基础比按桩基理论设计的常规摩擦桩基础，沉降量大，但考虑了桩间土对承载力的直接贡献，以较大的沉降换取工程投资的节约。事实上桩基础的功能，一可以提高承载力，二可以减小沉降。以前人们往往侧重利用采用桩基解决地基承载力不足的问题，忽略采用桩基减小地基沉降的功能。将用于以减小沉降量为目的桩基础称为减少沉降量桩基。减小沉降量桩基也一定是摩擦桩基。减小沉降量桩基设计中考虑

了桩土共同作用。在疏桩基础和减小沉降量两类桩基础中，均考虑了桩和土共同承担荷载。事实上，筏板基础下的摩擦桩基，桩间土必定直接承担一部分荷载，在经典桩基理论中只不过是主观上不考虑而已。主观上不予考虑的原因可能认为桩间土承担荷载比例小，不值得考虑，也可能是主动将其作为一种安全储备。还有一种可能是考虑到计算较困难而不予考虑，而且在工程上是偏安全的。近年来发展起来的桩土共同作用分析，主要也是考虑桩间土直接承担荷载。在疏桩基础、减小沉降量桩基和考虑桩土共同作用的思路中都是主动考虑摩擦桩基础中客观上存在的桩间土直接承担荷载的性状。考虑桩土共同直接承担荷载的桩基称为复合桩基。是否可以说复合桩基实质上是主动考虑桩间土直接承担荷载的摩擦桩基，而在经典桩基理论中，摩擦桩基中是不考虑桩间土直接承担荷载的。

前面已经谈过，复合地基的本质就是考虑桩间土和桩体共同直接承担荷载。由上面分析可知复合桩基的本质也是考虑桩土共同直接承担荷载，因此可以认为复合桩基是复合地基的一种。笔者将复合桩基归为刚性桩复合地基范畴，是一种类型刚性桩复合地基。在《复合地基》(1992)中笔者已谈到：刚性摩擦桩考虑桩土共同作用，可采用复合地基理论计算。目前在学术界和工程界对复合桩基是属于复合地基还是属于桩基础是有争议的，笔者认为在图 8-4 中，复合桩基正好处在复合地基与桩基础的界限点上，既可将复合桩基视为桩基础，也可将其视为一种复合地基。笔者又认为复合桩基属于桩基还是属于复合地基并不十分重要，重要的是弄清复合桩基的本质，复合桩基的承载力和变形特性，复合桩基的形成条件，复合桩基理论与传统桩基理论的区别。

将复合桩基视为复合地基的一种，或者说将其归属复合地基，有助于对复合桩基荷载传递规律的认识，也将进一步促进复合地基理论的发展。

第 9 章　复合地基振动反应和地震响应

9.1　引　　言

前面几章论述了复合地基概念的发展，复合地基理论框架，承载力和沉降计算方法，以及复合地基在地基基础工程中的地位与评价等。除谈到挤密碎石桩复合地基具有较好的抗液化能力以及介绍水泥土的动力特性外，尚未涉及复合地基在动荷载作用下的性状。各种型式复合地基在我国土木工程建设中得到广泛应用，但对复合地基振动反应和地震响应研究很少。这也影响复合地基理论和实践的进一步发展，影响复合地基技术进一步推广使用。黄明聪(1999)采用数值分析方法研究了复合地基在周期荷载作用下的振动反应和复合地基的地震响应特性及其抗震性能，在本章作简要介绍。

9.2　复合地基的振动反应分析

9.2.1　荷载形式及其在地基中引起的主要问题

地表周期荷载主要指由机器振动和交通荷载等引起的荷载，最简单的形式是简谐荷载。这种荷载一般以同一振幅和周期往复循环作用，作用时间长，又称为规则的循环荷载。这类荷载的主要问题是控制基础振幅，而不是动荷载作用下的地基失效。虽然动力基础设计规范也限制了基础底面的压力，但这仍是从控制变形的角度提出来的。因此对机器基础主要是动变形问题。这里以动力机器基础振动引起的地面周期荷载为主要研究对象。机器在振

动时产生竖直向和水平向的扰力可用下式表示：

竖直向扰力

$$p_v(t)=P_{vm}\sin(\omega t) \tag{9.2.1}$$

水平向扰力

$$p_h(t)=P_{hm}\sin(\omega t) \tag{9.2.2}$$

式中 P_{vm}，P_{hm}——分别为竖直向和水平向扰力幅值；

ω——周期荷载作用圆频率，与旋转机器的转速有关，$\omega=0.105n$，n 为每分钟转动周数。

与一般的动力机器基础设计和振动分析不同，这里既不考虑机器基础的扭转，也不考虑基础的埋深。主要研究地基处理前后的振动反应特性和振动波在地基中的传播，分析复合地基的效用。问题的特点是：(1)机器基础振动作用下的地基一般处于很小的应变量级，因此一般可以只作线性粘弹性分析；(2)地基的控制条件是振动位移、速度和加速度，这对于机器、厂房和工人都有不同程度的控制条件要求。

9.2.2 竖向周期荷载作用下复合地基振动反应分析

下面分析中竖向周期荷载取均布荷载，荷载形式取 $20\sin(31.5t)$kPa，作用半径为 5m，震源荷载与复合地基加固区在地面上都是圆形的，与地基一起构成轴对称问题。有限元分析计算域土层厚度 60m，轴对称域计算半径 120m。有限元分析计算简图如图 9-1 所示。地基土体剪切波速为 $v_s=150$m/s，质量密度 $\rho=$

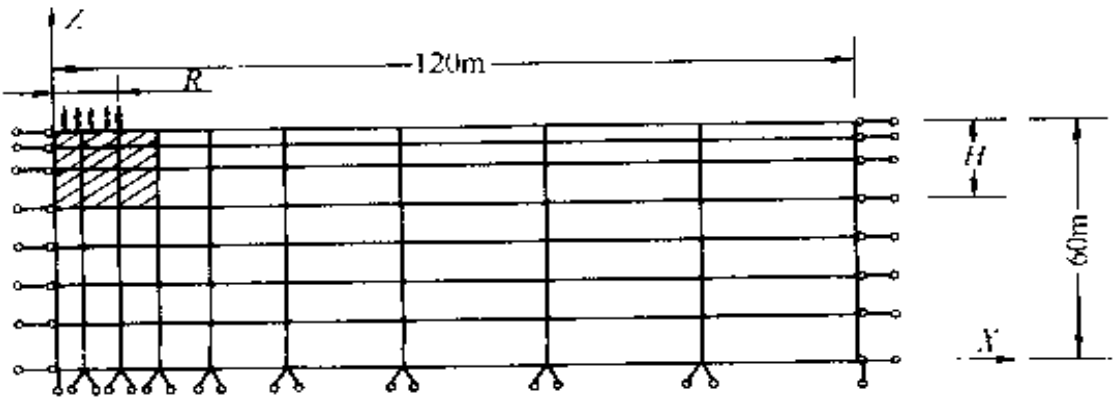


图 9-1 轴对称有限元分析计算简图

1850kg/m^3，泊松比 $\nu=0.3$，动泊松比 $\nu_d=0.39$，阻尼比 $\lambda=0.03$。

计算分析取三种情况：均质地基、复合地基 A 和复合地基 B。三种情况下地基计算参数以及复合地基加固区范围如表 9-1 所示。计算得到的天然地基和复合地基中某些代表性点的振动位移、速度和加速度如表 9-2 所示。

计算参数 **表 9-1**

参数 / 地基形式	复合地基加固区深度 (m)	复合地基加固区半径 (m)	地基土剪切波速 (m/s)	加固区复合土剪切波速 (m/s)	地基土静弹性模量 (MPa)	加固区复合土静弹性模量 (MPa)
均质地基	—	—	150	—	10	—
复合地基 A	18	6	150	450	10	45
复合地基 B	12	6	150	300	10	20

天然地基和复合地基的振动情况对比 **表 9-2**

距离(m)		位移(μm)			速度(mm/s)			加速度(mm/s^2)		
		均质天然地基	复合地基 A	复合地基 B	均质天然地基	复合地基 A	复合地基 B	均质天然地基	复合地基 A	复合地基 B
$r=0$ 地下*	水平	5.3	3.44	4.38	0.172	0.117	0.146	5.62	3.65	4.65
	竖向	114	151	121	3.59	4.93	3.92	120	159	128
$r=0$ 地面	水平	1.22	0.536	0.591	0.038	0.018	0.017	1.06	0.571	0.629
	竖向	18.8	3.79	12.0	0.623	0.123	0.374	19.9	4.0	12.7
$r=1.5$ 地面	水平	62	5.59	1.67	1.96	0.176	0.559	65.9	6.05	17.7
	竖向	339	194	281	11.5	6.05	8.73	361	206	299
$r=4.5$ 地面❶	水平	215	24.5	51.6	6.82	0.829	1.71	228	107	131
	竖向	500	199	292	16.5	6.65	9.74	531	306	338
$r=13.5$ 地面	水平	60.9	39.2	48.8	1.92	1.22	1.55	64.6	41.5	51.7
	竖向	24.6	31	18.2	0.829	0.967	0.588	26.2	32.1	18.8
r 69 地面	水平	5.92	1.7	3.52	0.19	0.045	0.103	5.92	1.48	3.4
	竖向	8.5	6.38	7.29	0.294	0.2	0.237	9.04	6.55	7.0

注：r 为离开荷载作用区中心的距离；荷载中心线即轴对称线；

❶ 表示轴对称线上地下 10m 深处；表中的幅值是指振动接近 10s 时的最大幅值，比振动刚开始时的最大幅值稍小，基本上是振动稳定后的幅值。

天然地基和两种复合地基加固方案在受竖向均布静荷载作用下引起的地表位移亦有明显的不同，表 9-3 给出有代表性的某些点在静荷载作用下的竖向位移情况，复合地基地面总沉降显著减少，下卧层沉降是总沉降的主要组成部分，复合地基上荷载作用中心与边缘的沉降差也比天然地基有明显减少。

静荷载中心地表与下卧层沉降 **表 9-3**

地基类型	荷载作用中心位置沉降(mm)		荷载作用边缘位置沉降(mm)	
	地　表	下卧层	地　表	下卧层
天然地基	67.08	12.23(深 18m)	41.16	11.26(深 18m)
复合地基 A	23.86	15.99(深 18m)	21.14	15.23(深 18m)
复合地基 B	33.98	20.92(深 12m)	27.46	19.18(深 12m)

注：静荷载作用大小是动荷载幅值的 2 倍。

图 9-2 至图 9-11 为天然地基和复合地基有关点的时程曲线。图中复合地基在未说明时是指复合地基 A，r 是指离开荷载作用区中心在地表的距离。图 9-2 为天然地基在荷载作用区边缘振动位移随时间变化情况，图 9-3 和图 9-4 分别表示复合地基荷载作用中心点和荷载作用区边缘点振动位移情况，图 9-5 和图 9-6 分别表示复合地基荷载作用边缘点振动速度和加速度情况。图 9-7 和图 9-8 分别表示复合地基加固区外 $r=13.5$m 和 $r=69.0$m 处地面振动位移情况。图 9-9～图 9-11 给出复合地基荷载作用边缘单元的动剪应变和动剪应力时程曲线。动剪应变的幅值数量级为 10^{-5}，计算中动剪切模量直接由剪波速转换而来，阻尼比取最大

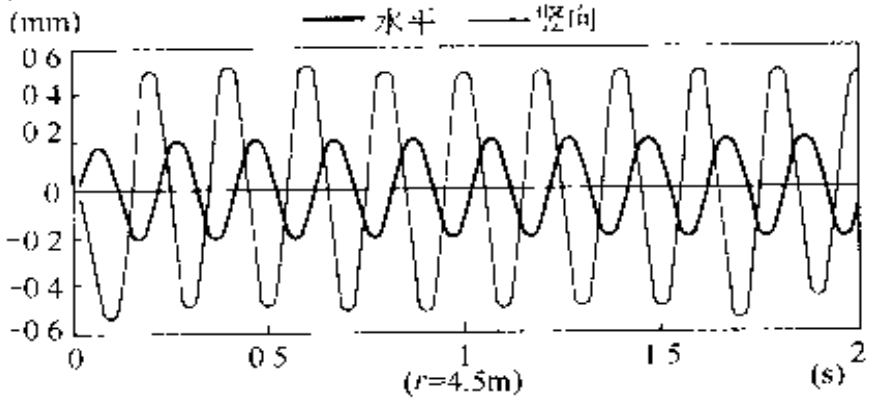


图 9-2　天然地基荷载作用区边缘振动位移

阻尼比的十分之一，即 $G=\rho v_s^2$，$\lambda=0.1\lambda_{max}$，计算的结果表明是合理的。应力和应变幅值都比较小，一般不会出现地基的破坏和失效。

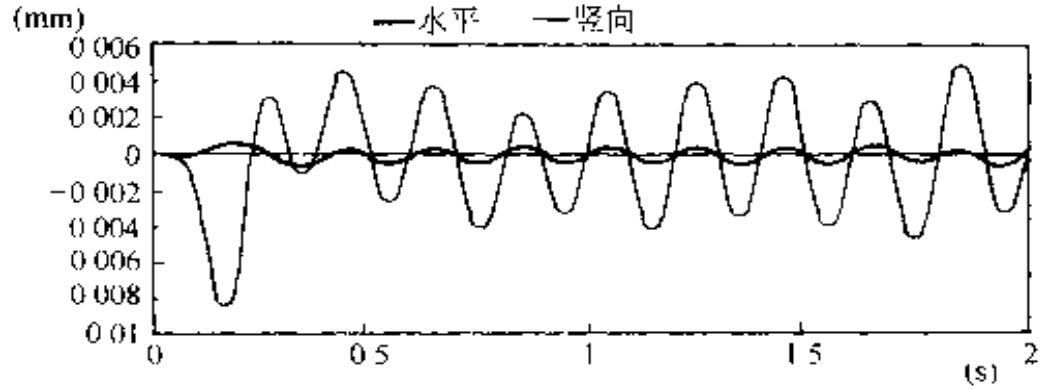


图 9-3 复合地基荷载作用中心振动位移

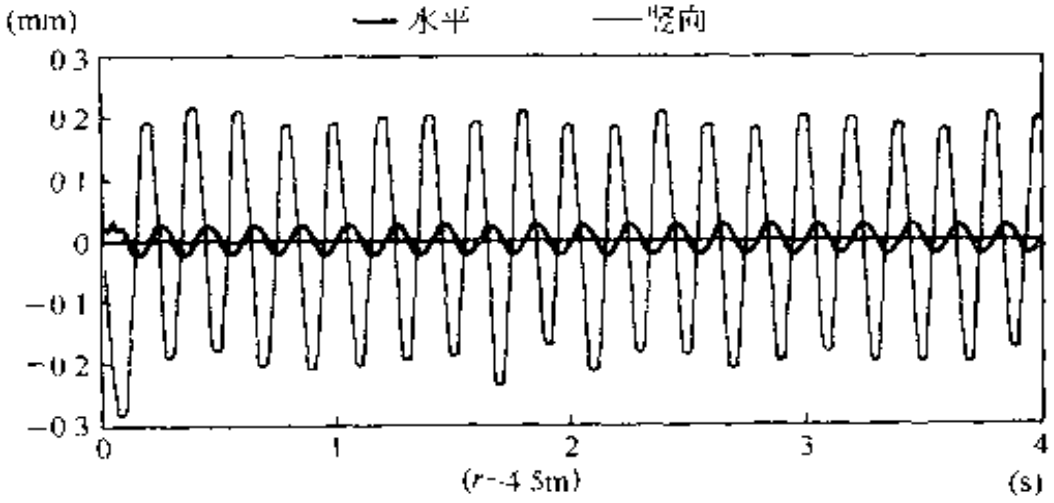


图 9-4 复合地基荷载作用边缘振动位移

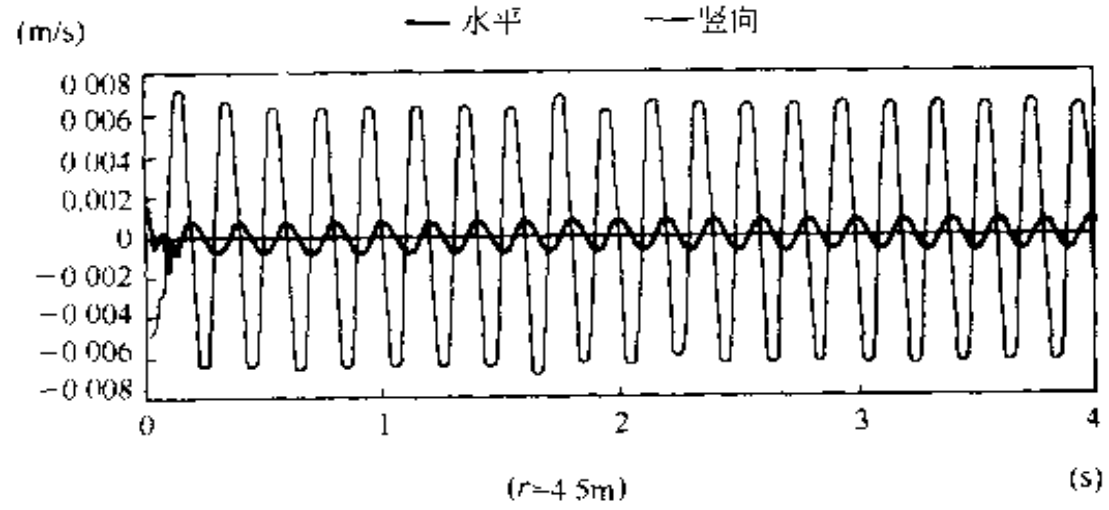


图 9-5 复合地基荷载作用边缘振动速度

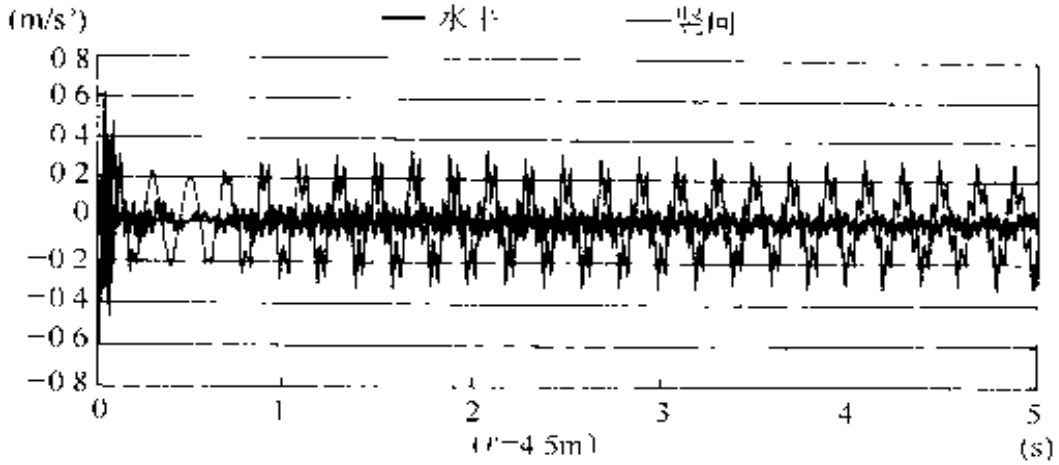


图 9-6　复合地基荷载作用边缘振动加速度

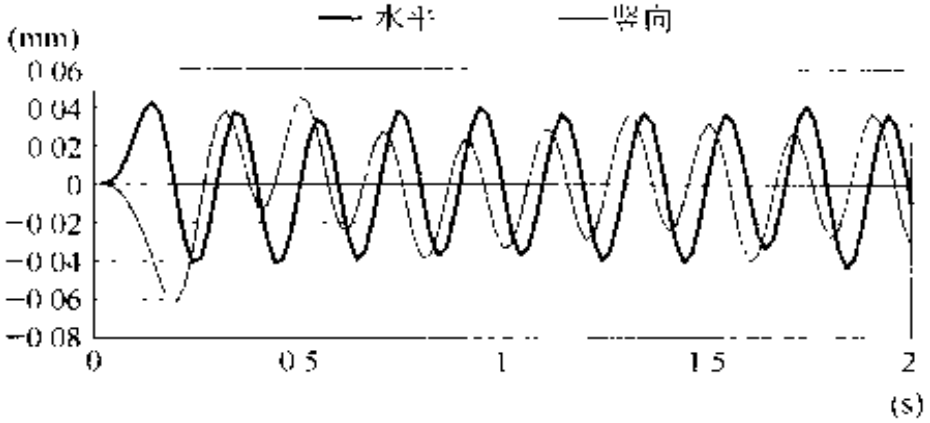


图 9-7　复合地基加固区外附近($r=13.5$m)地面振动位移

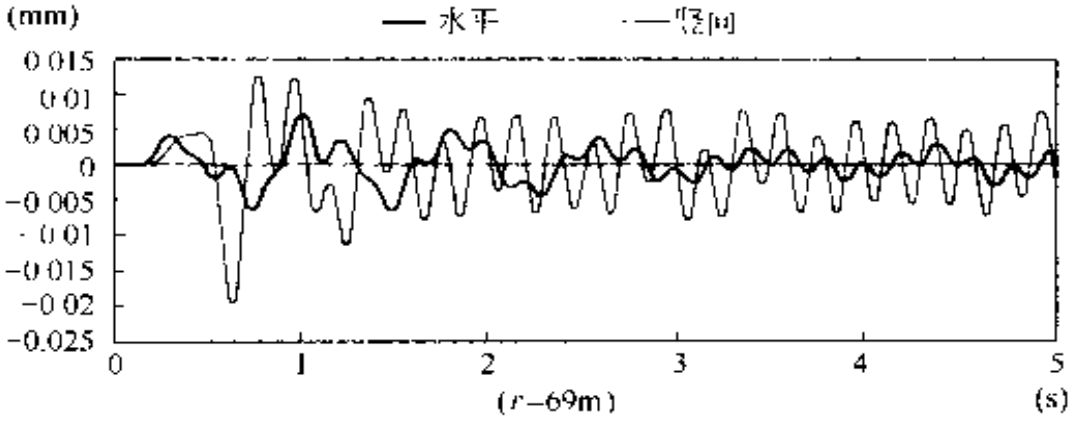


图 9-8　复合地基加固区外远处($r=69.0$m)地面振动位移

结合表 9-2 和有关时程曲线可发现如下规律：复合地基加固后荷载作用区地面的振动明显减弱，随加固体强度和深度的增大而减少的幅度也越大。复合地基加固区在减小地基振动的同时，

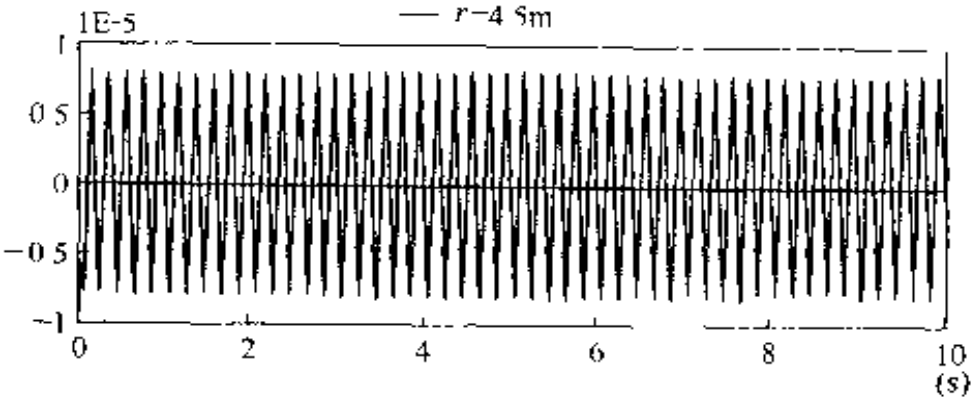


图 9-9　复合地基加固区边缘附近单元水平向动剪应变

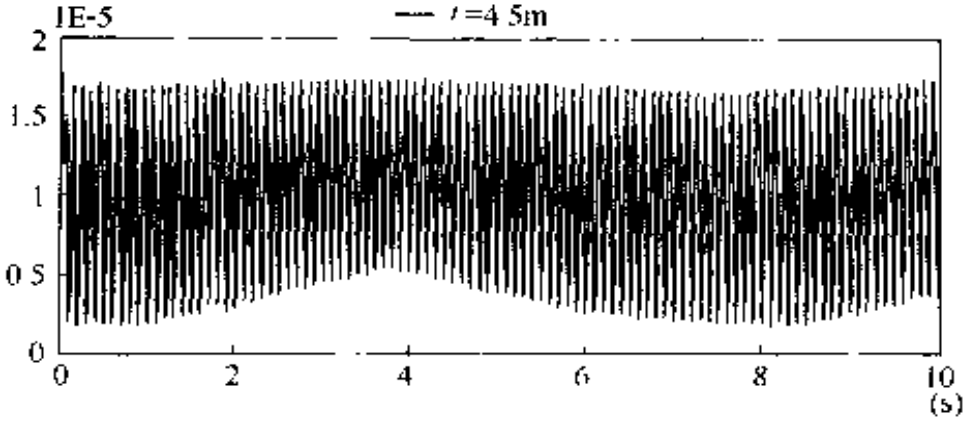


图 9-10　复合地基加固区边缘附近单元最大动剪应变

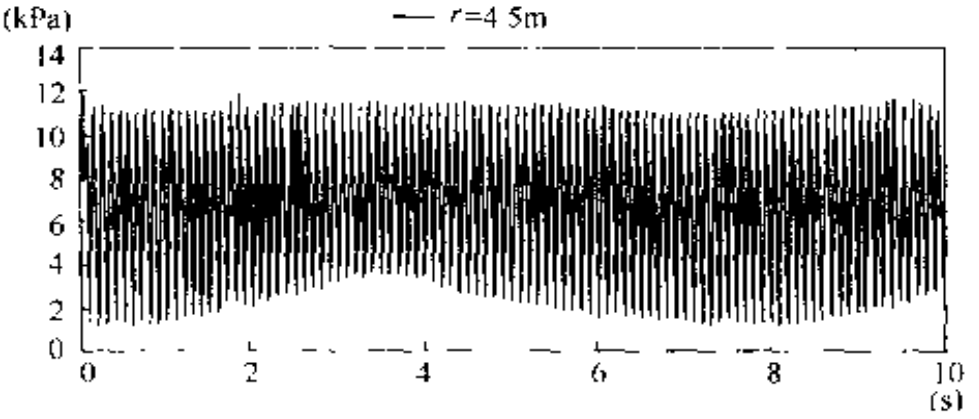


图 9-11　复合地基加固区边缘附近单元最大动剪应力

使得振动波向地基深处和远处传播加快，加固区外侧地面竖向振动增强，离开复合地基远处地面的水平振动和竖向振动减小。天然地基上荷载作用区的振动位移、速度和加速度都是中心点小，边缘点大；从时程曲线上看，荷载作用的开始阶段，荷载作用中心点振动的稳定性好，荷载作用的边沿区振动的稳定性较差一些。随

着时间的延长，各点的振动总的趋势都是逐渐趋于平稳的。

参考《动力机器基础设计手册》及"动规"规定，转速 $n \leqslant 300$ (r/min)的破碎机基础的最大振幅不超过 0.25mm，行政用房和居住用房容许振幅参考值为 0.05～0.07mm，精密车床和试验设备车间的容许振幅为 0.02～0.04mm，此外对速度和加速度的振动幅值也有相应规定。从表 9-4 可见，复合地基能减少基础底面地基的振动，效果是明显的，根据不同的振动条件和振动控制要求，可以设计合理的复合地基方案以满足不同的要求。此外，还可以在地表增加压重，在基础外侧设隔振沟来减少基础和地基中的振动幅值。

振动 10s 复合地基的振动幅值 **表 9-4**

		位移(μm)		速度(mm/s)		加速度(mm/s²)	
		天然地基	复合地基	天然地基	复合地基	天然地基	复合地基
$r=0$ 地下 12m (加固区底)	水平	201	133	6.63	4.2	214	139
	竖向	21.5	32.6	0.717	1.01	22.6	34.3
$r=0$ 地面中心	水平	110	75.9	3.58	2.51	111	83.5
	竖向	5.11	4.26	0.157	0.138	5.36	4.53
$r=5$m 地面 (荷载边缘)	水平	205	139	6.98	4.30	217	146
	竖向	83.3	127	2.76	3.92	87.3	133
$r=6$m 地面 (加固区边缘)	水平	184	125	5.93	4.02	195	131
	竖向	89.8	147	2.88	4.65	93.9	155
$r=12$m 地面	水平	141	93.3	3.82	2.93	139	99.1
	竖向	91.1	122	2.85	4.01	94.7	131
$r=35$m 地面	水平	53.1	40.2	1.59	1.21	52.8	38.7
	竖向	64.3	52.5	1.97	1.65	65.8	53.7

注：表中的数值取振动发生约 10s 时振动基本稳定时的振幅。

9.2.3 水平周期荷载作用下复合地基振动反应分析

水平周期荷载作用下，复合地基的振动问题采用平面应变分析，如图 9-12 所示。

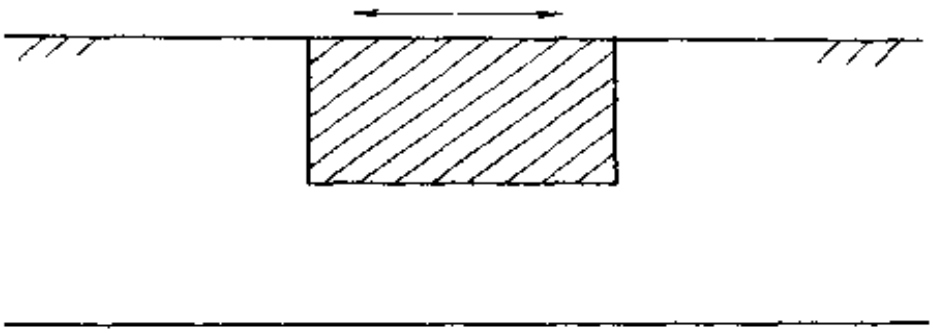


图 9-12　复合地基受水平向周期荷载作用

天然地基取为均质地基，同前面受竖向扰力的分析相同，复合地基加固体平均剪切波速为 300m/s，加固深度 12m，加固宽度 12m；荷载均布作用强度为 10kPa，作用区宽度 10m。考虑到水平振动基础的埋深对基础和地基的振动影响很大，所以本文在荷载作用区增加了集总质量，用来近似考虑基础埋深和压重对振动的影响。

表 9-4 给出了在同一水平扰力作用下，地基处理前后两种地基的振动情况。从表 9-4 可见，在水平周期扰力作用下，复合地基水平向的减振效果明显，加固区底和加固区边缘附近地面水平振动减弱，竖向振动增强。荷载边缘的水平位移振幅最大，水平振动随距离增大而减小，竖向振动最大振幅发生在复合地基加固区边缘附近；竖向振动在加固区外侧先增大后减小，使得水平方向上的振动和竖直方向的振动越来越接近。

表 9-4 给出的值是振动发生 10s 后振动基本稳定后的幅值。事实上，振动刚开始时的最大振动幅值比稳定后的幅值要大一倍左右。表 9-5 给出其相应的振动 10s 内的最大振动幅值。从表 9-4 和表 9-5 可见，受水平周期荷载作用时，复合地基不同位置的水平振动幅值都有不同程度的减小，复合地基加固区及其附近减小得多，随距离增大效果减弱。加固区中心竖向振动减弱，加固区边缘及其附近竖向振动增强。这充分表明复合地基加固区具有两种不同的效用，水平振幅减小说明加固区吸收了大量的能量，加固区边缘及其附近竖向振动增强说明加固区促进了振动波在地基中的传播。

振动前 10s 复合地基的最大振动幅值　　表 9-5

		位移(μm)		速度(mm/s)		加速度(mm/s²)	
		天然地基	复合地基	天然地基	复合地基	天然地基	复合地基
$r=0$ 地下 12m（加固区底）	水平	401	298.8	8.5	5.114	236.5	153.4
	竖向	30	43.05	0.859	1.198	25.01	37.06
$r=0$ 地面中心	水平	222.7	176.1	5.058	3.626	127.1	92.05
	竖向	6.165	5.124	0.1722	0.1477	5.628	4.725
$r=5$m 地面（荷载边缘）	水平	409.3	319.5	8.454	5.421	242.3	153.4
	竖向	121.4	168.9	3.394	4.667	95.59	144.5
$r=6$m 地面（加固区边缘）	水平	375.9	290.9	7.730	4.865	217	144.9
	竖向	127.1	196.1	3.502	5.502	103.4	166.7
$r=12$m 地面	水平	313.1	237.8	6.441	4.040	167.5	107.9
	竖向	135.6	167.6	3.670	4.809	109	137.2
$r=35$m 地面	水平	136.8	111.4	3.184	2.411	82.86	61.34
	竖向	130.9	114.7	2.692	2.357	70.02	57.35

复合地基加固区中心水平振动位移时程曲线如图 9-13 所示。复合地基加固区边缘外侧附近($r=6$m)振动位移时程曲线如图 9-14 所示。

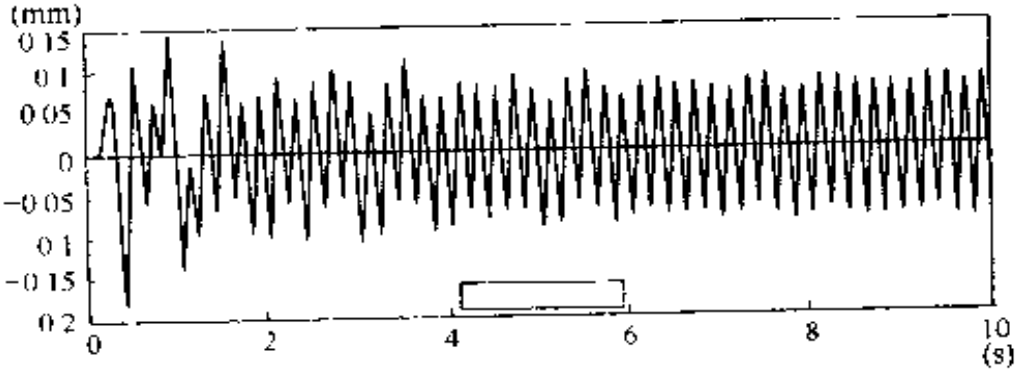


图 9-13　荷载作用中心复合地基水平振动位移

天然地基和复合地基在水平向周期扰力作用下的振动位移、速度、加速度幅值在荷载作用区和地表的变化情况如图 9-15、图 9-16和图 9-17 所示。荷载作用区边缘幅值最大，荷载作用区中心

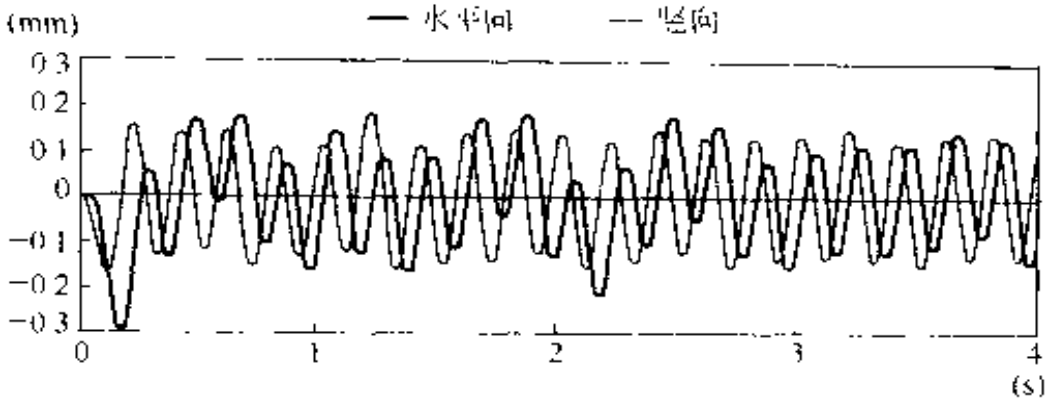


图 9-14　复合地基加固区边缘($r=6$m)振动位移

水平向振动幅值约为边缘振动幅值的一半，荷载作用区中心竖直向振动幅值很小。天然地基水平向幅值最大，衰减最快，竖直向幅值最小，衰减最慢。复合地基的水平向振动幅值比天然地基显著减小，复合地基的竖直向振动幅值比天然地基明显增大，随距离增大衰减的速度降低。在离开震源区及加固区远处，复合地基与天然地基的水平向振动和竖直向振动幅值比较接近。

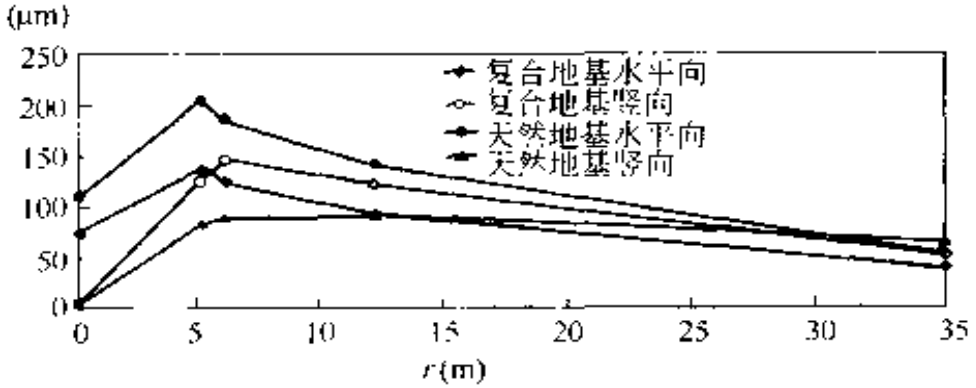


图 9-15　复合地基与天然地基振动位移幅值在地表的变化

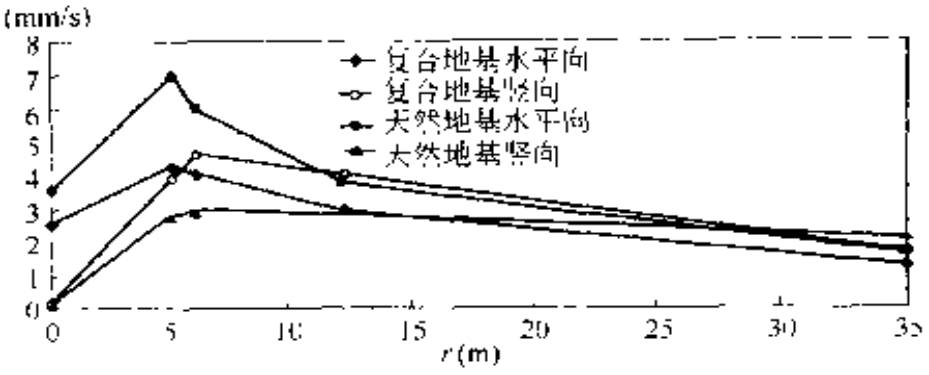


图 9-16　复合地基与天然地基振动速度幅值在地表的变化

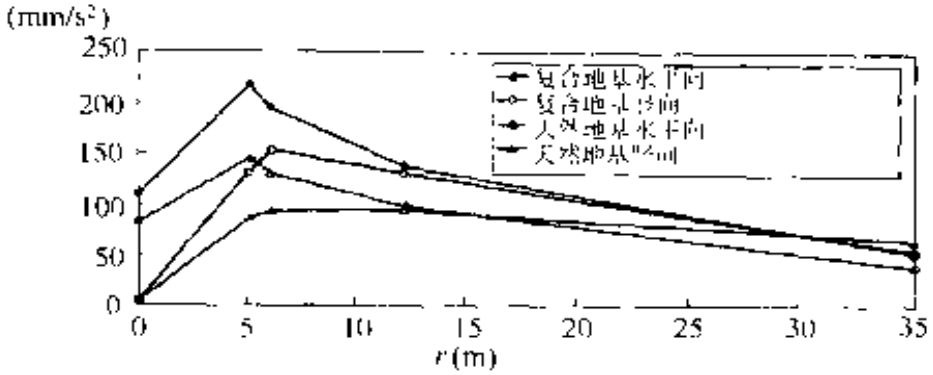


图 9-17　复合地基与天然地基振动加速度幅值在地表的变化

9.3　复合地基的地震响应分析

9.3.1　复合地基在地震作用下的线性粘弹性分析

位于烈度为 7 度的地震区人造地震波基岩加速度时程曲线如图 9-18 所示。峰值加速度为 $0.1g$。对于烈度 8 度的地震区人造地震波基岩加速度峰值取 $0.2g$，加速度时程曲线从略。在分析中采用线性粘弹性分析方法，也就是将地基处理成粘弹性体，把动剪切模量和阻尼比看成是常数。地基土层及各土层计算参数如表 9-6所示。土体剪切模量由剪切波速换算得到，即

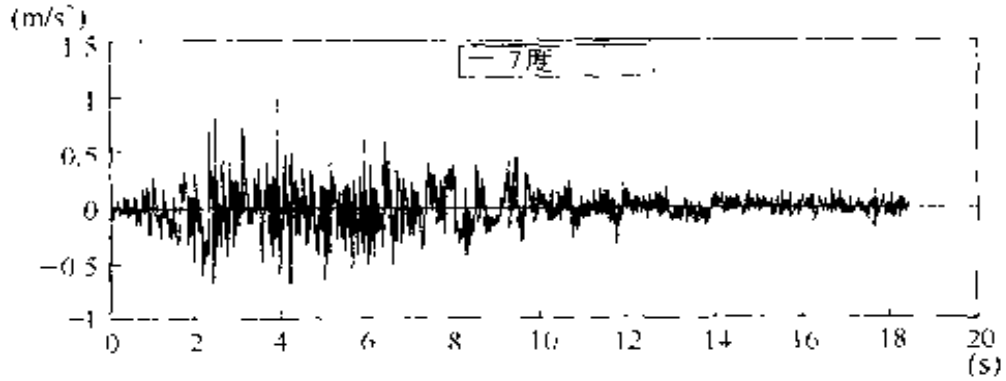


图 9-18　基岩水平加速度时程曲线(人造 7 度地震波)

典型多层地基及其主要参数　　表 9-6

土层序号	厚度 (m)	密度 (kg/m³)	状态	塑性指数 I_p	剪切波速 v_s(m/s)	阻尼比
① 褐黄色粉质粘土	2.0	1900	软塑	14	130	0.025

续表

土层序号	厚度 (m)	密度 (kg/m³)	状态	塑性指数 I_p	剪切波速 v_s(m/s)	阻尼比
② 灰色淤泥质粉质粘土(夹薄层粉砂)、灰色淤泥质粘土	8.0	1750	流塑	20	100	0.03
③ 灰色粉质粘土	20	1850	流塑	12	170	0.025
④ 草黄色粉砂、细砂	30	1950			$58.77H^{0.307}$	0.028

注：主要参数选取自《工程地质手册》上提供的上海地层资料，H 为土层埋深，阻尼比取最大阻尼比的 0.1 倍。

$$G = \rho v_s^2 \tag{9.3.1}$$

首先分析天然地基在地震作用下的地面位移、速度和加速度时程曲线。图 9-19、图 9-20 和图 9-21 所示分别为输入 7 度地震波天然地基的位移、速度、加速度反应时程曲线。对于不同的情况计算得到的天然地基地面的最大水平位移、速度和加速度幅值列入表 9-7。

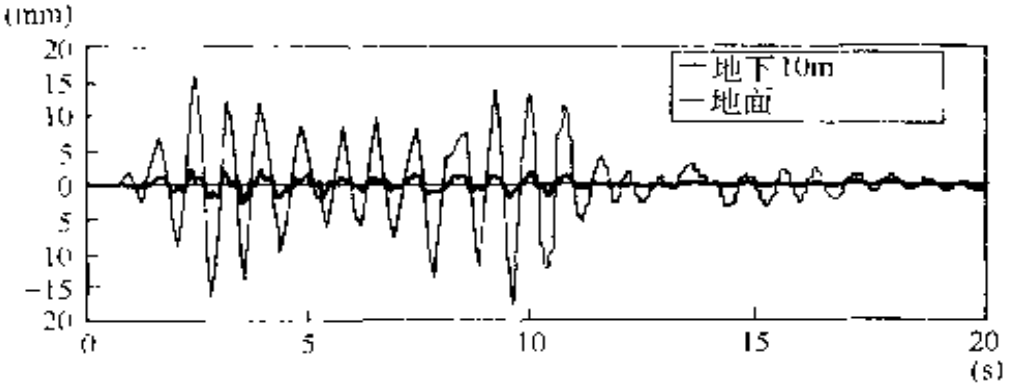


图 9-19　天然地基水平振动位移

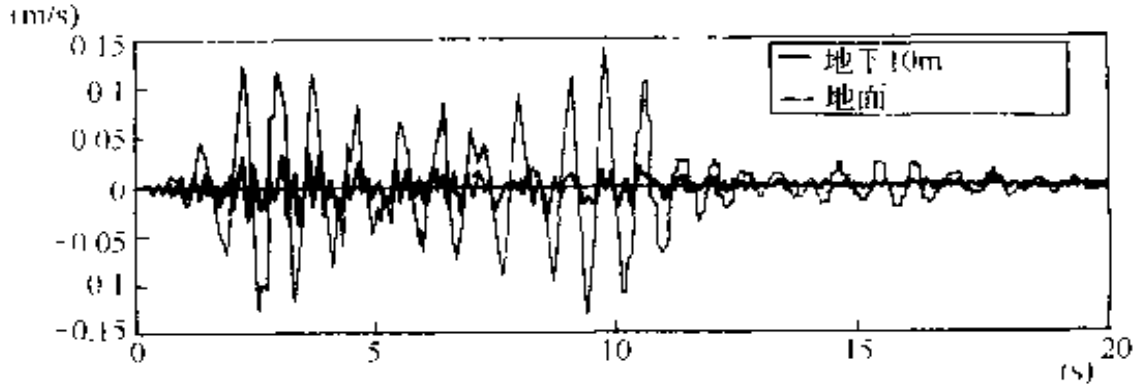


图 9-20　天然地基水平振动速度

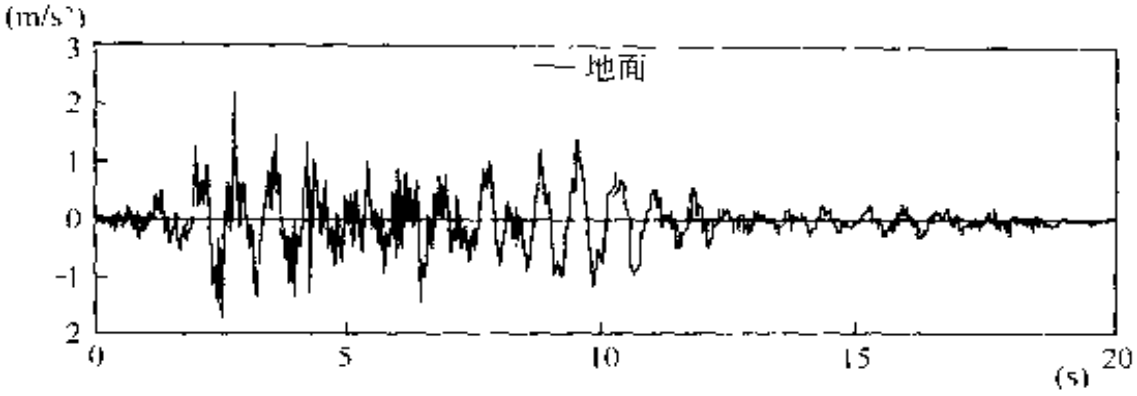


图 9-21　天然地基水平振动加速度

天然地基计算方案比较　　**表 9-7**

地　层	输入波形	时间步长(s)	水平震动位移(mm)	水平速度(m/s)	水平加速度(m/s^2)
表 9-6 中的多层地基	7 度	0.02	17.29	0.1383	2.16
	7 度	0.01	17.28	0.1384	2.488
	8 度	0.02	47.85	0.4097	4.784
淤泥增厚①	7 度	0.02	18.85	0.1541	1.752

①：假定表 9-6 中的淤泥质粉质粘土增厚至 18m，相应地，粉质粘土厚度为 10m。

从时程曲线上看，地面的水平振动位移、速度和加速度的峰值都比地下 10m 处的大，震动位移有明显的两个波峰和一个波谷，地面的加速度反应被放大。而且位移、速度、加速度峰值在时程曲线上出现的先后也不相同，一般是加速度的峰值出现得比位移和速度的峰值早，而且波谷不明显，最大位移多出现在地震后期，这说明位移反应是滞后的，而且峰值之间的周期增大，也说明地层有滤波作用。从表 9-7 中可以发现，淤泥层增厚使位移和速度的峰值增大，而加速度峰值减小；输入 8 度地震波使得地表的震动大幅度增强，基岩加速度峰值是 7 度地震波的 2 倍，地表的加速度放大后略高于 2 倍，而水平震动位移和速度则相差更多，接近 3 倍。这说明随着震级的增大，地面的震动反应幅值将显著增大。此外，计算时间步的选取对地震动计算值也有不同的影响，反应加速度比较敏感，当时间步取得大时，会滤掉部分高频波；对位移和速度计算结果影响很小。

然后分析复合地基在地震作用下响应。复合地基计算简图如图 9-22 所示。复合地基加固深度 $H=12\text{m}$，加固宽度 $B=12\text{m}$，复合地基加固区的剪切波速 $V_s=300\text{m/s}^2$。

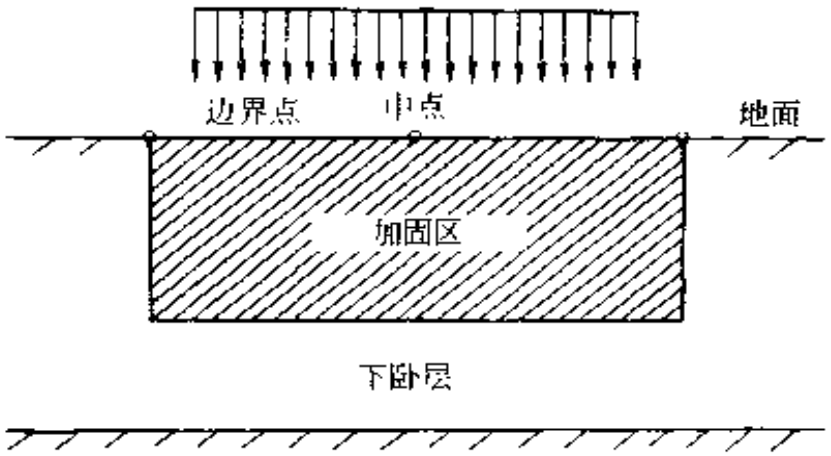


图 9-22　均质加固体复合地基

计算得到的复合地基加固区地面中心震动位移、速度、加速度时程曲线分别如图 9-23、图 9-24、图 9-25 所示。

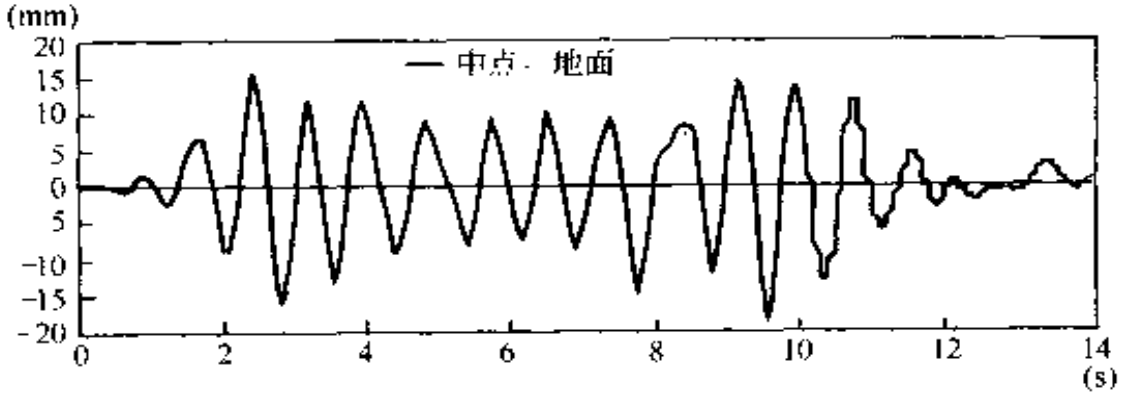


图 9-23　复合地基加固区地面中心水平振动位移

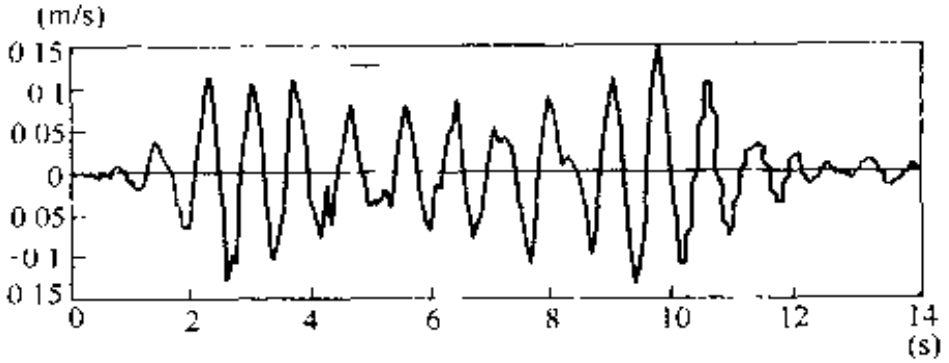


图 9-24　复合地基加固区地面中心水平振动速度

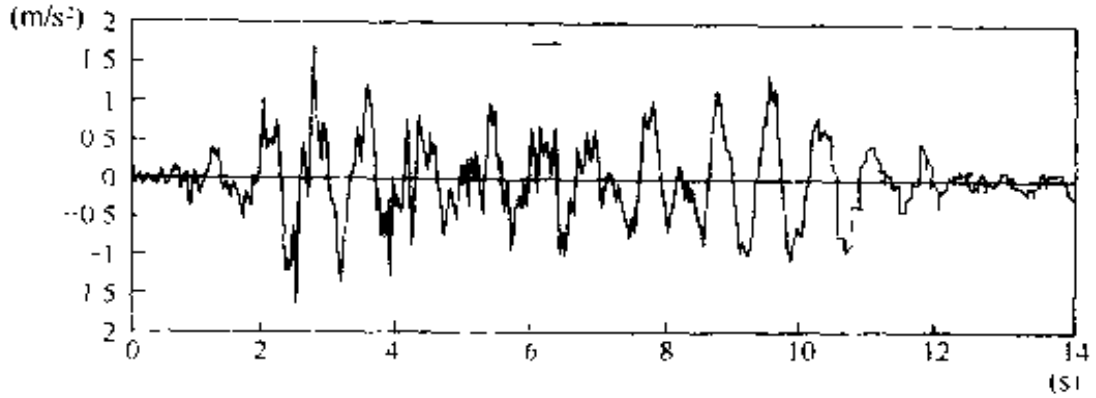


图 9-25　复合地基加固区地面中心水平振动加速度

将计算得到的天然地基与上述复合地基的地面中心地震动力反应幅值大小列入表 9-8。比较表 9-7、表 9-8 可见复合地基震动加速度幅值明显变小了，而位移和速度变化较小。

复合地基的几种计算结果比较　　**表 9-8**

		时步(s)	位移(mm)	速度(m/s)	加速度(m/s²)
情况 1	无附加质量	0.02	16.37	0.1308	1.771
情况 2	有附加质量	0.02	18.04	0.1426	1.736
情况 3	有附加质量	0.01	17.9	0.143	1.835
情况 4	有附加质量	0.005	17.86	0.1433	1.801

注：有无静载对线性粘弹性解无影响，附加质量作为独立的量加到地面荷载作用的结点上，大小取约相当于相应单元的质量。

由表 9-8 可见，有附加质量时，地面加速度减小，位移和速度增加，由三个不同的时间步长计算出的结果相差不多。

对等效均质复合地基加固体，加固宽度 $B = 12\text{m}$，采用不同的加固深度和不同的剪切波速计算所得结果列入表 9-9。

复合地基方案及其地震响应幅值比较　　**表 9-9**

序号	加固深度 (m)	剪切波速 (m/s)	时间步长 (s)	复合地基地面中心			复合地基边缘		
				位移 (mm)	速度 (m/s)	加速度 (m/s²)	位移 (mm)	速度 (m/s)	加速度 (m/s²)
1	12	300	0.02	16.37	0.1308	1.771	2.466	0.03448	1.448
2	12	350	0.02	16.21	0.1305	1.764	2.462	0.03425	1.769
3	12	350	0.01	16.35	0.1316	1.711	2.419	0.03661	1.429

续表

序号	加固深度(m)	剪切波速(m/s)	时间步长(s)	复合地基地面中心			复合地基边缘		
				位移(mm)	速度(m/s)	加速度(m/s^2)	位移(mm)	速度(m/s)	加速度(m/s^2)
4	12	250	0.02	16.47	0.1311	1.783	2.469	0.03477	1.467
5	12	250	0.01	16.5	0.1324	1.715	2.421	0.03742	1.456
6	16	300	0.01	16.09	0.1277	1.613	2.456	0.03735	1.441
7	16	350	0.01	15.99	0.1269	1.598	2.457	0.03707	1.432
8	16	250	0.01	16.25	0.1289	1.666	2.450	0.03773	1.458
9①	16	250	0.01	46.19	0.3943	3.845	6.196	0.08371	2.728
10	20	300	0.01	15.90	0.1271	1.577	2.488	0.03766	1.458
11	20	350	0.01	15.79	0.1262	1.592	2.493	0.0372	1.453
12	20	250	0.01	16.10	0.1284	1.647	2.477	0.03816	1.471

① 注：输入 8 度地震波，其余输入 7 度地震波

计算表明：均质加固区复合地基中心的振动比边缘的振动大；复合地基边缘的振动位移和速度都比复合地基中心明显要小，而边缘的振动加速度只是稍微小些，不是太明显；表 9-9 的大量计算表明，针对所选用的多层地基，加固区的剪切波速在 250～350m/s 的范围，加固深度在 12～20m 范围时，复合地基地表的震动变化很小，影响不显著；但是总的趋势还是随着加固区的剪切波速的增大和加固深度的增加，地表的震动减弱。复合地基的地面加速度比天然地基的地面加速度小，尤其是复合地基边缘的速度和加速度比天然地基地面小。计算还表明：加固区浅部的振动比深部大，复合地基加固区与下卧层的接触面上的振动最大。

9.3.2 复合地基在地震作用下的非线性分析

对复合地基进行非线性地震反应分析中所用的基本方法是，分时段线性化处理模量和阻尼并通过有限次迭代。

由于非线性法中的模量和阻尼是与剪应变大小有关的，因此，对非线性计算结果的影响因素也就更复杂了。本文对部分土体（主要是砂性土）及加固区均质化（含加固体）后材料的非线性参数根据文献[41]中表 2.2 和表 2.4 获得，粘性土的非线性关系采用

Davidenkov 模型，根据塑性指数 I_p 选取。每一大的时段取 1s。用静力计算得到的初始应变确定第一时段首先计算的模量和阻尼。

首先研究天然地基的地震响应。天然地基地表振动位移、速度、加速度时程曲线分别如图 9-26、图 9-27、图 9-28 所示。

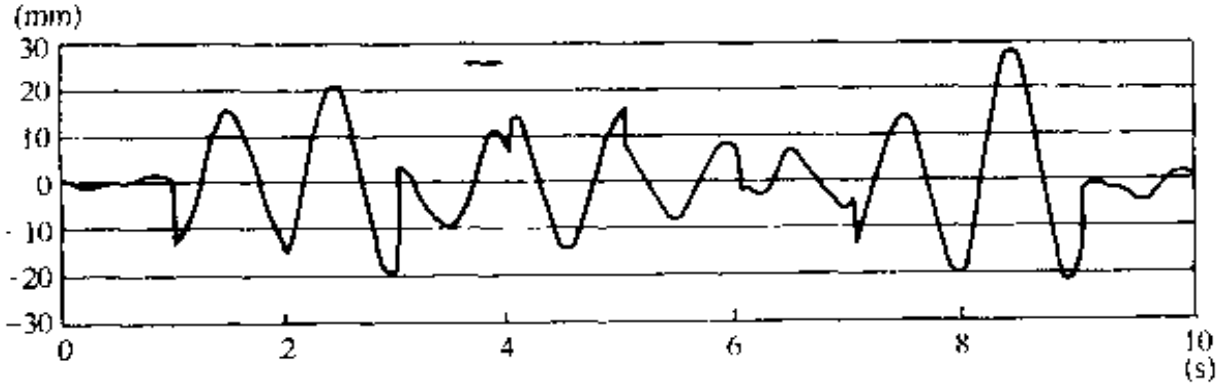


图 9-26　天然地基地面水平振动位移(非线性，无静载)

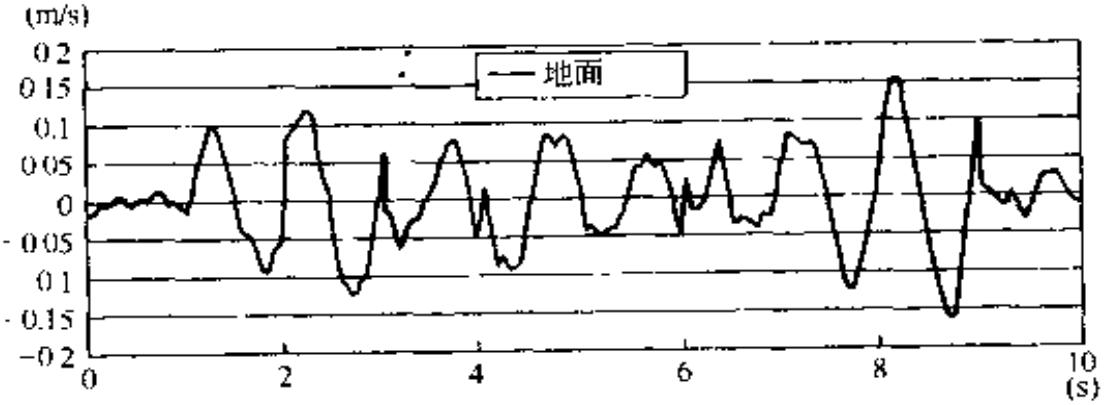


图 9-27　天然地基地面振动水平速度(非线性，无静载)

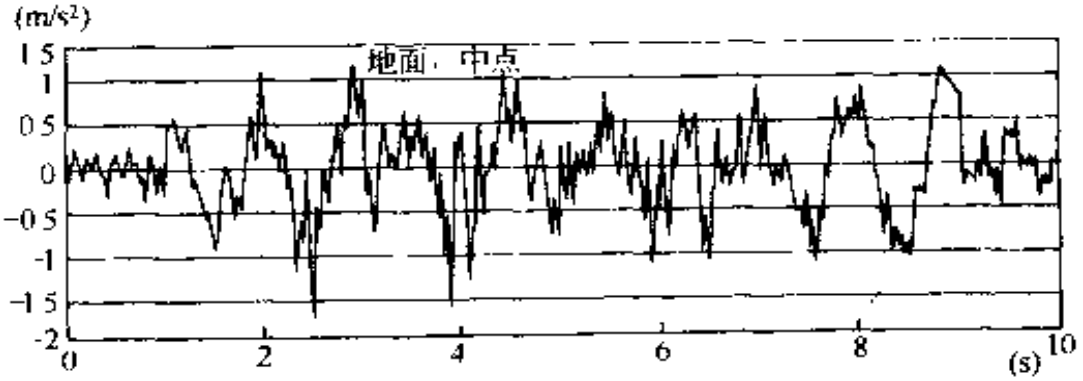


图 9-28　天然地基地面振动水平加速度(非线性，无静载)

计算得到的地面震动位移、速度、加速度峰值列入表 9-10，并与线性分析结果对比。

天然地基的地面振动幅值　　表 9-10

	最大震动位移(mm)	最大速度(m/s)	最大加速度(m/s²)
线性法	17.29	0.1383	2.16
非线性法	28.25	0.1787	2.00

注：无静载，无附加质量，时间步长为 0.02s。

从表 9-10 可见，非线性法计算得到的振动位移、速度幅值比线性的大，最大加速度比线性的小，这可能与线性法中模量取得相对较高，而阻尼取得较小有关。可以将计算得到的地基中土体的剪应变大小与剪切模量及阻尼比的选取进行对照，如图 9-29 所示为地下 12m 深处土体单元的水平向平均动剪应变时程曲线。可见地震时，地面附近单元的水平剪应变较小，地下一定深处较大，剪应变数量级大体上为 10^{-4}，所以在采用线性粘弹性法求解时，虽然方法简单，但是参数的选取没有很好考虑到实际的应变水平。当然事先也可以通过试算，然后根据试算得到的剪应变大小来调整模量和阻尼，用于下一步计算。事实上这种方法就是求解非线性问题的最初方法。这一反复试算的过程也就形成了有限元分析中的迭代算法，而且可以将整个过程分成若干个时段来完成。这样就形成了非线性解法。所以说，两种方法计算的结果客观上应该既是有差别的，也是统一的。由于非线性法与每一时段的应变有关，所以就应该考虑地震前初始应变对第一时段计算的影响。这一点将结合后面的分析进行探讨。

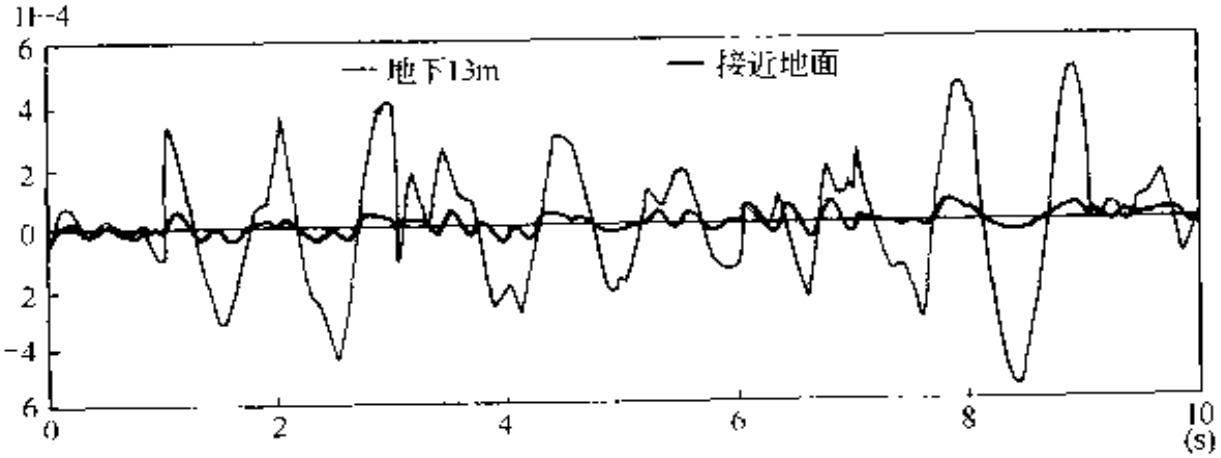


图 9-29　天然地基中水平向动剪应变时程曲线(非线性，无静载)

将复合地基加固区视为均质体，设计两种复合地基方案，计算参数如表 9-11 所示。

复合地基方案与计算参数 **表 9-11**

	平均剪切波速 v_s(m/s)	变形模量 E(MPa)	最大阻尼比 λ_{max}	质量密度 ρ(kg/m³)	加固深度 H(m)	加固宽 B(m)
复合地基 1	300	13.5	0.25	1850	12	12
复合地基 2	400	18.0	0.25	1850	16	12

注：静泊松比 0.3，动力泊松比为 0.39，地面静荷载为 100kPa，宽 10m。

复合地基 1 地面震动位移、速度、加速度时程曲线如图 9-30、图 9-31、图 9-32 所示。

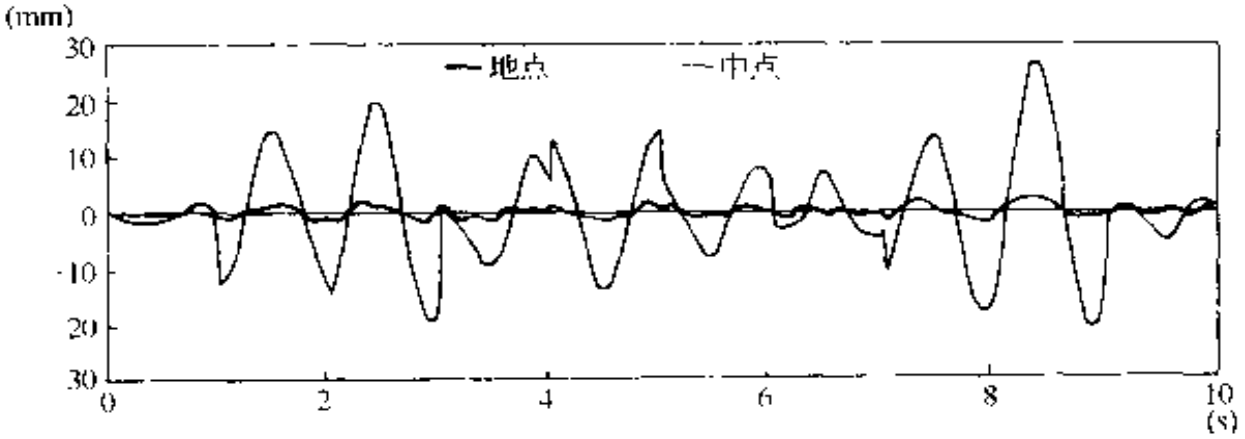


图 9-30 复合地基 1 振动位移时程曲线

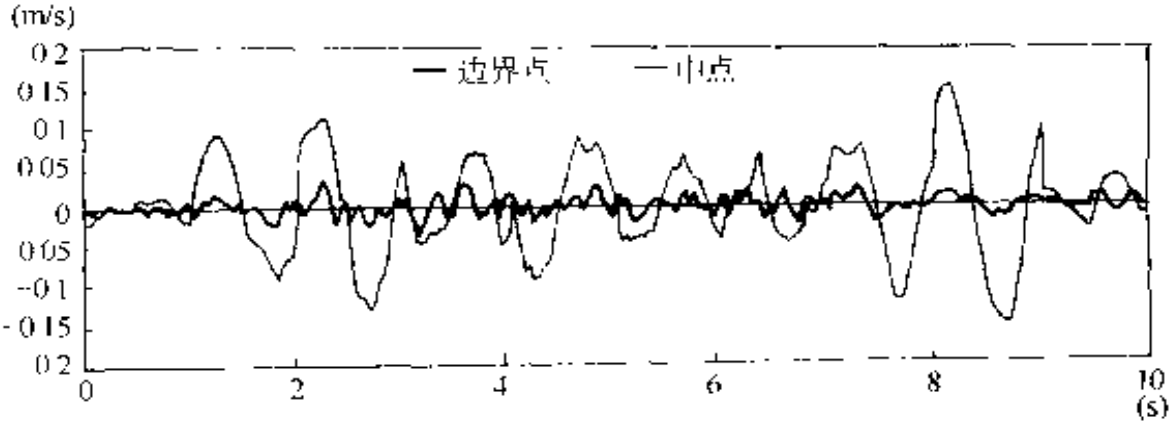


图 9-31 复合地基 1 水平速度时程曲线

复合地基 1 和复合地基 2 加固区地面的震动情况比较如表 9-12 所示。

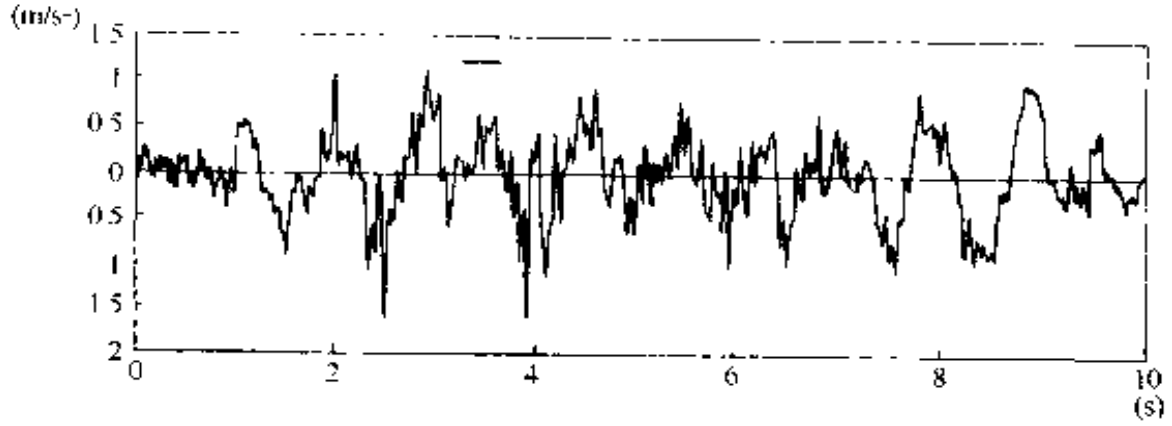


图 9-32　复合地基 1 地面中心水平加速度时程曲线

复合地基加固区地表的振动情况(非线性解)　　**表 9-12**

	静荷载作用中心		静荷载作用边缘		中心与边缘之间	
	复合地基 1	复合地基 2	复合地基 1	复合地基 2	复合地基 1	复合地基 2
位移(mm)	26.63	26.05	2.992	3.014	7.545	7.544
速度(m/s)	0.1687	0.1642	0.0337	0.03408	0.07129	0.07193
加速度(m/s^2)	1.875	1.836	1.089	1.091	1.667	1.673

由表 9-12 可见,复合地基加固区地面中心振动最大,边缘振动最小。复合地基 2 加固区边缘的振动比复合地基 1 加固区边缘的振动大,加固区中心的振动大小关系相反,说明随着加固体深度和模量的增加,中心振动减弱,边缘与中心之间的振动差减小。与表 9-10 对比可见,采用复合地基加固后地面中心的振动减弱,最大位移、速度、加速度的峰值都比加固前小。复合地基加固区地表中心与下卧层顶及外侧土体的振动情况列入表 9-13。地面中心震动位移和速度峰值最小,加速度峰值最大,复合地基 1 加固区边缘的振动比复合地基 2 加固区边缘的振动强。总的说来,三个位置的振动比较接近。

复合地基的振动情况(非线性解)　　**表 9-13**

	加固区地面中心		加固区中心下卧层顶		加固区外侧土体	
	复合地基 1	复合地基 2	复合地基 1	复合地基 2	复合地基 1	复合地基 2
位移(mm)	26.63	26.05	28.74	27.12	28.08	27.49
速度(m/s)	0.1687	0.1642	0.1778	0.1699	0.1754	0.172
加速度(m/s^2)	1.875	1.836	1.772	0.1778	1.818	1.796

9.3.3 复合地基在地震作用下的有效应力分析

首先需要计算地震开始时地基中的初始有效应力，然后需要选取合适的公式建立有效应力与动模量(最大剪切模量)的关系，分时段计算，根据各时段的动应力或动应变的情况计算该时段的超孔隙水压力产生量，在此基础上计算下一时段开始的有效应力，并根据有效应力大小和应变的大小进行液化判断和单元破坏判断，在每一时期末计算弱化土层的弱化增量，动力计算的结果得到地震结束时的超孔隙水压力和弱化累积参数。

假设地震开始时初始超孔隙水压力为零，并假定地震过程地基是不排水的。振动超孔隙水压力的生成量计算是不排水有效应力动力分析法的关键。对粘性土可由动剪应力比和动剪应变计算。孔压的产生和弱化引用周建(1998)建立的杭州地区饱和软粘土经验公式。

弱化指数：

$$\delta = \{(-0.002OCR^2 + 0.0264OCR - 0.11)\ln(OCR) + [-0.162(r_c - r_i) - 0.0278]\} \cdot \left(\frac{1}{f}\right)^{0.21} \ln N + 1.0 \tag{9.3.2}$$

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_m} = \{(-0.0045OCR^2 + 0.058OCR - 0.232)\ln(OCR) + (OCR)^{0.0495}[0.1443(r_c - r_i) + 0.0187]\}\ln N \tag{9.3.3}$$

式中 Δu——孔压的变化值；

r_c——循环应力比，循环应力比定义为 $r_c = \tau_d / C_u$，C_u 为上体不排水强度；

r_i——门槛循环应力比，取为 0.02；

N——加荷周数，地震荷载取等效循环周数。

OCR——超固结比，本文的计算取为 1，也即只考虑正常固结的情况。

这里分析有两层软土的地基。地层土体计算参数如表 9-14

所示。

饱和软粘土计算参数　　表 9-14

土层名称	土层厚度(m)	静变形模量(kPa)	泊松比 ν	饱和容重 ρ	塑性指数 I_p	孔隙比 e	三轴不排水剪强度 C_u	渗透系数(10^{-7}m/s)
①软粘土	20	2000	0.35	1.75	24	1.2	40	1.0
②软粘土	30	4000	0.33	1.85	12	1.0	80	1.0

第一层软粘土压缩性比较大，初始剪切模量按式(9.3.4)计算，第二层软粘土按式(9.3.5)计算(引自文献 41)

$$G_0=\frac{445(4.4-e)^2}{1+e}\sigma_0'^{1/2} \tag{9.3.4}$$

$$G_0=\frac{3270(2.97-e)^2}{1+e}\sigma_0'^{1/2} \tag{9.3.5}$$

式中，G_0，σ_0'的单位为 kPa。

首先分析天然地基在 7 度地震波作用下的不排水有效应力动力反应。

图 9-33 为天然地基地面振动位移时程曲线，图 9-34 为天然地基地面振动加速度时程曲线，图 9-35 为天然地基动剪应变时程曲线。计算采用了分时段线性法。

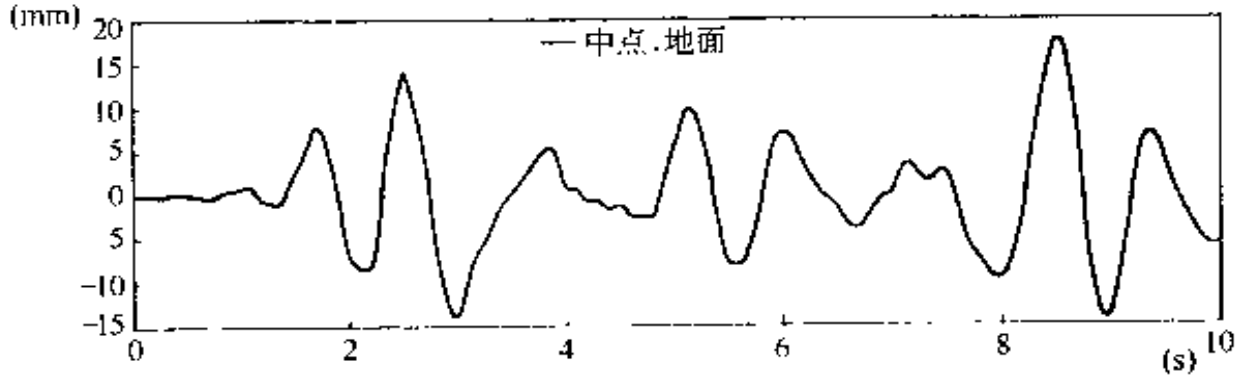


图 9-33　天然地基地面振动位移时程曲线

分几种情况计算，计算结果列于表 9-15。由表 9-15 可得到天然地基的地面震动幅值大小。

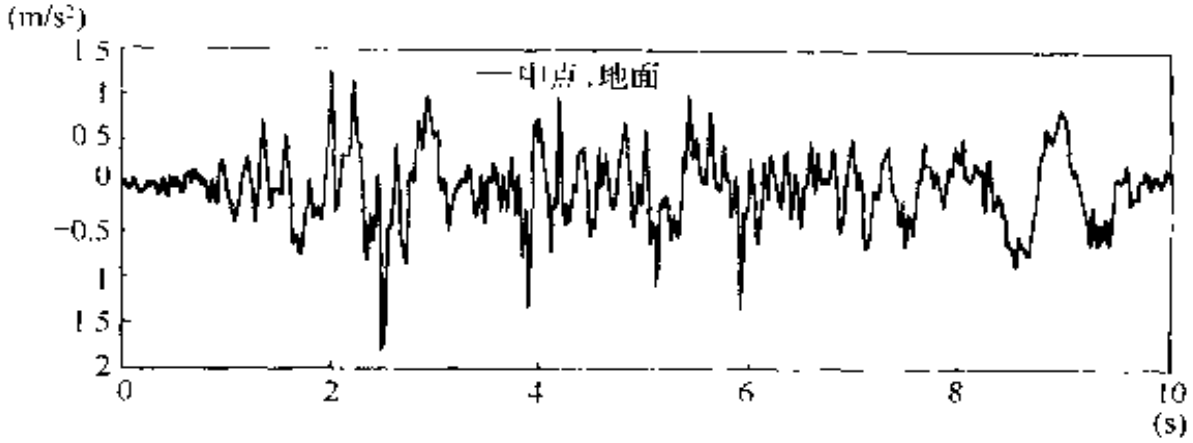


图 9-34　天然地基地面振动加速度时程曲线

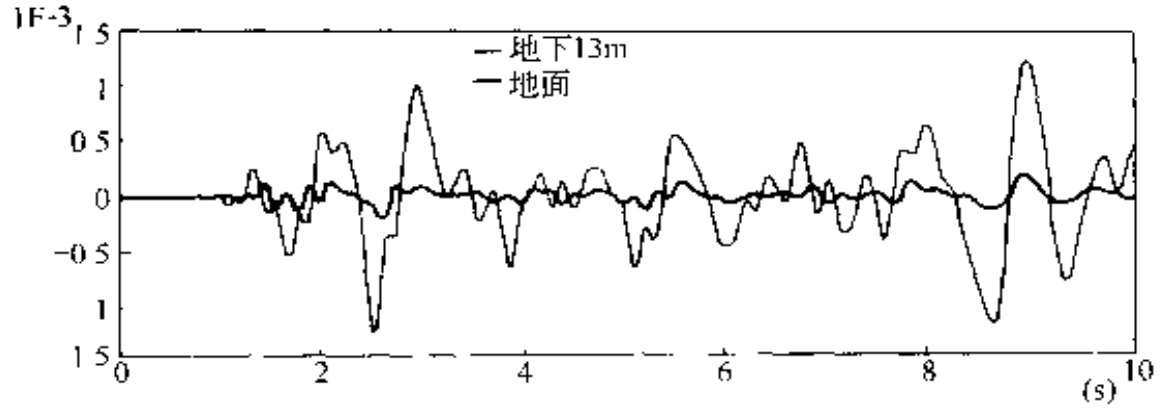


图 9-35　天然地基动剪应变(单元平均值)时程曲线

天然地基地面震动幅值

(分时段线性，不排水有效应力法)　　**表 9-15**

	荷　载 (kPa·m)	计算方法	震动位移 (mm)	震动速度 (m/s)	震动加速度 (m/s^2)
情况 1	50×12	线性粘弹性	22.27	0.1976	1.998
情况 2	50×12	分时段线性	17.91	0.1271	1.724
情况 3	100×12	分时段线性	17.21	0.1275	1.738
情况 4	50×12	非 线 性	21.02	0.09426	1.332

注：线性粘弹性法的参数取为 $G=0.8G_0$，$\lambda=0.2\lambda_{max}$；分时段线性法和非线性法每一时段取 1s，分时段线性法采用修正的 Davidenkov 模型，参数由塑性指数 I_p 确定；非线性法参数由文献[41]表 2.2 中淤泥粉质粘土和粉质粘土的模量衰减比和阻尼比确定

计算结果表明，采用非线性方法时，地表静荷载大小对计算结果有一定的影响，但是在地基未破坏之时影响不是很明显，非线性

法计算得到的速度和加速度最小，线性粘弹性法计算得到的位移、速度和加速度都最大，分时段线性法计算得到的速度、加速度介于线性和非线性计算之间，位移幅值最小。这些差别跟参数的选取有直接的关系，合理的选取应充分考虑到实际应变的大小。

从振动位移时程曲线和动剪应变时程曲线可以发现，最大动剪应变和最大振动位移都发生在地震后期，这一点是与总应力法不同的，而且程序中考虑了软土的弱化。引起振动幅值在地震后期明显增大的原因有两方面，一是软土震动弱化引起，二是由于采用地震过程不排水的有效应力动力分析方法，因此，后面的时段振动孔压累积量逐渐增大，有效应力降低，使得按式(9.3.4)、式(9.3.5)计算得到的初始剪切模量减小，这样也就必然引起地震动逐渐增强，这种现象已在实际的地震中有类似的报道，也就是说，软土地区的地震危害主要是地震后期振动和震后附加变形(也即残余变形)引起。

通过不排水有效应力动力分析法计算，可以得到地震结束时天然地基中产生的累积振动孔压，本文采用软粘土振动孔压的应力模型，由公式(9.3.3)计算孔压增量，并将得到的振动孔压引入到静力固结中去，用于分析地震产生的孔压在震后的消散和地基的固结，由表 9-15 中情况 2 计算得到的天然地基中振动孔压等值线如图 9-36(a)所示，由图可知，在地表中心有静载作用的区域孔压比较大，静荷载越大地基中的动剪应力和动剪应变越大，因而产生的孔压也越大。

然后分析复合地基情况，复合地基计算方案如表 9-16 所示。各种情况计算得到的复合地基表面中心的震动位移、速度、加速度幅值列入表 9-17。由表 9-17 可见，线性法和分段线性法计算结果相差不多，增大加固区深度、宽度和平均剪切波速，都可以减小地面中心的振动，尤以增大加固深度的效果最明显。

复合地基情况 B 的地震动力反应振动位移时程曲线如图 9-37 所示，复合地基情况 B 的地震动力反应加速度时程曲线如图 9-38 所示，复合地基情况 B 中单元最大动剪应变时程曲线如图 9-39 所示。

复合地基B中地震期间生成的孔压等值线如图9-36(*b*)所示，本文对于复合地基加固体的孔压生成，采用孔压应力模型，加固后等效均质体不排水强度取为200kPa。

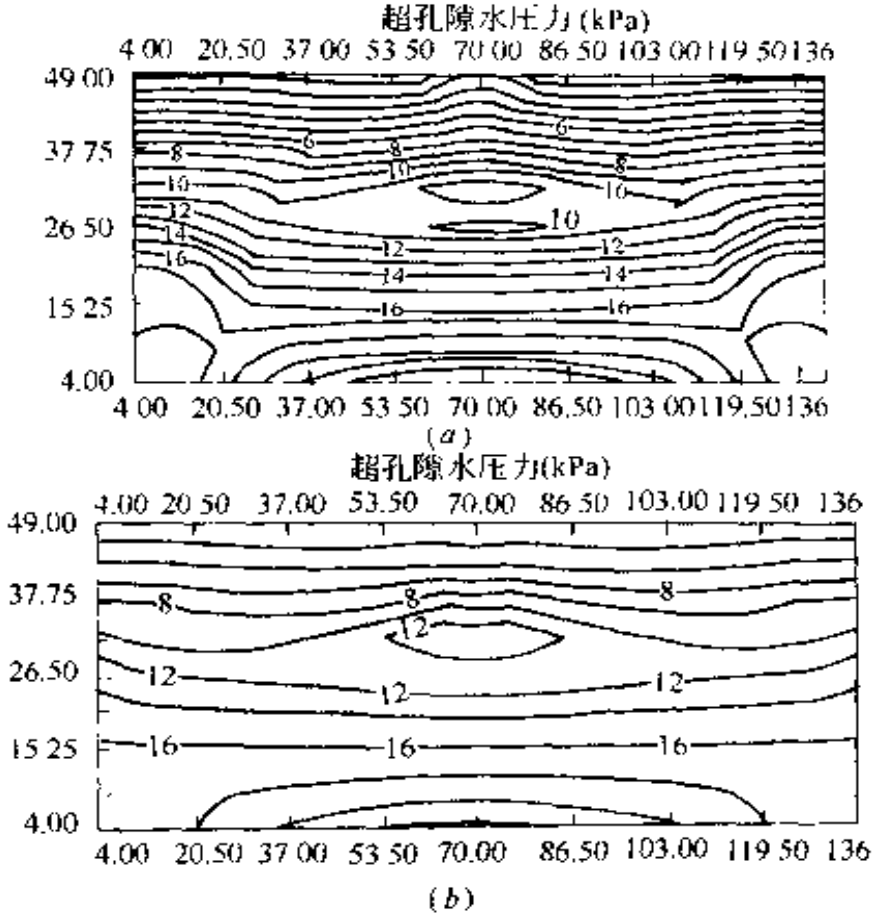


图9-36　地震过程生成的天然地基与复合地基中的振动孔压

(*a*)天然地基，静载(50kPa×12m)；(*b*)复合地基，

加固区宽12m，深12m，静荷载100kPa×12m

注：计算域长140m，深50m；坐标原点设在基岩上。

复合地基计算方案　　**表9-16**

	平均剪切波速(m/s)	变形模量 E(MPa)	加固深度 H(m)	加固宽度 B(m)	计算方法	时间步长(s)	静荷载(kPa×m)
情况A	300	12	12	12	线性	0.01	100×12
情况B	300	12	12	12	分段线性	0.02	100×12
情况C	300	12	18	12	分段线性	0.02	100×12
情况D	400	16	12	12	分段线性	0.02	100×12
情况E	300	12	12	16	分段线性	0.02	100×12

不同方案复合地基计算结果比较　　表 9-17

	情况 A	情况 B	情况 C	情况 D	情况 E
位移(mm)	17.92	16.53	14.59	16.49	16.47
速度(m/s)	1.382	1.598	1.343	1.587	1.604
加速度(m/s^2)	0.1197	0.1239	0.1114	0.1236	0.125

注：线性法取阻尼比为 0.06，剪切模量折减系数取为 0.8。

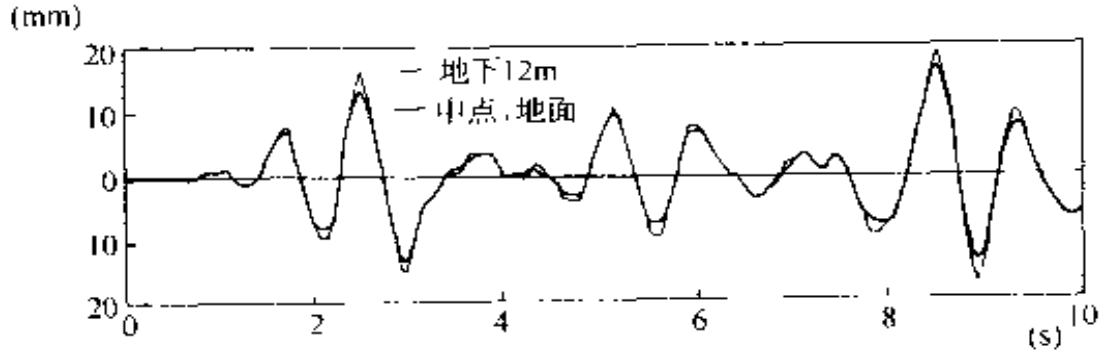


图 9-37　复合地基情况 B 地面中心水平振动位移

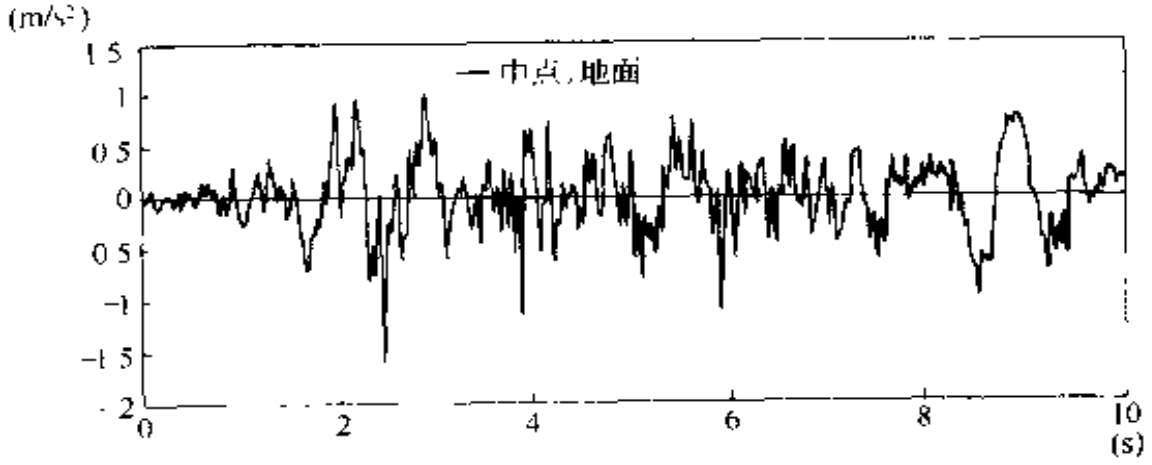


图 9-38　复合地基情况 B 地面中心水平加速度

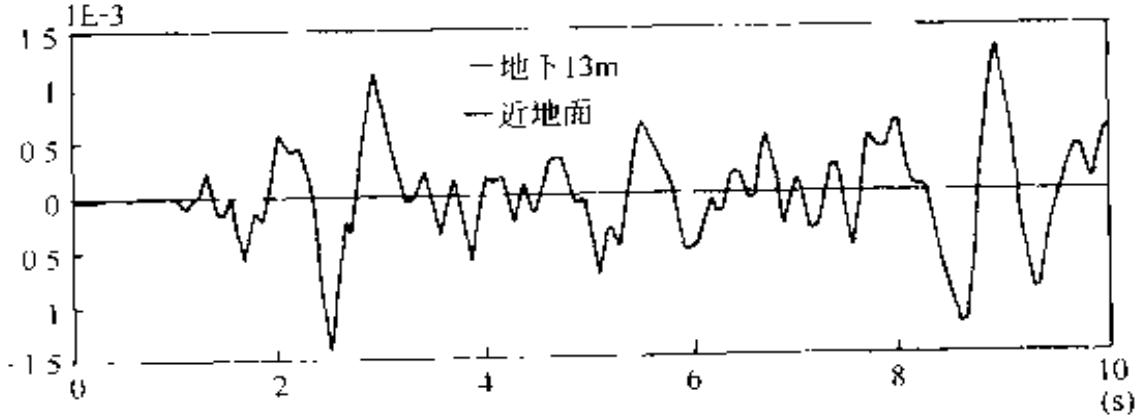


图 9-39　复合地基单元最大动剪应变时程曲线

天然地基经过处理形成复合地基后，在地震作用下，地面振动位移幅值减小，地面加速度幅值也明显减少，剪应变减少了一个数量级，复合地基下卧层的剪应变增大。处理后地基中的孔压也降低。

地震后的地面沉降包含两个方面，一是因振动弱化引起的沉降；二是因振动超孔隙水压力引起的震后固结沉降。理论上讲，我们可以认为二者之和即为地震引起的永久沉降。事实上，在发生的时间上，这二者是不一致的。弱化引起的沉降几乎是与地震同时发生的，是在地震过程中产生的，而振动超孔隙水压力引起的沉降是随着孔压的消散和固结的完成而产生的。至于振动弱化在震后是否可部分恢复，地基渗透系数在地震发生前后是否会有变化，有待深入的研究。而且计算参数的选取跟具体的参数测试方法有密切的关系。无论是地震引起的弱化还是超孔隙水压力的产生和消散，对于地震响应动力分析而言，只有通过将试验和计算分析结合起来才能获得比较符合实际的预估。

采用分时段线性法，不排水有效应力动力分析法，计算得到由地震时软土弱化引起的震后附加沉降列入表 9-18。由表 9-18 可见，天然地基上弱化引起的附加沉降与地面静荷有直接的关系，静荷载越大沉降越大，沉降差也越大；复合地基对减少因弱化引起的附加沉降有明显的效果，而且荷载作用中心与荷载边缘的沉降差很小，几乎可以忽略不计。增加复合地基加固体的深度、宽度和加固体模量都会不同程度减少附加沉降。增加加固深度效果最明显，其次是增加加固宽度和加固体模量，宽度增加对沉降差稍有影响。图 9-40(*a*)和(*b*)分别表示天然地基和复合地基情况 B 在地震时由软土弱化引起的附加沉降。

饱和软粘土振动弱化引起的地面附加沉降　　表 9-18

附加沉降	天然地基		复合地基			
(mm)	情况 2	情况 3	情况 B	情况 C	情况 D	情况 E
荷载中心	29.9	60.5	31.3	23.0	31.2	28
荷载边缘	21.1	42.7	30.9	23.2	30.9	26.7
沉降差	8.8	17.8	0.4	0.2	0.3	1.3

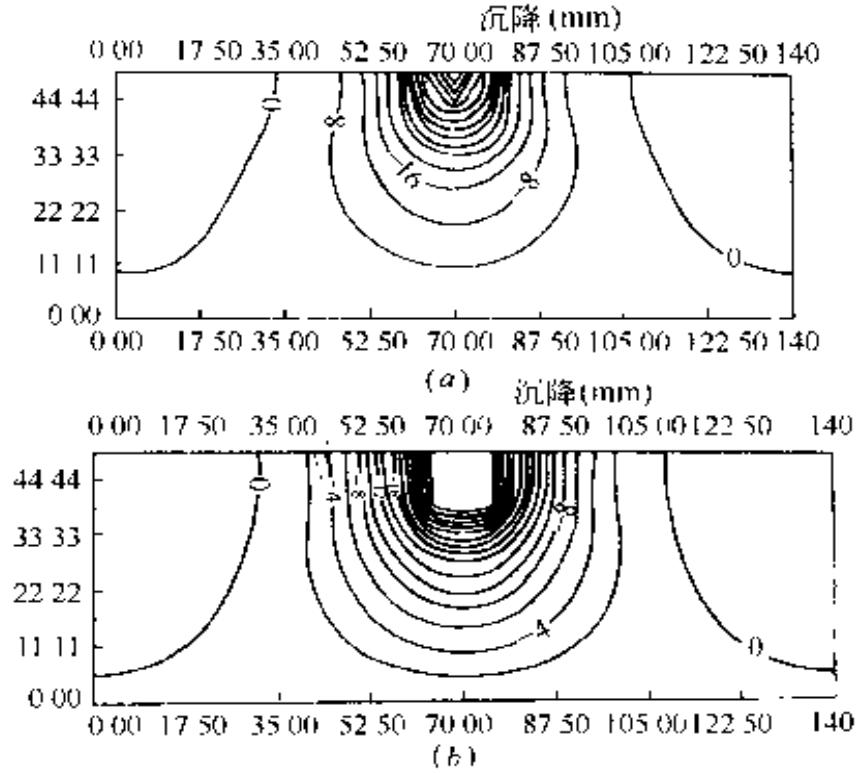


图 9-40　天然地基与复合地基中的振动弱化引起的附加沉降

(a)天然地基情况 3;(b)复合地基情况 B

地震引起的第二部分附加沉降是由于震动超孔隙水压力的消散和地基的固结引起,须将孔压的消散与静力固结分析结合起来。在计算中,对问题进行了简化,针对排水性差的水泥土桩这一类复合地基,采用的方法是,在动力计算过程中,也即在计算振动孔压时,采用比较大的计算域　而在静力固结计算时,选取复合地基周围相对较小的区域,并作均质体处理,从太沙基一维固结理论得到的固结规律看,渗透系数减小引起固结系数减小,而压缩模量增大引起固结系数增大$\left(c_v=\frac{kE_s}{\gamma_w}\right)$,这对于水泥土桩一类的复合地基而言,渗透系数比天然土体小,压缩模量比天然土体大,这使得其固结系数实际变化并不大,所以将其与土均质化处理后,可以认为在固结速度上是不会有太大的变化,变化的只是最终沉降量。

在地表静荷载作用下的静力固结也需作两次分析:一次是震前的固结分析,另一次是震后固结分析。先是静载作用下自然固结,然后在地震发生时引入孔压,再继续进行固结计算,记录震前

残余孔压和沉降以及震后一段时间后的残余孔压和固结沉降。比较震前震后的沉降，即可得到震后固结引起的附加沉降量。

计算中没有考虑震前固结对地震动反应的影响，主要考虑震动孔压对震后固结的影响。根据建筑物建成后地震发生的时间不同，可以得到相应的固结沉降值。假设地震发生在地面静荷载作用一年后，天然地基和复合地基在地表静荷载作用下固结一年后的情况如表 9-19 所示。

静荷载作用一年的固结情况(沉降单位 mm)　　**表 9-19**

	天然地基，静载 50kPa		天然地基，荷载 100kPa		复合地基，静载 100kPa	
	荷载中心	荷载边缘	荷载中心	荷载边缘	荷载中心	荷载边缘
固结沉降	285.7	173.5	570.9	346.3	283.8	172.4
总沉降	347.0	233.7	694.1	467.5	347	233.7
固结度%	82.3	74.2	82.3	74.1	81.8	73.8

注：荷载作用宽度 12m，计算域宽 80m，深 30m；将复合地基等效为均质体地基，变形模量取天然地基的 2 倍，渗透系数取为天然地基的 0.5 倍。

由表 9-19 可见，地面静载作用下，天然地基固结一年后的平均固结度为 78.2%，荷载作用中心的固结度比边缘的大，简化后的复合地基的固结度与天然地基很接近。

将前面动力反应分析的振动孔压直接引入到地基的固结过程中去，得到地震发生后地基一个月后的固结沉降增量，列入表 9-20。由表 9-20 可见，地震一月后复合地基中的固结沉降增量比天然地基的小，而且荷载中心与荷载边缘的固结沉降差很小。图 9-41(*a*)给出了复合地基在固结一年后受地震荷载一个月后引起的固结沉降增量，图 9-41(*b*)给出了震后一个月(实际固结 13 个月)地基中的残余孔压。图 9-42(*a*)给出了复合地基在固结一年半后，受地震荷载一个月后引起的固结沉降量，图 9-42(*b*)给出了震后两个月(实际固结 20 个月)地基中的残余孔压。

地震后一个月固结沉降增量(单位 mm)　　表 9-20

天然地基,静载 50kPa		天然地基,荷载 100kPa		复合地基,静载 100kPa	
荷载中心	荷载边缘	荷载中心	荷载边缘	荷载中心	荷载边缘
3.9	4.5	6.7	7.9	2.8	2.8

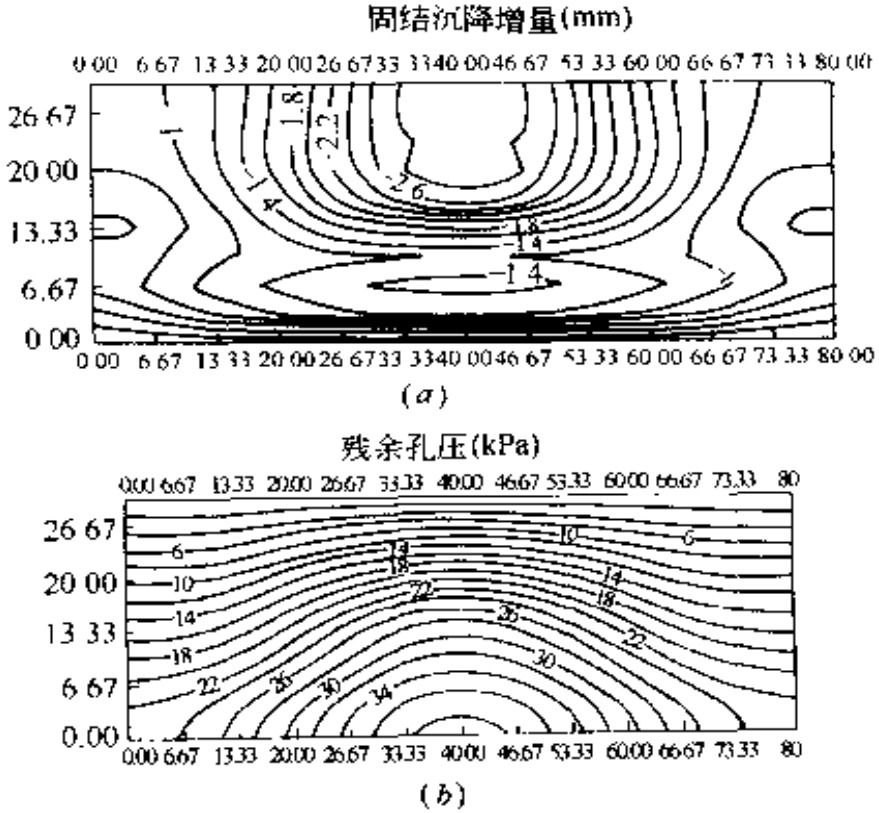


图 9-41　复合地基在固结一年后发生地震,震后 1 月的情况

(a)固结沉降增量;(b)残余孔压

天然地基在静载 50kPa 的作用下,直接固结 13 个月(未发生地震),计算得到的荷载中心固结沉降量为 285.7mm,荷载边缘的固结沉降量为 173.9mm,与表 9-19 中固结 12 个月的沉降比较,表明最后一个月静载作用引起的地面正常固结沉降很小,荷载中心沉降几乎没有增加,荷载边缘增加了 0.4mm,这说明地震后一个月的固结沉降主要来源于振动孔压的消散。类似地,如果假定复合地基是在受地面静载一年半(18 个月)后才发生地震,计算得到复合地基固结 18 个月后的平均固结度为 81.8%,固结度半年增加了 4%,荷载中心沉降增加了 11.4mm,荷载边缘沉降增加了 11.2mm,地震作用 2 个月后荷载中心和边缘的固结沉降都增加了

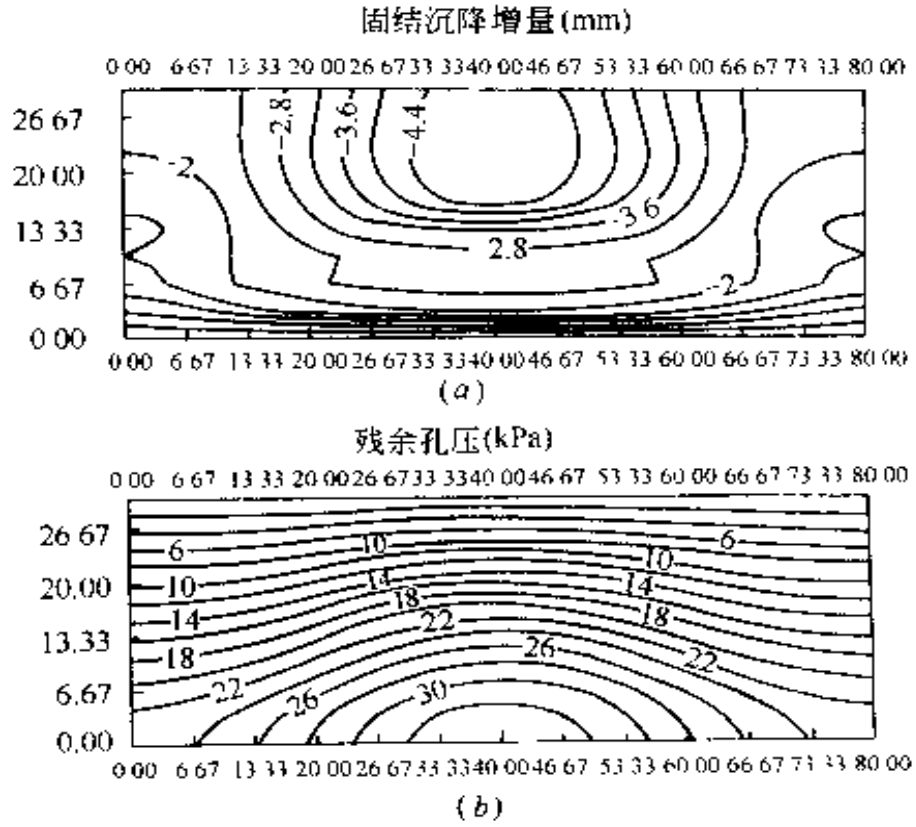


图 9-42　复合地基在固结一年半后发生地震，震后 2 月的情况

(a)固结沉降增量；(b)残余孔压

4.4mm，平均每个月增加 2.2mm，说明地震后固结沉降量明显增大了，与表 9-20 比较发现，在静荷载作用后，地震发生得越早震后固结沉降越快，地震发生得越迟震后固结沉降越慢，如果进一步考虑震前的固结，地震发生得越早，地基中的有效应力越小，使得在用有效应力动力分析法时的最大剪切模量取得越小，地震响应幅值就应该越大，而且地基破坏的可能性也就越大，那么计算得到的振动孔压和震后固结沉降量也就越大。因此震后固结沉降不仅跟地震产生的孔压有关，而且跟静载作用的历史有关，也即与震前的有效应力和残余孔压大小有关。有效应力越大，残余孔压越小，地震动引起的附加沉降越小，在工程上也即建筑物建成时间越长，地基的安全度越高。复合地基与天然地基相比，软土弱化和固结沉降引起的沉降都比天然地基的小。由此可见复合地基在减少震后附加沉降方面有明显的效果。

比较弱化和震后固结引起的两部分附加沉降可见，软土地区

的地震弱化引起的附加沉降比震后固结沉降大，震后附加沉降主要来源于地基中软土的弱化。软土的弱化性质主要与土的结构性状，软粘土的不排水抗剪强度有关。震后地面的宏观沉降主要与软土的厚度和分布、地面的荷载大小、地震荷载大小等有关。在工程上可以结合这些要素给出一个综合的地基弱化指数，根据这一指数就可以对地震弱化沉降给以估计。根据上述分析，天然地基因振动弱化引起受静荷载作用的总沉降增加约 5% ～10%，大多数单元的弱化指数为 0.80 ~ 0.90。复合地基可以明显减少地基土的弱化单元，提高弱化指数。复合地基中几乎所有的单元的弱化指数都大于 0.9。

这里关于震后附加沉降的计算，主要是结合动力分析和一些经验公式，在定性上可以说明复合地基对减小震后附加沉降有明显的效果，但在定量上只是对附加沉降的一种预估，还有待进一步结合实验和工程实践，修正和积累相关的经验公式及其参数，提高沉降预测的水平。

第 10 章　复合地基工程应用及实例

10.1　概　　述

在第 1 章中已经谈到复合地基的概念发展与拓广过程。初期，复合地基概念局限于采用散体材料桩加固软土地基，如碎石桩复合地基。随着地基处理技术的发展和复合地基理论的发展，柔性桩复合地基、刚性桩复合地基，以及水平向增强体复合地基得到应用。如：深层搅拌水泥土桩复合地基、低强度桩复合地基、复合桩基、加筋土地基等。我国深厚软弱地基分布广、种类多、数量大。自改革、开放以后，土木工程建设规模大、速度快。我国又是发展中国家，建设资金比较紧张。由于复合地基能够较好的利用天然地基和增强体承担荷载的潜能，具有较好的经济效益，因此我国现代土木工程建设为复合地基技术提供了很好的发展机会。各种各样的复合地基技术在我国应运而生。目前在我国工程上应用的复合地基技术主要有下述几类：

1．碎石桩复合地基技术

根据施工方法不同，又可分为振冲碎石桩复合地基，沉管碎石桩复合地基，强夯置换碎石桩复合地基，桩锤冲孔碎石桩复合地基，以及干振碎石桩复合地基和袋装碎石桩复合地基等。

2．水泥土桩复合地基技术

根据施工方法不同，又可分为深层搅拌桩复合地基、旋喷桩复合地基和夯实水泥土桩复合地基等。深层搅拌桩施工工艺又分为喷浆深层搅拌和喷粉深层搅拌两种。旋喷桩施工工艺又可分为单管法、二重管法和三重管法。

3. 低强度桩复合地基技术

中国建筑科学研究院地基研究所发展的水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)复合地基技术。浙江省建筑科学研究院发展的低强度砂石混凝土桩复合地基技术和浙江大学土木工程学系发展的二灰(石灰、粉煤灰)混凝土桩复合地基技术均属于低强度桩复合地基技术。

4. 钢筋混凝土桩复合地基技术

广义讲,考虑桩土共同作用的钢筋混凝土桩基均可属于钢筋混凝土桩复合地基。对端承桩是不能考虑桩间土直接分担荷载的,对摩擦桩是可以考虑桩间土直接分担荷载的。疏桩基础,减少沉降量桩基础,复合桩基都可属于钢筋混凝土桩复合地基技术。

5. 灰土桩复合地基

灰土桩常指石灰与土拌和,分层在孔中夯实形成的灰土桩。近年发展了二灰土桩复合地基技术也属于灰土桩复合地基,二灰土指石灰和粉煤灰与土拌合而成的复合土。

6. 石灰桩复合地基技术

首先采用沉管成孔法或洛阳铲成孔法等方法成孔,然后灌入生石灰,压实生石灰并用粘土封桩。在地基中设置石灰桩,形成石灰桩复合地基。

7. 砂桩复合地基技术

包括挤密砂桩复合地基和置换砂桩复合地基两类。常采用振动打桩机制桩。

8. 孔内夯扩桩复合地基技术

采用沉管法、螺旋钻取土法等方法成孔,分层回填碎石、或灰土、或矿渣、或渣土,并采用夯锤将回填料分层夯实,并挤密、振密桩间土。笔者将该类孔内填料夯扩制桩法形成的复合地基称为孔内夯扩桩复合地基法。近年我国各地因地制宜发展了多项该类技术,如夯实水泥土桩法,渣土桩法、孔内强夯法等等均可属于这一类。

上述各项孔内夯扩桩复合地基技术也可分属灰土桩复合地基

技术和碎石桩复合地基技术等。

9. 长短桩复合地基技术

桩体复合地基中，浅层置换率可高一些，深层置换率可低一些，这样可更加有效发挥桩体材料在提高承载力和减少沉降量方面的潜能。于是发展了长短桩复合地基。考虑复合地基应力场和位移场特性以及施工方便，长桩可采用刚度较大的桩，短桩可采用刚度较小的桩，也可采用散体材料桩。

10. 加筋土复合地基技术

通常采用土工布、土工格栅作为筋材形成加筋土复合地基。

上述第1至第9类均属于竖向增强体复合地基，第10类属于水平向增强体复合地基。第1类至第7类是按桩体材料分类的，而第8类是指一种施工工艺，第9类是指复合地基中桩体的长度不一。因此孔内夯扩桩复合地基技术和长短桩复合地基技术与前面7类复合地基技术有较多的联系。

复合地基技术已经广泛应用在建筑工程、道路工程、市政工程和堤坝工程中。

近年来复合地基工程应用发展很快，主要反映在下述几个方面：

1. 因地制宜、合理选用复合地基型式；

2. 根据复合地基荷载传递机理，发展复合地基新技术；

3. 注意应用地方材料，特别是利用工业废料，降低地基处理费用；

4. 改进施工工艺，提高复合地基承载力；

5. 发展复合地基优化设计。

10.2 砂石桩复合地基

砂桩、碎石桩以及与由它们类似的材料制成的桩可以统称为砂石桩。该类桩具有两个特点，一是属于散体材料桩，在荷载作用下，桩体的性状具有散体材料桩的特性；一是桩体透水性好，在地

基中该类桩体是良好的竖向排水通道。

在地基中设置砂石桩形成复合地基，若其加固机理主要是置换作用，称为置换砂石桩复合地基；若其加固机理主要是振密、挤密作用，则称为挤密砂石桩复合地基。前者主要指在饱和软粘土地基中设置砂石桩形成的复合地基，后者主要指在砂土和粉土地基以及黄土地基中设置砂石桩形成的复合地基。

砂石桩桩体具有很好的透水性，是良好的竖向排水通道，利于地基中超孔隙水压力消散。在饱和软粘土地基中设置砂石桩形成的置换砂石桩复合地基在荷载作用下，桩间土排水固结，地基工后沉降较大，而且由于砂石桩承载力主要取决于桩侧土所能提供的侧限力，软粘土地基所能提供的侧限力较小，砂石桩承载力不大，因此采用砂石桩法加固饱和软粘土地基效果不是很好，工程应用也不多。砂石桩复合地基中挤密砂石桩复合地基地基承载力提高幅度大，工后沉降小，因此工程应用较多。在挤密砂石桩复合地基中，挤密碎石桩复合地基比挤密砂桩复合地基应用更多，可能与砂料比碎石料成本高有关。

按照施工方法碎石桩设置方法有：

(1) 振冲碎石桩法；

(2) 沉管碎石桩法；

(3) 强夯置换碎石桩法；

(4) 桩锤冲孔碎石桩法；

(5) 孔内夯扩碎石桩法；

(6) 其他方法，如干振挤密碎石桩法，袋装碎石桩法等。

各类砂石桩复合地基设计主要包括：砂石桩桩体尺寸、桩位布置和布桩范围。桩体尺寸包括桩径和桩长。桩位布置包括布桩形式和桩距的确定。桩位布置形式主要有等边三角形、等腰三角形、正方形和矩形布置等。

砂石桩桩长主要根据复合地基变形控制，按沉降控制设计。在可液化地基中，桩长还应按要求的抗振处理深度设计。

布桩范围，一般情况下在基础外缘扩大 1～2 排桩，对可液化

地基，扩大 2～4 排桩。

[工程实例 1] 烟台工贸大厦振冲碎石桩复合地基❶

一、工程概况

位于烟台市长江路北侧、总高为 21 层的烟台经济开发区实业公司工贸大厦工程高度为 72.6m。大厦主楼结构为钢筋混凝土筒中筒结构，箱形基础。箱基底面积为 25m×40m，箱基埋深 7.3m，局部人土最大深度 10.16m，主楼重 25000t。主楼左右侧紧连裙楼，裙楼为二层，钢筋混凝土框架，独立基础。工程占地 12700m^2，建筑面积约 20000m^2，主楼与裙楼建筑出地面投影面积为 4256m^2。

二、工程地质情况

工贸大厦建筑场地位于烟台经济技术开发区中心主干道北侧，地势平坦，属滨海平原地貌。场地回填面地面标高为海拔 4.10～4.40m，工程地质情况如下：

第 1 层：人工填土。主要由云母片岩碎块组成，层厚约 1.8～2.5m，其下分布有 20～30cm 厚的原耕植土层（东、西侧裙楼基底位于此层）。

第 2 层：细沙。灰黄色，层厚 0.9～2.10m，湿～饱和，松散～稍密。

第 3 层：粉土（Q_4^{m}）。深灰～黑灰色，层厚 4.0～7.0m，含有机质及云母，局部夹细砂层，饱和，软塑～流塑状态。通常当地勘察单位判其为“含淤泥质粉土”层（箱基基底位于此层）。

第 4 层：细砂（Q_4^{m}）。灰色，层厚 0.8～2.9m，长石-石英质，含云母，颗粒不均，饱和，稍密～松散。

第 5 层：粉土。灰绿色，层厚 1.30～3.50m，混砂，局部地段含少量氯化铁，局部地段与灰绿色细砂成互层状，饱和、可塑。

第 6 层：粉质粘土。黄褐色，层厚 4.50～6.40m，含氧化铁及

---

❶ 根据参考文献[104]改写。

云母，饱和，软塑～流塑。

第7层：粉土。褐黄色，含氧化铁及云母，局部地段夹砂层，饱和，可塑。

第8层：粉质粘土。黄褐～褐黄色，层厚2.3～5.9m，含氧化铁及云母，夹粉土薄层，饱和，可塑，层底标高－23.4m。

第9层：中砂。黄褐色，层厚0.8～2.4m，长石-石英质，含云母，颗粒不均，饱和，密实，层底标高－24.5m。

第10层：砾砂。黄褐色，层厚2.2～4.20m，长石-石英质，粗粒不均，混卵石，饱和，密实，距地表－28.87～29.91m。

第11层：卵石。主要由石英砂岩组成，亚圆形，一般粒径30～60mm。最大粒径大于100mm，充填砂，饱和，密实，层厚大于16.3m。

各土层土的物理力学性质指标见表10-1。

各土层物理力学性质指标 **表10-1**

上层	土层名称	w %	e	w_L (%)	I_p	I_L	a_{1-2} (10^{-2}kPa^{-1})	E_{s1-2} (10^2kPa)	C (10^2kPa)	φ (°)	K (cm/s)	f_k (kPa)
1	新填土											—
2	细砂											120
3	含淤泥质粉土	28	0.787	27	7.8	0.96	0.022	60	0.09		9.8×10^{-8}	100
4	细砂											140
5	粉土	21	0.615	23	7.6	0.77	0.030	65	0.27	24.7	7.9×10^{-8}	180
6	粉质粘土	29	0.811	30	12.7	0.93	0.028	55	0.31	17.4	1.8×10^{-8}	150
7	粉土	25	0.690	26	6.4	0.89	0.004	120	0.12	33.7		250
8	粉质粘土	23	0.649	28	11.8	0.61	0.015	80	0.42	26.3		180

续表

土层	土层名称	w %	e	w_L (%)	I_p	I_L	a_{1-2} (10^{-2}kPa^{-1})	E_{s1-2} (10^2kPa)	C (10^2kPa)	φ (°)	K (cm/s)	f_k (kPa)
9	中砂											300
10	砾砂											400
11	卵石											500

勘察场地内地下水位距地表 -2.6m，属于潜水类型，对混凝土不具侵蚀性。根据国家地震区划，工程场地为 7 度地震烈度区，厚度 15m 范围内第 3 层粉土土质不均，粘粒含量为 6%～13%，平均为 9.1%，标贯击数 $N_{63.5}=2\sim10$ 击，平均 5 击，在 7°地震烈度下，属于中等液化土层。第 4 层细砂标贯击数平均 11 击，结合静力触探结果综合分析，该层可按非液化层考虑；第 5 层粉土粘粒含量介于 10%～15%之间，平均 12%，标贯击数 4～15 击，平均 6.5 击，属非液化土层。

三、地基处理方案选择

该工程根据地质勘察报告建议采用预制钢筋混凝土桩基础，第 9 层中砂以下均为较好土层，桩尖可置于第 10 层砾砂中。工程开工前经地基处理方案比较，预制桩投标价 410 万元，所需工期 3 个月。后拟改为泥浆护壁钻孔灌注桩方案，投标价为 398 元，施工工期需 4 个月。由于建设单位所筹建设资金紧缺，希望降低地基处理工程造价和缩短工期。经多方案比较，并考虑 1986 年已在振冲碎石桩复合地基上建造 18 层烟台交通大厦、已有一定的经验，决定选用振冲碎石桩复合地基。拟用振冲碎石桩消除第 3 层粉土在 7 度地震下产生液化可能性，提高地基承载力，减少箱基沉降量。振冲碎石桩复合地基工程决算价 98 万元，施工工期 2 个月。

四、振冲碎石桩复合地基设计

1．主楼振冲碎石桩复合地基承载力设计

主楼及箱基荷重：250000kN（原设计 20 层时荷载）；

箱基底板尺寸：25.5m×40.5m；

基底压力:242kPa;

在风载及地震荷载下箱基最大和最小压力:$P_{max}=320kPa$,$P_{min}=180kPa$。

箱基底板整体弯曲弯矩:$M_g=285440kNm$。

因工程急于开工,不容许先做试验后再设计布桩,经协商同意后,先凭经验设计,在振冲施工期间进行加固效果测试。若第3层含淤泥质粉土在振冲施工后测试复合地基承载力达不到242kPa时,可考虑主楼作减荷措施,但要求振冲碎石桩复合地基承载力$p_{sp,k}$不得低于220kPa。

根据工程地质情况,确定对第3、4、5、6层土进行处理。其中第3层含淤泥质粉土抗剪强度低,压缩性最大,而且是7度地震可发生中等液化危害的软弱层。若以此层进行布桩设计,则其余各层均可满足要求。

参照开发区同类地质条件下振冲碎石桩复合地基已有的测试参数,取振冲后第3层桩间土承载力$f_{sk}=120kPa$,取振冲碎石桩承载力$f_{pk}=420kPa$。现设计要求复合地基承载力$f_{sp,k}=250kPa$,则置换率m为:

$$m=\frac{f_{sp,k}-f_{sk}}{f_{pk}-f_{sk}}=0.433$$

考虑在国内首次在深厚软弱地基上采用振冲碎石桩复合地基上建造20层高层建筑,实践经验不足,为增大安全度和施工方便,采用正方形布桩,以四角桩中心距为1.5m×1.5m,并在形心中点增布一桩为加固单元。按碎石桩直径$\phi=80cm$计算,得复合地基置换率$m=0.444$。

布桩范围:主楼的东、西侧紧靠裙楼,裙楼基础下也布有振冲桩,不需布置箱基外围护桩;主楼南侧、北侧外围均布置三排围护桩。主楼地基振冲施工前,预先挖除地面土层厚度为2.0m的土层形成基坑,由坑底起算,主楼设计桩长16.5m,进入第7层土层顶。考虑施工地面隆起影响,要求施工桩长17.0m,局部桩长为10.0m。箱基基坑开挖后,有效桩长12.0m,局部为6.0m,主楼区

共布桩1085根，计振冲碎石桩总长为17652m。按布桩单元尺寸在箱基范围满堂布桩。在箱基底板下铺30cm厚夯实碎石垫层。

2. 裙楼振冲碎石桩复合地基承载力设计

主楼西侧为紧接长55m、宽46m的工贸大厦展厅、宴会厅、商场等建筑，二层框架结构，7.5m×7.5m柱网，独立基础。主楼东侧紧接长30m、宽25m的银行及大厦辅助建筑，二层框架结构，7.5m×7.5m柱网，独立基础。两侧裙楼基底压力均按 $f_{sp,k}=200kPa$ 设计。基底标高均在第1层填土内。取振冲后填土承载力 $f_{sk}=100kPa$、碎石桩承载力 $f_{pk}=400kPa$，根据承载力设计要求计算得到复合地基置换率 $m=0.333$。勘察报告指出：第1层填土时间短，土质疏松，不能作天然地基；第2、3层为欠固结土，第3层是地震可液化层。因此裙楼布桩为1.3m的三角形布置，置换率 $m=0.343$，或1.2m的矩形布桩。紧靠主楼的桩基础下布桩长度17.0m与主楼桩长度相同。其他柱基下布桩由自然地面起算，长度9.7m，略穿过第3层。独立基础外侧稀布一排围护桩，裙房区共布桩2044根，总长为24670m，独立基础下作20cm厚夯实碎石垫层。

3. 振冲碎石桩复合地基的抗液化设计

在开发区应用振冲碎石桩复合地基前曾专门进行过试验，以了解该地区用振冲法加固地基的效果。其中用模拟地震方法测试了第3层含淤泥质粉土振冲前和振冲后的抗液化效果。测试了埋在振冲碎石桩复合地基和天然地基下-7.8m第3层含淤泥质粉土中振冲前天然地基和振冲后复合地基中的孔隙水压力并作了对比分析。在等距离、等强度震源震动作用下，天然状态的第3层粉土的动孔压达到6.1N/cm^2，孔压比为0.75左右；经2m×2m布桩（置换率 $m=0.125$）后的振冲地基动孔压仅达到2.06N/cm^2，孔压比为0.24左右，孔隙水压力峰值比天然地基降低2/3，碎石桩复合地基抗液化效果非常显著，充分满足抗7度地震液化要求。工程主楼、裙楼为满足承载力要求，振冲布桩置换率 m 均达0.33以上，抗7度地震液化已有足够的安全度。

4．复合地基沉降量计算

天然地基沉降量：根据工程地质勘察报告，按规范 GBJ 7—89，用分层总和法计算，总沉降量为：$\sum S_i = 54.34\text{cm}$。总沉降超过规范规定的地基变形允许值。

振冲碎石桩复合地基沉降量用分层总和法计算，振冲后压缩层深度压缩模量当量值 $\overline{E}_s = 16.8\text{MPa}$，振冲碎石桩复合地基最终沉降量 $S = \varphi_c \sum S_i = 9.10\text{cm}$，满足地基变形要求。

5．排水通道的设计

考虑箱基下被压缩土层在楼体荷载作用下的排水固结，以及地震发生时地基超静孔隙水压的消散，在箱基下全面设置了厚 30cm 的干铺碎石排水层，排水层直通主楼外侧布置的 4 个 3m×3m 的直通地面的碎石排水井。

五、振冲碎石桩复合地基测试

在西裙房西北部工程桩施工 15 天的振冲碎石桩区进行 1 号振冲碎石桩复合地基静载测试。静载压板面积 1.5m×1.5m。测试时开挖的面积 8m×5m、深 2.5m 的试坑在地下水位线下 0.5m。因试坑渗水量较大，采取在试坑角部挖积水坑，人工边淘水边试压。载荷板下第 2 层细砂层厚 0.82m，以下为第 3 层含淤泥质粉土层，层厚 6.8m。实测载荷板下四根角桩桩径 $\phi = 0.75\text{m}$，中心桩桩径 $\phi = 0.65\text{m}$，压板下置换率 $m = 0.344$。试压加载到第 10 级，板压为 500kPa 时，压板总沉降量 9.62cm，但压板沉降仍能稳定。第 5 级载荷板压 250kPa 时，沉降量 2.92cm，取 $S/b = 0.02$，复合地基承载力基本值已满足 250kPa 设计要求。

主楼地基振冲施工结束后即开始箱基范围轻型井点分级降水，边降水边开挖。开挖到箱基基底标高后，在主楼箱基础坑内东南部任选一振冲加固单元为 2 号静载试压点，仍做 1.5m×1.5m 复合地基静载测试。压板标高距自然地面 −6.2m。压板下为第 3 层粉淤泥质粉土层厚 0.6m，其下为第 4 层为细砂层，厚 2.4m。实测压板所压四角振冲桩桩径为 $\phi = 0.8\text{m}$，中心桩桩径 $\phi = 0.60\text{m}$，置换率 $m = 0.348$。试压加载到第 10 级，板压为 500kPa 时，压板

总沉降 2.72cm，取 $S/b=0.01$，则复合地基承载力基本值为350kPa，满足设计 250kPa 要求。

对桩间土做了静力触探试验，对振冲碎石桩桩体做了重(Ⅱ)型动力触探试验。

工贸大厦主楼沉降观测：1989 年 6 月初，工贸大厦主楼箱基及地下室钢筋混凝土浇筑完毕后即开始进行主楼箱基沉降观测。初始沉降比较大，建筑完 2 层筒体时，箱基沉降总量约 1.4cm，又逐层浇筑，直到浇完第 11 层，观测箱基仍无明显沉降增量。在此情况下建设单位决定在主楼增建一层标准层，即原设计主楼总高 20 层增为 21 层。1989 年 12 月，主楼主筒建筑完毕，重量约 20300t。此时箱基总沉降量为 2.63cm。1991 年 8 月工贸大厦全部装修竣工，箱基总沉降量 4.47cm。投入使用后箱基底压力达到 250kPa。经过五年时间观测，从 1990 年 8 月主楼装修完毕后，振冲碎石桩复合地基的沉降即告稳定。其后经过四年多时间的观测，几乎没有沉降增量。证明在工贸大厦这样工程性质较差的深厚软弱地基，又有地震液化潜在危害影响的条件下，采用振冲碎石进行加固处理是可行的。振冲法施工使原来松散的砂层得到振密，使原来含淤泥质的软弱粉土层得到碎石桩体的加强，增大了层体刚度，同时碎石桩为软弱地基受压后排水固结提供了良好的竖向和横向排水通道，加速了软弱土层排水固结，使建筑物的沉降较快达到稳定。

[工程实例 2] 茂名石油化工公司大型油罐挤密砂石桩复合地基❶

一、工程概况

为了适应生产发展的需要，茂名石油化工公司拟在南海两个储油码头分别兴建 2 座 30 000m^3(编号为 15 号和 16 号)、6 座 20 000m^3(编号为 17号～22 号)和 4 座 50 000m^3(编号为 9 号～12

❶ 根据文献[78]改写。

号)的油罐,罐体直径分别为37m、44m和60m,均属于浮顶罐。对于容量为20000～50000m³油罐,基底压力一般为200～250kPa。油罐正常使用要求满足以下条件:

(1) 对于直径为37m与40m以上的油罐,其整体倾斜——指过油罐中心两端不均匀沉降与油罐直径之比 $\Delta S/D$ 必须小于0.5%和0.4%(D为油罐直径)。

(2) 沿罐壁圆周方向任意10m周长沉降差不应大于25mm。

如果径向不均匀沉降超过允许值,则阻碍浮顶升降,影响油罐正常使用。沿周边不均匀沉降超过允许值时,则可导致罐底板与壁板焊缝拉裂,发生漏油事故。因此,对大型浮顶油罐地基需要严格控制沉降量,特别是不均匀沉降量。若天然地基不能满足要求,则对天然地基进行地基处理是十分必要的。

二、工程地质情况

本工程位于广东茂名地区,地震基本烈度为7度,工程地质勘察报告表明场地工程和水文地质条件较复杂,其中50 000m³油罐场地各土层的主要物理力学性质指标见表10-2。20 000m³和30000m³油罐场地土层组成与50000m³油罐场地基基本相似,不同之处在于:其①层厚度较薄,①$_{-1}$层为细砂,②层只有在16号油罐局部存在。另外,基岩面起伏较大,埋藏较浅。

地基各土层的物理力学性质指标 **表10-2**

层号	名称	状态	厚度(m)	E_s (MPa)	w(%)	e	γ (kN/m³)	C (kPa)	φ(°)
①$_{-1}$	中砂	松散	2.6～6.5	10					
①$_{-2}$	细砂	松散-稍密	1.9～10.2	25.59	20.9	0.668	19.4		
①$_3$	细砂	中密	1.35～7.4	30					
①$_4$	粉土、粉质粘土		局部	6.68	37.7	1.059	18.0	30.7	12.3
②	淤泥质粉质粘土	流塑局部软塑	0～3.3	3.45	41.6	1.199	17.3	9.1	10.1

续表

层号	名　称	状　态	厚度(m)	E (MPa)	w(%)	e	γ (kN/m^3)	C (kPa)	φ(°)
③	粉土或含砂粉土	中密-密实	0.5～5.0	8.12 10.7	17.2 19.2	0.520 0.585	20.7 20.3	35.5 59.4	12.7 14.4
④	细砂、含粘土粉细砂	较密实	0.5～3.5	11.48	14.1	0.456	21.2	28.3	27.1
⑤	粉土、粉质粘土	可塑-硬塑	1.2～4.1	7.88	14.8	0.424	21.5	40.8	12.1
⑥	砂质粘性土	硬塑-坚硬	0.9～15.8	5.38	21.5	0.698	19.2	24.7	22.7
⑦-1	强风化基岩	半岩半土状	1.2～17.4						

根据标准贯入试验资料判定，两场地大部分细砂层不易产生震动液化，只有个别点可能产生液化。

三、振动挤密砂石桩复合地基设计

根据工程地质勘察报告，油罐场地地基上部有较厚的松散、稍密-中密的细砂层存在，该层土抗剪强度较低，局部可能产生液化现象，部分油罐地基夹有软土层。因此，地基处理的主要目的是：提高上部砂层的抗剪强度，提高地基承载力，消除产生液化的可能性，减少地基总沉降和不均匀沉降。

确定砂性地基承载力和判断是否会产生液化，在我国较多地借助于标准贯入试验。因其直观和便于操作，对地基处理加固效果的检测也常用标准贯入试验。同时，标贯击数 N 与地基承载力和土体压缩模量 E_s 等存在着一定的相关关系，目前已经有一些经验公式可供参考选用。因此，本设计以地基处理前后的标贯击数来进行桩距计算。对 20000m^3 油罐地基处理后要求达到的标贯击数 N_1 为 16，对 30 000m^3 和 50 000m^3 油罐要求 N_1 为 18。

1．挤密砂石桩间距设计

参考以往的工程经验和施工设备条件，挤密砂石桩的直径采用0.48m，桩长选用要求穿透疏松土层，由于部分油罐淤泥质粉质粘土埋藏较深，在局部位置桩长由淤泥质粉质粘土层的埋深决定。桩间距由以下两种方法确定，结果见表10-3所示。

各油罐挤密砂石桩设计计算结果 **表10-3**

油罐编号	N_0	D_{n0}	N_1	D_{n1}	方法一	方法二	设计值		
					L(m)	L(m)	L(m)	a_s	深度(m)
9号	7.5	0.424	18	0.656	1.38	1.90	1.6	0.082	12
10号	7	0.409	18	0.656	1.32	1.83	1.5	0.093	12
11号	8	0.438	18	0.656	1.45	1.98	1.7	0.072	13.5
12号	8	0.438	18	0.656	1.45	1.98	1.7	0.072	13.5
15号	10.5	0.676	18	0.885	1.6	1.84	1.7	0.072	12.5
16号	9.5	0.643	18	0.885	1.6	1.70	1.6	0.082	13
17号	5.0	0.390	16	0.835	1.35	1.45	1.4	0.107	12.5
18号	6.6	0.536	16	0.835	1.45	1.6	1.6	0.082	13
19号	5.5	0.489	16	0.835	1.40	1.5	1.5	0.093	14
20号	6.6	0.536	16	0.835	1.45	1.6	1.6	0.082	15
21号	5.4	0.485	16	0.835	1.40	1.5	1.5	0.093	14
22号	6.6	0.536	16	0.835	1.45	1.6	1.6	0.082	13

（1）不考虑施工过程竖向振动密实影响。根据原地基标贯值N_0和地基处理后的标贯值N_1，查N_0 a_s-N_1图表（龚晓南主编，地基处理手册（第一版），北京：中国建筑工业出版社，1988），可以得到挤密砂石桩的置换率a_s，从而确定桩的间距L。

（2）考虑施工过程竖向振动密实影响。据以往工程经验，饱和疏松的可液化粉细砂层在震动作用下具有易于变密的性质，震动成桩施工时，地面会有较大的竖向震动加速度和震幅，从而发生不同程度的下沉即震动密实作用，对于加固深度10m左右、桩径0.48m、间距约1.5m的情况而言，其下沉量可达22～50cm。

根据半经验公式(张吉占,1990)可以确定桩距:

$$L=0.95d\sqrt{\frac{0.97}{\frac{0.63(D_{r1}-D_{r0})}{2.198-0.63D_{r0}}-\Delta S/h_0}} \qquad (10.2.1)$$

式中 d——成桩直径;

D_{r0}——液化砂层的初始相对密度;

D_{r1}——抗液化要求的相对密度;

$\Delta S/h_0$——桩间土竖向应变,本次设计取 0.015。

D_{r0}和 D_{r1}由下式确定:

$$D_r=\sqrt{\frac{N}{52.2\sigma'_0}}\times 100\% \qquad (10.2.2)$$

式中 N——实测标贯击数;

σ'_0——单位有效上覆土压力,0.1MPa。

2. 挤密砂石桩布置

挤密砂石桩采用正三角形布置,油罐范围内桩长见表 10-3 所示,另在油罐罐周线以外 5m 范围内布置桩长为 5m 的挤密砂石桩,油罐环墙基础下的砂石桩桩长增加为 16～18m,以加强地基的稳定性和抗液化能力。

四、加固效果检测与分析

通过现场测试对采用挤密砂石桩处理地基的施工效果进行严格的监测和检验是非常必要的。

1. 标准贯入试验

标准贯入试验是国内外广泛采用的一种现场原位测试方法,也是检验地基处理效果的重要手段。加固前后对每个油罐分别进行了标准贯入试验,选取有代表性的结果,50000m^3 油罐地基处理前后 N 值变化如图 10-1 所示。

通过对处理前后标贯击数 N 的变化进行比较,可以看出:

(1) 处理后加固深度范围砂性土 N 值明显增大,远远大于处理前的相应值,表明加固效果是明显的。

(2) 对于粘性土层以及含有淤泥的软弱夹层,处理后土层结

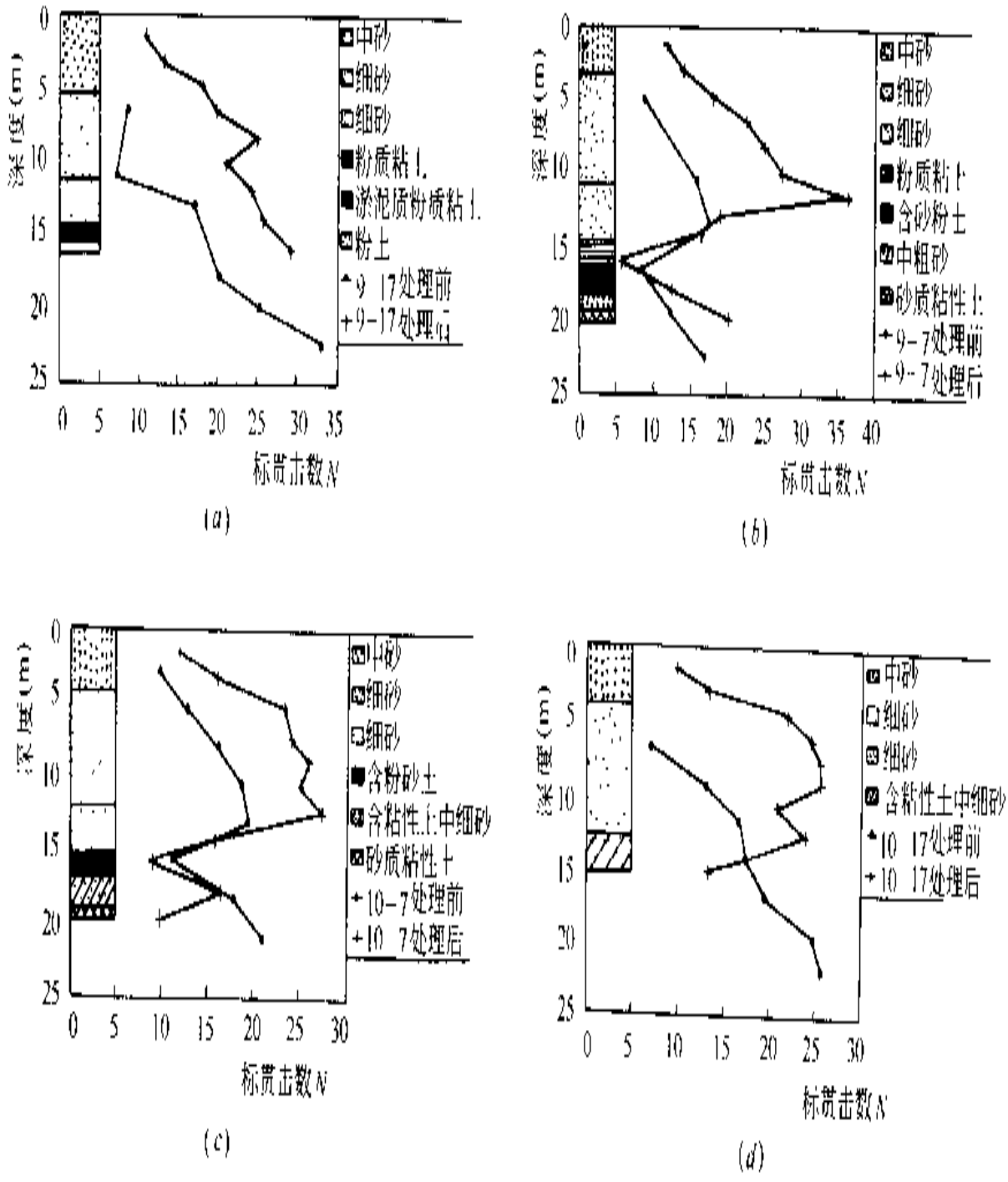
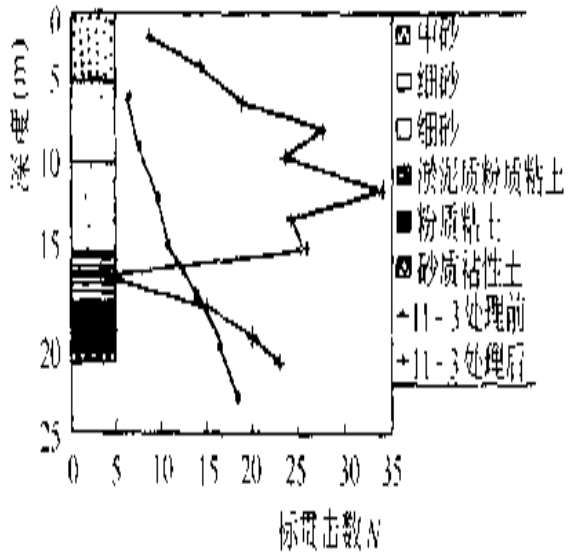
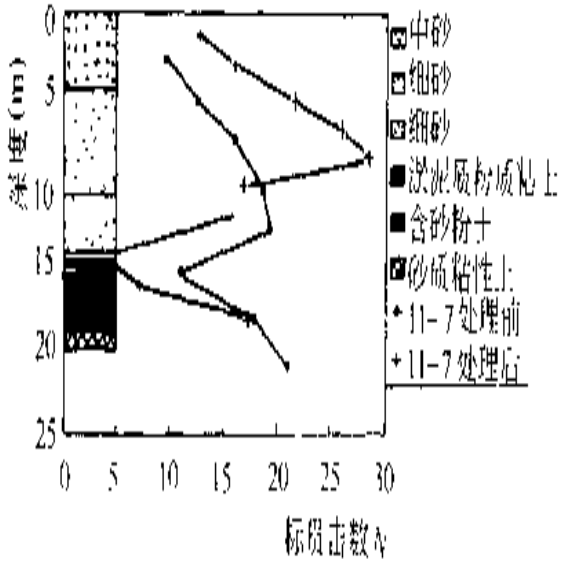


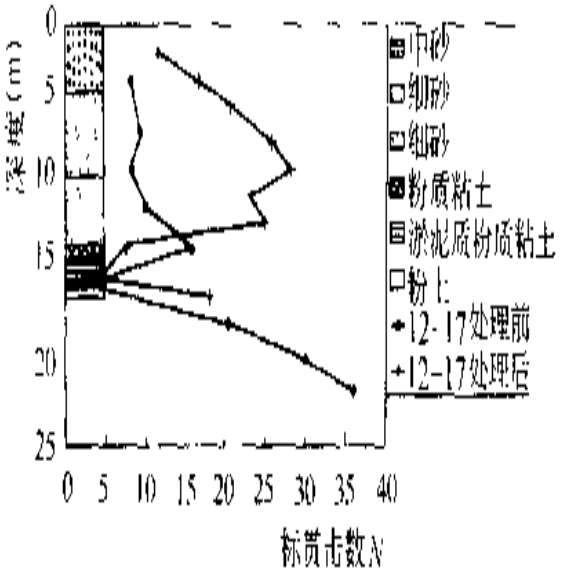
图 10-1 50000m³油罐处理前后N值变化规律(1)



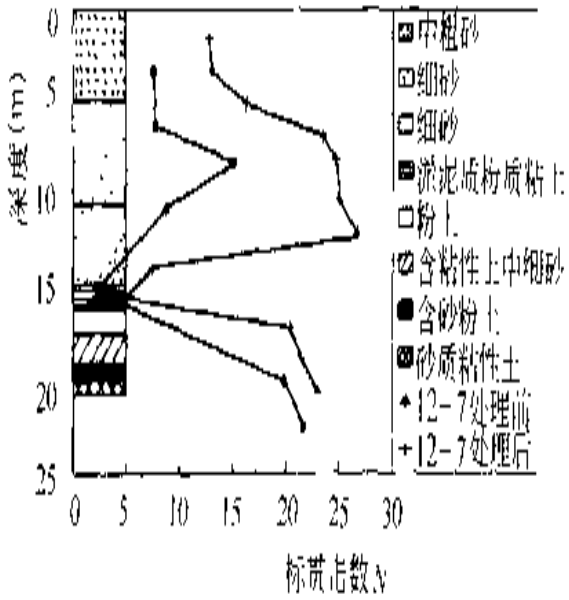
(e)



(f)



(g)



(h)

图 10-1　50000m³油罐处理前后N值变化规律(2)

构受扰动较大，标贯值有不同程度的下降，一般均低于处理前的标贯值。主要原因是该土层一般粘粒含量较高，挤密效果不明显，反而受振动影响，出现标贯击数下降。

2．平板荷载试验

本工程中使用的压板尺寸为 70.7cm×70.7cm，压物重 280kN。利用 p-S 曲线，采用相对沉降法来确定复合地基承载力基本值 f_0。根据《建筑地基处理技术规范》中的规定，对于砂土和低压缩性土，取 $S/d=0.01\sim0.015$ 对应的荷载为 f_0。现取 $S/d=0.01$ 对应的荷载为 f_0，此时对应的沉降 $S=7$mm。由 p-S 曲线图求出的 5 个油罐复合地基承载力基本值 f_0 值如表 10-4 所示。

处理后地基承载力　　表 10-4

油罐	16 号	19 号	20 号	21 号	22 号
f_0(kPa)	350	355	370	330	420

可以看到处理后的地基容许承载力均大于要求的 220kPa，而且从 p-S 曲线可以看出，地基处理后各处的承载力相差不大，地基土体处于比较均匀的状态。

3．沉降观测

地基沉降观测成果，是建筑物地基基础工程质量检查的主要依据，也是验证设计、检验施工质量的重要资料。9 号和 15 号油罐充水预压期间的沉降-时间曲线如图 10-2 所示。

从图 10-2 中可以看到，不同测点沉降随时间变化规律基本相似，各测点沉降相差很小，处理后地基处于比较均匀的状态。

从标准贯入试验，静载试验和沉降观测的结果可见，在采用振动挤密砂石桩进行地基加固后，碎石桩复合地基承载力满足油罐正常使用要求，地基土体变形模量也有较大提高，油罐的沉降和不均匀沉降都较小。试验资料表明，砂质土层得到了明显的加密挤实，其标贯击数提高 2～4 倍；而粘性土层的标贯值变化不大，并没有明显的挤密加固效果。

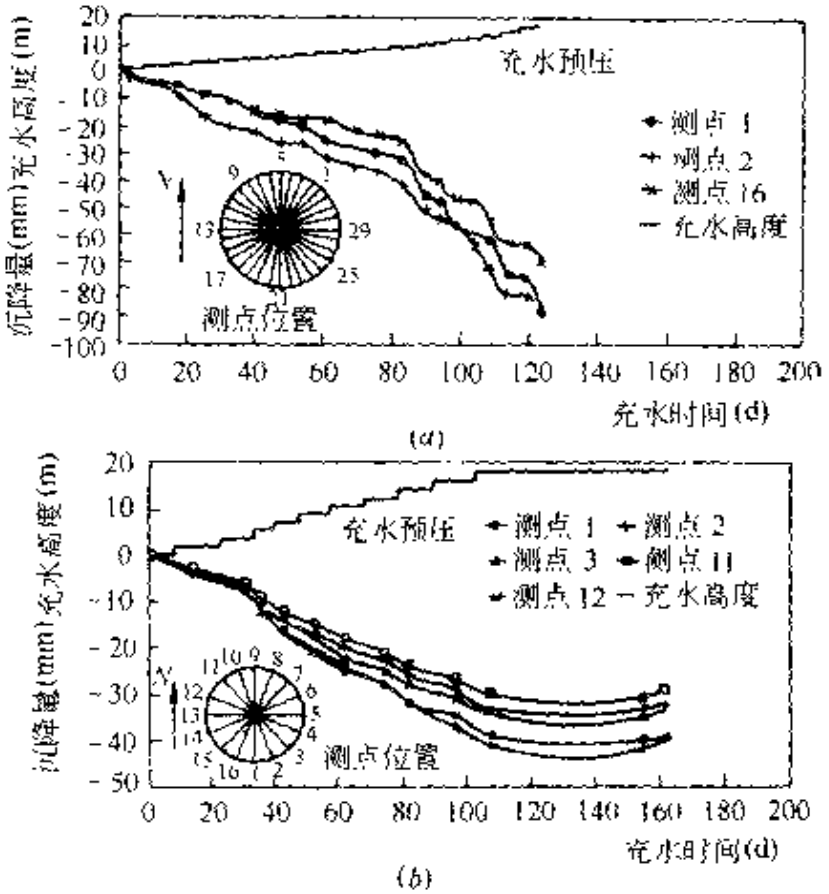


图 10-2　油罐边缘沉降-时间曲线

(a)9 号罐;(b)15 号罐

10.3　水泥土桩复合地基

通常通过深层搅拌法、高压喷射注浆法和夯实水泥土桩法等在地基中设置水泥土桩。深层搅拌法又分为喷浆深层搅拌法和喷粉深层搅拌法两种。在软粘土地基中应用较多的是深层搅拌法。高压喷射注浆法形成的旋喷桩复合地基应用于新建工程地基处理不多,主要是工程费用高。前些年将高压喷射注浆法应用于已有建筑物地基加固较多,近年应用旋喷桩复合地基加固已有建筑物地基已不多见。减少应用的原因是由于静压锚杆桩托换技术和树根桩托换技术比旋喷桩托换技术施工方便,费用低。近年来桩式托换在已有建筑物地基加固中应用发展很快。夯实水泥土桩是在地基中先成孔,一般采用人工挖孔,然后回填水泥和土的混合料,

分层夯实形成水泥土桩。它适用于地下水位较深的地基，目前在华北地区应用较多。夯实水泥土桩某些方面与灰土桩类似。在本节工程实例部分主要介绍深层搅拌桩复合地基。

[工程实例 1] 岙山大型油罐搅拌桩复合地基❶

一、工程概况

岙山石油转运基地位于浙江省舟山市的岙山岛西南侧，已建成 100 万 m^3 原油罐区和 20 万 m^3 成品油罐区，其中成品油罐区位于基地西侧的海相淤积区，场地原为养虾塘，向海边方向微倾。场地内原有两条老海塘。4 个 1 万 m^3 浮顶罐沿垂直海边方向呈一字形分布，罐径28.5m，罐中心间距40.5m，天然地面标高 4.00～4.95m。土层分布及其主要物理力学性质指标见表 10-5。油罐高 16.85m，成品油罐区设计地坪高程 5.40m，设计罐底标高 6.00m，考虑地基沉降后预抬设计罐底标高 6.40m，设计标高和荷载分别如图 10-3 和表 10-6 所示。设计荷载包括：①罐自重；②油罐充水重；③环梁重；④罐底标高与设计地坪高程之差的垫层自重；⑤设计地坪与天然地坪高程之差的垫层自重；⑥考虑荷载作用下地面沉降而预抬高部分垫层的自重

土层分布及其主要物理力学性质指标　　表 10-5

序号	土　名	层　厚 (m)	w (%)	γ (kN/m³)	e	I_p	I_L	a_{1-2} (MPa⁻¹)	地基土承载力 (kPa)	桩端承载力 (kPa)
1	塘　堤	0～1.7								
1a	粉质粘土	0～1.6	31.0	19.2	0.857	12.9	0.86	0.38	60	
1b	淤泥质粉质粘土	5.5～14.0	42.7	17.8	1.187	16.1	1.38	0.98	40	
1c	淤泥质粘土	6.2～14.6	45.5	17.6	1.269	20.2	1.21	1.12	50	

❶ 根据文献[102]改写

续表

序号	土名	层厚(m)	w(%)	γ(kN/m³)	e	I_p	I_L	a_{1-2}(MPa⁻¹)	地基土承载力(kPa)	桩端承载力(kPa)
1d	粉质粘土	2.1~5.4	31.4	18.8	0.891	9.9	1.17	0.53	70	
2a	淤泥质粘土	3.7~12.2	45.0	17.6	1.268	24.2	0.86	0.67	80	
3a	粘土	2.6~7.9	28.0	19.7	0.780	18.5	0.44	0.26	180	
3b	粗砂含粘土	0~4.2	24.2	19.8	0.700	9.5	0.90	0.29	—	
4	粘土	7.5~17.1	34.2	18.9	0.946	20.3	0.64	0.30	—	1000
5b	砾砂含粘性土		22.4	20.0	0.664	10.0	0.40	0.27	—	2000

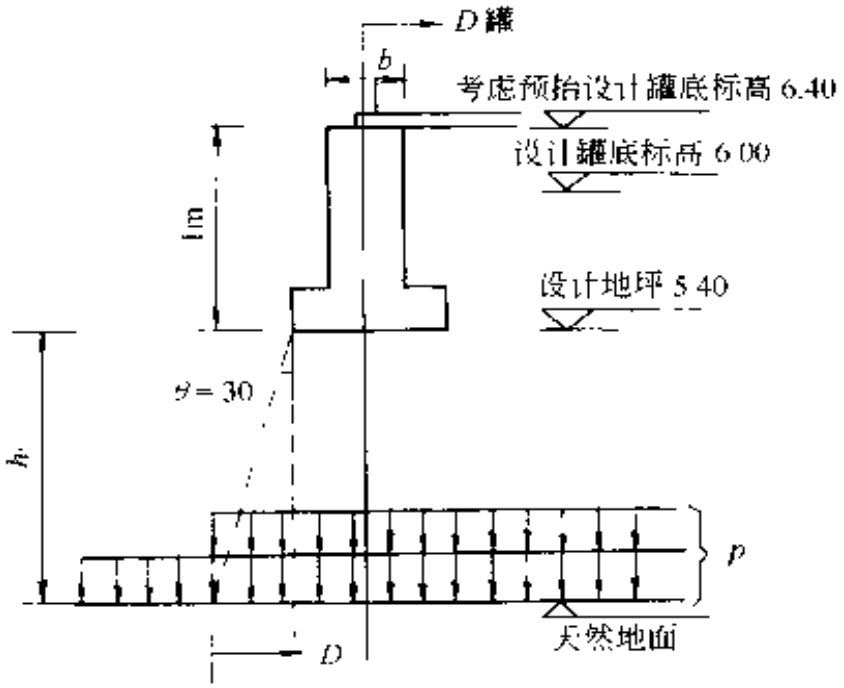


图 10-3 荷载示意图

计　算　荷　载　　表 10-6

罐编号	内径(m)	高(m)	原地面标高(m)	D(m)	p(kPa)
1号,2号	28.5	16.85	4.95	30.22	181.4
3号,4号	28.5	16.85	4.00	31.32	187.2

根据岙山一期原油罐使用的情况,参考有关规范和文献,确定油罐正常使用要求满足的主要条件有:①油罐整体倾斜(过油罐中心两端不均匀沉降与罐径之比)小于4‰~8‰;②罐中心与罐边不均匀沉降与罐径之比小于15‰~20‰。此外,油罐的绝对沉降还应满足工艺和使用要求(使用阶段一般要求最大不超过30~40cm);罐壁的不均匀沉降满足油罐设计要求(小于0.002~0.004)。

二、油罐搅拌桩复合地基设计

通过地基处理方案比较分析,决定采用水泥搅拌桩复合地基

(一)搅拌桩复合地基承载力设计

搅拌桩复合地基承载力的计算公式为

$$f_{sp,k} = m\frac{R_k^d}{A_p} + \beta(1-m)f_{s,k} \tag{10.3.1}$$

式中　$f_{sp,k}$——复合地基承载力标准值;

m——复合地基置换率;

A_p——搅拌桩截面积;

$f_{s,k}$——桩间天然地基土承载力标准值,在此取60kPa;

β——桩间土承载力折减系数;

R_k^d——单桩竖向承载力标准值,分别按材料强度和桩侧摩阻力、端阻力确定承载力再取两者的较小值。

将计算得到的R_k^d代入上式,再根据所要求的复合地基承载力$f_{sp,k}$,即可直接从下式求得置换率m:

$$m = \frac{f_{sp,k} - \beta f_{s,k}}{\frac{R_k^d}{A_p} - \beta f_{s,k}} \tag{10.3.2}$$

根据置换率 m 及需加固的范围即可确定出各个油罐地基的桩间距及理论布桩数。取搅拌桩直径 $\phi=60$cm，桩间距 1.3m，桩长 20m，实际置换率为 19.32%。

（二）复合地基沉降计算

为了合理设计，本工程采用以下几种方法估算搅拌桩复合地基的沉降：1. 分层总和法；2. 等代实体法；3. 复合桩基法。对搅拌桩复合地基，各种方法计算沉降均由两部分组成，即搅拌桩加固区部分的压缩量及加固区以下部分下卧层压缩量之和。所用的复合土层的压缩模量按下式计算，即

$$E_{sp}=mE_p+(1-m)E_s \tag{10.3.3}$$

式中 E_s——桩间土的压缩模量，按实际应力范围取值；

E_p——桩身压缩模量，在此取 $E_p=100q_u=10^5$kPa。

1. 分层总和法

在分层总和法中，对加固区土体采用复合模量计算，其它同一般分层总和法。

2. 等代实体法

本方法假定加固区为一理想实体深基础，如图 10-4 所示。

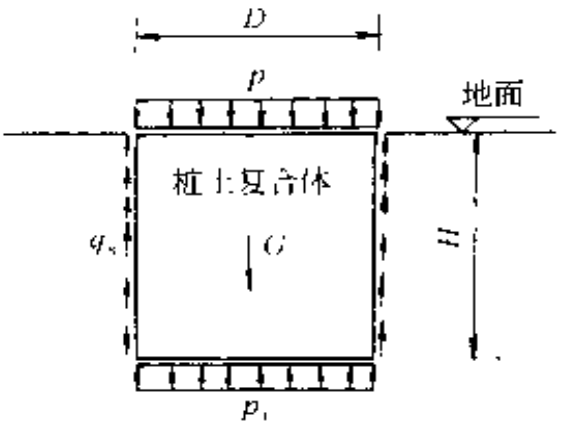


图 10-4　等代实体法

作用在下卧层顶面的附加应力为 p_0：

$$p_0=\frac{pA+G}{A}-\frac{\pi DHq_s}{A}-\sigma_{cH} \tag{10.3.4}$$

式中 σ_{cH}——加固层底土自重应力；

H——加固层厚；

A——加固区面积，$A=\frac{1}{4}\pi D^2$；

D——等代实体直径；

G——加固区桩土自重；

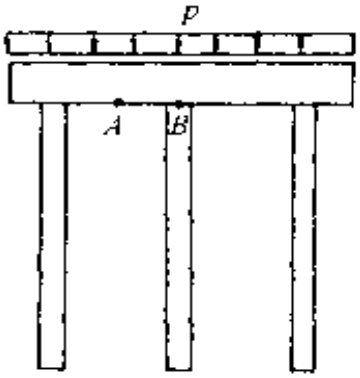


图 10-5　复合桩基法

q_s——深基础周边摩阻力。

3. 复合桩基法

基于桩土共同工作的变形协调条件，利用 Mindlin 公式求解，假定作用在承台底板上的压力为均匀分布，且各桩承担相同荷载 Q，见图 10-5，则承台底面的附加应力 q 为

$$q=\frac{N+G-nQ}{F-nF_1}-p_c \quad (10.3.5)$$

式中　N——建筑物上部结构传至基础顶面的竖向荷载；

G——承台自重和承台上土重；

n——桩数；

F——承台面积；

F_1——单桩截面积；

p_c——承台底面土的自重应力。

考虑各桩同时作用，则 A 点（桩顶）和 B 点（承台底土）的沉降量为

$$S_A=\Delta_{AS}q+\delta_{AP}(Q+\gamma_G F_1 l) \quad (10.3.6)$$

$$S_B=\Delta_{BS}q+\delta_{BP}(Q+\gamma_G F_1 l) \quad (10.3.7)$$

式中　Δ_{AS}、Δ_{BS}——在承台底板单位压力作用下，相应 A 点和 B 点的沉降量；

δ_{AP}、δ_{BP}——在桩基中所有各桩同时作用单位荷载下，A 点和 B 点沉降量；

γ_G——桩身材料的单位体积重量；

l——桩长。

式(10.3.6)、式(10.3.7)中的系数 Δ_{AS}、Δ_{BS}可以用分层总和法求得，δ_{AP}、δ_{BP}可以用 Geddes 法求解通过叠加原理求得。

根据式(10.3.5)、式(10.3.6)、式(10.3.7)编制程序可以方便地计算分析各种情况下，如不同桩距，不同桩长情况下的沉降，此

即为复合桩基沉降计算法。

表 10-7 为根据上述三种方法计算的 4 号罐沉降结果。从计算结果可知，分层总和法与等代实体法的计算结果比较接近，复合桩基法计算值较小。罐边的最终沉降一般不会超出 55cm。从计算结果还可看出，无论采用何种方法估算，无论哪只油罐，罐心与罐边沉降差与罐径之比均小于控制值 1.5%，且大部分结果在 0.5% 以下，而油罐整体倾斜一般只有 0.2% 以下，最大值也小于控制值 4‰。因此，采用搅拌桩复合地基加固后，在设计荷载作用下，油罐的不均匀沉降与倾斜均能满足要求。

4 号罐搅拌桩基沉降计算结果 **表 10-7**

项　目	罐心 S_{CY} (cm)	罐边 S_{CB} (cm)	$\frac{S_{CZ}-S_{CBmin}}{D}$ (‰)	$\frac{\Delta S_{CBmax}}{D}$ (‰)
加固区	17.2	12.5		
方法一	53.6	35.1～44.0	5.91	2.01
方法二	79.8	49.8～56.0	9.58	1.31
方法三	29.1	21.5～23.9	2.34	0.74

根据固结理论，在外荷载作用下，饱和软粘土地基土体中将产生超静孔隙水压力。随着时间的增长，超静孔隙水压力逐渐消散，地基土固结，地基发生固结沉降。某时刻 t 地基完成固结沉降占最终固结沉降的比例称地基平均固结度 $\bar{U}$。在大面积荷载作用下地基固结度可用式(10.3.8)计算：

$$\bar{U}>30\%\text{时}，\quad \bar{U}=1-\frac{8}{\pi^2}e^{-\frac{\pi^2}{4}T_v} \qquad (10.3.8)$$

式中　T_v——时间因子，$T_v=G_v t/H^2$；

G_v——固结系数，在此，参考舟山机场的地质资料，选 $G_v=3.68\times10^{-3}\text{cm}^2/\text{s}$ 计算；

H——最大排水距离，对双面排水取土层厚度的一半，对本工程，2b、3b 土层为砾砂层，在此视其为排水层。

各个油罐在不同阶段地基的固结度为：5 年的固结度约在

31%～46%之间，10年的地基固结度在42%～64%之间，20年的地基平均固结度在63%～84%之间。相应油罐中心完成的沉降见表10-8。从表10-8可知，20年油罐中心沉降约56～66cm，罐边沉降约为37～44cm。由此可见，油罐设计预抬高40～50cm比较适宜，考虑到预估的误差等确定预抬40cm。

不同时间地基沉降(cm)　　表10-8

罐	$S_{2中}$	$S_{2边}$	$S_{5中}$	$S_{5边}$	$S_{10中}$	$S_{10边}$	$S_{20中}$	$S_{20边}$
102-1	33.24	20.86	41.2	25.4	50.9	30.8	61.5	36.8
102-2	32.0	20.2	39.3	24.3	48.3	29.3	58.3	34.9
102-3	31.66	23.32	38.38	28.4	46.7	34.6	56.4	41.8
102-4	35.2	24.08	43.1	29.14	53.3	35.67	65.9	43.79

注：角标2、5、10、20表示相应时间(年)，中、边表示罐中心与罐边缘平均值

(三) 下卧层承载力验算

采用搅拌桩加固深厚软土地基，当搅拌桩未打穿软土层时，需要验算加固区底软土层的承载力。下面根据《建筑地基处理技术规范》和《建筑地基基础设计规范》进行下卧层承载力验算。

如图10-4所示，下卧土层的承载力需满足下式要求：

$$p_1 \leqslant f \tag{10.3.9}$$

式中

$$p_1 = \frac{pA + G - \pi DHq_s}{A} \tag{10.3.10}$$

式中 p_1——基础底面处的平均压力设计值；

f——地基承载力设计值，按式(10.3.11)或式(10.3.12)计算。

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b_1 - 3) + \eta_d \gamma_0 (d_1 - 0.5) \tag{10.3.11}$$

式中 f_k——地基承载力标准值；

η_b、η_d——考虑加固区宽度b_1和加固区深度d_1的地基承载力修正系数；

γ_0——加固区底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取有效重度。

$$f = M_b \gamma b_1 + M_d \gamma_0 d + M_c C_k \qquad (10.3.12)$$

式中 M_b、M_d、M_c——承载力系数，按 GBJ 7—89 表 5.1.4 根据土的内摩擦角确定；

C_k——粘聚力标准值。

根据式(10.3.12)的计算，其结果见表 10-9。从表示结果可知，各罐下卧层承载力均能满足要求。

下卧层承载力验算　　表 10-9

罐　编　号	102-1、102-2	102-3、102-4
p(kPa)	169.5	168.5
p_1(kPa)	298.7	306.3
d_1(m)	20	20
f(kPa)	390.2	458.1
f/p_1	1.306	1.496

三、原位测试

原位测试是检验地基处理效果、指导油罐充水预压、指导正常使用的关键一环。通过原位测试还能及时地发现可能存在的问题，有利总体判断，把可能存在的问题及时地解决在建设阶段，确保工程的顺利建成并投入正常使用。

本工程 4 个油罐均进行了逐级充水试压，并进行沉降观测与分析。其中，为了指导另三个罐的工程实施，探讨深层搅拌法在深厚软土地基大型油罐工程中的应用，先选择靠海近、软土性状相对差的 102-4 号罐进行试验，埋设的观测仪标有：沿罐壁沉降点 12 处；罐中心搅拌桩底深层沉降标 1 个；油罐半径方向罐底水杯式沉降计 4 只；半径方向压力盒 3 组，每组土压力盒 1 只，桩顶压力盒 3 只；孔隙水压力测头 6 只。具体布置如图 10-6 所示。

102-4 号罐于 1996 年 3 月 20 日建成开始充水预压，充水时间 32d，持荷时间 34d。分 9 级荷载充水，第一、二、九级荷载增量分

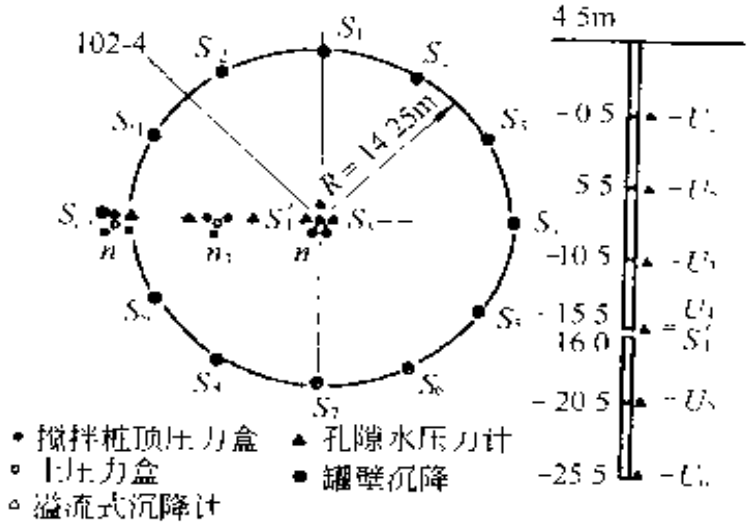


图 10-6　观测仪标布置图

别为 19kPa、13kPa 和 14kPa，其他各级荷载增量均为 16kPa，充水总荷载 142kPa，持荷 34d 后卸荷至 107kPa。

自充水预压开始对所有观测仪标进行了观测，图 10-7 为 102-4 号罐充水预压期间油罐中心沉降、罐底环墙最大和最小沉降与时间的关系。从图可知，地基沉降随荷载的增大而增大，满载后地基沉降随时间发展而逐渐增大，至卸载前沉降已基本趋于稳定，这说明油罐搅拌桩地基的变形在一定时间内也会随时间而发展。测试结果表明，罐中心与罐边的不均匀沉降为 211～237mm，设计油罐底板起始起拱度为 25‰，则卸载前的实际起拱度为 10.2‰～8.4‰，满足了使用要求

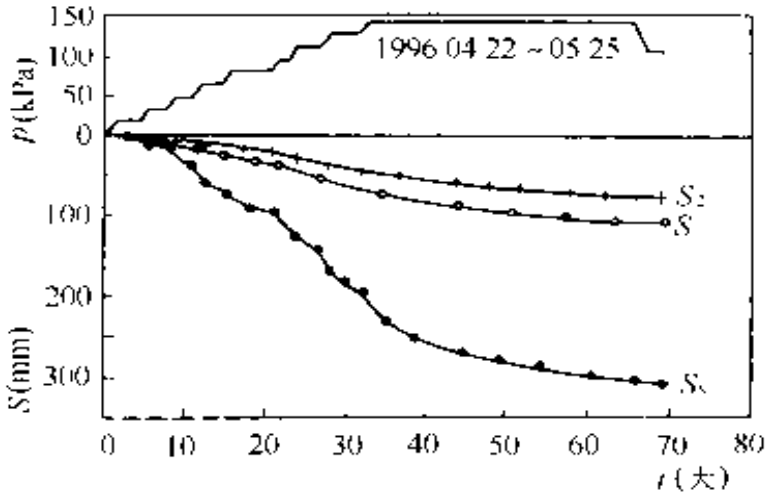


图 10-7　油罐沉降与时间

图 10-8 表示孔隙水压力与荷载、时间的关系。从图 10-8 可以看出，孔隙水压力随荷载增大而增大，满载后，加固区的孔隙水压力随时间很快减小，且离地表越近减小得越快；加固区以下的孔隙水压力随时间减小得很慢，深层孔压则几乎不随时间减小，而且在满载的初期孔隙水压力会随时间发展而进一步有所增长，这说明深层孔隙水压力的增长具有滞后性。试验结果表明，表层（测头1）的孔隙压力增量与荷载增量之比 $\Delta u/\Delta p$ 为 0.25～0.56，中等深度和加固区下部的 $\Delta u/\Delta p$ 为 0.56～1.0，加固区以下的 $\Delta u/\Delta p$ 为 0.05～0.5。$\sum\Delta u/\sum\Delta p$ 与时间、荷载的关系如图 10-9 所示。结果表明，$\sum\Delta u/\sum\Delta p$ 随孔隙水压力的减小而减小。此外，表面上看，在后期近地表的超静孔压减小到“负值”，这可能是由于在本工程开始前场地大面积填土引起的超静孔压消散的结果。

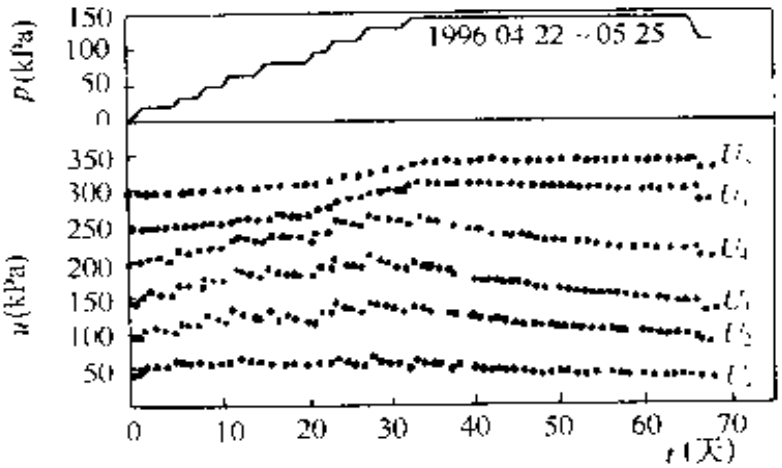


图 10-8　孔隙水压力与荷载、时间的关系

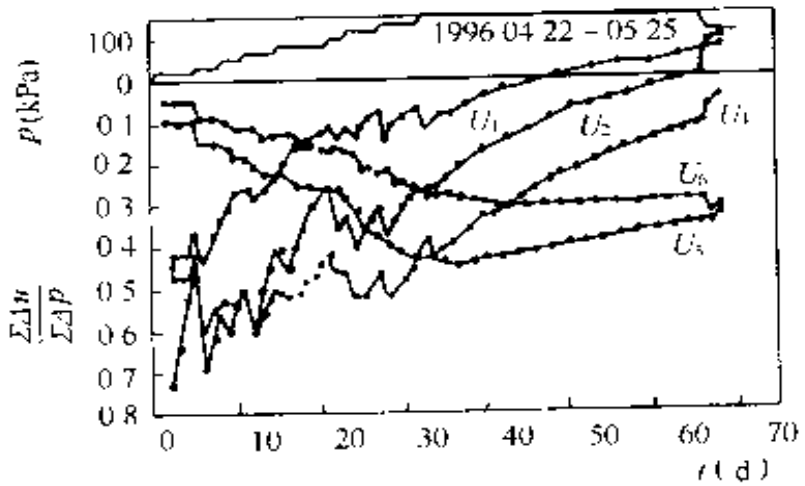


图 10-9　$\sum\Delta u/\sum\Delta p$ 与时间、荷载的关系

图 10-10 表示桩土应力比与荷载、时间关系。图示结果表明，加荷瞬时桩土应力比 n 值最小，且 n 值先随荷载增大而增大至一门槛值后又随荷载增大而减小，该门槛值的大小与桩身质量、桩与桩间土的相对刚度等有关，本工程的门槛值约为 80kPa。加载后，随着土体的逐渐变形，作用在桩间土上由土承担的那部分荷载逐渐向桩转移，表现为 n 值随时间而增长；至卸荷前，n 值达到 3～4.7 左右。分析可以发现，如果桩顶的加筋垫层刚度越大，则 n 值随时间而增长越加剧，搅拌桩的作用将越显著，罐的沉降会更均匀，其量值也更小。结论也能从图 10-11 结果分析得到。

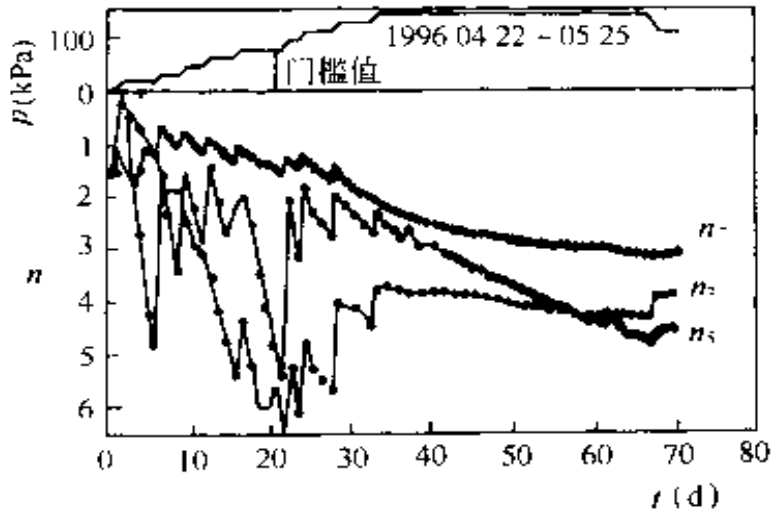


图 10-10　桩土应力比与荷载、时间的关系

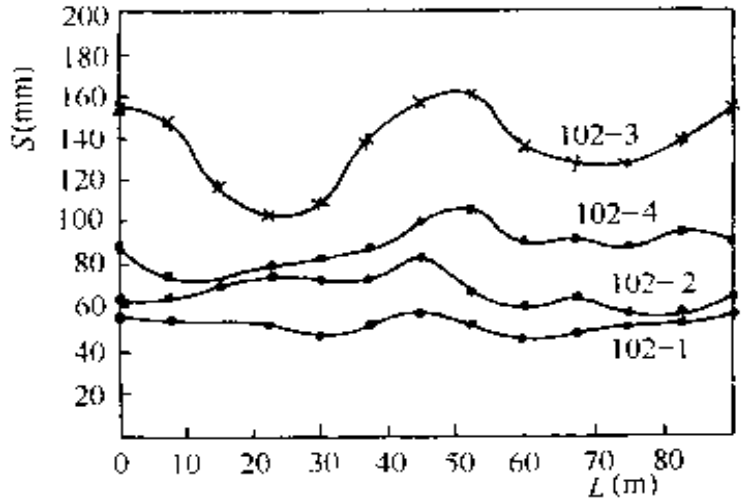


图 10-11　四个成品油罐罐边沉降沿圆周的分布

图 10-11 表示本工程四个成品油罐充水预压结束罐边沉降沿

圆周的分布。从图示结果可以发现，102-3 号罐的沉降和不均匀沉降最大，102-1 号罐的沉降和不均匀沉降最小，102-2 号罐的沉降比 102-1 号罐的沉降略大，102-4 号试验罐的沉降则介于 102-3 号罐与 102-1 号罐之间。各罐沉降之间的差异可能与各罐的加筋垫层刚度不同有关，也与地基土层差异有关。102-1 号罐和 102-2 号罐的加筋垫层由三层相互成 60°角、直径为 100mm、间距为 200mm 的密实砂袋组成，层间为厚 100mm 的密实中粗砂，垫层的刚性最好，因此调整不均匀沉降的能力较强。其总沉降量也小。102-2 号罐的沉降比 102-1 号罐的沉降略大的原因是 102-2 号罐的地质条件相对比 102-1 号罐的差。对 102-3 号罐而言，因施工关系，其加筋砂袋基本上没有发挥作用，垫层的刚度差，因此出现了较大的沉降和不均匀沉降。虽然 102-4 号试验罐靠海边最近，地质条件相对为差，但由于有刚性较好的加筋垫层的存在，其沉降和不均匀沉降反而比 102-3 号罐的小，且小得多。由此说明，对油罐这种上部结构刚度差的构筑物而言，采用搅拌桩复合地基是可行的，同时，在搅拌桩复合地基上做一具有相当刚度的加筋垫层也是必要的，它能有效地减小沉降和不均匀沉降。

工程投入使用至今近三年，油罐搅拌桩地基的沉降、变形已基本趋于稳定，满足了正常使用的四项指标要求。

[工程实例 2]　南京南湖小区南苑新村搅拌桩复合地基❶

一、工程概况

南京市南湖小区南苑新村位于南京市城南地区，属南京长江宽广超漫滩地貌单元，由长江冲积作用形成，地基土层情况及各土层物理力学指标见表 10-10 所示。

该地区过去为农田，场地内分布有许多明塘、暗浜，塘的深度一般为 2～2.5m，暗浜的埋深一般为地表下 1m 左右，厚度为 0～1.7m。南苑新村地基的特点是土体含水量高，孔隙比大，压缩性

❶ 根据文献[55]改写。

各土层厚度和物理力学指标　　表 10-10

层号	土层名称	层　厚 (m)	w (%)	e	I_p	I_L	E_s (MPa)	φ (°)	c (kPa)
①	素填土	0.6～2.3	34.5	0.968	16.7	0.75	2.87	14.0	20.0
①a	素填土(暗塘)								
②	粘土	0～1.7	39.0	1.098	20.8	0.71	3.54		
③－1	淤泥质粉质粘土～淤泥质粘土	11.3～13.6	45.9	1.291	16.3	1.48	2.25	12.0	10
③－2	淤泥质粉质粘土夹薄砂层	3.0～6.1	38.5	1.112	12.3	1.51	3.15	21.5	9
③－3	淤泥质粉质粘土夹粉砂	未钻穿	38.7	1.141	13.8	1.27	3.16	16.5	13.0

大，且软土层的厚度大，工程勘察曾钻探至地表以下 70m 深处，仍然是③－3 层淤泥质粉质粘土。

通过多方案比较(龚晓南等，1992)，自 1992 年，开始了深层水泥搅拌桩在南湖地区的应用。最初采用双轴搅拌桩，后改为单轴搅拌桩，桩径采用 ϕ500 和 ϕ600 两种，有效桩长 L 多采用 10.5m、13.5m 及 18.0m 三种，到 1996 年为止采用深层搅拌桩复合地基的房屋竣工面积已有十几万平方米，建筑物的类型有六层、七层、七层半、九层住宅。

二、设计与计算

1. 复合地基承载力

按照《软土地基深层搅拌法技术规程》搅拌桩的单桩承载力 N_d 按下述两式计算，取其中较小值：

$$N_d = Kq_u A_p \tag{10.3.13}$$

$$N_d = q_s U_p L + \alpha A_p f_k \tag{10.3.14}$$

式中　K——强度折减系数；

q_u——水泥土无侧限抗压强度；

A_p——水泥土桩横截面积；

L——桩长；

q_s——桩侧土容许摩阻力；

U_p——桩体周长；

f_k——桩端土承载力；

α——桩端土承载力折减系数。

式(10.3.13)是按桩身强度确定单桩承载力，式(10.3.14)是按桩侧摩阻力和桩底端承力确定单桩承载力。当水泥掺入量为15%(425级水泥)时，水泥土的无侧限抗压强度 q_u 为1400～1600kPa，强度折减系数一般取0.35，单桩承载力约为100kN，而桩长为10.5m的桩，按(10.3.14)式计算单桩承载力达130kPa，南苑小区六层，七层住宅楼一般均为钢筋混凝土条形基础，复合地基的承载力要求达到150～160kPa，这样计算下来复合地基置换率为25%～28%。我们认为，按照桩身强度确定置换率尚未充分体现深层搅拌桩的经济优势，若能够提高水泥土的无侧限抗压强度 q_u 值，使其提高至1800～2000kPa，这样按(10.3.13)和式(10.3.14)计算的单桩承载力就会比较接近。如果复合地基承载力同样要求达到150～160kPa，置换率可下降至19%～21%。

2. 桩长对建筑物沉降的影响

深层水泥搅拌桩复合地基的最终沉降量 S 由两部分组成，一是加固区的压缩变形 S_1，二是桩端下下卧层的压缩变形 S_2，即

$$S = S_1 + S_2$$

《软土地基深层搅拌法技术规程》规定：

$$S_1 = (P_c + P_0)L/2E_c \qquad (10.3.15)$$

式中 P_c——加固区顶面的平均压力；

P_0——加固区底面的附加压力；

L——实际桩长；

E_c——加固区的复合模量。

复合模量计算式为

$$E_c = mE_p + (1-m)E_s \qquad (10.3.16)$$

上式 m——复合地基置换率；

E_p——搅拌桩的变形模量，取(100～120)q_u，q_u 为无侧限抗压强度；

E_s——桩间土的变形模量。

加固区下卧层压缩量采用分层总和法计算：

$$S_2 = \Psi_s \sum_{i=1}^{n} \frac{P_0}{E_{si}}(Z_i C_i - Z_{i-1} C_{i-1}) \qquad (10.3.17)$$

根据大量的文献资料以及我们对南苑小区几十幢房屋的沉降计算表明，S_1 一般仅为2～3cm，占最终沉降量 S 的比例不大。因此提高复合地基置换率 m 和水泥土强度 q_u 并不能明显减小房屋的最终沉降。对沉降计算公式进行分析后不难发现，在土质情况相同，复合地基的承载力取值也相同的情况下，房屋的最终沉降量取决于沉降计算深度 Z_n，Z_n 越大，沉降量越大。而对于同一幢建筑来说，Z_n 是一定的，那么房屋的最终沉降取决于加固层的厚度即桩长 L。桩长与计算深度范围内未加固层的厚度 Z' 的比值，L/Z' 越大，沉降量越小，为了证明这一点，我们在南苑小区对两幢完全相同的七层带阁楼(坡层顶)的住宅进行了试验，桩长分别采用 10.5m 和 13.5m，沉降量计算结果如下：

建筑物为七层坡屋顶住宅楼，荷载相当于七层半，复合地基承载力要求达到 160kPa。水泥土的无侧限抗压强度 $q_u = 1400$kPa，场地土质情况见表 10-10。

1. 桩长采用 10.5m 时

按《深层搅拌桩规程》方法计算：

加固区顶面的平均压力 $P = 113.8$kN/m^2，加固区底面土的附加压力 $P_0 = 50.1$kN/m^2，桩体模量 $E_p = 120q_u = 168$MPa，土体模量 $E_s = 2.25$MPa，加固区复合模量为

$$E_c = mE_p + (1 - m)E_s = 49\text{MPa}$$

基础面积系数 $\omega = 0.87$，$A_1 = 56$

基础形状系数 $C = 0.12$，$B_1 = 14$

基础压缩层厚度 $Z_n = \omega B_1(CP_0 + 1) = 26.5$m

加固区的变形 $S_1=(P_c+P_0)\times L/2E_c=1.8\text{cm}$

未加固层的压缩变形计算如表 10-11 所示：

表 10-11

Z	A_1/B_1	Z/B_1	C_i	ZC_i	$ZC_i-Z_{i-1}C_{i-1}$	E_{si}	$(ZC_i-Z_{i-1}C_{i-1})/E_{si}$
0	4						
2.1	4	0.15	0.995	2.09	2.09	2.25	0.93
6.2	4	0.44	0.953	5.91	3.82	3.15	1.21
16	4	1.14	0.769	12.3	6.39	3.16	2.202

$$S_2=\Psi_s\sum_{i=1}^{n}\frac{P_0}{E_{si}}(Z_iC_i-Z_{i-1}C_{i-1})=27.1\text{cm}$$

于是最终沉降量 $S=S_1+S_2=28.9\text{cm}$。

实测沉降量为 25cm。

2. 桩长为 13.5m 时

按《深层搅拌桩规程》方法计算：

加固区顶面的平均压力 $P_c=113.8\text{kN/m}^2$，加固区底面的附加压力 $P_0=42.1\text{kN/m}^2$，桩体模量 $E_p=120q_u=168\text{MPa}$，土体模量 $E_s=2.25\text{MPa}$，于是得加固体复合模量 E_c 为

$$E_c=mE_p+(1-m)E_s=49\text{MPa}$$

基础面积系数 $\omega=0.87$，$A_1=56$

基础形状系数 $C=0.12$，$B_1=14$

基础压缩层厚度 $Z_n=\omega B_1(CP_0+1)=26.5\text{m}$

加固区的变形：$S_1=(P_c+P_0)L/2E_0=2.1\text{cm}$

未加固层的变形计算如表 10-12 所示：

表 10-12

Z	A_1/B_1	Z/B_1	C_i	ZC_i	$ZC_i-Z_{i-1}C_{i-1}$	E_{si}	$(ZC_i-Z_{i-1}C_{i-1})/E_{si}$
0		4					
3.8	4	0.27	0.985	3.74	3.74	3.15	1.19
13	4	0.93	0.823	10.7	6.96	3.16	2.2

$$S_2 = \Psi_s \sum_{i=1}^{n} \frac{P_0}{E_{si}} (Z_i C_i - Z_{i-1} C_{i-1}) = 18.6\text{cm}$$

最终沉降量 $S = S_1 + S_2 = 20.7\text{cm}$。

实测沉降为 15cm。

从以上例子可以看出，将水泥土桩桩长加长是减少房屋沉降量的一种很有效的方法，提高水泥土桩桩体强度 q_u 值可提高加固区的变形模量，减小加固区的压缩量，但加固区的压缩量本身较小，对减小总沉降量影响不大。从复合地基承载力角度分析，提高桩体强度 q_u 可明显降低置换率，降低成本。由此可见，水泥土桩复合地基置换率和桩长直接影响加固效果和经济效益。应通过优化设计取最佳置换率和最佳桩长，以获得最好加固效果。

三、塘区的加固处理

南苑小区分布有许多明塘和暗浜，有些房屋就是一部分处在塘区，一部分在好土上。过去对塘区的处理是采用清淤后回填，经压路机分层压实后再打深层搅拌桩的方法。但是由于回填土的土质各异，加上压路机碾压后也难以保证回填土的密实度，后来没有采用先清淤回填再深层搅拌而采用直接进行深层搅拌。但是如果对塘区的深层搅拌桩不进行特别处理，复合地基承载力塘区比非塘区的承载力要低，而且塘区的沉降也比非塘区的要大。分析表明，深层水泥搅拌桩上部(5～10)d 范围内的桩受力较大，而其围压又小，而一般明塘、暗浜埋深也在此范围内，加强上部(5～10)d 范围内的桩身强度使其满足强度和沉降的要求就显得非常重要，因此南苑小区采用了以下二种方法：

第一种采用加短桩的处理方法，短桩的桩径为 Φ500，桩长不超过 5m，布桩方式为在 4 根长桩中间的空隙部分插 1 根短桩，根据塘区的深度和分布范围，可采取每个空格均加短桩或间隔加短桩的布桩方式，这样，塘区部分的置换率加大，复合土体的抗剪强度和复合模量都得到提高。

第二种处理方法是对塘区内的搅拌桩上段 5m 范围内加大喷浆量(通常采用多加一些水泥)，即施工时对上段 5m 多喷浆一次，

同时增加一次搅拌，以提高上段 5m 范围桩身强度。桩身强度提高，桩的上部承载力提高，变形模量加大，塘区范围的压缩量得到控制，从而达到加固塘区的目的。

以上两种加固塘区的方法特点是不需要清淤，省时省工，施工方便，同时处理费用也比清淤回填的方法要低。从已建成的几幢房屋的实测情况看，承载力完全满足设计要求，沉降量同非塘区的沉降相比相差甚小，满足规范的要求。

经采用以上方法后不仅省却了清淤回填的繁琐工作，同时也节省了投资，这是其他各种方法所达不到的加固方法，是一种值得推荐的加固手段。

四、对长高比大于 2 的条形住宅的加固处理

对于长高比大于 2 的条形住宅过去所采用的加固处理手段没有突出其"锅底形"变形的特点，因此在房屋建成后不久在两端头第一开间内部有窗台下正八字裂缝出现，尽管其裂缝出现并不有碍正常使用和结构安全，但会产生渗雨及购房户心理不平衡状态出现，针对"锅底"形变形的变形特点，结合砖混结构条基计算中纵横墙在交接处应力叠加的问题(这里还需着重强调的是在外纵墙有双阳台处此处应力叠加问题更为突出)，设计者对长高比大 2 的住宅在房屋宽度头尾中三条纵墙下均予以加长或加密桩，且每隔若干开间(视长高比数值而定)横墙也予以加强而使其在长方向形成若干个加强区，经采用以上手段后对新近建成的几幢长度比超出 2 倍的住宅，观察均未发现八字裂缝的再现，取得了预期的效果。

[工程实例 3]　宁波某中外合资工程搅拌桩复合地基❶

一、工程概况

浙江宁波某中外合资工程，厂址位于宁波平原的东部，宁波北仑区江南乡，东靠石桥村西河及新立村，西与某中外合资厂毗邻，北起甬江堤岸，南距江南公路约 200m。东西宽约 107～185m，南

❶ 根据参考文献[62]改写。

北长 643～695m，占地面积约 10000m²。厂区地势平坦，大部分为可耕地与农田，现场场地标高约 2.65～2.75m(黄海高程系)。属全新世晚期冲海积相软土地基。软粘土具有孔隙比大、天然含水量高、低强度及高压缩性等特点，且软土厚度高达 35m 以上。场地主要土层物理力学指标如表 10-13 所示。根据这种地质条件，结合本工程建(构)筑物的特征和重要程度，总包单位初步确定：一般单层小型建筑采用天然地基；对于重要的、荷载大的建(构)筑物采用钢筋混凝土预制桩(桩长 42m)；对于单层厂房(如机修、仓库等)和一般设备基础(如荷、罐等)以及厂前区生活办公用房则采用深层水泥搅拌桩复合地基。

单头深层水泥搅拌桩桩径为 Φ500mm，桩长 12.5～16.5m，水泥掺合量一般为 15%，局部为 20%，施工桩数为 4377 根，加固水泥土总方量为 11551.47m³。经过四年多的使用和沉降观测结果来看，效果是好的，既能满足设计要求，且有较好的经济效益。

本工程为中型烧碱厂，采用水泥搅拌桩处理软土地基加固的项目有三层(局部四层)办公楼的条形基础；有单层机修厂房(内设 3 吨梁式吊车)的独立基础；有一段工业厂房(柱距为 6m)的三层框架；还有一部分塔、罐基础等等。

二、设计计算

复合地基设计计算步骤如下：

(1) 确定单桩承载力

根据选用桩长 L，桩径，桩侧摩阻力 f 确定单桩承载力。单桩承载力 P_p 表达式为

$$P_p = fS_pL \tag{10.3.18}$$

式中 S_p——桩体周长。

考虑到水泥土桩是柔性桩，桩底端承载力较难以发挥，式(10.3.18)中未计水泥土桩桩底端端承力。

根据桩身强度确定单桩承载力，表达式为

$$P_p = \eta RA_p \tag{10.3.19}$$

式中 η——折减系数；

整个场地各工程地质层土工试验成果统计表

表 10-13

层号	地基土名称	天然含水量 ω (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e_0	液限 %	塑性指数 I_p (%)	液性指数 I_L	直剪固块		压缩系数 a_{1-2} (MPa⁻¹)	压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	三轴快剪		无侧限抗压强度		高压固	
								内摩擦角 φ(°)	内聚力 c (kPa)			内摩擦角 φ	内聚力 c (kPa)	原状土 q_u (kPa)	灵敏度 S_t	超固结比 OCR	
① 2	粘土	33.8 / 0.09 45	19.1 / 0.02 45	0.923 / 0.08 45	46.4 / 0.12 45	20.5 / 0.14 45	0.40 / 0.40 45	13.97 / 0.26 42	23.3 / 0.40 44	0.41 / 0.20 45	4.74 / 0.19 45	0°40′ 4	33.9 4			12.9 / 0.33 4	0.153 / 0.10 4
① 3	淤泥质粉质粘土	39.6 / 0.08 52	18.4 / 0.02 53	1.077 / 0.08 52	37.5 / 0.10 51	16.0 / 0.14 52	1.14 / 0.27 53	13.79 / 0.21 43	11.1 / 0.51 43	0.68 / 0.24 52	2.92 / 0.18 49	0°54′ 2	21.9 2			4.01 / 0.45 5	0.285 / 0.19 5
② 1 1	淤泥质粉质粘土	40.9 / 0.06 15	18.0 / 0.02 15	1.129 / 0.05 15	39.4 / 0.05 15	13.6 / 0.10 15	1.52 / 0.12 15	20.02 / 0.22 11	6.3 / 0.21 10	0.80 / 0.34 15	2.74 / 0.29 15	0°35′ 1	18.0 1	35.7 3	4.21 4		
② 1 2	淤泥质粘土	53.7 / 0.06 204	17.0 / 0.02 198	1.481 / 0.05 196	42.2 / 0.06 200	18.7 / 0.09 201	1.62 / 0.14 200	11.46 / 0.24 179	9.2 / 0.51 185	1.39 / 0.28 198	1.69 / 0.25 188	0°54′ 6	12.5 6	31.7 / 0.99 16	5.89 / 0.42 10	1.24 / 0.19 19	0.608 / 0.15 18
② 2	淤泥质粘土	48.4 / 0.06 82	17.3 / 0.01 84	1.351 / 0.05 82	44.0 / 0.05 86	19.6 / 0.07 87	1.23 / 0.12 85	10.24 / 0.26 86	15.2 / 0.34 85	0.71 / 0.24 85	3.30 / 0.24 83			46.1 3	4.19 3	1.13 / 0.11 7	0.539 / 0.16 9
③ 1-1	粉土	27.8 / 0.10 4	18.7 / 0.03 4	0.838 / 0.10 4	24.7 2	7.6 2	1.51 1	28.79 / 0.10 4	4.8 / 0.87 4	0.31 3	6.57 3						
③ 1-2	淤泥质粉质粘土	40.5 / 0.12 45	18.0 / 0.03 45	1.139 / 0.11 45	37.2 / 0.14 45	16.3 / 0.19 45	1.26 / 0.17 44	16.03 / 0.39 45	15.8 / 0.49 44	0.46 / 0.24 43	4.67 / 0.21 44			105.2 1	5.01 1	1.01 / 0.17 14	0.385 / 0.23 12

续表

层号	地基土名称	天然含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e_0	液限 %	塑性指数 I_p (%)	液性指数 I_L	直剪固块		压缩系数 a_{1-2} (MPa⁻¹)	压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	三轴快剪		无侧限抗压强度		高压固	
								内摩擦角 φ(°)	内聚力 c (kPa)			内摩擦角 φ	内聚力 c (kPa)	原状土 q_u (kPa)	灵敏度 S_t	超固结比 OCR	
Ⅲ$_{1-2}$	粉土	$\frac{32.8}{0.06}8$	$\frac{18.4}{0.02}8$	$\frac{0.958}{0.06}8$	$\frac{28.2}{0.06}7$	$\frac{1.43}{0.15}7$	$\frac{23.93}{0.09}7$	$\frac{10.3}{0.08}7$	$\frac{0.36}{0.13}7$	$\frac{5.21}{0.12}7$							
Ⅲ$_{2-2}$	粉质粘土	$\frac{33.6}{0.11}13$	$\frac{1.5}{0.02}13$	$\frac{0.972}{0.10}13$	$\frac{31.5}{0.05}12$	$\frac{13.0}{0.23}13$	$\frac{1.07}{0.21}13$	$\frac{21.50}{0.24}13$	$\frac{15.6}{0.42}13$	$\frac{0.30}{0.22}12$	$\frac{0.46}{0.19}12$					$\frac{0.99}{0.05}4$	$\frac{0.268}{0.18}5$
Ⅲ$_{3-1}$	粉土	$\frac{30.3}{0.08}8$	$\frac{13.5}{0.03}8$	$\frac{0.908}{0.09}8$	$\frac{29.5}{0.11}4$	$\frac{6.4}{0.35}4$	$\frac{1.19}{0.75}4$	$\frac{29.13}{0.09}8$	$\frac{5.3}{0.72}8$	$\frac{0.29}{0.30}6$	$\frac{10.08}{0.36}6$						
Ⅲ$_{3-2}$	粉土	$\frac{31.9}{0.11}18$	$\frac{18.1}{0.02}17$	$\frac{0.981}{0.07}17$	$\frac{29.8}{0.10}16$	$\frac{8.5}{0.31}16$	$\frac{1.28}{0.24}15$	$\frac{27.27}{0.13}15$	$\frac{7.4}{0.43}14$	$\frac{0.28}{0.20}18$	$\frac{7.27}{0.24}18$						
Ⅲ$_4$	粉质粘土	$\frac{31.4}{0.18}21$	$\frac{13.5}{0.24}21$	$\frac{0.936}{0.16}21$	$\frac{31.9}{0.14}21$	$\frac{12.8}{0.24}21$	$\frac{0.96}{0.27}21$	$\frac{17.89}{0.28}20$	$\frac{18.1}{0.44}20$	$\frac{0.33}{0.35}17$	$\frac{6.17}{0.31}17$						
Ⅴ$_2$	粉土	$\frac{30.1}{0.08}13$	$\frac{1.13}{0.22}13$	$\frac{0.935}{0.06}13$	$\frac{29.3}{0.08}13$	$\frac{9.5}{0.23}13$	$\frac{1.10}{0.29}13$	$\frac{24.57}{0.23}10$	$\frac{14.5}{0.13}10$	$\frac{0.30}{0.25}11$	$\frac{0.57}{0.27}11$						

注：

表中$\frac{33.8}{0.09}45$表示：

$\frac{\text{平均值}}{\text{变异系数}}$样本数

R——桩身强度；

A_p——桩横截面积。

比较由式(10.3.18)和式(10.3.19)计算值，取小值为单桩承载力。

(2) 复合地基置换率和布桩设计

根据所需复合地基承载力，单桩承载力，桩间土承载力可以计算复合地基置换率 m。确定了复合地基置换率 m，也就完成了复合地基承载力设计。复合地基置换率计算式为

$$m=\frac{p_c-p_s\lambda}{\frac{P_p}{A_p}-p_s\lambda} \tag{10.3.20}$$

式中 p_c——要求的复合地基承载力，kPa；

p_s——桩间土承载力(kPa)；

λ——桩间土强度发挥度；

P_p——单桩承载力(kN)；

A_p——桩体横截面积。

确定复合地基置换率后，根据基础尺寸和桩径可进行布桩设计。

(3) 加固区下卧层承载力验算

若水泥土桩落在软弱土层上，尚需对加固区下卧层承载力进行验算。如验算不合格可加长搅拌桩长度。

(4) 沉降计算

采用分层总和法计算。加固区采用复合模量，其他同一般分层总和法。如沉降不能满足要求，增加水泥土桩桩长。

三、现场静荷载试验

1. 概况

现场静荷载试验区位于厂址的东南面，位置如图 10-12 所示。

试验桩的成桩工程由浙江省有色地质综合勘察公司承担，采用二次喷浆搅拌工艺。共完成试验桩 24 根，其中两组四桩连承台的 8 根，单桩连承台的 5 根，单桩 11 根，试验类型和试验方案如表 10-14 所示。

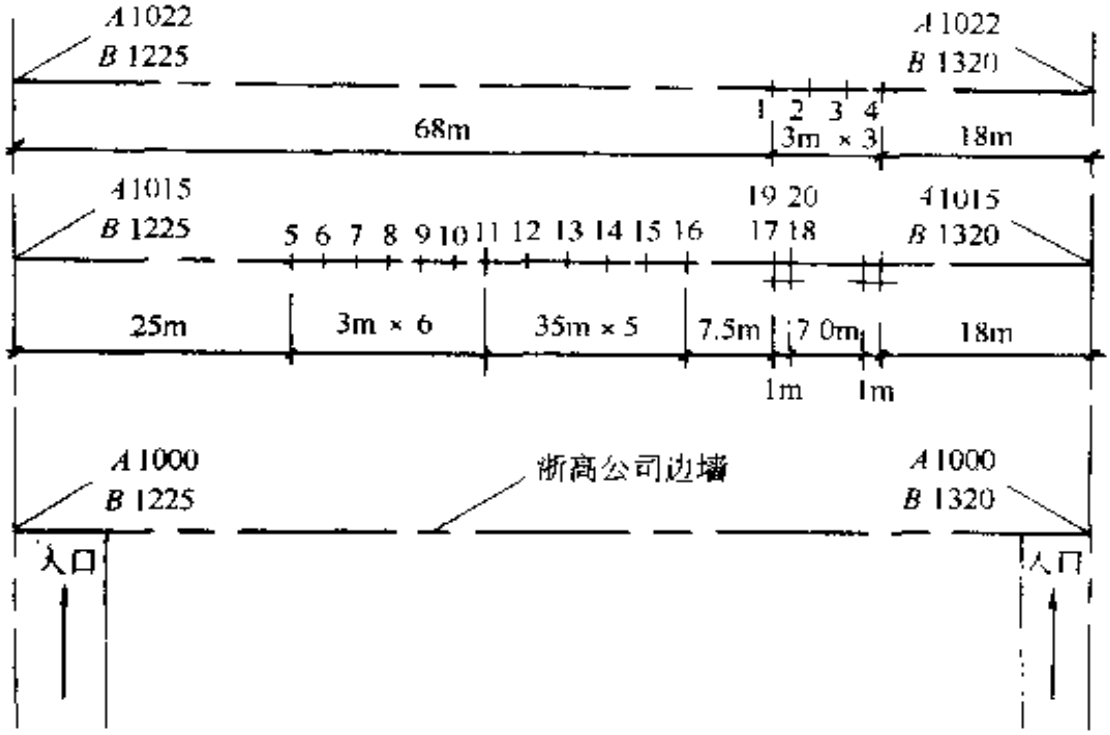


图 10-12　试桩工程桩位平面布置图

试验类型和方案　　**表 10-14**

类　型	试　验　方　案											
单　桩 $n=11$ 根	序号(1)	1	2	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	水泥掺合量 a_w(%)	15	15	15	15	15	20	10	15	10.4	10.4	23.4
	桩长 L(m)	15	12.5	12.5	15	9	12.5	12.5	9	12.5	12.5	12.5
	桩径 ϕ(mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	600	600	400
单桩承台 1m×1m $\phi=500$mm $n=5$ 根	i	3		13		14		15		16(圆形承台,承台直径为 1.128m)		
	a_w(%)	15		15		15		20		10		
	L(m)	12.5		9		15		12.5		12.5		
四桩承台 两组	$\phi=500$, $a_w=15\%$, $L=12.5$m, 承台面积 2m×2m, 每组四根, 桩距 1.0m											
天然地基	承压板 1m×1m											

2．试验方法

对两组四桩承台复合地基荷载试验采用慢速维持荷载法，加载装置采用钢结构荷重平台和袋装水泥自重来控制；对单桩、带台单桩和天然地基采用快速加载法，加载采用堆重——千斤顶的形式。沉降观测均采用百分表。单桩试验方法参照浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》中单桩竖向静荷载试验要点，对天然地基和复合地基则参照《建筑地基处理技术规范》中有关规定进行。

3．试验结果

单桩承台复合地基和天然地基的试验结果如表 10-15 所示。

单桩承台复合地基和天然地基试验成果　　表 10-15

编　号	16#	15#	14#	13#	3#	天然地基
类型说明	直径 1.128m 圆台 $L=12.5$m $a_w=10\%$	1m×1m 方台 $L=12.5$m $a_w=20\%$	1m×1m 方台 $l+15$m $a_w=15\%$	1m×1m 方台 $L=9$m $a_w=15\%$	1m×1m 方台 $L=12.5$m $a_w=15\%$	1m×1m 方台
比例界限荷载 (kPa)	无	180	180	无	150	元
极限承载力 (kPa)	240	360	330	240	240	160
容许承载力 (kPa)	120	180	180	120	150	80

从上表可以看出，复合地基容许承载力要比天然地基提高一倍左右。

单桩试验结果如表 10-16 所示。建议容许承载力按表 10-17 所示。

四、施工及检验

1．施工

搅拌桩的施工是采用 DBJ-140 型单头深层水泥搅拌桩机，基本上采用二次喷浆搅拌成桩工艺。根据现场静载试验表明桩顶附

单桩试验成果

表 10-16

编　号	1#	2#	4#	5#	6#	7#	8#	9#	10#	11#	12#
类型说明	a_w=15% L=15m	a_w=15% L=12.5m	a_w=15% L=12.5m	a_w=15% L=15m	a_w=15% L=9m	a_w=20% L=12.5m	a_w=10% L=12.5m	a_w=15% L=9m	φ600 a_w=10.4% L=12.5m	φ600 a_w=10.4% L=12.5m	φ400 a_w=23.4% L=12.5m
比例界限荷载(kN)	100	120	96	120	160	150	100	/	120	/	100 (再加荷)
相对沉降量 s/d=0.03 所对应的荷载(kN)	/	/	/	/	/	/	/	110	/	127	92 (第一次加荷)
终止荷载(kN)	140	216	216	150	260	300	180	192	240	192	120
极限荷载(kN)	/	192	192	/	220	270	160	168	216	168	/
容许承载力(kN)	100	95	96	120	110	135	80	84	108	84	96
备　注	桩头压碎			桩头压碎							桩头压碎

建议容许承载力　　表 10-17

类型说明	$L=12.5m$, $a_w=15\%$, $\phi500$	$L=9m$, $a_w=15\%$, $\phi500$	$L=15m$, $a_w=15\%$, $\phi500$	$L=12.5m$, $a_w=10\%$, $\phi500$	$L=12.5m$, $a_w=20\%$, $\phi500$	$L=12.5m$, $a_w=10.4\%$, $\phi600$	$L=12.5m$, $a_w=23.4\%$, $\phi400$
建议容许承载力（kN）	96	84	120	80	135	96	96

近桩身强度是桩体质量的关键，所以在桩顶 4m 范围内再喷浆搅拌一次，并增加 5%的水泥掺合量。每加固 $1m^3$ 水泥土需用水泥量为 303kg，石膏粉 6.07kg，木质素磺酸钙 0.607kg。

本工程采用水泥搅拌桩复合地基所完成的工程量详见表 10-18。

完成工程量表　　表 10-18

工号	名　称	桩数（支）	桩径（mm）	施工桩长（m）	加固水泥土方量（m^3）	N_{10}触探自检数（支）	桩坑开挖（个）	工程造价（元）	备　注
101	厂部办公楼	495	500	13.5	1312.10	/	495	78726.00	水泥复合土试样抽检数 2 个
110	汽车库	187	500	13.5	495.68	4	187	29740.80	
610	机　修	192	500	13.5	580.94	4	192	30536.40	
151	化验办公	362	500	13.5	959.56	8	362	57573.60	
641	高纯盐酸	49	500	13.5	129.88	2	49	7792.80	
640	氯氢处理	53	500	13.0	135.28	2	53	8116.80	
625	二次盐水	139	500	13.0	354.80	3	139	21288.00	
622	一次盐水	488	500	13.0	1245.64	12	488	74738.40	
621	原盐贮运	1272	500	13.0	3246.84	35	1272	194810.40	
301	总　变	348	500	16.0	1093.27	12	348	65596.20	
总　计		3585			9482.02	82	3585	568921.20	

2．质量检验及测试

（1）N_{10}轻便触探

按照规范要求，抽检数大于2%，对成桩24h左右的工程桩进行N_{10}轻便触探试验工作，因此对各个单项工程的水泥搅拌桩均按规范要求进行了自检。详见表10-19。

N_{10}轻便触探试验自检状况表 表10-19

工号	名　称	自检桩数（支）	占比例数（%）	成桩时间（h）	试验深度（m）	平均击次（次/30cm）	质量评定	备　注
101	厂部办公楼	/	/	/	/	/	开挖检验，桩头搅拌均匀	厂部办公楼施工时，因N_{10}触探仪器未到，故未作自检
110	汽车库	4	2.1	22～26	4.2	39	搅拌均匀	
601	机　修	4	2.1	23～24	3.0	>40	搅拌均匀	
151	化验办公	8	2.2	22～24	2.7	>40	搅拌均匀	
621	原盐贮运	35	2.8	21～26	4.0	25	搅拌均匀	
641	高纯盐酸	2	4.1	23～24	3.8	>40	搅拌均匀	
640	氯氢处理	2	3.8	24	3.8	>40	搅拌均匀	
625	二次盐水	3	2.2	24	3.8	>40	搅拌均匀	
622	一次盐水	12	2.4	22～25	3.8	27	搅拌均匀	
301	总　变	12	3.4	22～26	3.8	26	搅拌均匀	

从表中可以看出，施工质量符合要求，钻取的水泥土搅拌均匀，在控制约3～4m深度范围内每进30cm的锤击次数均在15击以上，平均击数大于25。根据触探击数的对比判断，24h后桩身强度q_u相当于1350kPa，均已达到或超过设计要求。

（2）工程桩基槽开挖检查

各单项工程基槽开挖后，甲、乙双方和设计单位会同上部建筑的承建单位，对桩径、桩数、桩头强度、桩顶标高、桩位偏差等均作了检查，结果如下表10-20所示。

基槽开挖检验结果一览表 **表 10-20**

工号	名　称	桩径(mm)	桩数(支)	桩顶标高	搅拌均匀桩	桩位偏差(cm)	质量评定	备注
101	三部办公楼	≥500	495	符合要求	均匀	0～2	符合要求	
110	汽车库	≥500	187	符合要求	均匀	0～2	符合要求	
601	机　修	≥500	192	符合要求	均匀	0～4	符合要求	
151	化验办公	≥500	362	符合要求	均匀	0～4	符合要求	
641	高纯盐酸	≥500	49	符合要求	均匀	0～2	符合要求	
640	氯氢处理	≥500	53	符合要求	均匀	0～4	符合要求	
625	二次盐水	≥500	139	符合要求	均匀	15#偏位12cm10～3	符合要求	
622	一次盐水	≥500	488	115#偏低32cm	均匀	0～7	符合要求	
621	原盐贮运	≥500	1272	符合要求	均匀	0～8	符合要求	
301	总　变	≥500	348	符合要求	均匀	0～6	符合要求	

从桩数、桩径和桩头强度来看远达到规范要求，桩顶标高偏低和桩位偏差是极个别的，也符合规范所允许的范围。

测试成果如表 10-21 所示。

测试成果表 **表 10-21**

工号及名称	检测比例(%)	桩号	有效桩长(m)	龄期(d)	容许承载力(kN)	平均标号(CN)	桩身质量评述	备注
110 汽车库	1.1	95	12.5	10	97.5	13	6.7m处搅拌不均	
		110	12.5	13	105	14	完　整	
622 一次盐水	2.2	244	12.0	20	130	12	完　好	
		176	12.0	23	110	12	5.4m处局部搅拌不均	
		263	12.0	27	130	14	完　好	
		160	12.0	33	120	13	完　好	

续表

工号及名称	检测比例(%)	桩号	有效桩长(m)	龄期(d)	容许承载力(kN)	平均标号(CN)	桩身质量评述	备注
622一次盐水	2.2	170	12.0	40	110	12	完好	
		353	12.0	37	120	13	完好	
		359	12.0	37	130	13	完好	
		194	12.0	43	100	12	3.2m处局部搅拌不均	
		200	12.0	42	130	13	完好	
		330	12.0	37	120	12	完好	
		408	12.0	29	130	14	完好	
625二次盐水	4.3	101	12.0	20	120	14	完好	
		86	12.0	21	100	11	5.6m处局部胶结不良	
		67	12.0	23	130	14	完好	
		36	12.0	24	120	13	完好	
		135	12.0	18	100	11	6.6m处局部胶结不良	
		122	12.0	20	110	12	完好	
101厂部办公	1.2	452	12.0	45	110	15	完整	
		299	12.5	39	97.5	13	4.1m处搅拌不均	
		279	12.5	39	105	14	完整	
		190	12.5	35	100	14	完整	
		10	12.5	27	97.5	12	5.6m处局部胶结不良	
		175	12.5	35	100	13	完整	
640氯氢处理	9.4	5	12.0	28	130	14	完好	
		17	12.0	28	130	14	完好	
		27	12.0	28	120	13	完好	
		29	12.0	28	110	12	2.8m处局部胶结不良	
		53	12.0	30	130	13	完好	

续表

工号及名称	检测比例(%)	桩号	有效桩长(m)	龄期(d)	容许承载力(kN)	平均标号(CN)	桩身质量评述	备注
641高纯盐酸	6.1	18	12.5	32	125	14	完好	
		12	12.5	32	120	14	完好	
		4	12.5	33	120	13	完好	
151化验办公	2.5	310	12.5	48	120	12	完好	
		214	12.5	48	130	13	完好	
		300	12.5	44	130	13	完好	
		204	12.5	44	120	12	3.7m处局部夹泥	
		110	12.5	40	100	11	完好	
151化验办公		51	12.5	36	130	12	完好	
		47	12.5	36	120	12	完好	
		284	12.5	38	120	12	完好	
		278	12.5	37	130	13	完好	
301总变	2.6	8	15.0		140	4	完好	
		9	15.0		110	12	3.6m处局部搅拌不均	
		7	15.0		120	13	完好	
		10	15.0		130	13	完好	
		12	15.0		105	11	5.2m处局部搅拌不均	
		13	15.0		120	13	完好	
		11	15.0		140	14	完好	
		3	15.0		135	13	完好	
		1	15.0		130	13	完好	
621原盐贮运	1	1182	12.0		120	13	完好	
		1185	12.0		120	12	完好	
		1193	12.0		110	12	4.3m处局部搅拌不均	
		1251	12.0		130	13	完好	

续表

工号及名称	检测比例(%)	桩号	有效桩长(m)	龄期(d)	容许承载力(kN)	平均标号(CN)	桩身质量评述	备注
621 原盐贮运	1	1207	12.0		130	13	完好	
		1167	12.0		120	12	完好	
		1121	12.0		125	12	完好	
		1087	12.0		140	14	完好	
		983	12.0		135	14	完好	
		1017	12.0		130	13	完好	
		960	12.0		125	13	完好	
		951	12.0		120	12	完好	

五、沉降观测及分析

经过三年多时间的沉降观测，结果是满意的，达到了预期的效果。各单项工程的沉降值如表 10-22 所示。

沉降观测资料表　　表 10-22

序号	建、构筑物名称	特性				沉降量(mm)	沉降观测时间
		基础	结构	层数	高度(m)		
	(1) 砖混结构						
1.	脱盐水站	条形基础	砖混	一		14～40	92.5.2～95.9.13
2.	厂区食堂	条形基础	砖混		5.88	11～62	92.5.6～95.9.13
3.	化验办公	条形基础	砖混	二		22～85	92.6.18～95.9.13
4.	电仪修	条形基础	砖混	一		18～65	92.7.9～95.9.13
5.	厂区办公楼	条形基础	砖混	三	14.80	122～150	92.5.6～95.9.13
	(2) 钢筋混凝土排架结构						
1.	备品备件库	独立基础		一		77～118	92.6.16～95.9.13
2.	综合仓库	独立基础		一		44～160	92.6.10～95.9.13
3.	机修	独立基础		一		251	92.7.1～95.9.13

续表

序号	建、构筑物名称	特性				沉降量(mm)	沉降观测时间
		基础	结构	层数	高度(m)		
	(3) 框架结构						
1.	高纯盐酸	独立基础		三		111～131	92.6.21～95.9.13
2.	成品区	独立基础(碎石垫层)				141～182	92.4.30～95.9.13
	(4) 设备基础						
1.	SJ-V415A	钢筋混凝土整体式花板				107～134	92.6.1～95.9.13
2.	SJ-V415B	钢筋混凝土整体式花板				107～149	92.6.1～95.9.13
3.	SJ-V416	钢筋混凝土整体式花板				129～148	92.6.1～95.9.13
4.	SJ-V417	钢筋混凝土整体式花板				147～187	92.6.1～95.9.13
5.	SJ-V401	钢筋混凝土整体式花板				104～120	92.6.1～95.9.13
6.	SJ-V412	钢筋混凝土整体式花板				122～159	92.6.1～95.9.13
7.	SJ-VE102	钢筋混凝土整体式花板				125～165	92.9.25～95.9.13
8.	SJ-VE105	钢筋混凝土整体式花板				105～120	92.9.25～95.9.13
9.	SJ-VE203	钢筋混凝土整体式花板				80～118	92.9.25～95.9.13

表 10-22 列出了各种不同结构用水泥搅拌桩加固后的复合地基的最大沉降值。从表 10-22 中可以看出：

一、二层砖混结构条基的最大沉降量为 85mm；三层砖混结构

条基最大沉降量为 150mm;单层钢筋混凝土排架独立的基础最大沉降量为 150mm,当设有 3t 吊车时最大沉降量为 250mm;三层钢筋混凝土框架独立基础最大沉降量为 130mm;整体式塔罐基础取大沉降量为 150mm。本工程已投产两年多,未发现问题,说明这样的沉降量,可以满足工程的要求。

另外,地基未经加固处理,仅用 1m 厚碎石垫层的成品罐区(一层钢筋混凝土框架),建成后最大沉降量为 180mm,而同类型的三层框架(高纯盐酸厂房)的最大沉降量只有 130mm,荷载显然是后者大。看来经水泥搅拌桩处理后的复合地基,效果是明显的。

10.4 低强度桩复合地基

桩体复合地基中,竖向增强体是低强度桩,则称为低强度桩复合地基。低强度桩复合地基是一类复合地基。低强度桩是与钢筋混凝土桩、钢管桩相比较而言,低强度桩常用水泥、石子及其他掺合料(如砂、粉煤灰、石灰等)制成,强度一般处在 5～15MPa 范围内。与碎石桩相比,低强度桩一般由粘结材料形成,桩身具有一定的刚度,不属于散体材料桩。与水泥土桩相比,低强度桩桩身强度和刚度一般比较大。通常常采用当地材料,因地制宜配制各种配方的低强度桩。

中国建筑科学研究院地基所开发的水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)复合地基(阎明礼等,1990)、浙江省建筑科学研究所等单位开发的低强度水泥砂石桩复合地基(浙江省建筑科学研究所等,1991)、浙江大学岩土工程研究所开发的二灰混凝土桩复合地基(龚晓南等,1996),均属于低强度桩复合地基法。

上述低强度桩施工工艺基本同沉管灌注桩施工工艺。施工工艺简单,一般桩基施工单位均能施工。

低强度桩复合地基因为桩长、桩径以及桩身强度较易控制,通过合理设计,低强度桩复合地基法可以较充分发挥桩体材料的潜力,又可充分利用天然地基承载力,并能因地制宜,利用当地材料,

因此具有较好的经济效益和社会效益。

低强度桩复合地基法常用于一般民用住宅、堆场及道路工程等软粘土地基加固，特别适用于深厚粘土地基加固。近来也有应用于高层建筑地基加固。

低强度桩复合地基法可有效提高地基承载力、减小地基沉降。

[工程实例 1] 铜陵精矿库二灰混凝土桩复合地基[1]

一、前言

二灰混凝土桩复合地基技术是基于低强度桩复合地基理论发展起来的一种新型的复合地基技术。二灰混凝土是由水泥、粉煤灰、石灰、石子和砂加水拌和，形成的一种低强度混凝土，经振动沉管法施工在地基中形成二灰混凝土桩。

在二灰混凝土中，砂石起骨架作用，水泥、粉煤灰、石灰和水形成浆体，包裹在骨料表面并填充孔隙。粉煤灰的掺入可以代替一部分水泥，起低标号水泥的作用，并用它可以增加混合体的后期强度。石灰的作用是形成少量浆体的同时，使粉煤灰在碱性环境下加快水化反应，起促进剂或激发剂作用。在硬化前，浆体起润滑作用，赋予拌合物一定的和易性，以便于施工。待浆体硬化后，它将骨料胶接成坚实的整体。

制备二灰混凝土充分利用地方材料石灰，工业废料粉煤灰，因此应用二灰混凝土具有良好的经济效益和社会效益。

与普通混凝土桩相比，二灰混凝土桩的桩体材料强度较低。根据需要，可配制不同强度的二灰混凝土。一般设计桩体强度取 6～12MPa 之间。

二灰混凝土桩采用振动沉管灌注法施工，在成桩过程中，对桩间土有挤压作用。对于砂性地基和非饱和土地基，挤压作用使桩间土振密、挤密，从而桩间土土体强度提高、压缩性减小。对饱和软粘土地基，挤压作用使桩间土中产生超孔隙水压力，并对桩间土

[1] 根据参考文献[23]改写。

有扰动作用，初期桩间土强度可能会有所降低，随着时间发展，扰动对土体结构破坏会得到自然恢复，超孔隙水压力消散后，土体强度会有所提高。

二灰混凝土桩承载力除通过载荷试验确定外，也可由下式进行计算：

根据桩身材料强度确定

$$P_{pc} = \mu q_{cu} A_p / K \tag{10.4.1}$$

式中 P_{pc}——单桩容许承载力(kN)；

μ——轴心抗压折减系数；

q_{cu}——桩体材料立方体抗压强度(kPa)；

A_p——桩的横截面积(m^2)；

K——安全系数。

根据桩侧摩阻力和桩端阻力确定

$$P_{pc} = (\Sigma f_i S_a L_i + A_p R) / K \tag{10.4.2}$$

式中 f_i——按土层划分的各土层桩周土的摩阻力(kPa)；

S_a——桩身周边长度(m)；

L_i——按土层划分的各段桩长(m)；

R——桩端土端阻力(kPa)。

由式(10.4.1)式(10.4.2)计算后取小值为二灰混凝土桩的容许承载力。

二灰混凝土桩复合地基承载力一般可通过载荷试验确定，也可通过计算预估其承载力。计算方法是首先分别确定桩体的承载力和桩间土的承载力，再根据一定的原则叠加这两部分承载力，得到复合地基的承载力。可采用下式计算，

$$p_{cc} = K_1 \lambda_1 m P_{pc} / A_p + K_2 \lambda_2 (1 - m) p_s \tag{10.4.3}$$

式中 p_{cc}——二灰混凝土桩复合地基承载力(kPa)；

K_1——反映复合地基中桩体实际极限承载力的修正系数，一般大于 1.0；

K_2——反映复合地基中桩间土实际极限承载力的修正系

数，其值视具体工程情况而定，可能大于 1.0，也可能小于 1.0；

λ_1——复合地基破坏时，桩体发挥其极限强度的比例，可称为桩体极限强度发挥度。若桩体先达到极限强度，引起复合地基破坏，则 $\lambda_1=1.0$。若桩间土比桩体先达到极限强度，则 $\lambda_1<1.0$。二灰混凝土桩复合地基一般可取 $\lambda_1=1.0$；

λ_2——复合地基破坏时，桩间土发挥其极限强度的比例，可称为桩间土极限强度发挥度。一般情况下，二灰混凝土桩复合地基中往往桩体先达到极限强度，通常 λ_2 在 0.4～1.0 之间；

m——复合地基置换率；

p_{sc}——桩间土承载力(kPa)。

二、场地地质情况和试验方案

1．工程地质条件

精矿库是铜陵金隆铜业有限公司的重要建筑物，其平面长 300m，宽 33m，地面堆载 200kPa。厂房采用桩基础，地面堆场采用二灰混凝土桩复合地基。厂房南部属长江右岸河漫滩，北部位于长江右岸的阶地与河漫滩接触处。整个场地软弱土层较厚，天然地基承载力设计值 100kPa 左右。试验区位于整个场地的中央位置，长 23m，宽 16m，试验区地基土的物理力学性质如表 10-23 所示。

地基土物理力学指标 **表 10-23**

层号	土层名称	土层厚度(m)	含水量 w(%)	重度 γ(kN/m³)	孔隙比 e	塑性指数 I_p %	桩周土摩擦力标准值 q_s(kPa)	压缩模量 E_{s1-2}(MPa)	标贯击数 $N_{63.5}$(击)	承载力 f_k(kPa)
1	人工填土	3.60							3.6	
2-1	粉质粘土	2.54	27.3	19.6	0.76	13.7	30		7.9	180
2-2	粘土	1.46	28.7	19.1	0.83	20.6	35	6.9	8.7	170

续表

层号	土层名称	土层厚度(m)	含水量 w(%)	重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	塑性指数 I_p %	桩周土摩擦力标准值 q_s(kPa)	压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	标贯击数 $N_{63.5}$ (击)	承载力 f_k (kPa)
3-1	粘土	1.80	39.0	18.0	1.09	19.2	20	4.31	3.3	95
3-2	粉质粘土	11.54	32.8	18.7	0.92	14.2	22	5.5	3.6	115
4-1	粉质粘土	1.30	27.8	19.2	0.78	14.3	28	7.84	8.6	190
4-2	粉质粘土	9.70	24.2	19.8	0.68	16.6	40	13.8	16.5	280
5	卵、碎石层	2.50					60	32	35.5	550

2．试验方案

试桩采用振动沉管法施工，桩身二灰混凝土强度为 10MPa，采用预制钢筋混凝土桩尖，试验在试桩成桩 2 个月后进行。试验内容、具体参数如表 10-24 所示。

试验内容及设计参数 **表 10-24**

项　目	桩径(mm)	桩长(mm)	桩距(m)	桩数	置换率(%)	承压板尺寸(m×m)	测试手段	备注
天然地基 1						1.2×1.2	4 只百分表	
天然地基 2						1.2×1.2	4 只百分表	
桩间土 1	377	15	1.6			1.2×1.2	4 只百分表	
桩间土 2	377	15	1.6			1.2×1.2	4 只百分表	
复合地基 1	377	15	1.2	1	7.75	1.2×1.2	4 只百分表 4 只压力盒	
复合地基 2	377	15	1.6	1	4.36	1.6×1.6	4 只百分表 4 只压力盒	
复合地基 3	377	15	1.6	1	4.36	1.6×1.6	4 只百分表 4 只压力盒	
复合地基 4	377	15	1.8	1	3.44	1.8×1.8	4 只百分表 4 只压力盒	

续表

项　目	桩径 (mm)	桩长 (mm)	桩距 (m)	桩数	置换率 (%)	承压板尺寸 (m×m)	测试手段	备注
单桩 1	377	15	1.6	1			2 只百分表	
单桩 2	377	15	1.2	1			2 只百分表	
单桩 3	377	15	1.6	1			2 只百分表	

三、试验结果和分析

根据载荷试验 p-S 曲线(图 10-13～图 10-15)、S-lg$t$ 曲线确定各组试验的承载力值。四组复合地基试验的 p-S 曲线无明显转折点，S-lg$t$ 曲线在各级荷载下均保持良好的直线关系。参照《建筑地基处理技术规范》附录一复合地基载荷试验要点的有关条文，考虑二灰混凝土桩的刚度比水泥搅拌桩大，比普通混凝土桩小，取 $S=0.004B$ 时所对应的荷载作为其容许承载力值，B 为承压板宽度。试验结果和计算值如表 10-25 所示。

实测试验承载力值和计算值　　表 10-25

	天然地基 1	天然地基 2	桩间土 1	桩间土 2	单桩 1 (kN)	单桩 2 (kN)	单桩 3 (kN)	复合地基 1	复合地基 2	复合地基 3	复合地基 4
实测值	107.2	100	121.5	140.7	327.2	317.9	360.6	321	278	272	195
式(10.4.1)(10.4.2)					339.3	339.3	339.3				
式(10.4.3)								341.6	243.8	243.8	217.2

注：式(10.4.3)中 $\lambda_1=1.0$，$\lambda_2=0.9$。

1．桩间土的性质

图 10-13 为天然地基和桩间土载荷试验 p-S 曲线。由图 10-13 可以看到，在同一条件下(承压板尺寸、加荷条件相同)，桩间土的强度和变形特性明显优于天然地基，其承载力提高幅度为：桩间土 1，$K_1=1.17$，桩间土 2，$K_2=1.39$。桩间土强度提高的主要原因是成桩过程中对桩间土的挤密作用和桩的遮拦加强作用。

2．二灰混凝土桩承载力特性

图 10-14 为单桩静载荷试验 p-S 曲线。单桩的破坏属于刺

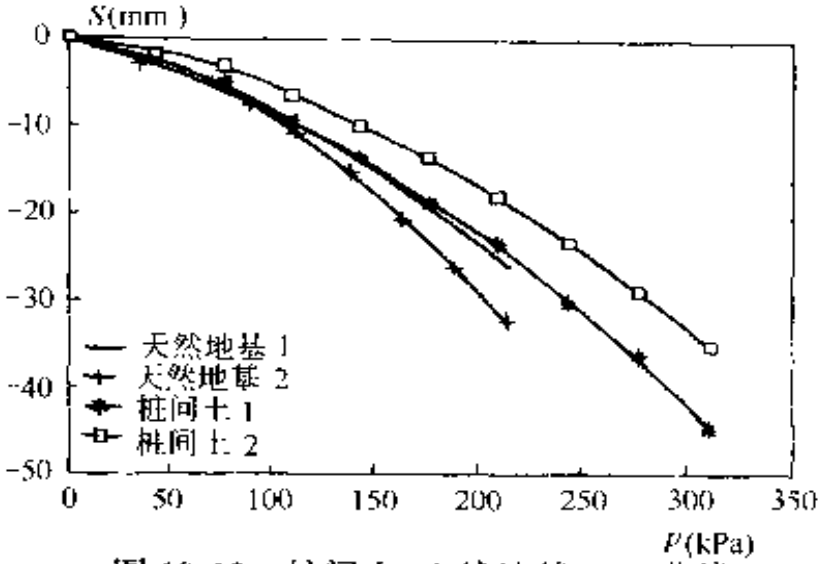


图 10-13　桩间土、天然地基 p-S 曲线

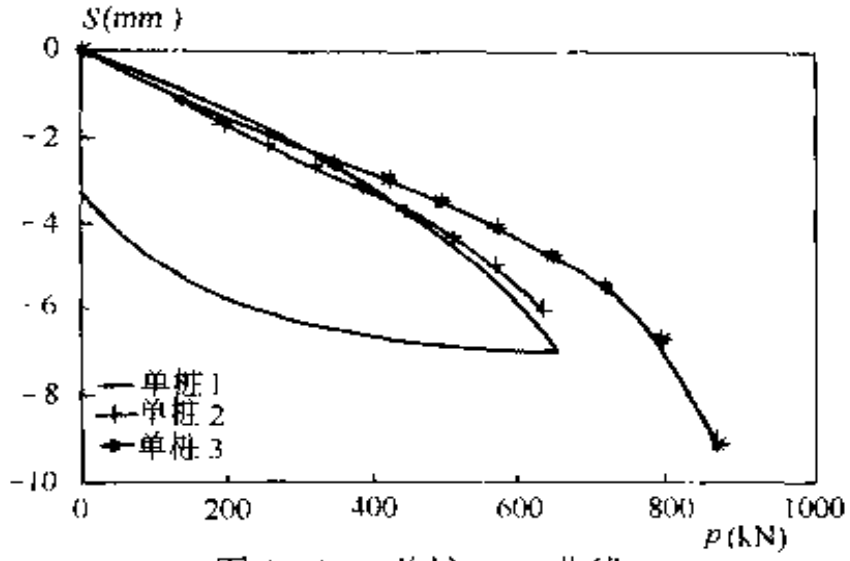


图 10-14　单桩 p-S 曲线

入破坏，即在荷载作用下，桩的沉降不断增大，同时桩端土应力不断增大，并出现塑性区。当沉降增大到一定量时，桩端土体由于塑性破坏导致单桩破坏。由图 10-14 可以看到，相同桩径、桩长条件下，不同桩距对单桩的承载力影响不大，在荷载 370kN 内，三组单桩的 p-S 曲线基本重合。二灰混凝土桩复合地基中桩属于摩擦桩，可以通过增加桩长和桩径来提高承载力。由于二灰混凝土桩的刚度较高，对于桩身强度等级为 10MPa 二灰混凝土桩，其有效长径比 l/d 约为 40。

3. 二灰混凝土桩复合地基承载力特性

图 10-15 为四组复合地基载荷试验的 p-S 曲线。二灰混凝

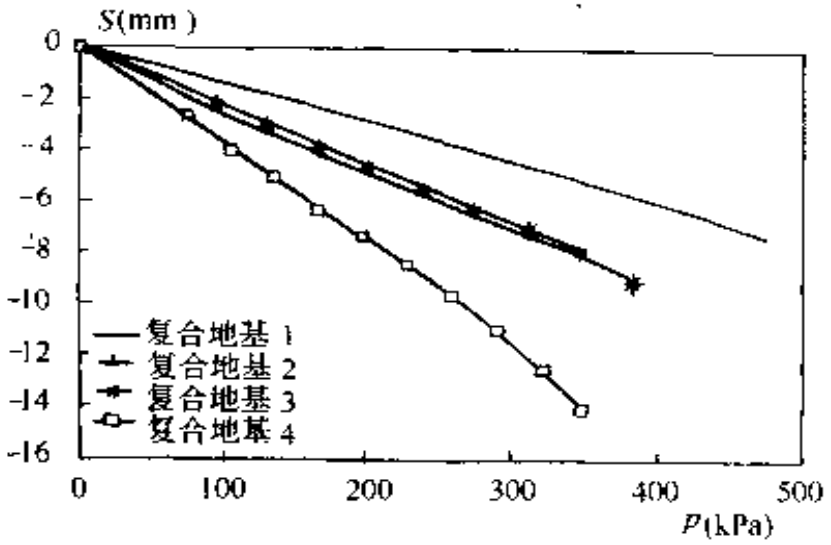


图 10-15　复合地基 p-S 曲线

土桩复合地基中桩体对桩间土遮拦作用较大，桩土相对刚度较大，一般情况下，复合地基破坏模式为复合地基中桩先达到极限状态，进而复合地基承载力达到极限状态，发生破坏。由图 10-15 可以看出，四组 p-S 曲线形状基本为直线，没有拐点。这也说明二灰混凝土桩复合地基是桩土作为一个整体共同作用承担荷载。因此可用变形控制来确定复合地基承载力。根据铜陵精矿库工程的试验研究，对二灰混凝土桩复合地基建议取 $S=0.004B$ 时所对应的荷载作为复合地基承载力设计值，式中 B 为基础宽度。

4．桩、土受力特性

桩土应力比值 n 的大小与荷载水平、复合地基置换率、桩土相对刚度等因素有关。10-16 为四组复合地基 P-n 曲线。由图 10-16 看到，P-n 曲线都出现了一个峰值，即荷载较小时，n 值也较小，随着荷载水平的提高，n 值逐渐增大，此时桩的荷载分担比增大，土的荷载分担比减小，到峰值后，则相反。对铜陵精矿库工程，复合地基荷载达到容许承载力水平时，桩土应力比值 n 约在 18～22 之间。

精矿库地基加固原拟采用灌注桩基础方案，预算造价为 560 万元，现采用二灰混凝土桩复合地基进行地基加固，施工完毕结算造价为 300 万元，节省投资 260 万元，节省了约 45%，因而采用二灰混凝土桩复合地基具有良好的经济效益。

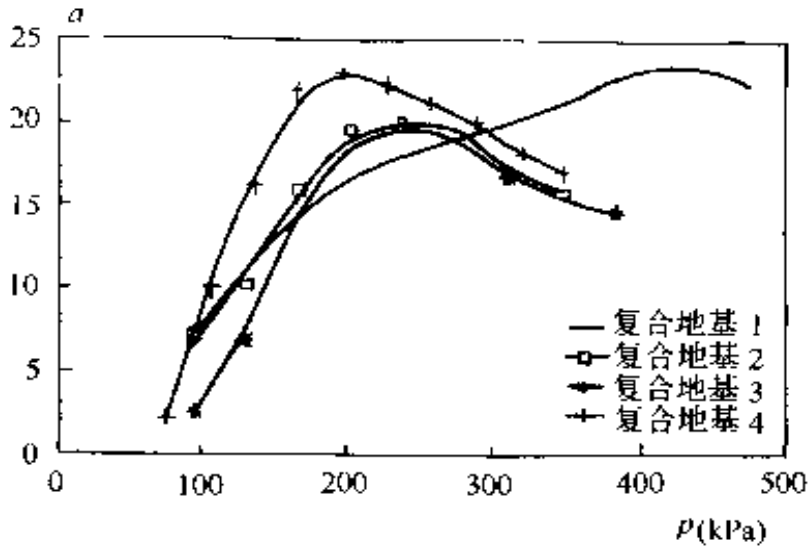


图 10-16　复合地基荷载与桩土应力比曲线

[工程实例 2]　北京慧忠北里 C 区高层住宅 CFG 桩复合地基[1]

一、工程概况

北京慧忠北里居住区 3 区 3 号、4 号、5 号塔楼为三栋剪力墙结构住宅。平面呈蝶形，地下 2 层，地上 25 层，局部 27 层，四坡屋顶。总高度 76.4m，总面积 67862m^2。三塔之间夹有两栋商业楼，商业楼为地下一层地上两层的框架结构，面积 6264m^2。高塔采用箱形基础，箱基高度 7.65m，埋深 5.85m。每栋塔楼的基底面积约 900m^2。建筑平面如图 10-17 所示。

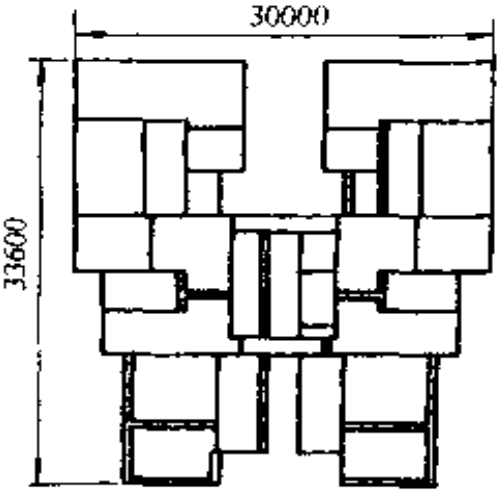


图 10-17　建筑平面图(单位:mm)

该工程位于亚运村以北的清华北路和安立路交汇处的西北角。场地地形平坦，属于永定河大型冲积扇的中下部。地下水位

[1] 根据参考文献[38]改写。

浅，约 -1.4m，属中软场地，可不考虑地基液化。

根据地勘报告，箱基底板板底以下的土层物理力学性质指标见表 10-26。

板底下土层的物理力学性质　　表 10-26

土层及编号	层厚 (m)	f_k (kPa)	E_{s400} (MPa)	q_s (kPa)	q_p (kPa)
④粉质粘土	2.0	180	14.41	30	
⑤细中砂	4.0	210	32.00	40	
⑥粉质粘土	2.0	210	15.57	40	
⑦细中砂	0.7	220	35.00	45	
⑧粉质粘土	7.0	210	16.53	35	1800
⑨细中砂	0.7	220	35.50	30	2200
⑩粉质粘土	5.5	230	15.78		3200
⑪细中砂	3.0	240	26.82		
⑫细中砂	3.0	240	26.82		
⑬中粗砂	2.1	230	44.70		

二、CFG 桩复合地基设计(以 4#楼为例)

经计算，地基反力为 442kPa，若采用浅基础，最终沉降量为 450mm。按北京地区规范，本场地允许变形量不应大于 100mm。显然，采用天然地基不能满足承载力及变形要求。经方案比较，决定采用 CFG 桩复合地基。

1. CFG 桩设计

(1) 桩径 d

取 ϕ400，可采用 ϕ377 振动沉管打桩机或其他成桩设备。

(2) 桩长和复合地基置换率

复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$ 由下式计算：

$$f_{sp,k} = m\frac{R_k}{A_p} + K_2\lambda_2(1-m)f_k \qquad (10.4.4)$$

式中 m——复合地基置换率；

R_k——自由单桩承载力；

A_p——桩的截面尺寸，$\pi/4\times0.4^2\approx0.1257m^2$；

K_2——桩间土强度提高系数，设计中取 1.0；

λ_2——桩间土强度发挥度，设计中取 0.85；

f_k——天然地基承载力标准值，设计中取 180kPa。

由式 10.4.4 可得自由单桩承载力表达式为

$$R_k=[f_{sp.k}-K_2\lambda_2(1-m)f_k]A_p/m=(U_p\Sigma q_{si}h_i+q_pA_p)/K \tag{10.4.5}$$

式中 U_p——桩的周长，$\pi D=\pi\times0.4=1.257m$；

K——安全系数，设计中取 1.7；

q_{si}——第 i 层土与土性和施工工艺有关的极限阻力，按建筑桩基技术规范有关规定取值；

h_i——第 i 层土厚度；

q_p——与土性和施工工艺有关的极限端阻力，按建筑桩基技术规范取值。

现取桩长 16.4m 计算自由单桩承载力，

$$\begin{aligned}&\Sigma q_{si}h_i\\&=30\times2+40\times4+40\times2+45\times0.7+35\times7+30\times0.7\\&=597.5kPa\cdot m\end{aligned}$$

$$R_k=(1.257\times597.5+3200\times0.1257)/1.7=678kN$$

设计要求复合地基承载力标准值取 450kPa，计算复合地基置换率为，

$$\begin{aligned}m&=\frac{f_{sp,k}-K_2\lambda_2f_k}{\frac{R_k}{A_p}-K_2\lambda_2f_k}\\&=(450-1\times0.85\times180)/(678/0.1257-1\times0.85\times180)\end{aligned}$$

$=5.67\%$

考虑建筑物对沉降变形要求等综合因素后取桩长 18m(扣除保护桩长)。

(3) 桩体强度

由自由单桩承载力计算桩顶应力

$$\sigma_p=\frac{R_k}{A_p}=\frac{678}{0.1257}=5.39\text{MPa}$$

由桩顶应力确定桩体标号,$R_{28}\geqslant 3\sigma_p=16.18\text{MPa}$,所以桩的设计抗压强度应不小于 C20。

(4) 桩数

理论布桩数:

$$n_p=\frac{mA}{A_p} \tag{10.4.6}$$

式中,A 为基础面积,则

$$n_p=\frac{0,0567\times 900}{0.1257}=406\text{ 根}$$

实际布桩数为 412 根。

(5) 配料设计

根据室内试验或经验进行配料设计。单方用水 W、水泥 C、粉煤灰 F、石屑 G_1、碎石用量 G_2 的配料设计结果为:$W=186\text{kg}$;$C=252.4\text{kg}$;$F=175\text{kg}$;$G_1=452\text{kg}$;$G_2=1135\text{kg}$。

2. 褥垫层设计

该工程褥垫层取 20cm 厚,采用 5~20mm 粒径的碎石。

3. 沉降计算

用复合模量法计算沉降,计算结果如下:

总沉降量:

$$S=S_1+S_2=\psi\left(\sum_{i=1}^{n_1}\frac{\Delta p_{0i}}{\xi E_{si}}+\sum_{i=n_1+1}^{n_2}\frac{\Delta p_{0i}}{E_{si}}h_i\right)=\psi S' \tag{10.4.7}$$

式中 S_1——加固区压缩量;

S_2——下卧层沉降量；

n_1——加固区的分层数；

n_2——总的分层数；

Δp_{0i}——荷载 p_0 在第 i 层土产生的平均附加应力，$p_0=344\text{kN/m}^2$；

h_i——第 i 层土的厚度；

E_{si}——第 i 层的压缩模量；

ξ——模量提高系数，$\xi=\alpha[1+m(n-1)]$，n 为桩土应力比；

ψ——沉降计算经验公式，可按《建筑地基设计规范》CBJ 7—89 表 5.2.5 取值。

根据前面公式 $f_{sp,k}=[1+m(n-1)]\alpha\beta f_k$，得

$$n=\left(\frac{f_{sp,k}}{\alpha\beta f_k}-1\right)/m+1=35.2$$

$$\xi=2.94$$

按上式计算得，$S'=195.26\text{mm}$。

压缩模量当量 $\bar{E}_s=\dfrac{\Sigma A_i}{\Sigma\dfrac{A_i}{E_{si}}}=36.3\text{MPa}$。其中，$A_i$ 为第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值，

由 $\bar{E}_s$ 及 p_0 可查得 $\psi=0.2$。

所以 $S=\psi S'=0.2\times195.26=39\text{mm}<$设计要求 60mm。

三、检测及沉降观测结果

3 号、4 号、5 号楼低强度混凝土桩复合地基于 1996 年 3 月下旬开工，5 月中旬竣工。验槽时发现基础下天然地基承载力标准值仅为 130kPa，为保证复合地基承载力到设计要求，在低强度混凝土桩之间补做了部分夯实水泥土桩约 1200 余根。全部工程造价（含水泥土桩）仅 316.8 万元，每栋为 105.6 万元，较桩基础方案共节约费用 403.2 万元。地基处理竣工后，由国家建筑工程质量

检测中心做了静载试验，检测结果见表 10-27。

静载试验结果 **表 10-27**

序号	单桩试验			单桩复合地基试验
	1	2	3	4
静力荷载试验总加压值(kN)	1540	1400	1400	2025(900kPa)
总沉降量(mm)	60.65	5.315	3.990	13.245

在结构施工过程中，施工单位对三栋楼进行了沉降观测，从首层开始每层结构完工后均进行观测，每楼在四角设观测点。表 10-28 摘录的为截止到 1997 年 4 月的记录。

沉降观测结果 **表 10-28**

数量 / 楼层	3号楼					4号楼					5号楼				
	观测时间	绝对沉降量(mm)				观测时间	绝对沉降量(mm)				观测时间	绝对沉降量(mm)			
		1号	2号	3号	4号		1号	2号	3号	4号		1号	2号	3号	4号
首层	1996.8.20	1	2	1	1	1996.8.5	2	3	4	2	1996.8.28	0	0	0	0
4层	1996.9.26	3	2	1	2	1996.9.6	2	3	4	2	1996.9.25	1	1	0	0
7层	1996.10.17	5	4	3	5	1996.10.2	3	5	6	3	1996.11.1	5	1	1	1
10层	1996.11.12	8	9	8	11	1996.10.22	5	7	8	3	1996.12.10	6	1	1	1
13层	1996.12.1	12	15	12	13	1996.11.15	9.5	13	16	9	1996.12.27	7	1	4	4
16层	1996.12.24	16	20	16	18	1996.12.15	12	16.5	20	13	1997.1.18	16	11	15	14
19层	1997.1.16	18	23	18	19	1997.1.5	14	22	24	14.5	1997.3.7	18	17	23	23
22层	1997.3.4	21	25	22	23	1997.3.5	15	23	25	16.5	1997.4.2	18	18	24	24
24层	1997.4.13	25	31	26	26	1997.3.19	16	26	26	20	1997.4.20	20	19	25	26

从观测沉降的资料可以看出，沉降量不大于 31mm。估计最终沉降量能满足设计要求不大于 60mm。

另外 1996 年开工的北京中纺里小区 40 号楼为地下 3 层、地

上22层的在建剪力墙结构住宅，截止到1998年3月的沉降最大值为20.61mm(地上19层封顶)。

1997年开工的北京慧忠北里1区1号塔楼，为地下2层、地上25层的在建剪力墙结构住宅，截止到1998年4月，沉降最大值为20mm(地上23层封顶)。以上均采用CFG桩复合地基。

[工程实例3]　浙江上虞某住宅砂石混凝土桩复合地基❶

一、工程概况

该工程平面、立面、剖面和地质条件如图10-18所示。各土层主要物理力学性质指标如表10-29所示。

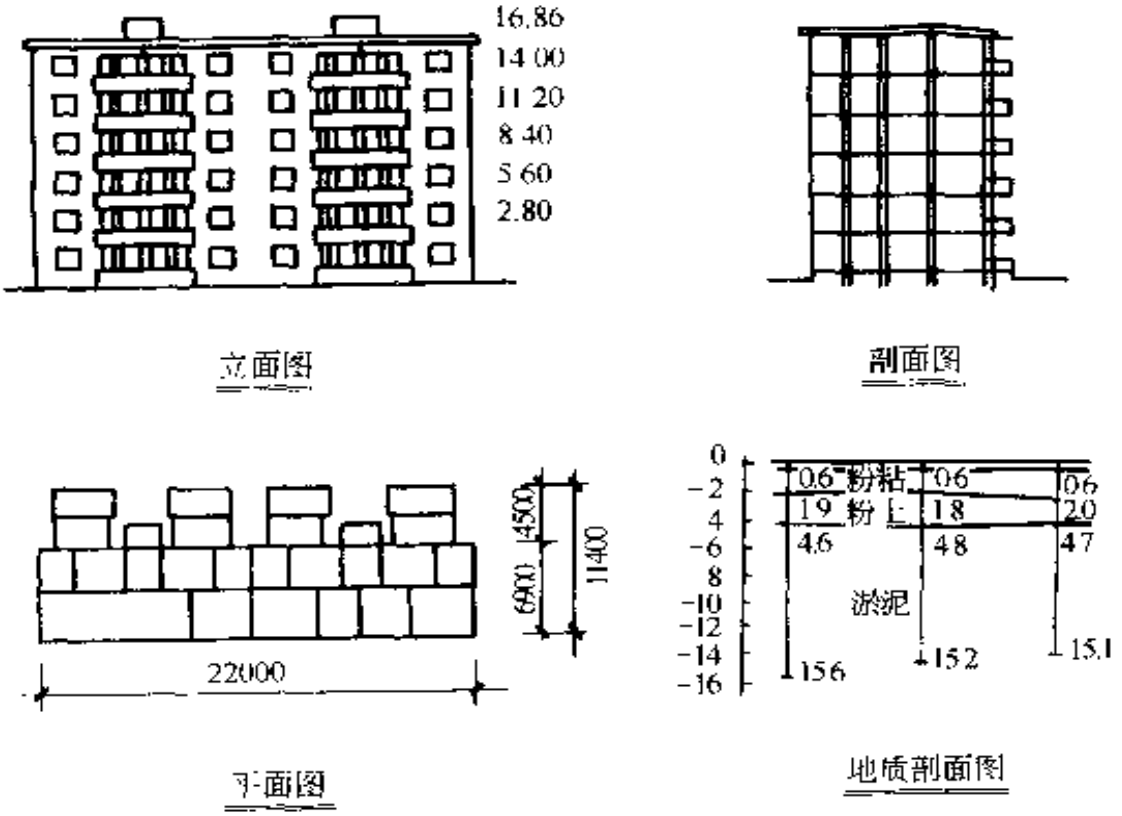


图10-18　上虞县建设开发公司住宅平面、立面、剖面及地质剖面图

二、复合地基承载力计算

单桩竖向承载力按下式计算：

❶ 根据参考文献[89]改写。

$$P_p = \eta[\pi_d \Sigma q_{si} l_i + R_s A_p] \qquad (10.4.8)$$

各土层主要物理力学性质指标 **表 10-29**

土层编号	土层名称	土层厚度(m)	物理性质指标				力学性质指标			建议值		
			含水量 w(%)	孔隙比 e	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	压缩模量 $E_{s_{1-2}}$(10^2kPa)	内摩擦角 φ(°)	内聚力 C(10^2kPa)	容许承载力 $[R]$(kPa)	桩周容许摩擦力 f(kPa)	桩尖容许承载力 R_i(kPa)
1	粉质粘土	1.80~2.10	32.8	0.904	8.9	1.04	57.7	29.5	0.15	110	25	
2	粉土	2.30~2.90	34.9	0.985	9.7	0.98	55.14	27.0	0.12	90	22.5	
3	淤泥质粉质粘土	>15	43.9	1.232	15.1	1.46	18.92	10.5	0.16	50	10	

式中 P_p——单桩竖向承载力标准值，kN；

d——桩身直径，m；

q_{si}——桩周第 i 层土的摩擦力标准值(kPa)；

l_i——桩周第 i 层土的厚度(m)；

R_s——桩尖土的承载力标准值，kPa，对淤泥和淤泥质土可取 0；

A_p——桩身横截面面积(m^3)；

η——折减系数，一般取 0.7~0.8。

该工程采用长 9.5m、直径 Φ377mm 的砂石桩，根据各项土工参数，由式(10.4.8)可得单桩竖向承载力 P_p：

$$\begin{aligned} P_p &= [3.14\times0.777\times(0.8\times25+ \\ &\quad 2.8\times22.5+5.9\times10)+0\times A_p]\times0.8 \\ &= 134.5(\text{kN}) \end{aligned}$$

然后确定各轴线条形基础的宽度。条形基础宽度按下式计算：

$$b = \frac{Ga - 2P}{\eta_s f_{s,k} a} \qquad (10.4.9)$$

式中 G——作用在条基上的线荷载(kN/m)；

a——砂石桩的桩距，m；

P——砂石桩单桩承载力设计值(kN)；

η_s——桩间土承载力折减系数，一般取 0.8；

$f_{s,k}$——桩间土承载力标准值(kPa)。

以(3)轴线条基为例，已知 $G=296\text{kN/m}$，$a=1.2\text{m}$，取 $P=130\text{kN}$，$\eta_s=0.8$，$f_k=50\text{kPa}$，可得条形基础宽度 b 如下：

$$b=\frac{296\times1.2-130\times2}{0.8\times50\times1.2}=\frac{95}{48}=1.98(\text{m})$$

根据双排桩布桩要求，选定条形基础宽度 $b=2.1\text{m}$。

同理，按式(10.4.9)分别计算各轴线条形基础宽度，并考虑实际布桩要求，确定各轴线的基础宽度。

根据最后确定的各条形基础宽度和上部建筑物总重量，计算基础底的实际平均压力(为使总沉降量不致过大，建议在深厚软土地基该平均压力控制在 120kPa 以内)。根据基础底的平均压力和条基宽度，设计条形基础截面尺寸并配筋，进行基础强度验算(详细计算略)。

复合地基承载力采用下式验算：

$$f_{c,k}=mf_{p,k}+\eta_s(1-m)f_{s,k} \tag{10.4.10}$$

式中 $f_{c,k}$——复合地基承载力标准值(kPa)；

η_s——桩间土承载力折减系数，一般取 0.8，当采用荷载板载荷试验实测时取 1.0；

$f_{s,k}$——桩间土承载力标准值，根据勘测报告或现场试验实测确定；

$f_{p,k}$——砂石混凝土桩承载力标准值(kPa)；

m——砂石桩复合地基置换率。

按式(10.4.10)可得复合地基承载力标准值，

$$f_{c,k}=320.3(\text{kPa})$$

软弱下卧层的承载力按下式验算

$$p_z+p_{cz}\leqslant f_z \tag{10.4.11}$$

式中 p_z——软弱下卧层顶面处(即砂石混凝土桩桩底端处)的附加压力设计值(kPa)；

p_{cz}——软弱下卧层顶面处土的自重压力标准值(kPa)；

f_z——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力设计值(kPa)。

由于各条形基础之间的空隙部分的比例已很小，在计算 p_z 时，可将整幢房子的条形基础作为一连续的片筏基础。这样，p_z 就可按下式计算：

$$p_z = \frac{LB(p - p_c)}{(B + 2Z\mathrm{tg}\theta)(L + 2Z\mathrm{tg}\theta)} \tag{10.4.12}$$

式中 B——矩形基础底面宽度(m)；

L——矩形基础底面长度(m)；

p——基础底面处的平均压力设计值(kPa)；

p_c——基础底面处土的自重力标准值(kPa)；

Z——基础底面至软弱下卧层顶面的距离(加固区厚度)(m)；

θ——地基土的压力扩散角，一般可取 $\theta = 23°$。

该工程已知 $L = 30.1\mathrm{m}$，$B = 8.4\mathrm{m}$，$p = 116.4\mathrm{kPa}$，$p_c = 15.12\mathrm{kPa}$，$Z = 9.5\mathrm{m}$，$\theta = 23°$，代入式(10.4.12)可得：

$$p_c = 40.76(\mathrm{kPa})$$

$$p_{cz} = 18.9 \times 0.8 + 8.4 \times 8.7 = 88.2(\mathrm{kPa})$$

下卧层土的地基承载力设计值按下式计算

$$f_z = \eta_c f_k + \eta_d \gamma_s (D - 1.5) \tag{10.4.13}$$

式中 f_z——地基承载力设计值(kPa)；

η_c——地基承载力修正系数，取 1.1；

f_k——地基承载力标准值(kPa)；

η_d——地基埋深的地基承载力修正系数，取 1.0；

γ_s——基础底面以上土的平均重度，地下水位以下取有效

重度(kN/m³)；

D——基础埋置深度(m)。

代入计算，得

$$f_z = 129.27(\text{kPa})$$

所以

$$p_z + p_{cz} = 128.96 < 129.27$$

即

$$p_z + p_{cz} < f_z$$

满足要求。

三、沉降计算

建筑物的总沉降量 S 由下式计算

$$S = S_1 + S_2 \tag{10.4.14}$$

式中 S_1——砂石桩混凝土复合地基加固区压缩量，取 $S_1 \approx 0$；

S_2——下卧土层的压缩量。

下卧软土的变形是由基础扩散到下卧软土层面的附加应力引起的，其变形量可用通常的分层总和法计算，即：

$$S_2 = \psi_s S_2' = \psi_s \sum_{i=1}^{n} \frac{p_0}{E_{si}} (Z_i \bar{a}_i - Z_{i-1} \bar{a}_{i-1}) \tag{10.4.15}$$

式中 S_2——下卧软土层的最终沉降量(mm)；

ψ_s——沉降计算经验系数；

S_2'——按分层总和法计算出的沉降值(mm)；

n——地基压缩层内下卧层土所划分的土层数；

p_0——由基础荷重扩散到下卧软土层顶面上的附加应力(kPa)；

E_{si}——加固区下卧层内下第 i 层土的压缩模量(MPa)；

Z_1, Z_{i-1}——砂石桩复合地基加固区底面至第 i 层和第 $i-1$ 层土底的距离(m)；

$\bar{a}, \bar{a}_{i-1}$——第 i 层和第 $i-1$ 层土底范围内的平均附加应力系数，按有关设计规范查表确定。

沉降计算列表进行，计算过程详附表 10-30。

上虞县建设开发公司住宅沉降计算　　表 10-30

土层编号	Z_i (m)	L/B	Z_i/B	$\bar{\alpha}_i$	$Z_i\bar{\alpha}_i$ (m)	$Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$ (m)	E_{si} (MPa)	P_0 (kPa)	$\Delta S'$ (mm)	$\sum_{i=1}^{n}\Delta S'$ (mm)	$\frac{\Delta S}{\sum_{i=1}^{n}\Delta S'}$
	0	$\frac{38.16}{16.46}$	0	0.2500	0	0	1.89	40.76	0		
1	4	2.3	0.24	0.2496	0.9984	0.998	1.89	40.76	21.52	21.52	
2	8	2.3	0.48	0.2470	1.976	0.977	1.89	40.76	21.07	42.59	
3	12	2.3	0.72	0.2425	2.910	0.934	1.89	40.76	20.14	62.73	
4	16	2.3	0.97	0.2354	3.766	0.856	1.89	40.76	18.46	81.19	
5	20	2.3	1.22	0.2277	4.554	0.788	1.89	40.76	16.99	98.18	
6	19	2.3	1.15	0.2312	4.393	0.161	1.89	40.76	3.47		0.035

从该工程地质剖面可知，该工程最大钻孔深度为 18.7m，第Ⅲ层淤泥质粉质粘土实际深度还不清楚。但从附近勘察资料可知，该地区的淤泥质粉质粘土深度约在地表下 20～25m 左右，以下便是坚硬的土层。所以，下卧层的软土层的厚度约 10～15m 左右。由表 10-30 可知，下卧层的沉降值约在 62.73～81.19mm。这与实测平均沉降值 65.2mm 基本接近，说明前述有关沉降计算的假设和计算方法基本上是正确的。

由此还可得沉降计算经验系数 $\psi_s = 0.96 \sim 1.25$。当然 ψ_s 要根据更多的实测资料加以统计，以便使沉降计算结果更趋精确。

10.5　石灰桩复合地基

采用机械或人工在地基中成孔，然后灌入生石灰块进行振密或夯实再用粘土进行封桩而形成石灰桩。一般情况下可在生石灰块填料中加入一定比例的粉煤灰、炉渣或其他外加剂。石灰桩与桩间土共同形成复合地基。

石灰桩复合地基法适用于加固杂填土、素填土和粘性土地基，有经验时也可用于粉土、淤泥和淤泥质土地基，不适用于加固地下水位以下的砂类土。石灰桩加固深度从数米到十几米。

石灰桩复合地基可以提高地基承载力，减少地基沉降。在我国江苏、浙江、湖北、山西、天津、上海等地区得到较多应用，主要用于路基加固和建筑物地基加固，石灰桩也可用于长短桩复合地基中的短桩。

[工程实例 1]　上海金达棉纺厂石灰桩复合地基❶

一、工程概况和地质条件

上海金达棉纺厂为年产 1 万纱绽的纺纱厂，主厂房建筑面积约 10000m²，系单层锯齿形变跨排架结构。由于厂房面积较大，软土层深厚，对地基的不均匀沉降要求较严。

该场地表层有一层厚约 2m 的亚粘土硬壳层，但厚薄不均，且局部缺失较多，分布着已埋填的旧河道。硬壳层下是一层 26～29m 的淤泥质土，再下为性质较好的灰绿色亚粘土。典型的地质剖面见图 10-19，各土层的物理力学性质指标详表 10-31。

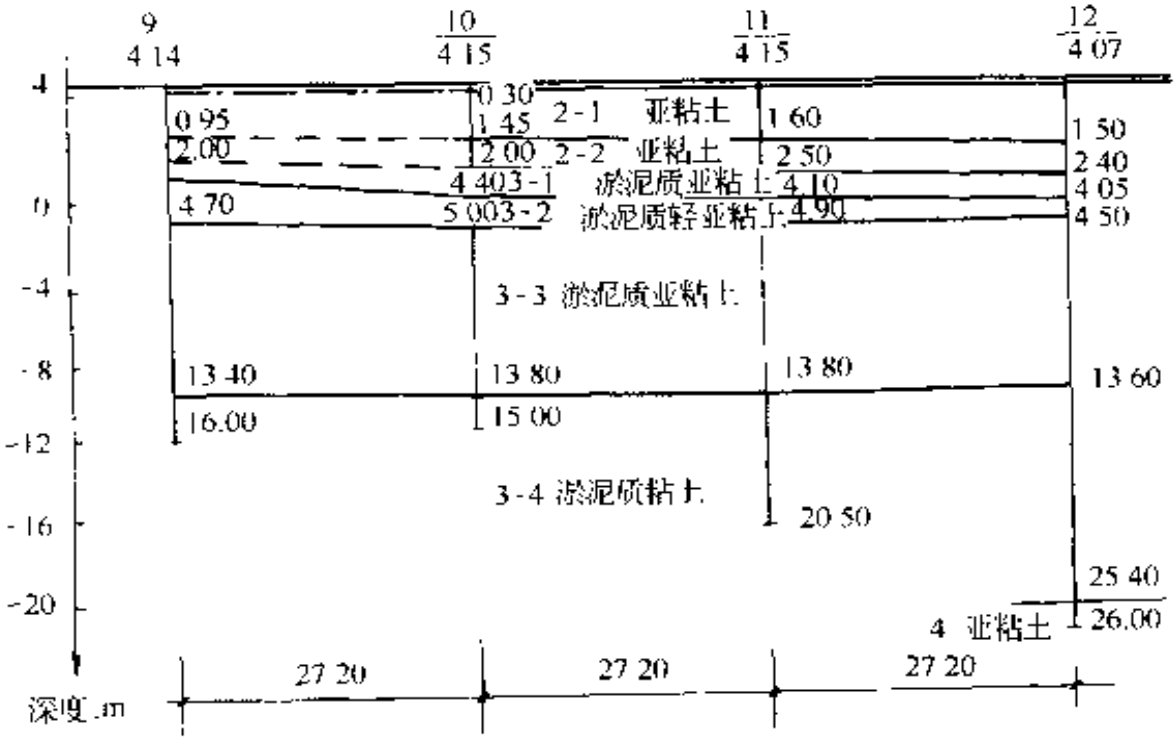


图 10-19　地质剖面图

❶ 根据参考文献[72]改写。

各土层物理力学性质指标综合成果表　　表 10-31

土层名称	土层代号	土层厚度(m)	含水量 w(%)	重度 γ(kN/m³)	比重 G	孔隙比 e	塑性指数 I_p(%)	液性指数 I_L(%)	压缩系数 $a_{1\text{-}2}$ 10^{-2}kPa^{-1}	压缩模量 E_s(MPa)	内摩擦角 φ(°)	内聚力 C(kPa)	容许承载力 $[R]$(kPa)
耕植土	1-1	0.30											
素填土	1-2	2.50 4.30	35.9	18.8	2.70	0.966	9.6	1.06	0.046	3.67	19.8	3.0	70~90
素填土	1-2	0.3 1.70											55
亚粘土	2-1	1.00 1.45	33.4	18.9	2.72	0.933	12.9	0.71	0.030	6.84	20.5	15.0	160
亚粘土	2-2	0.50 1.20	36.6	18.8	2.72	0.922	13.7	0.97	0.037	5.26	15.0	12.0	110
淤泥质亚粘土	3-1	1.55 2.40	38.4	18.5	2.72	1.038	12.1	1.20	0.056	3.54	5.0	7.0	70
淤泥质轻亚粘土	3-2	0.45 1.05	37.4	18.5	2.72	1.021	10.8	1.43	0.045	4.82	20.2	7.0	90
淤泥质亚粘土	3-3	13.50 13.80	48.1	17.6	2.72	1.305	13.5	1.54	0.113	2.24	4.8	5.0	70
淤泥质粘土	3-4	11.50 11.70	43.6	17.9	2.74	1.199	18.3	1.02	0.077	2.93	4.7	14.0	90
亚粘土	4	未钻穿	26.6	19.7	2.72	0.753	12.6	0.47	0.037	5.84	13.0	20.0	230

二、石灰桩复合地基设计

1. 石灰桩复合地基承载力计算

石灰桩复合地基容许承载力 p_{cc}采用下式计算

$$p_{cc} = m' p_p + (1 - m') p'_s \qquad (10.5.1)$$

式中　p'_s——加固后桩间土的容许承载力，根据加固后桩间土的

平均含水量、孔隙比等物理指标查有关规范确定；

m'——石灰桩膨胀后的置换率，$m' \approx (1.50 \sim 1.80)m$；

m——石灰桩复合地基置换率设计值；

p_p——石灰桩容许承载力。

桩间土含水量可根据设置石灰桩后桩间土脱水量计算。桩间土的脱水量可用下式计算：

$$\Delta w = \frac{1 + w_0/100 \times m}{\gamma_t} \times \left[h\gamma_c + \left(\frac{n'_p}{100} \right) \left(1 + \frac{\varepsilon_v}{100} \right) \left(\frac{S'_r}{100} \right) \gamma_w \right] \times 100 \quad (10.5.2)$$

式中 $\Delta w = w_0 - w'$；

w_0——天然地基含水量(%)；

w'——加固后地基的平均含水量(%)；

r_t——天然地基的重度(kN/m^3)；

m——石灰桩的置换率；

r_w——孔隙水的重度，其值近似等于 10(kN/m^3)；

h——生石灰桩的化学吸水当量，一般取 0.28；

r_c——生石灰桩的充填重度，一般为 13.0(kN/m^3)；

n'_p——消化后生石灰桩的孔隙率(%)，一般取 65%；

ε_v——生石灰桩的膨胀率(%)，一般取 80%；

s'_r——消化后生石灰桩的饱和度(%)，一般取 85%。

上式右边有二项，前项表示生石灰水化反应所需要的水，后者表示水化后桩体孔隙继续吸收的水。

当地基土为饱和时，孔隙比的降低量 Δe 可以用下式计算：

$$\Delta e = G_s \times \Delta w/100 \quad (10.5.3)$$

式中 Δe——孔隙比降低量，$\Delta e = e_0 - e'$；

e_0——天然地基土的孔隙比；

e'——加固后地基土的孔隙比；

G_s——土颗粒比重；

Δw——含水量降低值，由式(10.5.2)计算

由式(10.5.2)和式(10.5.3)可以得到加固后桩间土的含水量和孔隙比，根据有关规范可得桩间土经加固后的容许承载力 p' 值，然后代入式(10.5.1)可得到复合地基的容许承载力。计算结果见表 10-32。

地基承载力和沉降量计算结果 **表 10-32**

	土层名称	地基承载力计算			沉降量计算	
		设计要求承载力 (kPa)	天然地基承载力 (kPa)	复合地基承载力 (kPa)	天然地基沉降量 (mm)	复合地基沉降量 (mm)
1	3－1层 淤泥质亚粘土	90	70	91	20	10
2	3－3层 淤泥质亚粘土	80	70	85	120	60
3	合　计				140	70

2．基础和石灰桩布桩设计

根据上部结构荷载计算可得到独立基础的荷载。再根据复合地基容许承载力可设计基础尺寸大小。本工程采用 4.2m×3.2m 的独立基础，则基底边缘的最大压力 $p_{max}=123kPa$，最小压力 $p_{min}=88kPa$，平均压力 $p=105kPa$，要求加固后的(3～1)层淤泥质亚粘土复合地基的容许承载力 $p_{cr}=90kPa$。由表 10-32 可知，承载力满足要求。

石灰桩桩位布置和基础剖面图如图 10-20 所示。每一基础下设石灰桩 20 根，桩径 ϕ377mm，桩距 1.3m，桩长 5.1m。

3．沉降计算

经石灰桩加固后，地基由石灰桩复合地基加固区和加固区下卧天然地基组成　建筑物的沉降量可采用分层总和法来计算，即：

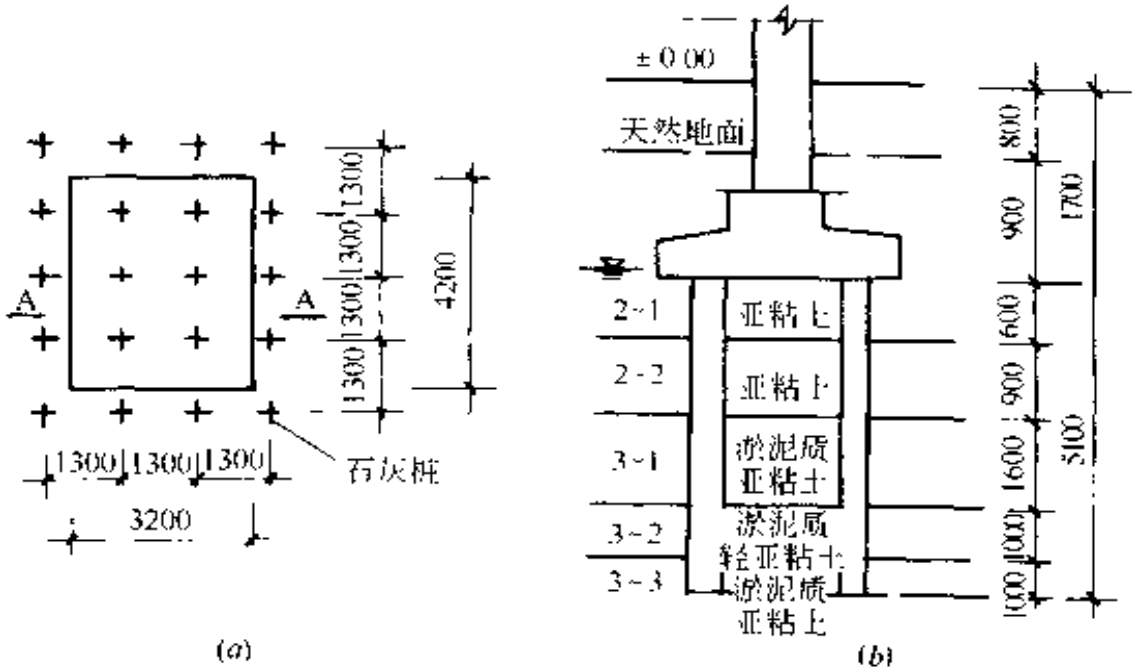


图 10-20　桩位平面和基础剖面图

(a)桩位平面;(b)A－A 剖面

$$S = m_s \left[\sum_{i=1}^{n_1} \frac{p_c}{E_{csi}} (Z_i C_i - Z_{i-1} C_{i-1}) + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{p_0}{E_{si}} (Z_i C_i - Z_{i-1} C_{i-1}) \right] \tag{10.5.4}$$

式中　S——地基的最终沉降量;

p_c——地基底面处的附加压力;

E_{csi}——基础底面下第 i 层石灰桩复合地基的复合压缩模量;

E_{si}——基础底面下第 i 层地基土的压缩模量;

Z_i, Z_{i-1}——分别为基础底层至第 i 层和第 $i-1$ 层底面的距离;

C_i, C_{i-1}——分别为基础底层至第 i 层和第 $i-1$ 层底面范围内平均附加压力系数,可按《工业与民用建筑地基基础设计规范 TJ 7-74》采用;

n_1, n_2——地基压缩层范围内所划分的土层数,其中 1 至 n_1 位于复合地基加固区内,n_{n+1}至 n_2 位于没有石灰桩的加固区下卧层内;

m_s——沉降计算经验系数，应根据房屋和构筑物实测最终沉降确定，一般采用1.0～1.3。

由式(10.5.4)计算所得复合地基沉降量见表10-32。根据上海地区经验，将基础沉降量控制在10cm以内是允许的。

表10-32中还给出了天然地基的承载力和相应条件天然地基的沉降量。由表可见，采用石灰桩复合地基可以有效地提高地基承载力和减少地基沉降。

三、加固效果检验

1．石灰桩外观尺寸检验

基槽开挖后，对所有的石灰桩外形进行了检查，发现绝大部分石灰桩桩身完整，膨胀后的石灰桩直径达40～42cm，桩体均能直立。

2．轻便触探试验结果

图10-21为加固前后的轻便触探试验结果。由图可见，对于(2～2)层亚粘土，石灰桩加固后，桩间土的锤击数 $N=10\sim20$(击/30cm)，而该土层石灰桩身上的锤击数 $N_{10}=17\sim104$(击/30cm)。对于(3～1)层淤泥质亚粘土，加固前的轻便触探击数 $N_{10}=4.5\sim8$(击/30cm)，加固后提高到 $N_{10}=14\sim17$(击/30cm)，该层土中石灰桩身上的轻便触探击数 $N_{10}=31\sim46$(击/30cm)。上述结果证明，石灰桩加固是有效的，同时也说明石灰桩桩身强度要比桩间土高得多，能起到置换的作用。

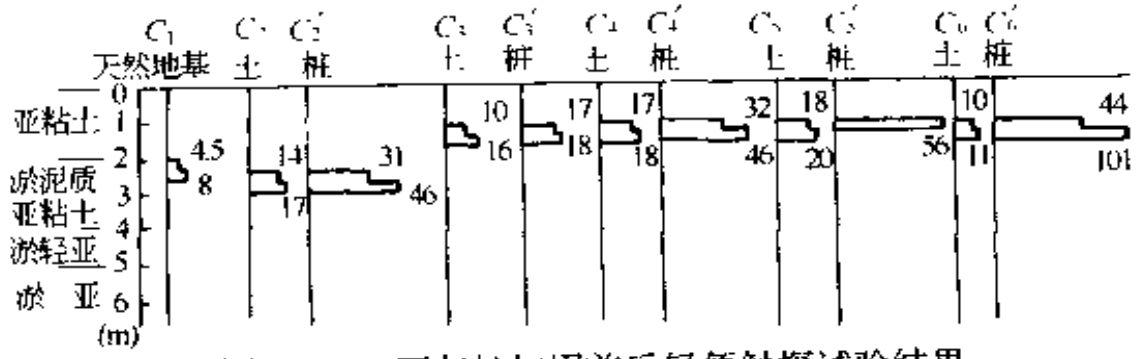


图10-21 石灰桩加固前后轻便触探试验结果

3．土工试验结果

表10-33为石灰桩加固前后各层土的物理力学性质对比结果。由表可见，石灰桩加固后土的物理力学性质均有所改善，但对

于(3～1)层淤泥质亚粘土的含水量减少不多。

四、载荷试验结果

为准确测定石灰桩对(3～1)层淤泥质亚粘土的加固效果，直接在(3～1)层表面进行载荷板试验，试验坑深达 2.5m，采用堆重平台千斤顶加荷方案，沉降观测采用四块量程为 30mm 的百分表。试验装置和试验结果详见图 10-22 和表 10-34。在 P-S 曲线上取相对沉降 $S/B=0.02$ 所对应的荷载为复合地基容许承载力。从表 10-33 可见，按此规定所取的值均较高，主要原因可能是由于试坑较深，试坑的宽度不可能达到载荷板宽度的三倍这一规定所致。但从天然地基与复合地基对比试验可见，复合地基容许承载力比天然地基提高了 31.5%，并能满足上部荷载对该层土承载力的要求。

石灰桩加固前后土的物理力学性质对比　　表 10-33

	土名	加固前或加固后	含水量 w (%)	重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	压缩系数 $a_{1\text{-}2}$ (10^{-2}kPa^{-1})	压缩模量 E_s (MPa)	内摩擦角 φ(°)	内聚力 C (kPa)
1	(2-2)层亚粘土	加固前	36.6	18.8	0.992	13.7	0.97	0.037	5.26	15.0	12
2		加固后	29.8	19.5	0.811	10.2	0.74	0.029	6.85	23.7	10
3	(3-1)层淤泥质亚粘土	加固前	38.4	18.5	1.038	12.1	1.20	0.056	3.54	5.0	7
4		加固后	35.1	18.8	0.962	12.0	1.03	0.042	4.65	11.6	0

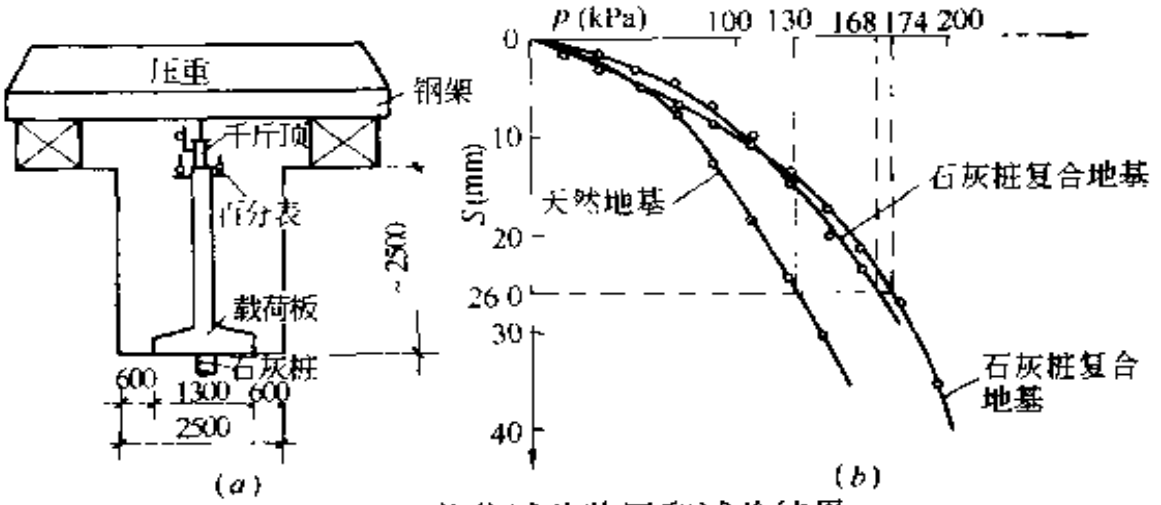


图 10-22　载荷试验装置和试验结果

(a)试验装置；(b)试验结果

各土层载荷试验结果　　表 10-34

序	土层编号	土层名称	载荷板尺寸 $A\times B(m^2)$	埋置深 (m)	地基容许承载力 $[R](kPa)$	比较 (%)
1	(3-1)	天然地基 (淤泥质亚粘土)	1.30×1.30	2.30	130	100
2	(3-1)	石灰桩复合地基 (淤泥质亚粘土)	1.30×1.30	2.40	174	134
3	(3-1)	石灰桩复合地基 (淤泥质亚粘土)	1.30×1.30	2.50	168	129

五、厂房沉降观察结果

主厂房共设 55 个沉降观测点，其中独立桩基 28 个，其余设在厂房四周外墙上。沉降观测结果见表 10-35。由表可见，桩基沉降量为 34～52mm，平均沉降 41.8mm。四周墙基沉降 27～51mm，平均沉降为 39.6mm。整个厂房沉降均匀、功能良好。沉降在竣工后一个月就基本稳定。特别是在长 82m，高 10m(长高比大于 8)的三层砖混结构的办公楼上，未产生任何墙体裂缝，证明该工程采用石灰桩复合地基方案是成功的。

沉降观测结果　　表 10-35

	观测日期		1987 年 10 月 26 日	1987 年 12 月 25 日	1988 年 4 月 14 日	1988 年 5 月 20 日	1989 年 3 月 5 日
2	桩基沉降量 (28 点)mm	最大沉降量	0	40	46	52	
		最小沉降量	0	7	23	34	
		平均沉降量	0	22.0	34.7	41.8	
		相邻柱基最大沉降量	0	0.002L	0.002L	0.001L	
3	墙基沉降量 (27 点)mm	最大沉降量	0	38	48	51	51
		最小沉降量	0	2	17	27	27
		平均沉降量	0	20.1	32.7	38.8	39.6
		最大局部倾斜	0	0.003	0.002	0.002	0.002
4	工程情况		基础完工	屋盖全完	工程竣工	竣工后 1 月	竣工后 1 年

[工程实例 2] 华中理工大学汉口分校某住宅楼石灰桩复合地基❶

一、工程概况和工程地质条件

华中理工大学汉口分校某住宅楼为六层住宅楼，位于武汉市汉口韦桑路。建筑物体型复杂，基础挑出 2m，偏心严重，荷载差异大，地基土层又很不均匀，加上邻近原有一幢六层住宅的影响，采用天然地基估计会产生较大的不均匀沉降并对建筑物造成危害。为此决定采用石灰桩(石灰粉煤灰桩)复合地基处理，要求复合地基承载力达到 160kPa，复合地基加固区压缩模量大于 8.0MPa。

建筑场地位于长江冲积一级阶地，地势平坦，地基土层很不均匀。各土层情况及物理力学指标如表 10-36 所示。地下水属潜水型，静止水位为 1.1～1.3m。

汉口分校住宅楼场地土质情况 **表 10-36**

土层号	土层名	层厚(m)	土层描述	含水量 w(%)	天然重度 γ(kN/m³)	孔隙比 e	饱和度 S_r(%)	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	压缩模量 E_s(MPa)	静探比贯入阻力 p_s(kPa)	承载力标准值 f_k(kPa)
1	人工填土	1.0～2.7	由建筑垃圾和生活垃圾组成，成分复杂，分布不匀，部分地段有 0.6m 厚淤泥									
2-1	粘土	0.7～1.5	黄褐色，可塑～软塑状，含少量铁质结核和植物根，中等偏高压缩性	34.8	18.4	1.01	94	18	0.76	4.7	1000	120
2-2	淤泥质粉质粘土	1.9～3.1	褐灰色，软～流塑状，含贝壳和云母片，局部夹粉土薄层，高压缩性	37.4	18.3	1.05	98	15	1.24	3.2	600	80
2-3	粘土		黄褐色，可塑状态，含高岭土条纹和氧化铁，夹软塑状粉土薄层	35	18.4	1.02	97	24	0.57	6.5	1500	160

❶ 根据文献[105]改写

续表

土层号	土层名	层厚(m)	土层描述	含水量 w (%)	天然重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	饱和度 S_r (%)	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	压缩模量 E_s (MPa)	静探比贯入阻力 p_s (kPa)	承载力标准值 f_k (kPa)
2-4	粘土		褐灰色，软塑状态，含云母片，局部夹有薄层状可塑粘土，或流塑状淤泥质粘土及粉土								1100	
3-1	粉土		夹粉砂，稍密状态								3000	
3-2	粉砂		稍密状态								6000	

二、设计计算

1. 设计方案

采用 ϕ300mm 直径二灰桩，桩长 4.0～6.0m。其中基础挑出部分荷载较大，又紧靠原有建筑物，因此该部分石灰桩桩长加长到 6.0m，桩端进入 2－3 粘土层。整幢建筑物布桩 887 根，桩中心距在 550～800mm 之间。设计复合地基置换率 m 为 25%，荷载偏心处置换率 m 达到 30%。

2. 复合地基承载力计算

由复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$ 计算式可推得置换率：

$$m' = \frac{f_{sp,k} - f_{sk}}{f_{pk} - f_{sk}} = \frac{160 - 80}{400 - 80} = 0.25$$

由复合地基置换率计算布桩数

$$k = \frac{m'A}{A_0} = \frac{0.25 \times 250}{0.0707} = 884 \text{ 根}$$

式中 A 为基础面积；A_0 是一根石灰桩面积，此处未按膨胀直径计算，偏于安全。f_{sk} 为地基土体承载力标准值，f_{pk} 为桩身承载力标准值，采用武汉地区经验值。实际布桩数 887 根。

三、施工方法

采用洛阳铲成孔，至设计深度后抽干孔中水，将生石灰与粉煤

灰按 1∶1.5 体积比拌合均匀，分段填入孔内夯实。每段填料长度 30～50cm。桩顶 30cm 则用干粘土夯实封顶。

施工次序遵循从外向内的原则，先施工外围桩。局部孔位水量太大难以抽干时，则先灌入少量水泥，再夯填生石灰粉煤灰混合料。

四、质量检验

1．桩身质量检验

采用静力触探试验，取桩身 10 个点，表明桩体强度较高。

2．桩间土加固效果检验

取桩间土 10 个点做静力触探试验，表明桩间土承载力约提高 10%。

根据以上两种检验结果，推得复合地基承载力标准值 $f_{sp,k}$ 为 161kPa，加固区复合压缩模量 E_{sp} 为 8.2MPa。

五、技术经济效果

住宅楼竣工后两个月，最大沉降 5.3cm，最小沉降 3.1cm，最大不均匀沉降值 2‰。预计最终沉降量可控制在 10cm 以内。

与原设计采用 90 根直径 ϕ600mm、长 16～18m 的钻孔灌注桩方案相比，节约 70% 的造价，经济效益明显，并解决了场地狭窄原方案实施困难，并有泥水污染的问题。

10.6 刚性桩复合地基

竖向增强体复合地基中，当桩土相对刚度较大时，可称为刚性桩复合地基。前些年发展的疏桩基础和减小沉降量桩基都是典型的刚性桩复合地基。前面已经分析过复合桩基也可认为是一种刚性桩复合地基，实际上考虑桩间土和摩擦桩共同承担荷载的（或称考虑桩土共同作用的）桩基础均可归属于刚性桩复合地基。

刚性桩复合地基可以较好地发挥桩体和桩间土的效用，特别是充分利用桩体（一般为钢筋混凝土桩）承载力高，压缩性小的优点，因此可有效地降低造价，具有较好的经济效益，近年来得到学术界和工程界的重视。

在 10.4 节介绍的低强度桩复合地基中，目前应用的桩体强度愈来愈高，刚度愈来愈大，不少低强度桩复合地基与刚性桩复合地基之间很难给予明确的界限。本节介绍的工程实例实际上是钢筋混凝土桩复合地基。

[工程实例 1] 浙医一院医技楼刚性桩复合地基[1]

一、工程概况及工程地质条件

浙江医科大学第一附属医院门诊综合楼整个建筑由 X 字型的门诊楼，一字型的医技楼及联接两者的连廊组成。门诊楼、医技楼及连廊间均以沉降缝完全断开，使三者形成相互独立的结构单元。X 字型的门诊楼为五层建筑，建筑面积约 13600m^2，医技楼为高层建筑，地面以上结构层数为 23 层，最高层屋面标高 79.20m，医技楼设地下室一层，地下室层高 5.9m，医技楼的建筑面积约为 22600m^2。门诊综合楼平面如图 10-23 所示

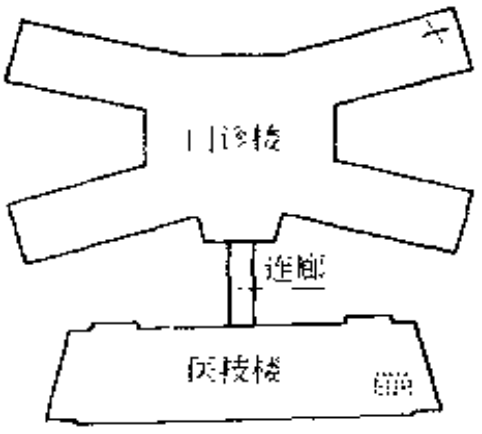


图 10-23 门诊综合楼平面

医技楼的上部结构型式为全现浇框架—剪力墙结构体系，框架柱网尺寸为5.1m×(7.0～7.6)m，大楼楼层平面呈等腰梯形布置，大楼的平面、立面均较简洁、匀称。建筑物轴线间最大宽度为 17.10m，最大长度 66.40m，基底平均接触压力为 400kPa，最大单桩集中荷载约为 9000kN。

浙医一院位于杭州市庆春路中段，场地上属第四系全新世冲海相(Q4)和晚更新世湖河相(Q3)地层，下伏基岩为侏罗系火山岩。建筑场地较平坦，地面标高在黄海高程 7.90～9.12m 之间，地下水位线约在地表下 1.50m 处。经对场地地表下 15m 以内浅层土的剪切波速测试表明，剪切波加权平均速度 v_{sm}=220m/s，场

[1] 根据参考文献[58、59]改写。

地地面脉动卓越周期为 0.27s。经综合判定：场地属中软场地中的Ⅱ类建筑场地

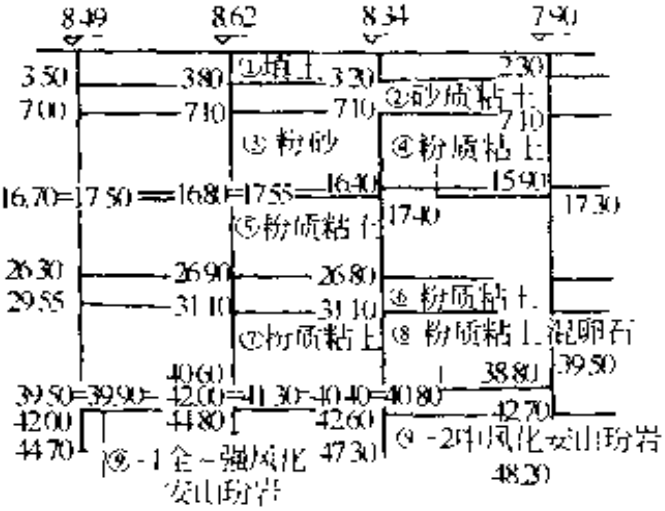


图 10-24　工程地质剖面图

场地地表下各土层均属正常沉积、正常固结土，各土层的层面标高起伏不大，其中 7 # 土层的层底面绝对标高在 -30.90 ~ -32.34m，厚度约有 8 ~ 10m。地表下各土层的工程地质情况见和各层土物理力学性质指标分别见图 10-24 和表 10-37。

各层土的物理力学性质指标　　**表 10-37**

层号	土层名称	层厚(m)	含水量 w(%)	孔隙比 e	压缩模量 $E_{s1\cdot2}$	f_k (kPa)
1	填　土	2.30 ~ 3.80				
2	砂质粉土	3.35 ~ 4.80	30.5	0.85	12.3	150
3	粉　砂	8.80 ~ 9.70	29.8	0.85	12.6	200
4	粘质粉土	0.75 ~ 1.40	31.5	0.90	4.6	100
5	粉质粘土	8.50 ~ 9.70	31.6	0.90	5.5	190
6	粉质粘土	3.30 ~ 5.20	35.1	0.95	5.5	170
7	粉质粘土	8.00 ~ 10.30	27.2	0.77	5.5	230
8	粉质粘土和混卵石	0.30 ~ 0.80			23.0	300
9-1	强风化安山砂岩	0.70 ~ 4.80			5.3	350
9-2	中风化安山砂岩	未钻穿				5000(q_{pk})

二、方案比较及选用

在浙医一院医技楼的基础设计中，设计者曾进行过两次完整的施工图设计，此前做过多方案的比较，出图前还邀请当地的高校、科

研及设计单位的专家进行论证，最后才确定在浙医一院医技楼这个高层建筑中采用刚性桩复合地基或称复合桩基的基础型式。

根据医技楼上部结构型式，单桩荷重、体型以及工程地质条件，初步设计时考虑采用大直径钻孔灌注桩基础，以中等风化基岩为桩端持力层，桩尖进入持力层 1.0～1.5m。根据计算并结合墙、柱位置进行调整后共需布桩 96 根，其桩径分别为 0.8m、1.0m 及 1.2m 三种，平均有效桩长约为 39.0m。这种设计传力明确、基础稳定性好，根据以往的设计经验对已建高层建筑的沉降观测资料分析表明，采用桩端入岩桩基的高层建筑，只要能保证桩身施工质量及控制好桩端沉渣厚度，大楼的沉降量很小。

在浙医一院医技楼的施工图设计中，原初步计算者在仔细研究了建筑物上部结构及工程地质条件后，认为本工程基础埋深较大，其筏板底部已处于粉砂层位置，这层粉砂层厚度为 9.0m 之巨，且强度较高，压缩性较小，应该考虑利用这层土的承载作用。另外医技楼上部结构体型比较简单，现浇钢筋混凝土框架—剪力墙结构，刚度较大，医技楼与周围建筑物之间已用沉降缝分开，即使医技楼有一定量的沉降，它的沉降也不会对其他建筑物产生不利影响。同时经对粉砂层的地基承载力进行深度和宽度修正后发现，其修正后的地基承载力约为 380kPa，接近基底的接触应力，也就是说如果单纯从承载力的角度考虑，天然地基的承载力也已可以接受。但对其沉降计算分析表明，在大楼的荷载作用下，天然地基的沉降量将高达 450mm，这在如此重要的高层建筑中，是难以接受的，何况过大的沉降必然导致较大的不均匀沉降。因此天然地基的设想是行不通的。

但在桩基和天然地基之间，能否找到一个方案，使之结合两者的优势：即能充分利用基底土层的强度，又能减少建筑物的沉降量？经过对几个基础方案进行技术、经济对比分析比较后，原设计者提出复合桩基、或称刚性桩复合地基的设计方案：首先充分考虑筏板底下 3# 粉砂土层的承载作用，让其承担一部分的上部结构荷载，然后由控制建筑物最终沉降量的方法，来进行布桩设计。建

议布置一定量的直径较小的钻孔灌注桩长桩，将桩尖位置上移至7#土层内，离8#土层约1.0～2.0m，允许桩基有一定量的沉降位移。在这个设计思路中桩主要用以调整、控制大楼的沉降量，使之处于能被接受的范围，同时起提高大楼整体稳定性，提高抗水平荷载作用的能力。上述设计思路也可称为按沉降控制设计。

三、刚性桩复合地基设计

（一）单桩承载力的取值

根据实测资料表明：桩周土与桩身间的相对位移值达到几个毫米时，桩周的极限摩阻力就已全部发挥，而刚性桩复合地基的允许沉降量远大于以上数值。因此可以认为：在建筑物的使用阶段，复合地基中的桩是处于极限状态下工作的，单桩的承载力应是桩周土提供的极限承载力值。但是由于承台的存在，承台下一定深度的范围内，桩和土之间的相对位移受到限制，桩侧这部分土的摩阻力不能充分发挥，因此在计算单桩承载力时，可不考虑承台下这部分桩侧的摩阻力作用。据设计者的经验这部分的深度取为5～10倍桩径较为合适，则单桩的承载力可用下列公式计算：

$$P_p = A_p q_p + U_p \Sigma q_{si} l_i - U_p q_1 l_1 \qquad (10.6.1)$$

式中 P_p——桩的极限承载力，kN；

A_p、U_p——分别为桩端的截面积和桩的周长；

q_p——桩端处土的极限端阻力，kPa；

q_{si}——桩周第 i 层土的极限侧摩阻力，kPa；

q_1——桩周承台下5～10倍桩径深度范围内土层的极限侧摩阻力，kPa；

l_i——第 i 层土的厚度；

l_1——承台下5～10倍桩径深度范围内的土层厚度。

（二）承台下土的反力

由于在工作状态下，承台下土的反力与桩间土的沉降基本呈线性关系，故土的反力可简单地表示为

$$P_s = k_s \delta \qquad (10.6.2)$$

式中 P_s——承台下土的反力(kPa)；

δ——承台下土的沉降量(m)；

k_s——承台下土体的竖向反力系数(kN/m³)，可根据地基土的荷载板试验获得

(三) 桩数的确定

在确定了桩间土的反力值后，就可以计算在上部荷重作用下所需的桩数。但在高层建筑中，除了考虑竖向荷载的作用外，还必须考虑由风载、地震作用等水平作用力引起的基底反力。

复合地基中的桩数可由下式计算决定，

$$n = \frac{Q - A_s P_s}{\eta P_p} = \frac{Q - A_s k_s \delta}{\eta P_p} \tag{10.6.3}$$

式中 Q——上部结构、基础及基础上的土重之和；

A_s——基础的底面积；

η——考虑水平力作用引起的偏心影响系数，其值可取为0.85左右，其余符号的意义同前。

式(10.6.3)的意义在于认为复合桩基中地基土承担的荷载与沉降量直接发生关系，桩的数量取决于承台允许的沉降量，允许的沉降量大些，可用较少的桩数，反之就必须多布些桩。当不考虑桩间土的承载作用时，式(10.6.3)就成为常规的布桩公式。从上式还可看出，复合地基的经济效益是以建筑物允许一定的沉降量为先决条件的。

(四) 复合地基的沉降计算

由摩擦桩与筏基组成的桩筏基础，在竖向荷载作用下，其沉降变形应是桩、筏板及地基土三者互相影响，互相协调的结果。影响其沉降的因素很多，不同的布桩方式、不同的桩长、桩数、桩间距以及不同的成桩工艺，都将对桩基的沉降产生影响。另外，地基土的性质，外荷载的大小，作用时间的长短以及桩长与基础宽度的比值变化均会对基础的沉降产生不同的影响效果。

鉴于其受力的复杂性，及众多的影响因素，目前还没有一个计算方法能反映上述各种因素的影响。但从工程应用上说，必须找出

一概念清楚，计算简便并具有一定准确度的计算公式，以便工程应用。

从沉降值组成角度分析，刚性桩复合地基的沉降应该由二部分组成，即加固区压缩量 S_1，下卧层压缩量 S_2。加固区压缩量等于桩身压缩量 S_p 和桩尖处相对于土的贯入变形 Δ 两者之和。因此刚性桩复合地基沉降可用下式表示为

$$S = S_1 + S_2 = S_p + \Delta + S_2 \tag{10.6.4}$$

其中桩端以下下卧层土体的压缩变形 S_2 可采用等代墩基深层分层总和法进行计算，桩身的压缩量 S_p 可采用弹性理论中杆件压缩公式计算：

$$S_p = \xi\eta \frac{Q_p L_p}{E_p A_p} \tag{10.6.5}$$

式中 Q_p——作用在桩顶的单桩竖向荷载；

L_p、A_p、E_p——分别为桩长、桩身截面积及桩的变形模量；

ξ——桩周摩阻力的分布系数，一般取 1/2～1/3；

η——桩身塑性变形模量系数，根据桩身材料而定，对钢管桩可取为 1，对混凝土桩可取为 2。

桩尖位置处桩端的贯入变形 Δ，是桩端处桩周侧摩阻力达到极限值后出现的塑性滑移刺入变形。这是个相当复杂的问题，在目前甚至还没有一个计算公式能全面表述它的大小。但是根据分析及试验的结果均表明刚性桩复合地基中桩尖的贯入变形是确实存在的，也只有当桩尖有一定时的贯入变形，才能保证桩土间有相对位置量的产生，才能保证桩与土能共同发挥承载作用。

设计者在对单桩荷载试验中桩周荷载传递过程的分析研究后，发现单桩侧摩阻力全部发挥时桩土间所需的相对位移量，一般均小于 20mm。在单桩荷载试验中，若以沉降量作用判定单桩极限承载力的标准，一般也以 40～80mm 作为判定的标准。在桩筏基础中，当桩土间的相对位移大于 40mm 后，桩筏基础的沉降变形也主要发生在桩端以下的土体中。由于刚性桩复合地基中，桩始终处于极限状态下工作，其桩土间最大的相对位移就在桩尖处。设计者认为可

以取用单桩极限承载力所需的桩土间相对位移量，作为刚性桩复合地基中桩尖的贯入变形值，即取 Δ 值为 40～80mm。

（五）桩及筏板的设计

刚性桩复合地基中单桩的设计包括桩长、桩断面的选择、桩端持力层的选取及桩身强度的复核。在选择桩长时可根据地基土层的情况，让桩穿过高压缩性土层，桩尖落在相对较好的土层中并接近硬土层。本工程中选择 7# 土层为桩尖持力层，并保持桩端离 8# 土层 1.5m 左右的距离。

在选择桩身断面时，考虑到小直径摩擦桩比大直径桩的比表面积要大，在施工可行、质量有保证的情况下，宜优先考虑选用小直径的桩型。在桩身强度设计时，应该注意的是，刚性桩复合地基中的桩，其单桩工作状态下的承载力是按极限值计算而得的，则在按桩身结构强度复核单桩承载力设计值时，应使这二者之间的承载力相适应，并保证按桩身材料强度确定的单桩承载力设计值大于按土的极限强度提供的单桩极限承载力标准值。

在筏板的设计中，除了考虑桩的作用外，同时要考虑土的反力作用。另外需要注意的是，筏板在受桩的冲切作用时，桩对底板冲切力应是桩的极限承载力标准值，这一点必须引起设计人员的足够重视。除此之外，筏板的设计计算同常规的基础板计算完全一样。

四、经济效益及比较

浙医一院在扩初设计及施工图前期计算中，均已按常规方法进行了嵌岩桩的布桩设计工作，在施工图后期工作中将改为刚性桩复合地基方案。现将此两种基础设计的结果及经济对比数据列于表 10-38 中。

两种桩基方案的经济对比 **表 10-38**

桩　型	桩径 (m)	桩长 (m)	桩混凝土用量 (m^3)	单方综合造价 (万元/m^2)	桩费用 (万元)
常规嵌岩桩	0.8～1.2	38.5	2896.74	0.11	318.64
刚性桩复合地基	0.6	31.5	943.94	0.11	103.83

从表 10-38 中可以看出，采用刚性桩复合地基的设计方案后，桩部分可节约费用近 215 万元。另外由于无需入岩施工，大大加快施工进度，缩短了成桩时间，桩身混凝土质量容易得以保证，其综合社会、经济效益十分显著。

对浙医一院医技楼进行的沉降计算分析表明：复合地基的最终沉降量为 120mm，其中桩端贯入变形量为 50mm，桩身压缩变形量为 11.9mm，桩端下土层的压缩变形量为 58mm。

五、测试成果分析

为了进一步验证实际受力情况与理论上的差异，了解刚性桩复合地基的工作性状，完善设计理论，对整个施工过程作了一系列监测，主要测试内容有：桩与筏板承载的比例关系，桩与土的工作状态以及变化过程，基础筏板的工作状态。

在基底的一个纵剖面和三个横剖面上，布置了 23 只土压力盒、18 只应变计和 44 只钢筋计进行测试分析，仪器具体埋设位置如图 10-25 和图 10-26 所示。另外，还在两根试桩和两根锚桩内埋设了 68 只钢筋计，在底板下布置了 3 只孔隙水压力计和 19 个沉降观测点。这里仅介绍其中部分观测结果。

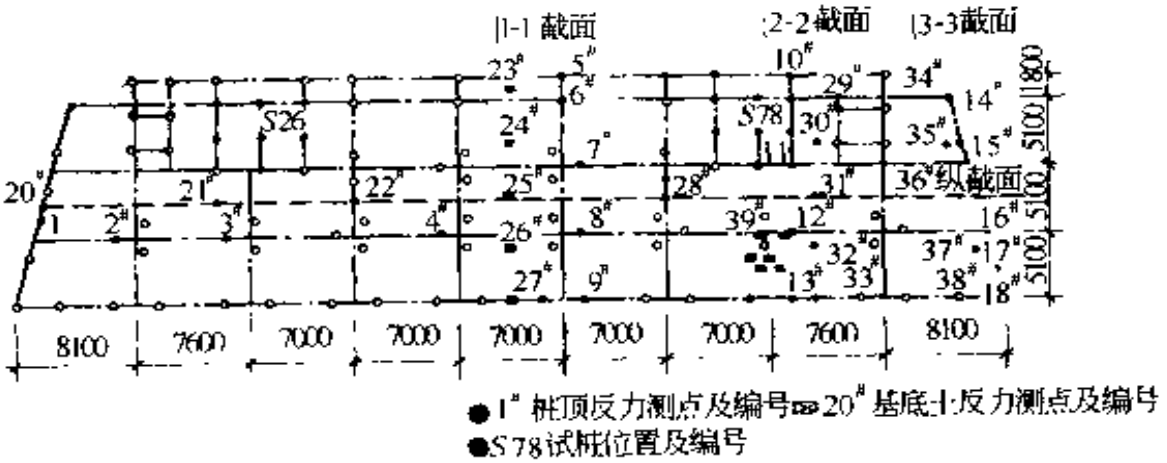


图 10-25　桩顶及桩间土反力测点布置

1．桩顶反力

把各截面的桩顶反力随层数增加的变化情况绘制成图 10-27。从图中可见，当建筑物层数较低时，沿纵向各桩承担的荷载基本上

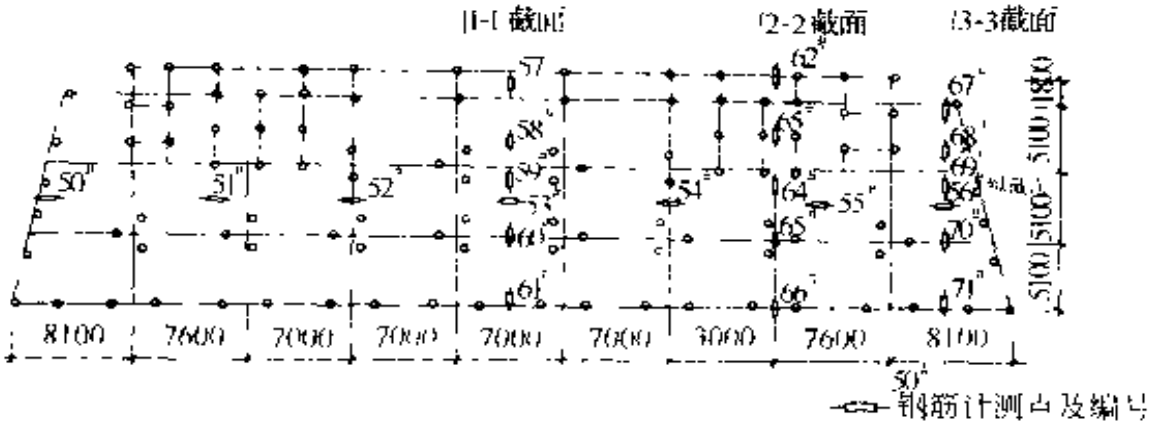


图 10-26　筏板内钢筋计测点布置

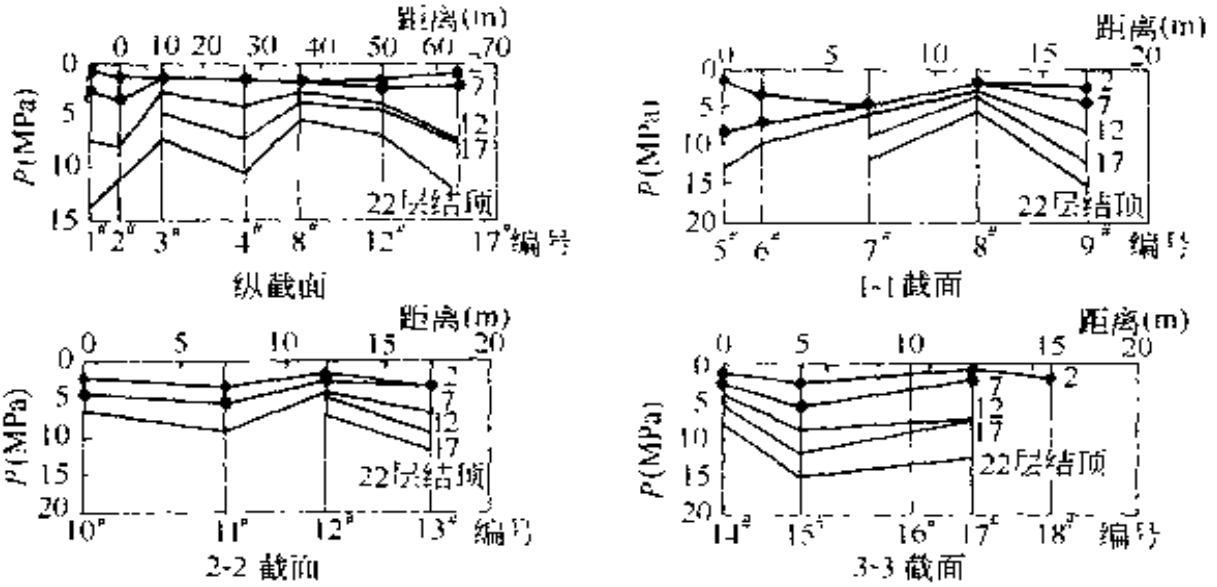


图 10-27　各截面上桩顶反力随层数变化的关系

相等。随着层数的增加，各桩承担的荷载也逐步增大。在施工到 7 层以后，上部结构空间刚度基本形成，此时各桩的桩顶反力有比较明显的增加，并且边桩荷载比内桩荷载增加要快，曲线呈边缘大、中部小的马鞍形分布。随着施工进展，纵向的桩顶反力保持这种马鞍形继续增加。

横截面上各桩的反力分布要比纵截面均匀，这是由于建筑物的横向尺寸比较短。把 3-3 截面和 1-1、2-2 截面作一比较，可以发现边桩分担的荷载要比内桩上来得大。在最后一次观测时，边桩承担的荷载约为内桩的 1.29 倍。

2. 基底反力

图 10-28 表示基底反力沿纵向和横向的分布情况。从图中可知，基底反力大致呈内部小、四周大的马鞍形分布，与桩顶反力分布形态相似。结顶时，平均基底反力为 87.6kPa。

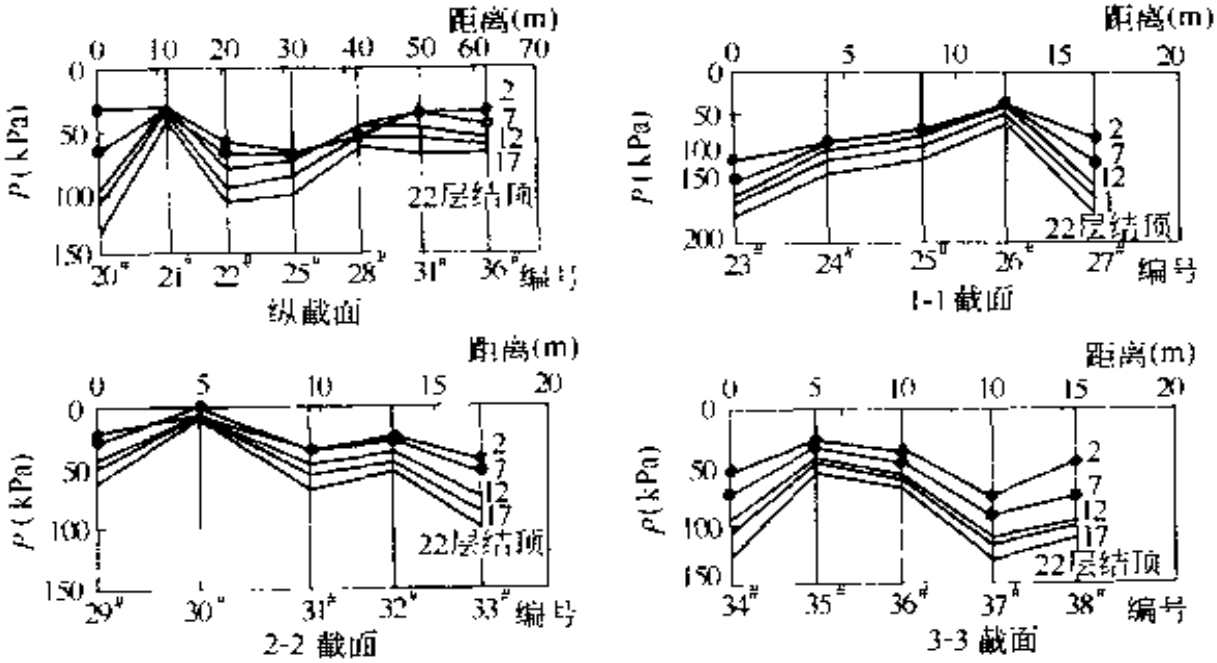


图 10-28　各截面上基底反力随层数变化的关系

3．桩、土荷载分担

随着荷载增加，桩、土荷载分担情况如表 10-39 所示。从桩、土的荷载分担比来看，在楼层刚开始施工的时候，桩间土（筏基）就参与了分担荷载的共同作用，其分担的上部荷载达到了较高的比例（41%），基底平均反力达到了 45.7kPa，桩基承担了 59% 的上部荷载。随着建筑物层数的升高，筏基（桩间土）承担的荷载缓慢增加，到第 6 层以后，上部增加的荷载绝大部分由桩基承担，到大楼 22 层结顶时，桩基承担的荷载占 79.9%，基底平均反力达到了 87.6kPa，占上部总荷载的 20.1%，扣去 42.3kPa 的水浮力，地基土的反力为 45.3kPa。这充分说明桩筏基础的共同作用是明显的。

4．筏板钢筋应力

图 10-29 为整个施工过程中筏板钢筋应力的变化情况。由图可知，矩板是上面受压，底部受拉，中性轴在筏内，最大压力为 5MPa，最大拉应力为 23.66MPa。

桩与土(筏基)的荷载分担　　表 10-39

施工阶段	桩分担的荷载			土分担的荷载			实测荷载(kN)	计算荷载(kN)	实测荷载/计算荷载 -1
	单桩平均荷载(t)	(t)	(%)	(kPa)	(t)	(%)			
2层	104	6497	59.0	45.7	4510	41.0	110070	49090	1.24
4层	128	8733	64.4	49.0	4831	35.6	135640	89900	0.51
6层	152	10813	67.0	53.9	5316	33.0	161280	130720	0.23
8层	180	13414	70.2	57.7	5693	29.8	191070	172620	0.11
10层	217	16877	73.2	62.7	6178	26.8	230540	216840	0.06
12层	252	20124	75.4	66.7	6580	24.6	267050	254380	0.05
14层	274	22097	76.2	70.2	6919	23.8	290160	291920	-0.01
16层	302	24703	77.2	74.2	7314	22.8	320170	329460	-0.03
18层	324	26762	77.9	77.0	7592	22.1	343540	364430	0.06
20层	359	29899	78.6	82.7	8150	21.4	380490	396850	-0.04
22层	405	34330	79.9	87.6	8634	20.1	429640	425940	0.01

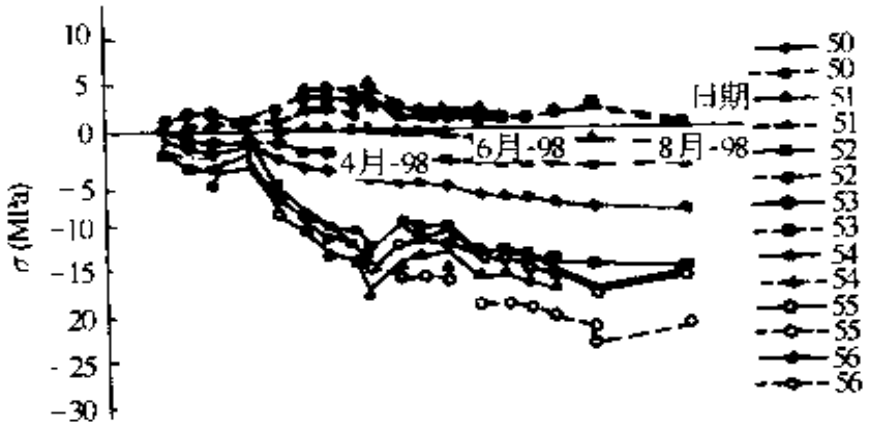


图 10-29　筏板钢筋应力随时间变化的关系

5．大楼沉降

大楼的平均沉降与时间关系曲线见图 10-30。竣工时，大楼的最大沉降量为 20.9mm，最小沉降量为 13.4mm，差异沉降为 7.5mm，平均沉降为 18.1mm。到竣工时，大楼的沉降速率为

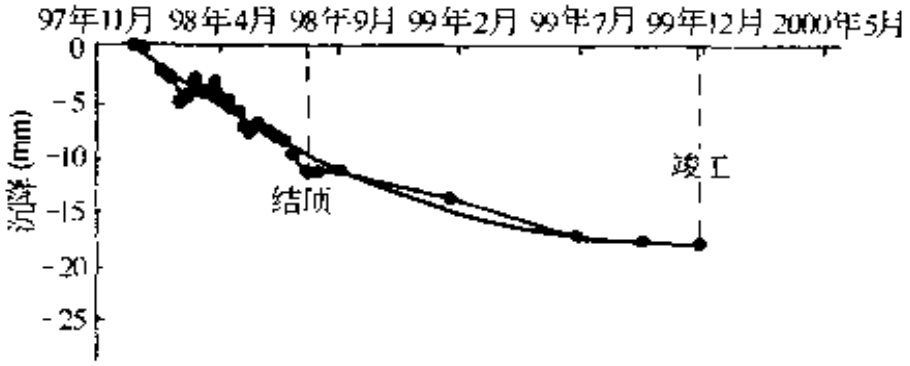


图 10-30　大楼沉降曲线

0.0139mm/d,沉降已趋于稳定。用对数曲线法推算,大楼的最终沉降量将在 20mm 左右。

测试成果表明:在上部结构刚度形成之前(7 层左右),桩顶反力分布较为均匀,在 7 层以后,桩顶反力呈边缘大、中部小的马鞍形分布;沿横截面方向桩顶反力分布比较均匀。边桩承担的荷载是大于内桩,约为内桩荷载的 1.29 倍。

筏板的钢筋应力是不大的,最大拉应力仅有 23.66MPa;筏板变形仍是上面受压,底部受拉,中性轴在筏内。

基底反力随层数增加而增大;基底反力大致呈内部小、四周大的马鞍形分布,与桩顶反力分布形态相似。

桩间土自始至终参与了荷载的分担,但是其分担荷载的比例是变化的,在开始阶段,其分担荷载的比例较高,达到了 41%,随着层数的增加,桩间土承担荷载的比例逐渐降低,桩承担荷载的比例不断增大;大楼结顶时桩基分担的荷载为 79.9%,单桩平均承担荷载为 4050kN,接近于单桩极限承载力,筏基(桩间土)分担荷载比例为 20.1%,基底平均反力为 87.6kPa。

沉降观测表明,虽然桩端未进入坚硬持力层,高层建筑的沉降也可以控制在较低的水平。

六、计算和测试成果分析

该工程实例中,设计者预估沉降 120mm,而实际平均沉降仅 18.1mm,估计最终沉降量为 20mm 左右,两者相差较大。原估计

桩端贯入变形量 50mm，桩身压缩变形量 11.9mm，下卧层土体压缩量 58mm，从以上分析推测大楼沉降主要源自桩身压缩变形量桩端贯入变形量和下卧层土体压缩量预估值都偏高。

从桩土荷载分担比测试成果可知，桩土荷载分担比随荷载的变化其值变化幅度较大　另外，土分担的荷载在结顶时仅为 20.1%，尚有较大余地

笔者认为该工程尚有适当减小用桩数量和减短桩长的余地。有必要进一步揭示刚性桩复合地基的荷载传递机理、完善设计理论。

[工程实例 2]　云南省金融保险综合大楼刚性桩复合地基[1]

一、前言

云南省金融保险综合大楼主楼基础初步设计已于 1994 年 2 月 17 日经省建设厅审查批准。主要内容为：主楼地面以上 28 层（局部 30 层），地下 2 层，建筑面积为 45360m^2，地面以上估计重量 635690kN（标准值），采用 ϕ450 振动沉管灌柱桩 722 根，桩长 26m，估计单桩承载力 1000kN，混凝土理论需用总量 2984m^3。

施工图设计阶段，考虑到地基整体情况较好，改用以控制地基沉降为目标的刚性桩复合地基方案。

二、工程地质概况

本工程地质大体均匀，今以 111 号钻孔为代表揭示各土层主要特性指标见表 10-40 所示。

三、刚性桩复合地基试算

采用 ϕ426 钢管成桩，桩直径 ϕ450，设桩长 24m，估计单桩极限承载力为 2000kN，按 85% 的极限承载力即 1700kN 作为平均使用荷载，算出桩数 413 根，实用 424 根，各桩实用平均承载力 $P=\frac{702677}{424}=1657\text{kN}$。

[1] 根据参考文献[53]改写。

各土层主要物理力学指标　　表 10-40

土层标高 (m)	土层名	重　度 (kN/m^3)	孔隙比 e	土的状态或含水量	E_{1-2} (MPa)	f_k (MPa)
8.2(箱基底)						
8.2~11.4	③$_2$ 圆砾					330
11.4~14.6	④$_1$ 粉土	19.5	0.76	软　塑	5.9	151
14.6~20.5	④$_2$	19.2	0.89	可　塑	6.0	177
20.5~25.9	④$_3$ 粉土	19.7	0.71	24%	6.7	176
25.9~29.2	④$_4$ 粘土	19.3	0.90	可　塑	5.7	171
29.2~31.9	④$_5$ 粉土	19.9	0.88	23%	7.1	188
31.9~46.8	④$_6$ 粘土	19.7	0.80	可　塑	6.0	196
46.8~48.8	④$_7$ 粉土	19.8			9.2	184
48.8~59.3	④$_8$ 粘土	19.2		硬　塑	8.7	168
59.3~61.0	④$_9$ 粉土	19.5			8.2	188
61.0~66.5	④$_{10}$粘土	19.4		可　塑	8.2	186
66.5~71.4	④$_{11}$泥炭质土	14.1		硬　塑	8.4	171
71.4~80.4	④$_{12}$粘土	19.6		可　塑	8.4	197

注：设计桩长 24m，进入④$_6$ 层。

四、测试数据

打桩工程 1994 年下半年开始，1995 年 5 月 22 日地面二层完工后开始沉降观测，至 1997 年 12 月 20 日共观测 21 次，历时 943d。1997 年 4 月 8 日前观测 19 次，测量数据齐全，1997 年 10 月 12 日及 12 月 20 日两次，个别点被遮挡或其他原因数据不全，只得按平均沉降速度推算补齐，整体沉降结果基本可信，沉降发展过程如下：

1995 年 5 月 22 日至 1996 年 6 月 27 日，历时 402d，当主体结构完成时，平均沉降达 32.75mm，平均沉降速率 0.081mm/d。

1996 年 6 月 27 日至同年 12 月 12 日，历时 168d，从开始砌砖到外装修时，平均沉降达 45.94mm，这期间平均降速率 0.785mm/d。

1996 年 12 月 12 日至 1997 年 10 月 12 日，历时 304d，继续外装修期间，平均沉降达 55.96mm，这期间平均沉降速率已减为 0.0336mm/d。

1997 年 10 月 12 日至 12 月 20 日，历时 69d，继续外装修，平均沉降达 56.32mm，这期间平均沉降速率再减至 0.0197mm/d，已接近一般沉降稳定标准—2 月沉降 1mm 的水平。

五、采用刚性桩复合地基的经济效益

根据工程决算，424 根桩工程费用 1778931 元，

单根桩费用 4195.6 元

较原设计减桩 298 根，共节省费用 125 万元，相当于节省 41%，如考虑原设计桩长 26m，现改为 24m，则节约费约 135 万元。其余因减少打桩工程量、缩短工期等效益，尚不包括在内。

[工程实例 3] 上海某住宅减少沉降量桩基[1]

一、工程概况和地基概况

工程位于上海西南地区特别软弱的地基上某居住小区的一幢六层住宅，建筑面积约 2559m^2，上部为砖混结构，上部结构传至承台梁顶面处的总重约 39 000kN，承台平面及桩位如图 10-31 所示。

图 10-32 表示该工程地质剖面图。天然地面上 3m 范围内为填土及褐黄色粉质粘土层，其下分布有厚度达 10.5m，主要属高压缩性的淤泥质粘土层，孔隙比高达 1.52，压缩模量仅为 1.77MPa，地表下 13.6m 开始为第 5 层土，力学性质略有改善，但仍属高压缩性土，地表下 26m 处才见属中等压缩性的暗绿色粉质粘土层。

二、设计

减少沉降量桩基设计工作主要包括下述几个方面：

1. 桩长和桩身断面选择

选择桩长时，应根据地基土层的组成，按尽可能穿过压缩性最

---

[1] 根据参考文献[46]改写。

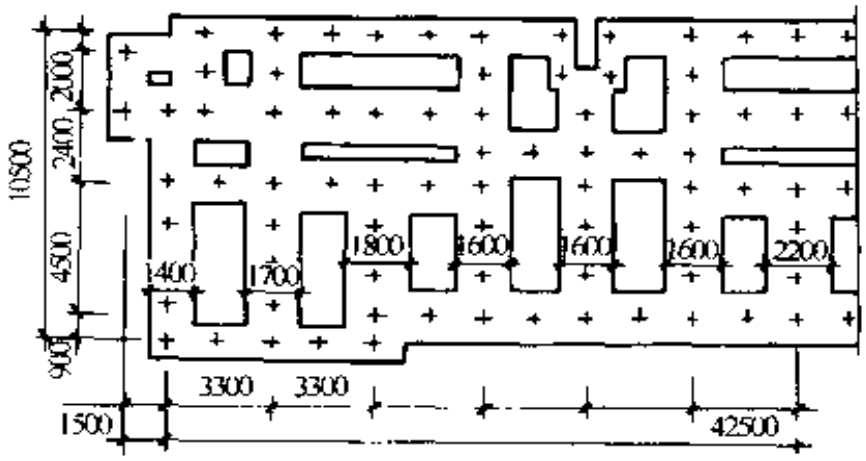


图 10-31　基础平面和桩位布置示意图

	γ(kN/m^3)	e	w(%)	E_s(MPa)	c(kPa)	φ(°)
填土						
耕土						
褐黄色粉质粘土	18.8	0.930	32.9	4.33	19	12°30′
灰淤质粉质粘土	17.5	1.290	46.8	2.70	9	15°15′
灰淤泥质粘土	16.8	1.518	54.4	1.77	7	7°30′
灰粘土灰沙	18.0	1.114	39.4	3.12	11	12°00′
灰粉砂灰粘	18.6	0.913	31.8	6.61	5	25°00′
暗绿色粉质粘土	20.1	0.685	23.7	6.88	31	19°30′

图 10-32　工程地质剖面图

高的土层，使桩端持力层为压缩性相对较低土层的原则进行，并要求在承台产生一定沉降情况下，桩仍可充分发挥并能继续保持其全部极限承载力。选择桩身断面时，则应使桩身结构强度确定的单桩容许承载力与地基土对桩的极限支承力（桩侧摩阻力加桩底端端承力之和）二者能相匹配，以充分发挥桩身材料的承载能力。本工程桩长采用 16m，桩端已穿过压缩性最高的淤泥质土层，进入压缩性相对较低但仍属高压缩性的灰粘土层 2～3m。桩身断面采

用 200mm×200mm 钢筋混凝土预制桩，桩身采用 300[#] 混凝土（相当于目前的 C）。经验算由桩身结构强度确定的单桩容许承载力为 240～300kN，由单桩荷载试验得到的地基土支承作用确定的单桩极限承载力为 250kN。由两者确定的基本匹配。

2．承台埋深及其底面尺寸的初步确定

采用减少沉降量桩基，一般需经过若干种不同用桩数量方案的沉降试算分析后，才能找到较合理的用桩数量；同时，减少沉降量桩基的用桩数量一般相对较少，在承台产生一定沉降量时，桩可能进入极限状态，为确保桩基有足够的安全度，在实际用桩数量尚未确定前，首先可按假定外荷载全部仅仅由承台承担时承台的极限承载力仍有一定的安全储备的原则，先初步确定承台的埋深及其底面尺寸，待实际用桩数量确定后，再对承台的初步尺寸进行验算，必要时进行调整。本工程承台初步确定埋深为 2.2m，然后用该埋深处地基土的临塑荷载作为初步确定承台底的地基设计承载力，各墙下条形基础宽度见图 10-31，承台底面总面积约 360m^2。

3．不同用桩数量时桩基沉降计算

根据上述初步确定的承台埋深及其底面尺寸，假定若干种不同的用桩数量方案，分别计算相应的沉降量，一般可以得到如图 10-33 所示的沉降（S）与桩数（n）关系曲线。图中 n_1 为按外荷载全部由桩承担的常规桩基设计方法设计的用桩数量，n_0 为桩基中

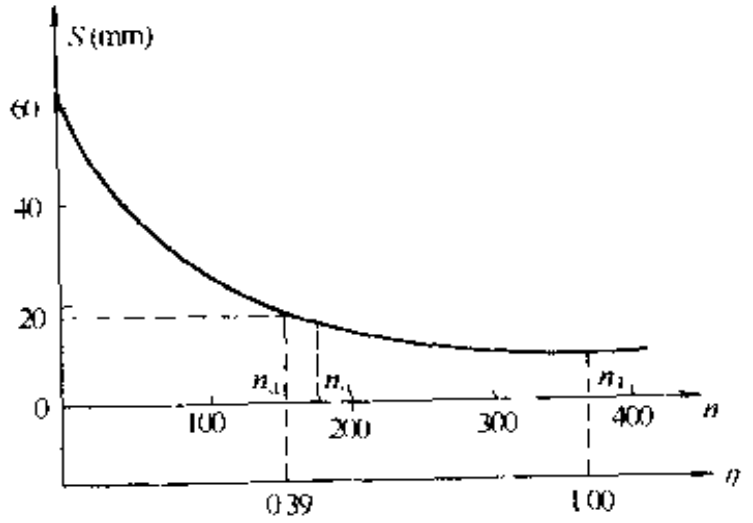


图 10-33　沉降-桩数关系曲线

单桩极限承载力之和与外荷载相等时的桩数。由图10-33中的 S-n 曲线可知，当桩数较少时，增加用桩数对减少沉降的效果很明显；但当桩数达到一定程度后，继续增加桩数对减少沉降的作用就不再显著。图 10-33 是本工程实例计算得到的沉降-桩数关系曲线。

沉降计算分二种情况：

(1) 当外荷载小于桩基中各单桩极限承载力之和时，$p < p_a$，或图 10-33 中 $n_1 > n > n_0$ 时，在沉降计算时，假定桩基上的外荷载全部由桩承担，忽略承台的分担作用，这时桩基沉降应该是外荷载完全由桩承担条件下桩底端至压缩层下限之间土层压缩产生的沉降量。

(2) 当外荷载超过桩基中各单桩极限承载力之和时，$p > p_a$，或图 10-33 中 $n < n_0$ 时，在沉降计算中，假定桩始终保持承担荷载 p_a，而承台则承担荷载 $(p - p_a)$，这时桩基沉降应该是这两部分荷载共同作用下从承台底至压缩层下限之间土层压缩产生的沉降量。沉降计算方法如下：

长度为 L 的单桩在荷载 Q 作用下对地基土产生的作用力，可近似视作如图 10-34 所示的桩端集中力 Q_p，桩侧均匀分布阻力 Q_r 和桩侧随深度线性增长分布阻力 Q_t 等三种形式荷载的组合。Geddes(1966)[117] 根据弹性理论半无限体中作用一集中力时的 Mindlin 应力解积分，导出了在上述三种形式荷载作用下地基中竖向应力表达式：

$$\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zr} + \sigma_{zt} = Q_p K_p / L^2 + Q_r K_r / L^2 + Q_t K_t / L^2 \tag{10.6.6}$$

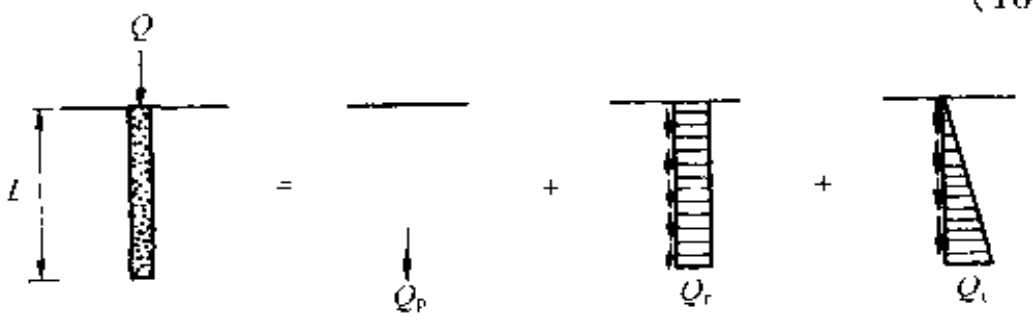


图 10-34

式中 K_p, K_r, K_t——分别为图 6-28 所示三种荷载形式的竖向应力系数，其表达式较繁冗，详见文献[117]。

对于由 n 根桩组成的桩群，地基中的竖向应力 σ_{zB} 可对这 n 根桩逐根按式(10.6.6)计算后叠加求得，采用与常用的单向分层总和法一样的规定来确定压缩层下限与桩底端之间土层的压缩量，其计算式为

$$S_B = \sum_{i=1}^{m} \sigma_{ZBi} \Delta H_i / E_{si} \qquad (10.6.7)$$

式中 m——从桩端算起的压缩层深度范围内土体分层数；

ΔH_i——第 i 分层土体厚度；

σ_{ZB_i}——第 i 分层土体中竖向应力平均值；

E_{si}——第 i 分层土体压缩模量。

当 $p < p_a$ 时，可应用式(10.6.7)计算桩基沉降。当 $p \geqslant p_a$ 时，地基中竖向应力表达式为

$$\sigma_{ZB} = \sum_{i=1}^{n} (\sigma_{zpi} + \sigma_{zri} + \sigma_{zti}) + \sigma_{z(p-p_a)} \qquad (10.6.8)$$

式中 n——桩数；

$\sigma_{z(p-p_a)}$——承台承担的荷载在地基中所产生的竖向应力，其计算方法和天然地基中的应力计算方法相同。

在求出地基中竖向应力后，可采用单向分层总和法计算沉降 S_B：

$$S_B = \sum_{i=1}^{n} \sigma_{ZBi} \Delta H_i / E_{si} \qquad (10.6.9)$$

式中 m——从承台底面算起的压缩层深度范围内的土体分层数。

其余符号同式(10.6.7)。

4. 按建筑物容许沉降量确定用桩数量

根据图 10-33 所示的 S-n 曲线，按照建筑物容许沉降量 S_d 确定桩基实际所需的用桩数量 n_d。本工程容许沉降量为 15～30cm，确定用桩数量 $n_d = 152$。$n_d = 152$ 对应的沉降量为

18.0cm。$n_d=152$，仅为常规方法设计用桩量 n_1 的 39%（$\eta=n_d/n_1=0.39$）。根据已确定的用桩数量和初步确定的承台埋深及底面尺寸，可按下式计算极限承载力：

$$P_u=n(\lambda P_{su}+P_{pu})+R_dF \qquad (10.6.10)$$

式中 n——桩数；

λ——修正系数，在软土中可近似取 1.0；

P_{su}、P_{pu}——分别为单桩桩侧极限摩擦力和桩端极限端承力；

R_d——承台底埋深处地基极限承载力；

F——承台底面积。

安全系数 K 为

$$K=\frac{P_u}{P} \qquad (10.6.11)$$

式中 P_u——极限承载力；

P——荷载。

本工程设计方案总安全系数在 2.25 左右。

三、沉降观测结果

本工程从 1988 年 11 月正式动工，于 1989 年 11 月竣工。在图 10-35 中列出了各沉降观测点在工程竣工时的实测值，括弧中的数字为竣工后约一年左右时间的沉降量。从图 10-35 中可看出，工程竣工时平均沉降 80mm，平均沉降速率 1.1mm/d；竣工后一年左右，平均沉降 114mm，平均沉降速率减小至 0.02mm/d，实测推算最终平均沉降为 150mm，与计算值 180mm 很接近。顺便指出，已竣工的数十幢建筑物实测沉降规律都与本工程相似。

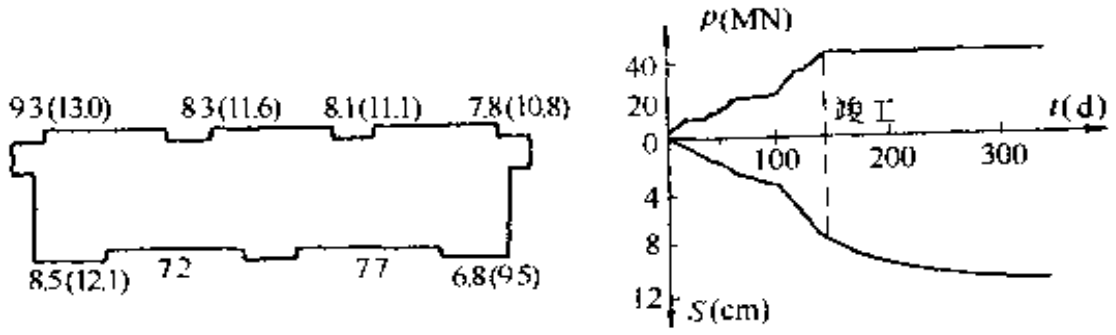


图 10-35 荷载-沉降-时间关系曲线（引自黄绍铭等，1991）

10.7 灰土桩复合地基

灰土桩是在地基中利用机械或人工方法成孔，然后填入灰土或二灰土，分层夯实而形成的柔性桩。在成孔和夯填填料过程中，使桩间土挤密，挤密的桩间土与夯实的桩体形成复合地基，以提高地基承载力，减小地基沉降。将素土填回夯实可形成土桩复合地基。

灰土桩、土桩复合地基主要适用于处理地下水位以上的湿陷性黄土地基、素填土和杂填土地基，在我国西北地区得到较多应用。

[工程实例] 陕西省农贸中心大楼灰土桩复合地基[1]

一、工程概况和工程地质条件

陕西省农牧产品贸易中心大楼是一幢包括客房、办公、商贸和服务的综合性建筑，主楼地面以上17层，局部19层，高59.7m；地下一层，平面尺寸为32.45m×22.9m，剪力墙结构，地下室顶板以上总重为185MN，基底压力为303kPa。主楼门厅外另外三面均有2～3层的裙房，结构为大空间框架结构，柱距4.80m和3.75m，裙房与主楼用沉降缝分开。主楼基础采用箱形基础。

中心大楼位于西安市北关外龙首塬上，地下水位深约16m。地基土层自上而下分别为黄土状粉质粘土或粉土与古土壤层相间，黄土(4)以下为粉质粘土、粉砂和中砂。勘察孔深至57m。基底以下主要土层及其工程性质如表10-41所示。

场地内湿陷性黄土层深10.6～12.0m，7m以上土的湿陷性较强，湿陷系数 $\delta_s=0.040\sim0.124$；7m以下土的 $\delta_s\leqslant0.020$，湿陷性已比较弱。分析判定，该场地属于Ⅱ～Ⅲ级自重湿陷性黄土场地。

---

[1] 根据参考文献[86]改写。

主要土层及其工程性质　　表 10-41

土层名称	层底深度 (m)	含水量 w(%)	承载力标准值 f_k(kPa)	压缩模量 E_s(MPa)
黄土(1-1)	≤5.0	18.6	110	5.9
黄土(1-2)	6.8~9.5	18.6	150	5.9
黄土(1-3)	10.5~12.0	21.3	130	14.2
古土壤(1)	15.8~16.6	21.8	150	14.1
黄土(2-1)	18.6~21.7	(水位以下)	120	5.9
黄土(2-2)	23.0~24.6	(水位以下)	140	6.6
黄土(2-3)	26.5~28.3	(水位以下)	180	8.6
古土壤(2)	27.7~28.3	(水位以下)	250	12.6

注：古土壤(2)以下为黄土(3)、古土壤(3)、黄土(4)及粉质粘土(1)等，其承载力 $f_k \geqslant 280$kPa，压缩模量 $E_s \geqslant 11.4$MPa。

二、设计与施工

1. 地基与基础的方案设计

从工程地质条件看，建筑场地具有较强的自重湿陷性，且在层底深度 27m(黄土(2-3)层)以上地基的承载力偏低，压缩性较高。同时，在 27m 深度以下也没有理想的坚硬桩尖持力层。在研究地基基础方案时，曾拟采用两层箱基加深基础埋深和扩大箱基面积的办法，但觉得在处理裙房与高层接合部的沉降差异和两区不同高度的基础衔接比较困难，而且在建筑功能上也无必要；初期也曾拟采用桩基，但由于没有坚硬持力层，单桩承载力仅为 750~800kN，应用桩基础效率低，费用较高，且上部土为自重湿陷性黄土，负摩阻力的问题也较棘手。经多方案分析比较后，决定采用了单层箱基和灰土桩挤密法处理形成灰土桩复合地基的方案，具体做法是：

(1) 将地下室层高从 4.0m 增大为 5.4m，按箱基设计。

(2) 箱基下地基采用灰土桩复合地基，它既可消除地基土的全部湿陷性，又可提高地基的承载力，处理深度可满足需要。

(3) 灰土桩顶面设 1.1m 厚的 3:7 灰土垫层，整片的灰土垫层

可使灰土桩复合地基受力更加均匀，且可使箱基面积适当扩大。

(4) 对裙楼独立柱基也同样采用灰土桩复合地基，以减少地基的沉降；在施工程序上，采取先高层主楼后低层裙房的作法，尽量减少高低层间的沉降差。

2. 灰土桩的设计与施工

灰土桩直径按施工条件定为 $d=0.46$m。为了确定合理的桩孔间距，在现场进行了挤密试验，当桩距 S 为 1.10m 时，桩间土的压实系数 $\lambda_c<0.93$，达不到全部消除湿陷性的要求。后确定将桩距改为近 $2.2d$，即 $S=1.0$m。通过计算，当 $S=2.2d$ 时，桩间土的平均干密度可达到 16kN/m^3，压实系数 $\lambda_c\geqslant 0.93$。桩长根据占土壤(1)以上的黄土层需要处理，设计桩长 7.5m，桩尖标高为 -13.7m。包括 1.1m 厚的灰土垫层，处理层的总厚度为 8.6m。通过验算，传至灰土桩挤密地基面上的压力为 243kPa，低于原地基承载力标准的 2 倍，同时也不超过 250kPa，符合有关规程的规定。

施工采用沉管法成孔。施工及建设单位对成孔及填夯施工进行了严格的监督和检验，每一桩孔装填的灰土数量和夯击次数均进行检查和记录，施工质量比较可靠。

三、效果检验与分析

根据应用灰土桩复合地基进行地基处理的情况，按适用于大型基础的变形模量法(何颐华公式)计算得到沉降量为 66.5mm。到施工主体完成并砌完外墙时观测，实测沉降量为 20～45mm，预估建筑全部建成后的最大沉降将达到 64.5mm，与按变形模量法的计算结果基本一致。

根据观测结果，主楼的倾斜为：南北方向 0.00031；东面方向几乎近于零，西南与东北两对角的倾斜值最大，也仅为 0.00063，均小于规范允许倾斜值 0.003。农贸中心建成使用已超过 5 年，结构完好无损，使用正常。经验证明，在大厚度强湿陷黄土地基上的高层建筑，只要认真设计和施工，采用灰土桩挤密法处理地基形成灰土桩复合地基均可以获得较好的技术经济效益。

10.8 长短桩复合地基

根据在荷载作用下地基中应力场和位移场分布情况，在深厚软粘土地基上采用长短桩复合地基可以有效提高地基承载力，减小地基沉降。长短桩复合地基加固区中浅部复合地基置换率高，加固区复合模量大，深部复合地基置换率低，复合模量较低，正好适应浅部附加应力大，深部附加应力小的位移场。采用长短桩复合地基一般处理深度较深，故下卧层中附加应力较小。因此下卧层土层压缩量也较小。

长短桩复合地基中长桩常采用刚性桩或低强度桩，短桩常采用挤土桩或柔性桩，如碎石桩、石灰桩、水泥土桩等。

长短桩复合地基是一种具有较大发展前途的复合地基型式。

[工程实例 1] 太原兰盾大厦长短桩复合地基[1]

一、工程概况

太原兰盾大厦场地位于侯家巷西端的太原市公安局院内，西靠太原市五一副食大楼，北靠公安局礼堂，南临五一广场。建筑物地下室一层，地面以上 15 层，总高 61.4m。要求地基承载力不小于 350kPa，天然地基承载力为 90kPa，不能满足要求，需要进行地基加固。

二、场地工程条件

该场地地层由第四纪冲积物所构成，自然地表以下 12～14m 为全新纪(Q_4)地层，14～35m 为晚更新纪(Q_3)地层。地基土层由上而下可划分为五层。

第①层，Q_4^1 人工填土为主，局部素填土，层厚 2～6m，土的成分较杂，结构松散，均匀性差。

第②层，Q_4^1 粉土，层厚8～10m，褐色—黄褐色，饱和，呈软

[1] 根据参考文献[73]改写。

塑—流塑状态，标贯击数 1～4.2 击，平均 2.4 击，属中高压缩性土。其中夹 2～3m 厚砂层。该层属严重液化土。

第③层，Q_3 粉土，层厚 16～17m，褐黄色—褐灰色，饱和。标贯击数 8～16 击，平均 12 击。可塑—硬塑状态，属中等压缩性土。

第④层，Q_3 细砂，层厚 1.6m，呈中密状态。

第⑤层，Q_3 中砂，层厚 5m，呈中密状态。

水位在自然地坪下 5～6m。

三、设计计算

原设计采用钻孔灌注桩，桩入土深 32.0m，实际桩长 26.0m，桩径 600mm，三根试桩桩长 31m，设计要求极限承载力 4250kN。试桩结果二根极限承载力为 1800kN，1 根为 1200kN，不能满足要求。后改用长短桩复合地基，长桩采用 CFG 桩，短桩采用二灰桩。

1. 设计要求

该建筑共 15 层，1～4 层为商业用房，4 层以上为功能用房，故荷载较大，要求处理后复合地基承载力由原天然地基承载力 90kPa 提高到不小于 350kPa，并消除第 2 层可能产生的液化。因距离现有建筑物较近，且要求施工过程中不能产生过大振动。

2. 设计计算

通过二灰桩加固使地基承载力由 90kPa 增加至 150kPa，然后设置 CFG 桩使地基承载力满足不小于 350kPa 的要求。

(1) 二灰桩设计

二灰桩施工成孔直径 ϕ425mm，成桩直径 ϕ550mm。设计要求进入③层 0.50m，为降低造价减少空桩长度，开挖至 -4m 后打桩，成孔深 10.5～11.5m 之间，有效桩长为 8～9m。

二灰桩承载力取为 323kPa，考虑二灰桩施工对桩间土挤密作用，桩间土承载力取 $1.2\times90=108$kPa，1.2 为桩间土承载力提高系数。由复合地基承载力计算公式求复合地基置换率 m 值，然后按 m 值求桩距。复合地基置换率表达式为

$$m=\frac{f_{sp,k}-f_{s,k}}{f_{p,k}-f_{s,k}} \tag{10.8.1}$$

式中 m——复合地基置换率；

$f_{p,k}$——二灰桩承载力，取 323kPa；

$f'_{sp,k}$——设计要求二灰桩复合地基承载力，取 150kPa；

$f'_{s,k}$——二灰桩处理后桩间土承载力，取 $90\times1.2=108$kPa。

代入数据，得

$$m=\frac{150-108}{323-108}=0.195$$

根据式 $m=\frac{d^2}{d_e^2}$可求得一根直径为 d 的二灰桩的等效影响直径 d_e。

于是可得等效直径为

$$d_e=\sqrt{\frac{d^2}{m}}=\sqrt{\frac{550^2}{0.195}}=1245.5\text{mm}$$

本工程按等边三角形布桩，桩间距 $s=\frac{d_e}{1.05}\approx1186$mm，取 1200mm。

(2) CFG 桩设计

采用 ZFZ 法施工 CFG 桩，成桩直径 450mm。ZFZ 法是使用长螺旋钻机正转成孔，反转填料挤密成桩的一种施工方法。

桩长设计要求进入③层 1.5～2m，有效桩长取 10.5m。由下式求得 CFG 桩置换率 m

$$f_{sp,k}=m\frac{R_k^d}{A_p}+f'_{sp,k}(1-m) \qquad (10.8.2)$$

式中 $f_{sp,k}$——长短桩复合地基承载力标准值，取 350kPa；

$f'_{sp,k}$——二灰桩复合地基承载力标准值，取 150kPa；

R_k^d——CFG 桩单桩竖向承载力标准值(kN)；

A_p——CFG 桩的截面积。根据 ZFZ 施工经验，CFG 桩成桩直径不小于 450mm。

CFG 桩的单桩承载力 R_k^d 用两种方法计算，一是按桩体强度，一是按桩的摩阻系数和端承力，从中取小值。该工程 CFG 桩桩体

材料配比采用 C12 配合比。

按桩体强度计算：

$$R_k^d = \eta f_{cu,k} A_p \tag{10.8.3}$$

式中 $f_{cu,k}$——桩体无侧限抗压强度；

η——强度折算系数，取 0.3～0.33。

代入数据，得

$$R_k^d = 0.3 \times 12000 \times 0.159 = 572\text{kN}$$

按桩侧摩阻力和端承力计算：

$$R_k^d = (\Sigma q_s U_p L + A_p q_p)/K \tag{10.8.4}$$

式中 q_s——加固土的平均摩阻力极限值；

U_p——桩周长；

L——桩长；

A_p——桩体横截面积；

K——安全系数；

q_p——桩端地基土的承载力极限值。

q_p、q_s 按桩基规范取值，安全系数 K 取 1.5～1.75。代入数据，得

$$R_k^d = 495.9\text{kN}$$

于是 CFG 桩承载力取 490kN。

由以上给定条件求 CFG 桩复合地基置换率 m 值：

$$m = \frac{(f_{sp,k} - f'_{sp,k})A_p}{R_k^d - A_p f'_{sp,k}} = \frac{(350-150)\times 0.159}{490 - 0.159\times 150} = 0.068$$

由 CFG 桩复合地基置换率 m 值求出所需 CFG 桩桩数：

$$n = \frac{mA}{A_p} \tag{10.8.5}$$

式中 n——需补充的 CFG 桩桩数；

A_p——CFG 桩桩体横截面积；

A——处理基底面积。

代入数据，得

$$n=\frac{mA}{A_p}=\frac{0.068\times 1000}{0.159}=428\text{ 根}$$

由于初次采用此种方案，用 ZFZ 法正式施工 CFG 桩也是首次，为安全，二考虑与二灰桩配合 CFG 桩插在二灰桩桩间，故布桩数实际为 770 根。

四、处理效果分析

1．施工出土情况变化

ZFZ 施工法的特点之一是可以以出土情况判别地质状况。设置二灰桩时成孔困难，特别是钻至 6m 深时，土体呈流塑状，钻出的土呈稀泥状，而且严重塌陷。第一次钻孔直径 425mm；第二次再钻，塌陷范围达 600～1000mm；第三次再钻，塌陷范围达 3000mm，成孔后孔内水位距操作面 0.8～1.2m。二灰桩处理后打 CFG 桩时，成孔深度 12.5～14m。出土呈可塑或硬塑状，孔壁光滑，大部分孔内无水。故 CFG 桩基本是在干作业下进行。少部分孔内有水，水位亦在距作业面 9m 以下。

2．处理前后主要土层的物理力学性质对比

处理前对场地进行了详探，处理后对桩间土又进行了标贯、静探、取土样分析，处理前后测试结果见表 10-42。由表 10-42 可见，处理后桩间土含水量降低，密度增加，因而地基承载力提高。

地基处理前后二、三层粉土主要物理力学性质对比　表 10-42

层数	地基处理	含水量 w (%)	容重 γ (kN/m³)	孔隙比 e	塑性指数 I_p	液性指数 I_l	压缩模量 E_s (MPa)	标贯击数 $N_{63.5}$	承载力 f_{ak} (kPa)	液化指数 I_{Le}	液化等级	比贯入阻力 P_s (MPa)
第二层	前	26.7	19.8	0.72	7.3	1.22		2.4	90	31.4	严重	0.96
	后	22.58	20.2	0.634	8.53	0.682	8.52	8.33	140	2.89	轻微	3
第三层	前	22.6	20	0.665	9.4	0.89		12	190			
	后	22.4	20.3	0.618	8.62	0.634	12.4	12.6	190			

3．载荷试验结果

打完二灰桩和CFG桩后对复合地基做了载荷试验。承压板面积为1.2m×2.08m=2.49m^2，为2根CFG桩、2根二灰桩所承担的处理面积。总荷载为设计要求复合地基承载力标准值的2倍，即350kPa×2.49m^2×2=1747.2kN，压重2000kN。每级荷载施加200kN。

试验结果的p-S曲线如图10-36所示。

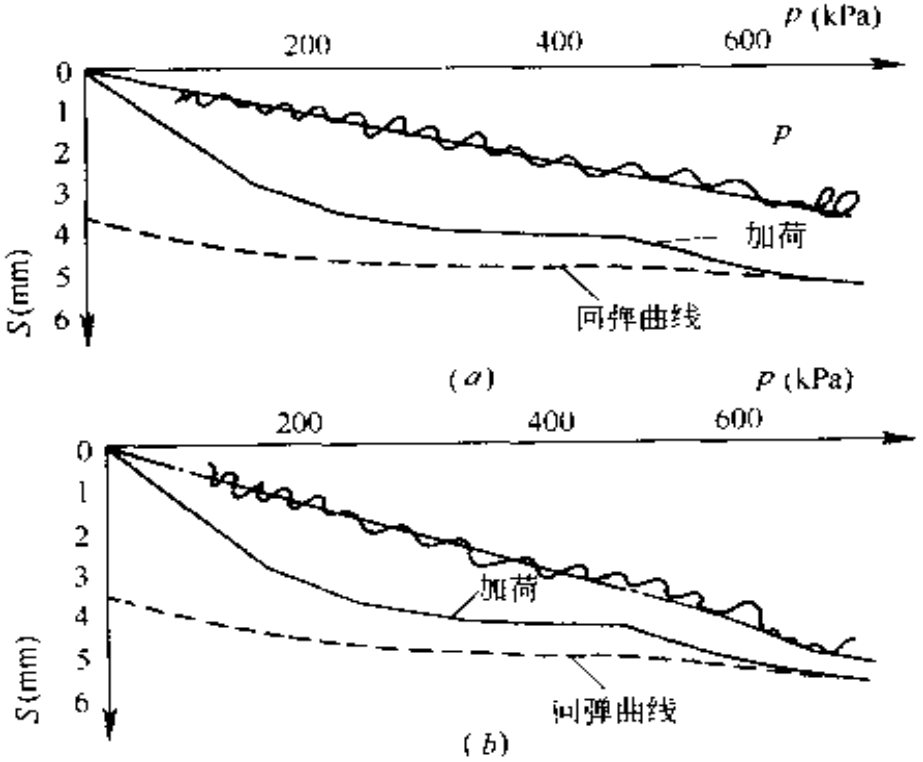


图10-36 荷载试验p-S曲线

(a)1号桩；(b)2号桩

试验结果分析：

1号、2号点分别加荷至701.1kPa、705.1kPa时累计沉降量分别为5.17mm和4.87mm，承压板周围未出现破坏迹象，沉降量也未出现急剧增大现象。考虑试验平台的安全、稳定性停止加载。从图10-36可见p-S曲线未出现极限点，如将最后一级荷载视为极限荷载，并取安全系数为2时，则1号、2号点的承载力分别为350.55kPa和352.55kPa。地基承载力满足要求。

设计要求消除土层液化。测试结果液化指数由31.4降至2.89，液化等级由严重降至轻微，可以说基本达到了设计要求。由于随着时间的增长土体进一步固结，CFG桩、二灰桩的桩体强度

都将增加，故地震危害可以避免。

从施工过程和开挖后观察看，用 ZFZ 施工 CFG 桩有如下特点：第一，干硬性混凝土经过长螺旋输送得到了充分搅拌和挤密，所以桩端无虚土，可提高桩端承载力；第二，由于挤密，干硬性混凝土骨料挤入桩间土，提高其摩阻系数；第三，原设计二灰桩处理后桩间土承载力假定为 150kPa，所以摩阻系数取 40～50，实际达 140～190kPa，因此原设计偏于安全。

原设计的钢筋混凝土灌注桩造价为 272 万元，改为双灰桩＋CFG 桩形成的长短桩复合地基后工程费用为 86 万元，仅为原方案的 32%，取得了较好的经济效益。

[工程实例 2] 杭州白荡海小区某住宅楼长短桩复合地基[1]

一、工程概况

杭州白荡海小区位于杭州软弱地基地区。某住宅楼平面形状如图 10-37 所示。两侧塔楼高 12 层，中间附房 2 层。塔楼平面尺寸为 29.04×13.84m²。土层分布及各土层土体物理力学指标如表 10-43 所示。

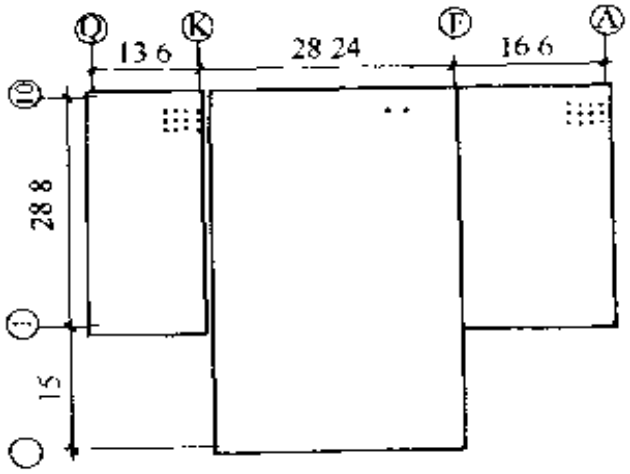


图 10-37 平面布置示意图

二、长短桩复合地基设计

经方案比较，决定采用长短桩复合地基。长桩采用钢筋混凝土灌注桩，桩径采用 Φ500，桩长 40.0m 左右，落在强风化、中风化岩层土。短桩采用 Φ600 水泥搅拌桩。为了协调长桩、短桩和桩间土的变形，使其能共同承担上部荷载，在基础底板下设置碎石垫层。其剖面图如图 10-38 所示。下面介绍承载力和沉降计算。

[1] 根据文献[100]改写

典型工程地质物理力学指标　　表 10-43

层数	土层名称	平均层厚（m）	含水量（%）	天然密度（kN/m³）	C（kPa）	Φ（度）	E_s（MPa）	地基承载力标准值（kPa）	摩擦力标准值（kPa）
1	杂填塘泥	2							
2	粉质粘土	1.5	30.4	19.2	26.5	16	4.43	120	16
3-1	淤泥质粘土	4.2	42.1	18.4	16	11	2.48	70	8
3-2	淤泥粉质粘土	5.1	37.1	18.6	7	17	3.11	70	8
3-3	淤泥粉质粘土	11.5	42.5	17.8	8.5	15	2.65	70	10
3-4	淤泥粉质粘土	11	38.3	13	8	19	2.79	80	12
3-5	贝壳土	2.2	44.8			17.5	2.81	80	15
6-2	粘土(圆砾)	3					20	90(300)	18(50)
7	强中风化岩石								50

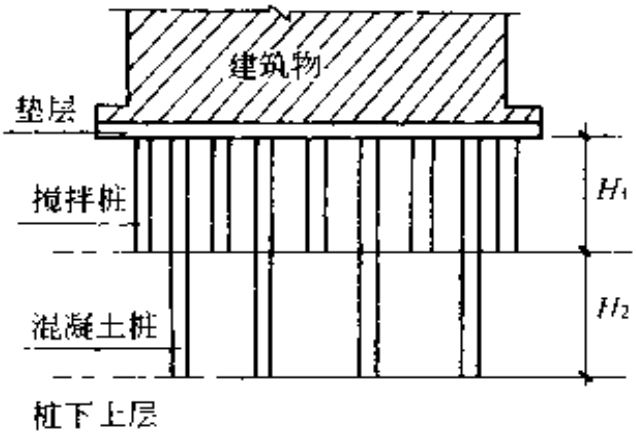


图 10-38　长短桩复合地基剖面示意图

1．承载力计算

长短桩复合地基承载力 $f_{sp,k}$ 可采用下式计算：

$$f_{sp,k}=m_1\frac{R_{k1}^{d}}{A_{p1}}+\beta_1 m_2\frac{R_{k2}^{d}}{A_{p2}}+\beta_2(1-m_1-m_2)f_{s,k} \tag{10.8.6}$$

式中　m_1，m_2——分别为长桩和短桩的置换率；

R_{k1}^{d}，R_{k2}^{d}——分别为长桩和短桩单桩承载力标准值；

A_{p1}，A_{p2}——分别为长桩和短桩的横截面积；

$f_{s,k}$——桩间土承载力标准值；

β_1，β_2——分别为短桩和桩间土强度发挥系数。

水泥搅拌桩单桩承载力标准值(kN)，可由载荷试验确定或由下二式计算的小值确定：

$$R_k^d = \eta f_{cu,k} A_p \tag{10.8.7}$$

$$R_k^d = U_p \sum_i \overline{q_{si}} l_i + \zeta A_p q_p \tag{10.8.8}$$

式中 $f_{cu,k}$——水泥土立方体试块(边长为 70.7mm 或 50mm)室内无侧限抗压强度平均值；

l_i、U_p——分别为桩在不同土层中的长度、桩周长；

$\overline{q_{si}}$、q_p——分别为不同土层桩周土的摩阻力标准值、桩端土地基承载力标准值，kPa；

η、ζ——折减系数。

钢筋混凝土灌注桩单桩承载力标准值可采用式(10.8.8)计算，其值为

$$\begin{aligned} R_k^d &= U_p \sum_i \overline{q_{si}} l_i + \zeta A_p q_p \\ &= 0.5\pi(8\times 4.2 + 8\times 5.1 + 10\times 11.5 + 11\times 12 + \\ &\quad 2.2\times 15 + 3\times 44 + 50\times 3) + 0.25^2\pi\times 3000 \\ &= 1587.8(\text{kN}) \end{aligned}$$

通过调整钢筋混凝土灌注桩桩数(反映为 m_1 值)、搅拌桩桩数(反映为 m_2 值)和桩长来进行优化设计。

本工程中搅拌桩桩长取 9.0m，搅拌桩单桩承载力标准值采用式(10.8.8)计算，ξ 取零，即不计桩端阻力，单桩承载力标准值为

$$R_{k2}^d = U_p \Sigma q_{si} l_i = 135(\text{kN})$$

灌注桩和搅拌桩平面布置如图 10-39 所示，均按 2618mm×3400mm 布置。一个塔楼基础底板尺寸为 30.84m×14.7m，一个塔楼基础布置长桩(钢筋混凝土灌注桩)44 根，短桩(水泥搅拌桩)60 根，其置换率分别为 0.0191 和 0.037。长短桩复合地基承载力

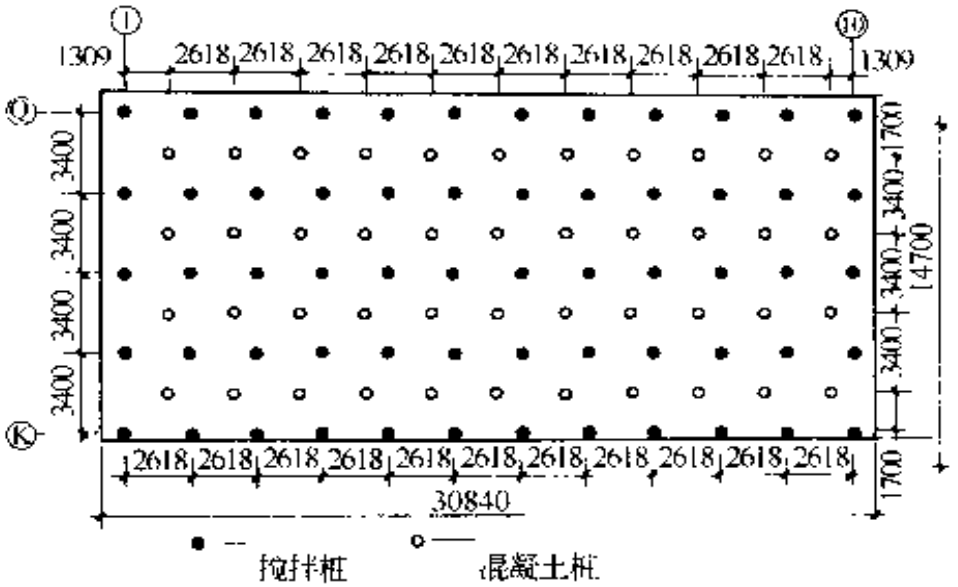


图 10-39　左侧塔桩位平面布置

计算式(10.8.6)中，短桩强度发挥度取 $\beta_1=0.80$，桩间土强度发挥度取 $\beta_2=0.80$，则由式(10.8.6)可得长短桩复合地基承载力为

$$f_{sp,k}=m_1\frac{R_{k1}^d}{A_{p1}}+\beta_1 m_2\frac{R_{k2}^d}{A_{p2}}+\beta_2(1-m_1-m_2)f_{s,k}$$

$$=0.0191\times 1587.8/(0.25\times 0.25\times\pi)+0.8\times 0.037\times 135/(0.3\times 0.3\times\pi)+0.8(1-0.0191-0.037)\times 70$$

$$=154.45+14.13+52.86$$

$$=221.4(\text{kPa})$$

塔楼 12 层，每层荷载按 20kPa 计算，总荷载为 240kPa。折算为底板压力为

$$p=\frac{240\times 29.04\times 13.84}{30.84\times 14.7}=212.8\text{kPa}$$

底板压力小于长短桩复合地基承载力，承载力满足要求。

2. 沉降计算

沉降采用规范法计算，计算公式为：

$$S_C=\Psi(S_{H1}+S_{H2})$$

$$=\Psi\left[\sum_{i=1}^{n1}\frac{p_0}{E_{spi}}(Z_i\bar{\alpha}_i-Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1})+\right.$$

$$\sum_{i=n1+1}^{n2} \frac{p_0}{E_{spi}}(Z_i\bar{\alpha}_i - Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1})\Big] \qquad (10.8.9)$$

式中 S_C——计算沉降量；

S_{H1}——长短桩区域的计算沉降量；

S_{H2}——长桩区域的计算沉降量；

Ψ——沉降计算修正系数；

p_0——基础底面处的附加压力(kPa)；

E_{spi}——天然土层与桩形成的复合模量(MPa)；

Z_i, Z_{i-1}——基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离(m)；

$\bar{\alpha}_i, \bar{\alpha}_{i-1}$——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数；

n_1, n_2——图 10-38 中区域 H_1 和 H_2 的土层数。

区域 H_1 和 H_2 的复合模量计算式为

$$E_{sp1} = m_1 E_{p1} + m_2 E_{p2} + (1 - m_1 - m_2)E_s \qquad (10.8.10)$$

$$E_{sp2} = m_1 E_{p1} + (1 - m_1)E_s \qquad (10.8.11)$$

式中 E_{sp1}, E_{sp2}——分别为 H_1 和 H_2 区域的复合模量；

m_1, m_2——分别为长桩和短桩的置换率；

E_{p1}, E_{p2}, E_s——分别为长桩、短桩和桩间土的压缩模量。

复合模量计算结果见表 10-44 所示。沉降计算结果见表 10-45 所示。计算总沉降为 mm。

各土层复合模量计算结果 **表 10-44**

土 层	m_1	E_{p1} (MPa)	m_2	E_{p2} (MPa)	E_s (MPa)	E_{sp1} (MPa)	E_{sp2} (MPa)
砂垫层							
3—1 层	0.0191	30000	0.037	60	2.48	577.6	
3—2 层	0.0191	30000	0.037	60	3.11	578.2	
3—3 层	0.0191	30000			2.65		575.6

续表

土　层	m_1	E_{s1} (MPa)	m_2	E_{s2} (MPa)	E_s (MPa)	E_{sp1} (MPa)	E_{sp2} (MPa)
3—4层	0.0191	30000			2.79		575.7
3—5层	0.0191	30000			2.81		575.8
6—2层	0.0191	30000			20		592.6

沉降计算结果　　**表 10-45**

土层编号	Z_i (m)	L/B	Z_i/B	$4\bar{\alpha}_i$	$4Z_i\bar{\alpha}_i$ (m)	$4Z_i\bar{\alpha}_i-4Z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}$	E_{spi} (MPa)	p_0 (kPa)	ΔS_i (mm)	$\Sigma\Delta S_i$ (mm)
	0	2.098	0	1	0			163.6	0	
砂垫层	0.15	2.098	0.02	0.9999	0.1499	0.1499	35	163.6	0.7	0.7
3—1	4.2	2.098	0.57	0.9824	4.126	3.9761	574.5	163.6	1.132	1.832
3—2	9.3	2.098	1.265	0.8995	8.365	4.239	575.1	163.6	1.205	3.037
3—3	20.8	2.098	2.829	0.6679	13.89	5.525	572.6	163.6	1.578	4.615
3—4	31.8	2.098	4.326	0.5169	16.43	2.54	572.7	163.6	0.725	5.34
3—5	34	2.098	4.625	0.494	16.796	0.366	572.75	163.6	0.104	5.444
6—2	37	2.098	5.034	0.4676	17.3	0.504	589.6	163.6	0.139	5.583

三、实测沉降

实测沉降过程如表 10-46 所示。实测沉降为 8.8mm，比计算值大。在计算沉降量中没有考虑相邻基础的影响，当然也与计算模型、计算参数的合理性有关。

实测沉降　　**表 10-46**

观测次数	工程情况	最小累计沉降 (mm)	最大累计沉降 (mm)	平均沉降 (mm)
1	地下室结构	0	0	0
2	一层结构	0	1	0.5
3	二层结构	1	2	1.5

续表

观测次数	工程情况	最小累计沉降（mm）	最大累计沉降（mm）	平均沉降（mm）
4	三层结构	1	3	1.8
5	四层结构	2	4	3.5
6	五层结构	3	5	4.4
7	六层结构	4	6	5.0
8	七层结构	5	7	6.0
9	八层结构	5	7	6.1
10	九层结构	5	7	6.7
11	十层结构	5	8	7.2
12	十一层结构	6	8	7.4
13	十二层结构	7	8	8.0
14	屋面结构	7	9	8.6
15	装饰初期	7	9	8.8

10.9 加筋土地基

加筋土地基常采用土工织物、土工格栅等土工合成材料作为筋材，并铺设砂垫层形成加筋土垫层，与原天然地基形成，又可称为水平向增强体复合地基。加筋土地基常用于路堤、堤坝等填方堤基的处理，可有效提高地基承载力，提高整体稳定性。

[工程实例] 沪嘉高速公路土工织物加筋土地基❶

一、工程概况

我国大陆第一条汽车专用的沪嘉高速公路，在设计与施工中，对地处长江三角洲前缘滨海平原的软弱地基上填筑高度进行反复

❶ 根据参考文献[51]改写。

研讨，决定降低路堤高度。全线 15.9km，平均填高仅 2.79m，降低填土高度后，下穿道路和匝道工程就成路堑地段。高级路面结构层只能修建在挖去硬土层后的灰色淤泥质软粘土层上。在地下水位以下的该软粘土层承载力极低，不能满足高级路面的技术要求。在排除传统的地基处理方法后，决定采用土工织物加筋来稳定补强软弱土层，然后铺设适当厚度的砂垫层（基层）和浇筑混凝土路面。

二、工程地质资料

土层沿深度的分布：地表硬土层为褐黄色粘土，层厚 1.50～2.20m；灰色淤泥质粉质粘土，层厚 3.30～3.50m。其地质剖面如图 10-40 所示。

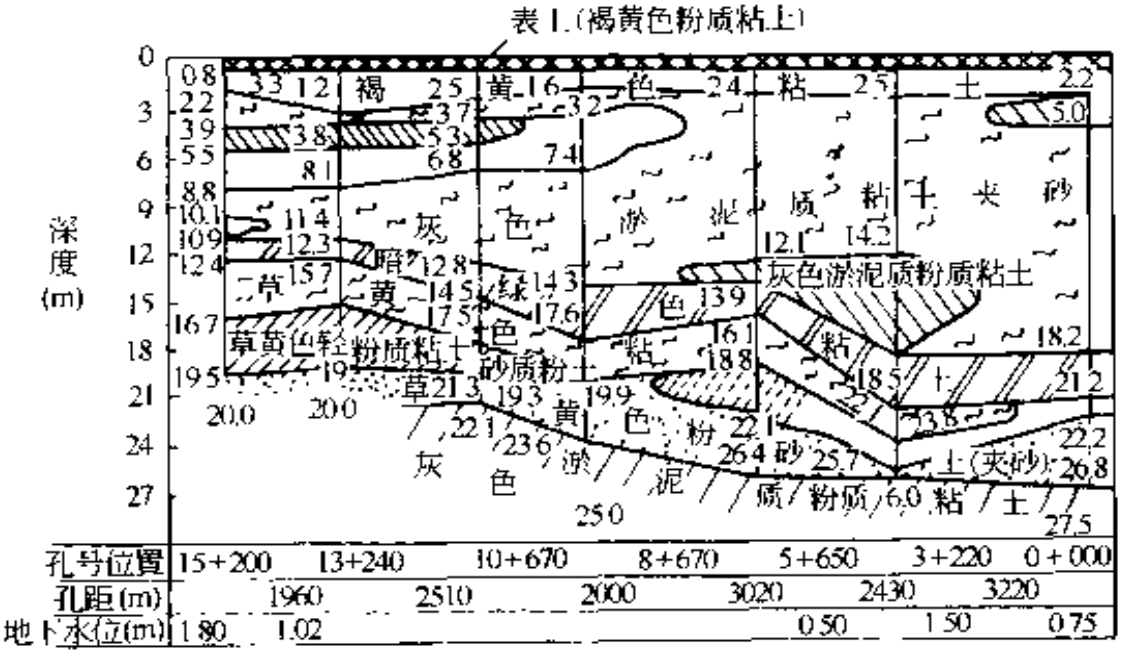


图 10-40　地质剖面图

天然地面标高 4.20～5.10m，地下水位（通常在地表下 0.5～0.75m）以下的软土基呈饱和状态。路堑段承压板荷载试验确定的软基回弹模量为 5～10MPa。淤泥质粉质粘土的土工试验结果为：$\gamma = 16.1\text{kN/m}^3$，$w = 57.8\%$，$e = 1.696$，$a_{1-2} = 1.45\text{MPa}^{-1}$，$E_{1-2} = 1.72\text{MPa}$。粒径大小分析，各粒组含量（%）见表 10-47。

粒径大小分析及粒组含量(%)　　表 10-47

距地表深度	粒径大小(mm)					
(m)	250 ~ 100	100 ~ 50	50 ~ 5	5 ~ 2	<2	
3.00		2	54	34	10	
4.40	2	9	57	27	5	

三、设计简介

1. 在软土层面上与砂垫层之间的土工织物，既可分隔软土与砂垫层以防混合，又可将轮载应力扩散并均匀分布到地基中去，从而减少所产生的剪应力。

土工织物作为补强材料，与下列因素有关：(1)施工期间外荷载(如运料车)的轻重；(2)土工织物本身的抗拉强度；(3)层间的摩擦阻力等。其力学分析是基于软基在极限平衡状态，土工织物犹如张紧的薄膜，受轮载集中力作用于垫层表面。在轮下，局部产生车辙，土工织物因下凹的挠曲变形，于是在织物平面内产生张力，约束了砂垫的变形；在轮外，因土层侧向隆起，土工织物呈反向弯曲，产生了一个因隆起而产生的约束阻力，约束了砂垫层的水平位移，用图 10-41 表示土工织物承受拉力而产生的支承和减小侧向挤出的效果。由于土工织物与地基土共同工作，形成水平向增强体复合地基，此时其地基极限承载力 p_u 的计算公式如下：

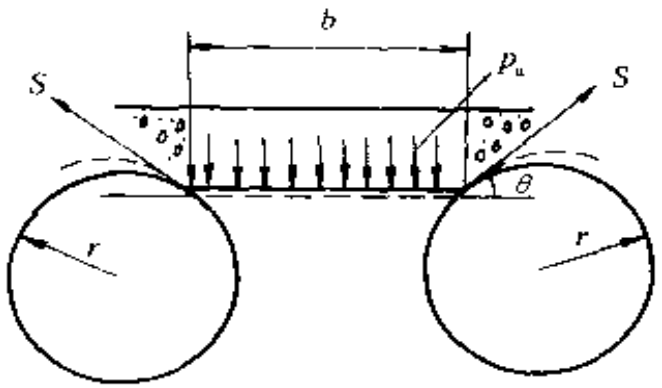


图 10-41　土工织物受力示意图

$$p_u = \alpha \cdot c_u \cdot N_c + \frac{2S \cdot \sin\theta}{b} + \beta \frac{S}{r} N_q \qquad (10.9.1)$$

式中　p_u——地基极限承载力，kPa；

S——土工织物抗拉强度，kN/m；

θ——“基础”边缘土工织物的倾斜角，一般取 $\theta = 10°$；

r——假想圆的半径，一般取 3m，或为软土层厚度的一

半，但不超过 5m；

α，β——“基础”形状系数，一般取 $\alpha=1.0$，$\beta=0.5$；

c_u——地基土的粘聚力(kPa)；

N_c，N_q——与地基土的内摩擦角 φ 有关的地基承载力系数，一般取 $N_c=5.3$，$N_q=1.4$；

b——“基础”宽度(m)；近似地可按 $b=B+1.2h$（此处 B 为车轮等效宽度，h 为土工织物上面所填的粒料厚度）。

式(10.9.1)中，等号后边第一项为原地基土的极限承载力；第二项是在荷载作用下，由于地基沉降使土工织物发生变形而承受拉力的效果；第三项是土工织物阻止隆起面而产生平衡镇压的作用。

图 10-42 表示一个集中车轴荷载 P 作用在厚度为 h 的粒料层上的情况。轮压通过粒料层扩散，作用在地基面的压力强度 p_0 为：

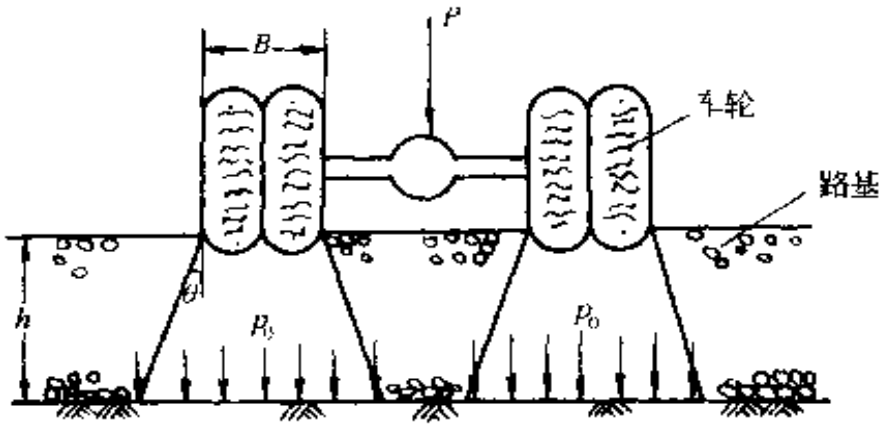


图 10-42　轮压扩散图

$$p_0=\frac{P}{2(B+1.2h)(L+1.2h)} \tag{10.9.2}$$

式中　B——车轮宽度；

L——车轮在与 B 垂直方向上和路基面的接触长度，一般可取 $L=0.6B$。

此压力强度 p_0 应小于地基极限承载力 p_u，式(10.9.1)与式(10.9.2)相等，即可求得铺设土工织物后的路基厚度 h。

2. 选用土工织物

选用 HM88-300 涤纶针刺土工织物，其物理力学性能测试由电液伺服闭环试验系统(MTS-810 机)完成。采用等应变控制拉伸速度，并由联结的电脑采集数据后自动绘制应力应变曲线，物理力学性能见表 10-48。

HM88-300 涤纶针刺土工织物的物理力学性能　　表 10-48

测试项目		单位	纵向	横向	斜向(45°)
狭条拉伸	抗拉强度 S	gN/5cmg	469	884.2	560.2
	延伸率 ϵ	%	71.6	54.0	67.0
	韧性模量 E	kN/m	14.54	33.14	17.12
顶破强度(CBR 法)R		kN		2.680	
土工织物厚度 δ		mm		1.5～2.0	
单位面积重量 M_g		g/m^2		300±20	

四、施工要点

1. 施工步骤

(1) 准备工作。按设计要求的物理力学性指标向厂家订货，同时应按现场需要来裁剪成规定长度或卷重。

(2) 在挖去硬土层后的灰色淤泥质软粘土层上铺一层砂，并予以平整。

(3) 在平整的基底砂层面上，沿道路长度方向横向铺设土工织物，搭接宽度 15～25cm；两端用马钉状的 ϕ6 钢筋(每边长 20cm)固定，并利用道路两侧的仿石挡墙块压住。

(4) 再在其上铺砂垫层，用后卸汽车和人工找平。

(5) 用平板夯和轻型压路碾相结合压实砂垫层，直至设计高度。

2. 铺设工程量

路堑段的下穿道路(路面宽 16m)铺设土工织物，长度 264.2m，计 4940.88m^2；4 条匝道(路面宽 9m)和跨线桥两平交口铺设数量分别为：A 匝道 1206.04m^2；B 匝道 1542.75m^2；C 匝道 275.0m^2；D 匝道 953.70m^2；平交口为 668.0m^2。合计

9606.37m²。占路堑道路面积的60.33%。

五、效果和评价

1. 工程的技术效果

(1) 以土工织物垫层的密实状态和综合的刚度来衡量，加铺土工织物和砂垫层后，砂相对密实度 D_r 已达0.737($D_r \geqslant 0.67$ 为密实)，承压板荷载试验实测的回弹模量已由软基的10.7MPa提高到17.4MPa，比未铺设土工织物和砂垫层之间提高65%，达到了铺设基层(贫混凝土)的设计要求。

(2) 根据沉降观测，3个代表性横断面上观测的平均沉降值为0.071m，然后检验砂垫层厚度，结果平均为0.292m，与设计的厚度30cm基本相符。由此可见，铺设土工织物的隔离作用使砂垫层厚度保持不变，且沉降是均匀的。

(3) 土工织物的现场拉拔试验。现场将宽1m的土工织物拉拔所得的 E 为13.32kN/m，与实验室的韧性模量14.5kN/m基本接近。

土工织物在砂层间的摩擦系数平均为0.656。该项数值本来既有动摩擦又有静摩擦，因移动速度很慢，故按静摩擦计。

2. 经济效益分析

与上海地区常用的轻型井点排水法项目进行比较，不计人人工费用，轻型井点排水法加固软基为7.25元/m²，土工织物加固软基为5.0元/m²，可节省投资30%左右。事实上，轻型井点排水法还比铺设土工织物更为费时费工，且疏干效应迟缓。

参 考 文 献

[1] 陈文华．土工织物加筋复合性状及油罐地基处理的分析．浙江大学硕士学位论文．1989

[2] 陈仲颐，叶书麟主编．基础工程学．北京：中国建筑工业出版社，1990

[3] 陈环等．石灰桩加固软基效果，第一届全国地基处理学术讨论会论文．1986

[4] 陈环．石灰桩加固软土地基效果分析．岩土工程学报．1987

[5] 段继伟．柔性桩复合地基的数值分析，浙江大学博士学位论文．1993

[6] 童小东．水泥土添加剂及其损伤模型试验研究，浙江大学博士学位论文．1999

[7] 方永凯．碎石桩复合地基承载力现场测试，复合地基学术讨论会论文集．1990

[8] 龚晓南．软粘土地基固结有限元法分析，浙江大学硕士学位论文．1981

[9] 龚晓南．油罐软粘土地基性状，浙江大学博士学位论文．1984

[10] 龚晓南．软土地基上圆形贮罐上部结构与地基共同作用分析．浙江大学学报．No1，1986

[11] 龚晓南．土塑性力学（第2版）．杭州：浙江大学出版社．1999

[12] 龚晓南．复合地基引论．地基处理，Vol.2，No.4，1991

[13] 龚晓南，杨灿文．综合报告（五）地基处理，第六届土力学及基础工程学术会议论文集．上海：同济大学出版社．1991

[14] 龚晓南．复合地基．杭州：浙江大学出版社．1992

[15] 龚晓南．复合地基理论概要，中国土木工程学会土力学及基础工程学会第三届地基处理学术讨论会论文集（特邀报告）．杭州：浙江大学出版社．1992

[16] 龚晓南，卢锡璋，乐子炎．南京南湖地区软土地基处理方案比较分析，研究报告(1992)．《地基处理》，1994 年第 1 期
[17] 龚晓南．复合地基承载力与沉降，刊岩土力学与工程论文集．北京：中国铁道出版社，1993
[18] 龚晓南．复合地基理论框架，建筑环境与结构工程最新发展．杭州：浙江大学出版社．1995
[19] 龚晓南．形成竖向增强体复合地基的条件．地基处理，第 6 卷，第 3 期，1995
[20] 龚晓南，高等土力学．杭州：浙江大学出版社．1996
[21] 龚晓南主编．复合地基理论与实践．杭州：浙江大学出版社．1996
[22] 龚晓南．复合地基理论与实践在我国的发展，复合地基理论与实践．杭州：浙江大学出版社．1996
[23] 龚晓南，温晓贵，卞守中，尚亭林．二灰混凝土桩复合地基技术研究，复合地理论与实践．杭州：浙江大学出版社．1996
[24] 龚晓南．地基处理技术与复合地基理论．浙江建筑．第 1 期，1996
[25] 龚晓南．地基处理新技术．西安：陕西科学技术出版社．1997
[26] 龚晓南．复合地基若干问题．工程力学增刊，第 1 卷，1997
[27] 龚晓南．地基处理技术及其最新发展，土木工程学报．第 30 卷，第 6 期，1997
[28] 龚晓南，陈明中．关于复合地基沉降计算的一点看法，地基处理，第 9 卷，第 2 期，1997
[29] 龚晓南，黄广龙．柔性桩沉降可靠性分析．工程力学增刊，1998
[30] 龚晓南．复合桩基与复合地基理论．地基处理，第 10 卷，第 1 期，1999
[31] 龚晓南．复合地基理论及其在高层建筑中应用．土木工程学报，第 32 卷，第 6 期，1999
[32] 龚晓南主编．地基处理手册(第二版)．北京：中国建筑工业出版社，2000
[33] 龚晓南．21 世纪岩土工程发展展望，岩土工程学报，第 22 卷，第 2 期，2000
[34] 龚晓南，洪昌华，马克生．水泥土桩复合地基的可靠性研究．工

程安全及耐久性．北京：中国水利水电出版社．2000
[35] 龚晓南主编．土工计算机分析．北京：中国建筑工业出版社．2000
[36] 龚晓南．有关复合地基的几个问题．地基处理，第11卷，第3期，2000
[37] 龚应明．超固结比以及应力路径对超固结土初始模量数的效应，浙江大学学士论文．1986
[38] 耿林，李辉．低强度混凝土桩复合地基在北京慧忠北里C区高层住宅中的应用，地基处理工程实例．北京：中国水利水电出版社．2000
[39] 郭蔚东，钱鸿缙．振冲碎石桩承载力计算的若干途径．地基处理，Vol.1，No.1，1990
[40] 高有潮．射水成孔法袋装碎石桩．地基处理，Vol.1，No.1，1990
[41] 黄明聪．复合地基振动反应与地震响应数值分析，浙江大学博士学位论文．1999
[42] 侯永峰．循环荷载作用下复合土与复合地基性状研究，浙江大学博士学位论文．2000
[43] 韩杰，叶书麟，曾志贤．碎石桩加固沿海软土的试验研究．工程勘察，No.5，1990
[44] 胡同安，杨小刚，周国钧．水泥土挡墙．施工技术，1983
[45] 华静如．应力路径对正常固结粘土初始模量数的影响，浙江大学学士论文．1985
[46] 黄绍铭等．减少沉降量桩基的设计与初步实践，第六届土力学及基础工程学术会议论文集．上海：同济大学出版社．1991
[47] 洪昌华．搅拌桩复合地基承载力可靠性分析，浙江大学博士学位论文．2000
[48] 陆贻杰．搅拌桩复合地基承载力及变形性状的试验研究和三维有限元分析，冶金部建筑研究总院硕士学位论文．1986
[49] 李杰，方永凯．软基加固中的干振挤密碎石桩，全国地基基础新技术学术会议论文集．1989
[50] 林琼．水泥搅拌桩复合地基试验研究，浙江大学硕士学位论文．1989
[51] 凌旭初．针刺织物在沪嘉高速公路软基中的应用，土工合成材料

工程应用百例．1992
[52] 刘 林．水泥搅拌桩复合地基变形性研究，浙江大学硕士学位论文．1990
[53] 刘岳东．高层建筑采用刚性桩复合地基实例，地基处理工程实例．北京：中国水利水电出版社．2000
[54] 毛前．复合地基压缩层厚度及垫层效用分析，浙江大学硕士学位论文．1997
[55] 明珉，王蔚．南京南湖地区使用深层水泥搅拌桩加固软土地基的一点体会，复合地基理论与实践．杭州：浙江大学出版社．1996
[56] 马克生．柔性桩复合地基沉降可靠性分析，浙江大学博士学位论文．2000
[57] 南京水利科学研究院．软基加固新技术—振动水冲法．北京：水利电力出版社．1984
[58] 倪士坎．高层建筑下桩—筏复合桩基的设计分析，地基处理工程实例．北京：中国水利水电出版社．2000
[59] 倪士坎，冯军洪．复合桩基在高层建筑中应用和试验，土力学及岩土工程的理论与实践．西安：西安出版社．2000
[60] 邱良佐，倪宗英．石灰桩加固软弱地基研究，第二届全国地基处理学术讨论会论文集．1989
[61] 史美筠，梁仁旺，宋子谅．生石灰——粉煤灰桩加固软土地基，第二届全国地基处理学术讨论会论文集．1989
[62] 施伟格，陈杨桢．单头深层水泥搅拌桩复合地基在软土地基中的应用，复合地基理论与实践．杭州：浙江大学出版社，1996
[63] 尚亨林．二灰混凝土桩复合地基性状试验研究，浙江大学硕士学位论文．1995
[64] 盛崇文，王盛源，方永凯，郑培成．南通天生港电厂地基用碎石桩加固及其观测，岩土工程学报．1983
[65] 盛崇文．软土地基用碎石桩加固后的极限承载力计算．水利水运科学研究．1980
[66] 盛崇文．碎石桩复合地基沉降计算．土木工程学报．1986
[67] 天津大学土木系钢木地基教研室．石灰桩加固软土地基的研究与应用，第一届全国地基处理学术讨论会论文．1986
[68] 土工合成材料工程应用手册编写委员会．土工合成材料工程应

用手册．北京：中国建筑工业出版社．1994
[69] 王维江．土与土工织物拉拔试验界面反应特性的研究，浙江大学硕士学位论文．1990
[70] 王启铜．柔性桩的沉降(位移)特性及荷载传递规律，浙江大学博士学位论文．1991
[71] 王余庆，党景敬，高伯明．碎石桩单桩承载力计算公式的可靠性探讨，全国地基基础新技术学术会议论文集．1989
[72] 王伟堂，徐敏生，潘灿根，陈亚建．石灰桩加固大面积厂房软土地基．地基处理．1990
[73] 秦晋邦．二灰桩＋CFG桩与桩间土形成三元复合地基．地基处理工程实例．北京：中国水利水电出版社．2000
[74] 钱家欢，殷宗泽主编．土工原理与计算．北京：中国水利水电出版社．1996
[75] 吴廷杰．我国复合地基现状及其发展趋势，复合地基学术讨论会论文集．1990
[76] 吴佳雄．石灰桩加固软土的复合地基研究，第二届全国地基处理学术讨论会论文集．1989
[77] 温晓贵．复合地基三维性状数值分析，浙江大学博士学位论文．1999
[78] 谢新宇，应宏伟，卞守中，潘秋元．振动挤密碎石桩加固大型油罐软基工程实例，地基处理工程实例．北京：中国水利水电出版社．2000
[79] 徐立新．土工织物加筋垫层的复合分析，浙江大学硕士学位论文．1990
[80] 俞仲泉，顾家龙．土工织物与砂垫层复合加固地基．地基处理．1991
[81] 阎明礼，杨军，吴春林，唐建中．CFG桩复合地基在工程中应用，复合地基学术讨论会论文集．1990
[82] 阎明礼，张东刚．CFG桩复合地基技术及工程实践．北京：中国水利水电出版社．2001
[83] 叶书麟．地基处理．北京：中国建筑工业出版社．1988
[84] 殷宗泽，龚晓南主编．地基处理工程实例．北京：中国水利水电出版社．2000

[85] 杨晓军，土工合成材料加筋机理研究，浙江大学博士学位论文，1999

[86] 杨鸿贵，白德容，《土桩、灰土桩法》中工程实例 4-3，地基处理手册(第二版)，北京：中国建筑工业出版社，2000

[87] 杨慧，双层地基和复合地基压力扩散角比较分析，浙江大学硕士学位论文，2000

[88] 杨军龙，长短桩复合地基沉降计算，浙江大学硕士学位论文，2002

[89] 浙江省建筑科学研究所等，沉管沙石桩复合地基应用研究，1991

[90] 周国钧，搅拌桩复合地基模型试验研究，第五届全国土力学及基础工程学术讨论会论文集，1987

[91] 周洪涛，叶书麟，小直径钻孔灌注桩复合地基试验研究，复合地基学术讨论会论文集，1990

[92] 周洪涛，叶书麟，韩杰，小直径钻孔灌注桩与基底土之间相互作用：地基处理，1991

[93] 张龙海，圆形水池结构与复合地基共同作用分析，浙江大学硕士学位论文，1992

[94] 张吉占，饱和粉细砂地基上抗液化震动挤密桩间距的计算(见复合地基)，中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集(承德)，1990

[95] 张土乔，龚晓南，曾国熙，水泥土桩复合地基固结分析，水利学报，第 3 期，1991

[96] 张土乔，水泥土的应力应变关系及搅拌桩破坏特性研究，浙江大学博士学位论文，1992

[97] 张道宽，加筋垫层与砂井加固软基的应用研究，地基处理，1991

[98] 张咏梅，史光金，强夯置换方法的应用与研究，第六届土力学及基础工程学术会议论文集，上海：同济大学出版社，1991

[99] 张京京，复合地基沉降计算等效实体法分析，浙江大学硕士学位论文，2002

[100] 张先明，葛忻声，龚晓南，长短桩复合地基沉降计算探讨，地基处理理论与实践，北京：中国水利水电出版社，2002

[101] 朱梅生．软土地基．北京：中国铁道出版社．1989
[102] 朱向荣．大型油罐搅拌桩复合地基工程实例．地基处理工程实例．北京：中国水利水电出版社．2000
[103] 曾小强．水泥土力学特性和复合地基变形计算研究，浙江大学硕士学位论文．1993
[104] 曾昭礼．地震区高层建筑振冲地基工程实例——烟台工贸大厦工程．地基处理工程实例．北京：中国水利水电出版社．2000
[105] 郑俊杰，袁内镇，刘志刚．石灰桩在荷载不均建筑物软基处理中的应用，第四届全国地基处理学术讨论会论文集．杭州：浙江大学出版社．1995
[106] Andrawes, K. Z. etc.. The Finite Element Method of Analysis Applied to Soil-Geotextiles Systems, 2nd. Int. Conf. on Geotextiles, Proc., Vol. 3, pp695～700. 1982
[107] Balaam, N. P. and Booker, J. R.. Analysis of Rigid Rafts Supported by Granular Piles, Int. Journal of Numer Method in Geomech. No. 5, 1981
[108] Balaam, N. p. and Poulos, H. G.. The Behaviour of Foundations Supported by Clay Atabilied by Stone Columns, Proc. of 8th EC-SMFE, Vol. 1, 1983
[109] Barksdale, R. D. and Bachus, R. C.. Design and Construction of Stone Column, Vol. 1, Report No. SCEGIT-83-10FHWA, School of Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, 1983
[110] Binquet, J. and Lee, L.. Bearing Capacity Test on Reinforced Earth Slabs, ASCE JGTD Vol. 101, Nol. 12, 1975
[111] Brauns, J.. Die Anfangstraglast von Schottersaulen in Bindingen Untergrund. Die Bautechnik, 8. 1978
[112] Broms# B. B. Soil Improvement Methods in Southeas Asia Regional Conf. on SMFE Vol. 2, 1987
[113] Cook R. W.. The Settlement of Friction Pile Foundation. Proc. of conf. on Tall Buildings, Kuala Lumpyr, 1974
[114] Cook R. W., Price G. &. Tarr K.. Jacked Piles in London Clay, A Study of Load Transfer and Settlement under Working Conditions, Geotechnique 29, No. 2, 1979

[115] Frank R.. Etude Theorique du Comportement des Pieux Sous Charge Verticale. Rapport de Recherche, No. 46, Laboratoire Central des Ponts et Chausses, Paris. 1975

[116] Fowletr J. etc. Theoretical Design Considerations for Fabric-Reinforced Embankments, 2nd. Int. Conf on Geotextiles, Prot. Vol. 3. 1982

[117] Geddes J. D.. Stresses in Foundation Soils Due to Vertical Subsurface Load, Geotechnique, Vol. 16, 231, 1966

[118] Gong Xiaonan. Development and Application to High-rise Building of Composite Foundation. 韩·中地盘工学讲演会论文集 .2001

[119] Googhnour # R. R.. Settlement of Vertically Loaded Stone Columns in Soft Ground, Proc. of 8th ECSMFE(1), 1983

[120] Hughes # J. M. O. and Withers, N. J.. Reinforcing Soft Cohesive Soils with Stone Columns, Ground Engineering, (7), 3, 1974

[121] Hannon J.. Fabrics Support Embankment Construction over Bay Mud, 2nd. Int Conf. on Getextiles, Proc. Vol. 3 3, 1982

[122] Ingold T. S. and Miller K. S.. Analytical and Laboratory Investigation of Reinforced Clay, Proc. wnd Inter. Conf. on Geotektiole, Vol. 3, 1982

[123] Kawasaki T.. Deep Mixing Method Using Cement Hardening Agent, Proe. 10th ICSMFE Vol. 3, 1981

[124] Ranjan G. (1989), Ground Treated with Granular Piles and Its Response Under Load, Indian Geotechnical Journal, 19(1)

[125] Rowe R. K. and Soderman K. L.. Approximate Method Estimating the Stability of Geotextile Reinforced Embankments, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, 1985

[126] Tatsuka Okumura. Deepmixing Method as a Chemical Soil Improvement, Proc. of the Sino Japan Joint Symposium on Improvement of Weak Ground, 1989

[127] 山口柏树　村上幸利．复合地の应力分担比してつつて，第 12 回土质工学研究发表会 .1977

[128] 寺师昌明，やヤメント处理ヒ未处理土ヒガ成为复合地の压密特性，第 14 回土质工学研究发表会 .1979

[129] 寺师昌明．深层混合处理工法の概要，第 14 回土质工学研究会发表会．1979

[130] Florkiewice, A. (1990), Bearing Capacity of Subso:l with a Layer of Reinforced Earth, Proe, 4th. IGS. Conference, The Hague, The Netherlands, 162