

南京工业大学

硕士学位论文

真空动力固结吹填土地基的加固效应研究

姓名：王黎明

申请学位级别：硕士

专业：岩土工程

指导教师：韩选江

200706



摘要

真空动力固结法是从动力固结法(强夯法)基础上发展而来的一种新型软土地基处理方法,它将强夯技术和真空降排水技术有机结合起来,利用真空降水技术对土体进行有效预压,同时利用真空排水技术加速强夯过程中超静孔隙水压力消散和孔隙水排出,提高土体强度、降低压缩性、改善吹填土抗液化性能。

真空动力固结法作为一种新的地基处理工艺加固大面积吹填土地基,目前国内外尚无应用研究,不能简单套用已有的动力固结经验,须通过现场试验研究以完善设计方法和施工工艺。

本文以国家重点工程首钢京唐钢铁厂吹填造地地基处理工程为背景,通过对实际工程的应用研究,分析和探讨真空动力固结的加固机理,优化真空动力固结法的施工工艺及参数,对比分析真空动力固结试验结果,深入理解各种参数对加固效果的影响,对真空动力固结处理吹填土地基的加固效应进行研究。主要研究内容如下:

(1) 将真空降水预压机理、真空排水消散超孔隙水压力机理和强夯法加固机理相结合,在此基础上阐明真空动力固结的加固机理;对比分析真空动力固结与其它加固方法异同点及此工法在地基加固中的优势。

(2) 运用有限元软件,模拟冲击荷载作用下土体动力响应特性,反映夯锤运动动力特性和土体在应力场、位移场、密度场、加速度场等动态响应特征和规律。

(3) 通过真空动力固结处理吹填土地基加固效应的现场试验研究,完善真空动力固结“三降三夯”施工工艺流程;通过降水效果及夯沉量分析、孔隙水压力变化分析、标贯及静探等试验对比分析,完成对真空动力固结试验参数优选,并评价真空动力固结施工振动对邻近建筑物的影响。

(4) 利用回归分析,建立地基承载力增长公式,预测地基承载力增长;探讨影响加固深度因素、影响地基强度增长的时效性因素和冲击荷载作用下孔压增长与消散规律。

关键词 真空动力固结 吹填土 加固机理 动力特性 现场试验 施工工艺

ABSTRACT

Vacuum dynamic compaction method(VDCM) is a new soft soil ground treatment method which develops from dynamic compaction method(DCM).It combines DCM with vacuum precipitation draining water technology, It pre-presses the soil body using the vacuum precipitation technology, meanwhile it accelerates the ultra static pore-water pressure to dissipate and pore water discharges using the vacuum draining water technology. It enhances the soil body strength, reduces the compression and improves dredger fill anti-liquefaction performance.

VDCM is a new ground treatment method to treat the big area dredger fill foundation, but there is a research void at present at home and abroad, it can not be simply applied mechanically the had DCM experience, it needs to be consummated the design method and the construction craft through the in-situ test research.

Under the background of national key project of CAO FEI DIAN, which is constructed by Beijing Steel Corporation, this paper analyses and discusses the reinforce mechanism of VDCM, optimizes the construction craft and parameters of VDCM, contrasts and analyses the result of VDCM, comprehends thoroughly how each kind of parameter influences reinforcement effect and researches on the reinforcing effect of processing dredger fill foundation using VDCM. The main content of this paper is as follows:

(1) This paper unifies the vacuum precipitation pre-compression mechanism, vacuum draining water dissipates the ultra hole hydraulic pressure mechanism and DCM reinforcement mechanism to elaborate VDCM reinforcement mechanism in this foundation. it contrasts and analyses VDCM with other reinforcement method similarities and differences and this labor law in the ground reinforcement superiority.

(2) Using finite element software to simulate soil body power response characteristic under impact load function, this paper reflects pounder movement dynamic performance and dynamic response characteristics of soil body stress field, displacement field, density field, acceleration field and so on.

(3) Through in-situ test of dredge fill foundation treatment with VDCM, this paper consummates the “three precipitation three tamp” of VDCM construction technical process; Through precipitation effect analysis and tamping settlement analysis, pore-water pressure change analysis, experimental of SPT and CPT contrast analysis, this paper completes the VDCM experimental parameters optimal and appraisals VDCM construction vibration to

neighbor construction influence.

(4) Using regression analysis, this paper establishes the ground supporting capacity growth formula to forecast the ground supporting capacity growth, it discusses influence reinforcement depth factors、 affects effectiveness for a period of time factor which the ground intensity grows , it also discusses the rule of the pore-water pressure grows and dissipates under the impact load function.

KEYWORDS Vacuum dynamic compaction method(VDCM); Dredger fill; Reinforce mechanism; Dynamic performance; In-situ test; Construction craft

第1章 绪论

1.1 引言

强夯法处理地基是60年代末70年代初由法国梅纳技术公司首创，并用于处理滨海填土地基，取得了很好的地基加固效果。用强夯法处理，既避免了采用桩基处理会产生的负摩阻力的浪费，又克服了堆载预压法处理历时周期长的缺点，使地基承载力在短期内得到显著提高，工后产生的差异沉降明显减小^[1]。强夯法经梅纳技术公司首创后，相继在英、美、日本、联邦德国、加拿大、荷兰等二十几个国家数千项工程中获得了广泛的应用^[2]。与此同时，在第九~十二届国际土力学和地基基础工程会议上以及世界各地区域性学术会议上，人们发表了不少论文其内容已涉及到工程实践、室内研究以及理论分析等各方面，比较有影响的学者有Scott^[3]、Jessberger^[4]、Gambin^[5]、Menard^[6]、Hansbo^[7]、Pearce^[8]等人。人们对强夯法的施工技术、加固深度和饱和土的宏观加固机理与力学模型的建立等方面有了较为深入的认识。

我国于1978年首次由交通部一航局科研所及其协作单位在天津新港三号公路进行了强夯法试验研究。随后在河北、天津、山西等地进行了试验研究，取得良好的加固效果，其后强夯法迅速在全国推广^[9]。在国家“七五”、“八五”和“九五”期间，多项重大工程项目采用了强夯加固技术，大大缩短了施工周期，节省了可观的工程投资，取得了良好的经济效益和社会效益。



图 1-1 强夯法施工

Fig.1-1 DCM construction

强夯技术在我国发展已经历四个阶段：

第一阶段，自引进到80年代初，约8年。本阶段工程应用强夯能级比较小，一般仅为1000kN·m，处理深度5m左右，以处理浅层人工填土为主。

第二阶段，80年代初到90年代初。本阶段兴建国家重点工程山西化肥厂，为了消除黄土地基的湿陷性，国家化工部组织开发了6250kN·m能级强夯，使有效处理深度提高到了10m左右。

第三阶段，90年代初到2002年，本阶段以兴建国家重点工程三门峡火力发电厂为契机，成功开发了8000kN·m能级强夯，使强夯消除黄土湿陷性的深度达到15m。

第四阶段，2002年底至今，强夯工程最高应用能级已经达到10000kN·m。为了更进一步扩大强夯的应用范围，在强夯技术的基础上，还形成了强夯置换和柱锤冲扩等新技术。

目前国内强夯技术有三个发展方向：以处理饱和软土为目的的低能级强夯技术；以处理高填土和深厚湿陷性黄土，以及消除湿陷为目的的高能级强夯技术；强夯与其他地基处理技术优势互补，发展成为复合式地基处理技术。

复合式强夯加固技术有机地结合了两种或多种地基处理方法的优点，舍弃各自的缺点，进一步拓展了强夯法的适用范围，提高了强夯法的加固效果。新型的复合式强夯加固方法主要有：爆炸强夯法、电渗强夯法、孔内深层强夯法、地基夯实力打桩法、旋转夯锤式强夯法、异形锤强夯法、液压高速夯实法、水下强夯法等。复合式的强夯加固技术以其良好的适用性，更具有广阔的工程应用前景，更需要正确的理论予以指导，因此对复合式的强夯加固技术理论研究成为迫切需要开展的课题。

1.2 动力固结法的研究现状

国内外学者对强夯法研究无论在广度上还是在深度上都在不断深入：从开始的统计研究到专项研究；对地基土力学特性的模拟从弹性分析到塑性分析；从几何线性分析到几何非线性分析，强夯这一复杂的问题不断地被工程人员所认识和了解。但还有很多问题有待于更深入的研究及探讨，使强夯法在更大范围内得到应用，达到经济效益和社会效益的完美结合。

1.2.1 理论研究

Gambin^[10]用波的传播理论解释强夯法对饱和土的作用机理，他认为强夯是一个冲击波动问题，除了表层土直接受夯锤的冲击作用力外，深层土主要是受波动的影响，并认为强夯机理建立在波动的基础上是合理的。

白冰^[11]通过试验研究了冲击能大小、周围土压力、土性等对再固结变形规律的影响。研究表明，土性对固结及再固结变形量有十分重要的影响。在冲击荷载作用下，它直接影响到孔隙水压力的发展、剪切变形量的大小、孔隙水压力消散的快慢和再固结变形量

的大小。

韩文喜^[12]等用 MTS810Teststar 程控伺服土动三轴试验机,对饱和土强夯加固地基的全过程进行高精度模拟,获得饱和土在强夯作用下的动应力、动位移、孔隙水压力的变化规律及强夯的应力、应变关系特征,在一定程度上揭示了强夯加固机理。

王宏太^[13]等利用浦东国际机场强夯加固粘性土地基后近一年的静探测试资料,讨论了以粘性土为主的地基经强夯后强度增长的时效现象,分析认为强夯时效性取决于夯击对象的固结特性,竣工验收时的一些指标并不是强夯效果的最终指标,随着时间的推移,强度仍会有较大的提高,有效固结时间达一年以上。

裘以惠^[14]等测定了黄土中强夯时的锤底动应力和深层土中的动应力,实测并定性总结了粘性土和粗粒土中的孔隙水压力生成和消散的基本规律。K.S.Hen 等在对砂土模型试验中测定了加速度时程,研究了锤、土接触面应力。H.Brandl 等实测了强夯时土内的动应力波形,拟合了不同深度处的动应力峰值沿水平方向的变化规律。

强夯振动对邻近建筑物造成的危害尤为突出,所以开展强夯对环境的振动效应是十分必要的。研究表明^[15-17],强夯引起的地面振动的振幅值随着夯击距离增大按负幂函数曲线的形式急剧衰减,可以用公式 $V = kR^{-\beta}$ 表示。式中, β 为衰减指数; k 为当量系数; V 为测点最大振动速度; R 为测点至夯击点的水平距离。地面振动随距离的衰减公式中,当量系数 k 值的大小与强夯夯击能和场地介质条件有关;而衰减指数值的大小主要与场地介质条件有关。根据夯锤冲击速度和峰值质点速度之间的关系对于强夯施工引起的地面振动峰值质点速度,Mayne^[18]建议采用公式 $V = 0.2(2gh)^{0.5}(r/r_0)^{-1.7}$ 进行计算,式中, g 是重力加速度, h 为夯锤高度, r/r_0 是经夯锤半径归一化后的距离。

在强夯地面振动衰减规律的研究方面,有学者提出了考虑两种阻尼效应并结合土的实测参数计算距离振源为 r_1 和 r_2 两点之间的瑞利波幅值随位移衰减的实用计算方法:

$A_2 = A_1(r_1/r_2)^{0.5} \exp[-a(r_1 - r_2)]$, 式中 A_2 为据点振源 r_2 处瑞利波竖向振幅; A_1 为据点振源 r_1 处瑞利波竖向振幅; a 为土的能量吸收系数或衰减系数。

1.2.2 数值模拟分析

关于强夯机理数值分析方面的研究,吴铭炳^[19]、李本平^[20]等人做了一些工作,但是他们在研究中未进行流、固耦合分析,仅通过三轴试验测得孔隙水压力系数后,利用 Skempton 公式间接求出孔隙水压力,故不能正确模拟孔隙水的动态响应规律。在这方面,孔令伟^[21]做了大量的工作,进行了饱和砂土的流、固耦合分析。

吴铭炳、李本平、朱继永^[22]、Gu,Q.^[23]等从弹塑性模型入手,对强夯加固机理进行了细致的动力有限元分析,但这些分析都是基于经典力学中的小变形假定。实际夯击过程中,尤其是高能量强夯作用下,夯坑周围土体将产生很大的变形破坏区域,高能夯击的首击夯沉量往往超过 1m,小变形度量的有限元法不能真实反应刚体位移的影响。

钱家欢^[24]等应用边界元法对强夯问题进行了研究,得出了锤底应力的变化规律、动

应力和接触时间的关系曲线,但是没有考虑夯锤自重,其中提出的加卸载双线性强夯本构模型,并不适用于分析高能强夯的全过程。

在强夯法的动力接触分析中,孔令伟^[25]利用积分变换和传递矩阵法对动接触应力进行了研究;宋修广^[26]同时考虑了流固耦合和夯锤与地基土的接触耦合,得到了地基土位移及表面接触应力在强夯作用时间内的变化规律。蒋鹏^[27]则充分考虑到夯击过程中的非线性接触,提出采用冲击-动力接触模型计算动力接触应力,但其建立的接触条件是静力形式的。孙雨明^[28]等采用“帽子模型”,分析了强夯时土中的动应力分布。水伟厚^[29]等按完全弹性碰撞理论分析了湿陷性黄土强夯下的冲击力。

Poran^[30]等利用双屈服和多屈服面本构模型,对强夯进行了大应变有限元分析,他们将计算结果与室内模拟试验成果进行了比较并分析了影响计算成果的一些因素。Chow^[31]等提出了粒状土中强夯分析模型,他们在锤下取足够深的一个与锤径相同的土体,将其视为侧胀变形的柱体,用一系列弹簧和粘壶替代周围土的作用,利用数值方法进行求解,可反映不同深度处的残余变形和密度、模量、内摩擦角的变化。

张吉园^[32]、王志建^[33]等采用邓肯张 $E-\mu$ 本构模型和弹性非线性 $E-\mu$ 模型,利用流量改变法编制了平面问题的 Biot 固结有限元程序,描述土体固结性状。孔令伟^[34]、宋修广^[35]、徐长节^[36]、赵成刚^[37]、雷学文^[38]等采用工程上常用的饱和砂或土的力学模型,考虑流、固耦合作用,求解析解或编制了模拟强夯动态响应有限元程序,对土体中孔压、土压与变形规律加以研究。

1.2.3 土体动本构关系

强夯作用下土体实际的动应力应变本构关系是极其复杂的,它在不同的荷载条件、土性条件及排水条件下表现出不同的应力应变反应。对于不同的工程问题,应根据不同的要求和具体条件,选择一个能反映实际情况的动本构模型。目前的动本构模型大致分为两类:非线性粘弹性本构模型和弹塑性本构模型。

非线性粘弹性本构模型包括以 Hardin-Drnevich 等效粘弹性模型为代表的全量模型和以 Masing 二倍法模型为代表的非线性增量模型。前者把土体看作粘弹性材料,不寻求滞回曲线的具体表达式,而是给出等效弹性模量和等效阻尼比随剪切应变幅值和有效应力状态变化的表达式,Ramberg-Osgood 等效线性模型也属于此类;后者给出了初始加载条件下的动应力-应变关系式,再利用 Masing 二倍法得出卸载和再加载条件下的动应力-应变关系,以构成滞回曲线方程。

一般的非线性粘弹性本构模型不能计算永久变形,Mirtin^[39]等人根据等应变反复单剪试验,提出了循环荷载下永久体积应变的增量公式,沈珠江^[40]等人也对此模型进行了较全面的研究。Carter^[41]等人的模型建立于修正的剑桥模型基础上,在加载时只有边界面上产生的塑性,卸载时边界面又出现收缩。Desai^[42]提出了单一屈服面模型,后来又发展为可考虑非等向硬化、非关联流动的模型。许多学者从砂土的真实变形机理出发,建立了应力应变本构关系。如由 Provest^[43]、Norris^[44]与 Zienkiewicz 分别提出的基于塑

性硬化模量场的塑性土模型，常称之为多面模型和多屈服面模型。

在基于塑性理论为基础建立的动本构模型研究方面，王志良^[45]基于边界面低塑性理论，建议了描述砂土旋转剪切特性的边界面亚塑性模型。Kolymbas 等人引入了反向应力的内部函数，建立新的亚塑性模型。李相松^[46]建立减缩阶数的简化边界亚塑性模型，对王志良提出的模型进行修正，全面反映松砂和密砂的性质。谢定义^[47]等人建立了饱和砂土的瞬态动力学理论体系。除此之外还有多剪切机构模型、结构性模型等。

1.3 真空动力固结法简介

真空动力固结法是从动力固结法(强夯法)基础上发展而来的一种软土地基处理方法，它将强夯技术和真空降排水有机结合起来，利用真空降水技术对土体进行有效预压，同时利用真空排水技术加速强夯过程中超静孔隙水压力消散和孔隙水排出，提高土体强度、降低压缩性、改善砂土抗液化条件。

真空动力固结的加固效果不是将强夯技术和真空降排水技术的简单叠加，而是相辅相成，相互作用，有机糅合的。真空动力固结可直接改善地基软土本身的力学性能，充分发挥土体本身的潜在性能，在较短的时间内有效改善软土的结构性能，提高软土的工程性质。这种结构性能的改善主要体现在，原有的软弱结构在真空动力固结的动力荷载作用下被破坏，经过一定时间重整生成工程性能良好的土体结构，从而提高软土地基的承载力。



图 1-2 真空动力固结法施工

Fig.1-2 VDCM construction

真空动力固结法的能量施加特点是夯击能量由轻到重，少击数、多遍数。因为软土含水量高，易流动，多数呈流塑状态，只能先以较小的能量使浅层软土率先排水固结，

强度增长，然后加大能量，使夯击能向深部土体传播，促使深层软土排水固结。强夯法施加能量顺序则与此正好相反。

饱和软土不宜采用强夯法处理，主要原因是饱和软土没有气相排水通道，施加强夯能量后孔隙水无法从排水通道排出，使土体不能得到加固。真空动力固结通过在土层中植入人工排水体，人工排水体起到了竖向排水通道作用，人工排水体和强夯产生的微裂隙形成了立体的、高效的排水体系，进一步改善了土体排水边界条件。一般而言，淤泥或淤泥质土的渗透系数在 $10^{-7} - 10^{-9} \text{ cm/s}$ 之间，通过设置人工排水体，使排水路径大为缩短，使土体的渗透系数大幅度提高，有时可以提高数十倍。另一方面，与强夯法相比，真空动力固结处理软土地基固结速度快，固结程度更彻底。

1.4 课题来源

本课题来源于首钢京唐钢铁厂吹填造地一期工程。

首钢搬迁方案于2005年年初获国务院批准，并列为国家重点工程项目，河北省重点工程项目1号工程。拟建一期工程填海面积为12,000,000平方米，填海规模居我国首位。将要建造的5500 m^3 高炉也为我国在建高炉之最。

首钢京唐钢铁厂吹填造地一期工程选址曹妃甸，曹妃甸地处唐山南部的渤海湾西岸，位于天津港和京唐港之间，“面向大海有深槽，背靠陆地有滩涂”是曹妃甸最明显的特征和优势，为大型深水港口和临港工业的开发建设，提供了得天独厚的条件。曹妃甸距离大陆岸线约20Km，从甸头向前延伸500m，水深即达25m，甸前深槽水深达36m，是渤海最深点。由曹妃甸向渤海海峡延伸，有一条水深达27m的天然水道，直经海峡，通向黄海。

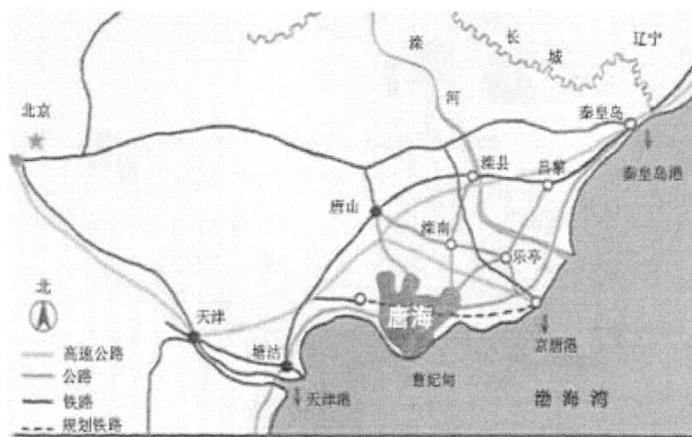


图 1-3 曹妃甸地理位置

Fig.1-3 Caofeidian geographical position

拟建曹妃甸首钢京唐钢铁厂一期方案包括：钢铁码头料场区、原料场区、烧结区、球团区、焦化区、炼铁区、一炼钢区、二炼钢区、2250mm 热轧车间、1780mm 热轧车

间、2230mm 冷轧车间、1700mm 冷轧车间、取向硅钢车间、铁路车站区等。

曹妃甸首钢京唐钢铁厂项目处于新近吹填的海滩上，地质情况复杂，经反复论证和多种方案的比较，决定采用真空动力固结法进行地基处理，以加速地基固结与表层硬化，满足后续施工场地需要。

真空动力固结法作为一种新的地基处理方法处理大面积吹填土地基，目前国内外应用研究比较少，不能简单套用已有的动力固结经验。结合首钢京唐钢铁厂吹填造地一期地基处理工程，进一步加深对真空动力固结法的理论研究和工程实践试验具有重大的现实意义。

1.5 本文主要工作

本文以首钢京唐钢铁厂吹填造地一期地基处理工程为背景，通过有限元分析与实际工程的应用研究，分析和探讨真空动力固结的加固机理，优化真空动力固结法的施工工艺，对比分析真空动力固结试验结果，了解各种参数对加固效果的影响，对真空动力固结加固吹填土地基的规律性进行研究。本文将主要在以下几个方面开展研究：

(1) 将真空降水预压机理、真空排水消散超孔隙水压力机理和强夯法加固机理相结合用于探讨和阐述真空动力固结的加固机理；对比分析真空动力固结与其它加固方法异同点及此工法在地基加固中的优势。

(2) 运用有限元软件，模拟冲击荷载作用下土体动力响应特性，反映夯锤运动动力特性和土体在应力场、位移场、密度场、加速度场等动态响应特征和规律。

(3) 通过真空动力固结处理吹填土地基加固效应的现场试验研究，完善真空动力固结“三降三夯”施工工艺流程；通过降水效果及夯沉量分析、孔隙水压力变化分析、标贯及静探等试验对比分析，完成对真空动力固结试验参数优选，评价真空动力固结施工振动对邻近建筑物的影响。

(4) 利用回归分析，建立地基承载力增长公式，预测地基承载力增长；探讨影响加固深度因素、影响地基强度增长的时效性因素和冲击荷载作用下孔压增长与消散规律。

第2章 真空动力固结法加固机理

2.1 引言

真空动力固结法是近年来试验成功并推广应用的一种处理吹填松软土的施工新技术,该法能使较深的松软土层快速得到加固。真空动力固结法通过合理设置强降排水系统来加速超静孔隙水压力的消散和土体固结,同时通过强夯能级逐级增大和遍数增多逐步提高松软土体的强度。

真空动力固结法将强夯技术和真空降排水有机结合起来,利用真空降水技术对土体进行有效预压,同时利用真空排水技术加速强夯过程中超静孔隙水压力消散和孔隙水排出,提高土体强度、降低压缩性、改善砂土抗液化条件^[48]。真空动力固结在水位不能满足直接强夯的情况下,可进行快速降排水,使强夯夯击能充分作用到土颗粒骨架上以实现强排水强夯的快速固结条件。

2.2 真空降排水加固机理

真空降水是基于轻型井点降水系统的基础上增设高排气量的真空泵,通过一个平衡器(水气分离器)提高工作效率的降水系统。真空泵排气量不小于100L/s,系统真空度可达65kPa~90kPa,单级降水深度5m~8m,最大可达10m左右,适用于渗透系数在 $(n \times 10^{-6})$ cm/s~ $(n \times 10^{-3})$ cm/s的浅层土层。

2.2.1 真空降水预压机理

夯前土体在真空降水作用下,孔隙水慢慢排出,孔隙体积变小,地基土强度逐渐增长,地基发生固结变形。当天然土样的天然固结压力为 σ'_0 时,其孔隙比为 e_0 ,在 $e \sim \sigma'_c$ 坐标上其相应的点为a点,当真空降水预压力增加 $\Delta\sigma'$,固结終了时,变为c点,孔隙比减小 Δe ,曲线abc称为压缩曲线。与此同时,抗剪强度与真空降水预压力成比例地由a点提高到c点。所以土体在真空降水预压时,一方面孔隙比减小产生压缩,一方面抗剪强度得到提高。如果从c点水位回升,相当于卸除压力 $\Delta\sigma'$,土样就会发生膨胀,图中cef为水位回升膨胀曲线,如果在f点再进行真空降水预压 $\Delta\sigma'$,土样发生再压缩,沿虚线变化到c',强度包线见图2-1。从再压缩曲线fgc'可以看出,真空降水预压力同样都增加 $\Delta\sigma'$,再压缩孔隙比 $\Delta e'$ 远小于 Δe 。

真空降水预压作用下,土层的强度增长过程就是孔隙水压力消散和有效应力不断增长的过程。如地基内某点的总应力增量为 $\Delta\sigma$,有效应力增量为 $\Delta\sigma'$,孔隙水压力增量为 Δu ,满足如下关系

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u \quad (2-1)$$

真空降水预压是在土层总应力保持不变,通过降低地下水位降低孔隙水压力,

使土层的有效应力相应提高。

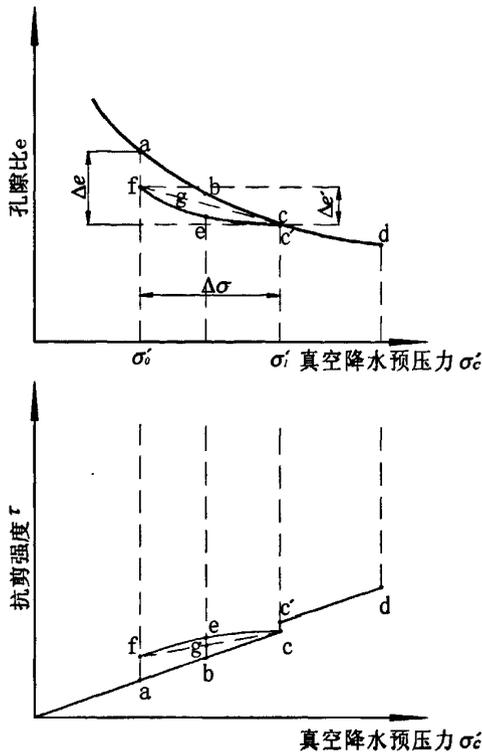


图 2-1 真空降水预压加固原理

Fig.2-1 Vacuum precipitation pre-compression principle

2.2.2 真空排水消散超孔隙水压力机理

在夯锤反复作用下，饱和土中将产生很大的超孔隙水压力，随着夯击次数增加，超孔隙水压力升高，有效应力减小。当土中超孔隙水压力达到上覆土压力时，有效应力为零，土体失去抗剪强度，土颗粒处于悬浮状态，土体发生液化^[49]。土体骨架受到破坏，强度降至最低。此后，如果孔隙水能够顺利排出，土的强度和变形模量会有大幅增长，参见图 2-2。

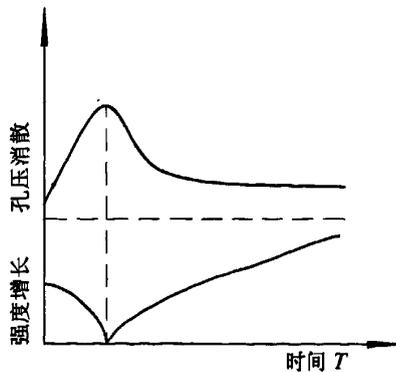


图 2-2 夯击作用下的强度增长和孔压消散

Fig.2-2 Under the tamping action strength growth and the hole pressure dissipate

如果孔隙水压力消散速度过慢，则形成橡皮土，夯击时土体发生颤动，体积不能压缩，受夯打处下陷、而四周鼓起，形成软塑状态。通过设置人工排水体，真空排水有效改变排水边界条件，增加排水通道，缩短了排水距离，加速强夯过程中超静孔隙水压力消散和孔隙水排出，见图 2-3，因而大大加速地基的固结速率，提高土体的强度，缩短工期。

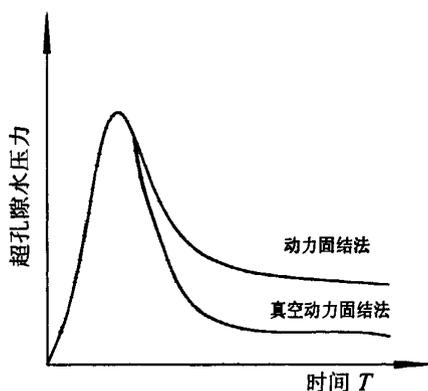


图 2-3 真空动力固结加速超孔压消散

Fig.2-3 VDCM accelerates the ultra hole pressure to dissipate

2.3 强夯法加固机理

强夯法虽然在工程中适用范围很广泛，但对强夯法加固地基机理的认识，尚未形成成熟、完善的理论和设计计算方法。通常都是根据实际工程情况，初步选定设计参数，通过现场试验研究确定最终强夯设计参数。这种设计方法受经验方法影响，设计保守则偏于浪费，设计估计不足则地基土达不到设计强度。因此深入认识强夯加固机理具有重要的现实指导意义。

2.3.1 饱和土动力固结理论

传统固结理论认为饱和软土在瞬时动力荷载作用下，因渗透性小，孔隙水无法瞬时排出，所以被看作不可压缩的。梅纳基于饱和软土在强夯作用下产生数十厘米沉降，提出梅纳动力固结模型。见图 2-4。

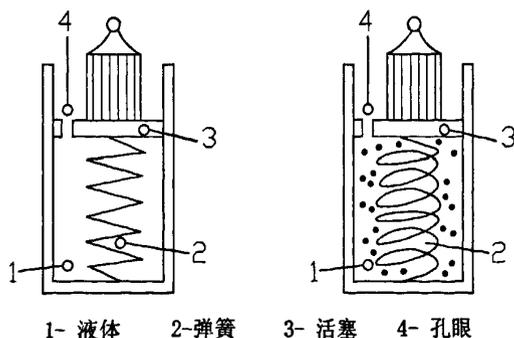


图 2-4 太沙基模型与梅纳模型

Fig.2-4 Terzaghi model and Menard model

表 2-1 太沙基模型与梅纳模型比较

Table2-1 The Terzaghi model and the Menard model compare

太沙基模型	梅纳模型
1.不可压缩液体	1.含少量微小气泡可压缩液体
2.均质弹簧	2.非均质弹簧，在压缩过程中弹簧弹性模量不断变化
3.无摩擦的活塞	3.有摩擦的活塞，孔隙水压力与气体膨胀均产生滞后
4.固定直径的孔眼	4.可变直径的孔眼，土体渗透性发生变化

动力固结理论认为经强夯后，土体强度提高经历以下变化：

(1) 饱和土的可压缩性

土由固体颗粒、气体和水组成，资料表明，单位压力下含气量为 1% 的水的压缩系数比不含气体的水压缩系数可增大 200 倍。夯锤从高空落下与土体接触，在强大的夯击能作用下土体发生瞬间强制压缩，首先排出土中气体，接着水中部分封闭的气泡也被排出，孔隙水受到压缩。随后，气体有所膨胀，孔隙水排出。通常认为固体颗粒不发生变化，这样在每遍强夯作用下，气相和液相体积不断减少，土体发生有效的压缩变形^[50]。

(2) 饱和土的局部液化

在重复夯击作用下，饱和土体中产生很大的超孔隙水压力，超孔隙水压力不断增大，土中有效应力不断减小。当孔隙水压力上升到与上覆土的压力相等时，土颗粒处于悬浮状态，土体产生局部液化，土体强度完全丧失。此时土体结构破坏，强度降至最低，使饱和土体中的水流阻力大幅下降，沿强夯产生的裂缝，超孔隙水压消散加快，加速土体固结^[51]，土体强度逐步恢复。

(3) 渗透系数随时间变化

室内击实试验表明，在连续夯击过程中，由于每击夯击能相同，因为垂直方向总应力不变，超孔隙水压力逐渐增大，使垂直应力减少，土体中产生很大的水平拉应力^[52]，导致土中垂直方向产生大量微小裂缝，大大增加了孔隙水的逸出通道。同时土的渗透性也不断的变化，如图 2-5 所示。

当液化度小于 α_1 时，渗透系数随液化度成比例增长，当液化度超过 α_1 时，渗透系数剧增，孔隙水压力大于颗粒间侧向压力时，土颗粒间出现裂缝，形成排水通道，故在夯坑周围可看到涌水现象。当孔隙水压力消散小于颗粒间的侧向压力时，裂缝又会自行闭合。

但须指出的是，这是土体在夯锤作用下被动排水消散超孔隙水压力，若土质不佳排水条件不畅，则超孔隙水压力消散不明显，土体强度恢复时间较长^[53]。而真空动力固结法在土体中设置真空降排水系统后，即使在土质排水条件不佳的情况下也可主动排水将超孔隙水压力迅速消散，孔隙水迅速排出土体外，使土体强

度在较短时间内快速得到恢复。

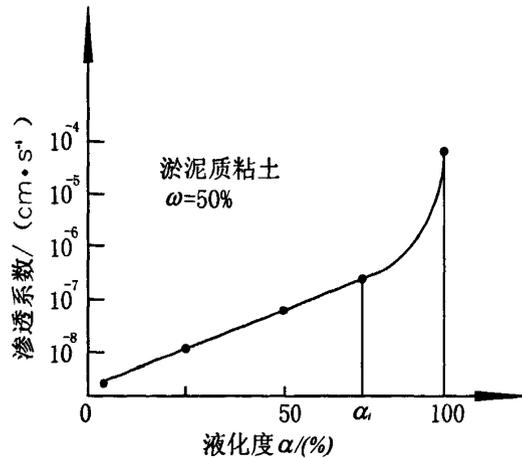


图 2-5 土的渗透系数与液化度关系

Fig.2-5 Soil penetration coefficient and liquefaction degree relations

(4) 饱和土的触变恢复

土的抗剪强度都随着放置时间的增长而增大,实际上是结构重新形成的过程。颗粒聚集所形成的结构在外力作用下的解聚(或者说结构的破坏)和在静止态时重新形成结构是可逆的,但不是瞬间完成的,即结构的形成和解聚需要一定的时间。土体的力学性质变化,实质上是其微观结构发生变化的一种宏观表现。一般认为,天然结构土各组构如颗粒的相对位置、孔隙大小、吸附阳离子和水分子的排列处于一种相对平衡状态。当土遭受强烈扰动后,颗粒间产生滑动位移,吸附阳离子和水分子的定向排列以及胶结物和孔隙状态等受到破坏,打破原来的相对平衡,土的结构变成某种程度的分散结构,从而削弱了颗粒之间的结构连接,导致结构强度降低。当静置一段时间后,颗粒和水分子以及上述其他结构重新调整排列,强度也逐渐恢复,所以饱和土夯后强度增长能延续几个月的时间。资料表明,饱和细粒土夯后平均抗剪强度能增加 20%~30%,变形模量可提高 30%~60%。

2.3.2 非饱和土动力固结理论

采用强夯加固多孔隙、粗颗粒、非饱和土是基于动力密实的机理,即冲击型动力荷载使土体中的孔隙体积减小,土体变得密实,从而提高地基土的强度。非饱和土的夯实过程就是土中气相体积被挤出的过程,其夯实变形主要是由土颗粒的相对位移引起的。

根据国内外试验资料,从动应力场、干密度变化、土体位移场的变化,可得出如图 2-6 所示强夯加固模式图。强夯瞬间巨大冲击力作用与土体,使土体结构产生破坏,锤底土形成土塞向下运动。土结构的破坏使土软化,侧压力系数增大,侧压力亦增大,土不仅被竖向压密而且被侧向挤密,这一主压实区即破坏压实区,就是图 2-6 中的 A 区,这一区的土应力 σ (动应力加自重应力) 超过土的极限强

度 σ_f ，土体被破坏后压实。由于土被破坏，侧挤作用加大，因此水平向加固区宽度变大，故加固区不同于静载土中应力椭圆形分布而变为水平宽度加大的苹果

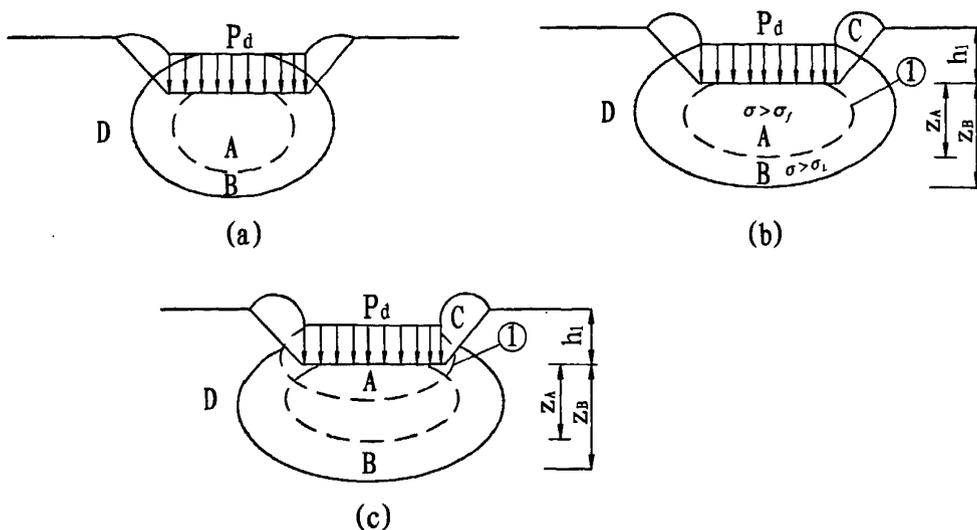


图 2-6 强夯加固模式

Fig.2-6 DCM reinforcement pattern

形。在该区外为次压实区，该区土应力小于土的极限强度 σ_f ，而大于土的弹性极限 σ_t ，即图 2-6 中的 B 区。该区土可能被破坏，但未被充分压实，或仅被破坏而未被压实，其原位测试结果具有一定波动性，故称为破坏削弱区。由于动应力远大于原来土的自重应力，坑底土在侧向被挤出时，坑侧土在侧向分力作用下将隆起，形成被动破坏区，即图 2-6 中的 C 区。D 区由于土动应力影响小，已不能破坏土体结构，强夯振动虽可使这一区产生响应，但不再使该区土体被压密或挤密。

2.4 真空动力固结与其它加固方法比较

2.4.1 真空动力固结与强夯法比较

真空动力固结与强夯法的不同之处首先在降水体系上，克服传统强夯法不能有效排除软土中孔隙水的不足，真空动力固结法在土体中植入真空轻型井点管降水系统，改善排水边界条件，加速土体固结，使施工周期显著缩短，并使夯击能充分作用在土颗粒骨架上，不被孔隙水所消耗。

其次两者的夯击能量加载次序不同。强夯法先用较大的夯击能加固深层土体，再用较小的能量加固浅层土体；真空动力固结法夯击能量由小到大逐步提高。对于含水量过高的土体，必须先以较少的能量使浅层土排水固结，强度增长，再逐步增加夯击能量，使深层土体也得到加固^[54]。

真空动力固结可有效消除“橡皮土”现象。对于饱和软粘土含水量高，透水

性差，强夯作用下，土体结构受到破坏，孔隙水压力消散速度过慢，则形成橡皮土。真空动力固结排水体系可有效加速超孔隙水压力的消散，控制孔压消散 85% 以上方可进行下一遍夯击，有效防止了“橡皮土”出现。

表 2-2 真空动力固结法与强夯法加固对比

Table 2-2 VDCM and DCM contrast

	真空动力固结法	普通强夯法
加固机理	夯击前先强行排水以不完全破坏土体结构强度为前提，根据土体强度提高情况，逐步增加能量的动力固结	大能量和能量积聚的动力固结
夯击方法	先轻后重，少击多遍	重锤多击
排水方法	设置排水体，同时使土体中形成微裂缝排水，排水与夯击有机结合	通常靠土体自身渗透性及夯击中形成的微裂缝
能量控制	①激发土体孔压，并使土体产生微裂缝，但又不完全破坏土体结构强度，不形成橡皮土； ②先轻后重，少击多遍，从上至下，逐步增大加固深度与范围。	靠控制夯击能增大影响深度
附加设施	强排水的真空井点	通常无需设置
运用范围	各种土体，包括低透水性、结构性强的粘性土、埋藏较深的土。	高透水性、无结构性土，埋藏不深的土。

2.4.2 真空动力固结与堆载预压法比较

堆载预压法加载系统为静力堆载，虽可使土体逐步固结，地基发生沉降，同时强度逐步提高，但需要的施工周期长、耗资大^[55]。真空动力固结法采用动静结合的加载系统，强度提高幅度大，施工工期比堆载预压法明显缩短、费用低廉。

2.4.3 真空动力固结与动力排水固结法比较

动力排水固结法被白冰称为“动静结合排水固结法”，将动力固结法与堆载预压法相互结合起来，需根据场地条件，工程情况与技术要求进行排水体系的设计，视需要设置水平排水体和竖向排水体系，然后填土至预定标高进行堆载预压，再行夯击^[56]。利用填土堆载预压和动力荷载加速排水固结。

真空动力固结与动力排水固结法相比不需进行堆载预压，施工工序简单，造价比动力排水固结法低。动力排水固结法虽在土体中植入了人工排水体系，但是在外力作用下的被动排水，真空动力固结则通过真空降水则属于主动降水，降水效果优于动力排水固结法的被动排水的降水效果。

2.5 小结

真空动力固结法着眼于直接改善地基土本身的力学性质，充分发挥土体本身的潜力，在较短时间内大幅度提高土体结构性能，已形成符合要求的均匀地基。

真空轻型井点管降水系统具有真空降水预压和真空排水消散超孔压两个作用。在真空降水预压力作用下，孔隙水慢慢排出，孔隙体积变小，有效应力增加，地基固结变形，地基土强度增长；在真空排水作用下，改变排水边界条件，增加排水通道，缩短排水距离，加速超孔压消散和孔隙水排出，因而大大加速地基的固结速率，有效防止“橡皮土”，提高土体的强度，缩短工期。

真空动力固结法与强夯法在排水边界条件和能量加载顺序上不同，可更有效处理软基；克服堆载预压法静力堆载施工周期长、耗资大缺点，缩短工期降低造价；与被动降水的动力排水固结法相比不需进行堆载预压，真空主动降水，提高降水效率，简便施工工序。

第3章 冲击荷载作用下土体动力特性有限元分析

3.1 引言

有限元分析 (FEA, Finite Element Analysis) 的核心思想是结构的离散化, 就是将实际结构假想地离散为有限数目的规则单元组合体, 实际结构的物理性能可以通过对离散体进行分析, 得出满足工程精度的近似结果来替代对实际结构的分析, 这样可以解决很多实际工程需要解决而理论分析又无法解决的复杂问题。

近年来随着计算机技术的普及和计算速度的不断提高, 有限元分析在工程设计和分析中得到了越来越广泛的重视, 已经成为解决复杂的工程分析计算问题的有效途径。目前流行的 CAE 分析软件主要有 NASTRAN、ADINA、ANSYS、ABAQUS、MARC、MAGSOFT、COSMOS 等。

本文采用 ABAQUS 软件对冲击荷载作用下土体动力特性进行三维非线性大变形有限元模拟分析。由于对强夯加固机理还没有完全认识清楚, 也未形成一套成熟的设计计算方法, 因此《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002 第 5.1.2 条规定: 强夯施工前, 应在施工现场有代表性的场地上选取一个或几个试验区, 进行试夯或试验性施工。目前强夯试验性研究费用都比较高, 以首钢津唐钢铁厂真空动力固结试验研究为例, 为保证地基处理的安全可靠性, 其试验费用高达几十万元。因此我们希望能通过有限元软件 ABAQUS 对夯击试验过程进行模拟, 采用优化设计方案, 降低成本。通过模拟试验方案, 致力于减少试验次数, 从而减少试验经费, 优化施工参数, 提高地基处理质量等方面进行有益的探索。

3.2 ABAQUS 软件简介

3.2.1 ABAQUS 软件综述

ABAQUS 是一套功能强大的有限元软件, 可以分析复杂的固体力学、结构力学系统, 特别是能够驾驭非常庞大复杂的问题和模拟高度非线性问题, 解决问题可以从相对简单的线性分析到最富有挑战性的非线性分析^[57]。ABAQUS 具备十分丰富的、可模拟任意实际形状的单元库, 并与之对应拥有各种类型的材料模型库, 可以模拟大多数典型工程材料的性能, 其中包括金属、橡胶、高分子材料、复合材料、钢筋混凝土、可压缩弹性的泡沫材料以及岩石和土这样的地质材料。

ABAQUS 为用户提供了广泛的功能, 使复杂的问题也可以容易地建立模型。例如复杂的多部件问题可以通过对每个部件定义材料模型和几何形状, 然后再把它们组装起来而构成。在大部分模拟分析问题中, 甚至在高度非线性问题中^[58], 用户也只需要提供结构的几何形状、材料性能、边界条件和荷载工况这样的工程数据就可以进行分析。在非

线性分析中, ABAQUS 能自动选择合适的荷载增量和收敛精度, 并在分析过程中不断地调整参数来保证有效地得到高精度的解。

3.2.2 ABAQUS 软件模块

ABAQUS 有两个主求解器模块: ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit。ABAQUS 还包含一个全面支持求解器的图形用户界面, 即人机交互前后处理模块 ABAQUS/CAE。此外 ABAQUS 对某些特殊问题还提供了专用模块来加以解决。

ABAQUS/CAE (前后处理)

ABAQUS/CAE 是 ABAQUS 有限元分析的前后处理模块, 也是建模, 分析和仿真的人机交互平台。该模块根据结构的几何图形生成网格, 将材料和截面的特性被分配到网格上, 并施加载荷和边界条件。该模块可以进一步将生成的模型投入到后台的分析模块运行, 对运行情况进行监测, 并对计算结果进行后处理。

ABAQUS/Standard (通程序)

ABAQUS/Standard 是一个通用分析模块, 它能够求解广泛的线性和非线性问题, 包括结构的静态、动态、热和电反应等。对于通常同时发生作用的几何、材料和接触非线性采用自动控制技术处理。ABAQUS 拥有 CAE 工业领域最为广泛的材料模型, 它可以模拟绝大部分工程材料的线性和非线性行为。

ABAQUS/Explicit (显示分析)

ABAQUS/Explicit 是利用对事件变化的显示积分求解动态有限元方程。该模块适合于分析像冲击和爆炸这样短暂、瞬时的动态事件, 对高度非线性问题也非常有效, 包括模拟加工成形过程中改变接触条件的问题。

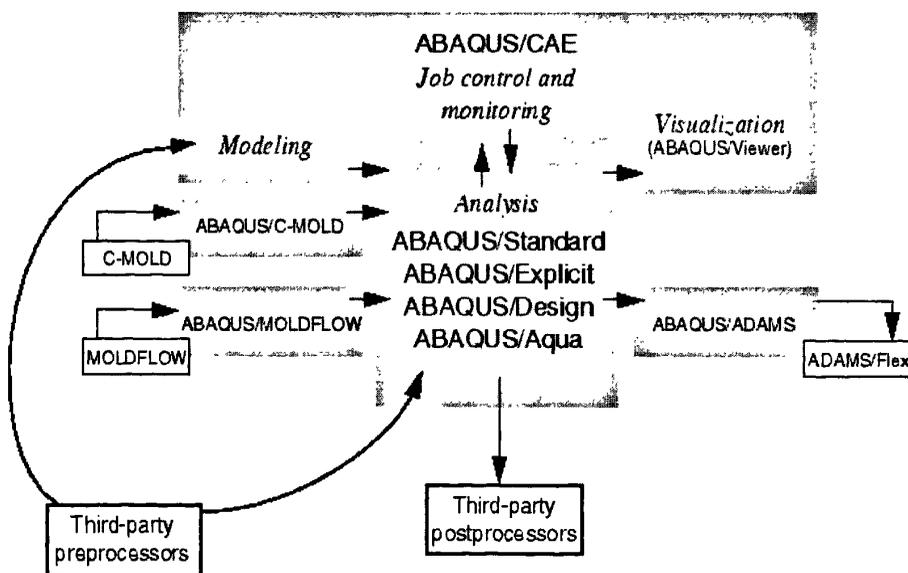


图 3-1 ABAQUS 模块结构

Fig.3-1 ABAQUS module structure

3.2.3 ABAQUS 软件在土木工程中应用

ABAQUS 在土木工程中被广泛用于岩土工程^[59]、道路^[60]、桥梁和高层建筑物结构^[61]分析等领域, ABAQUS 作为公认的非线性有限元分析软件是解决土木行业的各类问题最有力工具, 在开挖、钻探、施工、渗流、支护等分析中有着丰富的研究实例和广阔的应用前景, 并提供了一系列行之有效的有限元分析解决方案。ABAQUS 的有限元分析能力已经被全球各大建筑设计单位所检验并得到了广泛的认可。其中典型用户有: GeoConsult、意大利结构与试验模型研究所、林同炎国际公司等, 国内客户有北京水利科学院, 武汉长江科学院, 江钻股份有限公司, 清华大学、上海交通大学、华中科技大、武汉大学等高校的土木学院。

ABAQUS 提供了丰富和强大的混凝土, 土壤和岩石本构模型。这些本构模型包括: 扩展的 Druker-Prager 模型, 适合于沙土等粒状材料的模拟; Capped Drucker-Prager 模型, 适合于地质、隧道挖掘等领域; Cam-Clay 模型, 适合于粘土类材料的模拟; Mohr-Coulomb 模型, 这种模型与 Druker-Prager 模型类似; 混凝土材料模型, 适合于混凝土弹塑性破坏过程的模拟, 包括利用弹性断裂概念分析拉伸断裂, 混凝土-钢筋交互作用以及裂纹出现后的响应。

3.2.4 ABAQUS 软件在本模型中的应用

冲击荷载作用下土体动力特性有限元分析模型是考虑动力冲击荷载作用下高度的材料非线性和几何非线性、具有复杂接触面的分层土大变形有限元分析模型。

冲击荷载作用下土体动力特性有限元分析模型若运用线性理论模拟则与实际情况不吻合, 涉及的许多问题如材料的破坏与失效、裂纹扩展等仅靠线性理论无法解决, 必须进行非线性分析求解, 同时考虑土体的大位移、大应变(几何非线性)和塑性(材料非线性)。众所周知, 非线性问题的求解是很复杂的, 它不仅涉及到很多专门的数学问题, 还必须掌握一定的理论知识和求解技巧, 学习起来也较为困难。像 NASTRAN 等软件的线性有限元分析系统比较完善, 但非线性有限元分析不够强大。ABAQUS 公司花费了大量的人力和物力开发非线性求解分析软件, 被公认为解决土木行业的各类问题最有力的非线性有限元分析软件工具。ABAQUS 不仅具有高效的非线性求解器、丰富而实用的非线性材料库, 同时还具有隐式和显式两种时间积分方法, 为本文有限元分析模型的建立提供了有利保证。

有限元软件由于结构离散后的网格质量直接影响到求解时间及求解结果的正确性与否, ABAQUS 开发商加大了其在网格处理方面的投入, 使网格生成的质量和效率都有了很大的提高, 保证了本文模型分析结果的精度和可靠性。

3.3 土体材料的本构模型

3.3.1 扩展 D-P 模型简介

土体材料的基本特点主要有:

(1) 土体是一种由固体颗粒组成的非均质、非线性的材料，在加荷过程中其变形性态是非常复杂的，易受应力水平、应力历史和应力路径的影响，且其自身具有可变性和不确定性。

(2) 土的非线性变形性态受多种因素的影响，例如颗粒结构组成、孔隙比、密度、固结度、荷载特性、加载过程和渗流压力以及与时间有关的粘性和流变效应等。

由于土体材料上述复杂的非线性特性，因此试图选择一种数学力学模型来反映这些复杂关系的所有特点是非常困难的，有时即使找到了这种模型，也可能因为它太复杂而难以应用到实际计算分析中去。因此，有限元计算的本构模型和参数确定是针对具体工程问题中土体的变形性态来确定的。

因 Mohr-Coulomb 屈服面在偏平面的屈服面为六角形，进行塑性分析时因角隅处塑性流动方向不唯一会引起收敛困难。后来研究者对该模型提出了修正，最为典型是 Drucker-Prager 模型^[62]，经典的 Drucker-Prager 模型通过屈服面在偏平面上外接或内切于 Mohr-Coulomb 六角形确定的屈服方程来描述岩土类工程材料。

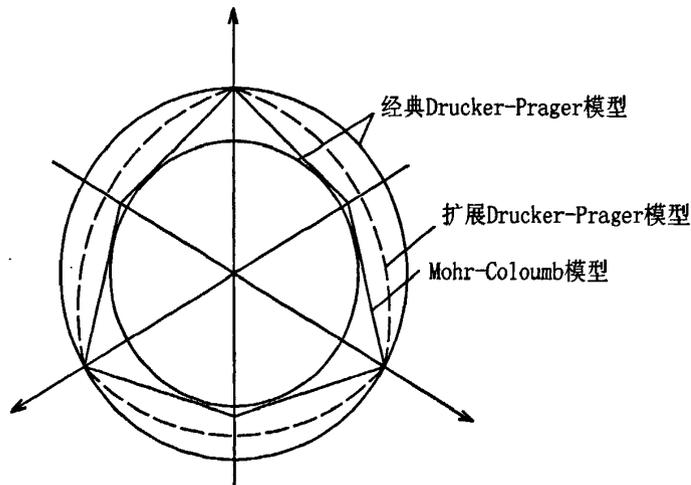


图 3-2 π 平面上不同屈服准则对应的屈服线图

Fig.3-2 Yeldded curve of different yielded criterion on the π plane

本文采用扩展的 D-P 模型来描述土体本构关系。对于土与岩石类的非金属颗粒材料，采用 ABAQUS 中专门为金属材料所提供的扩展的 D-P 模型 (Extended Drucker-Prager Models)。该模型是在德鲁克-普拉格 (Drucker-Prager) 理想弹塑性模型的基础上进行功能扩展，容许材料等向硬化或软化，是在 ABAQUS 有限元软件中采用的岩土类材料的弹塑性本构模型。

这类材料的屈服准则基于子午面 (π 平面) 上的屈服面的形状。在 ABAQUS/Standard 中屈服面可以是线性的、双曲线形的或者是指数形，见图 3-3；在 ABAQUS/Explici 中仅采用线性的。

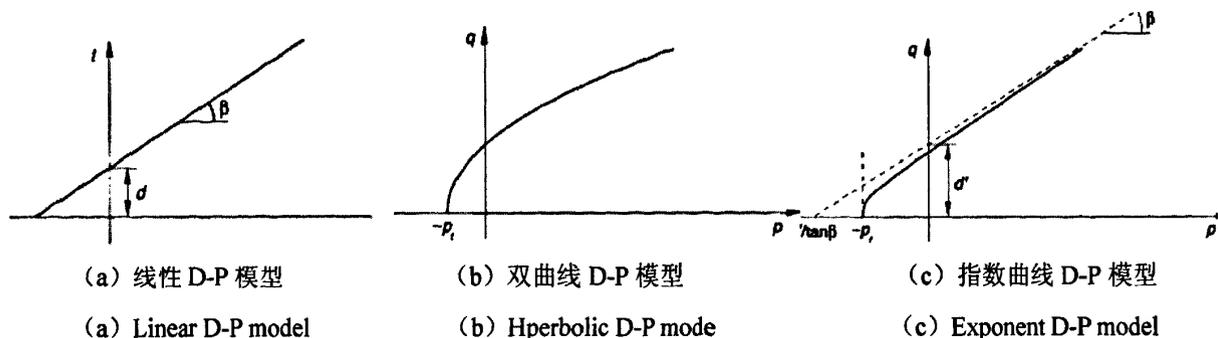


图 3-3 扩展 D-P 模型屈服面形状

Fig.3-3 Yield surfaces of Extended Drucker-Prager models

3.3.2 线性 Drucker-Prager 模式

在本文中采用线性 Drucker-Prager 模式, Drucker-Prager 模式在 ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit 中均适用, 该模式根据三个应力不变量来表达。它提供了一个在偏平面 (π 平面) 里可能的非圆弧屈服面, 以符合在三轴拉伸或压缩的不同的屈服面, 同时提供了偏平面里的无弹性流及各自的膨胀角和摩擦角。通过输入数据参数定义子午面和偏平面中屈服面和流动面的形状及无弹性行为的其它特性。

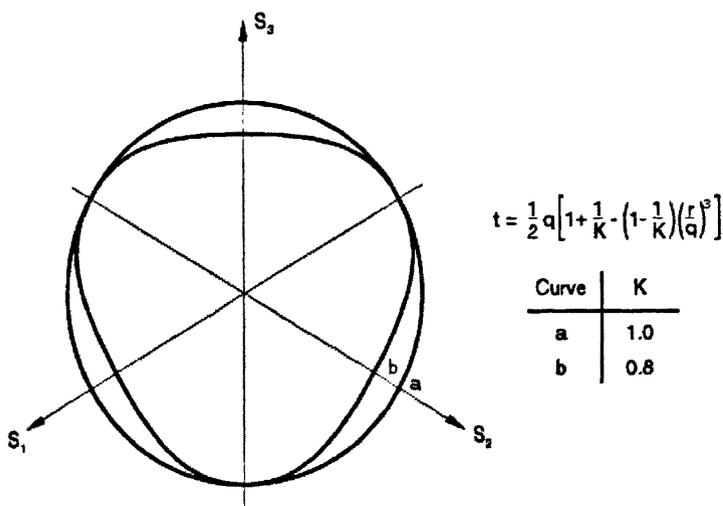


图 3-4 偏平面中典型的线性模式屈服面

Fig.3-4 In the leaning plane the typical liner model yield surface

线性 D-P 屈服准则为:

$$F = t - p \tan \beta - d = 0,$$

式中: $t = \frac{1}{2} q \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right];$

$\beta(\theta, f_i)$ 线性屈服面在 p-t 应力平面中的坡度, 通常指的是材料的摩擦角;

d 为材料的粘聚力;

$K(\theta, f_i)$ 三轴拉伸下的屈服应力与三轴压缩下的屈服应力的比率, 因而, 控制了

屈服面对中间主应力的依赖关系。

当 $K=1$ 时 $t=q$ ，意味着在偏主应力平面 (Π 平面) 中屈服面为 $Mise$ 圆，此时三轴拉伸和压缩下的屈服应力相同。为保证屈服面为外凸的需要满足 $0.778 \leq K \leq 1.0$ 。

3.4 地基模型建立

3.4.1 问题描述及基本假定

本文采用三维非线性有限元方法对冲击荷载作用下土体动力特性进行模拟，以夯击能 $1000\text{kN}\cdot\text{m}$ 冲击荷载作用下一次夯击后土体变化特性为例，力图反映土体的应力场、位移场、加速度场等动态响应特征。

由于土体动力特性的影响因素较多，土体变形特征也很复杂，为反映影响土体动力特性的主要因素，对本模型作了如下假设：

- (1) 模拟范围内的地基土被视为均匀各向同性的弹塑性半无限空间体；
- (2) 不计夯锤与地基土间的水平方向摩擦；
- (3) 不计夯锤冲击土体过程中产生的声、热能造成的能量损失；
- (4) 考虑土的自重应力场，并将其作为初始条件进行计算分析。

3.4.2 几何模型

夯锤自由下落冲击地面，引起地基土的动力响应是一个空间轴对称问题。为节省计算机资源，几何模型可对称选取整个模型的 $1/4$ 考虑，但为了反映模型的完整性和可视性，仍选取完整的模型进行模拟分析。

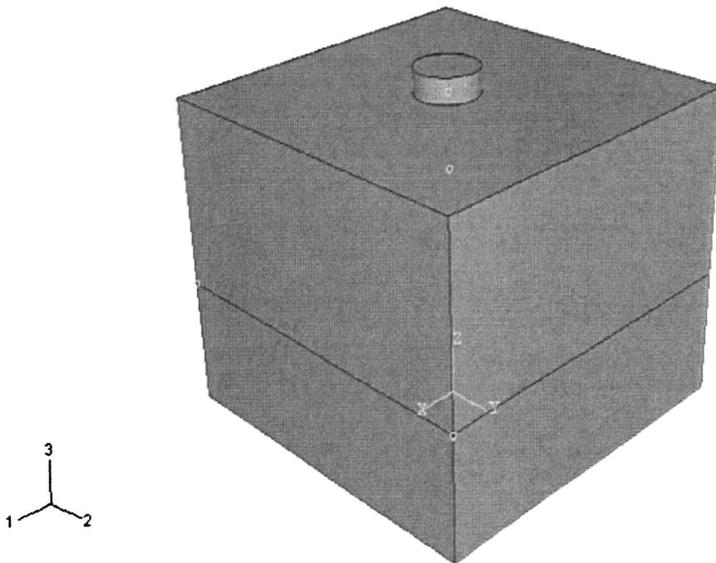


图 3-5 地基几何模型

Fig.3-5 Geometrical model of foundation

施工中采用底面为圆形的夯锤，为此选用的夯锤几何模型尺寸为直径： $D=2.2\text{m}$ ，高

$H=0.8\text{m}$, $\rho=3946\text{Kg}/\text{m}^3$, $G=12\text{t}$ 。

考虑到夯锤对土体水平影响范围和竖向影响范围, 选取地基土水平面边长为 12m , 竖向边长为 10m 。地基土分两层, $1\sim 6\text{m}$ 为第一层土; $6\sim 10\text{m}$ 第二层土。几何模型见图 3-5。

3.4.3 边界条件

工程实践表明, 地基土的加固效应主要在一定范围内, 加固范围以外的土体可认为不受冲击作用的影响, 其变形可忽略。为了研究方便, 设定的边界条件如下:

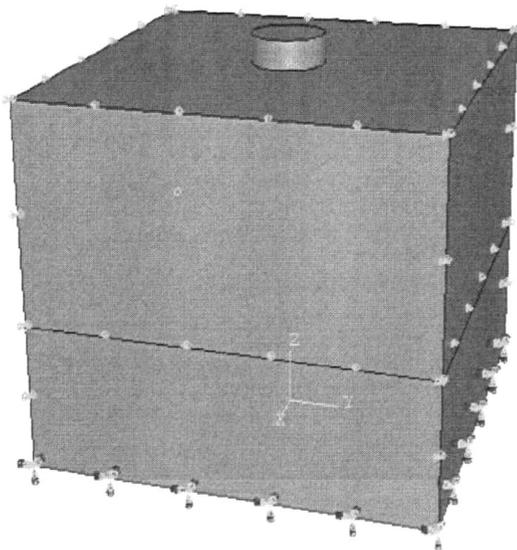


图 3-6 地基模型边界条件

Fig.3-6 Foundation model boundary condition

- (1) 地基表面边界: 地基表面为自由边界, 不设置边界约束条件。
- (2) 地基侧面边界: 沿地基表面法线方向, 约束其水平位移。设置此约束条件, 用来模拟周围土体对真空动力固结影响范围内的土体即本模型中的地基土约束条件。
- (3) 地基地面边界: 假设地基深层土体受夯击能影响可忽略, 其沿各个方向的位移变形和转角为零。故约束地基地面边界各方向的位移和转角。

3.4.4 网格划分

ABAQUS 中几何模型的建立采用特征建模 (feature-based modeler) 的方式。通过对基本特征 (base feature) 进行修改或增加新的特征形成几何模型。有限元网格划分的目的是对物理模型的几何外形进行离散, 进而形成刚度矩阵。网格由单元和节点组成, 其划分主要考虑网格的数量和密度。

距离夯击处近的地基土受影响比较大，有较大的变形和应力，对模拟精度要求高，应采用较密的网格划分；而在离夯锤较远处由于受冲击荷载的影响较小，可以采用稀疏的网格划分以减少对计算资源的占用。

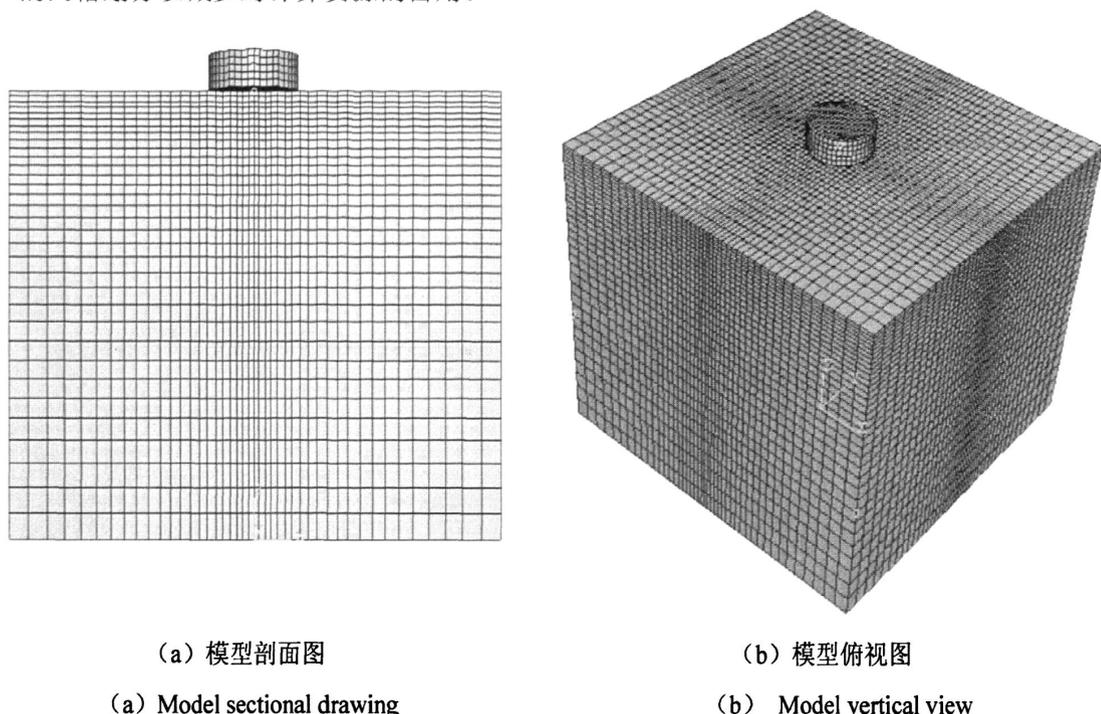


图 3-7 有限元网格划分

Fig.3-7 Meshing of finite element

水平方向的网格密度从夯锤中心至四周按几何等比数列逐渐稀疏，最密处的网格密度为稀疏处网格密度的 4 倍。竖直方向网格密度按土层深度由深变浅，网格密度按几何等比数列逐渐稀疏，最密处网格密度为稀疏处的 5.25 倍。

3.4.5 初始地应力

地层中存在着的初始地应力主要是由于岩石、土体的自重和地质构造作用的结果，是地层处于天然条件下所具有的内应力。岩土工程的特点决定了分析手段多为增量分析，在增量分析中，分析域内的应力总是由应力增量加上初始应力而得，即初始地应力从一开始就影响分析过程；另一方面岩土材料的刚度与应力状态有关，因此在岩土工程数值计算中，必须重视初始地应力场问题。

在 ABAQUS 中初始应力场是通过如下方式实现的，土体中含有地应力，而这种地应力和外荷载重力的关系符合模型的内力和外荷载两者相平衡。因此在计算中，如果给一个初始工况，给土体施加地应力的同时施加重力，则土体的地应力和重力两者相平衡，模型的变形充分小，可认为形成了地应力场。

3.4.6 模型参数说明

土体为服从线性扩展 Drucker-Prager 屈服准则的均质弹塑性体，定义本构模型需要

向ABAQUS 提供若干材料特性选项和必要的参数。定义的参数包括密度 ρ 、杨氏模量 E 、泊松比 ν 、应力流动率 K 、摩擦角 ϕ 和膨胀角 ψ 。

密度 ρ 、杨氏模量 E 可通过试验确定；泊松比 ν 由经验确定；应力流动率 K 可以通过室内三轴试验确定；摩擦角 ϕ 可以通过室内试验和经验关系确定；除了严重超固结的土层，一般粘土层的剪胀角很小（ $\psi \approx 0^\circ$ ）。砂土剪胀角的大小取决于土体的密实度和内摩擦角。对于摩擦角 $\phi < 30^\circ$ 的土体，剪胀角几乎为零。只有对于极松散的砂土，剪胀角才 ψ 可能为出现负值。土体杨氏模量 E 和泊松比 ν 典型参数见表3-1。

表 3-1 土体参数的典型值 (Bowles, 1996)

Table 3-1 Typical values for soil (Bowles, 1996)

土类	杨氏模量 E /MPa	土类	泊松比 ν
粘土		粘土, 饱和	0.4-0.5
很软	2-15	粘土, 不饱和	0.1-0.3
软	5-25	砂质粘土	0.2-0.3
中等	15-50	淤泥	0.3-0.35
硬	50-100	砂土, 砾砂	0.1-1.0
砂土		黄土	0.1-0.3
淤泥质	5-20	通常使用	0.3-0.4
松散	10-25	混凝土	0.15
密实	50-81	岩石	0.1-0.4 (与岩类有关)

本模型中选取的参数如下：

表 3-2 扩展 Drucker-Prager 模型输入参数

Table 3-2 Input parameters of the Extended Drucker-Prager models for ABAQUS

参数 实体	密度/ ρ (Kg/m^3)	杨氏模量/ E (MPa)	泊松比/ ν	应力流动率/ K	摩擦角/ ϕ (o)	膨胀角/ ψ (o)
夯锤	3946	210	0.3			
第一层土	1750	9	0.29	1	23	0
第二层土	1860	12	0.35	1	28	0

3.4.7 荷载设置

夯锤从高空落下，ABAQUS计算其在重力影响下的运动。然而，这种方法是不现实的，因为完成夯锤“自由落体”过程的模拟需要大量的时间增量，将耗费大量计算机资源。事实上，人们更关心夯锤与地基相接触至最终静止所产生的一系列土体动力响应过程，因此更为有效的办法是模拟夯锤在一个十分接近于地面的初始位置，并指定一个落地速度场来模拟夯锤的高空下落过程。按照夯锤的不同落距，可根据公式 $V = \sqrt{2gh}$ 计算夯锤的落地速度。

3.5 土体动力效应的有限元分析

3.5.1 夯锤运动动力特性

对于强夯产生的冲击荷载,很多学者都进行过理论研究和实际观测,钱家欢等人应用边界元法,蒋鹏等人采用动力接触有限元法,孔令伟等人通过积分变形和传递矩阵法,都得出了相似的动应力与接触时间的关系曲线,这些研究分析为强夯冲击荷载的简化模式提供了一定的理论依据。

根据实测结果,夯锤对地面冲击碰撞过程中,应力波为一尖峰,均没有明显的第二应力波,作用时间为0.04~0.2秒。吴铭炳、李本平^[63]等人将强夯产生的瞬态荷载简化成三角形,荷载模型的升压时间和降压时间相等,但实际夯锤接触应力的受多种因素影响,因此三角形应力简化模型不足之处是比较明显的。然而通过有限元模拟夯锤冲击土体,可以对夯锤的运动形式进行详尽的研究。

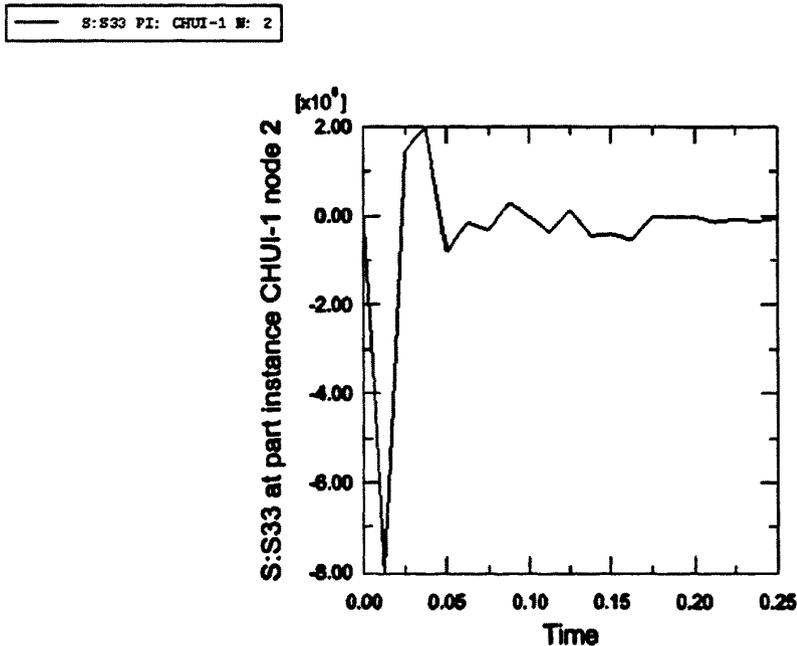


图 3-8 锤底竖向应力 (S33) 时程曲线

Fig.3-8 Hammer bottom vertical stress (S33) time interval curve

锤底竖向应力如图3-8所示。ABAQUS有限元模拟结果表明,夯锤对地面冲击碰撞过程中,应力波为一尖峰,第二应力波不明显,并且第一应力波的升压时间和降压时间基本相等,0.05秒以后应力波呈振荡衰减状。模拟结果与吴铭炳、李本平等人的强夯瞬态荷载简化模型吻合较好,但有限元模拟对锤底应力变化过程的描述更为详细。

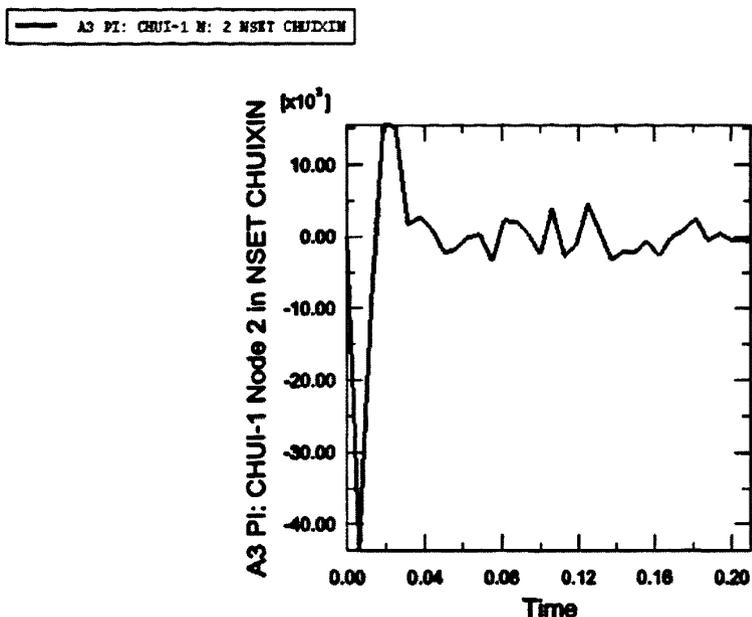


图 3-9 锤体运动加速度时程曲线

Fig.3-9 Hammer body movement acceleration time interval curve

夯锤运动加速度时程曲线见图3-9。锤体夯击土体过程中，加速度发生剧烈变化。在0.03秒时间内，锤体加速度变化幅度最大，随时间推移加速度幅值也迅速衰减。在0.03~0.20秒时间内，加速度幅值衰减相对较慢，呈波动振荡状态。在0.20秒时间后，加速度逐渐趋于0。锤体运动加速度时程曲线与夯锤对地面冲击碰撞作用时间为0.04~0.2秒的结论基本吻合，也是对实测规律的进一步验证。

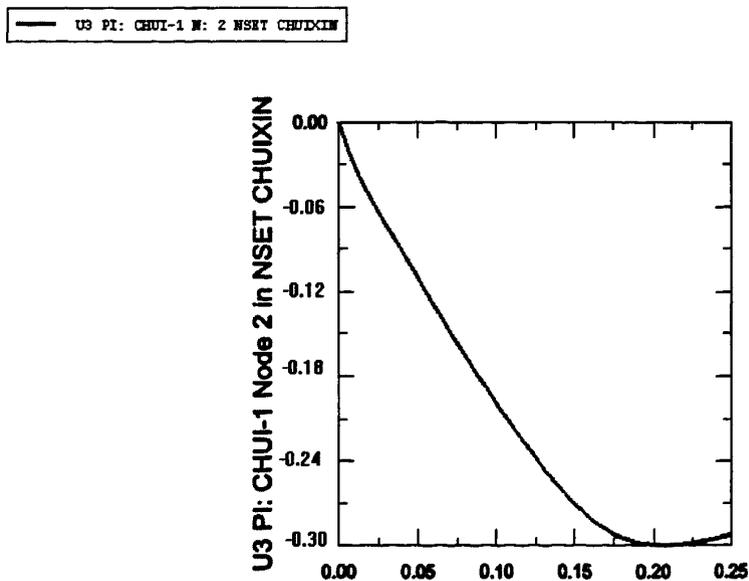


图 3-10 锤体运动位移时程曲线

Fig.3-10 Hammer body movement displacement time interval curve

锤体运动位移时程曲线见图3-10。锤体冲击土体，位移不断增长，在0.2秒左右位移值达到最大。0.2秒后锤体位移减小，表明锤体与土碰撞过程中锤体发生回弹，夯锤与土体短暂分离，这一分析结果也与工程实际相吻合。

3.5.2 地基土动力响应特性

要真正弄清加固的机理，有必要对地基土在冲击荷载作用下的动应力、密度分布规律与衰减特性以及有效加固范围有较深入地认识和研究。

采用差分法和有限元法模拟地基土应力场的分布规律所采用的接触应力，是用一维线性弹性模型所确定的，用此边界条件来进行三维非弹性甚至弹塑性分析，显然是不尽合理的，它没有把夯锤的运动特性与土体作为一个整体来考虑^[64]。采用边界元法虽在求解边界应力方面取得较满意的结果，但未考虑夯锤自重的影响主要适用于均质地基。

本文采用三维弹塑性模型，对冲击荷载作用下的土体动应力、位移和土体密度分布变化规律进行了分析。

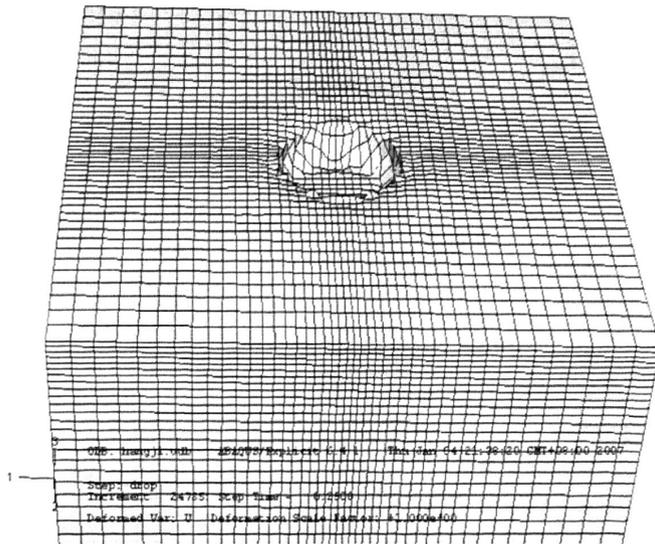


图 3-11 夯坑形状示意图

Fig.3-11 Tamping hole shape schematic drawing

夯坑形状见图3-11。由图可见，夯坑周围网格发生剧烈变形，表明夯坑下土体受到强烈破坏。夯坑土体产生几十公分沉降，夯坑周围土体有少量隆起，符合施工现场的观测结果。

锤下夯坑土体位移、应力和密度变化规律

本文的模拟结果较符合现场实测规律，夯坑的最终形状如图3-12所示（图中 $x=2.5\text{m}$ 处对应于夯锤底面中心）。由图3-12可见锤的边缘其位移大于锤中心位移，说明锤边缘反力要大于锤中心反力。对此推断，图3-13给予了很好证明。

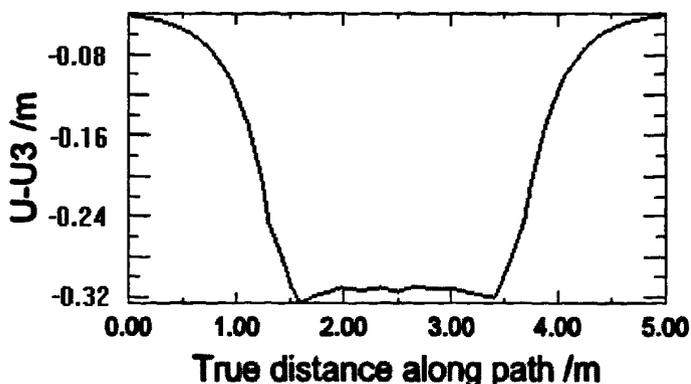


图 3-12 夯坑土体位移变化曲线

Fig.3-12 Tamping hole shifting of earth change curve

模拟结果表明夯锤面积内的夯坑接触反力的分布是有一定规律的：即愈到锤的边缘其反力愈大，在地基表面产生的接触应力也就愈大。如图3-13所示(图中 $x=2.5\text{m}$ 处对应于夯锤底面中心)接触应力沿锤底近似呈马鞍形分布，同实际情况相符。

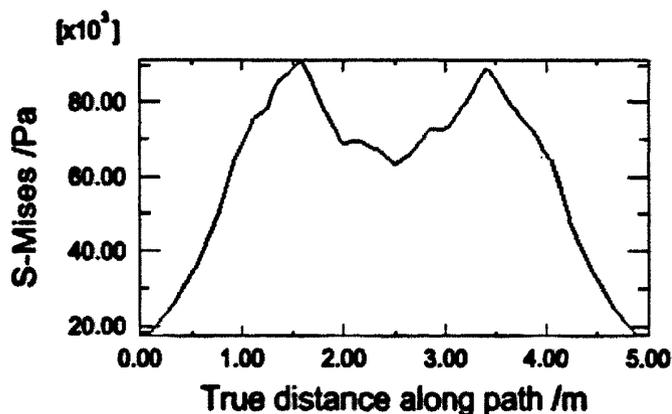


图 3-13 夯坑土体应力变化曲线

Fig.3-13 Tamping hole soil body stress variation curve

接触应力沿锤底近似呈马鞍形分布的特点又决定了锤下土体密度也将沿马鞍形变化，如图3-14所示(图中 $x=2.5\text{m}$ 处对应于夯锤底面中心)。夯锤边缘应力大，土体受挤压效果明显，密度提高幅度较大，由 1750 Kg/m^3 提高到 1782 Kg/m^3 ；夯锤中心应力相对较小，密度提高幅度要相对小些，由 1750 Kg/m^3 提高到 1764 Kg/m^3 。夯锤两侧土体密度提高幅度随离夯锤中心距离的增大而逐步减小。

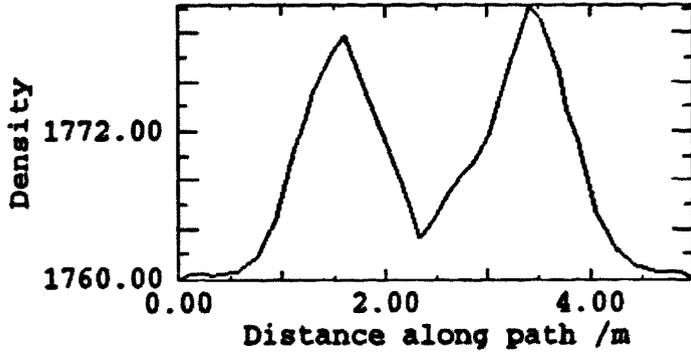


图 3-14 夯坑土体密度变化曲线

Fig.3-14 Tamping hole soil body density change curve

土中竖向位移随深度变化规律

夯锤中心下方土中竖向位移随深度变化见图3-15，可以看出土中竖向位移随深度逐渐衰减，在夯坑下方竖向位移最大，随着与夯坑中心竖向距离的增加，位移迅速减小。

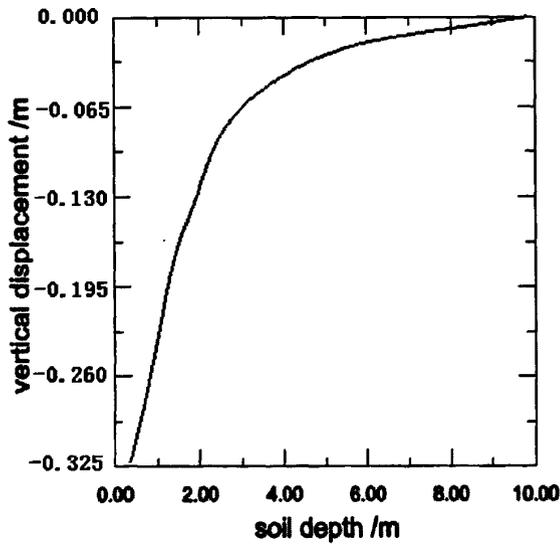


图 3-15 土中竖向位移随深度变化

Fig.3-15 In earth vertical displacement along with depth change

土体动应力变化规律

图3-16~图3-19为土体在第一击夯击作用下Mises应力等值云图。可以看出，土中Mises应力随时间的变化以夯坑为中心向外扩散，其影响区域似椭圆形，侧向影响半径距夯坑中心约 $1.4D$ (D 为夯锤直径)。随着时间的增长，其竖向影响范围在扩大，但Mises应力大小逐渐衰减。

由Mises应力等值云图可见在冲击力作用下土中形成一应力脉冲波，浅层土体受到强烈破坏，应力达到屈服值，产生弹塑性变形；深层土体受影响程度较小，尚未达到屈

服条件，发生弹性振动。冲击波过后土体应力不再恢复到原有数值，此时土体在新的平衡位置作逐渐衰减的弹性振动，至最终静止。

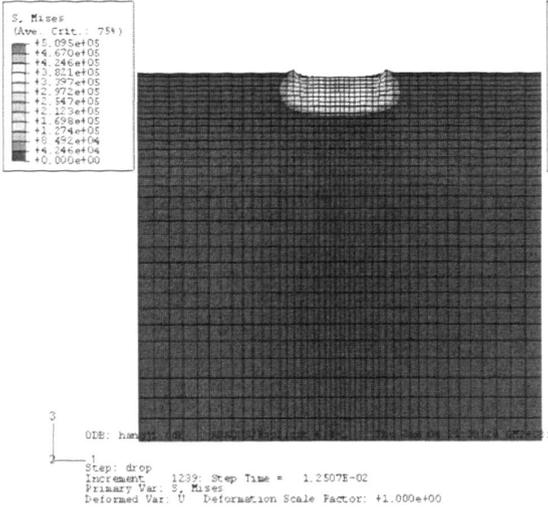


图 3-16 $t=12.5\text{ms}$, Mises 应力等值云图

Fig.3-16 $t=12.5\text{ms}$, Mises stress equivalent cloud chart

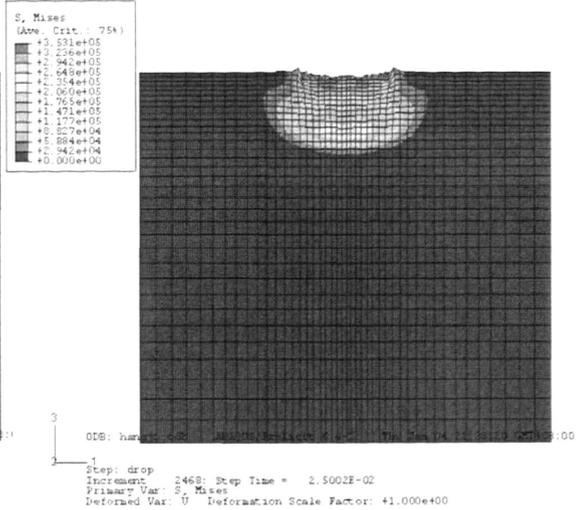


图 3-17 $t=25\text{ms}$, Mises 应力等值云图

Fig.3-17 $t=25\text{ms}$, Mises stress equivalent cloud chart

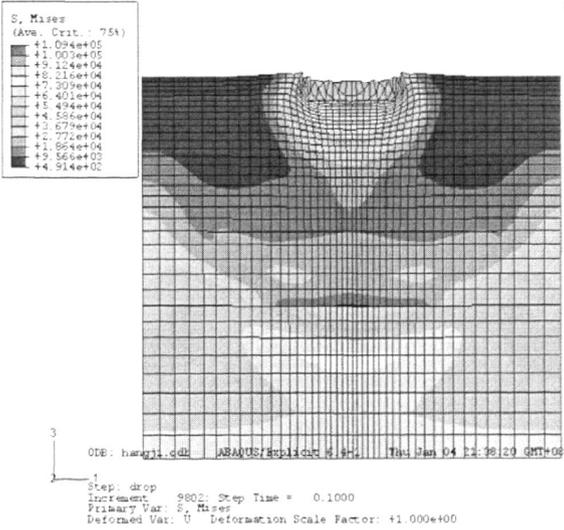


图 3-18 $t=0.1\text{s}$, Mises 应力等值云图

Fig.3-18 $t=0.1\text{s}$, Mises stress equivalent cloud chart

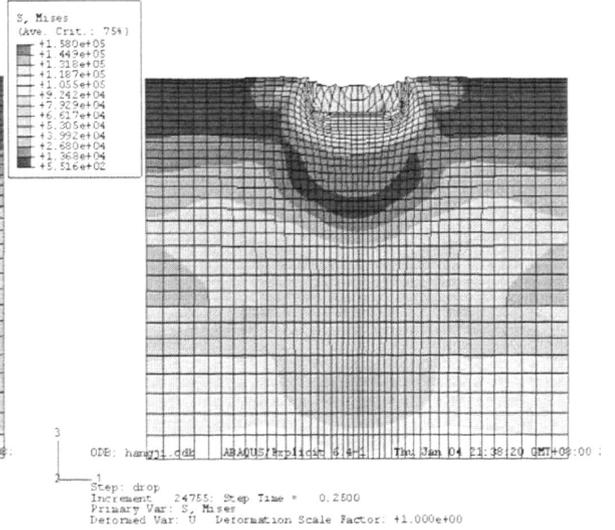


图 3-19 $t=0.25\text{s}$, Mises 应力等值云图

Fig.3-19 $t=0.25\text{s}$, Mises stress equivalent cloud chart

土体密度变化规律

夯后土体密度变化如图3-20~图3-22, 夯后土体密度场可分为几个区, 夯锤下加固区的形状为椭球体, 这一区主要在震动波中的压缩波的反复作用下, 土体结构遭到破坏, 产生了不可恢复的塑性变形, 孔隙被压缩、填充, 土体密度增大。压缩波在压实土体的同时, 受到土体的反射与折射, 随着深度的增加, 能量在逐渐衰减, 压密作用逐渐削弱。而夯锤

侧面的表层土体由于竖向压力小,在侧向挤压力、震动波中的剪切波的作用下土体扰动加剧,会致使土体密度减小。

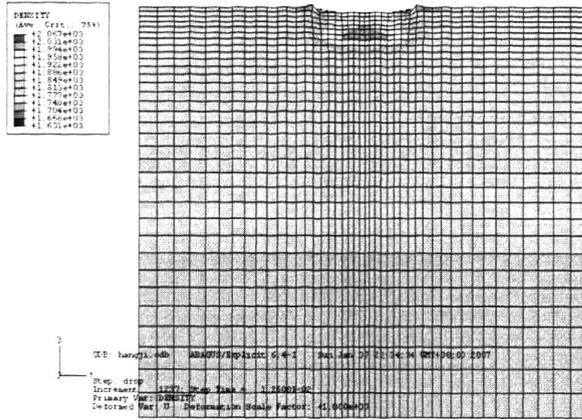


图 3-20 $t=12.5\text{ms}$, 土体密度等值云图

Fig.3-20 $t=12.5\text{ms}$, Soil body density equivalent cloud chart

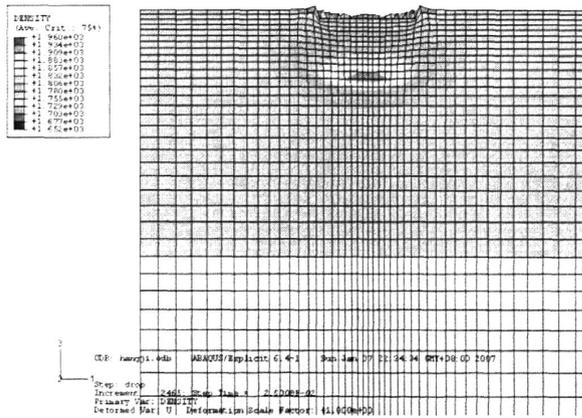


图 3-21 $t=25\text{ms}$, 土体密度等值云图

Fig.3-21 $t=25\text{ms}$, Soil body density equivalent cloud chart

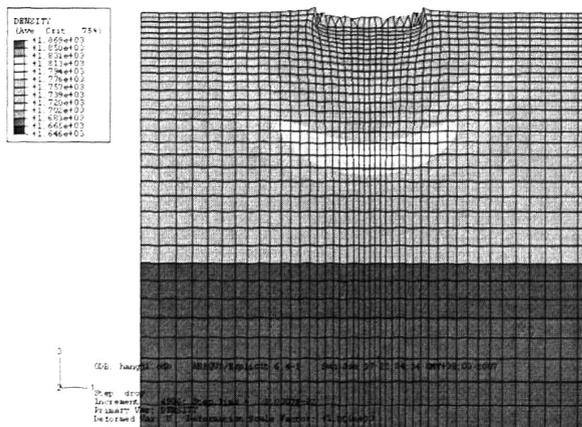


图 3-22 $t=50\text{ms}$, 土体密度等值云图

Fig.3-22 $t=50\text{ms}$, Soil body density equivalent cloud chart

土体位移变化规律

在冲击荷载作用下，土中位移形成一脉冲波，脉冲波峰到来时间从夯锤与地面作用处向下逐渐推后，反映了位移在土中的运动。脉冲波过后，土中仍有位移传播，但位移幅值减小。土体位移变化规律见图3-23~图3-25。

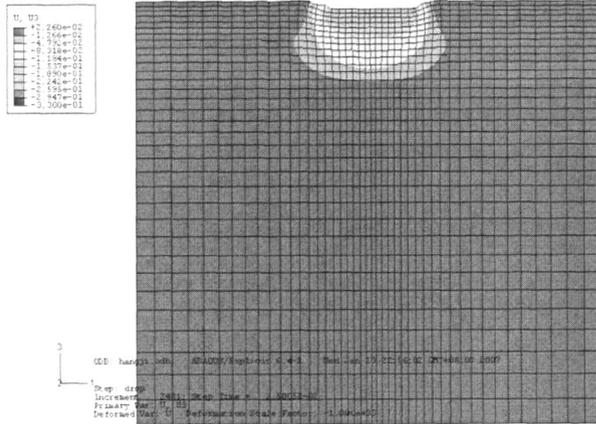


图 3-23 $t=25\text{ms}$ ，土体位移等值云图

Fig.3-23 $t=25\text{ms}$, shifting of soil equivalent cloud chart

位移云图以夯锤中心向外扩散， $t=25\text{ms}$ 时刻，影响区域似苹果形。

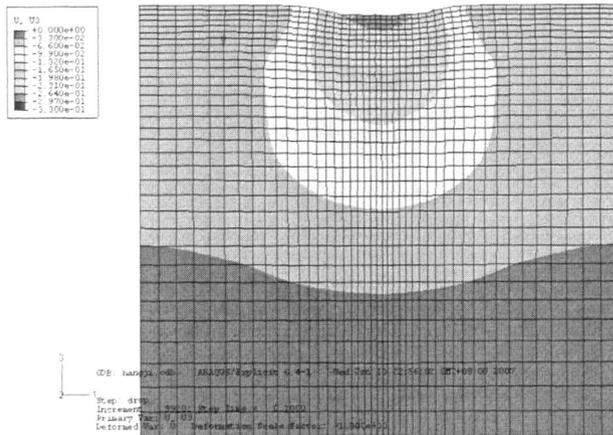


图 3-24 $t=0.1\text{s}$ ，土体位移等值云图

Fig.3-24 $t=0.1\text{s}$, shifting of soil equivalent cloud chart

随时间增长，土体径向和竖向加固范围不断扩大。坑下加固深度达到 $2.5D$ (D 为夯锤直径)甚至更大。竖向位移随夯锤中心逐渐衰减。

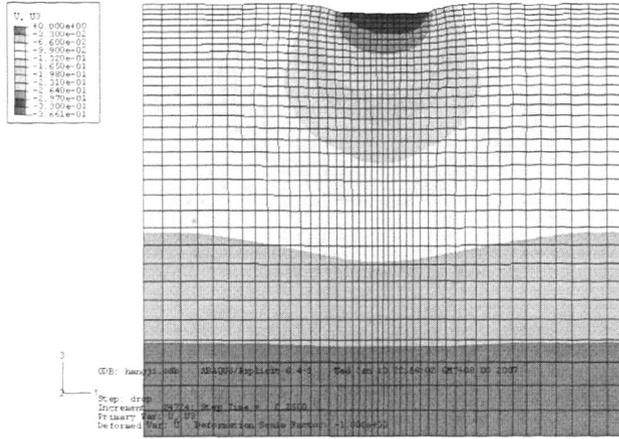
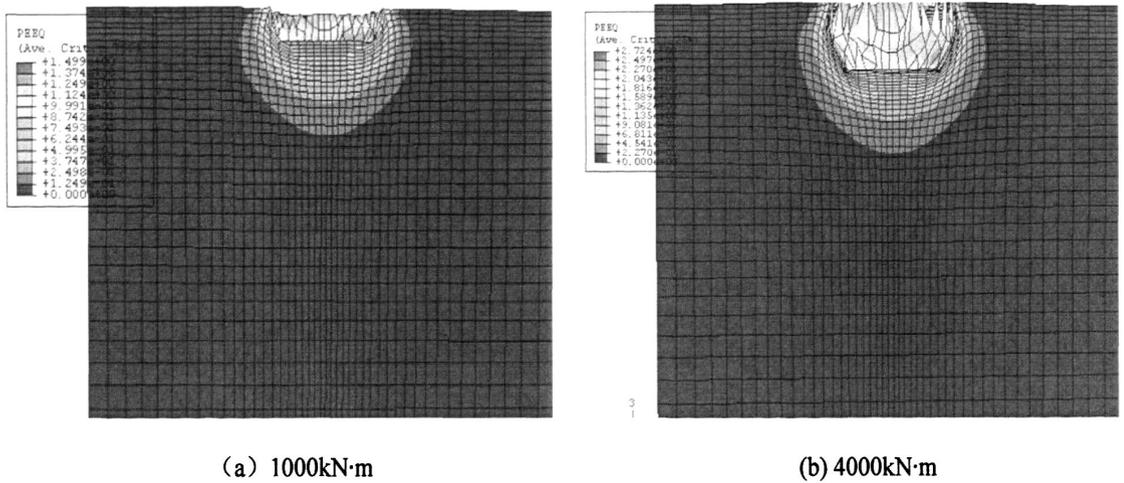


图 3-25 $t=0.25s$, 土体位移等值云图

Fig.3-25 $t=0.1s$, shifting of soil equivalent cloud chart

夯坑下土在冲击荷载作用下发生弹塑性变形，位移较大，冲击波过后土不能恢复到原位置，产生永久变形。深度较大的未进入塑性状态的土，在新的平衡位置附近作逐渐衰减的弹性振动，直至最终静止。

不同夯击能下等值塑性应变规律



(a) 1000kN·m

(b) 4000kN·m

图 3-26 积分点处等值塑性应变

Fig.3-26 Equivalent plastic strain at integration points

夯击能为1000kN·m和4000kN·m的等值塑性应变表明，夯击能由1000kN·m提高4000kN·m，塑性应变不断增大，同时影响范围由夯击能1000kN·m的主要影响夯坑周围逐步扩展到夯击能4000kN·m影响夯坑底部范围，影响深度也有所增加。随夯击能增大，夯坑口有限元网格成锯齿状，表明塑性应变变化剧烈。

不同夯击次数下应力变化规律

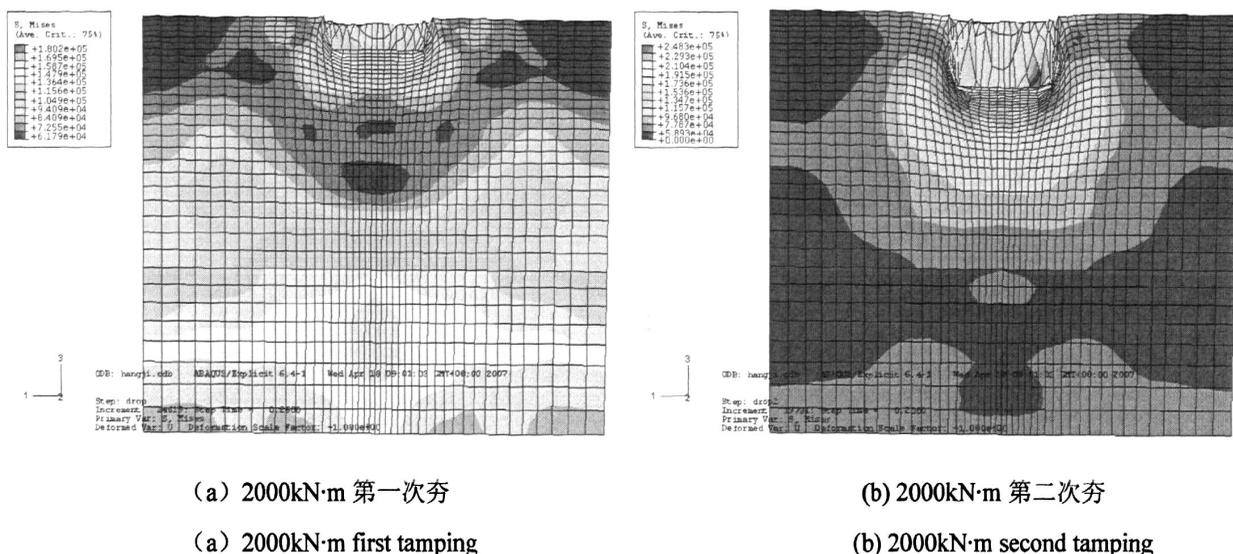


图 3-27 不同夯击次数应力变化

Fig.3-27 Stress variation of different tamping times

图3-27为第一次夯击结束和第二次夯击结束的土体应力云图，由图可见第二击土体应力大于第一击土体应力，第一击应力影响范围较小仅限于浅层土体，第二击应力影响范围明显大于第一击，二击后应力影响范围扩大到较深土层。

3.6 小结

扩展的 Drucker-Prager 模型具有简单、实用、参数少、较为成熟等优点，本文选用该模型成功用于对冲击荷载作用下土体动力特性问题的模拟计算。

前人对冲击荷载作用下土体的动应力随深度的变化开展过一些原位测试和室内外试验工作，提出了强夯地基加固模式，但关于冲击荷载作用下地基的动应力场、密度场等动力特性的理论研究仍处在探索阶段。本文采用三维非线性有限元方法进行模拟，反映土体在应力场、位移场、密度场、加速度场等动态响应特征和规律。有限元分析结果还表明，夯锤对地面冲击碰撞过程中，与吴铭炳、李本平等人的强夯瞬态荷载简化模型相吻合；锤体运动位移、加速度时程曲线表明锤体与土碰撞一次过程约为 0.2s，碰撞后锤体发生回弹，锤、土短暂分离，与工程实际相吻合；夯锤面积内的夯坑接触反力近似呈马鞍形分布，夯锤中心下方土的竖向位移随深度成指数衰减关系等规律。

第 4 章 真空动力固结吹填土地基现场试验研究

4.1 工程概况及试验目的

首钢京唐钢铁厂吹填造地一期工程面积达 11.95 平方公里，围堰总长 19.97 公里，需吹砂填方约 5700 万立方米。此工程为目前世界上单体吹填面积最大的围海造地工程，开工 3 个月，围堰就完成 80%。

吹填造地先将海域用堤坝围起，再通过管线，将 5 公里外挖入式港池的海砂吹填在里面，堤坝内的海水从预留龙口流出，最后使堤坝合拢，见图 4-1。围海造地工程所需要的材料取自 5 公里外的港口区海底砂土，不仅可在海岸滩涂造地，而且又可疏浚航道，保护耕地，一举多得。



图 4-1 吹填造地示意图

Fig.4-1 Land making by dredger fill schematic drawing

曹妃甸首钢京唐钢铁厂项目占地面积大、处于新近吹填的海滩上，地质情况复杂，临近无工程可供参考，为了保证地基处理方案的技术可靠性、合理性、经济性，需进行地基处理的试验研究，根据试验结果选取加固效果好、工期短和造价低廉的地基处理方案，以便尽快付诸大面积工程的实施。

经反复论证和多种方案的比较，决定采用真空动力固结法进行地基处理，以加速地基固结与表层土硬化，满足后续施工场地需要。

本次试验的目的：一是为地基处理设计提供真空动力固结法施工后地基承载力特征值等设计参数；二是找出最佳降水、夯击施工参数；三是在多种方案比较的基础上，选择针对本厂区地质条件特点的实用方案，即加固效果好、工期短、造价低廉的方案。具体说：

- (1) 确定加快表层新近吹填土固结的方法，防止地基沉降、滑移等不良地质灾害的

发生,改善施工阶段场地状况。

(2) 确定改善原地表附近土层力学性能的方法,包括提高地基土的承载能力、密实度和变形模量,消除或者部分消除砂土液化。

(3) 检验并确定地基处理后对原有周边场地土的影响,评估场地土物理性能的改变。

4.2 试验区工程地质条件

4.2.1 试验区工程地质条件

根据《首钢曹妃甸钢铁厂选址岩土工程勘察报告书》(6G2258)详勘报告,A-I区地层岩性主要特征描述见表4-1。其中A-I区的地层自上而下分别为:

第①层吹填土:由近期人工吹填形成,标准贯入实测锤击数5~14击,平均为8.7击,由于吹填时间短,密实度不均。

第③层细砂:标准贯入实测锤击数N为9~15击,平均值为12.8击,饱和,呈松散-稍密状。

第④层细砂:标准贯入试验实测锤击数N为16~43击,平均值7.4击,饱和,呈中密-密实状态。

第⑤-1层粉质粘土:天然含水量W为23.1%~34.4%,平均值W为30%;天然孔隙比e为0.666~1.037,平均值e为0.875;液性指数 I_L 为0.65~1.63,平均值 I_L 为1.14;压缩系数 a_{1-2} 为0.16~0.81MPa⁻¹,平均值 a_{1-2} 为0.46MPa⁻¹,流塑状态。属于中到高压缩性土。

第⑤-2层粉质粘土:天然含水量W为20%~38.8%,平均值W为28.9%;天然孔隙比e为0.567~1.113,平均值e为0.808;液性指数 I_L 为0.27~1.32,平均值 I_L 为0.75;压缩系数 a_{1-2} 为0.12~0.55MPa⁻¹,平均值 a_{1-2} 为0.31MPa⁻¹,呈软塑状态。局部呈可塑或流塑状态属于中压缩性土。

第⑤-3层粉土:天然含水量W为18.9%~30.2%,平均值W为23.6%;天然孔隙比e为0.517~0.815,平均值e为0.672;液性指数 I_L 为0.13~1.03,平均值 I_L 为0.56;压缩系数 a_{1-2} 为0.15~0.29MPa⁻¹,平均值 a_{1-2} 为0.24MPa⁻¹,饱和,呈中密-密实状态。属于中压缩性土。

第⑤-5层细砂:标准贯入实测锤击数N为14~23击,平均值N为19.7击,饱和,呈中密状态。

第⑥层粉质粘土:天然含水量W为19.5%~36.7%,平均值W为26.5%;天然孔隙比e为0.554~1.039,平均值为0.736;液性指数 I_L 为0.04~1.14,平均值 I_L 为0.5;压缩系数 a_{1-2} 为0.17~0.41MPa⁻¹,平均值 a_{1-2} 为0.30MPa⁻¹,呈可塑状,属于中等压缩性土。

第⑥-3层粉土:天然含水量W为19.3%~19.5%,平均值W为19.4%,天然孔隙比e为0.525~0.550,平均值e为0.538;液性指数 I_L 为0.34~0.39,平均值 I_L 为0.36;压缩系数 a_{1-2} 为0.12~0.14MPa⁻¹,平均值 a_{1-2} 为0.13MPa⁻¹,饱和,呈密实状态,属于中

等压缩性土。

第⑦层细砂：标准贯入实测锤击数 N 为 31~50 击，平均值 N 为 42.1 击，饱和，呈密实状态。

4.2.2 吹填土不良特性

(1) 不均匀性：吹填土的颗粒组成随泥砂来源而变化，在吹泥口的出口处，沉积的土粒较粗，顺着出口向外围逐渐变细，吹填土在纵横方向上具有不均匀性。此外，泥皮及淤质夹层掺加在吹填砂层中，土质条件差异较大。

(2) 欠固结：由于吹填土吹填时间短，尚未完成自重固结，土的结构需经一定时间后土粒集合体的组合才能趋于稳定，土的有效应力也要在排水固结条件下才能逐步提高。

(3) 承载力低且易液化：新近吹填砂土承载力较低，一般不能直接利用作建筑物地基。根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001) 公式进行的综合判断，该试验区的液化指数为 4.38~36.8，液化等级为轻微~严重，综合评价为中等。

表4-1 A-I区地层岩性主要特征一览表

Table 4-1 A-I area formation lithology main characteristic schedule

地质年代 及成因	分 层 编 号	岩 土 名 称	地层描述	状 态	摇 震 反 应	光 泽 反 应	层厚 (m) (范围)	fak (kPa)	Es/Ma	备 注
Q ^{nl}	①	吹填土	浅灰色, 主要由粉砂、细砂组成, 含较多贝壳碎片, 饱和。夹粉和粉质粘土薄层	松散			4.40~ 7.50	50		
	③	细砂	灰色, 长石-石英质, 含云母碎片。颗粒均匀, 级配差, 夹粘性土薄层。饱和	~			1.30~ 8.00	110	4.5*	注: 表中带*号的是经验数。
	④	细砂	灰色, 长石-石英质, 含云母、贝壳碎片, 均粒, 级与差。饱和。	稍密 中密 ~ 密实			2.70~ 9.00	170	14*	
Q ₄ ⁿ	⑤-1	粉质粘土	灰色, 多具层理, 含云母、贝壳碎片及少量腐植物。夹粉土、粉砂薄层。	~ 软塑	无	稍有 光滑	7.5~ 12.20	120	4.0	
	⑤-2	粉质粘土		~ 软塑	无	稍有 光滑	4.70~ 8.10	150	6.0	局部呈可塑或流塑状态。
	⑤-3	粉土	灰色含云母碎片, 饱和。	~ 中密 ~ 密实	迅速	无	4.00~ 4.50	150	7.0	呈透镜体状, 仅分布在 A-I 区×3 钻孔。
	⑤-5	细砂	灰色, 长石-石英质, 含云母及贝壳碎片, 饱和。	中密			4.90	200	16.0*	呈透镜体状, 仅在 A-I 区×3 孔中见到
	⑥	粉质粘土	黄灰-黄褐-褐黄色, 含云母及氧化铁。	可塑	无	稍有 光滑	6.70~ 11.70	200	8.0	呈透镜体状, 仅在 A-I 钻孔中见到。
Q ₃ ^{nc}	⑥-3	粉土	灰-灰褐色, 含云母及氧化铁, 饱和。	密实	迅速	无	2.0	210	10	
	⑦	细砂	黄褐-褐黄色, 石英-长石质, 含云母及氧化铁, 有粉砂薄层, 颗粒呈圆形, 均粒, 饱和。	中密 ~ 密实			未钻穿	250	25.0*	

4.3 真空动力固结加固试验

4.3.1 真空动力固结试验场地分区及加固技术指标

为了给后续大面积施工提供合理的地基处理参数，保证地基处理方案的安全性、合理性、经济性和施工的高效性，在场区内选择有代表性的试验区 A1-1、A1-2、A1-3 和 A1-4 四个小区进行现场试验研究，见图 4-2。

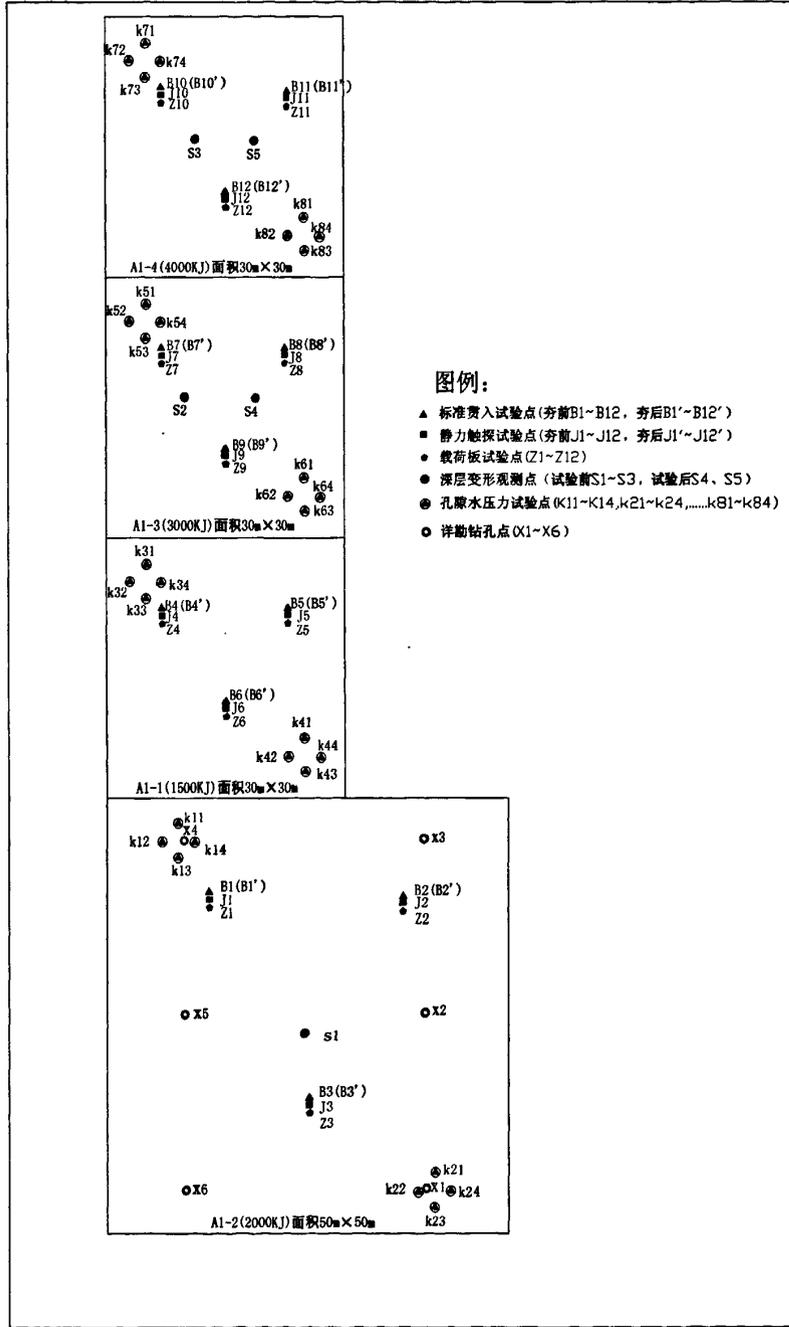


图 4-2 场地分区及监测点布置图

Fig.4-2 Location district and test point general arrangement

本次真空动力固结现场试验研究采用真空降水和动力固结交替相间的“二降二夯”和“三降三夯”工艺，以作效果对比。真空动力固结处理技术指标要求见表 4-2。

表 4-2 真空动力固结处理技术指标要求

Table 4-2 VDCM processing technical specification request

小区名称	A1-1	A1-2	A1-3	A1-4
面积 (m ²)	900	2500	900	900
加固深度 (m)	4-5	5-7	7-9	9-11
夯后承载力特征值 (kPa)	140-160	160-200	200-250	250-300

4.3.2 真空动力固结试验参数

4.3.2.1 真空强排水施工技术参数

第一遍强排水，采用一排浅管与一排深管相间隔布置；深管管长 6m，浅管管长 3m，卧管间距为 4m，井点管间距为 4m；第一遍强排水水位降至地面以下 2.5m；水位达到要求后，立即进行强夯。

第二遍强排水，全部采用 6m 井点管，井点管管长 6m，卧管间距为 4m，井点管间距为 4m；第二遍强排水水位降至地面以下 3.5m；水位达到要求后，进行强夯。

第三遍强排水，全部采用 6m 井点管，井点管管长 6m，卧管间距为 4m，井点管间距为 4m；第二遍强排水水位降至地面以下 3.5m；水位达到要求后，进行强夯。

外围封管：距施工小区 3m 处布置一排外围封管，外围封管管长 6m，井点管间距 2m。外围封管在强夯施工期间连续进行降水，第二遍强夯施工完毕后，方可拆除。

真空强排水管布置形式见图 4-3。



图 4-3 真空降排水管布置

Fig.4-3 Vacuum precipitation water pipe arrangement

因试验区地下水与海水相通，地下水位随涨落潮变化，故每遍强夯时，边拔井点管边强夯，夯击结束推平场地后，立即重插降水管，连续抽水 72 h，以加速孔隙水的排出和超静孔隙水压力消散。

4.3.2.2 强夯施工技术参数

试验区强夯起吊装置采用 25t 履带式吊车，为克服方形锤的夯击落地不重合的能量损失和减少起、吊夯锤的吸力及夯锤落地能量损失，选用圆形气孔锤，孔径 300mm 左右，锤底直径 2.2~2.5m，锤重 11.5~21.02t，落距 8.7~19.03m。每遍夯后的间歇时间，以信息化指导施工，由孔隙水压力计的测量结果确定，待超静孔压消散 85%~90%后，方可进行下一遍强夯。

根据动力学固结原理，遵循“由轻到重，少击多遍”的原则，各试验小区的施工工艺参数见表 4-3，真空动力固结三遍夯的夯点位置布置见图 4-4。

表 4-3 A1-1~A1-4 试验小区夯击参数

Table 4-3 VDCM construction parameters of A1-1~A1-4 test area

夯区 编号	夯区面 积/ m^2	第一遍夯			第二遍夯			第三遍夯		
		夯点布置 / m^2	单击夯能 / $kN \cdot m$	击数	夯点布置 / m^2	单击夯能 / $kN \cdot m$	击数	夯点布置 / m^2	单击夯能 / $kN \cdot m$	击数
A1-1	30×30	4.0×4.0	1000	4~5	4.0×4.0	1500	6~10			
A1-2	50×50	4.0×4.0	1000	4~5	4.0×4.0	1500	6~8	4.0×4.0	2000	8~10
A1-3	30×30	4.0×4.0	1000	4~5	4.0×4.0	2000	6~8	4.0×4.0	3000	8~10
A1-4	30×30	5.0×5.0	1000	4~5	5.0×5.0	2500	6~8	5.0×5.0	4000	8~10

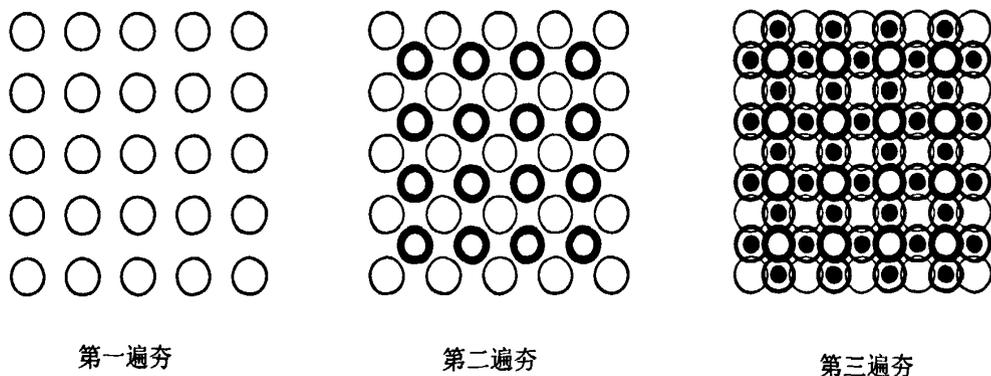


图 4-4 夯点布置

Fig.4-4 Tamping points arrangement

4.3.3 真空动力固结施工工艺

4.3.3.1 真空动力固结法施工流程

本次真空动力固结现场试验研究采用真空降水和动力固结交替相间的“二降二夯”和“三降三夯”工艺，真空动力固结法“三降三夯”施工总体流程见图4-5。

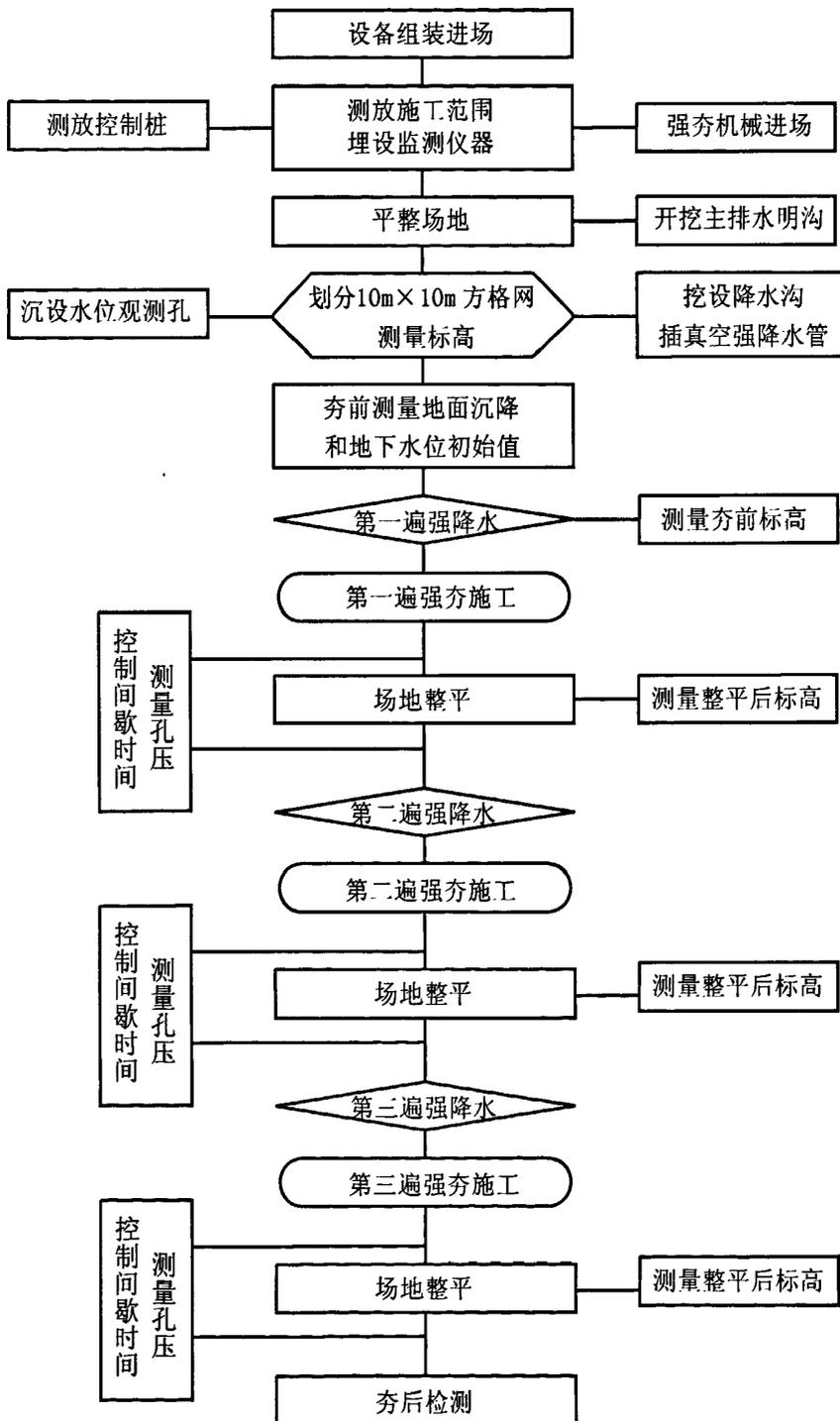


图4-5 真空动力固结“三降三夯”工艺流程图

Fig.4-5 Technical process of vacuum dynamic consolidation

4.3.3.2 真空强排水施工流程

准备工作→铺放总管→埋设支管→支管总管连接→真空泵安装→调试→抽水→水位观测→拆除→强夯。

4.3.3.3 真空强排水施工工艺

- ①井位布置：按井位设计平面图安装和布置抽水机组、总管。
- ②成孔：水冲法成孔，外径约 150mm。
- ③下井管：孔深度达到设计要求才能下管，管顶外露约 20cm。
- ④在管井周围均匀回填并振捣密实，距孔口 0.5m 用粘土封严。
- ⑤设备安装：井点管与总管、真空泵机组连接后，进行运行调试，检查是否有漏气及死管的情况，发现问题应及时采取措施进行补救。
- ⑥抽水运行：真空泵机组安装真空表，注意真空度情况的变化，出水应先浊后清。
- ⑦进行观测，水位下降达到设计要求和抽水时间满足设计要求时，通知现场监理同意，进行强夯。

4.3.3.4 强夯施工流程

平整场地→测放第一遍强夯夯点→进行第一遍强夯→推平→测量第一遍夯后平均沉降量→测放第二遍强夯夯点→进行第二遍强夯→推平→测量第二遍夯后平均沉降量→测放第三遍强夯夯点→进行第三遍强夯→推平→测量夯后沉降量→检测

4.3.3.5 强夯施工工艺

- ①测量场地标高并记录；
- ②标定落距，将控制落距的脱钩器钢丝绳长度固定，保证每遍强夯夯击能量；
- ③夯机就位，夯锤中心对准夯点位置；
- ④测量夯前锤顶标高，作记录；
- ⑤将夯锤起吊到预定高度，开启脱钩装置，待夯锤脱钩自由落下后，放下吊钩测量锤顶高程，并记录；
- ⑥重复②~⑤步骤，完成所有强夯；
- ⑦整理夯击记录，进行夯后检测。

4.3.3.6 强夯收锤标准（满足以下其中一条可收锤）：

- a、夯击时夯坑周围出现明显隆起，则要适当的降低夯击能量。
- b、夯击时相邻夯坑内出现明显的隆起，其隆起量大于 5cm 时，则要适当的降低夯击能量。
- c、后一夯击夯沉量明显大于前一夯沉量。
- d、最后两击的平均夯沉量不宜大于 100mm。

4.3.3.7 真空动力固结试验施工设备

真空强排水施工机械配备和强夯施工机械配备分别见表4-4和表4-5。

表4-4 真空强排水施工机械配备表

Table 4-4 The vacuum draining water construction machinery provides table

序号	设备名称	规格	单位	数量	备注
1	真空泵	SFK-15型	套	15	真空度 \geq 750mmHg
2	平衡桶		只	15	
3	柴油机		台	15	
4	总管	ϕ 63mm	m	5000	
5	3m支管	ϕ 32mm	根	800	
6	6m支管	ϕ 32mm	根	1200	
7	弹簧管	ϕ 63mm	m	100	
8	弹簧管	ϕ 32mm	m	300	

表4-5 强夯施工机械配备表

Table 4-5 DCM construction machinery provides table

序号	设备名称	型号	效率	数量
1	履带机	QU-25	25t	1台
2	夯锤	锤底面积 $S \approx 5.0\text{m}^2$	10~15t	1个
3	自动脱钩器	自制		1个
4	推土机	TD140		1台
5	电焊机	300F		2台
6	水准仪	DS3		1台
7	全站仪	RTS234		1台

4.4 真空动力固结加固效果检测

4.4.1 真空动力固结检测点布置

试验检测点的具体布置按各试验小区不同的试验检测项目进行组合，以满足试验小区各个不同夯击能级的需求。试验过程中进行了精心的检测工作，确保了真空动力固结试验检测效果的科学性和可靠性。

试验前在各试验小区进行 3 孔详勘检测，掌握了试验区的土层分布情况。

试验过程中进行孔隙水压力的动态监测和深层变形跟踪观测，掌握了孔压消散规律和地面变形规律。本次试验各试验小区埋设 2 组 KYJ-30 型孔隙水压力计，每组孔隙水压力计分布在夯点四周沿土体深度方向 3 m、5 m、7 m 和 9 m 依次布置，此外在 A1-2 试验小区设置一组孔隙水压力水平变化观测点。地下水位观测与孔隙水压力观测同步进行，掌握了试验过程中地下水位变化情况，地下水位观测孔深 8 m，每个试验小区 6 孔。在施工过程中，做好强夯沉降测量记录，详细记录了每个夯点在夯击作用下的每击沉降量。

试验后进行了地面加速度测试，评估了振动对周围环境的影响，对安全施工距离给予建议。并开展工后长期深层变形观测，分析了大面积厚层吹填砂土的长期变形特征，对后续施工桩体产生的摩阻力影响提供指导意见。

为进行加固前后的地基处理效果对比，在试验前后各试验小区分别进行了 3 组标准贯入试验、静力触探试验、载荷试验，获取了消除砂土液化、有效加固深度、土工性质变化、地基承载力等参数。

以 A1-1 试验小区为例，其试验布点及仪器埋设平面位置见图 4-6。

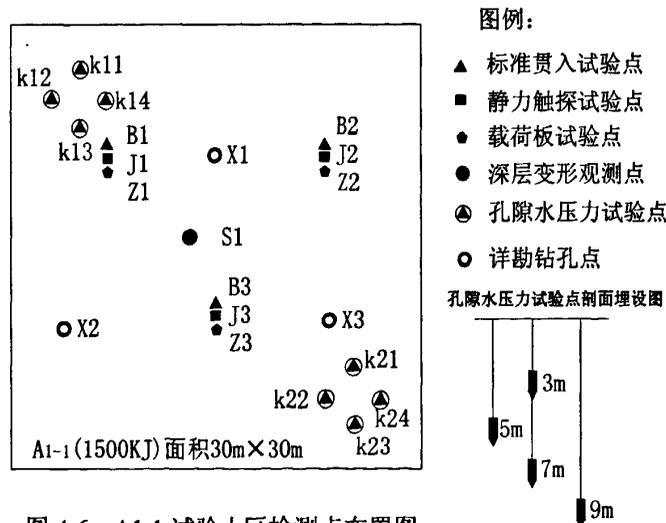


图 4-6 A1-1 试验小区检测点布置图

Fig.4-6 monitoring point layout of A1-1 test area

4.4.2 降水效果及夯沉量分析

将真空动力固结法即将真空强排水和强夯技术有机结合, 对本试验区进行了地基处理。试验区累计地面沉降及平均降水深度分别见表 4-6 和表 4-7。

表 4-6 A1-1~A1-4 试验小区沉降量

Table 4-6 Settlement of A1-1~A1-4 every test area

夯区 编号	夯击 遍数	夯击能/ kN·m	击数	夯点 个数	夯坑沉降/ mm	单遍夯坑沉 降百分比/%	地面沉降/ mm	单遍地面沉 降百分比/%	地面总沉降/ mm
A1-1	1	1 000	4~5	64	848	46.3	205.1	53	387.3
	2	1 500	6~10	49	984	53.7	182.2	47	
A1-2	1	1 000	4~5	169	776	28.0	178.7	31	584.7
	2	1 500	6~8	144	1 032	37.3	202.3	33	
	3	2 000	8~10	156	962	34.7	203.7	36	
A1-3	1	1 000	4~5	64	830	29.1	200.2	33	602.0
	2	2 000	6~8	49	988	34.6	182.9	31	
	3	3 000	8~10	56	1 036	36.3	218.9	36	
A1-4	1	1 000	4~5	49	841	28.7	155.9	32	487.0
	2	2 500	6~8	42	1 009	34.5	160.0	33	
	3	4 000	8~10	42	1 076	36.8	171.1	35	

表 4-7 A1-1~A1-4 试验小区平均降水深度

Table 4-7 A1-1~A1-4 every test area average precipitation depth

试验区	平均降水深度/m		
	第一遍降水	第二遍降水	第三遍降水
A1-1	2.12	2.57	
A1-2	2.45	2.90	2.63
A1-3	2.28	3.00	2.68
A1-4	2.13	2.31	2.67
平均值	2.25	2.70	2.66

测试结果显示: 随夯击遍数的增加地面沉降增幅有减少趋势, 说明真空动力固结在土体中形成冲击波和动应力, 使地基土压实、振密, 土体排水固结, 强度刚度逐步提高, 压缩模量变大, 土体结构趋于密实, 压缩量增长速度因此随之减小。

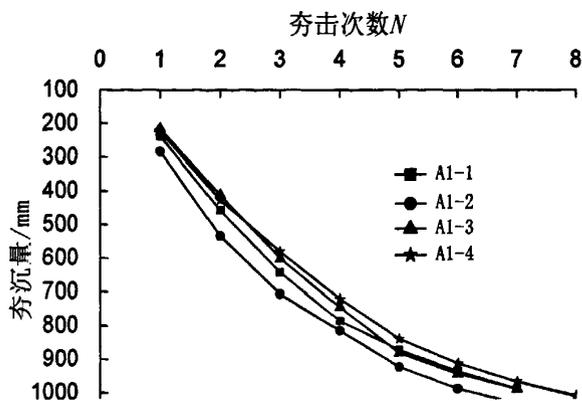


图 4-7 第 2 遍夯夯坑夯沉量与夯击次数关系

Fig.4-7 Relation between settlement and tamping time of the second tamping number

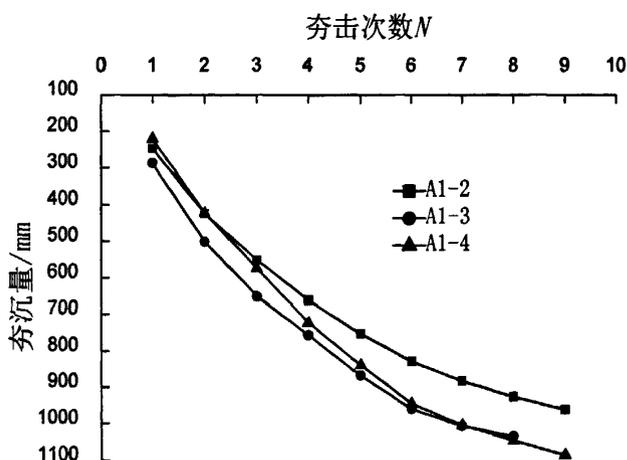


图 4-8 第 3 遍夯夯坑夯沉量与夯击次数关系

Fig.4-8 Relation between settlement and tamping time of the third tamping number

夯坑沉降量与夯击次数关系见图 4-7 和图 4-8。由图可见，夯坑的竖向压缩量是随夯击次数的增加而增加。同时还可以看出，夯坑的竖向压缩量的增长幅度随夯击次数的增加而逐渐减小。

4.4.3 孔隙水压力变化分析

在信息化施工过程中，超静孔隙水压力的消散时间决定了两遍夯之间的间歇时间。超静孔隙水压力的增长和消散的大小及速率也反应了真空动力固结加固效果的好坏和有效影响范围。A1-1~A1-4 各试验小区分别布置了埋深 3 m、5 m、7 m 和 9 m 的 KYJ-30 型孔隙水压力计，用于测定超静孔隙水压力的消散时间；沿水平距离 2 m、4 m、6 m 和 8 m 埋设 KYJ-30 型孔隙水压力计，用于测定超静孔隙水压力水平影响范围。

本次试验观测到的超静孔隙水压力消散的典型曲线见图 4-9，超静孔隙水压力随距离变化典型曲线见图 4-10。超孔隙水压力消散具有以下规律：

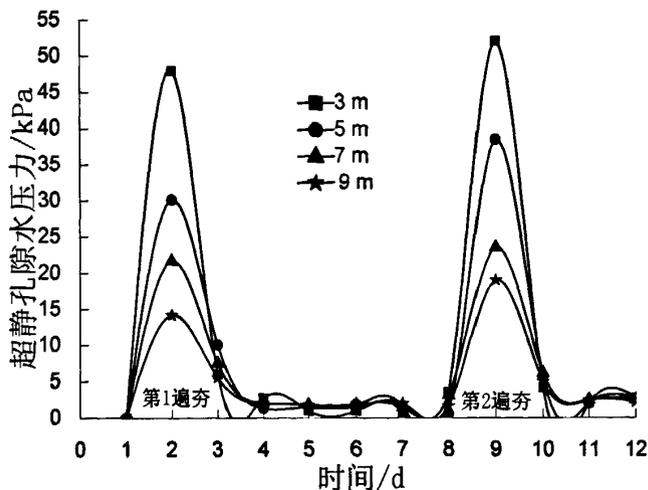


图 4-9 A1-1 试验小区超静孔压消散曲线

Fig.4-9 Dissipation of excess pore water pressure as a function of time in A1-1 test area

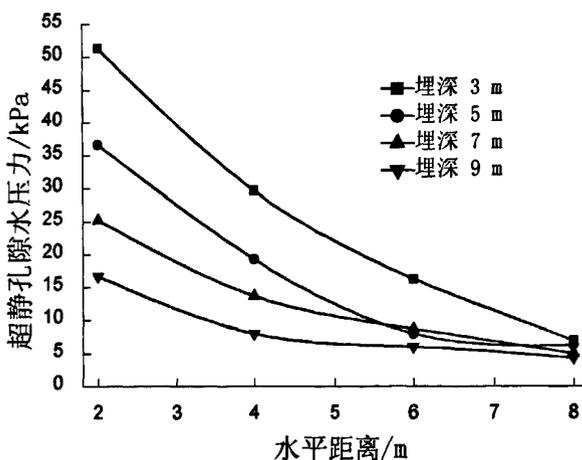


图 4-10 A1-2 试验小区第 2 遍夯超静孔压随距离变化曲线

Fig.4-10 Variation of excess pore water pressure as a function of distance in A1-2 test area during the second tamping

(1) 夯击时超静孔隙水压力瞬间增大，最大超过 50 kPa；浅层孔的超静孔隙水压力大于深层的超静孔隙水压力；同一遍夯第 1 击引起的超静孔隙水压力远大于第 2 击，随夯击次数的增加超静孔隙水压力增幅逐渐减小至趋于稳定。

(2) 真空降水作用下，超静孔隙水压力消散明显且浅层超静孔隙水压力的消散速度大于深层的超静孔隙水压力的消散速度，一般 2d 左右超静孔隙水压力可消散 90% 以上。说明真空动力固结对于加速强夯产生的超静孔隙水压力消散和孔隙水的排出效果明显。

(3) 根据超静孔隙水压力随水平距离变化曲线，在单击夯能 2 000 kN·m 作用下，

水平影响范围可达 5~7 m。

4.4.4 标准贯入试验对比

为评价本次试验的加固效果，判断真空动力固结处理后场地土达到的承载力，在加固前后进行了标准贯入试验。标准贯入试验主要设备为标准贯入器、触探杆和穿心锤三部分组成，试验遵守《岩土工程勘察规范》(GB50021-2001)的相关要求。

A I 区典型标贯对比曲线见图 4-11~图 4-14。

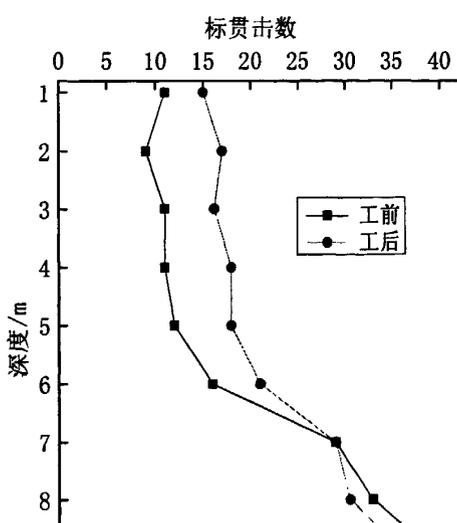


图 4-11 A1-1 试验小区标准贯入试验

Fig.4-11 SPT of A1-1 test area

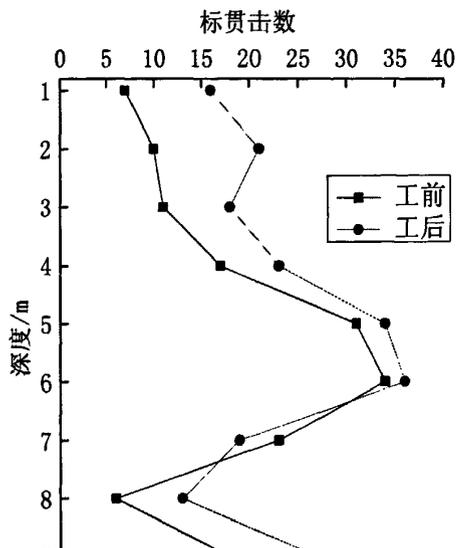


图 4-12 A1-2 试验小区标准贯入试验

Fig.4-12 SPT of A1-2 test area

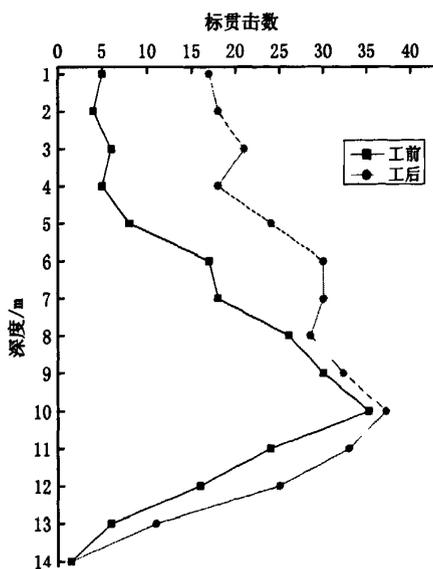


图 4-13 A1-3 试验小区标准贯入试验

Fig.4-13 SPT of A1-3 test area

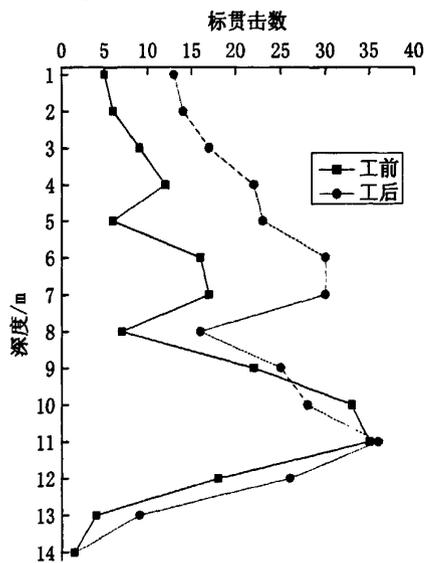


图 4-14 A1-4 试验小区标准贯入试验

Fig.4-14 SPT of A1-4 test area

标准贯入试验成果应用:

(1) 确定砂土的密度

用标准贯入试验击数 N 判定砂土的密度在国内外已得到广泛承认，按《建筑地基基

《基础设计规范》划分标准见表 4-8。

表 4-8 标贯击数 N 判定砂土密实度

Table 4-8 SPT strikes counts the N determination sandy soil compactness

紧密程度	松散	稍密	中密	密实
D_r	0~0.2	0.2~0.33	0.33~0.67	0.67~1
标贯击数 N	<10	10~15	15~30	>30

由表 4-8 可见, A1-1~A1-4 试验区 1~3m 的土体加固前为松散状态, 经加固后达到中密状态, 4m 以下的中密状态砂土经加固后得到不同程度的密实。A1-3 和 A1-4 区较高能级的场地砂土的密实度提高幅度大于 A1-1 和 A1-2 区较低能级的砂土密实度。

(2) 确定砂土的前切角

表 4-9 国外用 N 值推算砂土的剪切角 ($^{\circ}$)

Table 4-9 use N value calculation sandy soil angle of shearing resistance

研究者	N				
	<4	4~10	10~30	30~50	>50
Peck	<28.5	28.5~30	30~36	36~41	>41
Meyerhof	<30	30~35	35~40	40~45	>45

按 Peck 研究方法, 6m 以上的土体, A1-1 试验区加固前平均标贯击数由 11.7 击提高到加固后的 17.5 级, 相应的剪切角由 30.5° 提高到 32.3° ; A1-2 试验区加固前平均标贯击数由 18.3 击提高到加固后的 24.6 级, 相应的剪切角由 32.5° 提高到 34.4° 。

按 Peck 研究方法, 11m 以上的土体, A1-3 试验区加固前平均标贯击数由 16.2 击提高到加固后的 26.3 级, 相应的剪切角由 31.9° 提高到 34.5° ; A1-4 试验区加固前平均标贯击数由 15.3 击提高到加固后的 23.1 级, 相应的剪切角由 31.6° 提高到 33.9° 。

(3) 饱和砂土和粉土的液化判别

表 4-10 标准贯入试验锤击数基本值

Table 4-10 Base original value of SPT thump strike numbers

近、远震	烈度		
	7	8	9
近震	6	10	16
远震	8	12	

用下式计算标准贯入试验锤击数临界值:

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.19(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (4.1)$$

式中 N_{cr} —液化判别标准贯入锤击数临界值;

N_0 —液化判别标准贯入锤击数基本值, 按表 4-10 采用;

d_s —饱和土标准贯入点深度, 单位为 m;

d_w —地下水位深度, 单位为 m;

ρ_c —粘粒含量百分率, 当小于 3 或为砂土时, 均应采用 3。

当实测击数 $N > N_{cr}$, 不液化; $N < N_{cr}$, 液化。

唐山地区设防烈度为 8 度区, A1-1~A1-4 部分场区 1~5m 土体加固前的标贯锤击数为 4~8 击, 经公式 4.1 判别容易产生液化, 经真空动力固结处理后标贯锤击数提高为 17~24 击, 完全消除了饱和砂土的液化。

4.4.5 静力触探对比试验

静力触探作为一种原位测试方法和勘探方法, 具有快速、精确和经济等优点, 可用于实现取得土层剖面、提供浅基承载力、选择桩尖持力层等工程地质勘查目的。

现场试验研究静力触探采用双桥探头, 可分别测出锥头阻力和侧壁摩阻力。

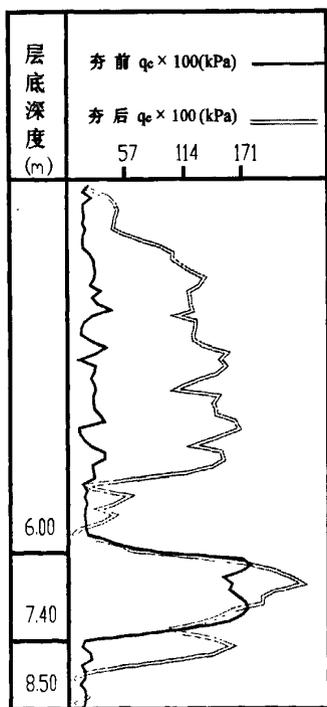


图 4-15 A1-1 试验小区静力触探锥头阻力

Fig.4-15 CPT of A1-1 test area awl forehead resistance

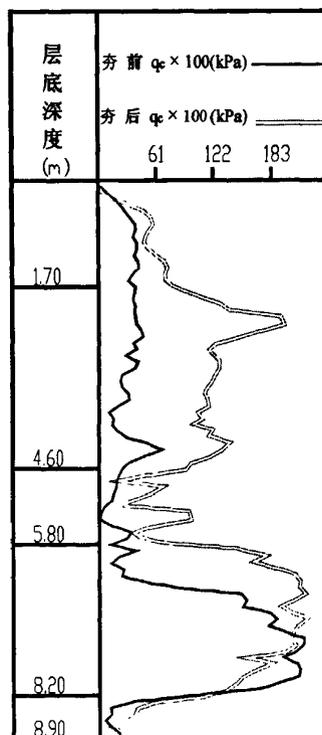


图 4-16 A1-3 试验小区静力触探锥头阻力

Fig.4-16 CPT of A1-3 test area awl forehead resistance

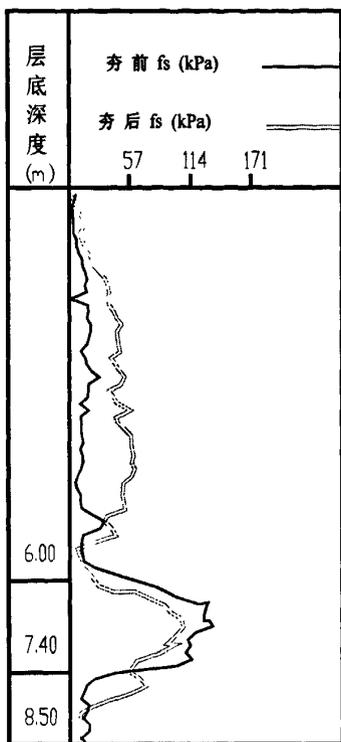


图 4-17 A1-1 试验小区静力触探侧壁摩阻力

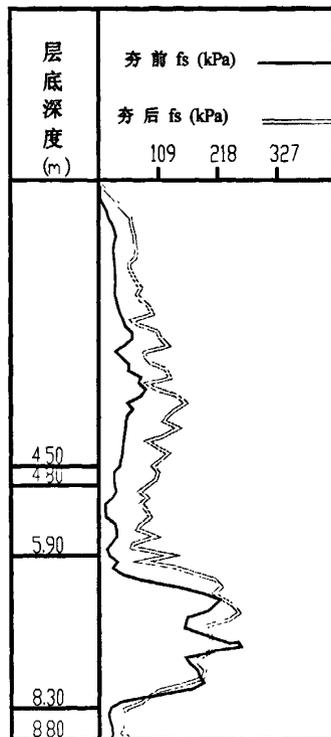


图 4-18 A1-3 试验小区静力触探侧壁摩阻力

Fig.4-17 CPT of A1-1 test area sidewall friction drag Fig.4-18 CPT of A1-3 test area sidewall friction drag

静力触探典型曲线见图 4-15~图 4-18。经真空动力固结处理后，静力触探测试结果表明工后地基土锥头阻力和侧壁摩阻力有了大幅提高。随夯击能量增加，有效加固深度也在增加。

按锥头阻力 q_c 和摩阻比 f_s/q_c 两个指标，对土层进行划分的结果见图 4-15~图 4-18 的左侧列表中。

4.4.6 地面振动测试

真空动力固结施工振动在一定范围内对其他建(构)筑物及其内安装和使用的设备、仪表仪器等产生不利影响，地面振动测试用于确定真空动力固结施工振动对邻近建筑物的影响距离并对影响范围做出评价。本项目运用主要仪器设备为 SWS-3/PS 型检测仪和 303T/517 型伺服加速度计进行了地面振动测试。

关于强夯振动对建筑物的影响控制标准，目前看法并不一致，有的以爆破地震烈度表控制，有的以地表振动速度控制，有的建议以加速度控制，其控制值也相差很大。本文综合考虑加速度和速度两因素按照王铁宏研究的强夯振动控制标准确定安全施工距离。

地表最大加速度随距离衰减典型曲线见图 4-19，地表最大速度随距离衰减典型曲线见图 4-20。

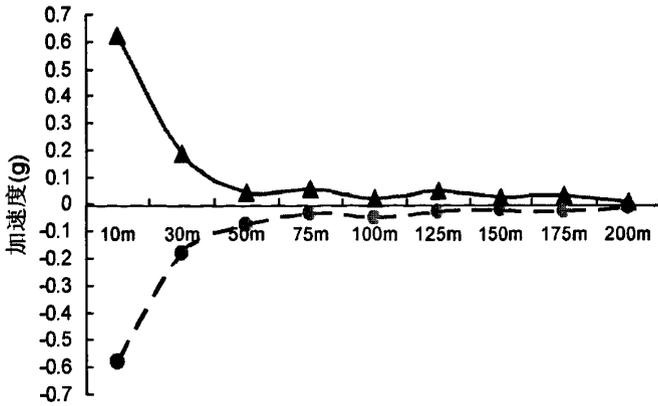


图 4-19 A1-4 试验小区加速度测试

Fig.4-19 A1-4 test area acceleration test

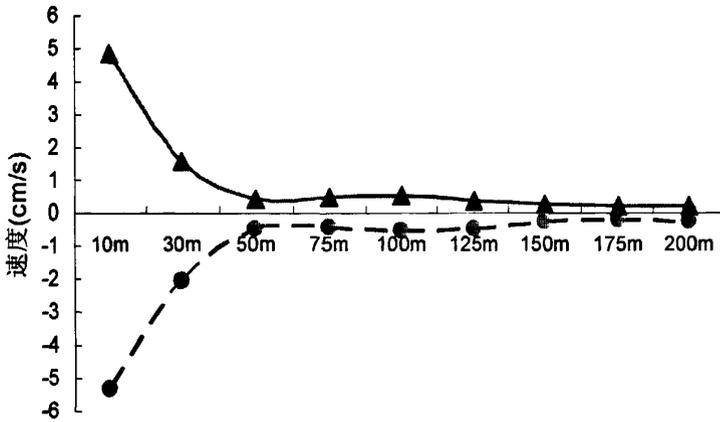


图 4-20 A1-4 试验小区速度测试

Fig.4-20 A1-4 test area acceleration speed test

衰减曲线结果表明,真空动力固结振动的加速度和速度都随水平距离呈幂函数衰减,这与王仁钟的测试结果基本一致^[65],其中加速度公式可统一为: $a_{\max} = \alpha R^{-\beta}$ 。

以 A1-4 试验小区为例,将振动影响划分为三个区域,具体如下:

- (1) 振动破坏区: 距离夯点 13m 以内,该区域地面振动加速度大于 0.5g 或速度大于 5cm/s。此时振动对一般建筑物会造成一定的破坏。
- (2) 振动损坏区: 距离夯点 13m~40m,该区域地面振动加速度为 0.1g~0.5g 或速度介于 1cm/s~5cm/s。这种振动对一般单层房物和临时建筑不会产生破坏,但对正在施工的多层房屋或墙体砌体强度尚未达到设计要求的建筑物可能有一定的损伤。

- (3) 相对安全区：距离夯点 40m 以外，该区域地面振动加速度小于 0.1g 且速度介于小于 1cm/s。这种振动对精密仪器、仪表、机械、电子计算机的房屋会有一定的影响，对一般的建筑物不会造成损坏。

4.5 小结

根据本试验区地基处理工程现场试验结果，可得到如下初步结论：

(1) 真空动力固结加固吹填土地基，关键要解决好超静孔隙水压力消散和孔隙水的排出问题，使夯击能有效作用于吹填土颗粒骨架上起到最优加固效果。

(2) 真空动力固结可有效消除“橡皮土”现象。对于饱和软粘土含水量高，透水性差，在单独的固定能量强夯工艺作用下，土体还未固结则结构已受到破坏，土体中易形成封闭水泡和气泡，则易形成“橡皮土”。真空动力固结排水体系可有效加速超孔隙水压力的消散，控制孔压消散 85% 以上方可进行下一遍夯击，有效防止了“橡皮土”出现。

(3) 本试验中真空动力固结处理吹填土地基取得了良好的加固效果，随夯击能的增加，真空动力固结处理后地基承载力和变形模量逐步提高。

(4) 大面积真空动力固结法工程造价仅为常规处理方法的 1/3~1/5。该造价虽略高于强夯法，但在综合效益上要优于强夯法，特别适用于刚吹填完且地下水位还处于地表面的高饱和吹填软土的快速加固。试验结果表明真空动力固结加固本场区吹填土是切实可行的，可以在类似吹填土地基加固工程中推广应用。

第 5 章 真空动力固结设计方法及加固效果分析

5.1 真空动力固结设计

5.1.1 排水体系设计

将待处理场地划分成若干个施工区，独立布设降排水系统，小区外围布设成环形井点，根据设计加固深度确定井点管深度，并在施工过程中连续降水以阻止施工区外的地下水流入。施工小区内按设计加固深度和土体含水量、渗透性确定井点密度和井管深度、降排水时间、降水深度等，井点管一般布置成长方形网格。

井点深度或滤管位置可按加固土层实际状况进行调整，也可深浅搭配。每套系统所带的井点管数量由设计真空度高低而定，通过平衡器自动平衡负压。埋设井点管时，井孔深度应比井管深 0.5~0.6m，井管与井壁之间应及时用中粗砂回填灌实并用粘土封孔口防止漏气。

当地下水位降至设计深度以后，降水系统仍保持工作状态至设计降水天数，然后再行强夯。每遍强夯时，边拔管边强夯。强夯结束后，立即插管进行连续不间断 72h 降水，以加速超孔隙水压力的消散和孔隙水的排出^[66]。

5.1.2 强夯参数设计

5.1.2.1 有效加固深度

有效加固深度是反映加固效果的重要参数，一般可按下列公式估算有效加固深度：

$$H = \alpha \sqrt{Mh} \quad (5-1)$$

式中 H——加固有效深度 (m)

M——夯锤重 (t)

h ——落距 (m)

α ——根据地基土性质确定的修正系数

实际上影响有效加固深度的因素很多，除了夯锤重和落距，还与地基土的性质、埋藏条件、土层厚度、地下水位等因素有关。即使对于同一场地土，采用不同的夯击能时，修正系数也是不同的，夯能越大，修正系数越小。

5.1.2.2 单击夯击能

单击夯击能一般根据加固深度确定，但对于含水量大的软土地基，抵抗剪切破坏的能力比较差，夯击能过大时使土体结构破坏，排水不畅，易形成橡皮土。因此真空动力固结法对于软弱土质采用多遍夯击，夯击能以不破坏地基土的抗力为原则，逐步提高夯击能。

5.1.2.3 夯击次数

夯击次数一般通过试夯确定，常以夯坑夯沉量最大、夯坑周围隆起量最小为原则，并满足《建筑地基处理规范》JGJ79-2002 相关规定。对于碎石土、砂土等土体，夯坑

周围土体隆起小，可增加夯击次数以减少夯击遍数。对于饱和度较高的粘土，夯击次数不宜过多，否则夯坑周围土体隆起过多，地基土得不到有效夯实。

5.1.2.4 夯击遍数

夯击遍数根据土的性质决定，对于粗颗粒土组成的渗透性强的地基，夯击遍数一般采用点夯 2~3 遍，对于细颗粒土组成的渗透性弱的地基，可增加夯击遍数，最后对场地进行满夯，使表层 1~2m 的土层得以夯实。

5.1.2.5 间歇时间

两遍夯击的时间间隔取决于土中超孔隙水压力的消散时间。土中超孔隙水压力的消散速率与土的类别、夯点间距等因素有关。间歇时间可通过夯前埋设的孔隙水压力传感器，通过试夯确定超孔隙水压力的消散时间，从而确定两遍夯之间的间歇时间。

5.1.2.6 夯击点布置

夯击点位置可根据建筑结构类型进行布置。对于基础面积大的建筑物或构筑物，为便于施工可布置成等边三角形或正方形；对于办公楼或住宅，可按承重墙位置布置夯点；对于工业厂房，可按柱网布置夯点等。

5.2 吹填土地基承载力经验公式推导

5.2.1 静载荷试验确定地基承载力

静力载荷试验可反映承压板下 1.5~2.0 倍承压板宽度（或直径）范围内地基土的强度和变形特性。静力载荷试验是一种在天然埋藏土体中模拟建筑物地基和基础工作性状的现场试验，故对建筑物地基承载力的确定要比其它原位测试方法更接近实际、更为可靠。

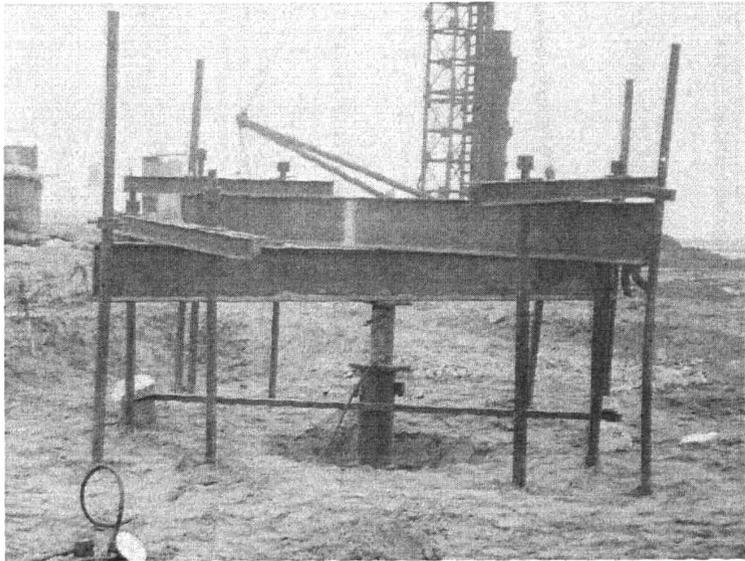


图 5-1 静载荷试验装置

Fig.5-1 The static load test equipment

本次试验采用锚杆横梁反力装置，圆形承压板面积为 $0.5m^2$ 。试验加载装置见图 5-1。

因 A-I 试验区分区采用 4 种不同的能级，故浅层平板载荷试验应该全面地反映各个分区不同能级的加固效果。根据设计要求，平板载荷试验按每个试验分区作 3 台试验，即每个能级试夯分区选 3 处进行试验。载荷试验加载方式采用分级维持荷载沉降相对稳定法。

根据载荷试验结果，绘制荷载(p)与沉降(s)曲线，必要时绘制各级荷载下沉降(s)与时间对数(lgt)曲线。根据 p-s 曲线拐点，必要时结合 s-lgt 曲线特征，确定地基土承载力基本值。典型的静载荷 p-s 曲线和 s-lgt 曲线见图 5-2。

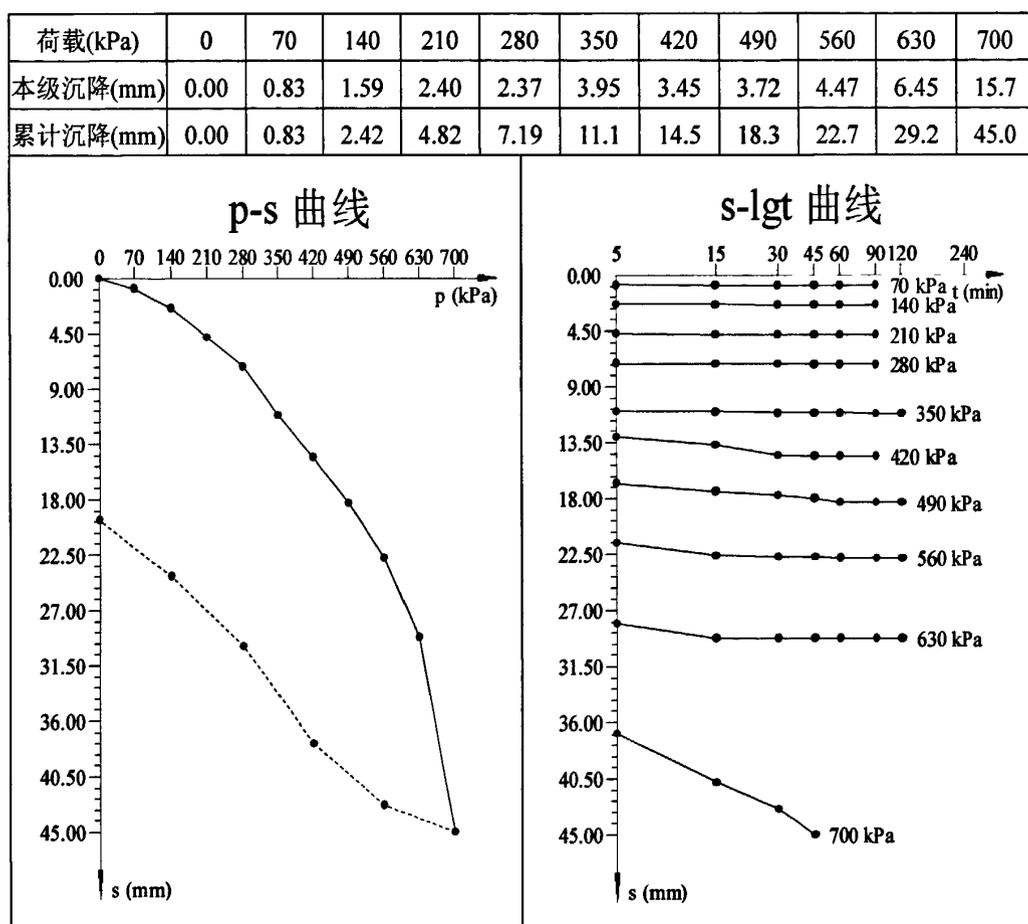


图 5-2 A1-4 试验小区静载荷试验 p-s 曲线和 s-lgt 曲线

Fig.5-2 A1-4 test area the static load experiments the p-s curve and the s-lgt curve

土的变形模量根据 p-s 曲线的初始直线段，可按均质各向同性半无限弹性介质的弹性理论计算。

浅层平板载荷试验的变形模量 E_0 (MPa)，可按式计算：

$$E_0 = I_0(1 - \mu^2) \frac{pd}{s} \quad (5-2)$$

式中 I_0 — 刚性承压板的形状系数, 圆形承压板取 0.785;

μ — 土的泊松比;

d — 承压板直径或边长 (m);

p — p-s 曲线线性线段的压力 (kPa);

s — 与 p 对应的沉降量 (mm)。

各试验小区静载荷试验结果见表 5-1。测试结果表明, 随夯击能的增加, 真空动力固结处理后地基承载力和变形模量逐步提高。夯后 f_{ak} 值比夯前增长 1.2~3.1 倍, E_0 值增长 2.0~3.2 倍。载荷试验所确定的承载力特征值均达到或超过预期的设计要求, 真空动力固结法处理吹填土地基取得良好的加固效果。

表 5-1 真空动力固结前后载荷试验结果

Table 5-1 The result of the loading-test before and after VDC

试验小区	f_{ak}/kPa		E_0/MPa		备注
	夯前	夯后	夯前	夯后	
Al-1 (1500kN·m)	75	168	5.4	10.8	吹填土中夹泥皮夹
Al-2 (2000kN·m)	75	215	5.4	12.3	淤泥层厚薄不均, 各
Al-3 (3000kN·m)	75	255	5.4	16.9	试验小区土质条件
Al-4 (4000kN·m)	75	305	5.4	17.5	差异较大

5.2.2 吹填土地基承载力经验公式

从现场检测所得承载力特征值和夯击能大小对比分析发现, 两者间存在一定的对应关系。在不同夯击能作用下, 吹填土地基承载力随夯击能的增大而加大。利用回归分析, 可以在散点图表中扩展趋势线, 用于预测分析。将现场测试数据按以下几种模式进行拟和分析:

- (1) 线性趋势线: $f_k = mE + b$ (m 代表斜率, b 代表截距)
- (2) 三项式趋势线: $f_k = b + c_1E + c_2E^2 + c_3E^3$ (b 和 c_1 、 c_2 、 c_3 为常量)
- (3) 对数趋势线: $f_k = c \ln E + b$ (c 和 b 为常量, \ln 为自然对数函数)
- (4) 指数趋势线: $f_k = ce^{bE}$ (c 和 b 为常量, e 代表自然对数的底数)
- (5) 乘幂趋势线: $f_k = cE^b$ (c 和 b 为常量)

式中: f_k — 地基承载力特征值 (kPa);

E — 夯击能 (kN·m)。

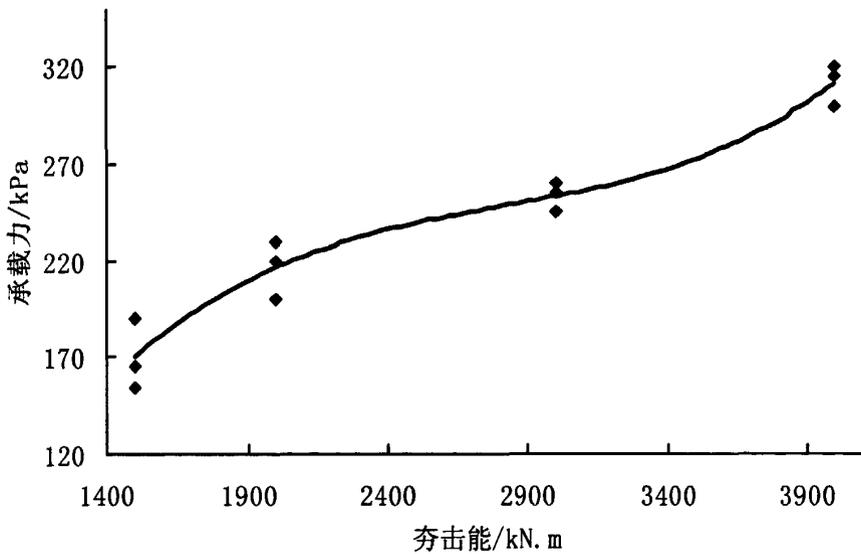


图 5-3 地基承载力与夯击能的三项式拟和曲线

Fig.5-3 The trinomial curve of ground bearing capacity and tamping energy

典型的三项式拟和曲线见图 5-3。

拟和方程和相关系数如下：

- (1) $f_k = 0.0534E + 97.77$, $R^2 = 0.9365$
- (2) $f_k = -258.33 + 0.4881E - 0.0002E^2 + 2 \times 10^{-8}E^3$, $R^2 = 0.9569$
- (3) $f_k = 136.55 \ln E - 827.7$, $R^2 = 0.9357$
- (4) $f_k = 127.88e^{0.002E}$, $R^2 = 0.9003$
- (5) $f_k = 2.3682E^{0.5874}$, $R^2 = 0.9232$

衡量变量之间关系密切程度的指标是相关系数 R，R 越接近于 1，表示变量之间的相关程度越密切。

经以上分析发现，吹填土地基承载力特征值和夯击能具有很好的相关性， R^2 均大于 0.9。比较相关系数三项式拟和曲线的相关度最高，因此承载力特征值和夯击能之间的关系更符合三项式相关，即：

$$f_k = -258.33 + 0.4881E - 0.0002E^2 + 2 \times 10^{-8}E^3 \quad (5-3)$$

此吹填土地基承载力经验公式，对真空动力固结设计选取施工参数，指导首钢京唐钢铁厂真空动力固结大面积施工，预测处理后承载力提高幅度具有很好现实意义。

类似吹填土地基承载力特征值与地基变形模量也存在一定的对应关系。典型三项式拟和曲线见图 5-4。

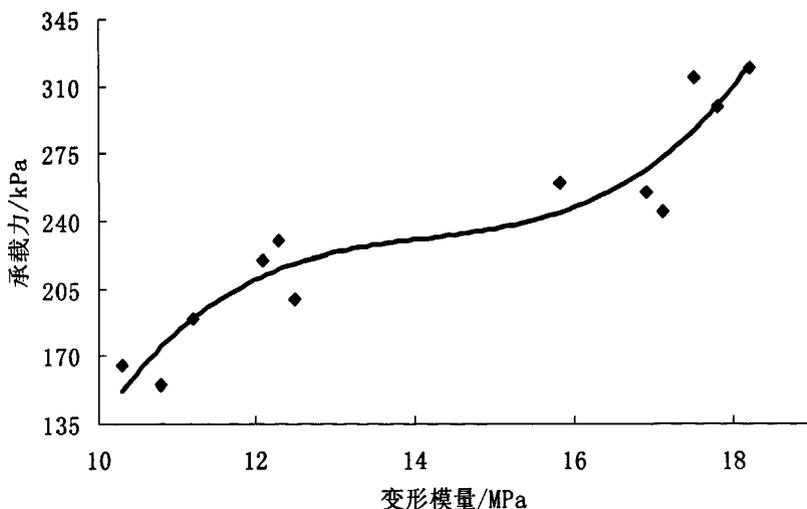


图 5-4 地基承载力与变形模量的三项式拟和曲线

Fig.5-3 The trinomial curve of ground bearing capacity and deformation modulus

吹填土地基承载力特征值和地基变形之间的关系为：

$$f_k = 1.0324E_0^3 - 43.819E_0^2 + 625.17E_0 - 2776.1 \quad (5-4)$$

$$R^2 = 0.9076$$

5.3 真空动力固结有效加固深度研究

5.3.1 有效加固深度的含义及判别标准

真空动力固结有效加固深度是选择地基处理方法的重要依据，也是反映加固处理效果的重要参数。关于有效加固深度，目前说法不一，真空动力固结处理地基的有效加固深度与影响深度具有不同的内涵。有效加固深度是指地基土经处理加固后能够满足工程设计要求的深度；影响深度则是指地表下土体物理力学性质发生变化的某一深度。

有效加固深度的判别标准根据不同地基不同加固目的而有所不同。对于以抗震液化为主要目的粉细砂地基，可以取处理后不再发生地震液化土层的最大深度；对于以消除湿陷性为目的的湿陷性黄土地基有效加固深度则指的是消除黄土湿陷性的深度；对于其他以减小地基沉降为目的的地基，按建筑地基规范关于压缩层厚度的规定，取每米厚土层压缩量占总沉降量的 2.5% 之土层深度。

从目前的研究结果看，有效加固深度的实用判别标准可以从两个方面来确定：1、从原位测试指标来定义，地基土工程性能明显改变的深度；2、从现场测量来确定，地基土竖向变形比较明显的深度。具体指标因工程地质条件的不同会有一定差异。

5.3.2 影响加固深度的主要因素分析

5.3.2.1 夯击能的影响

夯锤锤重和提升高度是影响真空动力固结有效加固深度的重要因素。单击夯击能太小时,土体中的水分不易排出,这时仅靠增加夯击次数并不能产生效果,甚至可能出现橡皮土^[67]。因此单击夯击能的选取应在不破坏土体结构的前提下,根据设计加固范围内土体的控制指标的要求,尽可能地取大值。这时,不仅土体中的水分能有效地排出,同时可减少夯击次数,将加固场地的单位面积夯击能控制在较小的水平上,大大提高真空动力固结施工的效率。因此真空动力固结法提出“由小到大,逐级加能,少击多遍,逐级加固”的参数选用原则。同时施工过程中发现,在锤重和落距的搭配问题上工程实践证明,在夯击能一定的情况下,重锤低落距的夯击效果要优于轻锤高落距。

5.3.2.2 锤底面积的影响

锤底面积的大小直接决定夯锤着地时的冲击压力,进而影响真空动力固结有效加固深度。在单击夯击能一定的情况下,锤底面积越大,贯入度就越小,达到相同的加固效果所需夯击次数就越多,锤底面积过大时,加固效果不显著。当锤底面积较小时,贯入度就大,所需夯击次数就少,锤底主压实区深度较大,加固深度较大。

研究表明有效加固深度的计算用 (Mh/A) 比用 (Mh) 更为合理^[68]。锤底静压力是指单位面积上的夯锤重量,锤底面积过小,夯锤将陷入地基造成起锤困难,过大则影响加固效果。因此建议锤底静压力在 $2\sim 40\text{kPa}$ 之间取值。

5.3.2.3 土体特征的影响

真空动力固结法加固土体的目的就是增加土体的密实程度、提高强度、降低压缩性、土体干重度是衡量土体密实程度的重要指标。土体干重度较小时,土中颗粒排列较松散,对夯击应力的阻力较小,夯击效率较高。当干重度超过一定数值(一般取 15kN/m^3)时,土体对夯击应力的阻力较大,夯击效率降低。

5.3.2.4 地层结构的影响

如果存在一个能量吸收层,比如在地基土间夹杂饱和和软弱粘土层,那么有效加固深度取决于粘土层的厚度和位置。如果软弱层相对较厚,并且位于加固地基土之间,那么有效加固深度不会超过这个软弱层,形成所谓的“软垫效应”;如果软弱层位于地基土表层,且厚度不是很大,那么巨大的夯击可以穿透这个软弱层,从而加固深部土体,否则需要采取相应措施。

5.3.2.5 其它因素的影响

除了上述影响因素外,夯击次数、夯点间距、夯击间歇时间、土体平均含水量、地下水位、不同土层的厚度和埋藏顺序以及其它真空动力固结的设计参数、施工质量等,都不同程度地影响有效加固深度的大小。因此在具体应用中,应根据不同的土质和工程实际,具体问题具体分析。

5.3.3 有效加固深度确定方法的讨论

(1) Menard 系数修正法

在国内外强夯工程的实践中,在 Menard 公式的基础上,人们提出了修正的 Menard 公式法:

$$H = \alpha \sqrt{Mh} \quad (5-5)$$

式中 H 为加固深度 (m); α 为有效加固深度修正系数,它随着土中粘粒含量的增大或含水量的增大而减小,不同的学者给出了不同的修正系数。碎石土和砂土 α 为 0.6~0.39。 M 为夯锤重(kN), h 为落距(m)。

(2) BILLAM 法

$$H = Mhk / D^2 \quad (5-6)$$

式中: H 为加固深度 (m); M 为夯锤的重量 (t); h 为落距 (m); k 为折减系数与土的种类和初始密度有关,一般取 0.10~0.16; D 为夯锤底面直径 (m)。

BILLAM 法中单击夯击能是影响有效加固深度的主要因素。

(3) 基于室内模型实验的费香泽法

费香泽等基于室内模型试验提出如下计算方法^[69]:

$$H = \sqrt{\frac{M^{2/3} h N}{10 D \gamma_d (1 - \omega)}} \quad (5-7)$$

式中 H 为加固深度 (m); M 为夯锤的重量 (t); h 为落距 (m); D 为夯锤底面直径 (m); γ_d 为土的天然重度 (g/cm^3); ω 为土的含水量。

模型考虑了单击夯击能、锤底面积、击数、土性指标中的天然干重度和含水量对加固深度的影响。缺点是公式复杂不便计算。

(4) 基于工程实践的范维恒法

范维恒^[70]等分析了 16 个工程试验资料 (粘性土和砂性土) 后得出如下有效加固深度经验公式:

$$H = 5.1022 + 0.00895Mh + 0.0009361E \quad (5-8)$$

式中 H 为有效加固深度(m); M 为锤重(t); h 为落距(m); E 为单位面积夯击能(kN·m)。

(5) 能量守恒方法

左名麒从震动波及波能的角度,考虑土体对能量的吸收能力,给出加固深度公式^[71]:

$$H = \frac{k \sqrt{Mh/10}}{v_p \alpha} \quad (5-9)$$

式中 k 为大于 1.0 的系数,一般为 3~5; v_p 为纵波波速(m/s); α 为土体能量吸收系数。

该式虽然可考虑不同土质中的波速和能量吸收情况,但实际工程中很难给出其准确的参数值,系数 k 的物理意义也不明确,波动范围较大,用该式估计的有效加固深度的精度较低,实用价值不大。但从能量守恒的角度去探讨有效加固深度问题,却是

一个较理想的研究途径。

5.3.4 有效加固深度工程实例分析

首钢京唐钢铁厂真空动力固结试验，加固处理相关参数如下：

夯锤锤重 M 为 18.44t，锤径 D 为 2.5m，落距 H 为 16.6m，每遍击数 N 为 5。吹填土 γ_d 为 1.42 g/cm^3 ，土的含水量 w 为 0.42，修正系数 α 取 0.45，折减系数 k 取 0.15。

不同公式计算的有效加固深度见表 5-2。

表 5-2 几种方法计算有效加固深度结果

Table 5-2 Effective reinforcement depth results computing by several methods

计算方法	Menard 系数修正法	BILLAM 法	费香泽法	范维恒法
有效加固深度/m	7.8	7.3	5.6	8.4

由计算结果可见，现有的理论计算方法还不完善，各种计算方法所的结果相差较大，其中以 BILLAM 法计算结果与试验现场最为接近。

虽然国内外的许多学者对加固深度进行了较为广泛的研究，并从不同的角度给出了相应的计算公式，但鉴于众多影响加固效果因素的存在及其很难用定量方法评价，所以至今未取得令人满意的结果。

对加固机理和效果的本质尚未得到清楚的认识，这在一定程度上制约着加固深度估算的研究，应继续深入探讨加固机理，正确评价加固效果的本质。加固深度估算方法也需要在大量实际工程中试用和检验。

5.4 冲击荷载作用下孔压增长与消散规律研究

5.4.1 引言

近 20 年来，对饱和土体在循环荷载作用下的孔压增长问题，不少学者进行了大量的研究^[72-74]，并已应用于工程实践；但对于冲击荷载下饱和土体的孔压增长的动态特性研究却鲜为少见。冲击荷载具有强度高、作用时间短、具有较强的应力波效应，了解饱和土体内部孔隙水压力的建立、增长与消散对研究砂土振动液化的现象、真空动力固结密实土体的机理具有重要的意义。

孔压模式的确定能定量地反映动荷载作用下土体变形和强度的有关问题。孔隙水压力作为研究饱和土体动态特性的一个重要参数，在砂土液化以及后期的渗流与结构破坏耦合作用过程中都起着非常重要的作用。研究表明，冲击荷载作用下孔压升高与再固结体应变存在唯一性的关系，孔压的预测计算将为再固结变形量的计算、及再固结后强度的预测计算提供前提条件。

5.4.2 冲击荷载作用下孔压的增长模式

动荷载作用下孔隙水压力的计算模式是土力学研究的一个重点，也是一个难点。Yasuhara 由三轴试验出发，建立了孔压与轴向应变之间的双曲线函数关系。一般地，

饱和砂土在等应力幅循环荷载、等应变幅循环荷载和不规则荷载作用下孔隙水压力上升规律可分为 A、B 和 C 三种类型，孔隙水压力增长过程可分别用下列模型来描述：

$$A \text{ 型: } u = u_f(1 - e^{-\beta t/t_f}) \quad (5-10)$$

$$B \text{ 型: } u = \frac{2}{\pi} u_f \sin^{-1}(t/t_f)^{1/2\alpha} \quad (5-11)$$

$$C \text{ 型: } u = u_f \left[\frac{1}{2} (1 - \cos \pi t/t_f) \right]^b \quad (5-12)$$

式中， β 、 α 和 b 为计算参数，它们的大小确定了孔压增长的形态， u_f 为孔压发展至稳定时的值， t_f 为与 u_f 对应的持续时间， u 为作用时间为 t 时的孔压累积值。

对照冲击荷载作用下饱和软粘土孔压发展规律和上述典型的孔压模式，试验结果比较符合式 5-10。

白冰认为冲击荷载作用下孔压升高与再固结体应变之间存在唯一性关系，通过研究，指出孔压的发展应包含周围压力、冲击能、冲击次数和冲击遍数等因素，并提出如下孔压计算模式^[75]：

$$\frac{u}{\sigma_3} = \frac{N}{(A + BN)(n_q)^5} \quad (5-13)$$

式中 u 为孔隙水压力； σ_3 为围压； N 为冲击次数； A 、 B 为试验参数。

5.4.3 冲击荷载作用下孔隙水压力增长特征

首钢津唐钢铁厂真空动力固结地基处理试验，冲击荷载施加瞬间，孔压随击数增加的变化曲线如图 5-5 所示。

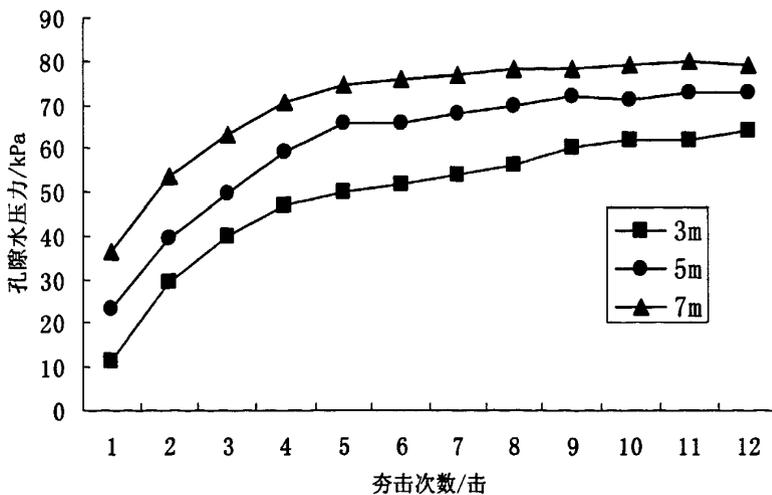


图 5-5 A1-2 试验小区孔压峰值随夯击次数变化曲线

Fig.5-5 A1-2 test area pore water pressure peak value along with tamping times change curve

孔隙水压力增长曲线表现出较为明显的两个阶段：前 6 击左右孔隙水压力以较快的速率增长，且增长速率逐击递减；6 击以后，孔隙水压力以速率渐缓的趋势增长，并逐渐趋于一稳定值。

根据曲线拟合结果，孔隙水压力增长与冲击击数之间呈对数关系，拟合方程为：

埋深 3m 孔压增长拟合方程： $u = 20.274\ln(N) + 15.239; R^2 = 0.9827$

埋深 5m 孔压增长拟合方程： $u = 20.355\ln(N) + 26.989; R^2 = 0.9573$

埋深 7m 孔压增长拟合方程： $u = 16.866\ln(N) + 42.367; R^2 = 0.9231$

埋深 3m、5m、7m 孔压增长方程进一步归一为：

$$u = A\ln(N) + B \tag{5-14}$$

式中 u 为孔隙水压力， N 为夯击次数， A 、 B 为待定孔压参数，它们的大小确定了孔压增长的形态。

5.4.4 冲击荷载作用后超孔隙水压力的消散特征

首钢津唐钢铁厂真空动力固结地基处理试验，图 5-6 为冲击荷载作用后超孔隙水压力的消散曲线。

超孔隙水压力的消散与土体的渗透性、距离自由排水面的距离、超孔隙水压力峰值、其它辅助降水措施等因素有关。由图 5-6 分析得出，超孔隙水压力消散曲线在前 10 小时较陡，消散速度快，表明在超孔隙水压力消散初期，各测点的超孔隙水压力较大，在其作用下孔隙水迅速流动排出，故超孔隙水压力消散速度快。

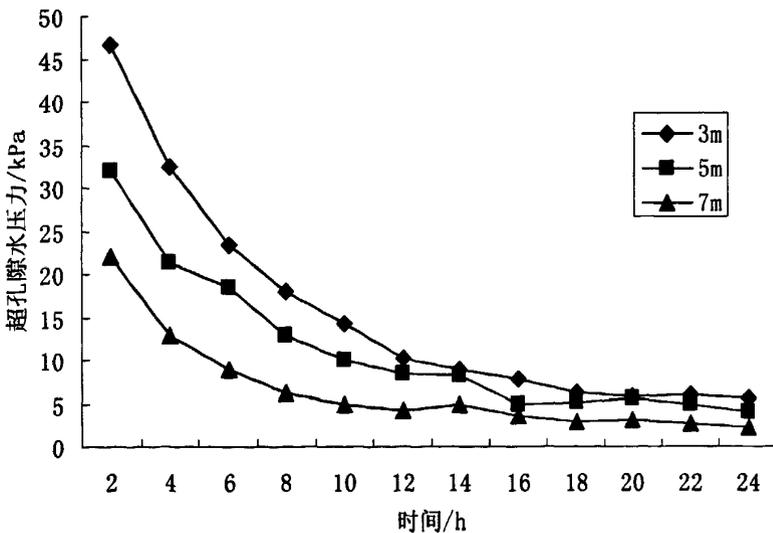


图 5-6 A1-1 试验小区孔压峰值随时间衰减曲线

Fig.5-6 A1-1 test area pore water pressure peak value along with time decay curve

对于超孔隙水压力随时间变化的关系，可按式指数函数关系进行拟合。

埋深 3m 超孔压消散拟合方程： $u_d = 42.079e^{-0.195t}; R^2 = 0.9329$

埋深 5m 超孔压消散拟合方程: $u_d = 29.061e^{-0.1786t}$; $R^2 = 0.9274$

埋深 7m 超孔压消散拟合方程: $u_d = 16.491e^{-0.1815t}$; $R^2 = 0.8955$

埋深 3m、5m、7m 超孔压消散方程进一步归一为:

$$u_d = a \times \exp(b \times t) \quad (5-15)$$

式中: u_d 为残余超静孔隙水压力, kPa; t 为消散时间, h; a 为超孔隙水压力消散系数, b 为衰减系数, 超孔隙水压力消散的速率快慢主要取决于衰减系数 b 。

5.5 真空动力固结吹填土地基时效性研究

5.5.1 引言

真空动力固结加固后的地基强度增长的时效性是一个十分重要的课题, 土体时效性的产生和增长幅度直接影响地基加固的效果和夯后检测时间。国内外的研究资料已经证明无论在粘性土、砂性土或软土中, 承载力随着时间均存在明显的增长趋势^[76], 因此认识到工后地基土的时效性, 可以对真空动力固结加固后地基承载力增长最终效果有更充分的认识。

目前国内外对软粘土地基的时效性研究已作了大量的工作, 也积累了不少现场试验资料。在非粘性土地基的时效性研究方面, Schmertmann 根据 CPT 测试和孔隙水测试, 验证了非粘性的细砂地基在强夯处理后不到 1d, 超静孔隙水压力迅速消散, 主固结已经结束, 但地基强度却在之后相当长一段时间内(约 80d)连续增长。夯后, 地基强度的时效性增长与夯后短期(15d)的测试结果相比较, 可提高 50%~200%。并且 Dise 进一步认为, 非粘性土强度增长的时效性比粘性土似乎更加显著。West 根据 PMT 试验结果, 验证了某粘性土地基强夯结束 150d 之后直至 5 年(未加载情况下), 地基强度的时效性增长仍在发挥作用。

5.5.2 时效性工作机理

粘性土的次固结理论和非粘性土的颗粒联结作用均被用于解释夯后地基强度增长的时效性工作机理, 但与实测结果相对照仍不够充分, 因此, Schmertmann 提出了一种新观点, 即孔隙水压力消散完成, 渗透固结结束之后, 由于土粒间弓架作用, 使土的强度得以提高。

(1) 次固结作用

次固结是指由土骨架蠕变变形产生的固结变形, 也就是当超孔隙水压力消散后, 在有效应力基本稳定的条件下, 因土粒表面的结合水膜蠕变及土粒结构重新排列等引起的较为缓慢的变形。粘性土发生次固结作用后, 土体承载力得到近一步提高。但对于本次试验的吹填土砂土地基次固结作用对于强度时效性增长不是主导因素, 次固结的压缩效应引起土体密度的改变不足以引起明显的强度增长。

(2) 颗粒重组和颗粒内锁作用

经真空动力固结作用后, 砂土不同位置处产生不均衡应力。在夯坑下, 应力大;

远离夯坑，应力则小。在加固结束后，不均衡应力不能立即达到稳定平衡状态。砂土在不均衡的应力作用下发生缓慢的颗粒运动或滑移，颗粒排列重组。颗粒运动会增加颗粒间的内锁作用。砂土颗粒大部分是不规则的且具有粗糙的表面，颗粒运动或滑移可以使相互接触的颗粒进入更加紧密的状态，从而提高其抗剪强度，使土体刚度增加。

(3) 土粒间弓架作用

真空动力固结作用引起土体中应力分布不均。在土体内部必然存在较密实的强度较高区域，同时也存在相对松散的孔隙，这样在强度较高的土粒骨架和土孔隙间形成了弓架作用。由于土粒间弓架作用，使得原本由土孔隙承担的那部分荷载，随时间逐渐由孔隙向着土粒骨架流动，而土的强度因此得以提高。

5.5.3 真空动力固结加固后土层的时间效应分析

为了进一步了解真空动力固结加固吹填土软弱地基的作用机理，更正确的评估吹填土地基加固效果和为工后进行质量检测确定合理的时间间隔，很有必要通过适当的测试手段研究加固后土层在各个时段的强度增长规律，即土体的时间效应问题。

为此，在 A1-3 试验小区工后第 7d、14d 和第 23d 分别进行了标贯试验。典型的测试结果见图 5-7。

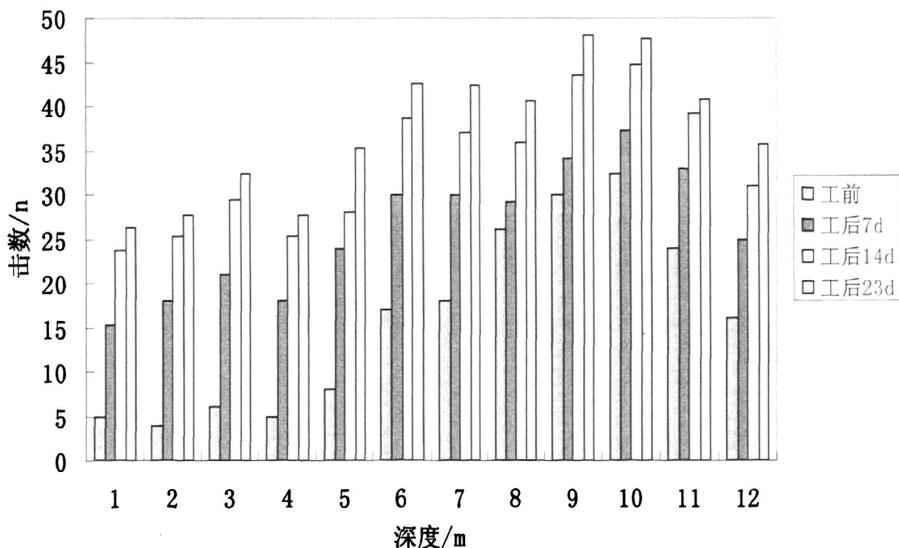


图 5-7 A1-3 试验小区标贯柱状图

Fig.5-7 A1-3 test area SPT histogram

由测试结果可以看出，软弱吹填土地基经真空动力固结处理 7d 后，其强度增幅明显；14d 后强度又进一步增长；23d 后和 14d 相比增加不大。根据上述试验结果，对于吹填土地基质量检测可在加固结束后 14d 左右进行。

据笔者分析，真空动力固结加固软弱吹填土的加固机理和加固后强度的时间效应问题，除了与土中超孔隙压消散引起的有效应力增加和土体排水固结有密切关系外，还与吹填土的结构性、触变性、颗粒间的化学胶结作用、气体的溶解和排出等因素有关。此外，骨架大颗粒破碎和孔隙体积减小而引起的土体压缩也起着重要作用。

5.6 小结

在总结真空动力固结现场试验研究的基础上,本章提出了真空动力固结法的设计方法和设计要点,总结已有经验为类似工程提供指导,同时仍需要在实践中不断完善,使之日渐成熟。

$f_k = -258.33 + 0.4881E - 0.0002E^2 + 2 \times 10^{-8} E^3$ 为回归分析得到的吹填土地基承载力经验公式,可用于预测处理后承载力提高幅度,指导首钢京唐钢铁厂真空动力固结大面积施工。

对冲击荷载作用下孔压增长与消散规律研究,得到孔压对数增长模式 $u = A \ln(N) + B$ 和超孔压指数消散模式 $u_d = a \times \exp(b \times t)$,其中超孔压指数消散模式与现有资料相吻合。

真空动力固结加固软弱吹填土的加固机理和加固后强度的时间效应问题,除了与土中超孔压消散引起的有效应力增加和土体排水固结有密切关系外,还与吹填土的结构性、触变性、颗粒间的化学胶结作用、气体的溶解和排出等因素有关。

第6章 结论及展望

6.1 结论

真空动力固结法克服传统强夯法不能对饱和软土稳步实现预固结及易产生“橡皮土”的不足，在土体中首先植入真空轻型井点管降水系统，改善排水边界条件，加速土体固结，缩短施工周期，并使夯击能充分作用在土颗粒骨架上，不被孔隙水所消耗。

真空动力固结法作为新型复合地基处理技术已在近些年的吹填软基加固工程中逐步使用，取得良好加固效果。该软基处理方法在造价、工期、加固效果等方面较传统单一工法有较大的优越性，但对真空动力固结加固机理认识要不断深入、施工工艺要在实践中不断完善。

本文展开的主要工作和结论如下：

(1) 真空动力固结加固机理的探讨：真空轻型井点管降水系统具有真空降水预压和真空排水消散超孔压两个作用。在真空降水预压力作用下，孔隙水迅速排出，孔隙体积变小，有效应力增加，开始产生地基固结变形，地基土强度逐步增长；同时在真空排水作用下，改变排水边界条件，增加排水通道，缩短排水距离，加速超孔压消散和孔隙水排出。在此过程中及时穿插强夯动力固结工艺，使动力夯击能量更有效地发挥作用，从而大大加速地基的固结速率，有效防止“橡皮土”产生，不断提高土体的强度并缩短工期。

(2) 真空动力固结与其它加固方法比较：真空动力固结法与强夯法在排水边界条件和能量加载顺序上不同，可更有效处理软基；克服堆载预压法静力堆载施工周期长及耗资大等缺点，显示出快速固结及低能耗的优点；与被动降水的动力排水固结法相比，又不需进行费工费时的堆载预压，真空主动降排水，既提高了排水固结效率，又简便了施工工序。

(3) ABAQUS有限元软件分析结果表明，夯锤对地面冲击碰撞过程中，应力波为一尖峰，第二应力波不明显，且第一应力波的升、降压时间基本相等，与吴铭炳、李本平等人的强夯瞬态荷载简化模型相吻合；锤体运动位移、加速度时程曲线表明锤体与土碰撞一次过程约为0.2s，碰撞后锤体发生回弹，锤、土短暂分离，与工程实际相吻合；夯锤面积内的夯坑接触反力近似呈马鞍形分布，接触应力沿锤底近似呈马鞍形分布又决定了锤下土体密度也沿马鞍形变化的特点；夯锤中心下方土的竖向位移随深度成指数衰减关系。

(4) 有限元软件分析冲击荷载作用下地基土的动应力场、动密度场、动应力场变化规律：Mises应力等值云图显示冲击力作用下土中形成应力脉冲波，浅层土体受到强烈破坏达到屈服值，产生弹塑性变形；深层土体受影响程度较小，未屈服，作逐渐衰减的弹性振动。密度云图显示夯锤下加固区的形状为椭球体，孔隙被压缩、填充，

土体密度增大。压缩波在压实土体的同时,受到土体的反射与折射,随深度增加,能量逐渐衰减,压密作用逐渐削弱。位移云图显示,位移脉冲波从夯锤与地面作用处向下逐渐推后,夯坑下土体发生弹塑性变形,位移较大,冲击波过后土体产生不可恢复的塑性变形,即残余变形。深层土在新的平衡位置附近作逐渐衰减的弹性振动,直至最终静止。

(5) 真空动力固结处理吹填土地基现场试验研究表明:真空动力固结法可快速加固吹填土地基,加快超孔压的消散,能迅速提高地基土的承载能力、密实度和变形模量,消除砂土液化。不同施工参数的现场对比试验研究表明,优化施工工艺及对参数优选可提供工效,并验证了“三降三夯”新工艺处理吹填土地基的可行性和有效性。

(6) 公式 $f_k = -258.33 + 0.4881E - 0.0002E^2 + 2 \times 10^{-8} E^3$ 为回归分析得到的吹填土地基承载力经验公式,可用于预测处理后地基承载力提高幅度,指导首钢京唐钢铁厂真空动力固结大面积施工。对冲击荷载作用下孔压增长与消散规律研究,得到孔压对数增长模式 $u = A \ln(N) + B$ 和超孔压指数消散模式 $u_d = a \times \exp(b \times t)$,其中超孔压指数消散模式与现有资料相吻合。

6.2 展望

真空动力固结法作为新型的复合式处理软基技术虽已在工程中逐步应用,但其计算理论和工程实践仍处于逐步完善的过程,工程实践需要正确的理论予以指导,存在许多问题需要研究,笔者提出以下建议:

(1) 进一步从被加固土体的微观结构去分析真空动力固结加固软基的机理,探讨真空动力固结加固后的土体微观结构变化特征。

(2) 继续研究真空动力固结加固软土地基的施工工艺,寻求更适合真空动力固结法的施工环节穿插模式。加强信息化施工研究,在施工过程中及时优化和调整施工参数和工艺。

(3) 开发高效、可行的分析软件或对现有应用软件进行二次开发,建立更合理的分析计算模型,进而深入研究土体的流变耦合作用。

(4) 编写真空动力固结法施工规范,使真空动力固结新工法的设计、施工、监测更加规范化,以便于将该项新技术更广泛地推广应用从而产生更大的社会效益。

参 考 文 献

- [1] 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994.
- [2] 徐至钧. 强夯和强夯置换法加固地基 [M]. 北京: 机械工业出版社, 2004.
- [3] Scott.R.A, Pearce.R.W. Soil Compaction by Impact [J]. Geotechnique, 1975, 25 (1) : 19-30.
- [4] Jessberger, Hans L. International Symposium on Ground Freezing [J]. Engineering Geology, 1978, 13 (1) : 550.
- [5] Gambin M P. The Menard Dynamic Consolidation Method at Nice Airport [R]. In: Proc. 8th ESCMFE, Helsinki, 1983 (3) : 231-239.
- [6] Menard, L; Broise, Y. Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation. [J] Geotechnique, 1975, 25(1): 3-18.
- [7] Hansbo, Sven. Dynamic Consolidation of Soil by A Falling Weight [J]. Ground Engineering, 1978, 11(5): 27-30.
- [8] Pearce, G.W. Dynamic Consolidation Dash New Foundations For Old [J]. Civil Engineering, 1974, 11(5): 43-47.
- [9] 《地基处理手册》(第二版)编写委员会. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000, 255.
- [10] M.P.Gambin. Ten Years of Dynamic Compaction. Proceedings of the Eighth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering[R]. Hararc, 1984, 4.
- [11] 白冰. 饱和土体再固结变形特性若干问题研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(5): 691-695.
- [12] 韩文喜, 张悼元, 傅小敏等. 饱和土的强夯模拟试验[J]. 地质灾害与环境保护. 1999, 10 (3): 32-36
- [13] 王宏太, 陈嘉福. 粘性土为主的地基强夯的时效性[J]. 上海地质, 1999, (69): 6-11.
- [14] 裘以惠, 郭玉玲. 强夯法加固地基的土体动应力量测[J]. 太原工学院学报, 1984(1): 45-51.
- [15] Chow, Y.K, Yong, D. M. Monitoring of Dynamic Compaction by Deceleration Measurements [J]. Geotechnics, 1990, 10(3): 189-209.
- [16] 谭捍华, 孙进忠, 祁生文. 强夯振动衰减规律的研究[J]. 工程勘察, 2001, (5): 11-13.
- [17] 孙进忠, 谭捍华, 祁生文等. 强夯振动的频域分析[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(4): 412-415.
- [18] Mayne, Paul W. Ground Response to Dynamic Compaction [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, 110(6): 757-774.

- [19] 吴铭炳,王钟琦. 强夯机理的数值分析[J]. 工程勘察,1989,(3): 1-4.
- [20] 李本平,陈燕顺,吴世明.用加载-卸载双线性模型分析强夯加固机理[A].第六届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会论文集[C].广州: 广东科技出版社,1998,8: 469-474.
- [21] 孔令伟,袁建新.层状地基内饱和土层强夯流固耦合分析[A].第六届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会论文集[C].广州: 广东科技出版社,1998,8: 416-422.
- [22]朱继永,许光泉, 龚固培.强夯法有效加固范围的数值模拟[J]. 煤田与地质勘查, 2001, 29(2): 239-43.
- [23] Gu,Q. Lee,F.-H. Ground Response to Dynamic Compaction of Dry Sand [J]. Geotechnique,2000,52(7):481-493.
- [24] 钱家欢,帅方生. 边界元法在地基强夯加固中的应用[J].中国科学(A辑),1987(3): 329-336.
- [25] 孔令伟,袁建新.强夯作用下的成层土地基的表面接触应力分布特征[J].力学学报, 1999,31(2): 250-256.
- [26] 宋修广,张晓平.强夯法加固地基的三维有限元动力固结分析[J].山东大学学报, 2004,34(4): 55-58.
- [27] 蒋鹏,李荣强,孔德坊.强夯大变形冲击碰撞数值分析[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(3): 222-226.
- [28] 孙雨明,高广运,梁涛. 帽子模型在强夯动应力计算中的应用[J].岩土工程学报,1998, 20(2): 86-92.
- [29] 水伟厚,高广运,吴延炜等.湿陷性黄土在强夯作用下的非完全弹性碰撞与冲击应力解析 [J]. 建筑结构学报,2003,24(5): 92-96.
- [30] Poran,Chaim J. Finite Element Analysis of Impact Behavior of Sand[J]. Soils and Foundations.1992,32(4): 68-80.
- [31] Chow,Y.K. Numerical Modeling of Dynamic Compaction[C]. Computer Methods and Advances in Geomechanics, 1991: 237.
- [32] 张吉园,安危,张志勇.软土固结中孔压消散的有限元方法[J].岩土工程技术,1999, (4): 31-33.
- [33] 王志建,陶太江,廖济川. 软土地基Biot固结的一种有限元方法.岩土工程学报[J], 1990, 12 (6): 91-98.
- [34] 孔令伟.强夯机制与加固效应研究[D].武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所博士学位论文, 1997.
- [35] 宋修广,卢盛松,李维寅. 强夯加固的动态有限元法分析研究[J]. 河海大学学报, 1995, 27 (3): 22-25.
- [36] 徐长节,蔡袁强,吴世明. 饱和土中球空腔的瞬态动力响应[J].力学学报,2000, 32 (4): 473-480.
- [37] 赵成刚. 流体饱和两相多孔介质动力反应分析的显示有限元法[J]. 岩土工程学报, 2001,

- 23 (2): 178-182.
- [38] 雷学文. 动力排水固结法加固软基加固技术与加固机理研究[D].武汉:中国科学院武汉岩土力学研究所博士学位论文, 2000.
- [39] Martin,Geoffrey R, Effects of System Compliance on Liquefaction Tests[J].Journal of the Geotechnical Engineering Division,1978,104(4): 463-479.
- [40] 沈珠江. 一个计算沙土液化变形的等价粘弹性模型[A].第四届全国土力学及基础工程学术会议论文文集[C],北京,1986.
- [41] Carter J.P,Booker, J.R,Wroth,uC. P. Critical State Soil Model for Cyclic Loading[R]. University of Queensland, Department of Civil Engineering, 1979.
- [42] Desai C.S, Gallagher R .H. Mechanics of Engineering [M].London:John Willey and son,1984.96-103.
- [43] Prevost,Jean H. Simple Plasticity Theory For Frictional Cohesionless Soils[J].Soil Dynamics and Earthquake Engineering,1985,4(1): 9-17.
- [44] Mroz Z,Norris V.A, An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading[J]. Internatinal Journal for Numerical and Analytical and Methods in Geomechanics,1978,2(3): 203-221.
- [45] Wang Z L, Shen C K. Bounding Surface Hypoplasti-city model for sand[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1990,116(5): 983-1001.
- [46] 李相松,邹离湘.砂土材料模拟剪胀破坏的动本构模型[C].第五届全国土动力学学术会议论文集,大连,1998.
- [47] 谢定义,齐吉琳,张振冲. 考虑土结构性的本构关系[J].土木工程学报,2000,33(4): 35-41.
- [48] 王黎明,韩选江,朱允伟等. 真空动力固结加固吹填土地基的试验[J].南京工业大学学报,2006,28(6): 57-61.
- [49] 《地基处理手册》(第二版)编写委员会. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社,2000, 260.
- [50] 石明磊,邓学钧,钱明权等. 强夯技术处理饱和土地基的试验研究[J].东南大学学报,2001,31(3): 15-19.
- [51] 方磊.强夯法在处理高速公路液化地基中的应用[J].施工技术,2005,34(9): 19-21.
- [52] 曾庆军,龚晓南,李茂英.强夯时饱和软土地基表层的排水通道[J].工程勘察,2000,(3): 1-3,11.
- [53] 周健,张健,姚浩. 真空降水联合强夯法在软弱路基处理中的应用研究[J].岩土力学, 2005,26(增刊): 198-200.
- [54] 吴振贵. 动力排水固结法处治道路软土地基[J],交通科技,2002,(6): 4-7.
- [55] 王炳龙,杨龙才,宫全美等. 真空联合堆载预压法加固软土地基的试验研究[J],同济大学学报,2006,34(4): 499-503.

- [56] 雷学文,白世伟. 动力排水固结法的研究及应用概况[J],土工基础,1999,13(4): 9-12.
- [57] 梁明刚. 非线性有限元软件ABAQUS[J].航空制造技术,2006,(8): 109-110.
- [58] 王慎平,刘北英.ABAQUS中的非线性模拟[J].机械制造与研究,2006,35(2): 20-22.
- [59] Zhuang, Hai-Yang A developed dynamic viscoelastic constitutive relations of soil and implemented by ABAQUS software[J]. Rock and Soil Mechanics,2007,28(3): 436-442.
- [60] Wei Jun. Stability analysis of rock around tunnel-type anchorage of Siduhe suspension bridge based on ABAQUS software[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2005,24(suppl): 4894-4899.
- [61] Zhang, W.H. Efficient sensitivity analysis and optimization of shell structures by the ABAQUS code[J].Structural Optimization, 1999,18(23): 173-182.
- [62] 朱向荣,王金昌. ABAQUS 软件中部分土模型简介及其工程应用[J].岩土力学, 2004, 25(增刊): 144-148.
- [63] 李本平. 冲击荷载作用下粘土孔隙水压的数值分析[J]. 爆炸与冲击,2005,25(3): 281-284.
- [64] 牛志荣,杨桂通.冲击荷载下土体位移特征研究[J].岩土力学,2005,26(11): 1743-1748.
- [65] 王仁钟.强夯加固软土地基的动态测试与分析[C].第一届全国地基处理学术讨论会论文集.上海,1986: 45-49.
- [66] 陈建业. 吹填砂软土地基的真空降水强夯加固方法[J].山西建筑,2003,29(3): 66-67.
- [67] 王立朝,胡瑞林,李耀刚等. 影响强夯加固深度的因素分析[J]. 施工技术,2004,33(1): 48-49, 56.
- [68] 孔位学,陆新.强夯法加固软土地基有效加固深度研究[J].四川建筑科学研究,2001,21(4): 45-48.
- [69] 费香泽,王钊,周正兵.强夯加固深度的试验研究[J].四川大学学报,2002,34(4): 56-59.
- [70] 《地基处理手册》(第二版)编写委员会. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社,2000, 262-263.
- [71] 左名麒. 震动波与强夯法机理[J].岩土工程学报.1986,8(3): 55-62.
- [72] 朱登峰,黄宏伟,殷建华.饱和软粘土的循环蠕变特性[J] 岩土工程学报,2005,27(9): 1060-1064.
- [73] 周建.循环荷载作用下饱和软粘土的孔压模型[J].工程勘察,2000,(4): 7-9.
- [74] 白冰,周健.周期荷载作用下粘性土变形及强度特性述评[J].岩土力学,1999,20(3): 84-89.
- [75] 白冰,周健,曹宇春.冲击荷载作用下软粘土变形和孔压的若干问题[J].同济大学学报,2001,29(3): 268-272.
- [76] 王宏太,陈嘉福, 粘性土为主的地基强夯的时效性[J].上海地质,1999,69(1): 6-10.

攻读硕士学位期间发表论文与实践情况

发表论文情况:

- [1] 王黎明、韩选江、朱允伟等, 真空动力固结加固吹填土地基的试验[J], 南京工业大学学报, 2006, 28 (6): 57-61.
- [2] 王黎明、韩选江, 新近吹填土的真空动力固结加固效果试验研究[J], 建筑结构, 已录用.
- [3] 王黎明、沈木端俊、黄国华等, 带地下室的建筑物结构设计计算模型探讨[J], 西部探矿工程, 2007, 19 (3): 231-233.
- [4] 王黎明、韩选江、马鸣, 碳纤维在混凝土结构物加固中的应用[J], 现代结构工程技术最新发展与应用, 2006: 330-334.
- [5] 韩选江、王黎明、朱进军等, 新近吹填淤质粉细砂土的真空动力固结效果[A], 2007 海峡两岸岩土工程/土工技术交流研讨会[C], 2007, 554-558.
- [6] 韩选江、周曙东、周孝侯、王黎明, 散粒材料静压桩复合地基予力工法[P], CN1884710

工程实践情况:

1. 在导师韩选江教授带领下, 参与国家重点建设工程“首钢围海造地真空动力固结试验研究”。
2. 在导师韩选江教授带领下, 参与南京工业大学实验室开放项目防水混凝土性状实验研究。
3. 在导师韩选江教授带领下, 参与 500 kV 三江口长江大跨越塔基础工程的基础选型、设计及检测工作。

致 谢

本文是在导师韩选江教授的悉心指导下完成的。三年来，韩老师在课程学习和学术研究上对我严格要求，并给我无微不至的关怀指导，我取得的每一点进步，都倾注导师的大量心血。韩老师渊博的学识、敏锐的思维、严谨的治学态度和谆谆教诲，都使我受益非浅，激励我奋发向上。恩师难忘，谨向恩师致以最衷心的感谢！

感谢南京工业大学的夏佳教授、李俊才教授、韩爱民副教授、王旭东教授和中国建筑科学研究院甘厚义高工在论文选题、试验研究、文章写作、谋篇布局等方面的教诲和帮助，他们严谨求实的治学态度、一丝不苟、勤奋忘我的工作作风将是我今后生活学习的典范。

感谢 2004 级岩土工程专业的全体同学们，在共同走过的三年研究生生活中结下的友谊让我终身难忘，感谢朱进军、朱允伟、赵翔、孙晋川、王同华、马鸣等同学在学习和生活上对我的关心、帮助、支持。

感谢为本论文评审与答辩付出辛勤劳动的所有专家。

感谢父母的养育之恩，他们的关怀和支持是我动力的源泉。

最后再次向上述诸位以及未曾在此一一列出的所有关心和帮助过我的老师、同学和亲友致以真诚的谢意！衷心祝大家身体健康、万事如意！

匆匆太匆匆，几度夕阳红。离开校园，生活又揭开新的一页。怀着感恩的心，我将开始新的人生历程。

王黎明

2007 年 5 月于南京