

山区块碎石填筑地基强夯试验研究
与工程实践

**Experimental Study and Practice of
Dynamic Compaction for Filled Subsoil
with Block and Crushed Stones
in Mountain Area**

学科专业：岩土工程

研究生：李志炯

指导教师：严 驰 副教授

吴春秋 高 工

天津大学建筑工程学院

二零零八年八月

中文摘要

强夯法是一种处理不良地基行之有效的方法，由于具有投资节约、施工快捷等优点不断在工程中得到应用和推广，但在施工参数设计、加固效果检测及特殊地基的实践应用方面尚存在一些问题。为此，本文以东北某化工项目场坪地基处理工程为背景，通过试验研究和工程实践分析对强夯法处理山区块碎石填筑地基中的一些具体问题进行了研究。主要工作如下：

(1) 以东北某化工项目场坪地基处理强夯试验为例，通过分析强夯试验成果，为强夯工程设计找到了合适的施工参数和施工工艺；

(2) 在分析山区块碎石填筑地基常用检测方法的基本理论与方法及优缺点基础上，探讨多种检测方式在大面积山区块碎石填筑地基检测中的综合应用，并通过分析具体工程检测结果，采用回归分析法建立了动力触探试验、瑞利波试验与载荷试验检测参数之间的对应关系；

(3) 分析山区块碎石填筑地基处理的常见问题，以具体工程实践为依据，结合国内同类工程的工程经验，建立一套强夯法处理山区块碎石填筑地基的方法系统，并对这一方法系统中所涉及到的山区填方区原地面地基处理、强夯施工参数选取、填筑材料质量控制措施、填挖交界面处理、高填方边坡稳定性等问题分别进行探讨。

关键词： 强夯法 山区块碎石填筑地基 试验研究 地基检测 工程实践

ABSTRACT

As an effective ground treatment method with the merits of cost-saving and rapidness in construction, Dynamic Compaction Method (DCM) has, more and more, obtained extensive engineering applications. However, for this method further researches are still needed in the areas such as design of construction parameters, testing of improved ground and its application in special soils. In this thesis, utilizing a huge ground treatment project for a petrochemical plant in Northeast China as the background, practical problems on DCM application in the treatment of filled subsoil with block and crushed stones in mountain area have been studied through experimental study and engineering practice. The major works conducted in this thesis can be summarized as follows:

(1) On the basis of study and analysis on the results from preliminary dynamic compaction tests for the particular ground treatment project of petrochemical plant in Northeast China, appropriate construction parameters and construction methodology were obtained for detailed DCM design;

(2) Basic concepts, methodology, advantages and disadvantages of various testing methods were examined, comprehensive application of these testing methods for filled subsoil with block and crushed stones in mountain area were studied. Furthermore, for a specific testing area, relationships among static load tests, dynamic penetration tests and Rayleigh wave tests were proposed by means of regression analysis.

(3) A set of design system of DCM for filled subsoil with block and crushed stones in mountain area has been established, in which particular attentions were paid to the problems of initial treatment for ground surface, determination of construction parameters, quality control of filled materials, treatment of interface between filling and excavation areas, stability of high fill slope, respectively.

KEY WORDS: Dynamic Compaction Method, filled subsoil with block and crushed stones in mountain area , experimental study, ground testing, engineering practice

目 录

第一章 绪 论	1
1.1 强夯技术的发展概况及趋势	1
1.1.1 强夯法的由来与特点	1
1.1.2 强夯法的工程应用概况	1
1.1.3 强夯技术的发展趋势	2
1.2 强夯技术的研究现状	3
1.2.1 强夯法的适用性与加固机理研究	4
1.2.2 强夯法的有效加固深度研究	6
1.2.3 强夯地基的检测研究	8
1.3 山区块碎石填筑地基强夯处理研究	9
1.4 选题意义及主要工作	10
1.4.1 选题意义	10
1.4.2 主要工作	11
第二章 山区块碎石填筑地基强夯试验研究	12
2.1 工程概况	12
2.1.1 场区概况	12
2.1.2 工程地质条件	13
2.2 强夯试验概况	14
2.2.1 试验设计	14
2.2.2 试验施工	16
2.2.3 试验测试	16
2.3 试验成果分析	17
2.3.1 单点夯试验	17
2.3.2 群夯试验	22
2.4 本章小结	26
第三章 山区块碎石填筑地基检测研究	27
3.1 山区块碎石填筑地基检测概述	27
3.2 山区块碎石填筑地基检测方法分析	28
3.2.1 常用检测方法的基本理论与方法	28
3.2.2 常用检测方法分析比较	31

3.3 不同检测参数之间的相关性分析.....	32
3.3.1 承载力特征值 f_{ak} 、变形模量 E_o 与动探击数 N_{120} 相关性分析.....	32
3.3.2 承载力特征值 f_{ak} 、变形模量 E_o 与瑞利波波速 V_r 相关性分析.....	35
3.4 本章小结.....	37
第四章 山区块碎石填筑地基强夯处理工程实践	38
4.1 山区块碎石填筑地基的常见问题.....	38
4.2 山区块碎石填筑地基强夯处理方法系统.....	38
4.3 原地面处理.....	41
4.3.1 原地面地基处理方法探讨.....	41
4.3.2 工程实例分析.....	42
4.4 强夯施工参数设计.....	43
4.5 填筑材料质量控制.....	45
4.5.1 粒径与级配的控制.....	45
4.5.2 土石填料混合方式的控制.....	46
4.5.3 填筑方式的控制.....	46
4.6 填挖交界面的处理.....	47
4.7 高填方边坡稳定性分析.....	49
4.7.1 边坡稳定分析理论概述.....	49
4.7.2 工程实例分析.....	51
4.8 本章小结.....	57
第五章 结论与展望	59
5.1 结论.....	59
5.2 展望.....	60
参考文献.....	61
发表论文和参加科研情况说明.....	65
致 谢.....	66

第一章 绪论

1.1 强夯技术的发展概况及趋势

1.1.1 强夯法的由来与特点

强夯法又名动力固结法或动力压实法。这种方法是反复将夯锤（质量一般为10~40t）提到一定高处使其自由落下（落距一般为10~40m），给地基以冲击和振动能量，从而提高地基土承载力并降低其压缩性，改善地基性能^[1]。它是20世纪60年代末由法国Menard技术公司首先创用并迅速在世界各地得到广泛地推广和应用。

强夯法具有加固效果显著、适应土类较广、施工快捷方便、工程造价低廉等优点。与其它地基处理方法不同，强夯法施工机具简单，不消耗三材，对周边环境不存在工后污染。但夯击过程中对周围建筑物的振害或许是强夯法较显著的缺点，因此要求施工中应注意对振动敏感的结构物和设施等保持一定的安全距离。故强夯法特别适合大面积开阔场地的地基处理，如港口堆场、仓储码头、机场跑道、道路路基及新建厂矿场地等。

1.1.2 强夯法的工程应用概况

强夯法首先在西欧国家得到广泛应用，并且很快推广到世界各地。1973年底时日本及欧洲12个国家在150余项地基工程中采用强夯法，处理面积达140多万m²。到1975年末，已发展到20多个国家300多项工程中使用了这种方法。至二十世纪九十年代中期，已有几十个国家和地区的5500余项强夯工程付诸实施，地基处理面积达到1亿3000万m²[2]。我国于1978年11月首次在天津新港三号公路软土地层处理工程中进行了强夯试验。在初步掌握了这种方法的基础上，于1979年8月至9月又在秦皇岛码头堆煤场细砂地基进行了试验，其加固效果显著。因此该码头堆煤场的地基加固就正式采用了强夯法，该法比原加固方案节省150余万元。随后中国建筑科学研究院及其协作单位于1979年4月在河北廊坊进行强夯法处理可液化砂土和轻亚粘土地基野外试验研究也取得了较好的加固效果，并于同年6月正式用于工程施工[3]。随着强夯法在上述工程中的试验研究及实际工程的成功运用，全国各地陆续引进该技术进行试验研究并大面积投入使用。据不完全统计，迄今全国已有十几个省市在数百项工程中采用这种加

固方法。其中在“八五”期间，仅全国重大工程项目地基处理中采用强夯技术的就达 300 万 m^2 以上，其不仅大大缩短了施工工期，而且节省了可观的工程投资，取得了良好的经济与社会效益^[4]。近年来，随着国家西部大开发、振兴东北老工业基地等一系列政策的实施，强夯技术在基础设施建设中又有了更广的应用舞台。贵州龙洞堡、铜仁，四川广元、攀枝花、绵阳，云南大理等一大批机场项目，兰州、大连、抚顺、青岛等地一批石化项目以及山西、陕西、河南等地高速公路项目都采用了强夯法进行地基处理。

1.1.3 强夯技术的发展趋势

近年来，强夯技术发展迅速，工程应用范围也逐渐推广，在诸多研究领域中，高能级强夯技术和饱和软土复合式强夯技术已成为工程界和学术届研究的热点。

(1) 高能级强夯技术

近年来，为节约耕地，国家把一些重大项目建在了山区丘陵地带和近海新造陆地上。在平整场区的过程中，出现了很多十几米到几十米高的“开山填谷”型和“抛石填海”型块碎石填筑地基。这类地基采用其它地基处理方法不仅造价昂贵，加固效果也不理想，而常规能级强夯技术又无法达到工程要求的加固深度，这就促进了高能级强夯技术的研究。

高能级强夯一般是指单击夯击能大于 6000kN.m 的强夯。与常规强夯法相比，高能级强夯的有效加固深度可达 10~30 m，可加固处理大厚度非饱和土、大面积重堆载场地、大中型油库、塔基、大型筏板地基、高堤坝、大厚度湿陷性黄土和新填土等，能更好地提高地基土强度，降低压缩性，消除湿陷性，改善其抵抗振动液化的能力^[5,6]。国际上，由于强夯机械的快速发展，10000kN.m 以上级高能级强夯技术已得到广泛应用。美国在犹他州使用了 10560kN.m 高能级强夯技术处理冲击尾矿坝^[7]；Menard 公司在瑞典使用 16000kN.m 能级处理碎石土地基的有效加固深度达 30m^[8]；Hendy M.S. 在香港采用 14000kN.m 高能级强夯置换处理深达 40m 的海相淤泥土，也取得了很好的效果^[9]。与国际上相比，我国高能级强夯领域的研究和应用起步较晚^[10]，中化公司于 1991 年开发了较为成熟的 8000kN.m 能级强夯装置，并率先于 1992 年在三门峡火力发电厂采用 8000kN.m 能级强夯技术用于消除黄土的湿陷性，其有效加固深度为 11.5m。接着又分别在惠州威宏油罐区工程、贵州翁福磷肥重钙工程、岳阳石化总厂原料工程、秦皇岛输油泵站灌区工程等一系列重大项目中也采用了 8000kN.m 能级强夯技术，有效加固深度为 10~12m。随后，国家又拿出专项基金在广东惠州大亚湾、大连西太平洋等石化项目场坪地基处理中进行了 10000 kN.m 能级强夯技术试验研究，并取得了很好的效果。2004 年，国内最高 16000kN.m 能级强夯试验也在大连获得

了成功。尽管如此,由于受强夯起重设备发展速度缓慢和施工困难等因素的影响,10000kN.m及以上级强夯技术的研究与应用还比较少,但随着这方面的需求越来越多,它将是强夯技术的一个发展趋势。

(2) 饱和软土复合式的强夯技术

强夯技术适用于处理碎石土、砂土等粗粒土和一些低饱和度的细粒土地基,这是国内外都一致认可的。但对于是否适用于饱和粘性土,特别是淤泥、泥炭等软弱地基,国内外一直没有定论,成功和失败的现场试验和工程实例均有报道。成功的例子如 Ramasway S.D.等^[11]成功利用强夯处理了含水量95%左右的泥炭质粘土;中交一航局科研所1978年对天津新港软土进行的试验表明强夯用于饱和软粘土上有一定的效果等^[12]。失败的例子如在对国内某电厂煤堆场以淤泥和淤泥质亚粘土为主、含水量40~55%的地基强夯试验中,载荷试验结果表明夯后地基承载力比夯前降低42%^[13]等。为什么强夯加固饱和软土时会失败,大部分学者意见基本是一致的^[14, 15, 16]:饱和软土在强夯过程中和强夯以后,土中的超静孔隙水压力不能及时消散,强夯所施加的能量全部被超静孔隙水压所吸收,由此引起原有土体的结构性和结构强度遭到破坏,形成人们所称的“橡皮土”。为使强夯过程中和强夯后地基中的地下水能及时排出,需要找到适用于软粘土地基的新工艺。为此,工程中采用了在饱和软土中打入砂桩、碎石桩或置入塑料排水板等措施来增加排水通道,并由此发展了一些象砂桩加强夯、真空/堆载预压加强夯等复合式强夯技术。实践证明这些新方法能够有效地改善饱和粘性土的工程性质。天津新港的软粘土地基采用袋装砂井加强夯处理后,超静孔隙水压力一周内消散了95%(不设砂井时,4周后只能消散80%),有效变形量由不设竖向排水通道时的20%增至设置排水通道时的45%。上海崇明岛机场45万m²软土地基处理中,采用了先插设塑料排水板和埋设软式透水管排水然后强夯的处理方法,地基承载力从处理前的50~80kPa上升到120kPa以上^[17]。由此可见,辅以一定工艺后进行强夯处理能够有效地加固饱和软土地基。我国沿海地区广泛分布着厚度不均的软土,强夯法又有着其它地基处理方法所没有的诸多优点。因此,采用强夯法与其它处理方式有效结合的复合式强夯法加固饱和软土地基将是强夯技术今后的另一发展趋势。

1.2 强夯技术的研究现状

强夯技术在全世界各地不断推广应用的同时,与之相关的理论和应用性研究也成了国内外岩土工程界的一项重要课题。1974年在英国工程师协会专门召开了深基础会议上, Menard 本人对强夯法作了详细介绍,并对会上提出的问题进

了解答。Gambin^[18]于 1984 年在第八届非洲地区土力学和基础工程会议上发表了“十年来的强夯法”的论文。在文中扼要地论述了强夯法的适用范围、原理、参数选取以及强夯对环境的影响等，并指出了 Menard 所阐述的强夯加固影响深度 $Z = \alpha \sqrt{M.H}$ 中的修正系数 α 为 0.5~1.0。这之后，在国际土力学和基础工程会议以及世界各地性的岩土工程会议上，有关强夯技术理论分析和应用性研究等方面的论文开始大量涌现。与此同时，各国学者还把目光投向了更省时省钱的室内试验研究。法国首创了动力固结的室内试验技术，日本、美国、德国等国家也先后研制了各种强夯室内模型用以测试冲击力作用下土的动力反应、超静孔隙水压力的消散规律等。在我国，铁道部基建情报网于 1980 年 9 月在南宁召开了强夯法加固地基经验交流会，会后汇编并出版了《强夯法加固地基经验交流会文件汇编》。1983 年在武汉召开的全国第四届土力学及基础工程学术会议上，强夯论文有 23 篇^[19]。近年来，随着强夯技术在各地应用越来越多，相关的理论和室内外试验研究成果也不断地出现在各种岩土工程学术会议和科技期刊上。

大量文献^[20-24]表明，强夯技术的研究内容主要集中在强夯的适用性与加固机理、有效加固深度与夯后地基检测等方面，研究方法涉及室内外试验研究及工程实践、简化理论分析、数值计算等。

1.2.1 强夯法的适用性与加固机理研究

强夯加固粗粒土和低饱和细粒土的效果是明显的、公认的。对于饱和粘土，由于土体本身和水的不可压缩性及强夯冲击荷载的持续作用时间十分短暂等原因，一些学者从传统固结理论和部分工程实践失败出发认为强夯技术不适用于饱和细粒土。如 Pilot, F.Tavenas 及 L.Menard 本人^[25]在早期都认为强夯不能使完全饱和的细粒土加固。Smolczyk^[26]在第 8 届欧洲土力学及基础工程学术会议上的深层加固总报告中指出，强夯法只适用于塑性指数 $I_p \leq 10$ 的土。国内一些学者则认为通过改善强夯作用时的瞬时排水条件，强夯应用于某些饱和细粒土中能取得一定的加固效果。如郑颖人、冯遗兴等^[27]认为包括淤泥质土在内的饱和软粘土可用强夯法进行加固，关键是排水措施与施工工艺要得当。刘祖德、丘建军^[28]也认为在饱和软粘土中将强夯与堆载预压法结合使用，可取得成功。更多学者则倾向于认为强夯法不宜在饱和细粒土特别是淤泥和淤泥质土中使用。在我国的国家及地方性地基处理规范中一般也规定强夯处理饱和细粒土时需谨慎对待。因此对于强夯法的适用范围需进一步研究。

关于强夯加固地基的机理，目前国内外还没有形成统一的看法。Menard、Mitchell、坂口旭、钱家欢、张永钧、郑颖人等学者通过理论分析、模型试验和实践观测等方法从夯击能的传递与作用机理、冲击荷载作用下土的性状、强夯力

学模型、地基动力反应、孔隙水消散规律等角度进行了研究,并提出了自己的观点^[29-32]。

根据地基土的类型不同,强夯加固机理可分为动力夯实和动力固结两种情况。对于非饱和土,强大的夯击能使土颗粒移动,从而使孔隙中的气泡迅速排出或者压缩,孔隙体积减小,形成密实结构,称为动力夯实。饱和粘性土中,夯击能破坏了土体原有结构并产生裂隙,引起渗透性增大,孔隙水压力消散后土体固结,称为动力固结。学者们也对这两种不同的加固机理进行了多方面的研究和不同的解释。

Mitchell^[33]认为,当强夯法用于非饱和土时,压密过程基本上与实验室中的普氏击实法相同;在饱和和无粘性土的情况下,可能会产生液化,压密过程和振动压密的过程相似。加固饱和细粒土时,需要破坏土的结构,产生超孔隙水压力以及通过裂隙形成排水通道,孔隙水消散,土体才会压密。

一般来说,强夯用于非饱和土时,可将地基视为弹性半空间体,在重锤自由下落,夯击地面的瞬间,由势能转化的动能一部分以声波的形式向四周传播,一部分由于摩擦产生热能,其余大部分则使土体振动,并以压缩波、剪切波、瑞利波的形式在地基内传播。波能在成层状地基中从一个弹性介质传到另一介质,一部分则同时返回第一个介质。传到另一个介质的波能使土中孔隙空气迅速排出而达到密实状态,返回的波能则使表层土体变松,这是强夯中地表局部隆起的原因。

对于传递的三种波分别起何种作用,学者们的认识也不一致。Gambin^[18]认为,压密作用是由于土体受到冲击波作用而引起的,对于非饱和土而言,压缩波是引起土体加密的主要因素。左名麒^[34]认为夯击所产生的巨大冲击能将以波的形式向土介质传播,强夯主要是压缩波和剪切波起加固作用,而瑞利波不但不起加密作用,反而对地基表面产生松动,是有害波。孔令伟等^[35]通过研究三个代表不同土质条件的强夯实践后则认为,瑞利波可穿透较深的土层,使得地基在瑞利波作用下产生变形并使土颗粒更为紧密的排列,即认为瑞利波对地基加固起了不可忽视的作用。

强夯加固饱和土时,传统的饱和土固结理论认为饱和土是二相土,土由固体颗粒及液体组成,水和土粒本身是不可压缩的。而试验表明饱和粘性土经受强夯时却在瞬间产生了数十厘米沉降。为解释这一现象,Menard^[36]提出了一个新的动力固结理论,其核心是饱和土是可压缩的和土中的水可较迅速地排出,原因是饱和土中仍有少量的气体(1~4%左右),在冲击荷载下仍可产生瞬间压缩。反复冲击作用后土中超静孔隙水压力不断增大导致土的液化、土中产生放射状裂隙、结合水向自由水转化,使土的渗透性能明显改善,水迅速排出。夯实结构被扰动的土,经触变恢复后土的性状得到改善。他还提出了一个一维动力固结模型来直

观地表土的动力固结及其与 Terzaghi 一维静力固结的差异,用一组关系曲线表示了强夯加固饱和土的原理和过程。按照 Menard 等的动力固结理论,饱和土中的强夯涉及到孔隙流体的压缩、土的液化、土结构的破坏、水的排出和土的触变恢复等一系列作用,其中土的液化对土中水的排出和土的夯实来说是必需的。

郑颖人等^[27] 则把饱和细粒土的强夯加固机理分为四个阶段:能量转换与夯坑受冲剪阶段、土体液化与破坏阶段、固结压密阶段和触变固化阶段。他们认为强夯中由夯击能转换的动应力会使坑壁冲剪破坏,坑周裂缝发展,孔隙水压力迅速提高,当孔隙水压力达到最高点时,土体结合水变成自由水,可能出现液化。随着时间增加,土体中的水与气体由坑周裂隙及毛细管排出,土体固结沉降。当孔隙水压力消散到一定程度后,土体自由水变成结合水,液化区强度恢复并有所提高,非液化区强度较大幅度增长。

1.2.2 强夯法的有效加固深度研究

有效加固深度指地基土经强夯后能够满足特定工程要求的深度,是强夯设计与施工中最为关键的问题之一。国内外学者对于它的判别标准、影响因素、计算方法等进行了大量的研究和探讨。

对于强夯有效加固深度的判别标准,学者们提出了各种基于加固土性指标或其变化的具体标准。Leonard^[37]认为判断标准的确定应考虑土类和初始密度,针对所研究的砂土,提出了以标准贯入击数增加 3~5 击的依据。范维垣^[13]提出应以加固后土层承载力超过 150kPa 为临界值,或依据现场效果检测结果来确定,对于砂土标贯击数达到 10~15 击、静力触探比贯入阻力为 5~9MPa、一般粘性土标贯击数达到 12~16 击、静力触探比贯入阻力为 1.5~2.0MPa,湿陷性黄土干重度 $\rho_d > 15\text{kN/m}^3$ 和湿陷性系数 $\delta < 0.015$ 为标准,根据工程经验,消除湿陷的深度可比干重度 $\rho_d > 15\text{kN/m}^3$ 的深度增加 1~2m。张永钧^[39]对抛石地基强夯处理的有效加固深度的定义为土体竖向变形量为地表夯沉量 5% 的深度。张峰^[38]建议竖向压缩应变为 5% 的深度为有效加固深度。

强夯有效加固深度的影响因素很多,主要可分为两个方面^[40]:内因主要是地基土的性质,如颗粒级配、密度、饱和度等,不同土层的厚度和埋藏顺序,地下水位等;外因主要是施工工艺,如锤重、锤形、锤底面积、落距、夯点击数、夯击遍数、单位面积夯击能等。另外,夯点的布置情况、施工机具及施工单位的经验有时候会对有效加固深度造成一定影响,而地基检测时所采用方法和时间间隔有时也会影响到其结果的判定。

强夯法的有效加固深度的计算方法是研究的一个热点。自法国工程师 Menard 提出强夯加固的影响深度 $Z = \sqrt{MH}$ 经验公式以后,研究人员通过工程实践总

结、室内外试验测试和理论分析等方法得到很多计算公式，归纳起来大致可分为三大类：修正系数法、经验公式法和理论分析法。

(1) 修正的Menard公式

$$Z = \alpha \sqrt{M \times H} \quad (1-1)$$

Z —强夯有效加固深度，m； α —有效加固深度修正系数； M —夯锤的重量，t； H —夯锤的落距，m。

该公式简单实用，但考虑的因素较少，因此给研究 α 的变化范围提供了空间，国内外学者结合工程实践和现场试验就不同的土质给出了不同 α 的取值范围。表1-1列举了一些学者在这方面的研究成果。

表1-1 强夯有效加固深度修正系数

研究者	α 的值域	适用土性及影响因素
Mayne ^[41]	0.3~1.0	总结了世界上124项强夯工程
范维垣 ^[13]	0.35~0.8	高填土深水位取0.6~0.8，一般粘性土和砂土取0.45~0.6，湿陷性黄土取0.35~0.5
苏冰 ^[42]	0.43 0.5~0.51	高能级强夯6000kN.m，湿陷性黄土； 高能级强夯8000 kN.m，湿陷性黄土。
叶观宝等 ^[43]	0.35~0.6	碎石土和砂土取0.39~0.6，粉土、粘性土取0.35~0.5
吴达人 ^[44]	0.5~0.6	粗粒土 α 取大值，细粒土 α 取较小值。
刘惠珊 ^[45]	0.52	冶金渣、碎石土等粗颗粒土

Menard公式系数修正法是将有效加固深度的复杂性通过一个给定的常数进行简单化或经验化，对于地基土的性质和施工工艺等因素的影响考虑比较粗略，因此很难将其推广到一般强夯工程中应用。

(2) 经验公式法

由于有效加固深度的影响因素较多，学者们在考虑地基土性质、地下水位和夯击能等因素的情况下建立了多种经验公式。表1-2列举了一些这方面的研究成果。

经验公式法的突出特点是方法简单，但有关公式中的系数受到地基条件和施工条件的影响，变化幅度较大，估算精度低，但比起修正系数法有了较大的发展，考虑了地基土特性和强夯施工的一些因素，具有一定的参考和实用价值。

(3) 理论分析法

理论分析法试图从基于解析的理论分析来建立强夯有效加固深度的预测性公式。这类分析主要有两类：一类是由动力学原理、功能原理等理论或试验确定锤土接触面上的应力，用弹性静力学公式来求解动应力的扩散，用附加应力达到某一临界值的深度定义有效加固深度，可称之为应力法；另一类是从冲击波及能

量的传播和消耗规律来推导有效加固深度的计算公式，可称之为能量法。

王成华^[48]根据他所推出的表面等效拟静力公式，应用弹性静力学附加应力计算的近似公式，取附加应力与自重应力之比为0.2处的深度为有效加固深度。孔令伟^[49]认为强夯冲击荷载下，以夯锤中心下方不同深度土层的最大动应力按莫尔—库仑破坏条件为标准估算有效加固深度。张利洁^[50]假定夯锤下土体为一维变形，考虑强夯前后孔隙比的变化得到了有效加固深度的公式。王钟琦^[51]认为夯锤落地时的动能等于土中弹性变形引起的弹性势能，假设强夯引起地面的椭圆体作简谐振动，得到均质土层的有效加固深度公式。左名麒^[52]等根据强夯冲击波在地基中传播及土对能量的吸收能力，给出有效加固深度的公式。

表1-2 强夯有效加固深度经验公式

研究者	经验公式	适用土性及公式特点
Slocombe ^[46]	$Z=0.586(MH)^{0.5}-0.009(MH)$	Z与夯击能为非线性关系，曲线形状与地基土的初始刚度和土的重度相关。
刘海冲 ^[47]	$Z_{I类土}=13.5.\log(MH)-38.5$ $Z_{II类土}=16.9.\log(MH)-47.4$ $Z_{III类土}=16.8.\log(MH)-53.0$	I类(块石、碎石、煤矸石、冶金渣) II类(填土、杂填土、吹填) III类(粘性土、砂类土、黄土)
张永钧 ^[38]	$Z= \beta f(N)MH$	大块抛石或碎石土等粗颗粒土， $f(N)$ 的值介于 $0.754 \times 10^{-2} \sim 2.158 \times 10^{-3}$ ， N 为夯击数。 β 为修正系数，在0.9~2.9之间，与单击能有关
张峰 ^[39]	$Z=0.509(MH)^{0.25}(N)^{0.2}$	适用中低能级强夯下的碎石土等粗粒无粘性土，考虑了夯击数N的影响。

1.2.3 强夯地基的检测研究

强夯地基检测通常采用室内土工试验和原位测试等方法。室内试验方面，主要是通过测定地基土夯实前后的物理力学指标的变化判定加固效果，常用方法有击实试验、压缩试验、剪切试验等。现场检测主要通过原位试验测定地基土的承载力、变形模量、回弹模量等地基土指标的变化，常用方法有标准贯入试验、静力触探试验、旁压试验、载荷试验、动力触探试验、波速试验等。具体采用何种检测手段，应视地基土类型而定。当地基处理的面积和厚度较大时，采用一种检测方法往往不能很经济、准确地评价地基夯实效果，一般需要采用多种检测方式进行综合评价。

为充分利用各种检测方法的优点，一些地区和部门结合工程界长期实践建立

了一些检测方式所测参数与地基评价指标的之间的经验关系。如广东省《建筑地基基础设计规范》(DBJ15-31-2003)规定了标贯击数与地基承载力特征值在一般粘性土和粉土中的经验关系,铁道部《动力触探技术规范》(TBJ18-87)建立了动力触探 $N_{63.5}$ 与变形模量 E_0 在卵砾、圆砾土中的经验关系等。另外,一些学者也结合工程实践总结了一些经验关系。王铁宏等^[4]结合茂名30万吨乙烯工程,通过对比载荷试验和标贯试验检测结果建立了该工程地基承载力与标准贯入击数的曲线关系($f_{ak} \sim N$),进而指导整个强夯地基的检测评价。王祎望等^[53]提出了应用动力触探、动刚度测试两种手段对碎石土强夯地基进行联合检测的新思路,并建立了两种检测参数之间的经验公式。卿笃干^[54]通过分析某路基工程强夯检测结果,建立了瑞利波速度和填料干密度之间的对应关系。由于强夯加固效果与地基土工程性质和施工情况有很大关系,因此具体工程中应用这些相互对照关系指导施工可能比查规范更为可靠。

综合以上三个方面可知,强夯技术的理论研究目前尚不成熟,在适用性、加固机理等方面存在不少的争议,还没有一套系统完善的设计计算理论,对地基土加固效果的评价主要依据室内外试验测定结果。

1.3 山区块碎石填筑地基强夯处理研究

山区块碎石填筑地基通常是指在山区进行开山填谷时所形成的大面积、大土石方量、大挖方、高填方的工程场地。这类地基具有回填土厚度不均、填料粒径和级配不易控制、填筑地基与开挖地基工程性质相差较大等特征,同时由于大挖大填还将形成不同高度的挖方和填筑边坡。目前这类地基的常用处理方法为碾压法和强夯法,其中强夯法比碾压法更加经济适用。填筑地基厚度较大时可分层填筑、分层处理、分层检测、分层进行施工质量验收。

对于这类地基,以前把它作为一种特殊地基进行研究的资料相对较少。近年来,随着工程中这类地基越来越多,不少人已开始对它进行专门研究,下面为目前一些代表性的研究成果。

丁振洲等^[55]根据山区回填地基的填料颗粒不均、级配差、孔隙大等特征通过理论和实践分析得出山区块碎石填筑地基强夯的冲击波具有非对称性、散射性、边界条件的时变形等特点。并把强夯加固过程分为四个阶段:冲剪破坏阶段、加固区形成及增长阶段、能量饱和阶段、应力消除及地基性能改善阶段。

甘厚义等^[56,57,58]结合贵州龙洞堡机场和福建三明机场高填方地基处理现场试验和工程实践把山区高填方地基处理问题归纳为五个方面:高填方工程原地面的处理问题、填挖交界面的处理问题、填料搭配及分层填筑施工方法问题、分层

填筑地基处理设计问题、地基加固效果检测与评价方法问题。并对这些问题进行了相关分析。

谢春庆等^[59,60]在对上述问题总结的基础上归纳了一套强夯法处理山区高填方碎石土地基的系统方法,并对山区高填方地基处理后的沉降监测和变形计算进行了深入的研究。

郭伟林、安明^[61,62]结合西南山区一些块碎石回填地基处理工程实例分析了当地复杂的地质地貌和采取强夯法进行地基处理的可行性,并对山区地基处理工程中原地面软土处理、场地排水和强夯填筑体与人工边坡之间的搭接和隔震措施等问题进行了分析。

黄涛等^[63]结合某山区机场飞行场地地基处理工程对强夯控制高填方沉降变形机理和影响沉降的各种因素进行分析,指出了采用强夯结合碾压方法,可以加速填方层的固结压密,缩短预压加固的时间。

由于强夯法理论研究和实践应用发展的不均衡性,目前对于山区块碎石填筑地基强夯处理研究还主要集中在工程实践分析和经验积累阶段。

1.4 选题意义及主要工作

1.4.1 选题意义

随着西部大开发和振兴东北老工业基地等政策的实施,许多大的基础项目纷纷动工,其中象石化、机场等占地面积较大的工程为节约耕地多建在空旷的山区丘陵地带。为充分利用有效资源,平整场地时需对场区进行高挖低填,这样就会形成“开山填谷”型块碎石填筑地基。实践表明强夯法是处理这类地基最经济实用的方法。因此加强强夯技术在山区块碎石填筑地基中的应用性研究具有重要的实践意义,具体可概况如下:

其一,强夯法设计计算理论尚不成熟,工程设计还停留在实践层面上,施工参数和施工工艺的选取主要依据试验资料和工程经验。因此,加强不同地质条件下的强夯试验研究既可以指导设计施工,也为强夯理论的研究提供了实践基础。

其二,大面积强夯地基检测时要求简洁有效、数据可靠、投资节约。载荷试验是一种直接、可靠的检测方法,但应用时费时费力且价格昂贵,不宜多使用。动力触探试验、瑞利波试验等间接检测方法经济适用,操作方便,但其检测结果需要通过载荷试验进行验证,三种方法在工程应用中可很好的相互补充。通过研究检测结果使它们的检测参数形成一定的对应关系可供大面积强夯地基检测时综合应用,并可供同类工程参考。

其三,山区块碎石填筑地基处理时会遇到原地面软弱覆盖土层无法满足设计要求、填料粒径和级配不易控制、开挖和填筑地基工程性质相差较大、高填方边坡稳定性等问题。通过具体工程实践研究处理这类地基的一般方法可供同类工程参考。

1.4.2 主要工作

强夯法是一种处理不良地基行之有效的方法,但在施工参数设计、加固效果检测及特殊地基的实践应用方面尚存在一些问题。本文以东北某化工项目场坪地基处理为背景,通过现场试验及综合检测,对强夯法的设计计算理论进行了研究,并结合国内同类工程经验对山区块碎石填筑地基强夯处理工程实践进行了深入探讨,其主要工作如下:

(1) 通过对国内外相关资料进行总结,分析了目前国内外强夯技术的研究现状、存在的问题以及发展趋势。

(2) 以东北某化工项目场坪地基处理强夯试验为例,针对不同填筑厚度的地基土采用不同能级强夯进行处理,通过多种检验方法分析各试验区的强夯处理效果,为强夯设计找到了合适的施工参数和施工工艺。

(3) 分析山区块碎石强夯地基施工特点和各种检测方法的基本理论与方法及优缺点。结合具体工程检测结果探讨多种检测方式在山区大面积强夯地基检测中的综合应用。

(4) 以具体工程实践为依据,结合国内山区块碎石填筑地基处理工程经验,探讨了强夯法处理山区块碎石填筑地基中的原地面处理、填挖交界面处理、填筑体加固、高填方边坡稳定性等问题,总结了一套强夯法处理这类地基的方法系统,为强夯技术的广泛应用提供了工程实践经验。

第二章 山区块碎石填筑地基强夯试验研究

2.1 工程概况

2.1.1 场区概况

东北某石化公司拟建化工项目场区位于市郊空旷的山区丘陵地带，场地平整前地势起伏较大，地面标高在 104m~171m 之间。场区内有 7 条大的冲沟和 13 座山头，面积约 107.8 公顷。场地平整后将形成标高为 140m 和 121m 为两个平面，连接两个平面的坡道宽 21m，高 19m。按照处理后的场坪标高，最大挖方高度为 42m，最大回填厚度为 25m。图 2-1 所示为该工程征地红线范围内的场地情况，其中阴影部分为挖方区，其他部分为填方区。填方地基处理后要求承载力特征值 $f_{ak} \geq 300\text{kPa}$ ，变形模量 $E_0 \geq 30\text{MPa}$ 。

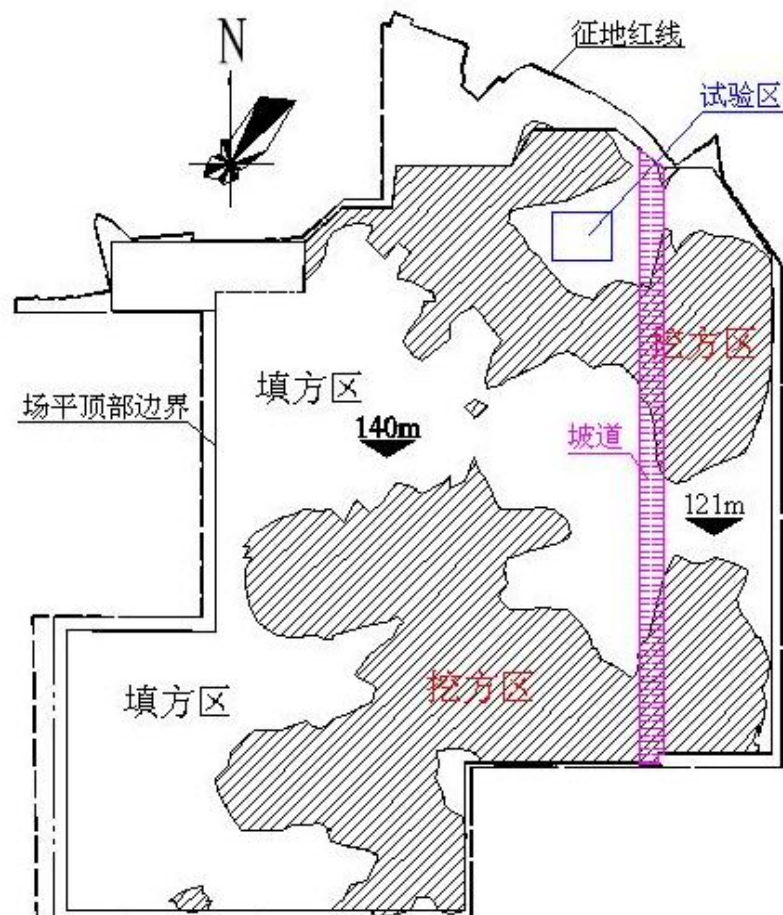


图2-1 工程场地平面图

2.1.2 工程地质条件

根据该工程的地质勘察报告显示,拟建场区内工程地质条件较好,无断裂带、滑坡、崩塌、溶洞等不良地质作用,场区内地层自上而下依次分布如下:

(1) 杂填土:主要由粘性土、砖块、混粒砂等组成,松散。该层分布不连续,层厚 0.3~4.0m。

(2) 粘土:黄褐色或灰色,稍有光泽,干强度中等,韧性中等,摇振反应无,含氧化铁结核,灰色地层含云母质碎片,软塑~可塑。该层分布不连续,层厚 0.5~5.5m。

(3) 碎石含粘土:碎石主要成分为凝灰岩碎屑,坚硬,棱角形,充填 20%~30%粘性土,中密。分布连续,层厚 1.5~16.3m。

(3-1) 粉质粘土:黄褐色或灰色,摇振反应无,稍有光泽,干强度中等,韧性中等,含氧化铁结核,灰色地层含云母质碎片,可塑。

(4) 凝灰岩:灰黑色或黑褐色,碎屑成分主要为玄武岩和安山岩,凝灰质结构,块状构造,节理裂隙发育,风化呈块状,碎块用手可掰开,强风化。该层分布不连续,层厚 1.4~4.2 米。

(5) 凝灰岩:灰色、黑灰色,碎屑主要由玄武岩和安山岩组成,凝灰质结构,块状构造,节理裂隙发育,风化呈块状,碎块用手可掰开,中风化。

(6) 安山质斑岩:灰色,主要由辉石,角闪石,橄榄石等组成,含斜长石,细粒斑状结构,块状构造,强风化。该层分布连续,厚度 0.9~6.0 米。

(7) 安山质斑岩:灰色,主要由辉石,角闪石,橄榄石等组成,含斜长石,细粒斑状结构,块状构造,中风化。节理裂隙较发育。

场地内地下水以基岩裂隙水为主,局部有上层滞水,水位埋深为 0.5~1.2m,枯水节时水位将降低或消失。

各土(岩)层物理力学指标详见表 2-1。

表 2-1 各土(岩)层主要物理力学指标

土层名称	f_{ak} (kPa)	E_o (MPa)	E_s (MPa)
(2) 粘土	80~100		3.5~3.9
(3) 碎石含粘土	300~350	24.0~28.0	
(3-1) 粉质粘土	80~100		3.5~4.0
(4) 凝灰岩(强风化)	400~500		25.0~28.0
(5) 凝灰岩(中风化)	1000~1500		
(6) 安山质斑岩(强风化)	400~500		25.0~28.0
(7) 安山质斑岩(中风化)	1500~2000		

2.2 强夯试验概况

根据本工程场区的地质概况和施工条件,设计经过比选,回填地基选用强夯法进行处理。考虑到填方区回填土厚度较大,单层强夯无法满足设计要求,因此采用分层强夯处理。本次试验选用 3000kN.m、5000kN.m、8000kN.m 三个能级分别对单层填筑厚度为 5m、8m、8m 的填土地基进行处理,通过分析比较其处理效果,结合经济技术分析选出合理的强夯施工参数和施工工艺,为大面积地基处理提供设计依据。

根据勘察报告知场区地表分布着厚度不均的软弱覆盖层,以粘性土为主,工程性质较差,不能作为强夯施工的天然持力层,因此土石方回填前应予以挖除或采取其它加固方式进行处理。强夯试验由于工期紧张进行了直接挖除并选择挖方区含水量较低的粘性土和级配良好的爆破块碎石按一定比例参杂在一起分层进行回填。填筑时采用每个填筑亚层厚度不多于 1.5m 分层堆填;回填土的最大粒径控制在 0.3m 以内,级配要求不均匀系数 $C_u \geq 10$,曲率系数 $C_c = 1 \sim 3$ 。

2.2.1 试验设计

试验共布置三个强夯区域:试夯 1 区填土厚度 8.0m,采用 8000kN.m 能级进行加固,平面尺寸为 28m×28m;试夯 2 区填土厚度 8.0m,采用 5000kN.m 能级强夯进行加固,平面尺寸为 22m×22m;试夯 3 区填土厚度 5.0m,用 3000kN.m 能级进行加固,平面尺寸为 19m×19m。各能级强夯施工参数初步设计如表 2-2 所示,各能级夯点布置如图 2-2、2-3、2-4 所示。

表 2-2 强夯试验区施工参数

分区	夯型	单击夯能 (kN.m)	夯点间距	夯点布置	单点击数	最后两击控制标准
8000kN·m 试验区	第一遍点夯	8000	8.0m	正方形	10	10cm
	第二遍点夯	8000	8.0m	正方形	8	10cm
	第三遍点夯	3000	主夯点间插点		8	5cm
	满夯	1500	d/3 搭接		2	
5000kN·m 试验区	第一遍点夯	5000	6.0m	正方形	10	10cm
	第二遍点夯	5000	6.0m	正方形	10	10cm
	满夯	1500	d/3 搭接		2	
3000kN·m 试验区	第一遍点夯	3000	5.0m	正方形	8	5cm
	第二遍点夯	3000	5.0m	正方形	8	5cm
	满夯	1500	d/3 搭接		2	

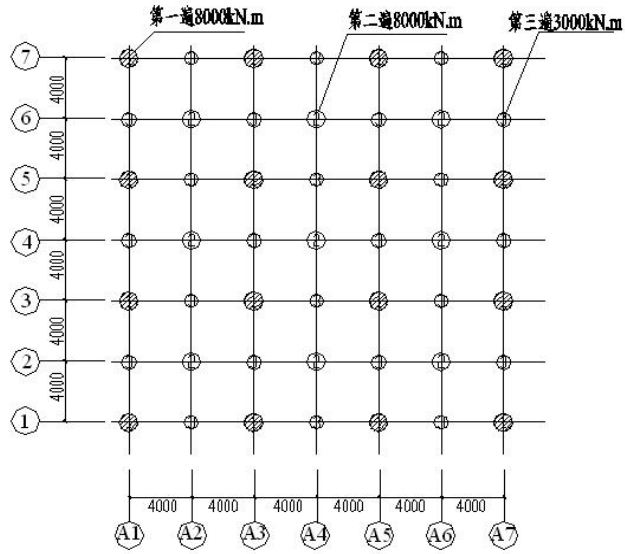


图 2-2 8000kN.m 能级夯点布置图

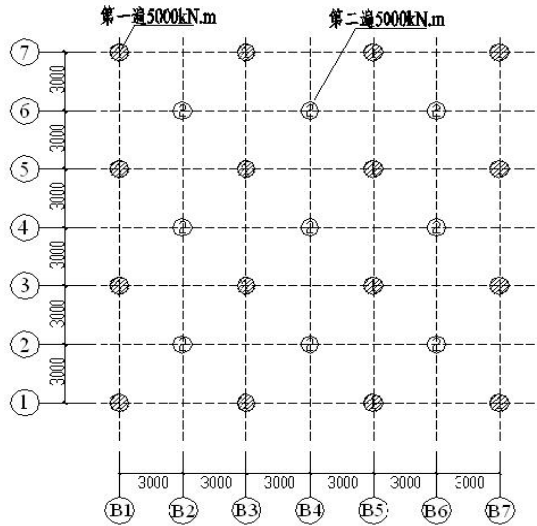


图 2-3 5000kN.m 能级夯点布置图

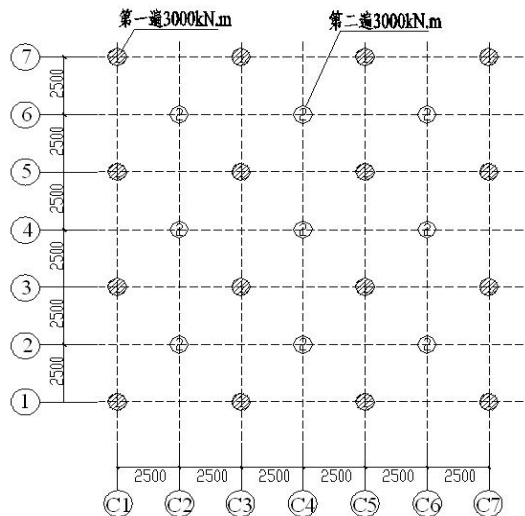


图 2-4 3000kN.m 能级夯点布置图

2.2.2 试验施工

(1) 8000kN·m 强夯试验

8000kN·m 能级强夯试验区施工机具采用 50 吨履带吊车, 夯锤重 40 吨, 直径 2.5m, 锤底静压力为 81.5kPa, 落距 20m。施工中各夯坑没有明显的沉降和隆起现象, 坑深在 2.1~3.1m 之间, 坑口直径保持在 3.4~4.2m。

(2) 5000kN·m 强夯试验

5000kN·m 能级强夯区施工机具采用 50 吨履带吊车, 夯锤重 40 吨, 直径 2.5m, 锤底静压力为 81.5kPa, 落距 12.5m。施工中个别夯坑出现了轻微隆起现象, 坑深在 1.4~2.4m 之间, 坑口直径保持在 2.9~3.4m。

(3) 3000kN·m 强夯试验

3000kN·m 能级强夯区施工机具采用 15 吨履带吊车, 夯锤重 18 吨, 直径 2.5m, 锤底静压力为 36.7kPa, 落距 16.7m。施工中各夯坑没有明显的沉降和隆起现象, 坑深在 1.1~1.8m 之间, 坑口直径保持在 2.8~3.1m。

2.2.3 试验测试

为分析强夯加固效果, 试验过程中分别在三个试验区的夯前、夯中、夯后进行了相应的测试工作。夯前的测试项目为回填土颗粒大小分析试验、动力触探试验、瑞利波试验; 夯中对每一击的夯沉量都进行了实测, 并在单点夯试验点的夯坑周围 0.5D、0.5D+1m、0.5D+2m、0.5D+3m、0.5D+4m 处各设一排竖向观测点, 实测强夯作用下周围地面变形; 夯后进行了地基的载荷试验、动力触探试验、瑞利波试验。其中夯后载荷试验和动力触探试验的位置分别为夯点下、二夯点中间、四夯点中间。各检测项目的数量具体如表 2-3 所示。

表 2-3 强夯试验区各检测项目数量

试验方法	检测数量					
	试夯前			试夯后		
	1 区	2 区	3 区	1 区	2 区	3 区
$N_{63.5}/N_{120}$	3	3	3	9	9	9
瑞利波试验	3	3	3	3	3	3
载荷试验				3	3	3
颗分试验	3	3	3			

2.3 试验成果分析

2.3.1 单点夯试验

单点夯试验目的是通过观测、分析夯坑及夯坑周围地面在强夯过程中的变形特征，为强夯地基处理设计提供有关参数。本次试验分别在三个能级试验区中的A3-3、B3-3、C3-3点进行了单点夯试验，具体分析如下。

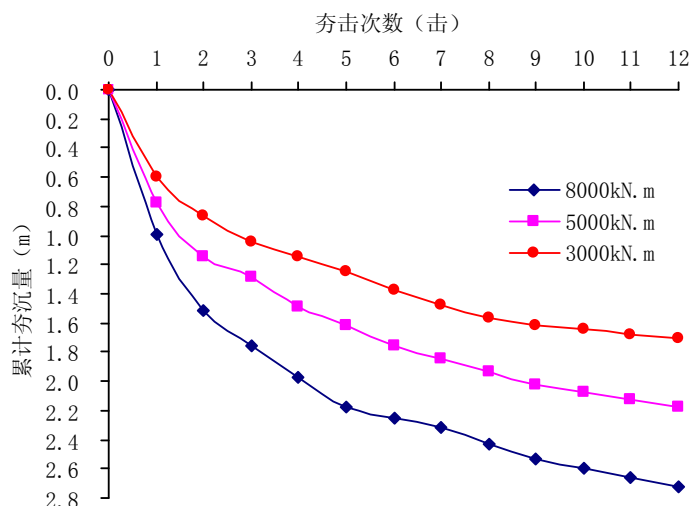


图 2-5 夯击次数与累计夯沉量关系曲线

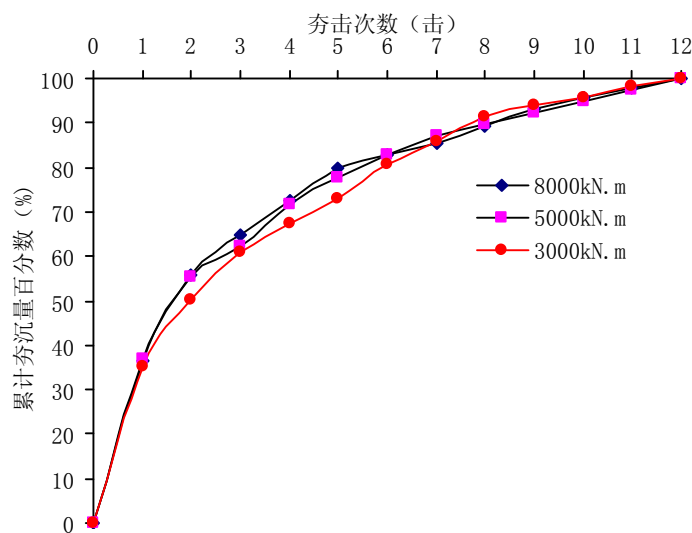


图 2-6 夯击次数与与累计夯沉量百分数关系曲线

图 2-5、2-6 分别为 A3-3 (8000kN.m 能级)、B3-3 (5000kN.m 能级)、C3-3 (3000kN.m 能级) 试验点的夯击次数与累计夯沉量关系曲线和夯击次数与与累计夯沉量百分数关系曲线。由图 2-5 可以看出，夯坑的竖向夯沉量是随夯击次数的增加而增加的，每击夯沉量的大小和单击夯击能有关，即单击夯击能越大，每

击的夯沉量也越大。由图 2-6 可以看出，三个夯坑的竖向夯沉量的增大幅度都是随着夯击次数的增加在减少。当以最后两击的平均夯沉量 $<10\text{cm}$ 控制 $8000\text{kN}\cdot\text{m}$ 和 $5000\text{kN}\cdot\text{m}$ 能级最佳夯击次数时， $8000\text{kN}\cdot\text{m}$ 能级最佳夯击次数 10 击、 $5000\text{kN}\cdot\text{m}$ 能级为 8 击；以最后两击的平均夯沉量 $<5\text{cm}$ 控制 $3000\text{kN}\cdot\text{m}$ 能级最佳夯击次数时， $3000\text{kN}\cdot\text{m}$ 能级最佳夯击次数 10 击。此时 $8000\text{kN}\cdot\text{m}$ 能级累计夯沉量为 2.6m ，占总压缩量的 95.6% ，相当于填筑厚度的 32.6% ； $5000\text{kN}\cdot\text{m}$ 能级累计夯沉量为 1.94m ，占总压缩量的 89% ，相当于填筑厚度的 24% ； $3000\text{kN}\cdot\text{m}$ 能级累计夯沉量为 1.64m ，占总压缩量的 95.9% ，相当于填筑厚度的 32.8% 。

当夯锤施与块碎石填筑地基冲击力和振动，导致夯坑下沉的同时，也会引起夯坑周围土体的变化。现场分别对三个能级单点夯试验点在强夯过程中的夯坑下沉量及其周围地面变形进行了观测，三个能级夯坑的单击夯沉量如图 2-7 所示，实测夯坑周围地面变形如图 2-8、2-9、2-10 所示。

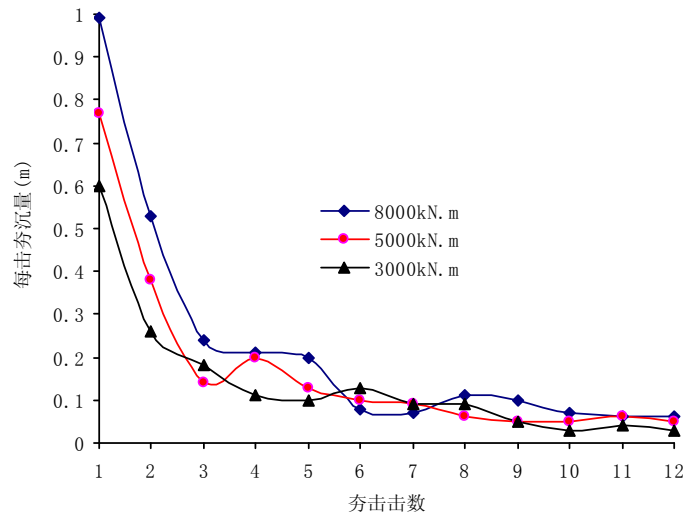


图 2-7 三个能级夯坑的单击夯沉量

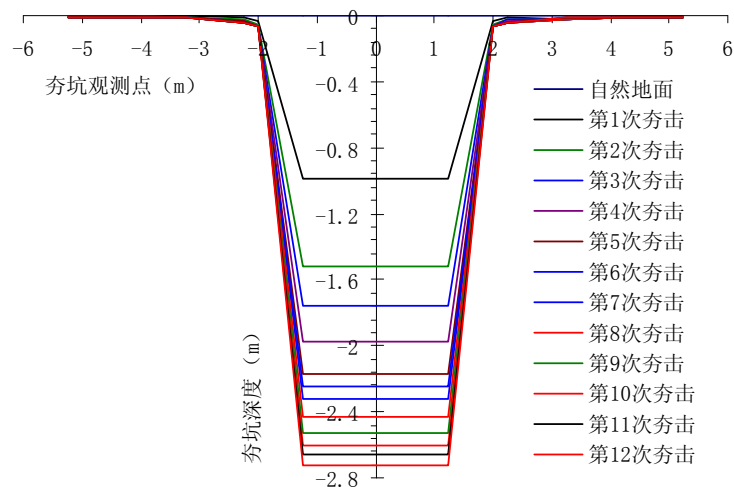


图 2-8 $8000\text{kN}\cdot\text{m}$ 能级夯坑周围地面变形

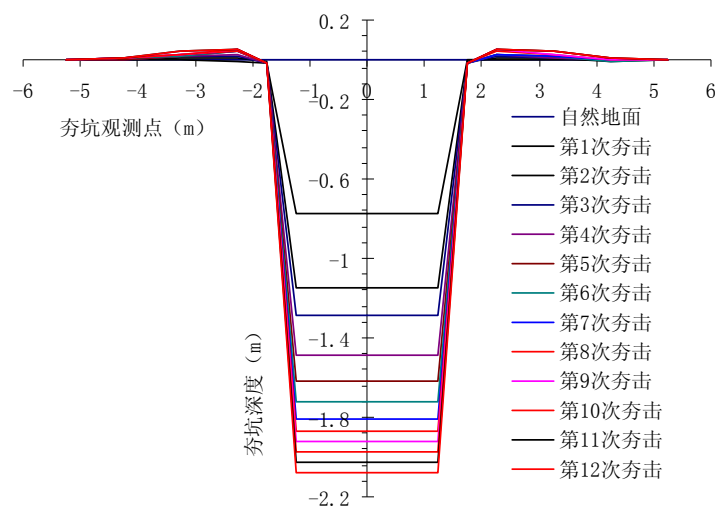


图 2-9 5000kN.m 能级夯坑周围地面变形

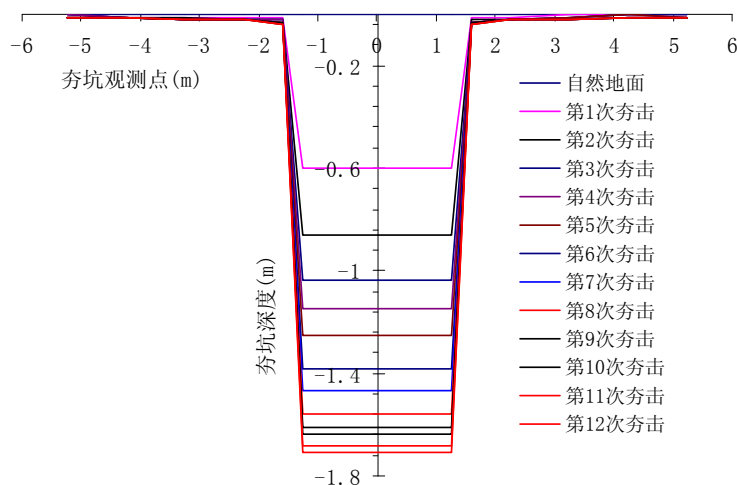


图 2-10 3000kN.m 能级夯坑周围地面变形

由图 2-7 可看出三个能级试验区夯坑竖向变形都是随夯击次数的增加越来越小，并在达到某一击后趋于稳定。这说明达到这一击数后夯击能已趋于饱和，即达到了最佳夯击能。

由 2-8、2-9、2-10 可以看出三个能级的夯坑在强夯过程中周围地面土的变形量都很小，3000kN.m 和 8000kN.m 能级在强夯过程中周围地面随夯坑深度的增加发生了较小的沉降，而 5000kN.m 能级夯坑周围却发生隆起现象。

强夯过程中夯坑周围地面发生变形主要因为夯锤下落时产生的冲击波对周围土体也起到了挤密作用。当地基土为饱和粘土时，因为土中孔隙水不易排出，挤密作用下土体很难被压缩，而软土强度很低，因此很容易出现剪切变形，当土体中的剪切变形连成一个面时就会产生滑动现象，也就是土体在夯锤的冲击与挤压下产生滑动并且向四周被挤出，造成了夯坑周围土体的隆起。本试验回填地基的填料主要为粗颗粒的碎石土，孔隙比大，渗透性好，不存在孔隙水排出困难的

问题,因此在冲击荷载作用下发生的侧向变形挤出量很小且强夯过程中一般不发生隆起现象。5000kN.m 能级试验点夯坑周围发生隆起现象可能的原因是碎石土中混入较多的粘性土。为此可通过如图 2-11 所示的三个试验区填料颗粒分曲线进行分析。

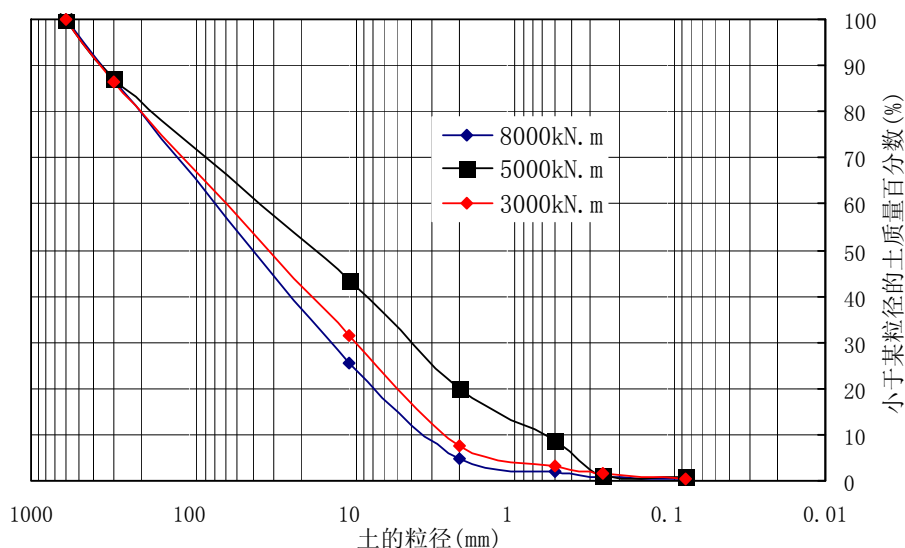


图 2-11 三个试验区填料颗粒分曲线

从图 2-11 可以看出得 5000kN.m 能级强夯试验区填料中的细粒土(粒径 $\leq 2\text{mm}$)的含量达到了 20%以上,明显高于另外两个试验区,这表明填料在很大程度上影响着强夯过程夯坑周围地面的变形。

如果把夯坑简化为一圆柱形,把坑底和坑口面积的平均值作为圆柱的底乘以夯沉量可近似得到夯坑体积压缩量,按照夯坑周围不同范围的圆环面积乘以相应位置的隆起量的平均值可得圆环范围内的隆起体积,再将各圆环的隆起体积累加,即周围地面发生隆起变形的体积。根据现场实测夯沉量可计算出各能级累计夯沉体积和累计隆起体积,如表 2-4、2-5 所示。

表 2-4 各能级强夯累计夯沉体积

夯击数		1	2	3	4	5	6	7
累计夯沉体积 (m^3)	8000kN.m	9.25	14.21	16.45	18.41	20.28	21.03	21.68
	5000kN.m	5.44	8.13	9.12	10.53	11.45	12.16	12.79
	3000kN.m	3.69	5.29	6.40	7.08	7.69	8.49	9.05
夯击数		8	9	10	11	12		
累计夯沉体积 (m^3)	8000kN.m	22.71	23.65	24.30	24.86	25.42		
	5000kN.m	13.22	13.57	13.93	14.35	14.70		
	3000kN.m	9.60	9.91	10.09	10.34	10.52		

表 2-5 各能级强夯累计隆起体积

夯击数		1	2	3	4	5	6	7
累计夯沉体积 (m ³)	8000kN.m	-0.42	-0.69	-0.83	-0.83	-0.83	-0.83	-0.83
	5000kN.m	-0.07	0.14	0.28	0.42	0.48	0.48	0.48
	3000kN.m	-0.14	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28
夯击数		8	9	10	11	12		
累计夯沉体积 (m ³)	8000kN.m	-0.83	-0.83	-0.83	-0.83	-0.83		
	5000kN.m	0.55	0.69	0.69	0.69	0.69		
	3000kN.m	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28		

注：隆起体积为负值表示夯坑沉降

强夯的夯实效果也可以由有效夯实系数 α 反映，计算公式为：

$$\alpha = (v - v_1) / v = v_0 / v \quad (2-1)$$

式中 v —夯坑体积；

v_1 —夯坑周围地面隆起体积；

v_0 —压缩体积

有效夯实系数反映了地基土在夯击能作用下的夯实效率。有效夯实系数越高夯实效果越好；越低夯实效果越差。 α 在各能级下随夯击数变化如表 2-6 所示。

表 2-6 各能级有效夯实系数变化

夯击数		1	2	3	4	5	6	7
有效夯实系数 α	8000kN.m	1.05	1.05	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04
	5000kN.m	1.01	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96
	3000kN.m	1.04	1.05	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
夯击数		8	9	10	11	12		
有效夯实系数 α	8000kN.m	1.04	1.04	1.03	1.03	1.03		
	5000kN.m	0.96	0.95	0.95	0.95	0.95		
	3000kN.m	1.04	1.04	1.03	1.03	1.03		

由表 2-4、2-5 可看出 8000kN.m 能级试验区的累计夯沉体积较大，几乎是 5000kN.m 和 3000kN.m 的 2 倍和 3 倍，而三者的累计隆起量却相差不大。说明了 8000kN.m 能级夯击能利用率较高。由表 2-6 可以看出各能级下不同夯击数的有效夯实系数在 0.95~1.05 之间，说明三个能级试验区夯实效果良好，这也表明强夯在山区块碎石填筑地基中不会引起夯点周围地面过大隆起和过大侧向变形，夯击的能量主要消耗在土体的竖向压缩变形上，能起到深层加固的效果。

2.3.2 群夯试验

群夯试验的目的是测试多遍夯后地基的处理效果是否满足设计要求,并根据测试结果指导调整强夯设计参数。本试验在群夯结束后分别在三个试验区进行了静力载荷试验、动力触探试验和瑞雷波试验,试验测试结果分析如下。

1 载荷试验

为准确评价回填地基的强夯处理效果,夯后分别在三个试验区进行了承压板试验,其中试验1区(8000 kN.m)、试验2区(5000 kN.m)承压板尺寸为2m×2m,试验3区(3000kN.m)承压板尺寸为1.5m×1.5m。各试验区检测点的 $p\sim s$ 曲线如图2-12、2-13、2-14所示。

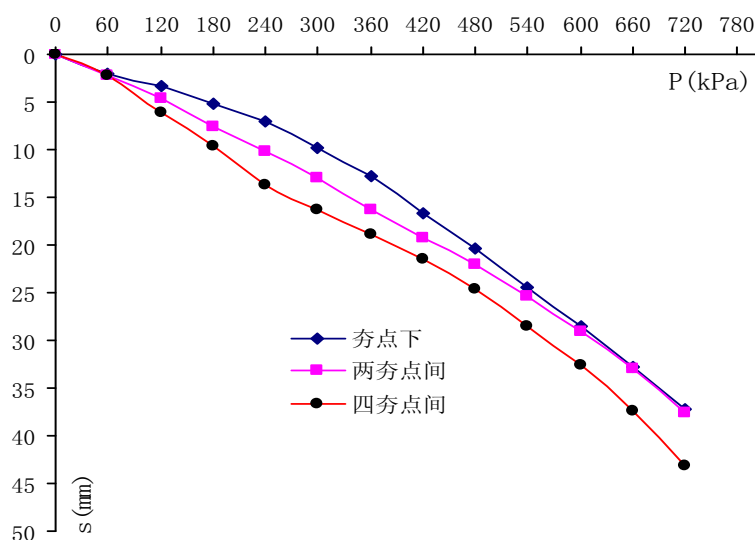


图 2-12 8000kN.m 能级检测点 $p\sim s$ 曲线

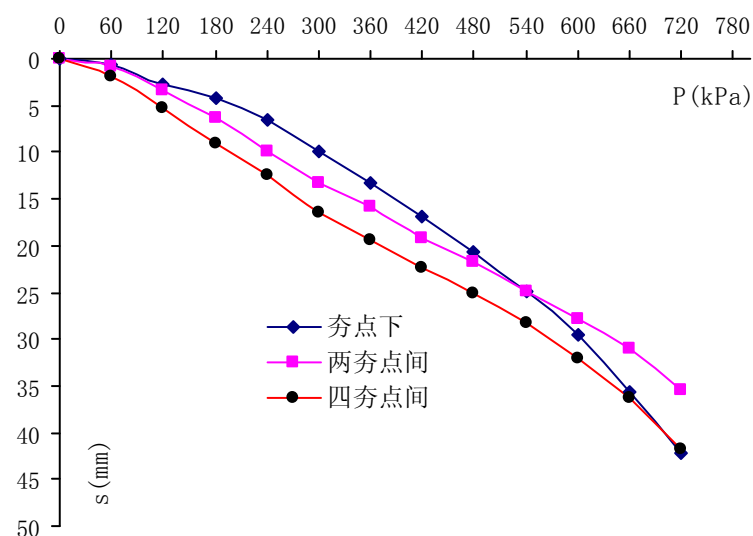


图 2-13 5000kN.m 能级检测点 $p\sim s$ 曲线

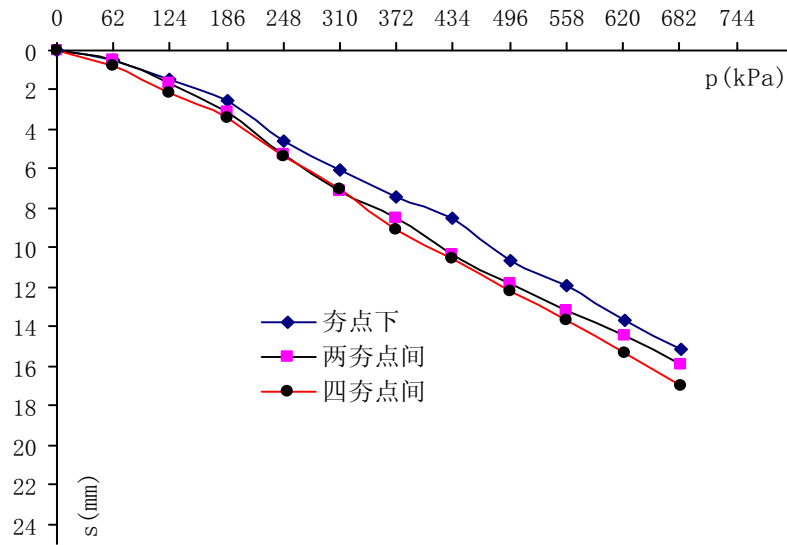


图 2-14 3000kN.m 能级检测点 $p-s$ 曲线

计算可得夯后各试验区回填地基的承载力特征值和变形模量如表 2-7 所示。

表 2-7 载荷试验测得的地基承载力特征值和变形模量

试夯区	试验编号	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	变形模量 E_o (MPa)
8000kN.m	夯点下 J1	475	34.7
	两夯点间 J2	425	37.8
	四夯点间 J3	395	33.2
5000kN.m	夯点下 J1	460	35.4
	两夯点间 J2	430	33.2
	四夯点间 J3	375	31.4
3000kN.m	夯点下 J1	565	45.5
	两夯点间 J2	530	36.4
	四夯点间 J3	485	38.1

由表 2-7 可知，三个能级试验区夯后地基承载力和变形模量都满足了设计要求，从数据看，3000kN.m 能级试验区的地基承载力特征值和变形模量略高于另外两个试验区。低能级强夯之所以比高能级强夯更好的处理效果，这与它们的强夯施工参数，尤其是夯点间距是很大关系的。因为强夯过程中夯击的能传递随距离增加逐渐减弱。另外，从检测结果看夯点下和两个夯点间地基土的加固效果要明显好于四夯点之间的地基土，也说明了这个道理。同时这个结果也给大面积强夯地基检测时选择加固效果薄弱部位提供了参考。

2 动力触探试验

为对比不同深度地基土的加固效果，分别在夯前和夯后进行了动力触探试验，其中夯前采用 $N_{63.5}$ 重型动力触探试验，试验结果如表 2-8 所示。

表 2-8 夯前重型动力触探 ($N_{63.5}$) 测得地基承载力特征值和变形模量

试夯区	深度(m)	变异系数	修正击数	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	变形模量 E_0 (MPa)
3000kN.m	0~3	0.503	3.88	98	7.59
	3~6	0.540	7.14	144	10.89
5000kN.m	0~4	0.661	4.71	109	8.34
	4~8	0.581	9.79	166	13.37
8000kN.m	0~4	0.618	3.72	98	7.45
	4~8	0.375	9.55	160	12.16

注: 表 2-8 所得的承载力特征值和变形模量是根据辽宁省《建筑地基基础技术规范》(DB 21/901-2005) 由动探击数估算所得。

由表 2-8 可以看出, 夯前的块碎石填筑地基填料不均匀, 且地基承载力和变形模量均无法满足设计要求。

夯后由于地基土密实度较高, 采用 N_{120} 超重型动力触探进行测试, 检测结果见表 2-9。

表 2-9 夯后超重型动力触探 (N_{120}) 测得地基承载力特征值和变形模量

试夯区	深度(m)	变异系数 μ	修正击数	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	变形模量 E_0 (MPa)
3000kN.m	0~0.9	0.109	7.31	580	34.4
	1.0~2.0	0.113	10.38	830	54.5
	2.1~3.0	0.118	8.75	700	46.5
	3.1~4.0	0.187	8.09	640	42.0
	4.1~5.4	0.116	8.56	680	44.5
5000kN.m	0~0.9	0.177	5.63	430	28.9
	1.0~2.0	0.196	5.71	450	29.5
	2.1~3.0	0.095	5.86	460	30.3
	3.1~4.0	0.173	6.87	540	33.3
	4.1~5.0	0.179	6.75	530	32.8
	5.1~6.0	0.061	5.56	440	29.3
	6.1~7.0	0.104	5.05	380	26.2
7.1~8.4	0.166	4.57	350	24.8	
8000kN.m	0~0.9	0.140	6.99	560	34.9
	1.0~2.0	0.170	6.21	490	32.0
	2.1~3.0	0.084	7.10	560	36.6
	3.1~4.0	0.122	8.14	650	42.8
	4.1~5.0	0.126	7.91	630	41.4
	5.1~6.0	0.145	8.04	640	42.2
	6.1~7.0	0.149	7.48	590	36.3

注: 表 2-9 所得的承载力特征值和变形模量是根据辽宁省《建筑地基基础技术规范》(DB 21/901-2005) 由动探击数估算所得。

由表 2-9 可知, 夯后地基密实度和均匀性都得到了很大改善, 除 5000kN.m 能在 5~8m 深度内的个别变形模量无法满足要求外, 其它指标均能满足设计要

求。其中 3000kN.m 能级夯后地基承载力和变形模量比前提高近 5 倍；5000kN.m 能级提高约 3~4 倍；8000kN.m 能级提高约 4~5 倍。另外，按照本工程对夯后地基承载力和变形的要求，3000kN.m 能级强夯有效加固深度应大于 5m，8000kN.m 能级应大于 8m，而 5000kN.m 则低于 8m。

3 瑞利波试验

瑞利波试验是一种高效快捷的无损检测技术，其工作原理和优缺点将在下一章加以介绍。采用瑞利波试验进行检测是为了把它和其它检测方法结合起来，综合评价地基加固效果。试验在夯前和夯后分别了瑞利波试验测试，测试结果见表 2-10、2-11。

表 2-10 夯前瑞利波试验结果

试夯区	深度 (m)	瑞利波平均速度 (m/s)	变异系数 μ	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	变形模量 E_o (MPa)
3000kN.m	0~3	139	0.355	87	8.38
	3~6	157	0.253	105	9.02
5000kN.m	0~4	131	0.378	85	8.24
	4~8	103	0.332	70	6.38
8000kN.m	0~4	163	0.394	110	9.17
	4~8	121	0.412	78	7.48

表 2-11 夯后瑞利波试验结果

试夯区	深度 (m)	瑞利波平均速度 (m/s)	变异系数 μ	承载力特征值 f_{ak} (kPa)	变形模量 E_o (MPa)
3000kN.m	0~3	275	0.104	460	37.10
	3~6	330	0.107	525	44.30
5000kN.m	0~4	235	0.094	346	33.00
	4~8	280	0.141	473	38.67
8000kN.m	0~4	245	0.153	360	34.06
	4~8	310	0.127	496	42.85

注：表 2-10、2-11 所得的承载力特征值和变形模量是根据辽宁省《建筑地基基础技术规范》(DB 21/901-2005) 由瑞利波波速估算所得。

通过对比表 2-10、2-11 强夯前后瑞利波试验检测结果可以看出，各试验区回填地基经强夯后均匀性和密实程度都得到了明显的改善，各项指标均能满足设计要求，并且三个试验区检测结果和载荷试验基本保持一致，这也表明了瑞利波试验是一种有效的地基加固效果检测方法，适合在山区块碎石填筑地基的强夯加固效果检测中应用。

综上,通过分析 8000kN.m、5000kN.m、3000kN.m 能级强夯处理 8m、8m、5m 块碎石填筑地基试验结果可以看出,3000kN.m 能级强夯试验区夯实效果最后,8000 kN.m 次之,5000kN.m 能级稍差。

2.4 本章小结

1) 从三个试验区的单点夯试验可知,当各能级强夯达到最佳夯实效果时,8000kN.m 能级最佳夯击次数为 10 击,5000kN.m 能级为 8 击,3000kN.m 能级为 10 击;从强夯过程中夯坑周围地面变形情况看,8000kN.m、3000kN.m 能级未出现隆起现象,而 5000kN.m 能级则出现隆起现象,其原因在于该试验区的碎石回填土中细粒土颗粒含量较高。

2) 从强夯前后动力触探试验、瑞利波试验和夯后的载荷试验检验结果来看,三个试验区回填地基土的均匀性和密实度都得到了很大改善,地基承载力特征值和变形模量基本上都满足了设计要求,检测数据表明 3000 kN.m 能级处理效果最好、8000kN.m 能级次之、5000kN.m 能级稍差。

第三章 山区块碎石填筑地基检测研究

3.1 山区块碎石填筑地基检测概述

强夯地基检测是强夯工程的一个重要组成部分,其目的是为了检验强夯施工是否达到了预定的处理目的,以及设计参数是否合理,以便及时修正参数和检测实际的施工质量。由于强夯地基的处理效果与地基土工程性质和施工工艺有很大的关系,因此对于不同类型的地基土,其检测项目、检测方法等是不同的。下面通过一些大型山区碎石土填筑地基处理工程的检测情况进行分析。

(1) 福建三明机场

该工程为山区高填方块碎石填筑地基,最大填方高度达到 27.4m, 填料主要为挖方区的风化岩,采用分层强夯处理。地基处理设计要求、检测项目及检测方法如下:

1) 地基处理设计要求:块碎石填料最大粒径小于 800mm,不均匀系数 $C_u > 10$, 曲率系数 $C_c > 1$; 分层填筑施工方法采用堆填法,地基干密度 $\rho_d \geq 2.00 \text{g/cm}^3$; 块碎石地基回弹模量 $E_{\text{回}} \geq 150 \text{MPa}$, 变形模量 $E_o \geq 25 \text{MPa}$; 地基最终沉降量 $s \leq 40 \text{mm}$; 沉降差按 1: 1000 控制;

2) 检测项目: 填料颗粒大小及级配、地基承载力、变形模量及回弹模量、干密度、地基沉降量及地基差异沉降量;

3) 检测方法: 颗粒分析试验、荷载试验、回弹试验、干密度试验、动力触探试验、波速试验。

(2) 重庆万州机场

重庆万州机场为高填方碎石土地基,最大填方高度 64m,采用分层强夯处理,地基处理设计要求、检测项目及检测方法如下:

1) 地基处理设计要求:地基最终沉降量小于 8cm;地基不均匀沉降按 0.15% 控制,即弯沉盆半径大于 50m,盆底与盆顶沉降量之差小于 7.5cm;填方地基变形模量 $E_o \geq 25 \text{MPa}$;

2) 检测项目: 变形模量、地基承载力、地基沉降量及地基差异沉降量;

3) 检测方法: 荷载试验、动力触探试验、波速试验。

(3) 绵阳南郊机场

该工程为山区高填方填筑地基,填料以圆砾土、卵石土为主,局部为粉质粘土和粉砂质泥岩,最大填方高度约 25m,采用分层强夯和振动碾压处理。地基处理设计要求、检测项目及检测方法如下:

- 1) 地基处理设计要求:地基承载力特征值 $f_{ak} \geq 200\text{kPa}$ 、变形模量 $E_o \geq 15\text{MPa}$ 、回弹模量 $E_{\square} \geq 50\text{MPa}$;
- 2) 检测项目:变形模量、地基承载力;
- 3) 检测方法:荷载试验、动力触探、瑞利波试验。

比较可知,山区碎石土填筑地基加固目标主要是提高地基土强度、减少地基沉降和不均匀沉降,夯后地基土加固效果的检测项目主要为地基承载力、变形模量等,检测方法主要为静力载荷试验、动力触探试验和波速试验等。

另外,强夯地基检测的间隔时间也要根据土性作出选择,对于饱和粘性土,考虑到土中的孔隙水消散速度缓慢,一般选择夯后两个月左右进行检测。对于非饱和土,由于含水量低,渗透性好,因此检验时间可以提前。对于山区块碎石填筑地基,由于含水量较小,不存在孔隙水消散的问题,因此检测间隔时间可相应减少,通常采用间隔时间为1~2周。

3.2 山区块碎石填筑地基检测方法分析

3.2.1 常用检测方法的基本理论与方法

(1) 静力载荷试验

静力载荷试验是一种最为直观的试验,它是在一定面积的承压板上向地基土逐级施加载荷,测求地基土的压力与变形特性的原位测试方法。具体操作是先在试验土层表面放置一定规格的方形或圆形承压板,根据地基承载力特征值或极限值和压板面积计算试验载荷。然后根据计算荷载分级逐级施加载荷,测试每级荷载作用下承压板沉降量的稳定值,当试验出现下列情况之一即可终止加载。

- (1) 承压板周围的土明显的侧向挤出;
- (2) 沉降 s 急剧增大,荷载~沉降曲线出现陡降段;
- (3) 在某一荷载下,24h沉降速率不能达到稳定标准;
- (4) $s/b \geq 0.06$ 。

试验中需记录各级荷载作用下对应的地基沉降量,根据记录结果绘制如图3-1所示的荷载 p 和沉降量 s 关系曲线。根据 p ~ s 曲线可确定地基承载力特征值 f_{ak} ,确定方法按下列规定:

- (1) 当 p ~ s 曲线上有比例界限 p_u 时, f_{ak} 取该比例界限所对应的荷载值;
- (2) 当 p ~ s 曲线上的极限荷载 p_r 小于对应比例界限 P_u 的荷载值的2倍时,取极限荷载值的一半;
- (3) 当 p ~ s 曲线为缓变形曲线,不能用上述两个方法确定 f_{ak} 时,当承压板面

积为 $0.25\sim 0.5\text{m}^2$ ， f_{ak} 取沉降值 s 和压板直径 b 的比值： $s/b=0.01\sim 0.015$ 所对应的荷载，其值不应大于最大加载量的一半。

变形模量 E_0 利用压力与沉降曲线初始直线段，按均质各向同性半无限弹性介质来计算的，计算按公式3-1进行。

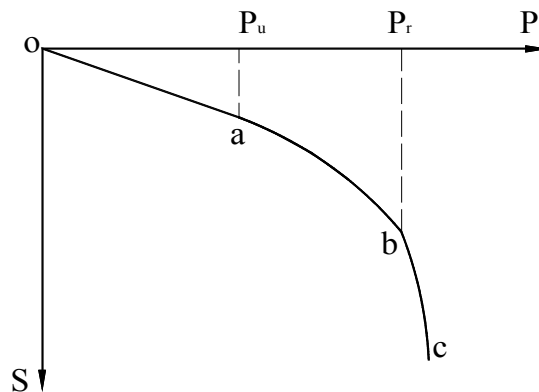


图3-1 典型 $p\sim s$ 关系曲线

$$E_0 = I_0(1 - \mu^2) \frac{pd}{s} \quad (3-1)$$

式中： E_0 —土的变形模量(MPa)；

I_0 —刚性承压板的性状系数，圆形承压板取0.785；方形承压板取0.886；

μ —土的泊松比，碎石土取 $0.25\sim 0.27$ ；

p — $p\sim s$ 曲线线型段压力(kPa)；

s —与荷载 p 对应的沉降(mm)；

d —承压板直径或边长(mm)。

(2) 动力触探试验

动力触探试验是土工原位测试的主要方法之一。它是利用一定质量的落锤，以一定高度的自由落距将标准规格的圆锥形探头打入土层中，根据探头贯入的难易程度判断土层的性质。试验中根据土质情况通常采用10kg落锤的轻型动力触探、63.5kg落锤的重型动力触探和120kg落锤的超重型动力触探。

动力触探试验的主要用于评价：

- (1) 探明地质剖面 and 评价场地均匀性；
- (2) 确定地基土的承载力、变形模量及压缩模量；
- (3) 确定地基土的各种物理力学性质指标；
- (4) 检查地基土加固效果。

动力触探应满足以下技术要求：

- (1) 采用自由落锤装置。
- (2) 触探杆最大偏斜度不应超过2%，锤击贯入应连续进行；锤击速率宜为

每分钟 15~30 击。

(3) 瑞利波试验

瑞利波试验是一种新兴的无损原位测试技术,它是根据瑞利波在介质的自由界面传播与介质的物理特性有关的特性发展而来的。当均匀弹性半空间介质表面受竖向冲击力作用时,在介质中会产生压缩波(P 波)、剪切波(S 波)和瑞利波(R 波),三种弹性波所占的能量比例为:瑞利波占 67%,剪切波占 26%,压缩波占 7%。研究表明,瑞利波能量主要集中在地表下某一个波长范围内,传播速度代表着半个波长范围内介质震动的平均传播速度。因此一般认为瑞利波法的测试深度为半个波长,而波长与速率及频度有如下关系:

$$\lambda_r = V_r/f_r \quad (3-2)$$

式中: V_r —瑞利波的传播速度; f_r —频率; λ_r —瑞利波的波长。

当速度不变时,频率越低,测试深度就越大,因此,可以通过改变频率调整检测深度。

瑞利波检测方法分为瞬态法和稳态法两种。这两种方法的区别在于震源不同。瞬态法是在激震时产生一定频率范围的瑞利波,并以复频波的形式传播;而稳态法是在激震时产生相对单一频率的瑞利波,并以单一频率波的形式传播。由于瞬态法具有方便、快捷等优点,实际工程中大多采用该法。其测试原理图如图 3-2 所示。

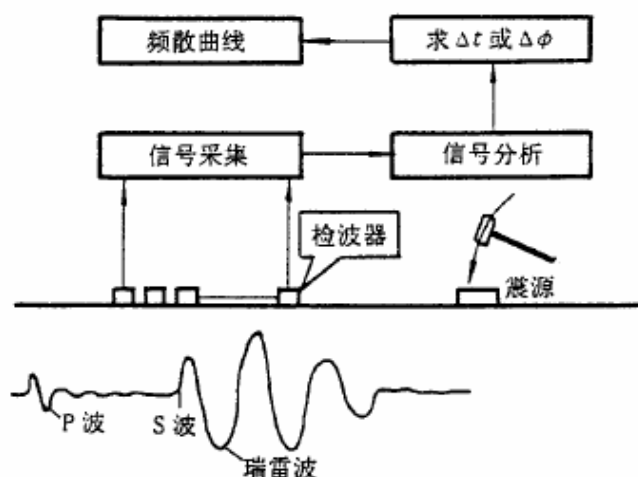


图 3-2 瑞利波检测原理

在地面上激发一瞬时冲击力,产生一定频率范围的瑞利波,以脉冲的形式向前传播,引起表面层附近介质的振动。在波的传播方向上以一定间隔 x 设置 $n+1$ 个检波器接收振动信号,这样就可以检测到瑞利波在 nx 范围内的传播情况,然后利用面波采集仪器采集与保存记录,再经过瑞雷面波选择与拾取和二维频谱分析,把各个频率的瑞利波分离开来,选择基态波对应的谱能量极大值,从而得

到一条 $V_r \sim f$ 曲线或 $V_r \sim \lambda$ 曲线。设瑞利波的频率为 f ，相邻检测器记录的瑞利波的时间差为 Δt ，或相位差为 $\Delta \varphi$ ，则相邻 Δx 长度内瑞利波的传播速度为：

$$V_r = \Delta x / \Delta t \quad (3-3)$$

或
$$V_r = 2\pi f \Delta x / \Delta \varphi \quad (3-4)$$

由于 $V_r \sim f$ 曲线的变化规律与介质即强夯地基存在着内在的联系，这样可以推出地基某深度内的物理力学性质。

3.2.2 常用检测方法分析比较

通过对上面几种常用检测方法的基本理论和方法分析可以知道，载荷试验是一种最直观、准确的地基土原位测试技术，可比较准确测定地基土的变形模量、评定地基土的承载力及预估建筑基础的沉降。动力触探试验和瑞利波试验是两种间接的原位测试技术，动力触探试验是通过测定锥头打入地基土中一定距离所需的锤击数来判别地基土密实程度；瑞利波试验则是通过测定瑞利波在地表某一深度内的传播速度来判定地基土的密实程度。

载荷试验的优势在于它可以比较准确反映荷载作用下地基的变形特征，尤其对于不能用小试样试验的各种填土、含碎石的土等，最适宜于用载荷试验确定压力与沉降的关系。载荷试验的缺点在于周期长、速度慢、设备笨重，且只能反映承压板下1.5~2.0倍承压板范围内地基强度和变形的综合性状。山区高填方碎石土地基厚度高达几十米，即使采用分层处理，填筑深度也高于一般面积压板的有效检测深度。因此在这类地基处理工程检测时采用小面积压板载荷试验不仅费时费力，也会达不到检测深度要求，而增大面积又会加大操作难度、投资费用和施工周期。因此，目前在山区大面积碎石土填筑地基检测时可有针对性地采用载荷试验，同时建立载荷试验与其它间接检测方法的之间的对应关系，利用其它检测方法配合载荷试验进行地基加固效果评价。

动力触探试验是一种经济、实用、有效的检测方法，它的优点是设备简单、操作简易、适用范围广，可以直观地反映地基土自上而下的密实程度和均匀变化，很快分析出相对较深处的强夯地基处理效果。它的劣势主要在于测试结果通过估算得到，需通过载荷试验验证。另外，测试点间距过大，也容易漏测地基较薄弱的部位。当其应用于山区块碎石填筑地基时，最大的问题是受填料和地基性能影响大：经强夯处理后的碎石土地基表层相当致密，动力触探不容易进尺，深层遇到未击碎的块石时，检测工作也会很难实施。

瑞雷波检测是一种无损探测技术，通过在地表进行地层波速测试来估算地基的强度。它的优势是经济适用、操作方便、检测深度大且不受填料和地基土性能的影响；劣势在于只能对地基特性进行定性评价，可靠性较差，要依靠其他测试

手段来验证。

综上,这些检测方法在工程应用中各有优势和缺陷,在大面积山区高填方碎石土强夯地基检测时,单独采用任何一种检测方法,都不能经济准确地评价强夯地基的处理效果。综合利用各种检测方式、找出它们之间的相互联系,将有助于合理评价山区块碎石填筑地基加固效果,促进强夯地基检测技术的发展。

3.3 不同检测参数之间的相关性分析

根据上一节的分析可以知道,静力载荷试验获得的承载力特征值 f_{ak} 和变形模量 E_0 是评价地基加固效果最直接、最准确的指标,但由于载荷试验费钱费时,一般不宜多做;动力触探、瑞利波试验虽然便捷实用,但其试验结果不能直接应用,如果能找到它们的检测参数与载荷试验所测的承载力特征值 f_{ak} 和变形模量 E_0 之间的相互关系,便可以以简捷的动力触探试验和瑞利波试验等代替繁琐的载荷试验来评价场区地基的加固效果,缩短检测和施工周期。

山区块碎石填筑地基厚度较大时可采用分层处理,在填料质量、填筑方式及施工工艺上都可人为进行适当控制,降低了回填料的不均匀性,相应的就减小了夯实后地基土的差异,为建立载荷试验与其它检测方式参数之间的相互关系提供了一定的客观条件。下面就结合本工程的检测情况进行这方面分析。

3.3.1 承载力特征值 f_{ak} 、变形模量 E_0 与动探击数 N_{120} 相关性分析

动力触探作为一种比较简便、快捷检测方式,尽管在块碎石填筑地基检测过程中一些测试结果会受到填料粒径过大等因素的影响,但大部分数据是具有一定规律性的。为此我们把在本工程中同一区域、同一施工条件下由超重型动力触探试验和静力载荷试验所测的20对数据进行比对,以分析动探击数 N_{120} 和地基承载力特征值和变形模量之间的对应关系,分析结果如图3-3、3-4所示。

由图3-3可以看出,动探击数 N_{120} 与承载力特征值 f_{ak} 之间的关系比较符合线性关系。故可通过线型回归分析得:

$$f_{ak} = 58.279N_{120} + 45.055 \quad (4 < N_{120} < 8)$$

$$\text{相关系数 } r = 0.914 \quad (3-5)$$

图3-4为动探击数 N_{120} 与变形模量 E_0 的关系,线型回归分析得:

$$E_0 = 3.55 N_{120} + 11.615 \quad (4 < N_{120} < 8)$$

$$\text{相关系数 } r = 0.885 \quad (3-6)$$

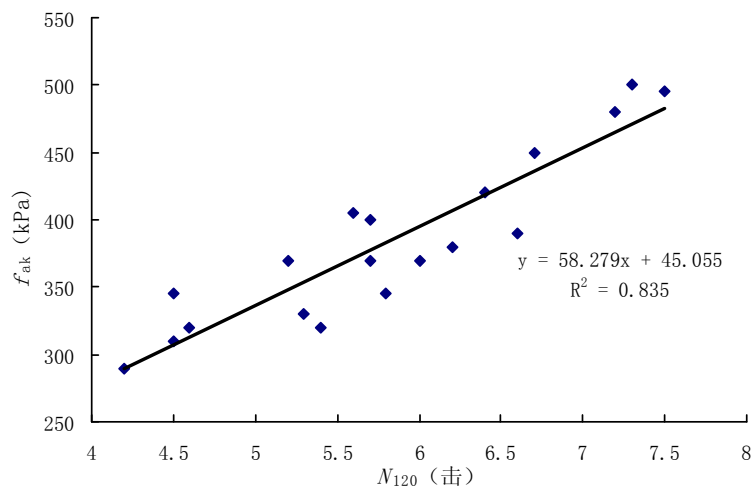


图3-3 N_{120} 与 f_{ak} 的相关关系

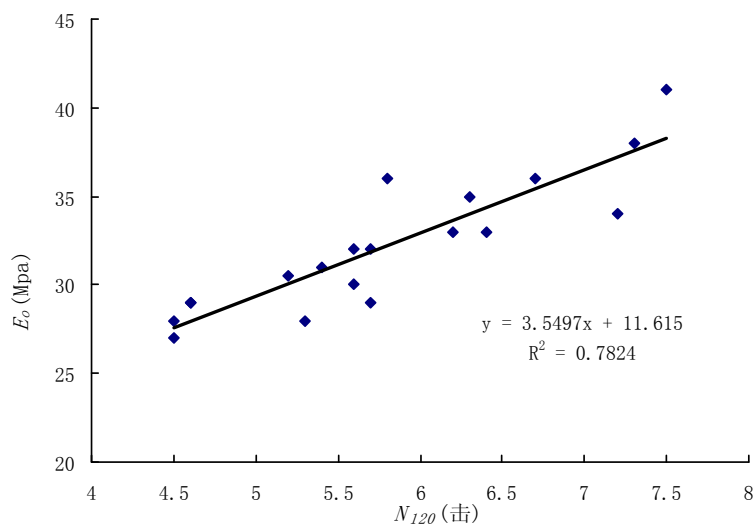


图3-4 N_{120} 与 E_o 的相关关系

关于动力触探和地基承载力、变形模量之间的对应关系，我国各产业部门根据各自的生产实践和研究成果已做过不少相关分析，如铁道部第二勘察设计院（1988）、冶金部建筑科学研究所和武汉冶金勘察公司等；也有不少地区根据当地地基土特性编制了相应的地方规范标准，如表3-1、表3-2所示的《成都地区建筑地基基础设计规范》（DB51/T 5026-2001）、表3-3、表3-4所示的辽宁省《建筑地基基础技术规范》（DB 21/ 901-2005）等。

表3-1 成都地区卵石土 N_{120} 与极限承载力标准值 f_{uk} 的关系

N_{120} 击数	4	5	6	7	8	9	10	12	14
f_{uk} (kPa)	700	860	1000	1160	1340	1500	1640	1800	1950
N_{120} 击数	16	18	20						
f_{uk} (kPa)	2040	2140	2200						

表3-2 成都地区卵石土 N_{120} 与变形模量 E_o 的关系

N_{120} 击数	4	5	6	7	8	9	10	12	14
E_o (MPa)	21	23.5	26	28.5	31	34	37	42	47
N_{120} 击数	16	18	20						
E_o (MPa)	52	57	62						

表3-3 辽宁规范建议的碎石土地基 N_{120} 与承载力特征值 f_{ak} 的关系

N_{120} 击数	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	16
f_{ak} (kPa)	240	320	400	480	560	640	720	800	850	900	950	1000

表3-4 辽宁规范建议的碎石土地基 N_{120} 与变形模量 E_o 的关系

N_{120} 击数	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	16
E_o (MPa)	16	21	26	31	36	42	48	53	57	60	62	65

由于本工程位于辽宁地区，考虑到强夯处理效果与地基土工程性质关系较大，为此把由本工程中得到的承载力特征值、变形模量与 N_{120} 的相关性（以下称参数相关性）与辽宁地区的规范建议值对应关系（以下称规范建议值）进行比较，比较结果如图3-5、3-6所示。由图3-5可以看出：当 $4 < N_{120} < 8$ 时，即参数相关性的应用范围内。对于相同的动探击数，规范建议的承载力特征值比由参数相关性计算得到的值稍大，但总体变化趋势基本保持一致。由图3-6可以看出：当 $4 < N_{120} < 6$ 时，由相关性得到的变形模量值要比规范建议值偏大，当动探击数 $6 < N < 8$ 时，两方法得到变形模量值总体比较接近。在考虑填料、施工工艺及统计分析误差等因素影响的情况下，这个对应关系还是相关可靠的。

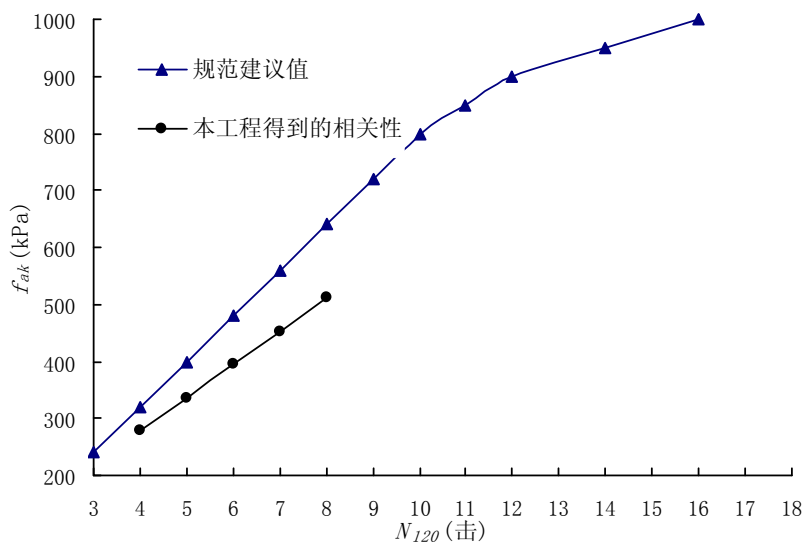


图3-5 规范建议的 N_{120} 与 f_{ak} 对应关系与本工程得到的相关性比较

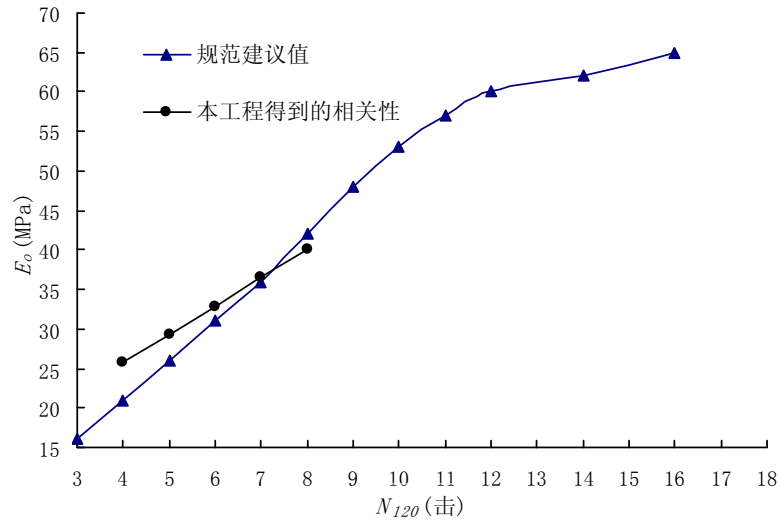


图3-6 规范建议的 N_{120} 与 E_o 对应关系与本工程得到的相关性比较

3.3.2 承载力特征值 f_{ak} 、变形模量 E_o 与瑞利波波速 V_r 相关性分析

根据瑞利波试验原理可以知道瑞利波在地基中的传播速度是和地基土介质的密实程度是相关的,并且上一章对群夯试验分析也表明瑞利波试验的检测结果和载荷试验基本是一致的。为此把工程中由瑞利波试验和静力载荷试验所测得的15对数据进行比对,以分析夯后地基承载力特征值 f_{ak} 、变形模量 E_o 与瑞利波波速 V_r 之间的对应关系。分析结果如图3-7、3-8。

由图3-7可以看出, V_r 与承载力特征值 f_{ak} 之间的关系比较符合线性关系。故可通过线型回归分析得:

$$f_{ak} = 2.252V_r - 246.56 \quad (240\text{m/s} < V_r < 330 \text{ m/s})$$

$$\text{相关系数 } r = 0.963 \tag{3-7}$$

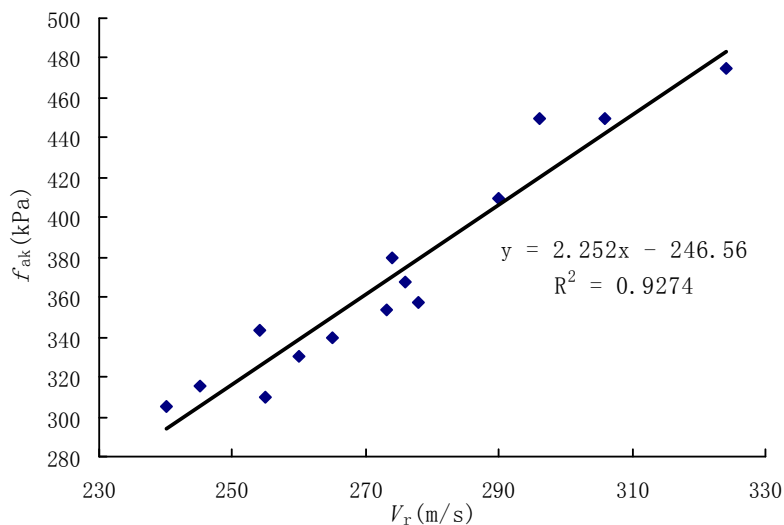


图3-7 V_r 与 f_{ak} 的相关关系

图3-8为动探击数 V_r 与变形模量 E_o 的关系，线型回归分析得：

$$E_o = 0.132V_r - 2.608 \quad (240 \text{ m/s} < V_r < 330 \text{ m/s})$$

$$\text{相关系数 } r = 0.95 \quad (3-8)$$

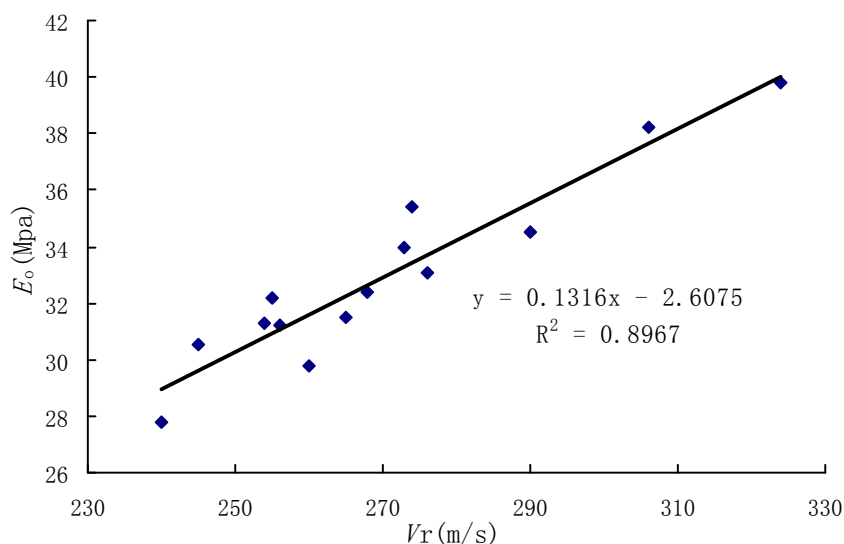


图3-8 V_r 与 E_o 的相关关系

关于瑞利波波速和地基承载力特征值、变形模量之间的对应关系，目前相关性研究资料较少，表3-5、3-6为辽宁省《建筑地基基础技术规范》(DB 21/901-2005)结合当地工程实践所给的建议值。

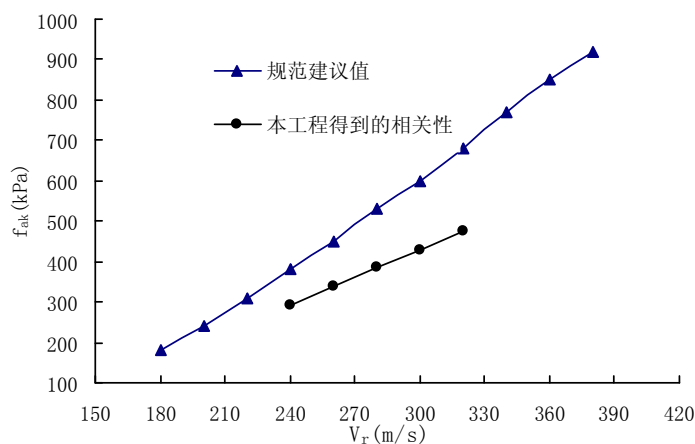
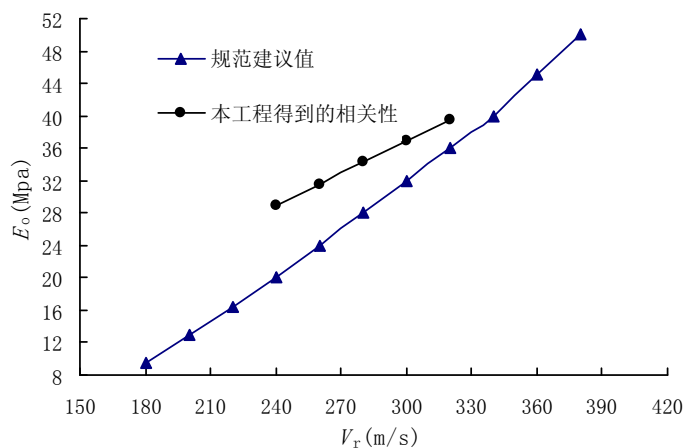
表3-5 辽宁地区碎石土地基瑞利波速 V_r 与承载力特征值 f_{ak} 的关系

瑞利波速 V_r (m/s)	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360	380
f_{ak} (kPa)	180	240	310	380	450	530	600	680	770	850	920

表3-6 辽宁地区碎石土地基瑞利波速 V_r 与变形模量 E_o 的关系

瑞利波速 V_r (m/s)	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360	380
E_o (MPa)	9.5	13.0	16.5	20	24	28	32	36	40	45	50

把参数相关性与辽宁地区规范建议值进行比较，比较结果如图3-9、3-10所示。由两图可以看出：当瑞利波波速 V_r 在240~330m/s时，对于同样的 V_r ，规范建议的承载力特征值要比由参数相关性计算得到的值大，而规范建议的变形模量要比由参数相关性计算得到的值小。这是因为规范中把山区碎石土地基变形控制作为更高的指标，而参数相关性为具体工程所得，与工程设计要求也有很大关系。

图3-9 规范建议的 V_r 与 f_{ak} 对应关系与本工程得到的相关性比较图3-10 规范建议的 V_r 与 E_0 对应关系与本工程得到的相关性比较

3.4 本章小结

1) 山区块碎石填筑地基强夯处理检测项目主要有地基的变形模量、承载力等。检测方法主要采用载荷试验、动力触探试验、瑞利波试验等。施工结束到检测间隔时间一般为1~2周。

2) 载荷试验、动力触探试验、瑞利波试验在山区块碎石地基应用时各有优缺点，综合利用多种检测方式可以更准确、经济地评价强夯处理效果。

3) 山区块碎石填筑地基分层施工时通过控制填料级配、填筑方式可提高回填土的均匀性，缩小处理后地基土的差异，为各种检测方式在这类填土地基应用时建立不同参数的对照关系提高了客观条件。通过分析工程检测结果建立了动力触探试验、瑞利波试验与载荷试验检测参数之间的对应关系，为大面积检测时综合应用多种检测方式提供了参考。

第四章 山区块碎石填筑地基强夯处理工程实践

4.1 山区块碎石填筑地基的常见问题

山区块碎石填筑地基多为开山填谷所形成的大面积、大土石方量、大挖方、高填方工程场地，在场坪地基处理过程中常会遇到下述几方面的问题：

(1) 原地面，尤其是山谷、冲沟等部位常分布厚度不均的软弱覆盖土层。这些软弱覆盖层一般压缩性大、强度低，工程性质较差，对填筑地基的稳定性及工后沉降会带来不利影响，填筑体施工前需对其进行前期处理。

(2) 填筑地基和开挖地基，特别是开挖地基为岩石时，两者作为建筑物的持力层工程性质相差较大，荷载作用下可能引起差异沉降，地基处理时需对填挖交界面进行处理。

(3) 填料的粒径、级配是影响地基处理效果的重要参数，与爆破方法、填筑方式及填料的种类搭配有关，在地基处理施工中需要根据填料的工程特性，制订出合理的方案。

(4) 高填方填筑体在回填夯实过程中沿临空面将形成一定坡率的人工边坡，对其稳定性应进行分析。

(5) 不同地区的块碎石填筑地基由于地质构造等原因工程性质差别较大，强夯处理时要根据试验结果、设计要求选择合理的施工参数与地基检测方法。

4.2 山区块碎石填筑地基强夯处理方法系统

在完成东北某山区化工项目场坪地基处理工程的基础上，结合国内同类工程实践经验，建立了一套强夯法处理山区块碎石填筑地基的方法系统。

1) 认真分析地质勘察报告，详细了解场区地形地貌及存在的主要岩土工程问题，如有必要可对填方区的关键地段进行更详细勘察。

2) 对填方区原地面最终沉降量和不同时间的固结沉降量进行计算，判断原地面在填筑体及建筑荷载下的沉降是否满足设计要求。若满足可在清除树根、草皮等杂物后直接进行填筑体施工，否则需对原地面进行处理。

3) 对原地面的强夯处理通常采用三种方法：强夯置换、换填强夯和直接强夯。强夯置换适用于土层力学性质较差，但土层又不太厚的地区(一般小于 6m)；

换填强夯主要适用于原地面土层力学性质差（如软土、淤泥、泥炭土等）而又较薄的地区；直接强夯适用于土层力学性质较好（一般 $f_{ak}>150\text{kPa}$ ）的粘性土和碎石土。为不影响区域水流的原始路径，在对原地面进行处理的同时还要做好排水工作，常用方法是设置盲沟。

4) 在对原地面进行处理的同时，根据总体设计要求及场区工程地质条件，结合工程经验初步设计强夯施工参数，选择典型区域进行填筑体强夯试验，试夯完成后采用多种检测方法进行检测。

5) 根据强夯试验资料，确定满足工程设计要求的强夯能级、夯击遍数、夯点间距、每点夯击次数等施工参数，并对填料粒径、级配、填筑方法等作出规定。如整体设计没有特殊要求，填料粒径可按最大粒径不大于夯锤的 $1/3$ 控制填料粒径。对地基承载力和变形要求较高的工程，要确保填料中块碎石的含量和填料的级配。土石料填筑时宜掺合起来填筑。分层填筑宜采用堆填法，填筑厚度由现场情况和强夯能级决定。

6) 对于填筑过程中所形成的人工边坡，如施工场地具备条件，可优先选择自然放坡的形式。否则，应对边坡的稳定性进行分析，并采取相应的边坡支护措施。

7) 根据建构筑物基础所在荷载位置和它对地基承载力和变形的要求，对场区填挖交界面进行处理。对工后沉降和不均匀沉降要求严格的工程，可通过在填方区打桩等方法控制沉降差异。对地基承载力和变形不太严格的工程，可根据总体设计要求结合传统做法，采取对挖方地基进行浅挖或浅爆后再夯实的措施以缩小两种不同的岩土体工程性质的差异。

8) 根据强夯设计进行填筑体施工，对完成的地基进行检测。地基检测可与强夯施工交叉进行。山区块碎石填筑地基的检测项目主要有承载力、变形模量等，检测方法多采用载荷试验、动力触探试验、瑞利波试验等。大面积检测时要综合利用各种检测方法，并通过分析检测结果建立各种检测参数之间的对应关系供检测时参考。

9) 需要进行沉降观测的工程，从施工之日起，埋设分层沉降仪和测量桩，对原地面地基和填筑体进行分层沉降和侧向位移观测，填筑施工完成后，立即在填筑体的顶面埋桩进行沉降观测。观测采用的仪器一般为水准仪，测盆精度按国家二等水准。观测的主要内容是沉降，观测的时间为3-5年。观测的频度可参照5天、10天、15天、20天、1个月、1.5月、2月、3月、4月、5月、6月、8月、12月、1.5年、2年、3年、5年进行。同时对高填方地基进行变形计算，结合实测的沉降资料，预测地基的工后沉降，指导施工。

具体操作流程如图4-1所示。

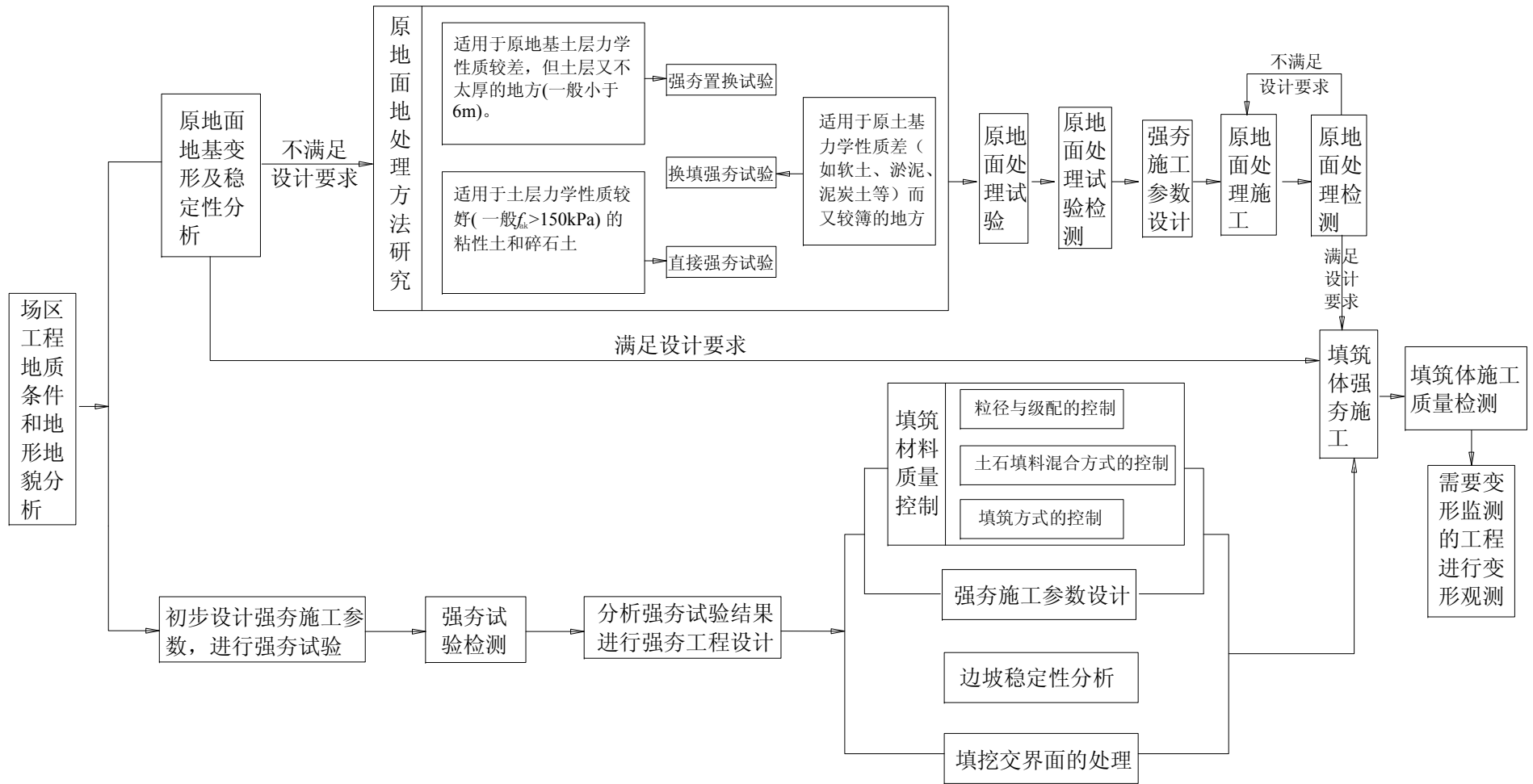


图4-1 山区块碎石填筑地基强夯处理方法系统

4.3 原地面处理

如前所述,山区的山谷、冲沟地面上常分布着厚度不均的软弱土层,这层土沉积时间长短不一,工程性质差别较大。对于工程性质较差的土层,填筑体施工前如不处理,将对填筑体的整体稳定造成很大影响。因为原地面覆盖土层在填筑体和上部荷载作用下将发生较大的工后沉降,并且软弱土厚度不同沉降量也一样。另外,软弱覆盖土层的存在会在填筑体和基岩之间形成一个软弱夹层,可能造成填筑体沿这个夹层发生整体滑移。因此在填筑体施工前有必要根据原地面土基的工程性质进行处理。

4.3.1 原地面地基处理方法探讨

在对山区高填方原地面地基处理方面,各个部门采用的方法大体上是相同的,处理的主要方法有清除、换填、碾压、强夯。建筑部门对房屋、工厂等重大工程地基的处理在全国范围内多采用强夯法,尤其是非均质回填地基和液化地基、抛石地基。公路、铁路、水电部门对公路、铁路、大坝地基则多采用清除、换填、碾压法,少见强夯处理的报道,这可能与施工单位设备、处理后地基性状要求有关。航空部门的机场道槽部位一般用清除、换填、置换、强夯法,个别采用碾压法。清除方法用于去除地表草皮、树根、耕植土、土方量较少的淤泥和软土。换填、置换一般辅以强夯的方法,即换填强夯法、强夯置换法。90年代中期,甘厚义、周虎鑫等^[56,57,58]对贵州龙洞堡机场、福建三明机场、云南大理机场厚度小于4m的淤泥和软土进行了换填强夯法、强夯置换法处理试验研究,采用试验测得处理后地基的回弹模量、变形模量大于15MPa,承载力大于300kPa,满足了地基强度的要求。90年代末,用同样的方法对铜仁机场、万州机场原地面进行处理,也获得了成功。

如前所述原地面软弱地基的强夯加固方法有三种:换填强夯、强夯置换和直接强夯。在加固方法比选时首先要进行经济技术分析、时间可能性分析。技术的可能性分析主要考虑地基的处理深度、处理后地基的性状参数、填料的性质等。换填强夯主要适用于原地面土层力学性质差(如软土、淤泥、泥炭土等)而又较簿的地方。挖除后,回填粒径小于夯锤直径1/3、级配良好的块碎石或其它力学性质较好的土,然后对回填料进行强夯。强夯置换用在土层力学性质较差,但土层又不太厚的地方(一般小于6m)。置换前在原地面软弱土层上铺一层厚度小于1m、不均匀系数 $C_u > 5$ 、曲率系数 $C_c = 1 \sim 3$ 的碎石层。直接强夯法适用于土层力学性质较好(一般 $f_{ak} > 150\text{kPa}$)的粘性土和碎石土。

4.3.2 工程实例分析

根据国家《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)及工程地质手册提供的地基基础变形计算公式对东北某化工项目场坪地基处理中填方区原地面进行地基最终沉降量和不同时间的固结沉降量进行计算。计算公式如 4-1、4-2 所示。

$$S = \varphi_s s' = \varphi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_o}{E_{si}} (Z_i \bar{\alpha}_i - Z_{i-1} - \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (4-1)$$

式中 S —地基的最终沉降量 (mm);

s' —按分层总和法计算最终沉降量;

φ_s —沉降计算的系数, 根据地区的沉降观测资料和经验确定, 也可按规范列出的表确定;

n —地基沉降计算深度范围内所划分的土层数;

p_o —对应于荷载标准值时的基础底面处的附加应力;

E_{si} —基础底面下第*i*层土的压缩模量, 按应力的范围取值;

Z_i 、 Z_{i-1} —基础底面下第*i*层土、第*i-1*层土底面的距离;

$\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ —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, 可查表。

$$S_t = S \cdot U$$

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} (e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots) \quad (4-2)$$

$$N = \frac{\pi^2 C_v t}{4H^2}$$

式中 S_t —预测*t*时刻土层的变形量;

U —固结度;

t —时间;

N —时间因素;

C_v —固结系数;

H —土层计算厚度, 两面排水时取实际厚度的一半, 单面排水时取全部厚度。

根据勘察报告可知场区原地面主要为高压缩性的粘性土。计算结果显示这些粘性土地基在填筑体和上部荷载作用下最终沉降和不同时期的沉降量都很大, 其中软弱土厚度较大的地方最终沉降几乎达到 1m, 无法满足设计要求。因此, 填筑体施工前需对原地面进行加固处理, 以满足控制建筑地基沉降和差异沉降的要求。考虑原地面土工程性质太差且上部荷载对地基承载力和变形模量的要求都较

高。经过比选,采用了换填强夯对原地基进行加固处理。

原地面换填强夯和一般填筑体强夯主要区别在于换填的碎石土因为原地面地势起伏不平厚度变化较大,因此在进行工程设计时要根据换填厚度选择了多个强夯能级。根据强夯试验不同能级的加固效果对换填深度为 6~8m 时,采用 8000kN.m 能级强夯;换填深度为 5~6m 时,采用 5000kN.m 能级;换填深度为 2~5m 时,采用 3000kN.m 能级;换填深度 2m 以内时,采用 1500 kN.m 能级满夯。

原地面地基处理完成后,分别采用载荷试验、动力触探试验及瑞利波试验对地基加固效果进行了检测,检测结果表明换填强夯后地基的承载力和变形模量均满足设计要求,可以进行下一步的填筑体施工。

4.4 强夯施工参数设计

强夯设计目前还没有成熟完善的理论计算方法可套用,工程界通常的做法是针对工程的具体情况,根据规范标准和工程经验初步选定施工参数和施工工艺进行强夯试验,通过分析试验结果对原设计进行必要的调整,以确立适合于现场工程地质条件的施工参数和施工工艺。作为一种为工程实践服务的技术方法,强夯设计应遵守安全、经济的一般设计原则。因此,在保证技术可靠的前提下,经济实用、施工安全也是强夯设计需要考虑的重要因素。下面结合第二章的强夯试验结果从技术和经济等方面对本工程的强夯施工参数进行优化选取。

(1) 夯击能

根据第二章强夯试验的分析结果可知,回填地基采用 3000kN.m、5000kN.m、8000kN.m 能级处理后承载力特征值和变形模量都能满足设计要求。从技术角度分析,8000kN.m 能级属于高能级强夯,具有有效加固深度大,夯击能利用率高等优点。5000kN.m 能级属于中等能级强夯,处理深厚填土方面不如高能级强夯。3000kN.m 能级属于常规能级强夯,有效加固深度低于高能级强夯,但对于可分层填筑的深厚回填土地基,通过分层处理也能达到很好的加固效果。从经济角度分析,3000kN.m 能级由于施工不用专门配置龙门架等辅助设备因而相对于 8000kN.m 能级、5000kN.m 能级施工效率高且安全便捷,价格也更为优惠。因此在综合考虑各方面因素的情况下,强夯主要能级宜采用 3000kN.m。

(2) 夯击数与夯击遍数

夯击次数是强夯设计中的一个重要参数,对于不同地基土来说夯击次数也不同。夯击次数应通过现场试夯确定,常以夯坑的压缩量最大、夯坑周围隆起量最小为确定的原则。可从现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定。但要满足规范规定的最后两击的平均夯沉量值,同时夯坑周围地面不发生过大的隆起,

因为降起量太大,说明夯击效率降低,则夯击次数要适当减少。此外,还要考虑施工方便,不能因夯坑过深而发生起锤困难的情况。

根据第二章对单点夯试验中夯击击数和夯沉量关系曲线的分析可知当 3000kN.m 能级强夯达到最佳夯击效果时,单点夯击为 10 击。并在施工中同时满足了下列条件:

- a. 最后两击平均夯沉量小于 50mm;
- b. 夯坑周围地面不发生过大隆起。

夯击遍数应根据地基土的件质确定。一般来说,由粗颗粒土组成的渗透件强的地基,夯击遍数可少些。反之,由细颗粒土组成的渗透性弱的地基,夯击遍数要求多些,在我国,大多数工程采用夯击遍数 2 遍,最后再以低能量满夯 2 遍,一般均能取得较好的夯击效果。

(3)夯点布置及间距

夯点布置是否合理与夯实效果有直接关系。夯击点位置可根据基底平面形状进行布置。对于某些基础面积较大的建筑物或构筑物,为便于施工,可按等边三角形或正方形布置夯点;对于办公楼、住宅建筑等,可根据承重墙位置布置夯点,一般可采用等腰三角形布点,这样保证了横向承重墙以及纵墙和横墙交接处墙基下均有夯击点;对于工业厂房来说也可按柱网来设置夯击点。

夯击点间距的确定,一般根据地基土的性质和要求处理的深度而定。对于细颗粒土,为便于超静孔隙水压力的消散,夯点间距不宜过小。当要求处理深度较大时,第一遍的夯点间距更不宜过小,以免夯击时在浅层形成密实层而影响夯击能往深层传递。对于本工程,从前面的强夯试验来看,3000kN.m 能级采用 5m 间距加固效果较好。

表 4-1 优化后的 3000 kN.m 能级强夯施工参数

强夯能级	夯击遍数	单击夯击能	夯点间距	夯点布置	夯击次数	最后两击平均夯沉量
		kN.m	m		击	cm
3000 kN.m	第一遍	3000	5	正方形	≥10	5
	第二遍	3000	5	正方形	≥10	5
	满夯	1500	d/3 搭接		≥2	

(4)间歇时间

间歇时间是指相邻两遍之间的停夯时间,其目的是使强夯时地基中产生的超孔隙水压力得以消散。间歇时间理论上取决于夯击后土中孔隙水压力的消散时间,但在实际工程中,一般是根据地基土的渗透性参照规范确定的。山区填筑地基的填料主要为粗颗粒土,渗透性好,夯击时产生的超孔隙水压力消散较快,为施工方便,可不考虑间歇时间,连续夯击。

综上，本工程中 3000kN.m 能级优化后的强夯施工参数如表 4-1 所示。

4.5 填筑材料质量控制

山区块碎石填筑地基多为大面积、土石方量填筑工程，填料应立足于就地取材。不同场地的地质条件千差万别，填料性质也有很大差异，由于强夯法的处理效果与地基土性质有很大关系。因此通过研究填料质量对强夯施工效果的影响，合理、有效的控制影响填料质量的施工因素，将对加快工程进度、提高施工质量、节约投资等具有重要意义。

4.5.1 粒径与级配的控制

山区高填方地基的填料多来自挖方区的爆破碎石料，粒径大小不均且级配不易控制，通过控制填料的粒径、级配可以提高填筑体的夯实效果。在国内同类工程中，福建三明机场做过不同填料的地基处理效果对比试验。试验结果如表 4-2 所示。

表 4-2 三明机场不同填料的地基处理效果对照表

填料				施工参数			地基检测结果	
填料中的含石量 (%)	最大粒径 cm	不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c	主夯能量/夯击次数	满夯能量/夯击次数	夯点间距	变形模量 E_o	干密度 ρ_d
50	<40	19.8	1.5	3000/13	1000/3	4.0	13.8	2.0
70	<60	14.0	2.3	3000/12	1000/3	4.0	39.3	2.1
100	<80	10.9	1.8	2800/8	1000/2	4.5	42.4	2.2

由表4-2可以看出，在强夯施工参数基本相同的条件下，地基处理效果是随着填料中含碎石比例的增加而增加的。当碎石含量达100%时，低要求的施工参数获得比碎石含量小于70%的高要求施工参数下更好的地基处理效果。由此说明，优料须优用，也就是碎石料必须填筑在工程的主要部位。但碎石含量过大，会造成不均匀系数的下降，影响到地基的均匀性。

需要指出的是，上表的数据来自于对地基沉降和不均匀沉降都有严格要求的机场场道地基处理工程。而在一些对沉降要求不高的民用建筑工程中，对填土颗粒级配的要求可以适当放宽。根据以往工程经验，在一般填筑工程中，填料的粒径一般控制在不大于夯锤直径的 1/3，级配指标为 $C_u > 5$ ， $C_c = 1 \sim 3$ 。因为如果虚填碎石土地基中存在大量粒径大于夯锤直径的 1/3 大块石时，将造成强夯机具移动困难，可能造成翻车，而且夯锤在夯击时碰到坚硬的块石时，夯锤容易砸

弯，造成施工事故。

在东北某化工项目强夯地基处理时，考虑到一些化工装置荷载较大并且对沉降要求非常严格，块碎石填料粒径过大场平后如需要采取其他方面的加固处理将会给下一步的施工增加难度，因此要求块碎石填料的粒径不大于 30cm，级配要求不均匀系数 $C_u \geq 10$ ，曲率系数 $C_c = 1 \sim 3$ 。

4.5.2 土石填料混合方式的控制

由上一节福建三明机场的试验结果可以知道填料中块碎石含量过大反而会降低填料的均匀性，适当控制块碎石与细粒土的比例可以提高地基的密实程度。而在土石料的回填时，还分土料和石料分开回填与掺合起来回填两种填筑方式。为分析那种方法效果更好，在贵州龙洞堡机场场道地基处理强夯试验中进行不同回填方式的加固效果比较。该工程要求填筑层松铺厚度为 4.0m，对填料中含 70% 石料和 30% 土料，采用了两种填筑施工方法：

方法 1 是将土石料混合分层填筑，即将 30% 的土料和 70% 的石料混合后分层填筑；

方法 2 是将土、石料分开分层填筑，即按 30% 土料、70% 石料分开分层填筑。

对两种填筑地基的施工方法，采用同样的强夯施工参数，进行填筑层的地基处理效果对比试验，检测结果如表 4-3 所示：

表 4-3 两种填地基检测结果比较

土石料填筑方法	干密度			承载力 f_{ak}	变形模量 E_0
	夯点下	夯点间	平均值		
方法一	2.142	2.087	2.144	420	47.2
方法二 土料	1.680	1.741	1929	300	14.3
石料	2.085	2.090			

由表 4-3 可以看出，在相同的填料和相同的地基处理强夯施工参数条件下，混合料填筑施工的干密度值比土、石料分开分层填筑施工高 11%，地基承载力比土、石料分开分层填筑施工的高 40% 左右。这是因为混合填筑时细颗粒土更容易进入块碎石颗粒之间的缝隙中去，能更好地控制填料的级配。

4.5.3 填筑方式的控制

碎石土回填料的填筑方式一般有两种：堆填法和抛填法。堆填法是对某一厚度确定的填筑层，分若干亚层（控制亚层厚度 1.0m~1.5m），逐层堆填；抛填法是对某一厚度确定的填筑层，一次性填筑而成。对于两种不同的填筑方式强夯后

的加固效果。龙洞堡机场地基处理也做过两种不同填筑方式的加固效果对比试验，试验结果如表 4-4 所示。

表 4-4 抛填与堆填检测结果对比

填筑方法		抛填法				堆填法			
取样深度(m)		0~1	1~2	2~3	3~4	0~1	1~2	2~3	3~4
取样数量(n)		5	5	5	5	5	5	5	5
ρ (g/cm ³)	最大值	2.26	2.36	2.19	1.96	2.30	2.30	2.27	2.25
	最小值	2.13	2.07	1.71	1.63	2.02	2.02	2.14	2.18
	平均值	2.19	2.15	1.97	1.87	2.17	2.21	2.20	2.20
标准差 σ		0.05	0.12	0.18	0.12	0.10	0.07	0.09	0.04
变异系数 δ		0.02	0.06	0.09	0.07	0.05	0.03	0.04	0.02

由表 4-4 可以看出采用堆填法处理的地基密实度明显高于抛填法。主要原因是抛填而成的大块石填筑层，在同一填筑层的竖直方向，颗粒组成是上细下粗，粒径相差很大；堆填而成的大块石填筑层相比之下粒径的整体均匀性要好的多。由此表明，在填筑厚度及填筑料料相近的条件下，采用堆填法效果比起抛填法更佳。

综合以上对填筑材料质量控制的分析，对于山区块碎石填筑地基的填料质量可以通过以下几个方面进行控制。

- 1) 粒径和级配：对于总体设计对填料粒径不做专门要求的工程，填料粒径一般可按小于夯锤直径的 1/3 控制，保证填料中石料的比例，并确保级配良好。
- 2) 土石料混合方式：土料和石料应采用混合方式回填。
- 3) 填筑方式：采用堆填法分层填筑。

4.6 填挖交界面的处理

在山区块碎石填筑地基进行高挖低填过程中，在同一场地不可避免地会出现两种不同类型的地基：填筑地基和开挖地基。对于这两类地基，特别是开挖地基为岩石时，两者作为建筑物的持力层工程性质相差较大，荷载作用下可能引起较大的差异沉降，因此需对其填挖交界面进行处理。

如图 4-2 所示当外部荷载置于由天然岩层组成的挖方区和由碎石土填筑地基组成的填方区交界段时，挖方区由于持力层为岩石变形很小，而填方区在重荷下将一定程度的沉降，如果不对其交界处进行处理，将对建筑物的整体稳定造成影响。

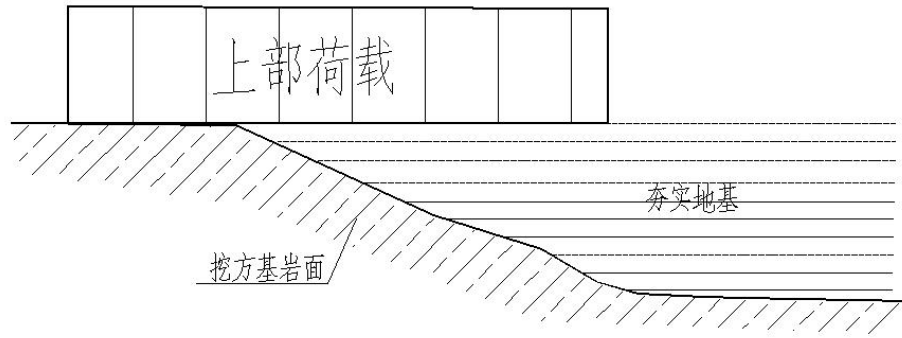


图4-2 填挖交界面示意图

针对挖填交界面不同岩土体之间工后的沉降差异的问题,工程界有不同的做法。传统的作法是将挖方区超挖 30~50cm,采用炉渣、中粗砂或碎石作为褥垫层,以消除上部建筑荷载对地基产生的应力集中,达到调整地基不均匀沉降的目的。这对一般建筑物是成功的,而对大面积、高填方、大挖大填的工程有失败也有成功的案例。在贵阳龙洞堡机场高填方工程中,跑道地基下挖填交界面采用如下方案进行处理:道面结构层底标高下 0.56m~3.0m 范围内按 1:8 开挖成斜坡,3.0~8.0m 范围内按 1:2 开挖成台阶;道面结构层底标高下 0.56m~8.0m 范围内,采用同填方区一样填料,进行分层填筑强夯处理,经过上述处理,填挖交界面的差异沉降能满足设计要求,取得了令人满意的结果^[56]。

对于差异沉降要求不像机场跑道那样严格的高填方填筑地基,采用 1:8 的斜坡进行开挖将增加很大的工程量,显然是不合适的。为此,工程界提出根据荷载对地基承载力和变形的要求,改变两类地基中的其中一种的工程性能方法:对于承载力和变形要求不高的工程,可参考传统办法处理不均匀沉降的原理采用了挖方区的岩石进行浅爆后再采用强夯进行夯实的做法,处理方法如图 4-3 所示,对于承载力和变形要求严格的工程,采取在填方区进行桩基以控制沉降的做法。

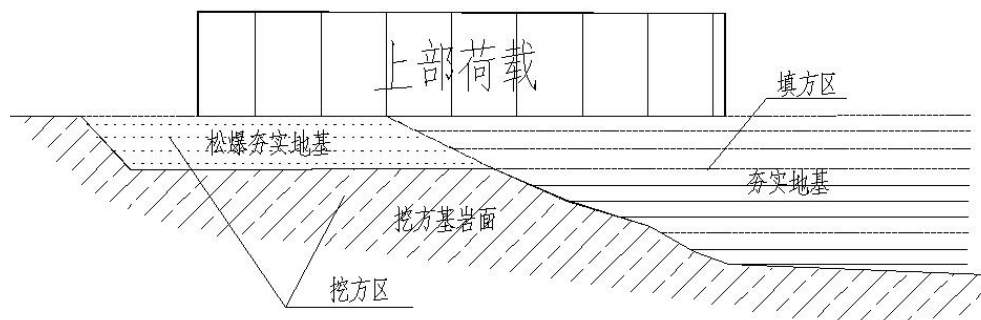


图4-3 填挖交界面处理示意图

4.7 高填方边坡稳定性分析

在山区回填地基填筑夯实过程中,当填筑体的一侧处于临空面时,将形成如图 4-4 所示的高填方边坡。对于这类人工边坡,如果坡顶到坡角的施工范围足够大,可以按照《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)规定的自然放坡坡比允许值(详见表 4-5)对临空面进行分层填筑夯实。如果临空面坡顶到坡角施工范围有限,高填方边坡将无法按照那样的坡比进行放坡,对于这类填筑边坡稳定性需进行分析。实际工程中为充分利用征地面积,往往留给临空面外侧的施工范围十分有限,高填方边坡施工多不能按规范规定的自然放坡坡比允许值进行放坡,因此有必要对这类边坡的稳定性进行分析。



图4-4 现场高填方边坡图

表 4-5 山地压实填土的边坡允许值

填料类别	边坡允许值 (高宽比)			
	填土厚度 H (m)			
	$H \leq 5$	$5 < H \leq 10$	$10 < H \leq 15$	$15 < H \leq 20$
碎石、卵石	1: 1.25	1: 1.50	1: 1.75	1: 2.00

4.7.1 边坡稳定分析理论概述

边坡稳定分析是岩土工程领域理论性和实践性很强的一门课题。早期边坡稳定分析方法多集中为极限平衡法、滑移线法和极限分析法。它们当中,极限平衡条分法仍是当前工程上应用最为普遍的一种方法。然而,材料的非均质、非线性特征与复杂的加载历程及边界条件,使得经典的解析方法难于处理应用力学中的

一般边值问题。随着计算技术的发展,有限单元法逐渐成为边坡稳定分析中的一种重要方法。同其它方法相比,有限单元法不仅满足静力平衡方程,而且满足兼容方程和本构方程,是一种理论体系更为严密的方法。

边坡稳定分析的研究成果非常丰富,这里仅对极限平衡法和有限元法作一简要概述。

(1) 极限平衡法

建立在极限平衡理论基础上的边坡稳定分析方法,经过近80年的发展,已经积累了丰富的使用经验。它是通过分析在临近破坏状况下,土体外力与内部强度所提供抗力之间的平衡,计算土体在自身和外荷作用下的土坡稳定性程度,通常以边坡稳定安全系数表示:

对于无粘性土,安全系数采用公式4-3进行分析:

$$F = \frac{R}{T} = \frac{W \cos \alpha}{W \sin \alpha} \operatorname{tg} \varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (4-3)$$

R —抗滑力; T —滑动力; φ —土体内摩擦角; α —坡面与水平面夹角。

对于粘性土,安全系数采用公式4-4进行分析:

$$F = \frac{M_R}{M_T} = \frac{R \tan \varphi \sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i + RcL}{R \sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i} = \frac{\tan \varphi \sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i + cL}{\sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i} \quad (4-4)$$

M_R —抗滑力矩; M_T —滑动力矩; R —滑弧半径; L —滑弧长度; Q_i —土条的重量; c —粘聚力; φ —内摩擦角; α —土条的弧切线与水平面的夹角。

在应用极限平衡法对边坡稳定性分析过程中,根据假定条件的不同,发展了多种条分法,如瑞典法(*Fellenius*, 1927)、*Bishop*法(*Bishop*, 1955)、*Spencer*法(*Spencer*, 1967)、*Janbu*法(*Janbu*, 1973)等。各种方法的基本出发点都是一样的,即假定土体是理想塑性材料,把土条看作为一个刚体,按照极限平衡的原则进行力(矩)的分析。各种条分法的区别在于对条间力假设的不同,从本质上来讲并没有太大的区别。如果满足所有的平衡条件,各种不同的方法由于假设的不同对安全系数的影响不太显著(*Duncan*, 1996);但对于那些仅仅满足力的平衡而不是力矩平衡的方法,条间力假设的不同会对安全系数产生较大的影响。总的来说,极限平衡法只注重土体破坏瞬间的变形机制,而不关心土体变形过程,仅考虑静力平衡和滑裂面上的莫尔—库仑破坏准则,没有很好地考虑土体内部的应力—应变关系,所求出的安全系数只能说是假定的滑裂面上的平均安全度。

(2) 有限元法

有限元法全面满足静力许可、应变相容和应力应变之间的本构关系。同时,

因为是采用数值分析法,适于处理非线性,非均质和复杂边界等问题,因此是比较理想的分析土体应力、变形和稳定的手段。在进行分析计算时,有限元法考虑了边坡岩土体的非均质和不连续性,可以给出岩土体的应力、应变大小与分布,避免了极限平衡分析法中将滑体视为刚体而过于简化的缺点,能使我们近似地从应力应变去分析边坡的变形破坏机制,分析最先、最容易发生屈服破坏的部位和需要首先进行加固的部位等。然而,正因为如此,有限元法的计算结果对岩土材料的本构模型和计算参数等过于敏感。如何将有限元计算的成果转化为工程上适用的安全系数,将是有限元法边坡稳定分析中的一个重要课题。在开发有限单元法的同时,研究者们即开始了将有限元计算成果与传统的极限平衡法结果相联系的研究。在这过程中,产生了两类有限元法,即建立在滑裂面应力分析基础上的有限元法和建立在强度折减基础上的有限元法。

综上,极限平衡法已经积累了丰富的经验,又因为使用参数少、力学模型简单、可以快速得出计算结果、计算结果相对稳定等特点,至今仍是工程中应用最广泛的方法。有限单元法由于比较真实地考虑了边坡岩土体在外部和自身荷载作用下的应力应变之间的本构关系,因此可以考虑更为复杂的情况。但计算结果对计算模型、材料参数等太过敏感,工程中难以应用。因此,如何把两种方法有机结合起来,取长补短,是今后边坡稳定分析值得研究的课题。

4.7.2 工程实例分析

在东北某化工项目场坪地基处理工程中,多个填筑区域出现了征地红线到场坪坡顶水平间距很小,无法按规范要求放坡的情况,下面选择一处高填方边坡采用有限元法和极限平衡法分别对其稳定性进行分析。

工程中某高填方夯实地基边坡坡高18m,场坪坡顶距征地红线约25m,夯实地基及地基土分布情况如图4-5所示,填筑地基及下卧土层力学参数如表4-6所示。根据强夯设计可对填筑体分三层进行夯实,分层厚度分别为5m, 5m, 8m,夯实后的边坡稳定性分析如下。

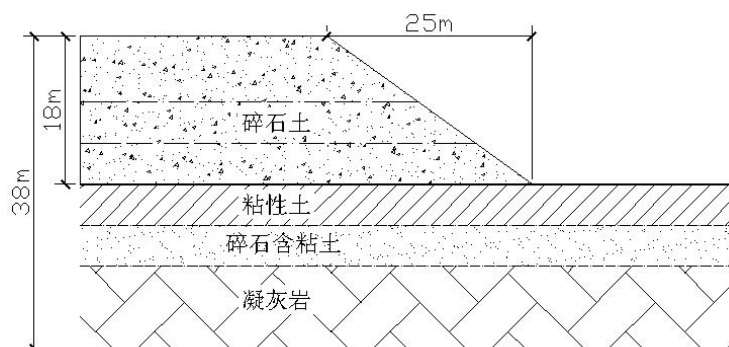


图4-5 高填方边坡地基土与分层夯实示意图

1) 有限元分析

为了验算高填方的稳定性，计算其安全系数，采用 *PLAXIS* 软件进行弹塑性有限元分析。*PLAXIS* 软件是一款由荷兰 *Delft Technical University* 开发的岩土工程有限元软件，在边坡稳定性计算中采用强度参数折减法。土体的本构模型采用莫尔-库仑弹性理想塑性模型，五个参数分别为杨氏模量 E ，泊松比 μ ，粘聚力 c ，内摩擦角 φ 和膨胀角 ψ ，各参数取值如表 4-6 所示。

表 4-6 填筑地基及下卧土层力学参数

岩土参数 岩土名称	$\gamma / \text{kN/m}^3$	c / kPa	$\varphi / ^\circ$	E / MPa	μ	$\psi / ^\circ$
碎石土	21	2	34	30	0.25	0
粘性土	16.5	5	25	5	0.35	0
碎石含粘土	20	2	35	25	0.3	0
凝灰岩	22	2	38	40	0.2	0

根据高填方夯实地基临空面的尺寸、坡度及地基土分别情况，建立相应几何模型。采用平面15节点单元划分网格，并对坡脚部位网格加密，两侧边界施加水平向约束，底部边界施加固定约束。有限元分析模型如图4-6所示。

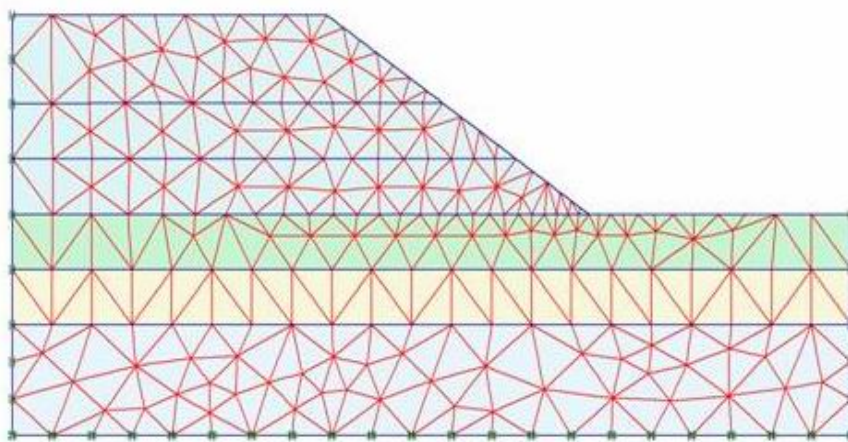


图4-6 填筑边坡有限元计算模型

高填方地基分三层填筑夯实，各层施工有限元模拟如下：

第一层块碎石地基填筑5m，夯实后其边坡发生了相应的应力和位移变化，具体可参见图4-7和图4-8。

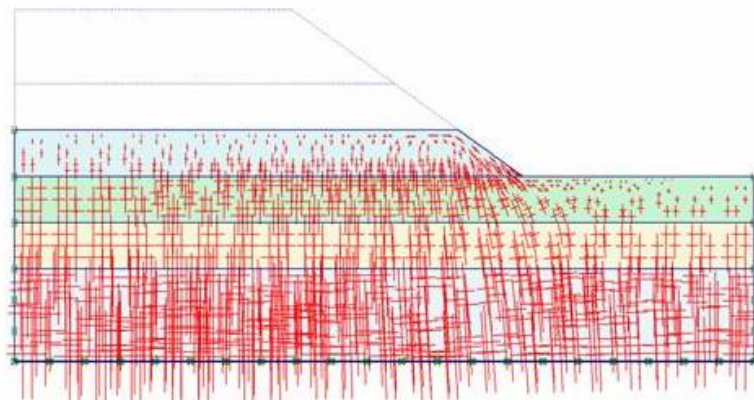


图4-7 第一层填筑5m时夯实地基边坡应力分布矢量

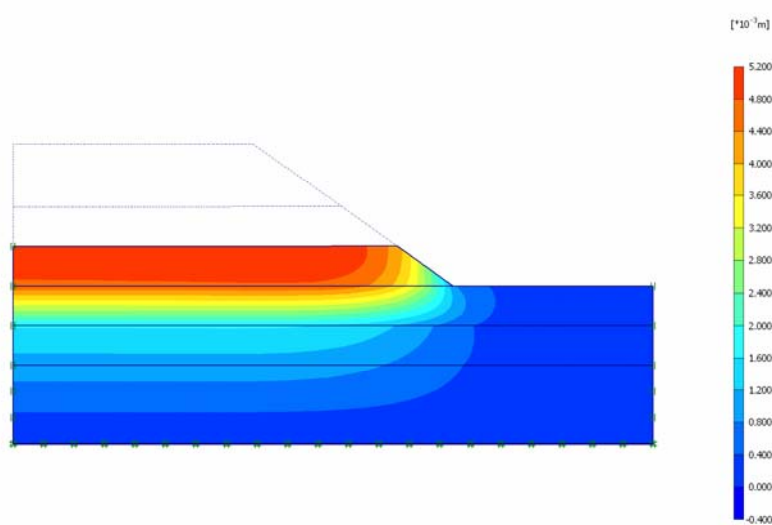


图4-8 第一层填筑5m时夯实地基边坡位移云图

第二层块碎石地基填筑5m，夯实后边坡发生了相应的应力和位移变化，具体可参见图4-9和图4-10。

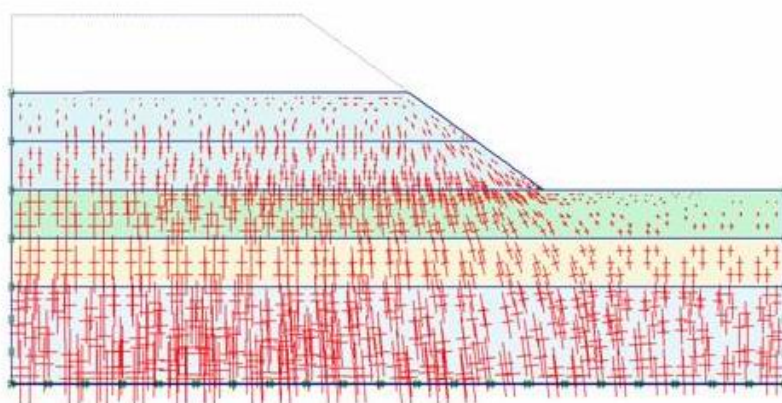


图4-9 第二层填筑5m时夯实地基边坡应力分布矢量

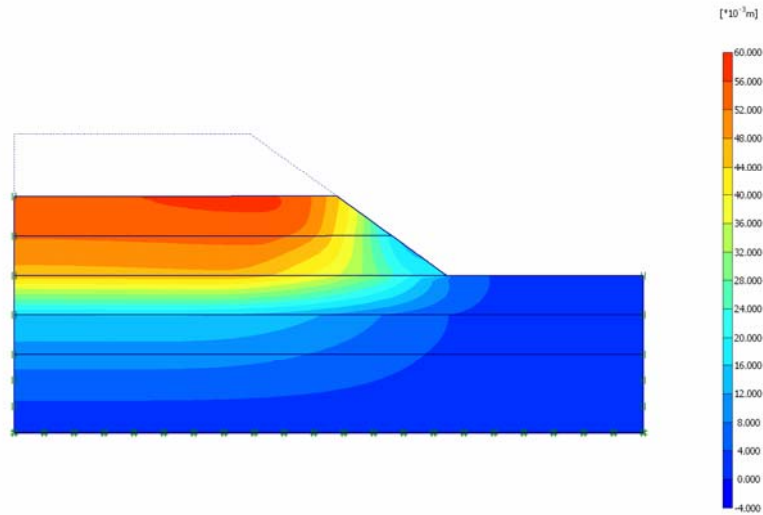


图4-10 第二层填筑5m时夯实地基边坡位移云图

第三层块碎石地基填筑8m，夯实后边坡也发生了相应的应力和位移变化，具体可参见图4-11和图4-12。

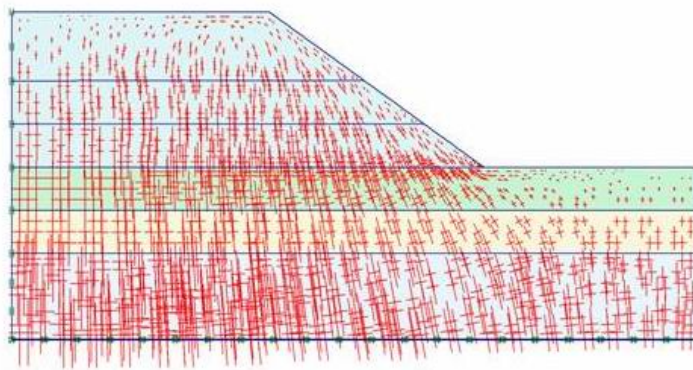


图4-11 第三层填筑8m时夯实地基边坡应力分布矢量

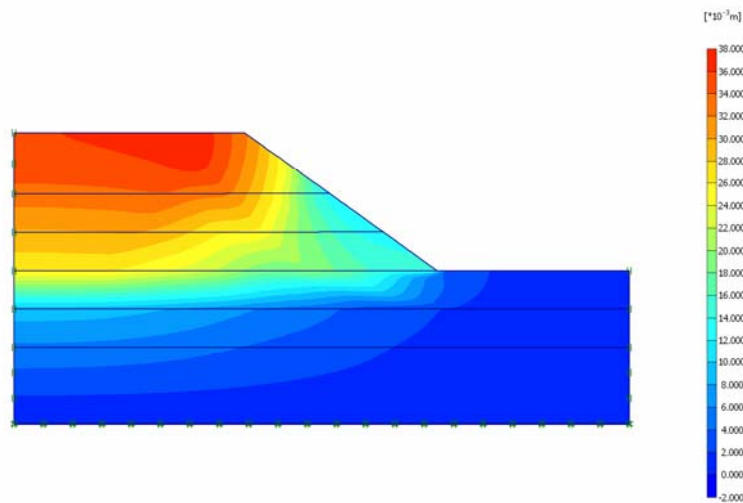


图4-12 第三层填筑8m时夯实地基边坡位移云图

根据上面的分析，进一步采用强度折减法计算边坡的安全系数以及潜在滑弧的位置，计算结果见图4-13，安全系数1.042。

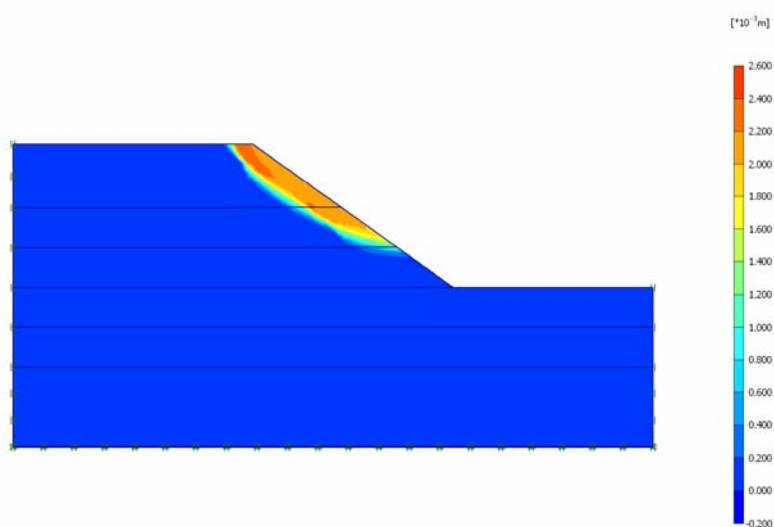


图4-13 有限元分析潜在滑弧位置

以上为采用有限元法模拟高填方地基分层填筑夯实的过程，通过分析各个阶段土体的应力、位移的变化及工后的安全系数可以看出按这个坡度施工边坡稳定性较差。

2) 极限平衡分析

在得到有限元的计算结果之后，采用了 *GEO-SLOPE* 软件对该边坡进行极限平衡分析，分析模型见图 4-14 所示。

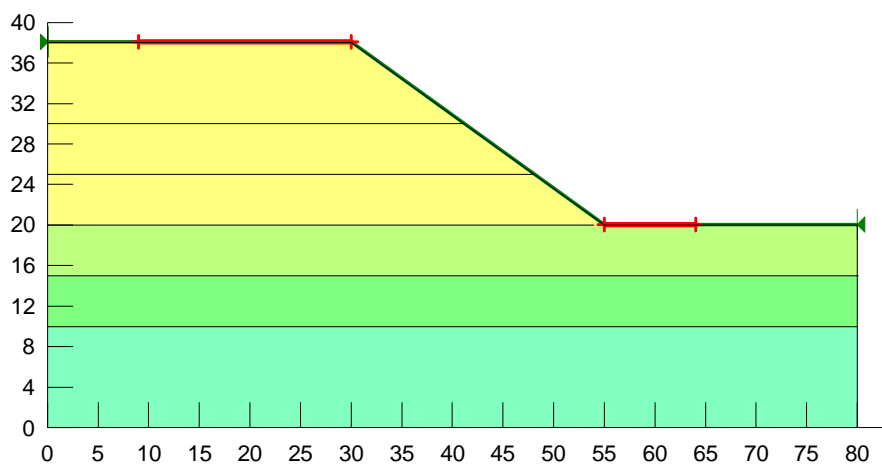


图4-14 极限平衡分析模型

和有限元分析方法模型不同，极限平衡法是直接采用一次填筑到 18m 后进行计算的。通过计算得到相应的安全系数和潜在滑弧位置见图 4-15。

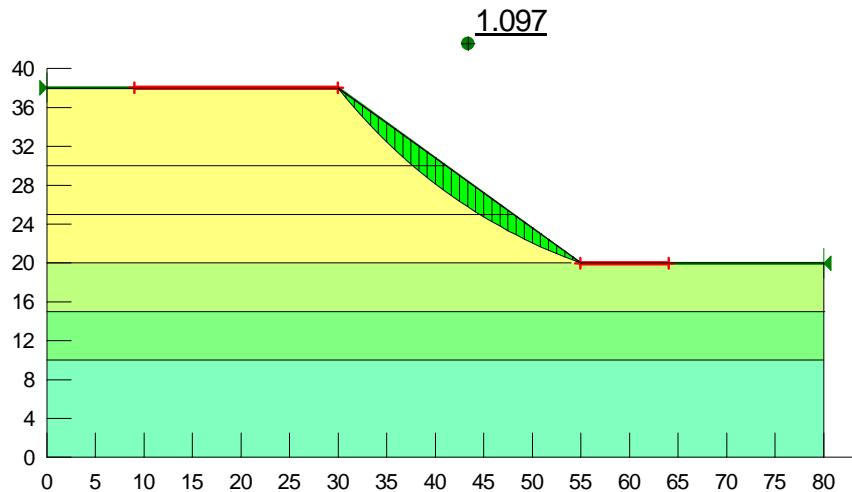


图4-15 极限平衡分析安全系数及潜在滑弧位置

上面的分析过程采用的摩根斯坦-普拉斯法条分法，把采用各种条分法计算所得的结果与有限元法分析结果汇总如表4-7所示。

表4-7 各种方法计算的安全系数汇总

分析方法	有限元法	简单条分法	毕肖普法	简布法	摩根斯坦-普拉斯法
安全系数	1.042	1.076	1.101	1.074	1.097

由表 4-7 可知，采用有限元法和极限平衡法计算的结果基本一致，即按照现有施工范围直接分层填筑夯实，将无法满足《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2002）中关于临时边坡的安全系数应大于 1.3 的规定。因此需要对这一边坡采取支护措施。

另外，可以通过这一边坡对满足规范许可的自然放坡时的稳定性进行验证。下面把这个边坡的坡比设置成1:2采用有限元和极限平衡法进行稳定性分析。

采用有限元分析得到安全系数为1.423，潜在的滑弧位置如图4-16。

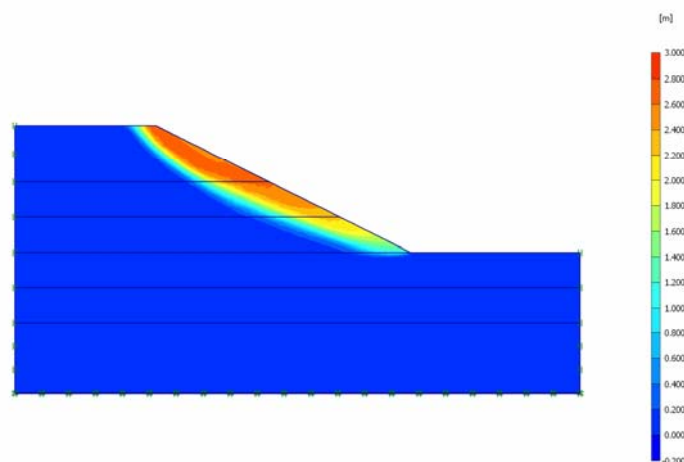


图4-16 有限元分析潜在滑弧位置

采用极限平衡法分析得到的安全系数和潜在滑弧位置如图4-17。

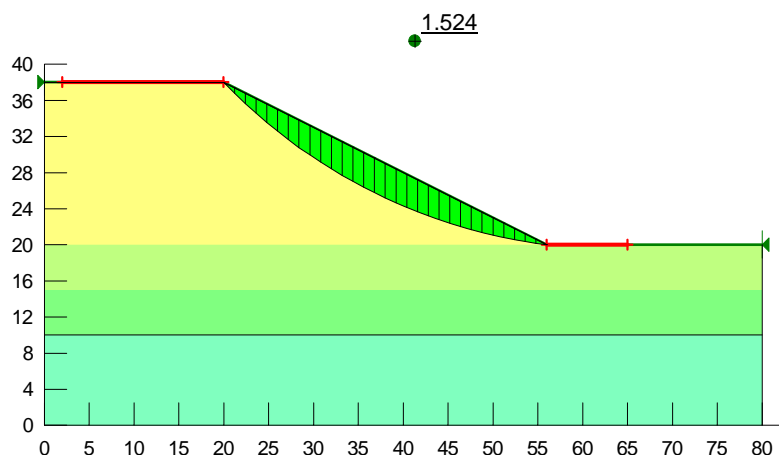


图4-17 极限平衡分析安全系数及潜在滑弧位置

采用各种条分法计算所得的结果与有限元法分析结果汇总如表4-8所示。

表4-8 各种方法计算的安全系数汇总

分析方法	有限元法	简单条分法	毕肖普法	简布法	摩根斯坦-普拉斯法
安全系数	1.423	1.486	1.525	1.484	1.524

由表4-8可知各种方法得到的安全系数均是大于1.3，并且结果基本一致，说明采用规范规定的自然放坡坡比进行边坡施工是可靠的。

4.8 本章小结

(1) 山区块碎石填筑地基原地面由于地质原因常分布着厚度不均的软弱土层，在填筑体施工前应分析这层土是否满足设计要求。对于无法满足要求的，需进行加固处理，加固方式可根据软弱土工程性质选择换填强夯、强夯置换和直接强夯等。

(2) 尽管从东北某化工项目地基处理强夯试验结果看3000kN.m、5000kN.m、8000kN.m能级的处理效果都能满足技术可靠性要求。但对于可分层强夯的山区高填方地基，3000kN.m能级在经济、安全性能方面优越性较大。因此可作为该工程处理回填地基的主要能级。

(3) 分层加固的填筑体处理效果，不仅与强夯施工参数有很大关系，还与填料的粒径、级配及填筑方式等关系较大。对于一般工程，填料粒径一般可按小于夯锤直径的1/3控制，保证填料中石料的比例并确保级配良好；土石料混和料填筑时宜掺合起来填筑；分层填筑应采用堆填法，填筑厚度由现场情况和强夯能级决定。

(4) 场区填挖交界面处理后要满足上部荷载对地基承载力和变形的要求。对工后沉降和不均匀沉降要求严格的工程,如机场跑道、管道等,可通过在填方区打桩等方法控制沉降差异。对承载力和变形不太严格的工程,可结合传统做法,采取对挖方地基进行浅挖或浅爆后再夯实的措施以缩小两种不同的岩土体工程性质的差异。

(5) 对于填筑过程中所形成的人工边坡,如施工场地具备条件,可优先选择自然放坡的形式。否则,应对边坡的稳定性进行分析,并采取相应的边坡支护措施。

第五章 结论与展望

5.1 结论

本文在总结强夯法的发展概况与趋势、理论及应用性研究现状的基础上,结合东北某化工新区场坪地基处理工程,对强夯法处理山区块碎石填筑地基的试验研究、检测、工程实践等进行了较为深入的研究。

本文主要得到以下结论:

(1) 8000kN.m、5000kN.m、3000kN.m能级处理回填厚度8m、8m、5m块碎石地基强夯试验结果表明:当达到最佳夯实效果时,8000kN.m能级夯击次数为10击,5000kN.m能级8击,3000kN.m能级10击。试验检测结果表明3000kN.m能级处理最好,8000 kN.m能级次之,5000 kN.m能级稍差。

(2) 载荷试验、动力触探试验、瑞利波试验是山区块碎石地基检测时常用的检测方法,这些方法在碎石土夯实地基检测时各有优缺点。因此在对这类地基大面积检测应综合利用多种检测方法。山区块碎石填筑地基分层施工可对填料级配、填筑方式等进行人为控制,提高了填料的均匀性,为多种检测方式综合应用建立参数之间的比对关系提供了条件。文章通过分析工程检测结果建立了动力触探试验、瑞利波试验与载荷试验检测参数之间的对应关系,为综合利用多种检测方法提供了参考。

(3) 山区块碎石填筑地基原地面由于地质原因常分布着厚度不均的软弱土层,在填筑体施工前应分析这层土是否满足设计要求。对于无法满足要求的,需进行加固处理,加固方式可根据软弱土工程性质选择换填强夯、强夯置换和直接强夯等。

(4) 强夯施工参数的选择要依据试验结果,同时要考虑经济因素和施工条件。对于可分层强夯的山区高填方地基,3000kN.m能级在经济、安全性能方面优于5000kN.m和8000kN.m能级。因此可作为本工程处理回填地基的主要能级。

(5) 分层加固的填筑体处理效果,不仅与强夯施工参数有很大关系,还与填料的粒径、级配及填筑方式等关系较大。对于一般工程,填料粒径一般可按小于夯锤直径的1/3控制,保证填料中石料的比例并确保级配良好;土石料混和料填筑时宜掺合起来填筑;分层填筑应采用堆填法,填筑厚度由现场情况和强夯能级决定。

(6) 场区填挖交界面处理后要满足上部荷载对地基承载力和变形的要求。对工后沉降和不均匀沉降要求严格的工程,如机场跑道、管道等,可通过在填方区打桩等方法控制沉降差异。对承载力和变形不太严格的工程,可结合传统做法,采取对挖方地基进行浅挖或浅爆后再夯实的措施以缩小两种不同的岩土体工程性质的差异。

(7) 对于填筑过程中所形成的人工边坡,如施工场地具备条件,可优先选择自然放坡的形式。否则,应对边坡的稳定性进行分析,并采取相应的边坡支护措施。

5.2 展望

本文的研究内容主要立足于工程实践,对山区块碎石填筑地基强夯试验、加固效果检测及工程实践中遇到各种问题进行了分析探讨,取得了一些有益的研究成果。但鉴于本人水平有限和时间仓促的限制,有些研究工作还不够透彻或者未涉及。对下一步的工作,作一下展望。

(1) 山区碎石土填筑地基具有填料颗粒不均、级配差、孔隙大等特征,夯锤冲击时产生的冲击波具有非对称性、散射性等特点,这不同于一般粗颗粒原状地基,对于这类地基的加固机理需作进一步研究。

(2) 强夯工程设计目前主要立足于工程实践,强夯施工中的监测和夯后检测是控制和反映施工质量的重要标准,本文已对夯后地基的综合检测有所论及,而对通过监测数据反馈设计工作并未涉及。施工中夯坑体积变化、每遍夯后地面的整体下沉量等现场监测情况都反映了强夯施工参数是否合理。因此,有必要在这方面作一些研究。

(3) 夯击能在加固地基的同时也会以波的形式向四周传播,面波在地表传播时会引起地面的震动,当夯点周围一定范围内的震动强度达到一定数值时,就会引起地表和建筑物不同程度的损伤和破坏,并产生振动和噪音等环境公害。随着强夯的运用越来越广,特别很多城市开始用强夯技术处理取土场和垃圾场,环境保护问题也日益重要,因此有必要对强夯产生的影响分析探讨。

参考文献

- [1] 《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 徐至钧, 张亦农. 强夯和强夯置换法加固地基. 北京: 机械工业出版社, 2004.
- [3] 王铁宏, 水伟厚. 强夯技术与节能环保. 节能环保, 2005(11): 6-9.
- [4] 王铁宏. 全国重大工程项目地基处理工程实录. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [5] 高广运, 水伟厚, 王亚凌等. 高能级强夯在大型石化工程中的应用. 岩土力学, 2004, 25(8): 1275-1278.
- [6] 水伟厚. 冲击应力与 10000 kN.m 高能级强夯系列试验研究. 博士学位论文, 上海: 同济大学, 2004.
- [7] Lukas R G. Delayed soil improvement after dynamic compaction. Ground Improvement, Ground Reinforcement, Ground Treatment. Published by the ASCE. 1997, 409-420.
- [8] Hansbo S. Dynamic consolidation of rock fill at uddevall a ship yard. Proc. 9th. int. conf. Soil Mech. & Found. Eng.. Tokyo, 1997(2), 241-246.
- [9] Hendy M. S., Muir I.C. Experience of dynamic replacement on a 40m deep reclamation in Hong Kong. Ground Improvement Geosystems, Thoms Telford, London, 1997, 75-81.
- [10] 王铁宏, 高广运, 水伟厚等. 高能级强夯工程实践与发展评述. 中国土木工程学会第九届土力学与岩土工程学术会议论文集, 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [11] Ramaswamy S. D., Azizetal M. A. Treatment of peaty clay by high energy impact. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 1979, 105(8): 957-967.
- [12] 王盛源. 强夯加固松软地基. 水利水运科学研究, 1985(4): 79-96.
- [13] 范维垣. 强夯法处理地基中的几个根本问题. 太原工业学院学报, 1986(2): 15-26.
- [14] 叶为民, 唐益群, 杨林等. 强夯法加固饱和软土地基效果研究. 岩土力学, 1998, 19(3): 72-76.
- [15] 雷学文, 白世伟, 孟庆山. 动力排水固结法的加固机理及工艺特征. 岩土力学, 2004, 25(4): 637-639.

- [16] Hansbo S. Dynamic consolidation of mixed fill-a cost-effective alternative to piling - a case record. *Geotechnique*, 1996, 46(2): 351—355.
- [17] 罗嗣海. 软弱地基强夯与强夯置换加固效果计算. 博士学位论文, 浙江: 浙江大学, 1999.
- [18] Gambin. Ten Years of Dynamic Consolidation. Proc. 8th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Harare, 1984, 36 3-370.
- [19] 地基处理手册编写委员会. 地基处理手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988.
- [20] Chaim J., Poran, Joran A. Rodriguez. Design of dynamic compaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(5), 1992, 796-802.
- [21] Oshima A., Takada N. Effect of rammomentum on compaction by heavy tamping. Proc. 13th.Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg. New Delhi. India.1994: 141-145.
- [22] Gu Q., Lee F. H. Ground response to dynamic compaction of dry sand. *Geotechnique*. 2002, 52(7): 481-493.
- [23] Merrifiels C .M., Davies M .C .R . A study of low-energy dynamic compaction: field trial sand centrifuge modeling. *Geothehnique*, 50(6): 675-681.
- [24] Dise K., Stevens M. G., Lawrence J. Von Thun. Dynamic compaction to remediate lique faction embankment foundation soils. In-situ deep soil improvement. ASCE. New York, 1994: 1-25.
- [25] Menard L. & Boroise Y. Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation”, *Geotechnique*, 1975 , 25(1): 3-18.
- [26] Smoltczyk, U. (1983). Deep compaction. Proc. 8th Euro. Conf. Soil Mech. Found. Engrg, Helsinki, 1105-1114.
- [27] 郑颖人, 冯遗兴, 李学志. 强夯加固软土地基的理论与工艺研究. *岩土工程学报*. 2000, 22(1): 18-22.
- [28] 刘祖德, 丘建军. 冲击荷载作用下饱和软粘土孔压增大与消散规律. *岩土力学*, 1998, 119(2): 33-38.
- [29] 钱家欢, 钱学德. 动力固结的理论与实践. *岩土工程学报*, 1986, 8(6): 1-7.
- [30] 钱学德. 强夯法室内试验与理论计算. *工程勘察*, 1983(1): 31-35.
- [31] 吴铭炳, 王钟琦. 强夯机理的数值分析. *工程勘察*, 1989(3): 1-5.
- [32] 周健, 张思峰, 贾敏才等. 强夯理论的研究现状与最新进展. *地下空间与工程学报*, 2006, 2(3): 510-516.
- [33] Mitchell. Soil Improvement: State-of-the-Art Report. In: Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1977(5), 516-520.

- [34] 左名麒. 震动波与强夯法机理. 岩土工程学报. 1986, 8 (3): 55 -62.
- [35] 孔令伟, 袁建新. R波在强夯加固软弱地基中的作用探讨. 工程勘察, 1996(5): 1-5.
- [36] Menard L., Broise Y. Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation. Ground Treatment by Deep Compaction. Telford Ltd. London, 1976.
- [37] Leonand G. A. Dynamic Consolidation of Granular Soil. ASCE, GT4, 1980, 106(4): 435-446.
- [38] 张永钧, 平涌潮, 孔繁峰等. 强夯法处理大块抛石地基的试验研究. 第三届全国地基处理学术讨论会论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992, 395-400.
- [39] 张峰. 碎石土的强夯模型研究. 建筑科学, 1992, 3(3): 25-28.
- [40] Chow Y. K., Yong D. M., Yong K. Y., Lee S. L. Dynamic compaction analysis. Journal of Geotechnical Engineering, 1992, 18(8).
- [41] Paul .W, Mayne, Jones Jr. Jean C. Dumas. Ground response to dynamic compaction. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, 10(6): 757-774.
- [42] 苏冰. 洛阳石化总厂化纤工程4.6万m²地基强夯处理. 岩土工程学报, 2001, 23(2): 221-226.
- [43] 叶观宝, 陈望春, 徐超. 强夯法地基处理有效加固深度的分析研究. 上海地质, 2003(3) : 22-25.
- [44] 吴达人. 强夯法在厦门软基加固处理与应用. 第五届全国土力学及基础工程学术会议论文集, 北京: 中国建筑工业出版社, 1990, 515-521.
- [45] 刘惠珊, 周根寿等. 625t.m能级强夯加固冶金渣地基. 第五届全国土力学及基础工程学术会议论文集, 北京: 中国建筑工业出版社, 1990, 522-527.
- [46] Slocombe B. C. Dynamic compaction. In: Ground Improvement (ed. M. P. Moseley). 20-39, CRC Press, London, 1993.
- [47] 刘海冲. 关于强夯加固地基影响深度的研究. 勘察科学技术, 1993(3): 19-22.
- [48] 王成华. 强夯地基加固深度估算方法述评. 地基处理, 1991, 2(1): 20-24.
- [49] 孔令伟, 袁建新. 强夯时地基土的应力场分布特征及应用. 岩土力学, 1999, 20(3): 13-19.
- [50] 张利洁, 聂文波. 强夯效果浅析. 土工基础, 2002, 16(1): 24-27.
- [51] 王钟琦, 邓祥林. 强夯机理及其环境影响. 第四届土力学及基础工程学术会议论文集, 北京: 中国建筑工业出版社, 1986, 554-563.
- [52] 左名麒, 朱树森. 强夯法加固地基. 北京: 中国铁道出版社, 1990.

- [53] 王祎望, 王仁刚, 闫韶兵. 动刚度和动力触探在强夯地基检测中的应用. 岩土力学, 2004, 25(5): 839-842.
- [54] 卿笃干. 瑞利波速度与填石料密实度的相关性试验研究. 中南公路工程, 2007, 32(2): 49-52.
- [55] 丁振洲, 陆新, 郑颖人. 山区地基强夯加固机理探讨. 中国土木工程学会第九届土力学及岩土工程学术会议论文集. 北京: 清华大学出版社, 2003, 25-28.
- [56] 甘厚义, 高岱等. 贵阳龙洞堡机场大块石填筑地基的强夯处理技术. 建筑科学, 1995(1): 17-26.
- [57] 甘厚义, 周虎鑫. 关于山区高填工程地基处理问题. 建筑科学, 1998, 14(6): 16-22.
- [58] 甘厚义, 陈军等. 福建省三明机场场道工程地基试验段原地面土基处理试验报告. 中国建筑科学院地基研究所, 1995.12.
- [59] 谢春庆. 山区机场高填方块碎石夯实地基性状及变形研究. 博士学位论文, 成都: 成都理工大学, 2001.
- [60] 谢春庆, 刘汉超, 甘厚义. 高填方块碎石夯实地基变形的研究. 岩土工程学报, 2002, 24(1): 38-41.
- [61] 郭伟林, 安明. 强夯法在我国西南地区应用的几点建议和改进措施. 建筑施工, 2007(1): 23-26.
- [62] 郭伟林, 安明. 强夯加固高原复杂地貌地质条件的高填方地基. 施工技术, 2005年增刊: 132-136.
- [63] 黄涛, 刘辉. 强夯结合碾压控制高填方沉降的机理研究. 西南交通大学学报, 2007, 42(2): 158-163.

发表论文和参加科研情况说明

发表的论文:

多种检测方式在大面积强夯地基检测中的综合应用, 投稿中

参与的科研项目:

1、“胜利油田海洋平台独立桩桩土摩擦界面特性研究”主要参与了模型试验的制备和试验操作;

2、“天津市和黄大厦基坑现场抽水试验”主要参与了现场试验和后期数据处理;

致 谢

本论文的工作是在我的导师严驰副教授、吴春秋高工的悉心指导下完成的，严驰副教授和吴春秋高工严谨的治学态度和科学的工作方法给了我极大的帮助和影响。在此衷心感谢两年来严老师、吴博士对我的关心和指导。

严驰老师还悉心指导我们完成了实验室的科研工作，在学习上和生活上都给予了我很大的关心和帮助，在此向严老师表示衷心的感谢。

肖大平高工不仅对我的科研工作和论文都提出了许多的宝贵意见，还提供了许多物质方面的帮助，在此表示衷心的感谢。

在建研院实习及撰写论文期间，何永新、赵文超、刘剑锋、李元科等同学在学校帮我处理了很多事情，在此向他们表达我的感激之情。

另外十分感谢我的父母，他们的理解和支持使我能够在学校专心完成我的学业、他们永远是我的坚强后盾。