

摘要

摘要：煤矸石是在煤炭生产过程中产生的主要废弃物，堆放煤矸石要占用大量土地资源，而且污染环境。但作为一种路基填料，却有着广泛的应用情景。由于没有对煤矸石的稳定性、承载特性、水稳性、压实特性、工后沉降、控制标准做深入研究，在矿区铁路的应用中还存在很多问题。

本文对煤矸石进行了现场取样，通过级配试验、液塑限联合试验、压碎值试验、无侧限抗拉压试验、直剪试验、固结试验和允许承载力试验，确定煤矸石的物理参数。

本文对路基的承载能力和稳定性作了力学分析，对煤矸石作为矿区铁路路基时的压实度进行了控制。并对道床的最小厚度作了明确要求。

本文通过数值分析法对煤矸石新填筑路基和新老路基拼接进行沉降量计算。利用大型有限元 ANSYS 软件中的 Drucker-Prager 弹塑性模型，分析不同压实度、不同填筑高度下煤矸石路基的变形沉降。分析表明，随着压实度的增加，路基沉降量减小；在老路基高度不变的情况下，路基高度的增加，老路基度对新填路基的影响越来越小。为煤矸石路基预留沉降量提供理论参考。

通过研究表明，煤矸石作为矿区铁路路基填料，完全符合各项设计标准要求。

关键词：煤矸石；土工试验；路基；ANSYS 有限元；沉降

分类号：

ABSTRACT

ABSTRACT: Coal gangue is the main dump which is produced on the production of coal, and piling coal needs large earth and pollutes environment. But as a roadbed filler, it's prospect is extensive. As there are few study on the stability, bearing capacity, water stability, pressing characteristic, settlement after construction and controlling standard, there are many problems for it's application to the railway on mining area.

This paper samples on-site coal gangue, tests gradation, liquid limit and plastic limit, crush value, antipressing without lateral confinement, straight snips, consolidation and bearing capacity allowed, and puts up physics parameter.

This paper analysis the bearing capacity and stability of roadbed, and gets the requirement of compactness and height of strem of coal gangue roadbed.

This paper calculates the settlement of new coal gangue roadbed and roadbed between new roadbed and old roadbed. This paper analysis the settlement of coal gangue roadbed of different compactness and filling height, using the Drucker-Prager elastic-plastic model of ANSYS. The analysis indicates: with the compactness increasing, the settlement of roadbed reducing; On the condition of the same height of old roadbed, with the height of roadbed increasing, the impact of old roadbed on new roadbed becomes little and little. It can be the theoretical reference of preformed settlement for coal gangue roadbed.

The study indicates: As railway roadbed filling, the coal gangue can fully meets the need of designing standards.

KEYWORDS: Coal gangue, geotechnic test, roadbed, ANSYS finite element method, settlement

CLASSNO:

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解北京交通大学有关保留、使用学位论文的规定。特授权北京交通大学可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，并采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编以供查阅和借阅。同意学校向国家有关部门或机构送交论文的复印件和磁盘。

(保密的学位论文在解密后适用本授权说明)

学位论文作者签名：

导师签名：

签字日期： 年 月 日

签字日期： 年 月 日

独创性声明

本人声明所呈交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作和取得的研究成果，除了文中特别加以标注和致谢之处外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得北京交通大学或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

学位论文作者签名：

签字日期：

年 月 日

致谢

本论文的工作是在我的导师谷爱军副教授的悉心指导下完成的，谷爱军副教授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。在此衷心感谢三年来谷老师对我的关心和指导。

魏庆朝教授、高亮教授、彭华副教授、孔永健副教授、白明州副教授、万传风副教授、梁青槐教授悉心指导我完成了试验室的科研工作，在学习上和生活中都给予了我很大的关心和帮助，在此向各位老师表示衷心的感谢。

王喜福老师对于我的科研工作和论文都提出了许多的宝贵意见，在此表示衷心的感谢。

在试验室工作及撰写论文期间，张宏亮、卢光杰、梁亮、秦元营、陶凯、马勇、任大鹏、孙斌、徐国华、徐田坤等同学对我论文的研究工作给予了热情帮助，在此向他们表达我的感激之情。

十几年寒窗苦读，现在终于完成了学业。在此感谢父母、亲人和朋友的理解和支持。

另外也感谢刘久壮同学，徐州矿业大学土建实验室的老师、同学、工作人员；硕 0503 班全体同学和北京交通大学其他老师，他们的理解和支持使我能够在学校专心完成我的学业。

1 绪论

1.1 引言

煤矸石是指在煤矿建设、煤炭开采及加工过程中排放出的废弃物，是一种多种软岩成分的混合物，属于“软质粗粒土”。煤矸石的岩性成分是由含煤岩系与煤层的开采方式决定的。含煤岩系是以灰色、灰黑色和灰绿色为主的沉积岩系，主要由砾岩、各种粒度的砂岩、泥岩、炭质泥岩、粘土岩、可采和不可采煤层组成，石灰岩也可能出现，但主要为软岩^[1]。

我国煤矸石产量约为原煤总产量的15%~20%^[2]，已累计储存量达70亿吨，占地70km²，而且以年排放量1.5亿吨的速度增长，而煤矸石的综合利用尚达不到排放量的15%，余下煤矸石多以圆锥式或沟谷倾倒式自然松散地堆放在矿井四周，侵占大量土地，对周围环境造成极大污染，严重影响和危害人们的生活与健康。故此应加强对煤矸石的综合利用，有效地减少煤矸石的积存量，已成为当务之急。

煤矸石作为一种充填材料，除可用于回填塌陷区外，国外还将其用于铁(公)路(构筑路基、挡土墙)、水利(构筑堤坝)、工民建(路基垫层)等土木工程领域。在我国一些煤矿地区，也进行了将煤矸石作为土工充填材料的尝试，如填筑建筑物路基、填筑地方公路、高速公路路基和地方铁路路基等，但尚属处于试验阶段。随着我国经济的不断发展，煤矸石作为路基填料有着广泛的前景^[3]。

徐州是我国著名的煤矿城市，在徐州北部的煤矿，每年产出大量的煤矸石，几十年积存的煤矸石大量堆积，侵占大量土地，给附近地区产生较大的环境污染。矿区铁路的修建，需要大量的土方，该地区的基岩很浅，路基填筑取土非常困难。所以就在建设中大量运用煤矸石作路基填料，不仅解决了路基填料中的土方短缺问题，同时又可以解决由于煤矸石堆积侵占大量土地及环境污染问题。

为此徐州矿务集团与北京交通大学联合成立课题小组，对煤矸石作为矿区铁路路基填料进行研究试验，从而可以充分了解徐州矿区煤矸石的物理特性、工程力学特性及其路用特性，为煤矸石在铁路路基工程中的应用提供可靠的理论依据和技术控制指标，使煤矸石路基使用性能及安全性能达到矿区铁路运输生产要求。

1.2 国内外研究现状及存在的问题

煤矸石的利用途径可以分为资源回收利用和工程利用两种。资源的回收利用主要用于煤矸石发电、矸石砖、建筑陶瓷及矸石水泥生产、伴生矿物的提炼等。工程利用则是将煤矸石作为充填材料进行农田复垦和土工利用。作为资源的回收利用,矸石需分类排放,若混合排放将增加复选工序,提高了资源回收利用的成本。而我国大量的煤矸石是混合排放,考虑到复选的成本,进行资源回收利用已不可能,现存绝大多数煤矸石只适于作为土工填料^[4]。

煤矸石的处理和利用,在国外日益受到重视^[5]。特别是20世纪60年代以来,国外如法国、巴西、德国、日本、美国等就已经对煤矸石的开发利用开始了较全面的研究,现已进入了成套技术的推广应用阶段。利用煤矸石生产建筑材料已成为一种趋势,是一种成熟的利用技术,生产品种越来越多,生产规模和利用量不断扩大。生产的主要品种有:煤矸石发电、煤矸石烧结砖、煤矸石非烧结砖、煤矸石轻骨料、煤矸石加气混凝土、煤矸石陶瓷、煤矸石砌块以及利用煤矸石生产水泥等。许多国家利用煤矸石制砖,利用数量较大,如:前苏联地区、波兰、捷克、英国、法国、比利时、加拿大、德国和荷兰等,均发展此产品^[6]。其中以法国的技术最为先进。近年来许多国家大力发展煤矸石轻骨料,利用煤矸石生产水泥,前苏联还利用煤矸石生产加气混凝土和铸石,日本利用煤矸石生产耐火材料和陶瓷。英国利用煤矸石生产砌块等。

我国在20世纪50年代就开始了煤矸石综合利用的研究,并取得了一定的经验和效果。近年来,煤矸石建筑材料发展相当迅速,开拓了多种应用途径,发展了较成熟和较先进的技术。随着我国国民经济的发展,运输量的快速猛增,行车速度的不断提高,对道路的平整度有了更高的要求。为此,路基工程质量不容忽视。若要保证路基质量,其填料选择和施工质量控制是关键性的环节。而且,近年来人们对环境保护意识日益增强,关于各种工业废渣的利用问题也越来越引起重视,所以将工业废渣应用于路基工程已是业内工程人员研究的重要课题。在各种工业废渣中,煤矸石产量较大,适合于用作路基填料,因此为煤矸石的再次利用找到了一条合适的途径。近几年来,在我国公路工程中开始进行了煤矸石的应用试验,取得了较好的成果。我国山东省205国道张博段全长40km^[7],1997年修建时由于土源短缺,价格昂贵,而沿线附近有好多处矸石山,经试验采用煤矸石作为筑路材料,试验表明煤矸石底基层强度比12%石灰土底基层强度略高,完全满足公路整体强度要求,该路段至今运营情况良好。另外,在该路段附近兴隆庄洗煤矿厂进行了煤矸石作路基填料的试验段,试验表明煤矸石路基强度在同等压实度下远高于土路基,具有良好的力学性能。1998年修建的鹤伊^[8](鹤岗至伊春)高速公路,其

K0+000~K13+650路段为平原微丘区，地表层为中液限粘土，含水量较大，地下水位高，属季节性冻融区。公路建成后，主要承担鹤岗煤炭资源及林区木材的运输任务。通过对煤矸石的理论和实践研究，确定采用鹤岗煤矿丰富的煤矸石作为此路段路基填料。第一可满足大吨位车辆荷载的作用，减少东北地区特有的冻胀现象；第二可节约土地，加快工程的进度。京福国道主干线山东省境内曲张段采用煤矸石填筑路堤，1998年9月在K135+8060~K136+600修筑了试验路段^[9]，取得了初步成功，后在10多公里的路段中推广使用，测试成果表明应用效果良好。1995年徐州市公路处在修建省道239上跨庞庄煤矿专用铁路的庞庄立交桥引道工程中，采用煤矸石两灰作为加筋土挡墙的填料，使用效果良好，节省了工程造价。

表1-1 国外煤矸石土工利用情况
Tab 1-1 The foreign geotechnic utility of coal gangue

工程类型	用途	主要工程实例
公路	路基和路堤的填充材料、承载路面	法国北部公路网、德国 Ruhr 地区公路网、英国 Nottingham .Liverpool 等地区干线公路及 Gateshead 高速公路等
铁路	路基和路堤的填充材料	英国 Gloucester Croydon 铁路组编站、Victoria-Brighne 铁路
水工建筑	坝体填充材料、护层	拦海坝、潜坝（荷兰）、海岸护堤水库大坝、运河河堤等（英国）
其他	地基垫层	停车场地基、软弱地基处理

表1-2 我国煤矸石土工利用情况
Tab 1-2 The domestic geotechnic utility of coal gangue

利用途径	主要项目	利用规模	备注	煤矸石类型及其消耗量
资源回收利用	矸石发电	矸石发电厂 72 座，总装机容量 83KW.单机容量 0.15-2.2 万 KW	煤矸石与劣质煤混烧	1.主要利用洗选煤矸石 2.每年洗矸消耗量为 0.1 万吨，占当年洗矸产量的 20%左右，约占当年煤矸石利用量的 6%
	生产矸石山和矸石水泥	砖厂 200 座，年生产能力 18 亿块，水泥厂 50 座，年生产能力 200 万吨	煤矸石代替粘土	
	回收硫精砂	设计生产能力 50 万吨	已达产 30 万吨	
工程利用	回填塌陷区	年复田面积 0.46 万平方公里	复垦率达 23%	1.主要利用采掘煤矸石 2.利用煤矸石 0.5 万吨，约占当年煤矸石的 70%
	土工利用	少数公路基层材料、路堤填料、铁路垫层、建筑回填地基等	1995年后开始应用	

我国对煤矸石在土木工程中的利用水平与国外存在较大差距，如表 1-1、表 1-2 所示，煤矸石在土木工程中的利用，在我国具有广阔的前景，作为一种消耗现

存煤矸石的一种主要手段，也需迫切加强此方面的研究工作。

1.3 本文研究的内容及方法

虽然利用工业废渣煤矸石来填筑路基能有效的节约资金，减小煤矸石对环境的污染，提高土地利用，但是由于煤矸石自身的物理化学成分复杂，人们对其工程特性和路用性能还不是很了解，譬如煤矸石路基的稳定性，承载特性，水稳性，压实特性，工后沉降，控制标准及煤矸石的自燃等等。正因为煤矸石在填筑路基中存在着许多人们不熟悉，不了解的问题，使得煤矸石在矿区铁路路基填料中没有得到应用。目前，煤矸石作为铁路路基填料主要是针对塌陷区回填，在我国矿区铁路路基填料中没有大面积推广。因此，本文结合徐州矿区铁路工程实例，通过室内试验和实地考察，对徐州矿区煤矸石的物理参数以及力学性能进行了详细的研究，并且对于其稳定性，承载特性，压实特性，工后沉降进行了分析。所做的主要工作如下：

(1) 2006年7月，作者参与了在徐州矿业大学对煤矸石作为铁路路基时的以下试验：级配试验、液塑限联合试验、压碎值试验、无侧限抗拉压试验、直剪试验、固结试验和允许承载力试验。得到相关物理参数及力学性能指标；

(2) 根据《铁路路基设计规范》(TB 10001-2005 J447-2005)对不同高度的路基采用不同的边坡形式和坡率。本文运用铁路路基通用理正软件，采用瑞典条分法，对煤矸石路基在静力荷载作用下进行边坡稳定分析，判断煤矸石路基是否稳定；

(3) 针对徐州矿区铁路线路的特点，为了满足路基允许承载力的要求，通过计算，对道床的最小厚度作了明确要求。

(4) 煤矸石属于软质粘土，路基沉降主要表现为固结沉降，本文通过有限元 ANSYS 软件中的 Drucker-Prager 弹塑性模型，对各种工况下的煤矸石新填筑路基和新老路基拼接的沉降和应力进行数值模拟，分析计算结果，为煤矸石路基在施工过程中的预留量提供理论指导。

2 煤矸石主要物理力学性能试验研究

煤矸石材料的主要物理力学性能直接影响煤矸石路基的检算、设计、铺设以及日后的使用和养护维修。本章主要对庞庄煤矿、张小楼煤矿、铁路路基三个地方的试验样本进行相关力学试验和数据分析,对徐州矿区煤矸石的取样试验情况见表2-1^{[10][11]}。

表2-1 煤矸石取样情况表
Tab 2-1 The situation of coal gangue sample

编号	1	2	3
煤矸石名称	庞庄矿	张小楼矿	铁路路基煤矸石
分析方法	定性	定性	定性
试样数量	2	2	2

2.1 煤矸石填料的级配试验

煤矸石粒径的级配主要影响路基的压实度。

煤矸石颗粒大小分析和筛分析主要用于土的工程分类及作为材料的标准。根据土质学的基本原理,土的颗粒级配是制约其压密性的内在因素。天然煤矸石由各种粒径的颗粒组成,从粗大矸石块到细小颗粒,级配不良的煤矸石不利于压密,而粒度大小直接影响煤矸石的粘聚力、摩擦角,所以煤矸石中各组分直接实际其实际的压实效果和压实后的路基强度。

本次煤矸石填料的级配试验样本取自徐州矿区铁路路基煤矸石混合料、张小楼煤矿煤矸石混合料和庞庄煤矿煤矸石混合料。

根据《铁路路基设计规范》,粒径大于20mm颗粒超过全重的50%可看作是碎石土,由表2-2和表2-3可知,铁路路基和张小楼煤矸石样品属于碎石类土。碎石类土可作为铁路路基的A、B、C类填料,但易风化的只能定为C类填料,严重风化的定为D组填料。由于煤矸石的风化特性从粒径级配的角度讲,只能划归为D组填料。

试验方法:采用级配筛进行筛分试验,级配筛的孔径为90mm,75mm,65mm,53mm,37.5mm,31.5mm,26.5mm,19mm,16mm,9.5mm和4.75mm。

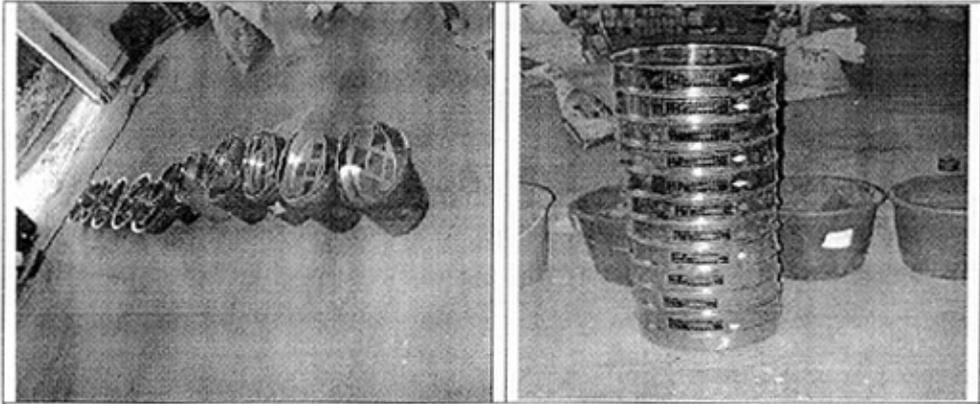


图 2-1 级配筛

Fig 2-1 graduation screener

表 2-2 铁路路基筛分记录表

Tab 2-2 The screen separation records of railway roadbed

孔径(mm)	90	75	65	53	37.5	31.5
通过(%)	100	97.47	96.42	93.48	87.54	83.26
孔径(mm)	26.5	19	16	9.5	4.75	0
通过(%)	79.06	67.66	62.85	45.66	27.86	0.00

表 2-3 张小楼筛分记录表

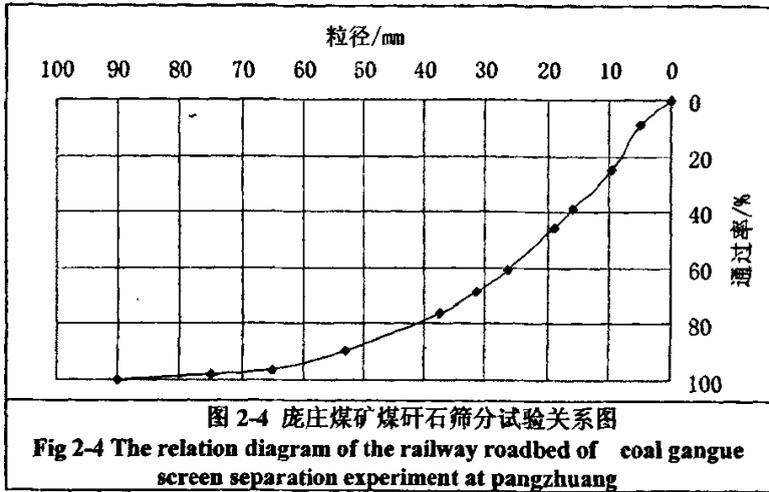
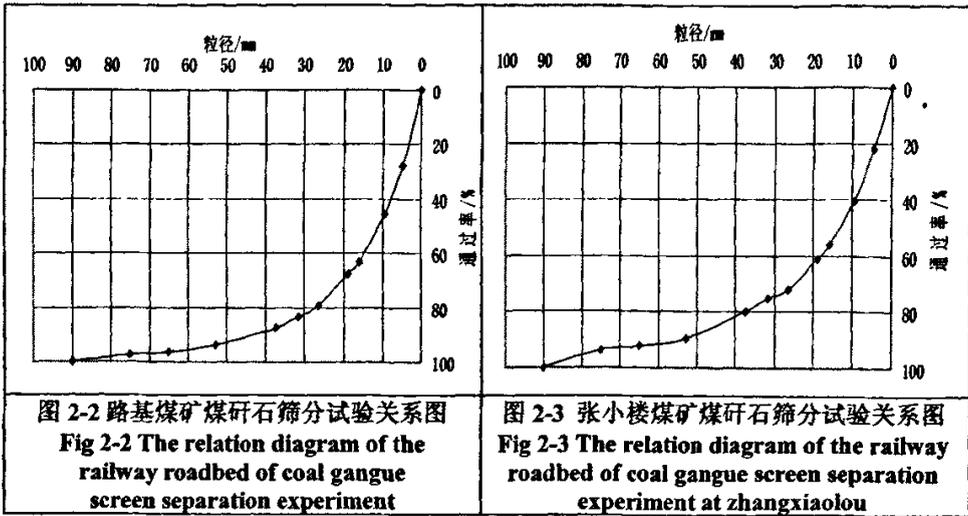
Tab 2-3 The screen separation records at zhangxiaolou

孔径(mm)	90	75	65	53	37.5	31.5
通过(%)	100	93.77	92.07	89.52	79.68	75.21
孔径(mm)	26.5	19	16	9.5	4.75	0
通过(%)	71.85	61.02	55.97	40.53	21.97	0.00

表2-4 庞庄筛分记录表

Tab 2-4 The screen separation records at pangzhuang

孔径(mm)	90	75	65	53	37.5	31.5
通过(%)	100	98.17	96.46	89.67	76.05	68.26
孔径(mm)	26.5	19	16	9.5	4.75	0
通过(%)	60.39	45.44	38.61	25.07	8.66	0.00



铁路路基

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{15.1}{2.2} = 6.86 \quad (2-1)$$

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}} = \frac{5.3^2}{15.1 \times 2.2} = 0.85 \quad (2-2)$$

张小楼

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{18.3}{2.4} = 7.63 \quad (2-3)$$

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}} = \frac{7.1^2}{18.3 \times 2.4} = 1.15 \quad (2-4)$$

庞庄

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{26.6}{5.13} = 5.19 \quad (2-5)$$

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}} = \frac{12.1^2}{26.6 \times 5.13} = 1.07 \quad (2-6)$$

C_u ——不均匀系数；

d_{60} ——限制颗粒，在颗粒大小分布曲线上小于该粒径的土含量占土总含量的60%的粒径；

d_{10} ——限制颗粒，在颗粒大小分布曲线上小于该粒径的土含量占土总含量的10%的粒径；

C_c ——曲率系数；

d_{30} ——在颗粒大小分布曲线上小于该粒径的土含量占土总质量30%的粒径。

表 2-5 不均匀系数 C_u 和曲率系数 C_c
Tab 2-5 ununiformity coefficient C_u and curvature coefficient C_c

类型	不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c
铁路路基煤矸石	6.86	0.85
张小楼煤矸石	7.63	1.15
庞庄煤矸石	5.19	1.07

不均匀系数 C_u 越大，表示土越不均匀，即粗颗粒和细颗粒的大小相差越悬殊。如果粒径的级配曲线是连续的， C_u 越大，则曲线越平缓，表示土中含有许多粗细不同的粒组，也即粒组的变化范围宽。曲率系数 $C_c > 5$ 的土称为不均匀土，反之称为均匀土。

从工程的观点看，土的级配不均匀 ($C_u \geq 5$)，且级配曲线连续 ($C_c = 1 \sim 3$) 的土，称为级配良好的土，不能同时满足上述两个要求的土，即为级配不良的土。

C_u 越大，煤矸石的可压密程度越高。

根据《铁路路基设计规范》^[12]，铁路路基填料级配良好的标准也为： $C_u > 5, C_c = 1 \sim 3$ ，由表 2-5 不均匀系数 C_u 和曲率系数 C_c 两个指标的试验数据可知，本次试验所采样本的铁路路基煤矸石的粒径，中间颗粒偏少，级配不良；而张小楼和庞庄的煤矸石的粒径分布不均匀，级配良好；

煤矸石在开挖、运输和堆放过程中受到风化作用，颗粒大小不一，自然级配一般比较好，从张小楼和庞庄的煤矸石的筛分看，煤矸石粒径变化范围较大，颗

粒不均匀，级配情况与碎石土较为相似，是一种良好的路基填料。

煤矸石的粒径级配随采样点的不同，有一定的变化，在实际使用煤矸石作路基填料的过程中，应根据《铁路工程技术手册—路基》中所选用的路基填料级配进行试验，以找到能够满足要求的合理级配。

2.2 煤矸石液塑限联合试验

试验方法：采用液塑限联合测定仪测取煤矸石的液限和塑限。

液、塑限联合测定法是根据圆锥仪的圆锥入土深度与其相应的含水率在双对数坐标上具有线性关系的特性来进行的。利用圆锥质量 76g 的液塑限联合测定仪测得在不同含水率下的圆锥入土深度，并绘制其关系直线图，在图上查的圆锥下沉深度为 10mm (17mm) 所对应的含水率，即为液限，查的圆锥下沉深度为 2mm 所对应的含水率，即为塑限，

煤矸石的液塑限联合试验目的是进行土的工程分类，用塑性指数 I_p 划分黏性土，判断土的状态。

煤矸石由可塑状态转到流动状态的界限含水量叫做液限 W_L ，是煤矸石处于可塑状态的上限含水量。从半固态进入可塑状态的界限含水量 W_p ，是煤矸石成为可塑状态的下限含水量。

塑性指数指液限与塑限的差 $I_p (I_p = W_L - W_p)$ ，即土处在可塑状态的含水量变化范围。塑性指数 I_p 是黏性土塑性的量度。无凝聚性的土不具有塑性，因而 $I_p = 0$ 。试验结果见表 2-6。

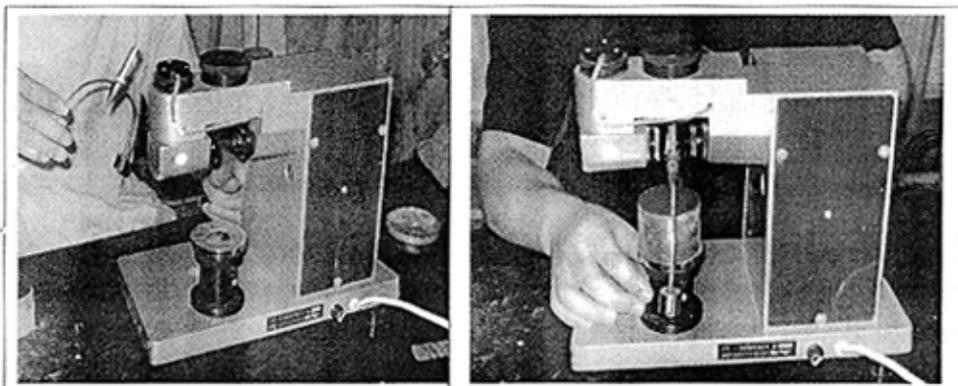
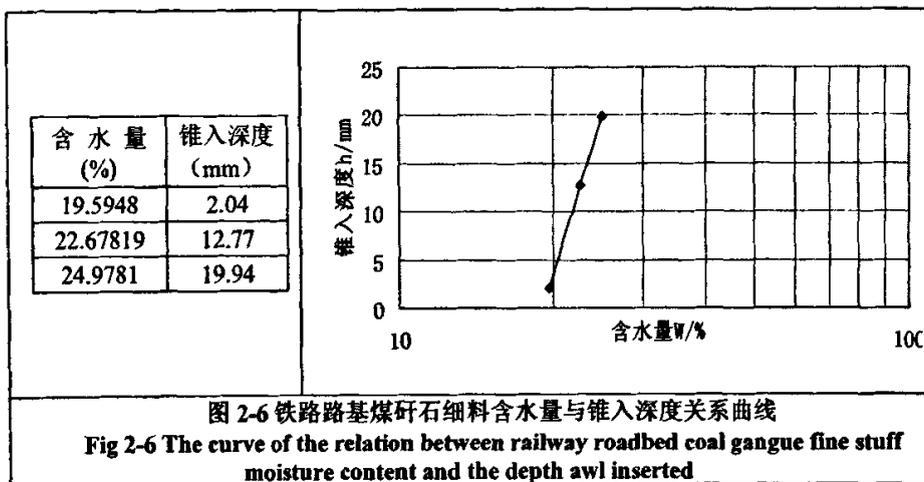


图 2-5 液限塑限联合测定仪

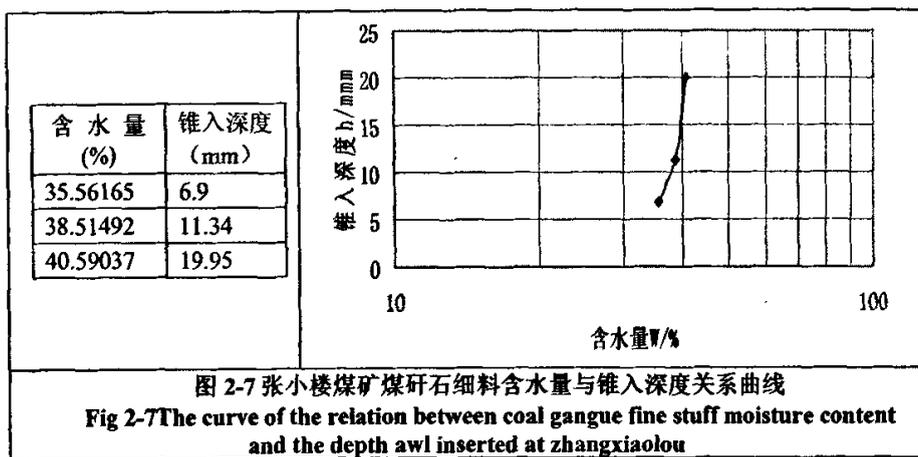
Fig 2-5 liquid limit and plastic limit consociation measurement instrument

1. 铁路路基煤矸石液塑限:



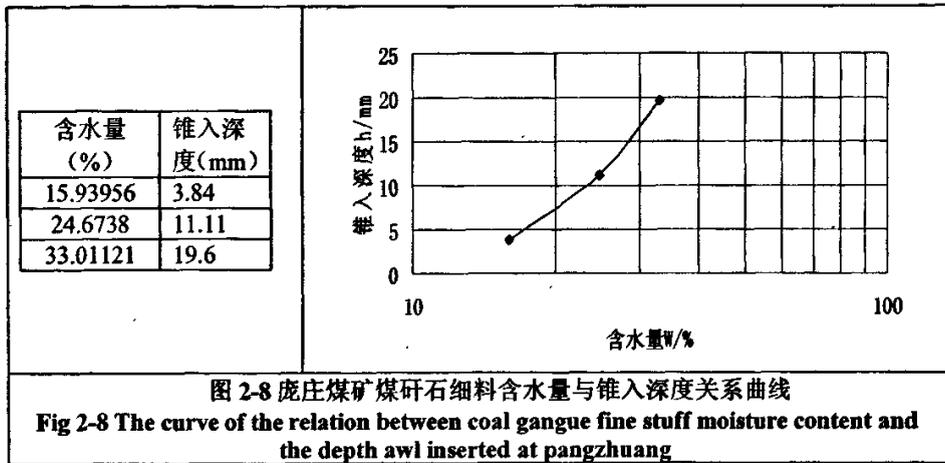
铁路路基煤矸石液限 $W_L=25.00$ ，塑限 $W_P=19.84$ ，塑性指数 $I_p=5.16$ 。

2. 张双楼煤矿煤矸石液塑限



张小楼煤矿煤矸石液限 $W_L=40.59$ ，塑限 $W_P=34.36$ ，塑性指数 $I_p=6.23$ 。

3. 庞庄煤矿煤矸石液塑限



庞庄煤矿煤矸石液限 $W_L=33.06$ ，塑限 $W_P=15.57$ ，塑性指数 $I_p=17.49$ 。

表 2-6 煤矸石填料的液限、塑限和塑性指数

Tab 2-6 The liquid limit, plastic limit and plastic index of coal gangue filling

类型	液限 W_L	塑限 W_P	塑性指数 I_p
铁路路基煤矸石	25.0	19.84	5.16
张小楼煤矸石	40.59	34.36	6.23
庞庄煤矸石	33.06	15.57	17.49

由表 2-6 结果数据可知：

①由煤矸石样品的液限 W_L 可知铁路路基煤矸石属于低液限土，而张小楼煤矸石属于高液限土；庞庄煤矸石属于中液限土。

②由塑性指数 I_p 可知铁路路基和张小楼煤矸石属于粘砂土 ($3 < I_p \leq 7$)，而庞庄煤矸石属于粘土 ($I_p > 17$)；

根据《铁路路基设计规范》，粉土、黏性土应采用液限含水率 W_L 进行填料分类，当 $W_L < 40\%$ 时，为 C 组填料；当 $W_L \geq 40\%$ 时，为 D 组填料。

2.3 煤矸石压碎值试验

试验方法：采用集料在连续增加荷载的作用下，测定煤矸石粗料抵抗压碎的能力

煤矸石虽然是一种碎石类土，但由于其中含有一部分泥质页岩。在分层碾压和强夯施工过程中这一部分煤矸石会被压碎，压碎多少会改变填筑材料的粗细料

比例,从而改变煤矸石填筑路基的压实特性和其他物理力学特性。通过压碎值试验可以得到煤矸石的压碎值。

压碎值按下面公式计算:

$$Q_a = \frac{m_1}{m_0} \times 100 \quad (2-7)$$

式中: Q_a ——压碎值;

m_0 ——试验前试样质量, g;

m_1 ——试验后通过 2.36mm 筛孔细料质量, g。

试验结果见表 2-7

表 2-7 煤矸石压碎试验值
Tab 2-7 The experimental crush value of coal gangue

试验次数	试样总重(g)	通过 2.36mm 筛孔质量(g)	压碎值(%)	
1	3000	930	31.00	28.28
2	3000	767	25.57	

所以本试验中的煤矸石粗料的压碎值为 28.28%。说明在大型压实机具碾压下,材料易于粉碎,碾压表面较为平整密实,可使煤矸石路基填料级配更为良好。

2.4 煤矸石标准击实试验

击实试验就是模拟施工现场压实条件,采用锤击方法使土体密度增大、强度提高、刚度增高、沉降变小的一种方法。在一定的击实效应下,如果含水量不同,则所得的密度也不同,击实试验的目的就是测定煤矸石试样在一定击实次数下或某种压实功能下含水量与干密度之间的关系,从而确定煤矸石的最大干密度和最优含水率,为施工控制填料提供设计依据。

击实就是指土体在击实能量作用下,土颗粒克服颗粒间阻力,产生位移,使土中的孔隙减小,密度增加。由于煤矸石的土质、含水量及压实方法不同,对煤矸石土的压实效果也很不一样,所以,在实际工程中,需要知道在什么样的含水量情况下,或什么样的压实度情况下,才能将煤矸石的工程性质改善到满足设计要求。

压实度是填土工程的质量控制指标,土的压实度等于土的控制干密度与最大

干密度的比值。

试验方法：采用标准重型击实试验方法。

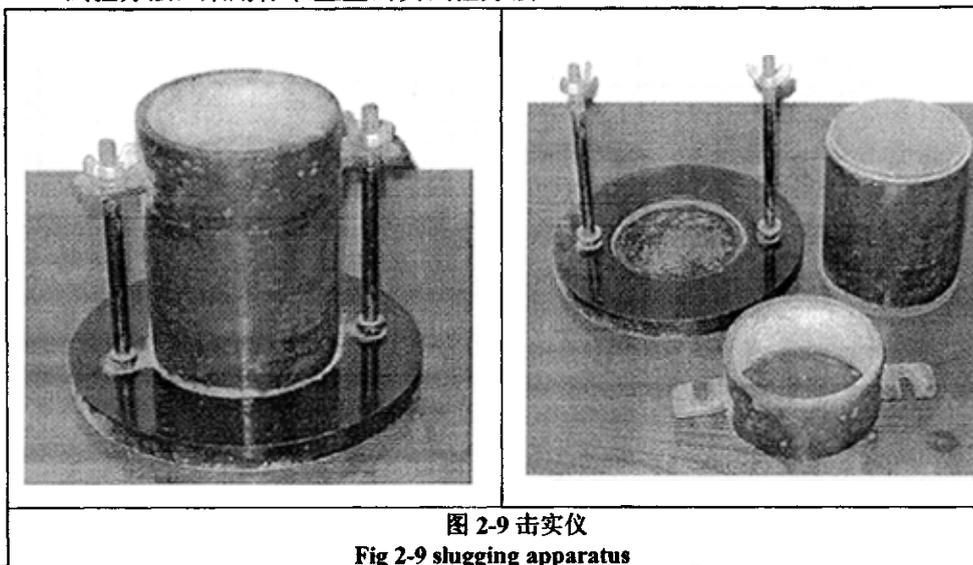


图 2-9 击实仪

Fig 2-9 slugging apparatus

煤矸石混合料在不同的粗细比下得到不同的干密度，见表 2-8，依据表 2-8 的数据绘制煤矸石粗细混合料击实试验曲线见图 2-10。

表 2-8 煤矸石混合料击实试验结果

Tab 2-8 The slugging solid experimental result of coal gangue mixtures

含水量 (%)	9.79	10.07	10.62	11.22	11.73
干密度 (g/cm ³)	1.83	1.86	1.90	1.86	1.84

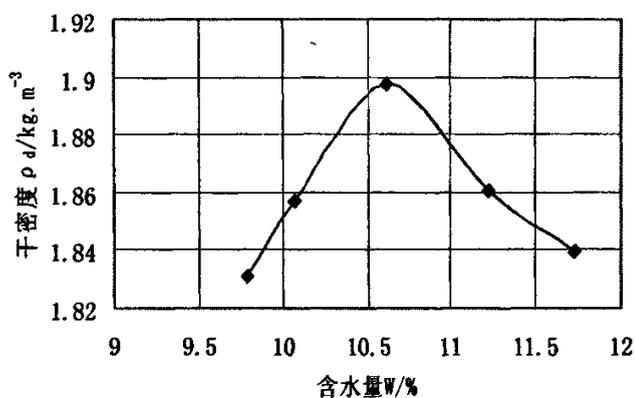


图 2-10 煤矸石混合料的击实曲线

Fig 2-10 The slugging solid curve of coal gangue mixtures

依据图 2-10 得出混合料的击实曲线，求得煤矸石混合料的最佳粗细比为 0.50，

对应的最大干密度为 2.07g/cm³。

在煤矸石路基施工中，含水量的大小直接影响着压实度，所以路基材料中应检测煤矸石含水量的大小。所检测到的含水量值应在最佳含水量 $W_p \pm 3$ 范围内，否则应对煤矸石进行加水或晾晒处理。

2.5 煤矸石无侧限抗拉、压试验

无侧限抗拉压强度，是指试样在无侧向压力条件下，抵抗轴向拉压力的极限应力。无侧限抗压试验的强度值常作为土体（特别是软粘土）的天然强度值，也是确定土体灵敏度 S_t 指标（土的灵敏度是指原状土的无侧限抗压强度与重塑后的无侧限抗压强度之比值）的主要方法。

无侧限抗压强度试验是三轴试验的一种特殊情况，即周围压力 $\sigma_3 = 0$ 的三轴试验，所以又称为单轴试验，在一般情况下适用于测定饱和粘性土的无侧限抗压强度及灵敏度。

试验方法：在室内按一定的压实度制作好试件，采用路面材料强度试验仪测定煤矸石混合料试件的抗压强度。由于煤矸石试件的抗拉强度很低，故采用劈裂试验测其抗拉强度。



图 2-11 路面材料强度试验仪
Fig 2-11 Road pavement materials
strength experimental apparatus

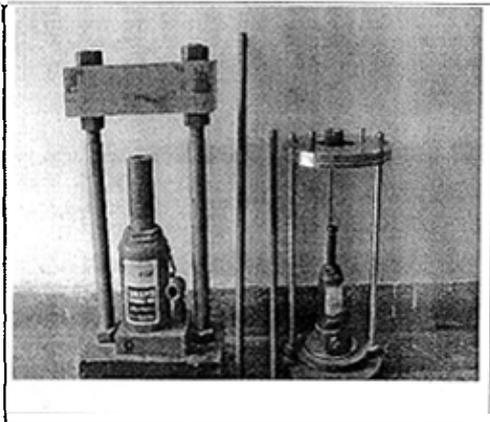


图 2-12 反力框架机、脱模器
Fig 2-12 anti-dint frame machine,
demould machine

煤矸石混合料的抗拉、压试验结果见表 2-9，根据表 2-9 中的无侧限抗压强度和抗拉（劈裂）强度求得煤矸石混合料在不同压实度条件下的粘聚力和内摩擦角见表 2-10。

表 2-9 煤矸石混合料抗压、拉试验结果

Tab 2-9 The anti- to pull,press experiment result of coal gangue mixtures

压实度(%)	无侧限抗压强度/kPa	抗拉(劈裂)强度/kPa
90	382.33	59.82
92	499.50	65.98
93	666.00	75.23
94	770.83	74.62
95	795.50	88.80

表 2-10 煤矸石混合料粘聚力和内摩擦角

Tab 2-10 The cohesive strength and internal friction angle of coal gangue mixtures

压实度(%)	粘聚力 c/kPa	摩擦角 φ /°
90	75.62	46.84
92	90.77	50.05
93	111.92	52.85
94	119.92	55.43
95	132.89	53.05

2.6 煤矸石混合料直剪试验

煤矸石直剪试验的目的是测试不同压实度情况下,煤矸石土的抗剪强度、粘聚力和内摩擦角,用于分析煤矸石路基强度和稳定性或其挡土墙的稳定性的。

土的抗剪强度是指土体对于外荷载所产生的剪应力的极限抵抗能力。在外荷载作用下,土体中将产生剪应力和剪切变形,当土中某点由外力所产生的剪应力达到土的抗剪强度时,土就沿着剪应力作用方向产生相对滑动,该点便发生剪切破坏。工程实践和室内试验都证实了土是由于受剪而产生破坏,剪切破坏是土体强度破坏的重要特点,因此,土强度问题实质上就是土的抗剪强度问题。

目前比较简单而又比较符合实际的是摩尔—库仑强度理论。库仑公式表达了土的抗剪强度 τ_f 。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$$

式中: τ_f ——土的抗剪强度 (kPa);

C ——土的粘聚力 (kPa);

σ ——作用在剪切面上的有效法向应力 (kPa);

φ ——土的内摩擦角 (°)。

从上式中可以看出，抗剪强度数值取决于煤矸石的性质，与土中应力状态无关，一般通过试验直接确定。最普遍的方法是直接剪切试验、单轴压力试验和三轴压力试验。本文采用直接剪切试验测定煤矸石混合料的抗剪强度，抗剪强度指标包括内摩擦角与粘聚力两项，是煤矸石路基设计的重要指标。

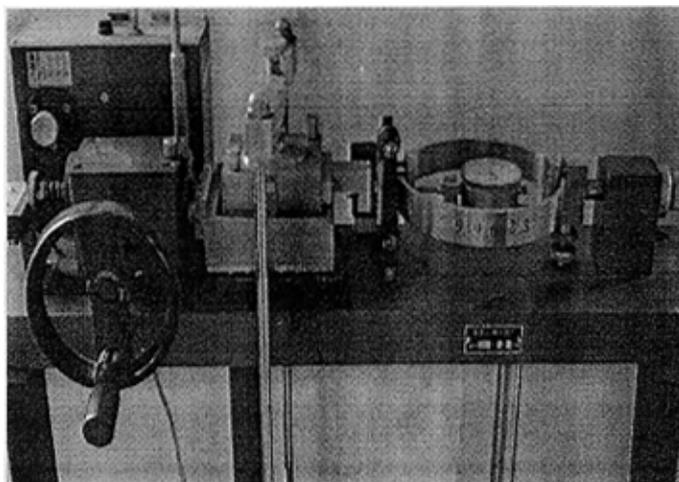


图 2-13 应变控制式直剪仪

Fig 2-13 strain under control straight snips machine

煤矸石混合料直剪试验结果见表 2-11，根据试验得不同压实度条件下煤矸石混合料粘聚力和内摩擦角见表 2-12。

表 2-11 煤矸石混合料直剪试验结果

Tab 2-11 The result of straight snips experiment of coal gangue mixtures

压实度/%	压力 P/kPa	读数/0.01mm	剪切力 S/kPa
90	50	52	104
	100	78.2	156.4
	200	107.3	214.6
	300	142.3	284.6
	400	170	340
92	50	56	112
	100	83	166
	200	114.5	229
	300	161.2	322.4
	400	193	386
93	50	76.4	152.8
	100	76.4	152.8
	200	131.2	262.4

	300	162.3	324.6
	400	199	398
94	50	65	130
	100	87	174
	200	138.9	277.8
	300	162	324
	400	209	418
95	50	65.3	130.6
	100	95	190
	200	132	264
	300	174	348
	400	210	420

表 2-12 不同压实度条件下煤矸石混合料粘聚力和内摩擦角

Tab 2-12 The cohesive strength and internal friction angle of coal gangue mixtures under different compactness

压实度/%	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$
90	74.25	34.22
92	79.47	37.92
93	85	38.58
94	96.09	38.77
95	99.74	39.12

2.7 煤矸石固结试验

土体的变形是孔隙水的流失及气体体积的减小，颗粒重新排列，颗粒间距离缩短，骨架体发生错动的结果，而这一过程称为“固结”。随着土体的固结，土体的压缩变形和强度逐渐增长。

用固结仪测定煤矸石的单位沉降量、压缩系数、压缩模量、压缩指数等。所得试验参数，可用于不同工况的煤矸石路基的沉降量预测。

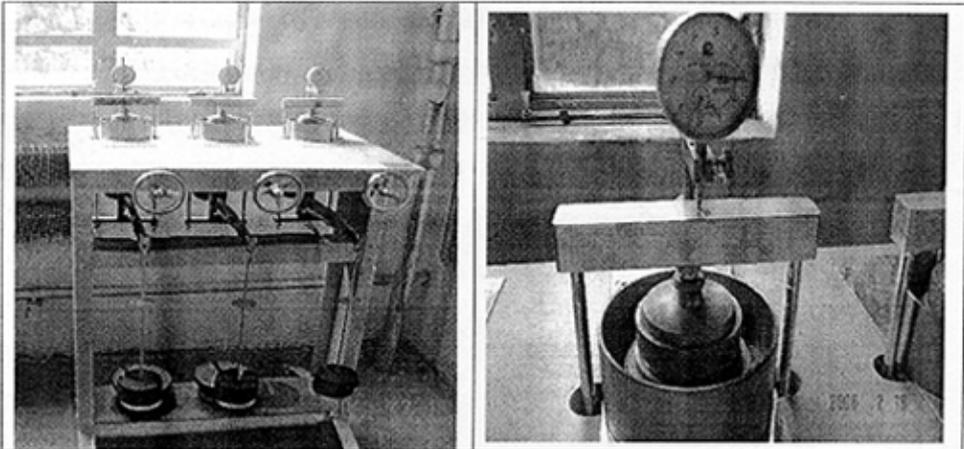


图 2-14 固结仪

Fig 2-14 consolidation machine

(1) 依据试验记录数据求得压实度为 90% 的煤矸石混合料每级荷载下的固结参数见表 2-13。

表 2-13 压实度为 90% 煤矸石混合料固结参数
Tab 2-13 The consolidation parameter of coal gangue mixtures
When degree of compaction is 90%

压力(kPa)	单位沉降量(mm/m)	压缩模量(MPa)	压缩系数(MPa ⁻¹)	压缩指数
0		5.20	0.261	
100	18.962			
200	25.026	16.18	0.085	0.028
300	28.806	25.82	0.053	0.030
400	31.693	33.75	0.041	0.032

(2) 依据试验记录数据求得压实度为 92% 的煤矸石混合料每级荷载下的固结参数见表 2-14。

表 2-14 压实度为 92%煤矸石混合料固结参数
 Tab 2-14 The consolidation parameter of coal gangue mixtures
 When degree of compaction is 92%

压力(kPa)	单位沉降量(mm/m)	压缩模量(MPa)	压缩系数(MPa ⁻¹)	压缩指数
0				
		5.72	0.233	
100	33.880			
		20.45	0.067	0.022
200	43.625			
		28.62	0.047	0.027
300	50.431			
		34.42	0.038	0.031
400	56.000			

(3) 依据试验记录数据求得压实度为 93%的煤矸石混合料每级荷载下的固结参数见表 2-15。

表 2-15 压实度为 93%煤矸石混合料固结参数
 Tab 2-15 The consolidation parameter of coal gangue mixtures
 When degree of compaction is 92%

压力(kPa)	单位沉降量(mm/m)	压缩模量(MPa)	压缩系数(MPa ⁻¹)	压缩指数
0				
		7.16	0.182	
100	13.375			
		18.53	0.070	0.023
200	18.514			
		29.90	0.043	0.024
300	21.691			
		35.67	0.036	0.029
400	24.350			

(4) 依据试验记录数据求得压实度为 94% 的煤矸石混合料每级荷载下的固结参数见表 2-16。

表 2-16 压实度为 94% 煤矸石混合料固结参数
Tab 2-16 The consolidation parameter of coal gangue mixtures
When degree of compaction is 94%

压力(kPa)	单位沉降量(mm/m)	压缩模量(MPa)	压缩系数(MPa ⁻¹)	压缩指数
0				
100	9.753	9.77	0.131	
200	14.681	19.20	0.066	0.022
300	18.053	27.96	0.045	0.026
400	20.750	34.86	0.036	0.029

(5) 依据试验记录数据求得压实度为 95% 的煤矸石混合料每级荷载下的固结参数见表 2-17。

表 2-17 压实度为 95% 煤矸石混合料固结参数
Tab 2-17 The consolidation parameter of coal gangue mixtures
When degree of compaction is 95%

压力(kPa)	单位沉降量(mm/m)	压缩模量(MPa)	压缩系数(MPa ⁻¹)	压缩指数
0				
100	9.018	10.47	0.120	
200	13.077	23.10	0.054	0.018
300	15.682	35.92	0.035	0.020
400	17.875	42.54	0.029	0.023

从上面的试验可以看出, 由于煤矸石大小不一, 各个粒径之间有一定的空隙, 受到外界的压力时体积收缩, 易于密实, 表现出一定的可压缩性。

2.8 煤矸石填料的允许承载力

煤矸石在不同压实度下的允许承载力不同，表 2-18 是通过相似模拟试验方法得到煤矸石在不同压实度下的允许承载力。

表 2-18 煤矸石压实度与路基允许承载力的关系
Tab 2-18 The realation between coal gangue mixtures degree of compaction and allowable bearing capacity of roadbed

K(%)	85	88	90	93	95
σ (kPa)	100.0	150.0	210.0	273.8	316.5

煤矸石具有坚硬性，由于组成煤矸石的大多数成份是破碎岩石的混合物，在碾压密实的情况下，其抗压强度值较高，具有一定的硬度。

由表 2-18 也可以看出，煤矸石的压实度对煤矸石路基的承载能力影响很大。

根据煤矸石在不同压实度下的允许承载力这一试验数据和轨道力学分析，可判断煤矸石路基面在列车荷载作用下是否超出其承载能力，或根据作用于路基面上的应力，判断煤矸石路基顶面应达到的压实度和道床厚度等参数。

2.9 小结

本章通过上述各种煤矸石室内试验，可以较充分地了解徐州矿区及铁路路基中煤矸石的物理力学性能和相关参数，这些参数对准确地分析煤矸石路基的承载能力、稳定性以及日后沉降量都起到了非常重要的作用。同时这些参数也将为煤矸石路基的设计、施工和路基的标准制定提供重要参考。

3 煤矸石路基的力学分析

经过实地调研，徐州矿区铁路线路存在问题为：

1. 采用了各种型号的钢轨；
2. 轨枕有木枕和各种型号的混凝土枕，且轨枕间距混乱。
3. 道床厚度从几厘米到 100cm 不等；
4. 由于矿区地基的下沉，煤矸石路基的填筑高度不同；
5. 路基边坡坡率不够，没有排水设备，地表水下渗，导致部分地段路基有翻浆冒泥现象。

针对以上路基实际情况，本章对煤矸石的承载力和稳定性进行了分析，为以后的工程做出了相应的技术要求。

3.1 煤矸石路基承载力分析

路基的承载能力是路基稳定的基础，通过对徐州矿区铁路承载力的计算，对煤矸石路基承载力的物理指标做出相应要求。

徐州矿区线路的实际运营条件和线路情况如下：

机车类型：

东风7型：轴重23T，车长18.8m

东风12型：轴重23T，车长19.9m

轨道类型：

轨枕：钢轨类型为43kg/m、50 kg/m、60 kg/m；

枕木：混凝土 II 型枕长2.5m，重251kg；木枕长2.5m，重100kg；

碎石道床：碎石密度 3000 kg/m^3 ；

线路最小曲线半径 200m。

(1) 计算模型

采用弹性支座上的有限跨连续梁为计算模型，应用有限单元法对轨道结构进行力学分析。

计算采用大型 ANSYS 有限元计算软件对轨道建立模型，并加载(DF₇和 DF₁₂)

计算(如图 3-1)。ANSYS 建立轨道模型时,将钢轨考虑成梁单元,轨下基础考虑成弹性单元。ANSYS 有限元计算软件可保证计算的准确和计算精度。由于机车的轴重最大,计算时只考虑最不利(最重)的机车荷载,钢轨长度取 30m,机车作用于轨道计算模型的中部,以满足计算精度的要求。

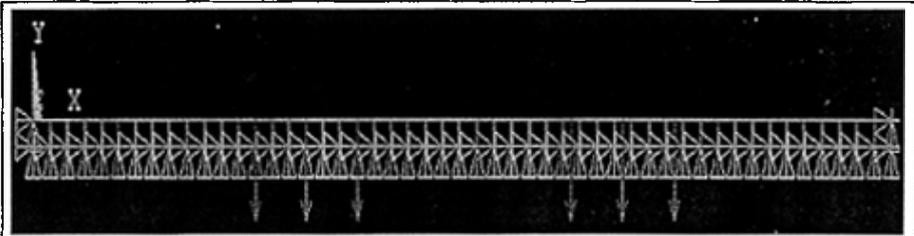


图 3-1 轨道受力计算的 ANSYS 有限元模型
Fig 3-1 ANSYS Finite Element model of mechanical calculation of rail

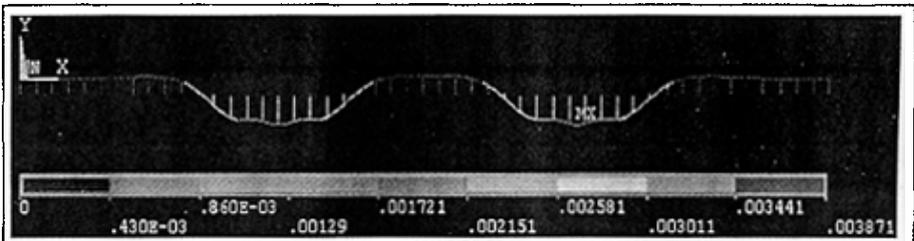


图 3-2 施加动力后 ANSYS 轨道计算模型的变形
Fig 3-2 The deformation of rail after dynamical loading using ANSYS calculation model

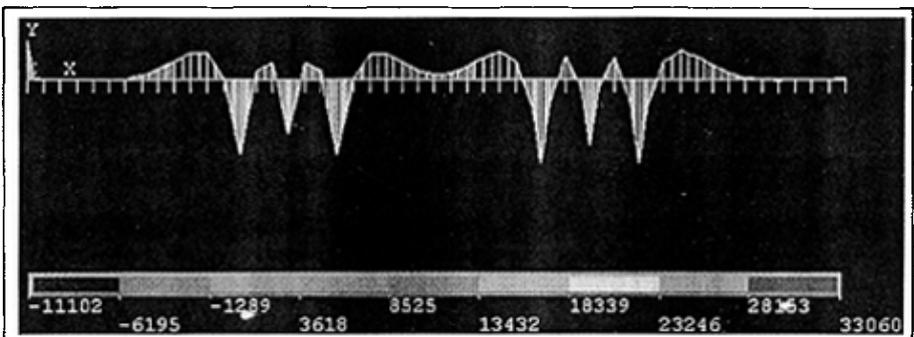


图 3-3 轨道受力弯矩图
Fig 3-3 The matrix drawing of rail under loading

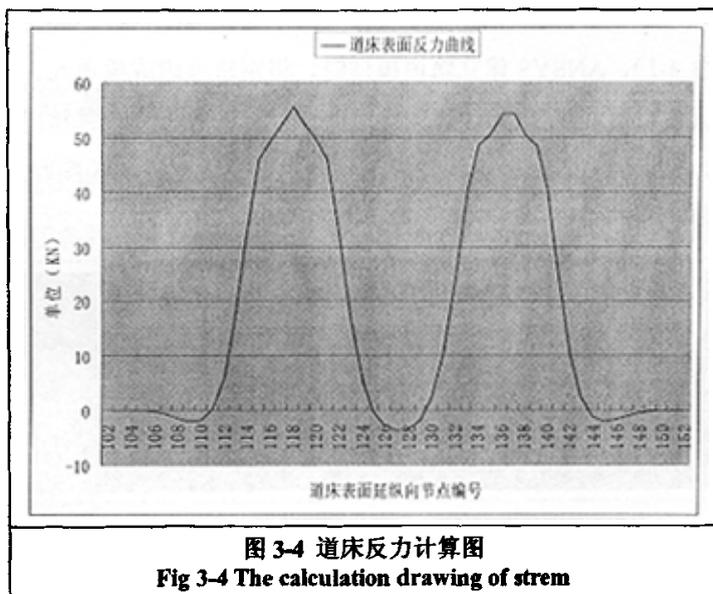


图 3-4 道床反力计算图
Fig 3-4 The calculation drawing of strem

利用 ANSYS 有限元计算软件, 在计算轨道受力过程中, 可提取轨道在荷载作用下的变形数值 (钢轨下沉值, 见图 3-2)、钢轨所承受的弯矩值 (见图 3-3) 以及由轨枕作用于道床上的力, 即道床反力值 (见图 3-4)。可根据道床反力进一步计算由道床传至路基表面的应力。

表 3-1 所列数值为轨道模型计算出的道床反力, 通过计算求得道床反力。根据力的相互作用原理, 该反力也以同样大小的数值作用于道床上, 再由道床扩散、传递至路基面。从表 3-1 的数据看, 不同机车类型和不同的轨道部件, 所计算得到的作用于道床顶面的力有所区别, 但差别不大。

表 3-1 各种工况下道床反力最大值 (单位: kN)

Fig 3-1 the biggest value of roadbed counterforce at various work condition

机车类型	轨枕类型	不同钢轨类型下的最大反力		
		43kg/m	50kg/m	60kg/m
DF ₁₂	混凝土枕	56.917	56.274	55.753
	木枕	56.195	55.846	55.435
DF ₇	混凝土枕	55.676	55.051	54.558
	木枕	54.974	54.644	54.26

根据《铁路轨道设计规范》的理论, 使用表 3-1 数值计算作用于煤矸石路基面上的应力, 以检算煤矸石路基的承载能力。

由于矿区铁路的状况不同, 参数较多, 下面采用 50kg/m 钢轨、混凝土枕 (II 型枕)、DF12 机车类型的情况为例, 计算由轨道传至煤矸石路基面上的应力。

根据路基应力计算理论，道床分区高度分别为：

$$h_1 = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \varphi = \frac{275}{2} \times \operatorname{ctg} 35^\circ = 196.4 \text{mm} \quad (3-1)$$

$$h_2 = \frac{e'}{2} \operatorname{ctg} \varphi = \frac{1175}{2} \times \operatorname{ctg} 35^\circ = 839 \text{mm} \quad (3-2)$$

在矿区铁路中，由于实际情况线路上道床的厚度是不一样的。根据不同的道床的厚度，按路基面所在分区，计算作用于路基面上的应力。

煤矸石路基面应力分析：

当没有道床时（即 $h = 0 \sim 196.4 \text{mm}$ ），

考虑到此区域内路基面应力受轨枕的影响，分布不均匀（考虑不均匀系数），因此路基面应力 σ_z 为：

$$\sigma_z = m \frac{R_d}{b \cdot e'} = 1.6 \times \frac{56.274}{117.5 \times 27.5} = 27.86 \text{N/cm}^2 = 279 \text{kPa} \quad (3-3)$$

式中： b ——轨枕底面平均支承宽度；

e' ——轨枕有效支承长度，木枕取 $e' = 110 \text{cm}$ ；II型混凝土轨枕 $e' = 117.5 \text{cm}$ ；

m ——应力分布不均匀系数，取 $m = 1.6$ 。

R_d ——各种工况下道床反力最大值，按表 3-1 取值。

当道床厚度介于 h 和 h_2 之间，即 $h_1 < h \leq h_2$ 时，

(1) 道床厚度为 $h = 200 \text{mm}$ 时，

路基面应力为：

$$\sigma_1 = \frac{R_d}{2he' \operatorname{tg} \varphi} = \frac{56.274}{2 \times 20 \times 117.5 \times \operatorname{tg} 35^\circ} = 171.0 \text{kPa} \quad (3-4)$$

(2) 道床厚度为 $h = 400 \text{mm}$ 时，

路基面应力为：

$$\sigma_1 = \frac{R_d}{2he' \operatorname{tg} \varphi} = \frac{56.274}{2 \times 40 \times 117.5 \times \operatorname{tg} 35^\circ} = 85.5 \text{kPa} \quad (3-5)$$

(3) 道床厚度为 $h = 600 \text{mm}$ 时，

路基面应力为：

$$\sigma_1 = \frac{R_d}{2he' \operatorname{tg} \varphi} = \frac{56.274}{2 \times 60 \times 117.5 \times \operatorname{tg} 35^\circ} = 57.0 \text{kPa} \quad (3-6)$$

(4) 道床厚度为 $h = 800 \text{mm}$ 时，

路基面应力为：

$$\sigma_1 = \frac{R_d}{2he' \operatorname{tg} \varphi} = \frac{56.274}{2 \times 80 \times 117.5 \times \operatorname{tg} 35^\circ} = 42.7 \text{MPa} \quad (3-7)$$

(5) 道床厚度为 $h=1000\text{mm}$ 时

$$\sigma_1 = \frac{R_d}{4h^2 \text{tg}^2 \varphi} = \frac{56.274}{4 \times 100^2 \times \text{tg}^2 35^\circ} = 28.7 \text{kPa} \quad (3-8)$$

根据以上计算方法, 针对不同工况下, 计算得到对应的煤矸石路基顶面应力值如下(见表 3-2~表 3-4)。

表 3-2 60kg/m 钢轨线路煤矸石路基顶面应力值(单位: kPa)

Tab 3-2 The stress value of coal gangue roadbed top when the rail way is 60kg/m (unit:kPa)

机车类型	轨枕类型	道床厚度 (cm)					
		0	20	40	60	80	100
DF_{12}	混凝土枕	276	169.4	84.7	56.5	42.4	28.4
	木枕	367	180	90	60	44.2	28.3
DF_7	混凝土枕	270	165.7	82.9	55.3	41.4	27.8
	木枕	359	176	88	58	43.2	27.7

表 3-3 50kg/m 钢轨线路煤矸石路基顶面应力值(单位: kPa)

Tab 3-3 The stress value of coal gangue roadbed top when the rail way is 50kg/m (unit:kPa)

机车类型	轨枕类型	道床厚度 (cm)					
		0	20	40	60	80	100
DF_{12}	混凝土枕	279	171	85.5	57.0	42.7	28.7
	木枕	369	181	91	60.0	44.5	28.5
DF_7	混凝土枕	273	167.3	83.6	55.8	41.8	28.1
	木枕	361	177	89	59.0	43.5	27.9

表 3-4 43kg/m 钢轨线路煤矸石路基顶面应力值(单位: kPa)

Tab 3-4 The stress value of coal gangue roadbed top when the rail way is 43kg/m (unit:kPa)

机车类型	轨枕类型	道床厚度 (cm)					
		0	20	40	60	80	100
DF_{12}	混凝土枕	282	172.9	86.5	57.6	43.2	29.0
	木枕	372	182	91	61	44.8	28.7
DF_7	混凝土枕	276	169.2	84.6	56.4	42.3	28.4
	木枕	363	178	89	59	43.8	28.0

由表 3-2~表 3-4 的计算结果可以看出,道床厚度对路基顶面应力值影响还是很大的,说明道床的厚度对减小传递到路基面上的应力值影响非常大。

表 3-5 煤矸石压实度与路基允许承载力的关系
Tab 3-5 The relation between coal gangue mixtures degree of
Compaction and allowable bearing capacity of roadbed

K(%)	85	88	90	93	95
σ (kPa)	100.0	150.0	210.0	273.8	316.5

根据计算结果(表 3-2~表 3-4),结合试验煤矸石压实度与路基允许承载力的关系(表 3-5)可以看出:

煤矸石路基面的工作应力除了和轨枕压力(取决于上部轨道结构和运营条件)有关外,主要取决于道床的厚度。道床厚度应当满足使由轨枕传来的压力,能均匀地分布在路基顶面,并保证路基不发生永久变形。

为了保证路基面的强度要求,通常把增加道床厚度作为降低路基面应力的手段。反过来,路基面的承载能力也是确定道床厚度时所要考虑的因素之一。道床的厚度可以保证由列车荷载传至路基的有效衰减。

根据徐州矿区铁路的调查,目前实际的道床厚度在 0~1 米之间,一些地段没有道碴或道碴很薄,不能保证有效的道床厚度,因而由轨道传至路基的应力就超出了煤矸石路基的承载能力。这样会造成道碴嵌入煤矸石路基,翻浆冒泥,道床排水不畅,弹性差,以至导致更多的线路病害,增加线路的养护维修工作量。

同时从试验结果(表 3-5)中还可以明显看出提高煤矸石路基的压实度,可明显提高煤矸石路基的承载能力。当压实度从 85%提高到 95%时,煤矸石路基的承载能力可由 100 kPa 提高到 316.5 kPa。

表 3-2~表 3-4 可以看出,即使压煤矸石填料实度达到 95%,路基的允许承载能力为 316.5 kPa,当道床厚度为零时,传递到路基顶面的应力大大超过 316.5 kPa,也不能满足路基承载能力的要求。当实度达到 90%以上时,路基的允许承载能力在 210.0 kPa 以上,20cm 的道床厚度,可以保证传递到路基面的荷载应力不超过允许值。

另外从检算结果还可以看出,使用混凝土 II 型轨枕比使用木枕有利于衰减传至路基的应力;使用重型钢轨比使用轻型钢轨利于衰减传至路基的应力,因此应注重矿区铁路上部轨道设备的加强。

3.2 煤矸石路基稳定性分析

由于矿区铁路的地基沉陷，煤矸石路基会有不同的填筑高度，本节主要是研究在不同填筑高度、不同压实度情况下煤矸石路基的稳定情况。根据室内试验参数和现场收集的资料，采用瑞典条分法，对徐州矿区煤矸石路基的稳定性进行了验算。

3.1.1 圆弧滑动面的条分法（瑞典条分法）

条分法就是将滑动土体竖向分成若干土条（图3-1），把土条看成刚性体，分别求作用于各土条上的力对圆心的滑动力矩和抗滑力矩，然后求土体的稳定安全系数。

土条的宽度越小，计算精度越高，为了避免计算过于繁琐，并能满足设计要求，一般取条宽为1~6m（本文计算取土条宽度为1m），并应选择滑体外形变化和土层分界点作为分条的界限。于是任意第*i*条土上的作用力如下^[13]。

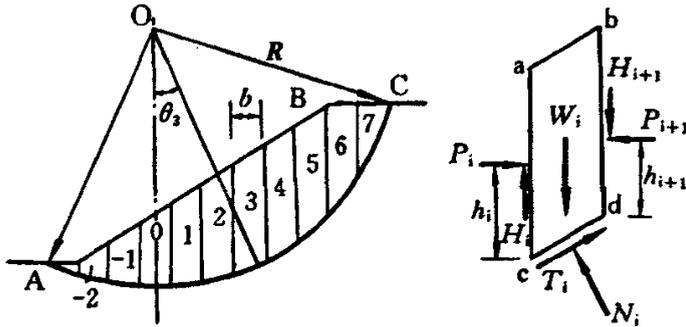


图 3-5 瑞典条分法

Fig 3-5 Sweden band divide method

(1) 土条的自重 $W_i = \gamma * \omega_i$ ，式中 γ 为土的容重， ω_i 为土条的断面面积。将 W_i 沿其断面面积的形心作用至圆弧滑动面上的力分解成垂直滑动面的法向分力 N_i 和切于滑面的切向分力 T_i ；

(2) 滑面上的抗滑力 S ，方向与滑动方向相反。根据库仑定律应有 $S = N_i \tan \varphi + c l_i$ 式中 l_i 为第 i 条的滑弧长；

(3) 土条的两个侧面存在着条块间作用力。作用在 i 条块上的力，除重力 W_i 外，条块侧面 ac 和 bd 作用有法向力 P_i 、 P_{i+1} 和切向力 H_i 、 H_{i+1} 。如果考虑这些条间

力,则由静力平衡方程可知这是一个超静定问题。要使问题有解,由两个可能的途径:一是抛弃刚体平衡的概念,把土当作变形体,通过对土坡进行应力变形分析,可以计算出滑动面上的应力分布,因此可以不必用条分法而是用有限元方法。另一种途径是以条分法为基础,但是对条块间的作用力作一些可以接受的简化假设。

Fellenius 假定不计条间力的影响。就是将土条两侧的条件力的合力近似地看成大小相等,方向相反,作用在同一平面上。实际上,每一土条两侧的条间力是不平衡的。但是经验表明,土条宽度不大时,在土坡稳定分析中,忽略条间力的作用对计算的结果影响不显著。

将作用在各段滑弧上的力对滑动圆心取矩,并分别将抗滑作用力矩,下滑作用力矩相加得出作用在整体滑动弧上的抗滑力矩以及滑动力矩的总和。抗滑力矩和下滑力矩之比定义为土坡的稳定安全系数,即:

$$F_s = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{下滑力矩}} = \frac{\sum M_r}{\sum M_s} = \frac{R \cdot (\sum c_i + \sum N_i \tan \varphi + \sum T)}{R \cdot \sum T_i} \quad (3-9)$$

$$= \frac{\sum c_i + \sum N_i \tan \varphi + \sum T}{\sum T_i}$$

这就是瑞典条分法稳定分析的计算公式,该方法应用的时间很长,积累了丰富的工程经验,一般得到的安全系数偏低,即偏于安全,故目前仍然是工程上常用的方法。

3.1.2 煤矸石路基稳定系数计算与分析

本部分计算根据瑞典条分法理论,采用“应用理正软件”对边坡的稳定性进行分析。理正软件中的边坡稳定分析系统最初是针对铁路、公路路基设计而开发的专业设计软件,已经得到行业内的认可,并于1999年12月通过了铁道部的鉴定,证明是高效的计算机辅助设计软件。使用该软件可保证计算的准确性。

根据《铁路路基设计规范》和徐州矿区铁路的实际情况,计算煤矸石路基的荷载列于表3-6~表3-9。

表 3-6 东风 7 列车和轨道荷载换算土柱分布宽度及计算强度 (混凝土 II 型枕)

Tab 3-6 The convert soil pillar distribute width and the calculation strength of dongfeng 7 railway trains and the orbit load (the concrete II type bearing)

车辆类型	轴重 T	车体长度 (m)	混凝土枕		道床厚度 (cm)	换算土柱		计算强度(KPa)		
			长度 (m)	质量 (kg)		分布宽度 (m)	重度 KN /m ³	43kg/m	50 kg/m	60 kg/m
东风 7	23	18.8	2.5	251	0	2.50	24	51.31	51.34	51.38
					10	2.70		54.00	54.03	54.06
					20	2.90		56.53	56.55	56.59
					30	3.1		58.92	58.94	58.97
					50	3.5		63.38	63.40	63.43
					80	4.1		69.52	69.54	69.56
					100	4.5		73.36	73.37	73.40

表 3-7 东风 7 列车和轨道荷载换算土柱分布宽度及计算强度 (木枕)

Tab 3-7 The convert soil pillar distribute width and the calculation strength of dongfeng 7 railway trains and the orbit load (wood bearing)

车辆类型	轴重 T	车体长度 (m)	木枕		道床厚度 (cm)	换算土柱		计算强度(KPa)		
			长度 (m)	质量 (kg)		分布宽度 (m)	重度 KN /m ³	43kg/m	50 kg/m	60 kg/m
东风 7	23	18.8	2.5	100	0	2.50	24	50.30	50.33	50.37
					10	2.70		53.07	53.10	53.13
					20	2.90		55.66	55.69	55.72
					30	3.1		58.11	58.13	58.16
					50	3.5		62.66	62.68	62.71
					80	4.1		68.91	68.92	68.94
					100	4.5		72.80	72.81	72.84

表 3-8 东风 12 列车和轨道荷载换算土柱分布宽度及计算强度 (混凝土 II 型枕)

Tab 3-8 The convert soil pillar distribute width and the calculation strength of dongfeng 12 railway trains and the orbit load (the concrete II type bearing)

车辆类型	轴重 T	车体长度 (m)	混凝土枕		道床厚度 (cm)	换算土柱		计算强度(KPa)		
			长度 (m)	质量 (kg)		分布宽度 (m)	重度 KN /m ³	43kg/m	50 kg/m	60 kg/m
东风 12	23	19.9	2.5	251	0	2.50	24	51.43	51.45	51.5
					10	2.70		54.28	54.3	54.34
					20	2.90		56.95	56.7	57
					30	3.1		59.48	59.5	59.54
					50	3.5		64.20	64.22	64.25
					80	4.1		70.70	70.72	70.74
					100	4.5		74.76	74.78	74.8

表 3-9 东风 12 列车和轨道荷载换算土柱分布宽度及计算强度 (木枕)

Tab 3-9 The convert soil pillar distribute width and the calculation strength of dongfeng 12 railway trains and the orbit load (wood bearing)

车辆类型	轴重 T	车体长度 (m)	木枕		道床厚度 (cm)	换算土柱		计算强度(KPa)		
			长度 (m)	质量 (kg)		分布宽度 (m)	重度 KN /m ³	43kg/m	50 kg/m	60 kg/m
东风 12	23	19.9	2.5	251	0	2.50	24	50.35	50.38	50.43
					10	2.70		53.29	53.31	53.35
					20	2.90		56.03	56.05	56.09
					30	3.1		58.61	58.64	58.67
					50	3.5		63.44	63.46	63.49
					80	4.1		70.05	70.06	70.09
					100	4.5		74.16	74.18	74.20

由表3-6至3-9可知,不同的钢轨、轨枕、车辆对煤矸石路基荷载的影响差别不是很明显,本算例以东风12型机车、60 kg/m 钢轨、II型混凝土枕的最不利荷载的情况进行分析。对不同压实度不同道床厚度的煤矸石路基稳定性计算结果见表3-11

表 3-10 铁路路基混合料粘聚力和内摩擦角

Tab 3-10 The cohesive strength and internal friction angle of railway roadbed material mixtures

压实度(%)	粘聚力 c/kPa	摩擦角 φ /°
90	74.25	34.22
93	85	38.58
95	99.74	39.12

边坡坡度根据《铁路路基设计规范》选取。

本计算没有考虑渗流的影响和地震力的影响。

下面是一“理正软件”计算算例。

[控制参数]:

采用规范: 通用方法

计算目标: 安全系数计算

安全系数计算目标: 圆弧滑动法

不考虑地震

[坡面信息]

坡面线段数 5

坡面线号	水平投影(m)	竖直投影(m)	超载数
1	21.000	12.000	0
2	12.000	8.000	0

3	7.000	0.000	1
超载1	距离0.600(m)	宽2.500(m)	荷载(51.31~51.31kPa) 270.00(度)
4	12.000	-8.000	0
5	21.000	-12.000	0

[土层信息]

上部土层数 1

层号	层厚 (m)	重度 (kN/m ³)	饱和重度 (kN/m ³)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (度)	全孔压 系数
1	20.000	24.000	—	41.980	60.380	—

下部土层数 1

层号	层厚 (m)	重度 (kN/m ³)	饱和重度 (kN/m ³)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (度)	全孔压 系数
1	4.000	18.000	—	19.000	28.000	—

不考虑水的作用

[计算条件]

圆弧稳定分析方法: 瑞典条分法

土条重切向分力与滑动方向反向时: 当下滑力对待

稳定计算目标: 自动搜索最危险滑裂面

条分法的土条宽度: 1.000(m)

搜索时的圆心步长: 1.000(m)

搜索时的半径步长: 0.500(m)

计算结果:

最不利滑动面:

滑动圆心 = (10.960,15.760)(m)

滑动半径 = 29.041(m)

滑动安全系数 = 1.739

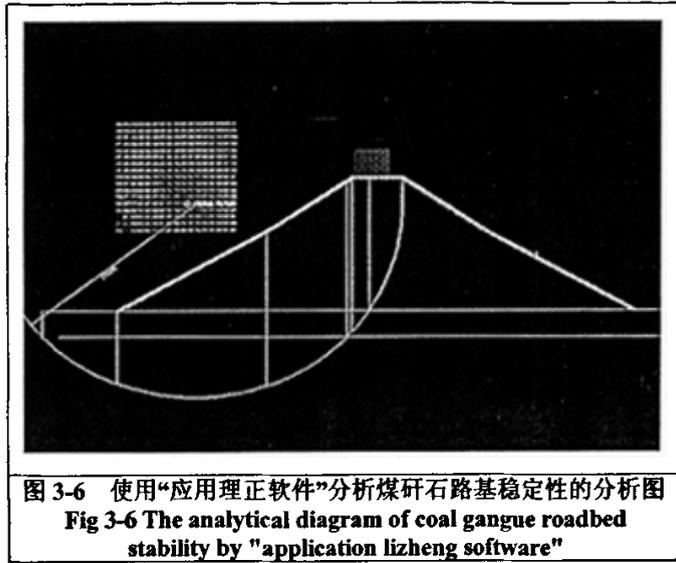


表 3-11 最不利荷载在不同压实度下的路基边坡稳定系数
 (路基高度 20m)

Tab 3-11 the slope stability index under different compactness by the worst-case loading

厚度 K 压实度	0	10	20	30	50	80	100
90	1.738	1.736	1.734	1.731	1.725	1.715	1.707
93	1.845	1.842	1.839	1.837	1.830	1.820	1.808
95	1.904	1.887	1.884	1.895	1.888	1.888	1.853

从表3-11可以看出，道床厚度对煤矸石路基稳定性的影响是：随着道床厚度的增加，路基上部荷载加大，路基的稳定系数减小，但当道床厚度从0米变化到1米时，路基的稳定系数降低范围较小，说明轨道自重引起的荷载较机车的荷载影响小。经检算，各种工矿煤矸石路基稳定系数都在安全值（1.25）范围内。

下面是针对不同路基高度变化对煤矸石路基稳定系数所做的计算。

对路基稳定系数的检算，只要在最不利条件下（即最小的压实度 90%下对应最大的计算强度）满足路基规范要求，其他的荷载强度作用下路基的稳定性就一定符合路基规范要求，本文就最不利工况给以计算。

下面分别对 1m,3m,5m,10m,15m,20m、25m 和 30m 的路基进行最不利工况下的路基稳定性检算，结果见表 3-12。

表 3-12 路基稳定安全系数随路基高度的变化情况 (标准边坡)
(东风 12 混凝土 II 型枕压实度为 90 道床为 100cm 厚、路基压实度 90%)

Tab 3-12 The roadbed stable safe coefficient with the
variety of roadbed height(standard side slope)

路基高度 (m)	1	3	5	10	15	20	25	30
安全系数 (K)	2.145	1.947	1.905	1.798	1.760	1.707	1.684	1.659

由表 3-12 可以看出, 在各种最不利的情况下, 经过对煤矸石路基稳定分析检算, 任何工况下的稳定系数 $K > 1.25$ 。说明所检算各种工矿范围内的煤矸石路基满足稳定性要求。

3.3 小结

本章采用瑞典条分法通过理正软件, 对不同工况下的煤矸石路基进行力学检算分析。根据稳定系数判断煤矸石路基的稳定性符合安全标准。由计算数据可知: 随着道床厚度的增加, 路基上部荷载加大, 路基的稳定系数减小, 但当道床厚度从 0 米变化到 1 米时, 路基的稳定系数降低范围较小, 说明轨道自重引起的荷载较机车的荷载影响小。但是, 通过计算可知, 不同的道床厚度对煤矸石路基的承载力的影响不可忽视。当道床厚度从 0~20cm 时, 从上部结构传到路基面上的应力值减小了 40% 多。由此可见, 道床的厚度对煤矸石路基顶面应力值影响还是很大的。不同压实度下煤矸石路基的稳定安全系数和承载力的变化都比较大。为了减少路基病害, 保证行车安全, 作者对煤矸石作为铁路路基提出以下要求。

1. 在路基填筑过程中要控制碾压次数, 保证路基的压实度在 90% 以上。
2. 煤矸石铁路路基上部碎石道床的厚度不得小于 20cm。
3. 混凝土枕和重轨有利于衰减传至路基的应力, 建议矿区铁路在更换设备时最好采用混凝土枕和重型钢轨。

4 煤矸石路基固结沉降分析有限元模型的建立

在路基工程的实际问题中, 由于土的非均质、非线性的性状以及几何形状的任意性、不连续性等因素, 在很多情况下不能获得解析解。近几十年来, 随着计算机的广泛应用和计算机技术的飞速发展, 数值分析受到了人们的极大重视, 各种数值方法得到了广泛地应用, 其中最普遍的是有限元法^[14-16]。通过 D-P 材料模型对土的本构关系进行模拟, 建立路基有限元模型。

4.1 有限元方法与 ANSYS 软件简介

^[17]ANSYS 软件是集结构、热、流体、电磁场、声场和耦合场分析于一体的大型通用有限元软件。ANSYS 用户涵盖了机械、航空航天、能源、交通运输、土木建筑、水利、电子、地矿、生物医学、教学科研等众多领域, 也是这些领域进行国际国内分析设计技术交流的主要分析平台。其主要技术特点有以下几个方面:

(1)数据统一。ANSYS 使用统一的数据库来存储模型数据及求解结果, 实现前后处理、分析求解及多场分析的数据统一。

(2)强大的建模能力。ANSYS 具备三维建模能力, 利用可视化界面可以建立各种复杂的几何模型。

(3)强大的求解功能。ANSYS 提供了各种求解器, 用户可以根据具体问题选择合适的求解器。

(4)强大的非线性分析功能。ANSYS 具有强大的非线性分析功能, 可进行几何非线性、材料非线性及状态非线性分析。

(5)智能网络划分。ANSYS 具有智能网格划分功能, 根据模型的特点自动生成有限元网格。

ANSYS 典型的分析步骤主要是: 建模、求解和查看结果, 即由前处理(建立几何模型、定义单元类型、材料属性、对模型进行网格划分、施加荷载和约束)、求解计算(选择求解类型、进行求解选项设定、求解)和后处理(从求解计算结果中读取数据、对计算结果进行图形化显示、列表显示、进行各种后续分析)组成。在用 ANSYS 进行路基沉降分析过程中, 模型选取尤为重要, 其中包括: 有限单元的选取、有限元沉降计算方法和计算结果的收敛性判别。

4.1.1 有限元非线性分析方法

有限元可用于分析由材料特性引起的材料非线性以及由结构的大变形引起的几何非线性问题。在土木工程中，这两种非线性都存在，但研究问题时主要是考虑材料的非线性，因此本文着重进行材料非线性分析。所谓材料非线性，即材料的应力—应变关系不呈直线，而为曲线。在对其进行有限元分析时，单元仍满足几何条件，不过物理关系不再满足胡克（Hooker）定律。这种非线性关系反映到本构关系式上，就是弹性矩阵 $[D]$ 不是常量，而是随着应变(力)改变的。由此，劲度矩阵 $[K]$ 也随应变(力)而变，进而随结点位移而变。所以整个结构的平衡方程组变为^{[18][19]}

$$[K(\delta)]\{\delta\} = \{R\} \quad (4-1)$$

式中： $\{\delta\}$ ——节点位移

$\{R\}$ ——结点荷载列阵

式(4-1)不再是结点位移的线性方程组，而成为非线性方程组。求解这样的非线性方程组是结构分析中的一个重要部分。在非线性有限元法研究的发展过程中出现过多种求解方法，大致可分为两种：增量法和迭代法，他们都有自己的使用范围。与线性分析不同，在非线性分析中很难找到一种适合各类不同非线性程度的解法，而都是只能用一些近似方法处理。

(1) 迭代法

所谓迭代法就是将荷载一次施加于结构，不断地修正劲度或调整荷载，来逐步逼近真实解，而每次迭代作一次线性有限元计算。它可分为割线迭代、余量迭代和初应力(应变)迭代等。

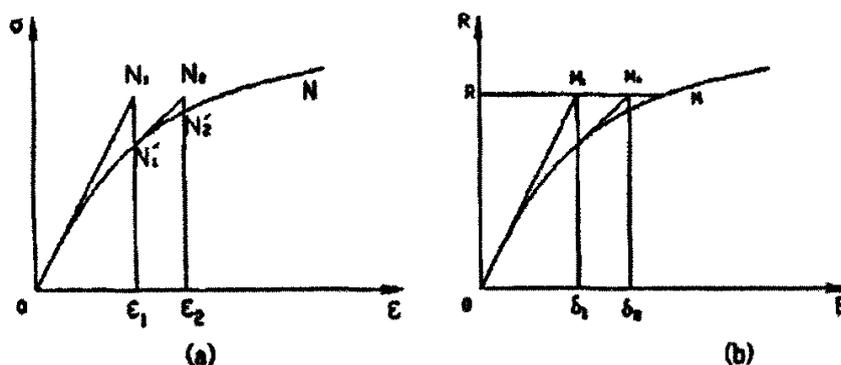


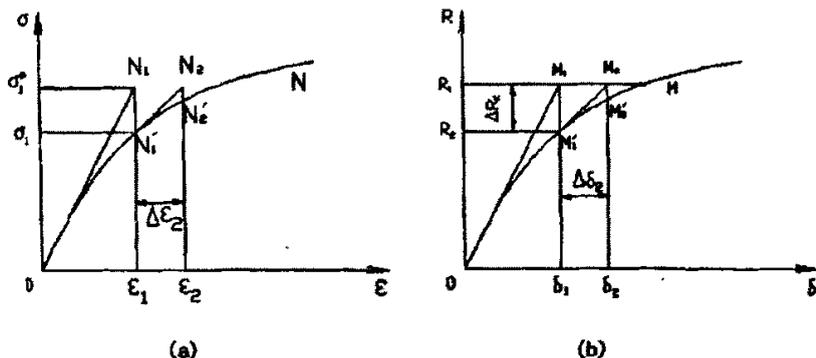
图 4-1 割线迭代法
Fig 4-1 secant iteration method

1. 割线迭代法

假定非线性的全量应力与全量应变关系是已知的，即弹性刚度矩阵 $[D]$ 随应力的变化是已知的。 $[D]$ 相当于图 4-1a 中割线的斜率。对于弹性非线性问题，它含有弹性常数，叫割线弹性常数，如割线弹性模量 E_s ，割线泊松比 μ_s 。在有限元计算中，把荷载 $\{R\}$ 全部作用于结构，先取一组适当的弹性常数 E_{s1}, μ_{s1} ，形成劲度矩阵 $[K]$ ，解得位移的第一次近似值 $\{\sigma\}_1$ ，如图 4-1b 中的 M_1 点。由 $\{\sigma\}_1$ 解得各单元的应变 $\{\varepsilon\}_1$ 和应力 $\{\sigma^*\}_1$ 。 $\{\sigma^*\}_1$ 不一定符合给定的非线性关系，则在非线性的 σ 与 ε 的关系上找出 $\{\varepsilon\}_1$ 所对应的 $\{\sigma\}_1$ 。再由 $\{\varepsilon\}_1$ 和 $\{\sigma\}_1$ 确定割线弹性常数的第二次近似值 E_{s2}, μ_{s2} 。形成新的劲度矩阵 K_2 ，解第二次位移近似值 $\{\delta\}_2$ 。如此反复直至前后两次位移解相当接近为止。这时的位移、应变和应力就是所求的解。

2. 余量迭代

余量迭代法是先总荷载施加与结构作一次有限元计算，解得的应变在非线性关系上所对应的应力，一般与外荷载是不平衡的。则从总荷载中扣除计算应力所平衡了的那部分荷载，仅将剩余的荷载施加于结构，作迭代计算。如图 4-2 所示。



4-2 余量迭代

Fig 4-2 residue iteration method

3. 初应力(变)迭代法

如果结构存在初应力 $\{\sigma_0\}$ 和初应变 $\{\varepsilon_0\}$ ，则应力—应变关系可表示为：

$$\{\sigma\} - \{\sigma_0\} = [D](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) \quad (4-2)$$

$$\text{即：} \{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} + \{\sigma_0\} \quad (4-3)$$

通过初应力 $\{\sigma_0\}$ 的变化来反映 $\sigma-\varepsilon$ 的非线性关系，将其引入有限元计算，就可实现把弹性的解答修正到真实的解答上，这种方法便是初应力法。对于初应变法，将非线性的应力—应变关系表示为：

$$\{\sigma\} = [D](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) \quad (4-4)$$

通过初应变 $\{\varepsilon_0\}$ 的变化来反映 $\sigma-\varepsilon$ 的非线性关系，将其引入有限元计算，就可实现把弹性的解答修正到真实的解答上，这就是初应变法。一般来说，当 $\sigma-\varepsilon$ 曲线能表示成 $(\sigma) = f(\{\varepsilon\})$ 的显性关系时，采用初应力法；反之，如表示成 $(\varepsilon) = f(\{\sigma\})$ 时，则采用初应变法。

(2) 增量法

所谓增量法就是将全量荷载分为若干级增量逐级施加，对于每一级增量，在计算时假定材料性质不变，作线性有限元计算，求出位移、应变和应力的增量，累加起来就是所求解答。该方法实际上是用分段直线来逼近曲线。当荷载划分较小时，能收敛于真实解。由于荷载逐级施加，故该法可用于模拟施工加载过程，施工各阶段的变形和应力情况均能清楚解得。可见它比迭代法更优越，因此应用较广。

增量法根据解法的不同又分为如下几种：基本增量法、中点增量法和增量迭代

法。

1. 基本增量法

基本思想:对每级增量荷载, 用其初应力(变)状态所对应的弹性常数进行计算, 即以前级荷载终了时的应力状态从曲线关系上求切线弹性常数 E_i, μ_i , 用于本级计算。如图 4-3 所示。

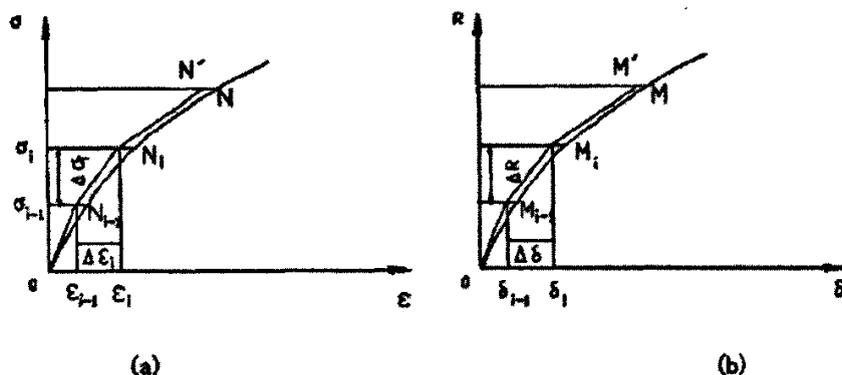


图 4-3 基本增量法
Fig 4-3 basic increment method

2. 中点增量法

基本增量法由于用初始应力求 $[D]$, 每级荷载都有一定的误差, 累计起来应力应变解答与实际曲线偏离较大。事实上, 对于某一级荷载, 应力从初始状态变化到终了状态, 弹性常数也是变化的, 设想用该级荷载下的平均应力所对应的 $[D]$ 进行计算, 将会使结果得到改善。这便是中点增量法。

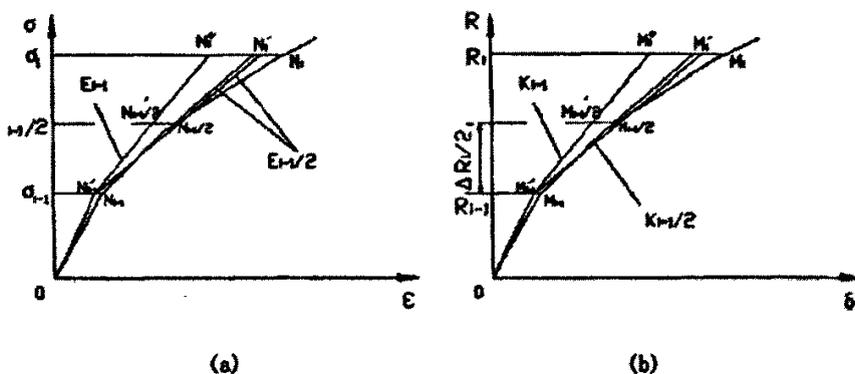


图 4-4 中点增量法
Fig 4-4 middle points increasing increment method

为了求平均应力, 要作一次试算。有两种试算的方法:

该级全部荷载增量施加于结构, 求出该级终了状态的应力, 将其与初始应力平均;

施加 1/2 的荷载增量, 求出的应力便是平均应力。得到该级的平均应力后, 再求其所对应的[D], 对该级荷载重新算一次, 作为该级的解答。如图 4-4 所示。

3. 增量迭代法

中点增量法较基本增量法有一定改进, 但并不能保证解答与实际曲线没有误差。尤其是当应力状态接近破坏时, 本来未破坏的单元, 会因计算误差而算出破坏的结果, 使问题失真。对每一级荷载增量, 用迭代法多次计算, 使其收敛于真实解, 再加下一级荷载。这便是增量迭代法。它是增量法和迭代法的混合, 故又称为混合法。在增量法和迭代法之中, 增量法能追踪结构的变形历史, 但是其致命的缺点是极易漂移。而迭代法计算方便, 能保证收敛到精确解, 但无法跟踪结构的变形过程。混合法则综合了迭代法和增量法的优点, 某种程度上克服了各自的缺点。当然, 采用该法计算量更大, 但计算精度提高了, 而且可以判断每一荷载增量终止时解的近似程度。

4.1.2 土体本构关系

本构关系^[20-23]或者叫本构定律(Constitutive law), 就是指材料的应力——应变关系, 胡克定律是最基本也是最简单的一种本构关系, 即假定材料的应力——应变关系是线性弹性的。土力学中常用的计算路基应力和地面沉降的公式, 都依据这一假定。然而, 土是散粒体, 其本构关系比其他材料复杂的多。有许多仪器可以用来进行土体的应力——应变关系试验, 如压缩仪、普通三轴仪、平面应变仪、扭剪仪、真三轴仪等。各种仪器的试验结果表明, 土体的变形规律是很复杂的, 概括起来, 有以下几点:

土体变形有十分明显的非线性特性。无论是压缩试验测得的 $e-p$ 曲线, 三轴试验测得的应力——应变曲线, 还是野外荷载试验测得的荷载——沉降曲线, 都是如此。而且, 从加荷一开始就呈非线性关系, 几乎没有直线阶段。这种非线性性质主要是土体在荷载作用下存在较大的塑性变形性质的体现^[24];

土体中不仅由压力引起显著的塑性体积变形, 剪应力也会引起塑性体积变形, 称为剪胀性; 另一方面, 球应力又会产生剪应变。这种交叉的, 或者藕合的效应, 在其他材料中少见;

土体的应力——应变曲线有硬化和软化两种形式。所谓硬化, 就是变形随应

力而不断增加;所谓软化,就是应力—应变曲线存在着某一峰值,超过峰值以后,应力虽然减小,变形仍在增加。松散的砂和正常固结的粘土呈硬化型,而紧密砂土和超固结粘土则呈软化型;

应力路径、应力历史、中主应力和固结压力等,对变形均有显著影响;

土体的变形是各向异性的。不仅存在原生的由土体结构的各向异性所带来的变形各向异性,而且对于结构上各向同性的重塑土,在各向受力不同时,也会产生新的变形各向异性。上面所讲的仅仅是土体在静荷载作用下的不随时间变化的特性。在动荷载作用下或在长期荷载作用下,土还会表现出另外的变形特性。显然,对土体的应力—应变关系采用线性弹性的假定是不合适的。随着试验技术和计算机技术的发展,有可能也有必要建立更能反映土体变形特性的计算模型。这种计算模型叫本构模型。上面讲到的土体变形的各种特性,要在本构模型中全部反映出来是不可能的。通常是在分析试验资料的基础上,作出某些简化假定,抓住主要变形特性,并由此建立本构模型理论^{[25][26]}。

近几十年来,已有大量的土体本构模型理论提出。归纳起来有两大类:其一为弹性非线性理论。它以弹性理论为基础,在各微小的荷载增量范围内,把土看作弹性材料,从一个荷载增量变化到另一个荷载增量时,土体的弹性常数发生变化,并由此来考虑土体的非线性特征;其二是弹塑性模型理论。认为土体的变形包括弹性和塑性两部分,把弹性理论和塑性理论结合起来建立本构模型。

(1) 弹性非线性模型^{[27][28]}

弹性非线性模型假定材料符合弹性力学规律,而用改变弹性常数的方法来反映非线性特性。弹性非线性模型是根据广义胡克定律建立弹性刚度矩阵

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & & & & & & \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & & & & & \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & \end{bmatrix} \quad \text{对称} \quad (4-5)$$

式中的弹性常数 E , ν 不再视为常量, 而是看作随应力状态而改变的量。由此得到的应力—应变关系即是非线性的。对弹性非线性模型来说, 关系式是现成的, 问题仅仅在于如何确定随应力变化的弹性常数。

由增量的广义胡克定律, 如果只沿某一方向, 譬如 z 方向, 给土体施加应力增量 $\Delta\sigma_z$, 而保持其他方向的应力不变, 或者说应力增量为零, 可得

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{\Delta\sigma_z}{E} \quad (4-6)$$

$$\Delta\varepsilon_x = -\nu \frac{\Delta\sigma_z}{E} \quad (4-7)$$

$$\text{则: } E = \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\varepsilon_z} \quad (4-8)$$

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_x}{\varepsilon_z} \quad (4-9)$$

常用的弹性非线性模型是邓肯——张双曲线模型, 它的参数由土体常规三轴试验确定。常规三轴试验是在保持 σ_3 不变的情况下, 加轴向应力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) 只在一个方向施加应力增量, 而其他方向无应力增量。

(2) 弹塑性模型^[28-30]

弹塑性模型利用胡克定律求解弹性变形, 用塑性理论求解塑性变形, 从而合成总的变形。求解塑性变形时有若干假定, 主要包括四方面:

破坏准则

屈服准则

硬化规律

流动规则

在这些假定的基础上, 就可建立弹塑性应力—应变矩阵, 确定应力分量与应变分量的对应关系。

1. 破坏准则

土体达到破坏后, 变形会不断发展, 与破坏前是截然不同的。建立土的应力—应变关系, 不能不弄清在什么情况下土体达到破坏, 由此给出的判别破坏与否的标准, 叫做破坏准则。因土体的破坏决定于应力状态, 故破坏准则可写为:

$$f^*(\sigma_{ij}) = k_f \quad (4-10)$$

$f^*(\sigma_{ij})$ 是应力分量的某种函数值, 叫破坏函数; k_f 是试验确定的常数,

若 $f^*(\sigma_{ij}) = k_f$, 破坏;

若 $f^*(\sigma_{ij}) < k_f$, 不破坏;

$f^*(\sigma_{ij})$ 不可能超过若 k_f ;

由于破坏与坐标的选取无关, 函数 $f^*(\sigma_{ij})$ 的自变量应该是某种形式的应力不变量, 常取主应力分量。函数 $f^*(\sigma_{ij})$ 在主应力空间内代表一曲面, 叫破坏面。若表示应力状态的点落在破坏面以内, 材料不破坏; 若落在破坏面上, 材料破坏。应力状态永远不能超出破坏面。破坏面也可以说是应力空间内达到破坏的那些点的轨迹。

目前已有许多学者提出了不少破坏准则, 主要有: 屈雷斯卡(Tresca)准则、米塞斯(Mises)准则、摩尔—库仑(Mohr—Coulomb)准则、拉德—邓肯(Lade—Duncan)准则。

2. 屈服准则

材料的受力变形, 在应力较小时往往是线性弹性的, 一旦应力超过了某种限度, 则开始出现塑性变形, 应力-应变关系呈非线性, 这时称材料屈服了。屈服前后应力-应变关系很不相同。试验表明, 屈服主要决定于应力状态。对于复杂受力情况, 当应力分量的某种函数组合达到一定值时, 材料屈服, 屈服准则可表达为

$$f(\sigma_{ij}) = k \quad (4-11)$$

式中 $f(\sigma_{ij})$ 叫屈服函数, 和破坏函数一样, 它与坐标选择无关, 是应力不变量的函数; k 是与应力历史有关的常数, 或者说是随应力历史而变的变量。对某一 k 值, 函数 $f(\sigma_{ij})$ 在应力空间对应于一确定的曲面, 该曲面称屈服面。当 k 值发生变化时, f 将对应有一系列的屈服面。理想弹塑性材料在未屈服时, 只有弹性变形, 一旦屈服, 就产生塑性变形, 塑性变形不断发展直至破坏, 破坏准则也就是屈服准则。对于岩土类材料, 屈服和破坏是不同的。破坏是剪应力达到抗剪强度, 在剪应力远小于抗剪强度时可能会屈服, 甚至完全不受剪应力, 只有体积应力作用时, 也

有塑性变形, 也会屈服。屈服面是一系列的曲面, 而不像破坏面那样, 是一个固定的曲面。在运用屈服准则时, 由当前应力各分量计算 f 值。若 $f(\sigma_y) < k$, 则材料处于弹性变形阶段, 在应力空间内相应的点落在屈服面以内; 当 $f(\sigma_y) = k$, 材料屈服。 $f(\sigma_y)$ 也有可能超过原有的 k 。但此时 k 提高了, 仍然保持 $f(\sigma_y) = k$ 。这是由于屈服后材料硬化的缘故。

3. 硬化规律

前面提到, 当材料达到屈服后, 屈服的标准要改变, 即式(4-7)中的 k 会产生变化。 k 随什么因素而变, 如何变化, 就是所谓硬化规律。 k 的变化有三种情况:

- ◇ 屈服后 k 增加, 这意味着材料变硬了, 叫硬化;
- ◇ k 减小了, 叫软化;
- ◇ k 不变, 叫理想塑性变形。

这三种情况也可笼统地称之为硬化。这时“硬化”是包括软化在内的一个广义概念。硬化与应力历史有关, 只有应力状态达到了屈服标准以后才会发生进一步的硬化。达到了屈服自然就发生了塑性变形, 或者说做了塑性功。因此, 可以用塑性变形或者塑性功作为衡量硬化发展的程度, 叫做硬化参数, 用 H 来表示。将硬化称为应变硬化(strain hardening)或功硬化(work hardening)。 k 为硬化参数 H 的函数, 得

$$k = F(H) \quad (4-12)$$

将上式与式(4-12)结合起来, 就是完整的屈服准则

$$f(\sigma_y) = F(H) \quad (4-13)$$

它的更一般的形式是

$$f(\sigma_y, H) = 0 \quad (4-14)$$

对一个确定的 H 值, 上式给出了一个确定的函数值, 在应力空间内对应一确定的屈服面。

4. 流动规则

屈服函数和硬化规律给出了判断屈服的标准以及屈服后这个标准的发展情况, 但是没有给出屈服以后应力增量各分量之间的变化比例。当材料处于弹性阶

段时, 广义胡克定律规定应变增量的各分量是应力增量的线性组合, 应变分量的方向完全决定于应力增量。所谓应变增量的方向, 是指在以应变分量为坐标轴构成的应变空间内, 应变增量分量的合成矢量 $\Delta\varepsilon$ 的方向。这个合成矢量的方向就规定了各分量之间的比例关系。至于塑性应变增量, 其方向不是决定于应力增量, 而是决定于应力全量。流动规则是用于确定塑性应变增量方向的假定。塑性变形, 或者说塑性流动, 与其他性质的流动一样, 可以看成是由于某种势的不平衡所引起的, 这种势称为塑性势。1928年, 米塞斯类比弹性应变增量可以用弹性位势函数对应力微分来表示的概念, 提出了塑性势理论。假设存在某种塑性势函数, 它是应力状态的函数, 以 $g(\sigma_{ij})$ 或 g 来表示, 它对应力分量的微分决定了塑性应变增量的比例。以数学公式可表示为:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4-15)$$

或写成矩阵形式

$$\{d\varepsilon^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad (4-16)$$

式中, $d\lambda$ 是比例常数。

5. 弹塑性矩阵

弹塑性的应力-应变关系式, 就是在式

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (4-17)$$

(4-17)中用弹塑性的刚度矩阵 $[D_{ep}]$ 来代替 $[D]$ 有了确定的 $[D_{ep}]$, 即可用于有限元计算。 $[D_{ep}]$ 用前述屈服准则、硬化规律和流动规则可建立以下关系式:

$$[D_{ep}] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}} \quad (4-18)$$

$$\text{式中, } A = F \left\{ \frac{\partial H}{\partial \varepsilon^p} \right\}^T \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}.$$

具有代表性的弹塑性模型有: 剑桥模型、拉德模型、Drucker—Prager 模型、椭圆—抛物双屈服面模型、SMP 模型等。

4.2 煤矸石路基有限元模型的建立

在 ANSYS 有限元分析软件中,适用于土工材料如岩石、土壤等颗粒状材料分析计算的模型只有 Drucker-Prager 屈服准则,它实际是对莫尔—库仑准则的近似。该模型材料可以考虑由于屈服而引起的体积膨胀,但不考虑温度变化的影响。

(1) Drucker-Prager 屈服准则^[32-40]

Mohr-Coulomb 准则则是表征岩土剪切破坏的主要定律。事实上,如果将岩土体视为理想塑性材料,也可以把 Mohr-Coulomb 破坏准则视为屈服准则。Mohr-Coulomb 准则以剪应力作为判断标准,但是这个剪应力并不是最大剪应力,而是相应于土体破坏时所达到的剪应力极限值 τ_f ,其基本的物理意义是:当剪切面上的剪应力与正应力之比达到最小可剪切面上作用应力的倾斜角的最大值时,材料发生屈服与破坏,故 Mohr-Coulomb 准则也称为最大倾角理论。Mohr-Coulomb 准则的最大优点是既能反映岩土类材料的抗压强度,而且简单实用,其材料参数 c, ϕ 也能很容易的通过试验进行测定。但 Mohr-Coulomb 准则不能反映主应力对屈服和破坏的影响及单纯的静水压力可以引起岩土屈服的特性,屈服曲面没有棱角,不便于塑性应变增量的计算。

于是在 1952 年 Drucker 与 Prager 提出了考虑静水压力影响的广义米塞斯(Mises)屈服与破坏准则,简称为 D-P 屈服与破坏准则。D-P 准则的屈服函数为

$$F(I_1, \sqrt{J_2}) = \sqrt{J_2} - aI_1 - k = 0 \quad (4-19)$$

式中: a, k 为 D-P 准则材料常数;

$$I_1 \text{——球张量, 其表达式为 } I_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3};$$

$$J_2 \text{——偏张量, 其表达式为 } J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2].$$

由式(4-19)说明 D-P 准则反映了 I_1 和 J_2 对屈服或破坏的影响;在主应力空间, D-P 准则的屈服曲面为一个以 λ 线为轴的圆锥面;在 $\sigma_2 = 0$ 的平面上, D-P 准则的屈服曲线为一个圆心在 $\sigma_1 = \sigma_3$ 轴上但偏离了原点的椭圆;在 $\sqrt{J_2} - I_1$ 平面为两条与 I_1 轴对称的斜线。

按照平面应变条件下的应力和塑性变形条件,Drucker 和 Prager 导出了 a 和 k 与

Mohr-Coulomb 准则材料常数 c, ϕ 之间的关系为

$$a = \frac{\sin \phi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \phi}} \quad (4-20)$$

$$k = \frac{\sqrt{3}c \cos \phi}{\sqrt{3 + \sin^2 \phi}} \quad (4-21)$$

D-P 屈服准则属于能量屈服与破坏准则, 考虑了中主应力对屈服与破坏的影响; 屈服曲面光滑没有棱角, 有利于塑性应变增量方向的确定与数值计算; 形式也比较简单, 材料参数少, 且易于通过试验测定或由 Mohr-Coulomb 准则材料常数换算。

在 ANSYS 有限元分析软件中 Drucker-Prager 准则的材料常数通常包括粘聚力 c 内摩擦角 ϕ 和膨胀角 ϕ_r 。膨胀角 ϕ_r 用来控制体积膨胀的大小。当 $\phi_r = 0$ 时, 材料不膨胀; 当 $\phi_r = \phi$ 时, 材料会发生严重膨胀。

有限元计算中, 即可以采用关联流动法则, 也可以采用非关联流动法则。采用关联还是非关联流动法则取决于膨胀角 ϕ_r 。当 $\phi_r = \phi$ 时, 为关联流动法则; 当 $\phi_r = 0$ 时, 为非关联流动法则。根据文献^[81], 当采用非关联流动法则时所得破坏荷载比同类型材料而采用关联流动法则所得破坏荷载小, 如忽略膨胀角, 将会得到较为保守的结果。本文采用 $\phi_r = 0$, 即无关联流动准则。

(2) 煤矸石路基有限元分析基本假定^{[41]-[43]}

本章研究的重点之一就是利用有限元法分析煤矸石路基填料的沉降变形规律, 首先在此提出与有限元计算模型相适应的基本假定。根据弹塑性理论中的 Drucker-Prager 屈服准则, 结合有限单元法的计算方法, 本章在计算和分析高路基的自身沉降变形规律时, 提出如下假定:

1. 煤矸石为各向同性连续介质。
2. 煤矸石材料为理想弹塑性体。
3. 不考虑地基的沉降变形, 认为地基已在路基荷载和自重作用下完成固结沉降变形。
4. 认为路基是在一次加荷下施工到设计标高, 不考虑路基填料土体固结及孔隙水压力的影响。

(3) 煤矸石路基有限元模型网格划分

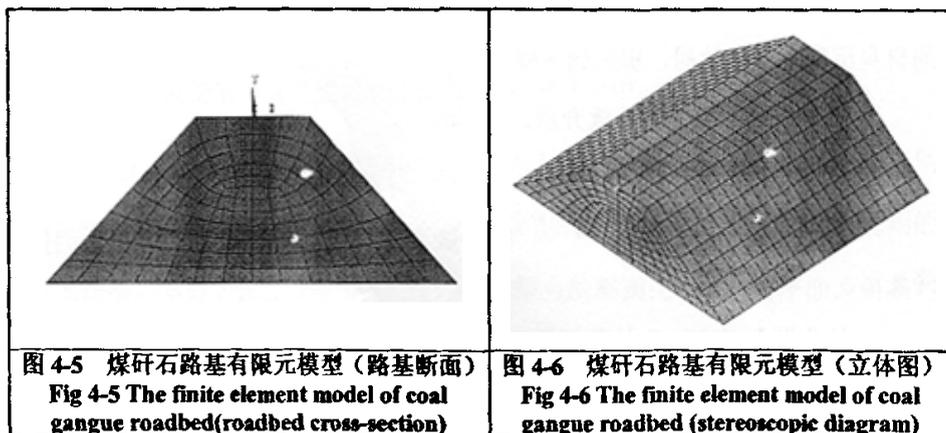
由于有限元法能够适应复杂的边界条件和材料及状态的非线性,对于煤矸石路基土体结构来说,采用ANSYS中的六面体8节点单SOLID45实体单元来模拟。SOLID45是一个三维六面体固体结构模型,其中每一个节点都有x、y、z三个方向的自由度。实体单元具有塑性、膨胀、应力强化、大变形和大应变的能力。SOLID45模型输出项有各点的位移、各项应力和主应力等。

土体本构模型采用ANSYS中用来计算土体结构所特有的DP (Druke-Prager)材料模型。DP材料使用Druke-Prager屈服准则,此准则对Mohr-Coulomb给予近似,以修正米塞斯(Mises)屈服准则。DP材料考虑了由于屈服而引起的体积膨胀,但不考虑温度变化的影响,此材料适用于混凝土、岩石和土壤等颗粒材料。

在煤矸石路基建模过程中,选用材料模型为Druke-Prager模型,可以模拟煤矸石的性质,材料所用参数均为第2章的试验参数。

在单元划分方面,由于模型较庞大,单元划分太小会影响计算速度,同时划分单元又要考虑到计算结果的精确程度,在此单元大小取延纵向1m,横截面上1.5m,这样经过试算得到的计算结果与再细化单元后所得的结果相差很小,精度可以得到保证。图4-5~图4-6分别为填筑高度为5m的煤矸石路基的有限元模型及其网格划分。

约束条件(边界条件)的设置是在考虑了实际工程中的情况后施加的,在路基的下面上施加全约束(即固定路基底面,假设路基的路基为水平路基,在计算中,不考虑地基沉降情况,重点研究路基基床自身变形规律。计算沉降为路基中央的工后沉降量。),在路基横断面Z轴方向加了约束,对于其他路基表面假设成为自由面。这样设置与实际情况相符。



4.3 小结

本章先对大型通用有限元软件 ANSYS 进行了介绍,并对目前有限元非线性的分析方法作了详细解释。由于土是散粒体,其本构关系比其他材料复杂的多,本文采用弹塑性模型理论。认为土体的变形包括弹性和塑性两部分,把弹性理论和塑性理论结合起来建立本构模型。在 ANSYS 有限元分析软件中,适用于土工的模型只有 Drucker-Prager 屈服准则,该模型材料可以考虑由于屈服而引起的体积膨胀,但不考虑温度变化的影响。

5 煤矸石路基固结沉降计算研究

在路基的总体沉降变形中，固结沉降是粘土路基沉降的最主要组成部分，根据徐州矿区的路基情况，对其沉降量进行计算。

5.1 煤矸石路基模型的计算参数选取

煤矸石路基模型建立过程中采用不同填筑高度，本文计算中路基高度分别取5m、10m、15m、20m和25m；不同煤矸石填筑路基高度的路基压实度分别取90%、92%、93%、94%和95%进行计算。

考虑到实际情况中路基坡度不同，在建模过程中当路基高度小于8m时采用1:1.5的坡度；当路基高度大于8m时，在上部8m范围内坡度是1:1.5，再往下坡度采用1:1.75进行计算；

在计算过程中，在路基上表面施加由轨道结构所引起的表面应力；并考虑煤矸石路基在重力惯性力作用下产生的沉降。^[44-48]

煤矸石路基模型计算过程中所选取的参数均来自第二章的试验数据

变形模量 E_0 是对计算结果影响很大的一个参数，按 $E_0 = \beta E_s$ （其中 $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$ ， ν 为泊松比）进行换算。压缩模量 E_s 根据固结试验的结果选取（表3-41~表3-45），其他参数取值见表5-1。

表 5-1 煤矸石路基计算参数
Tab5-1 The calculation parameters of coal gangue roadbed

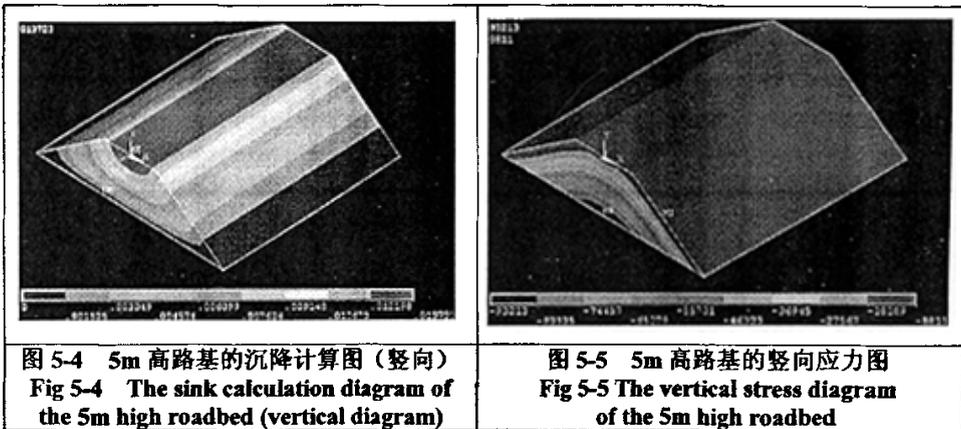
参数 压实度 (%)	材料密度 (kg/m^3)	粘聚力 c (KPa)	摩擦角 ϕ ($^\circ$)
90	1890	75.62	46.84
92	1940	90.77	50.05
93	1960	111.92	52.85
94	1980	119.92	55.43
95	2000	132.89	53.05

5.2 煤矸石路基的沉降和应力计算结果分析

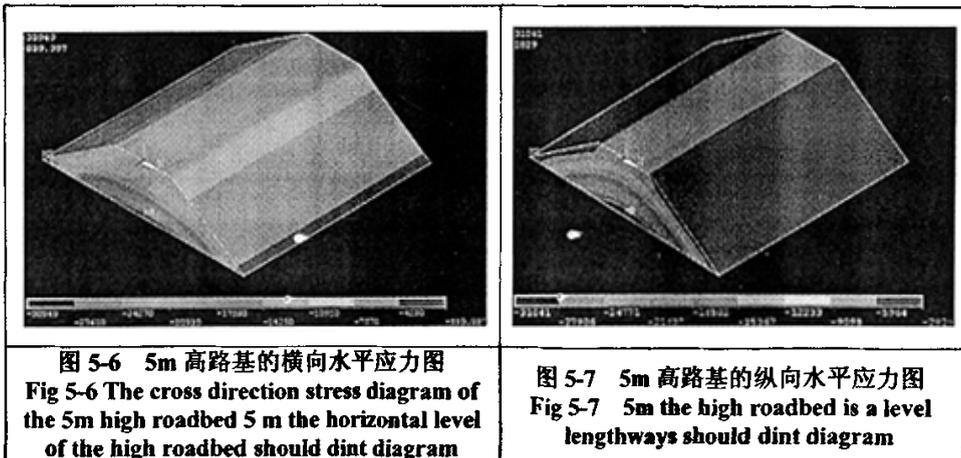
为了更好的反映徐州矿区路基的实际情况，作者采用两种情况对其路基进行了模拟计算。

(1) 新路堤的填筑

根据以上模型和参数，对不同工况下煤矸石路基的表面沉降和应力做了计算，最后提取路基表面垂向沉降最大值、竖向最大应力值、水平纵向最大应力值、水平横向最大应力值和竖向最大剪应力值（图 5-4~图 5-13），计算结果列于表 5-2~表 5-6。

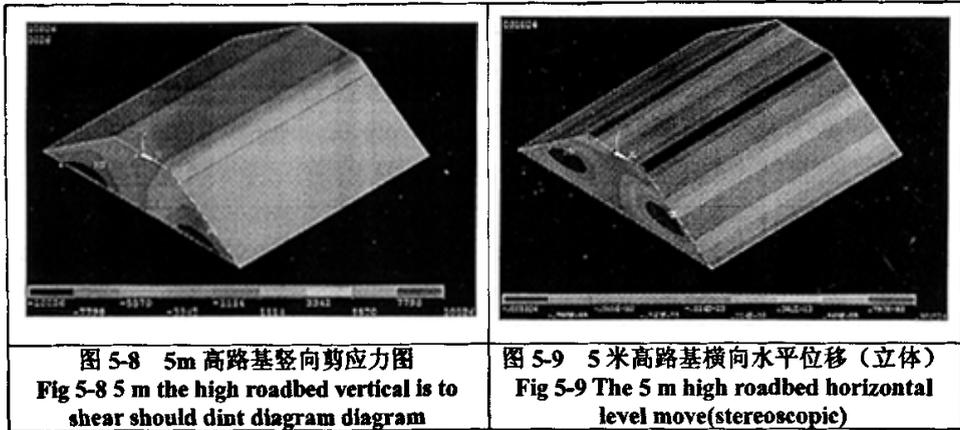


由图 5-4 可以看出煤矸石路基的竖向最大位移值位于路基顶面的中部，从路基顶面上依次向下减小，并沿路基中线呈对称分布。即图中红色区域位移最大，深蓝色为最小，位移值单位为米。最大值列于表 5-2。

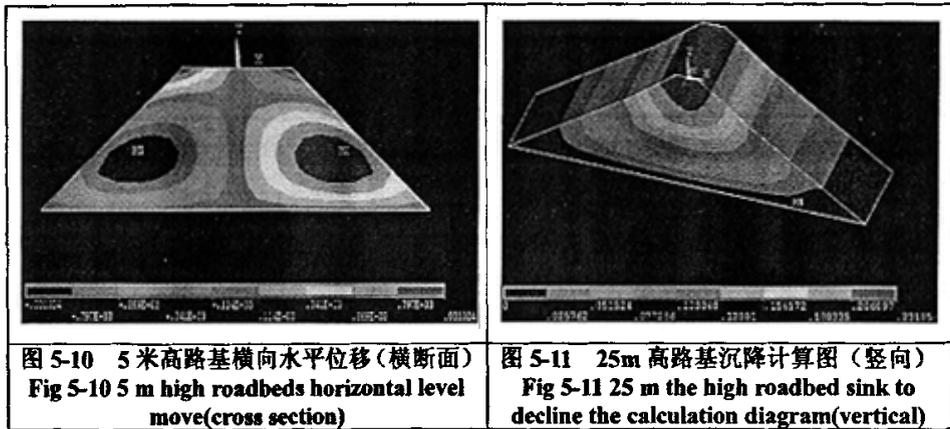


由图 5-5、5-6 和 5-7 可知，路基的竖向应力、横向水平力和纵向水平力最大值位于路基底中部位置，并由下到上依次减小。随着填筑高度的增加，路基的竖

向应力、横向水平力和纵向水平力随之增大。



由图 5-8 可知，路基的剪应力最大值位于路基底部靠近边坡的位置，并沿路基中线呈对称分布。随着路基填筑高度的增加，剪切应力也随之增加。



由图 5-9 和图 5-10 可以看出，路基断面的横向水平位移的最大值位于距路基底部约 1/3 路基高度处，且靠近路基边坡，并沿路基中线呈对称分布。在路基顶部边坡处也存在最大位移，即此处边坡存在滑移现象。此结果与参考文献[34] 的结果吻合。

图 5-11 至图 5-15 表示填土高度为 25 米的计算图，规律与 5 米填筑高度的路基相同。

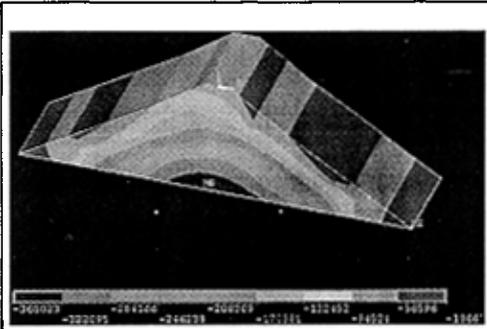


图 5-12 25m 高路基的竖向应力图
Fig 5-12 25 m the vertical of the high roadbed to should dint diagram

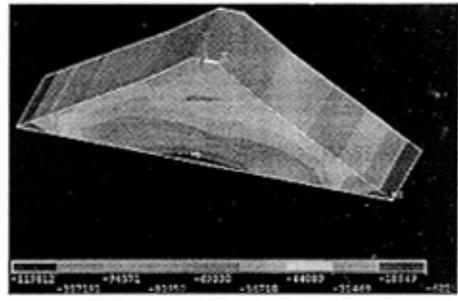


图 5-13 25m 高路基横向水平应力图
Fig 5-13 25 m high roadbed horizontal level should dint diagram

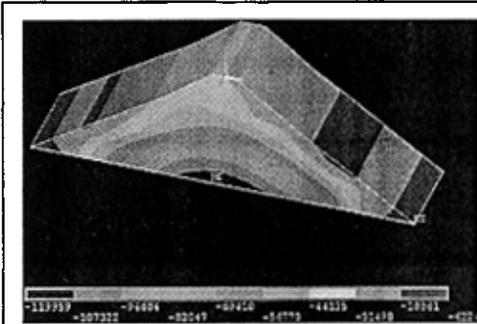


图 5-14 25m 高路基的纵向水平应力图
Fig 5-14 25 m the high roadbed is a level lengthways should dint diagram

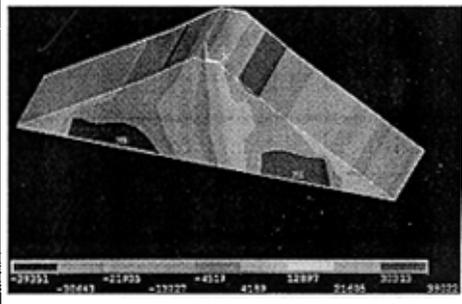


图 5-15 25m 高路基的竖向剪应力图
Fig 5-15 25 m the vertical of the high roadbed is to shear should dint diagram

表 5-2 路基高度为 5m 时的沉降和应力
Tab 5-2 roadbed height for 5 m of sink to decline with should dint

计算项目 压实度 (%)	路基表面垂 向沉降最大 值 (mm)	竖向最大 应力值 (KPa)	水平纵向最 大应力值 (KPa)	水平横向最 大应力值 (KPa)	竖向最大剪 应力值 (KPa)
90	13.732	93.213	31.041	30.949	10.026
92	12.731	95.496	31.801	31.709	10.265
93	12.554	96.410	32.106	32.012	10.361
94	12.59	97.323	32.410	32.316	10.457
95	10.407	98.234	32.713	32.619	10.552

表 5-3 路基高度为 10m 时的沉降和应力

Tab 5-3 roadbed height for 10 m of sink to decline with should dint

计算项目 压实度 (%)	路基表面垂 向沉降最大 值 (mm)	竖向最大 应力值 (KPa)	水平纵向最 大应力值 (KPa)	水平横向最 大应力值 (KPa)	竖向最大剪 应力值 (KPa)
90	46.638	153.459	51.014	50.599	19.345
92	43.369	157.405	52.327	51.902	20.069
93	42.804	158.984	52.852	52.423	20.272
94	42.961	160.564	53.377	52.945	20.474
95	35.547	162.138	53.900	53.464	20.687

表 5-4 路基高度为 15m 时的沉降和应力

Tab 5-4 roadbed height for 15 m of sink to decline with should dint

计算项目 压实度 (%)	路基表面垂 向沉降最大 值 (mm)	竖向最大 应力值 (KPa)	水平纵向最 大应力值 (KPa)	水平横向最 大应力值 (KPa)	竖向最大剪 应力值 (KPa)
90	96.664	230.406	76.785	76.735	25.898
92	89.963	236.417	78.788	78.737	26.567
93	88.817	238.823	79.590	79.538	26.836
94	89.168	241.231	80.393	80.340	27.106
95	73.813	243.621	81.190	81.137	27.365

表 5-5 路基高度为 20m 时的沉降和应力

Tab 5-5 roadbed height for 20 m of sink to decline with should dint

计算项目 压实度 (%)	路基表面垂 向沉降最大 值 (mm)	竖向最大 应力值 (KPa)	水平纵向最 大应力值 (KPa)	水平横向最 大应力值 (KPa)	竖向最大剪 应力值 (KPa)
90	164.977	297.651	99.203	99.161	31.268
92	153.603	305.453	101.803	101.761	32.079
93	151.834	322.363	107.420	107.315	34.211
94	152.285	311.703	103.886	103.843	31.389
95	126.099	314.799	104.919	104.875	31.677

表 5-6 路基高度为 25 m 时的沉降和应力
 Tab 5-6 roadbed height for 25 m of sink to decline with should dint

计算项目 压实度 (%)	路基表面垂 向沉降最大 值 (mm)	竖向最大 应力值 (KPa)	水平纵向最 大应力值 (KPa)	水平横向最 大应力值 (KPa)	竖向最大剪 应力值 (KPa)
90	251.064	343.754	114.538	114.399	37.583
92	233.824	352.789	117.548	117.404	38.562
93	230.899	356.405	118.753	118.607	38.956
94	231.859	360.023	119.959	119.812	39.351
95	192.04	363.619	121.156	121.004	39.731

从以上各种工况的计算结果数据可以看出：

1. 路基顶面的沉降量随着压实度的增加呈现逐渐减小的规律，压实度越高，其后期工后沉降越小，对于煤矸石路基来讲，提高路基压实度可以有效减少后期的工后沉降。如 5 米高的路基，压实度为 95% 的路基沉降量为 10.407mm，压实度降为 90% 时，路基沉降量增加到 13.732mm，沉降量增加了 31.9%。

2. 就表 5-2 和 5-3 来看看，5 米和 10 米填筑高度的煤矸石路基的沉降量来看，当煤矸石路基的压实度达到 90% 以上时，最大沉降量均不超过 50mm（一般认为可以不考虑其影响），但当煤矸石路基的填筑高度超过 10 米以后，例如压实度为 90%、路基填筑高度为 15m 时，其路基表面沉降值为 96.664mm，最大沉降量超过 50mm，在煤矸石路基的设计、施工和养护时应予以考虑。

3. 纵观不同煤矸石路基填筑高度的计算结果，可以看出：随着煤矸石路基高度的增加，路基表面的沉降量明显增大，如压实度为 90%、路基填筑高度为 5m 时，其路基表面沉降值为 13.732mm，占填筑高度的 0.27%。而同样压实度为 90%、路基填筑高度增加到 25m 时，其路基表面沉降值为 251.064mm，占填筑高度的 1.0%。

4. 路基中节点最大应力值则在相同压力下几乎保持不变，即煤矸石压实度的变化对于路基应力的变化影响不大：

(2) 煤矸石新老路基拼接

下部为 5 米高的煤矸石老路基，在长期的行车荷载下，路基有很高的压实度和承载能力，我们假定其压实度为 95%，在上面添加新的煤矸石，其高度分别为 5m 10m 15m 20m。通过计算研究其沉降变形情况。

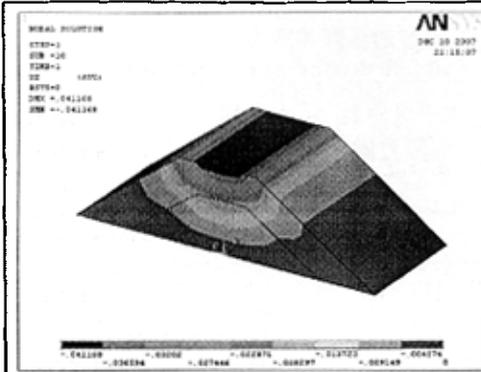


图 5-16 10m 高路基的沉降计算图(竖向)
Fig 5-16 The sink calculation diagram of the 10m high roadbed (vertical diagram)

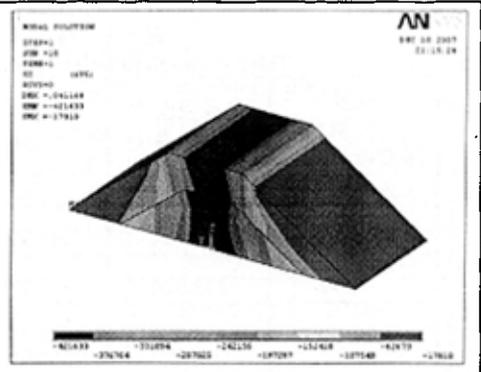


图 5-17 10m 高路基的竖向应力图
Fig 5-17 The vertical stress diagram of the 10m high roadbed

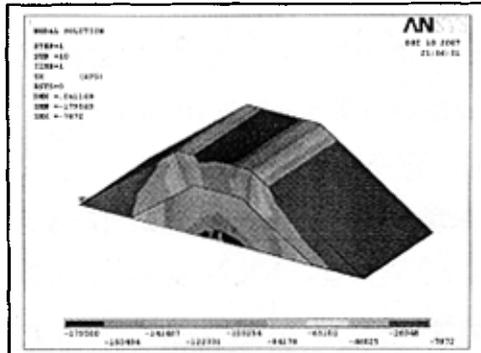


图 5-18 10m 高路基的纵向水平应力图
Fig 5-18 10m the high roadbed is a level lengthways should dint diagram

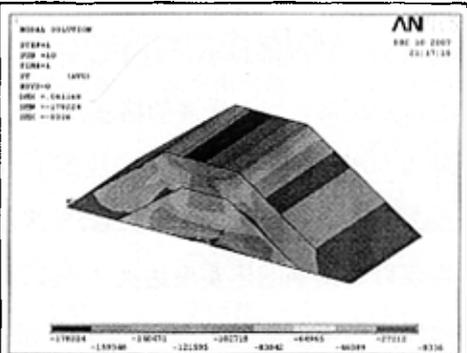


图 5-19 10m 高路基的横向水平应力图
Fig 5-19 The cross direction stress diagram of the 10m high roadbed 5 m the horizontal level of the high roadbed should dint diagram

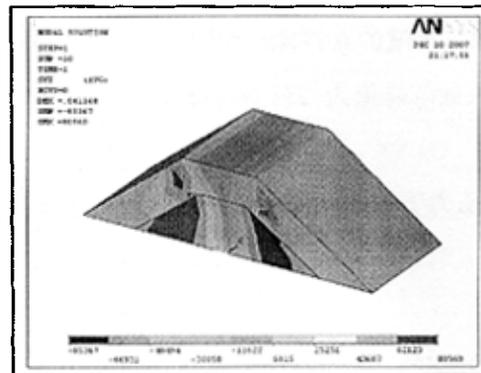


图 5-20 10m 高路基竖向剪应力图
Fig 5-20 10 m the high roadbed vertical is to shear should dint diagram diagram

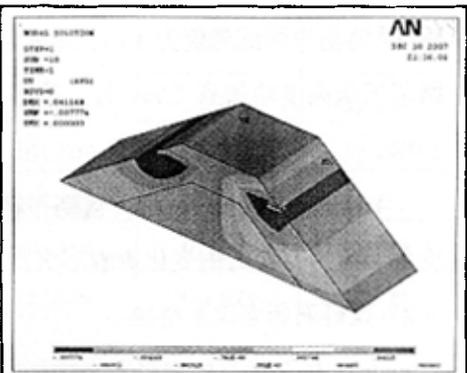


图 5-21 10米高路基横向水平位移(立体)
Fig 5-21 The 10 m high roadbed horizontal level move(steroscopic)

图 5-16 可以看出，由于下部路基比较坚硬，10m 高路基的沉降量明显减少。

新老路基的应力都分布在路基中间。路基最大剪应力。

新老路基的剪应力在同一直线上，且沿中心线对称分布。

路基断面的横向水平位移的最大值位于距路基地部约 3/4 路基高度处，且已在路基边坡处，即此处边坡出现滑移现象。在填筑路基时，要注意对此处给以相应的处理。

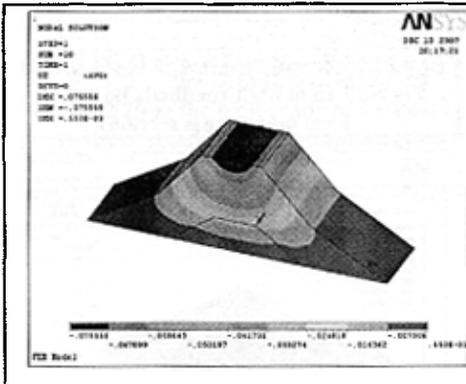


图 5-22 15m 高路基的沉降计算图（竖向）
Fig 5-22 The sink calculation diagram of the 15m high roadbed (vertical diagram)

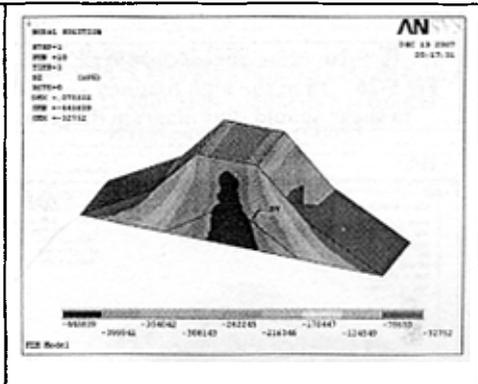


图 5-23 15m 高路基的竖向应力图
Fig 5-23 The vertical stress diagram of the 15m high roadbed

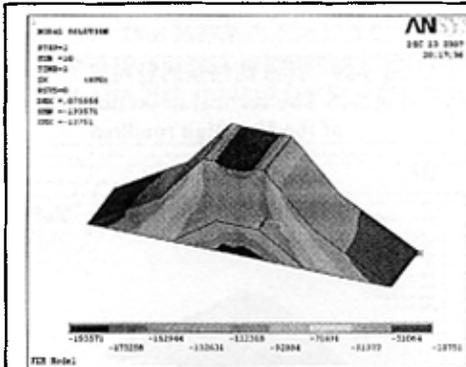


图 5-24 15m 高路基的纵向水平应力图
Fig 5-24 15m the high roadbed is a level lengthways should dint diagram

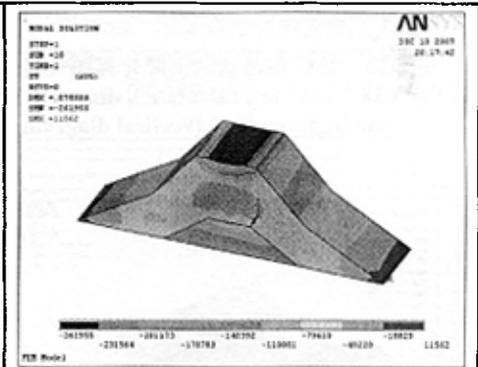


图 5-25 15m 高路基的横向水平应力图
Fig 5-25 The cross direction stress diagram of the 15m high roadbed 5 m the horizontal level of the high roadbed should dint diagram

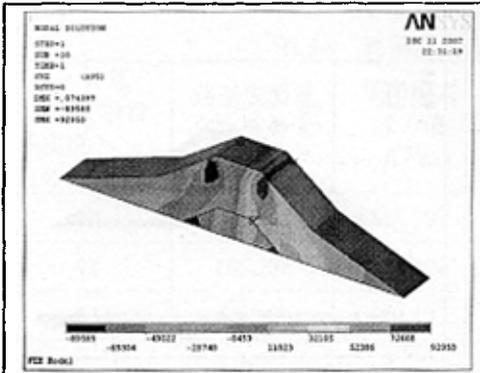


图 5-32 20m 高路基竖向剪应力图
Fig 5-32 20 m the high roadbed vertical is to shear should dint diagram

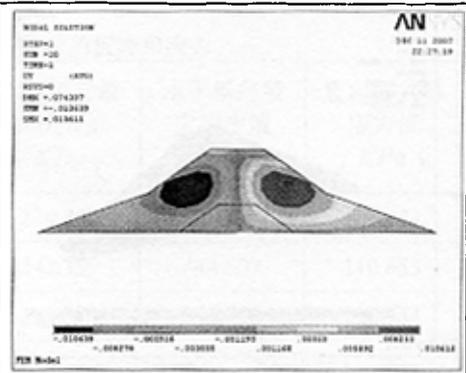


图 5-33 20米高路基横向水平位移(横断面)
Fig 5-33 20m high roadbeds horizontal level move(cross section)

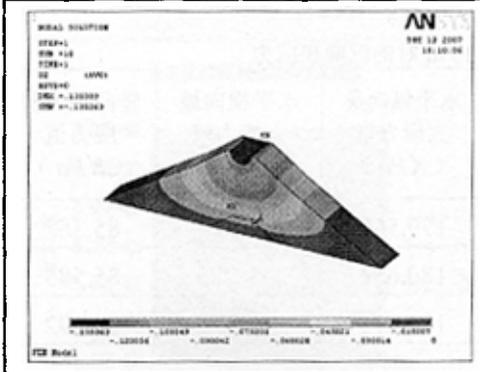


图 5-34 25m 高路基的沉降计算图(竖向)
Fig 5-34 The sink calculation diagram of the 25m high roadbed (vertical diagram)

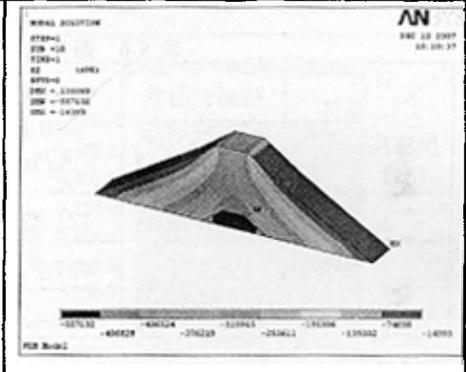


图 5-35 25m 高路基的竖向应力图
Fig 5-35 The vertical stress diagram of the 25m high roadbed

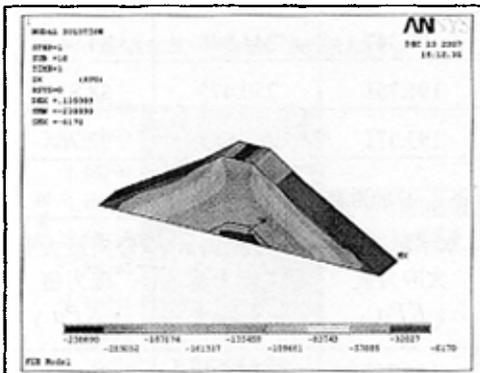


图 5-36 25m 高路基的纵向水平应力图
Fig 5-36 25m the high roadbed is a level lengthways should dint diagram

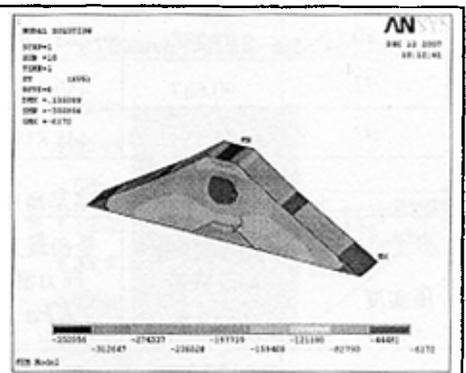


图 5-37 25m 高路基的横向水平应力图
Fig 5-37 25m the high roadbed is a horizontal level of the high roadbed should dint diagram

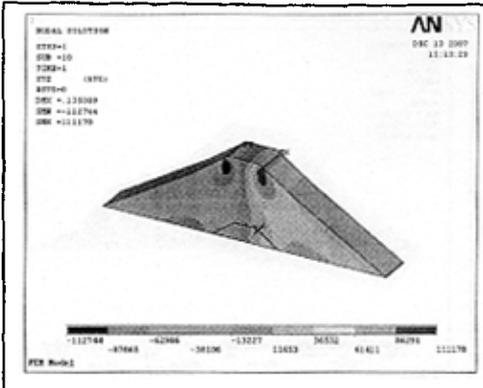


图 5-38 25m 高路基竖向剪应力图
Fig 5-38 25 m the high roadbed vertical is to shear should dint diagram diagram

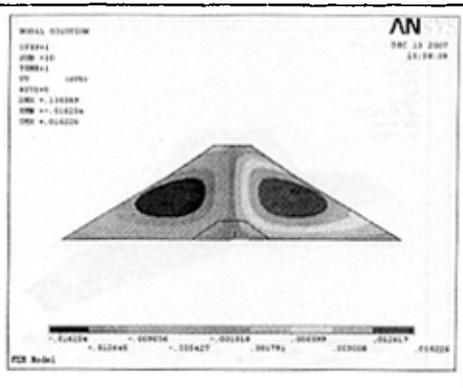


图 5-39 25米高路基横向水平位移(横断面)
Fig 5-39 25 m high roadbeds horizontal level move(cross section)

表 5-6 路基高度为 10 m 时的沉降和应力

计算项目 压实度 (%)	路基表面垂 向沉降最大 值 (mm)	竖向最大 应力值 (KPa)	水平纵向最 大应力值 (KPa)	水平横向最 大应力值 (KPa)	竖向最大剪 应力值 (KPa)
90	41.168	421.633	179.560	178.224	85.367
92	36.672	427.277	180.652	179.285	85.585
93	32.715	422.426	179.816	199.320	80.792

表 5-7 路基高度为 15 m 时的沉降和应力

计算项目 压实度 (%)	路基表面垂 向沉降最大 值 (mm)	竖向最大 应力值 (KPa)	水平纵向最 大应力值 (KPa)	水平横向最 大应力值 (KPa)	竖向最大剪 应力值 (KPa)
90	97.288	444.479	189.347	244.940	84.965
92	90.687	450.088	191.751	250.475	88.830
93	85.555	445.839	193.571	261.955	92.768

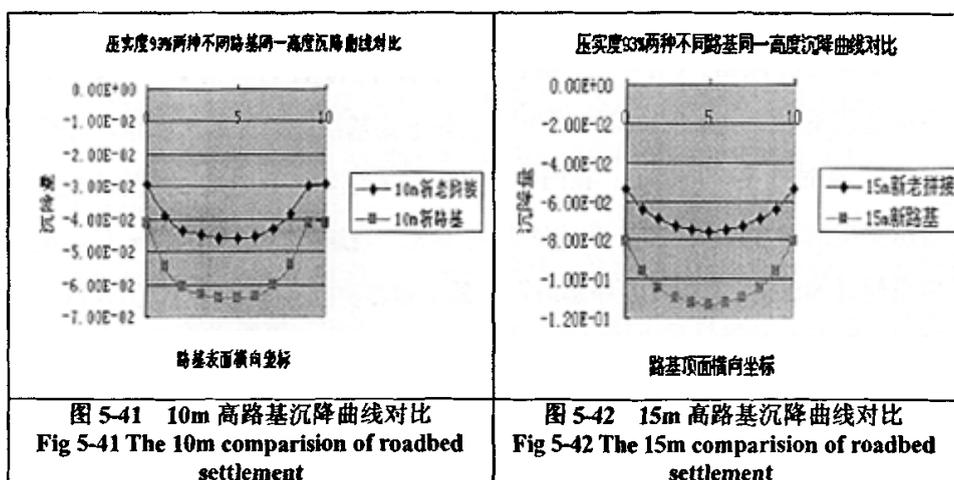
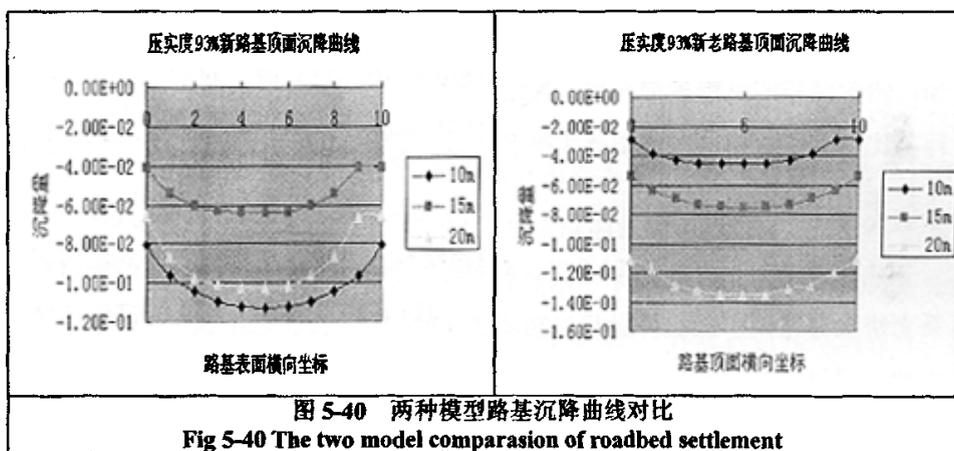
表 5-8 路基高度为 20 m 时的沉降和应力

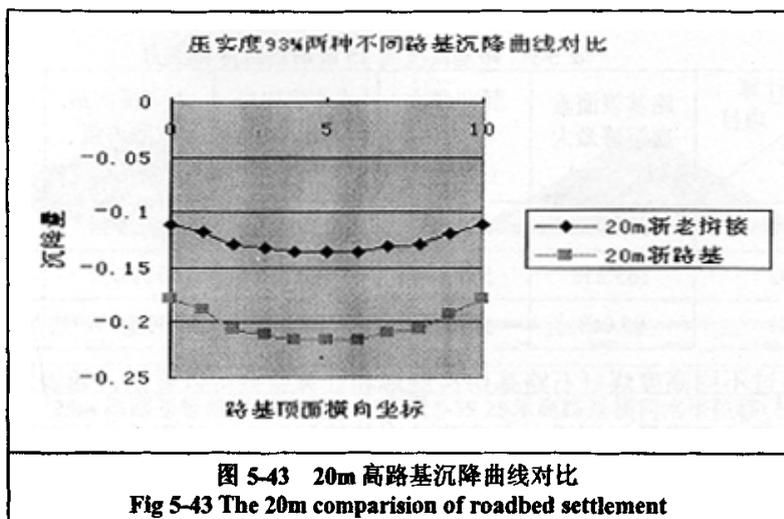
计算项目 压实度 (%)	路基表面垂 向沉降最大 值 (mm)	竖向最大 应力值 (KPa)	水平纵向最 大应力值 (KPa)	水平横向最 大应力值 (KPa)	竖向最大剪 应力值 (KPa)
90	103.282	455.331	195.287	262.513	80.741
92	99.175	459.270	196.951	272.375	88.856
93	90.382	455.181	199.785	285.838	92.950

表 5-9 路基高度为 25 m 时的沉降和应力

计算项目 压实度 (%)	路基表面垂 向沉降最大 值 (mm)	竖向最大 应力值 (KPa)	水平纵向最 大应力值 (KPa)	水平横向最 大应力值 (KPa)	竖向最大剪 应力值 (KPa)
90	193.098	558.097	239.301	338.938	106.131
92	165.238	565.308	242.355	344.607	110.655
93	95.063	557.132	238.890	350.956	112.744

通过不同高度煤矸石路基拼接图形和计算结果可以看出，随着填筑高度的增加，路基的沉降量逐渐增，老路路基对其沉降和应力的影响也逐渐减小。煤矸石路基最大水平位移在路基的边坡坡率转变附近。在同一高度下，应力变化不大。





对两种路基模型进行对比：由图 5-40 可知：在相同压实度下，随着高度的增加，两种路基的沉降量都在增大。路基高度从 10m-15m 时，我们可以看出，新填路基比新老拼接路基沉降量要大得多。路基高度从 15m-20m 时，新填路基比新老拼接路基沉降量要小。

从图 5-41~图 5-43 可以看出，新填筑路基一直比新老拼接路基的沉降量大。新老拼接路基的中间沉降量相对新填筑的煤矸石路基要小，但是随高度的增加越来越不明显。

5.3 小结

本章采用 ANSYS 有限元分析软件中 Drucker-Prager 材料模型，对徐州矿区铁路路基在不同工况下新填筑路基和煤矸石新老路基拼接进行数值模拟，分析沉降规律。通过数字分析得出：在同一高度下，随着压实度的增加，路基的沉降量随着压实度的增加逐渐减小，各项应力变化不大。当路基高度大于 10m 时，最大沉降量超过 50mm，在煤矸石路基的设计、施工和养护时应予以考虑，为煤矸石路基预留沉降量提供理论参考。

6 结论与展望

结论

本文通过查阅大量文献资料,了解了煤矸石国内外的研究现状。通过级配试验、液塑限联合试验、压碎值试验、无侧限抗拉压试验、直剪试验、固结试验和允许承载力试验,确定了煤矸石作为铁路路基的相应物理参数。结合矿区铁路实际情况,通过对煤矸石路基的承载力和稳定性进行了分析可知,随着道床厚度的增加,路基上部荷载加大,路基的稳定系数降低范围较小,但不同的道床厚度对煤矸石路基的承载力的影响不可忽视。当道床厚度从0~20cm时,从上部结构传到路基面上的应力值减小了40%多。因此要求在路基填筑过程中要控制碾压次数,保证路基的压实度在90%以上。煤矸石铁路路基上部碎石道床的厚度不得小于20cm,以达到承载力的要求。

采用ANSYS有限元软件对矿区铁路煤矸石路基在不同工况下进行数值模拟,分析沉降规律。煤矸石路基的沉降量随着压实度的增加逐渐减小,提高路基压实度可以有效减少后期的工后沉降。当路基高度小于10m时,最大沉降在路基允许沉降范围内,一般不以考虑。当路基高度大于10m时,在煤矸石路基的设计、施工和养护时应予以考虑,为煤矸石路基预留沉降量提供理论参考。

展望

由于土的非均质、非线性的性状以及几何形状的任意性、不连续性等因素,使得土体本构关系及其复杂,本文所用ANSYS软件中的仅有的适用于土体的Drucker-Prager弹塑性本构模型必将有其局限性。因此,今后随着对土体本构关系更加深入的理解,有必要在ANSYS软件中加入更多的本构模型或者开发出专门适用于土体研究的有限元软件。

通过对煤矸石路基的土样试验来获取路基土的参数,同时选择合适的计算模型来计算路基的沉降量,由于土是一种变异性很大的工程材料,在其漫长的形成过程中,经历了自然和人为因素的作用,其性质十分复杂,即使选择典型的有代表性的土样做试验,所得参数也必然有一定误差。本文之后下一步可做的工作就是对路基的沉降进行准确的观测基础上选择有实际意义的的数据,通过观测数据反演土的参数,带入计算模型所计算的沉降量将会更加符合实际。

通过研究，能让煤矸石这种工业废渣早日在路基填料中得以大量推广，减少土地资源的占用，改善附近人民的生活环境。

参考文献

- [1] 邓寅生等. 我国煤研石分类探讨[J]. 煤炭加工与综合利用, 1998(3): 26-30
- [2] 邓丁海, 岑文龙. 煤研石堆放区的环境效应研究, 中国矿业, 1999, 8 (6): 87-91
- [3] 陈飞虎. 自然煤研石国内外研究与应用情况. 硅酸盐建筑制品, 1996 (1): 35-41
- [4] 冷发光. 煤研石综合利用的研究与应用现状. 四川建筑科学研究, 2000 (2): 44-46
- [5] 贾致容. 用煤研石筑路的初步研究, 矿产保护与利用, 2000, 2: (1)
- [6] 隋永芹, 张雪华等. 煤研石在路基施工中的应用, 苏州城建环保学院学报, 2000, 6: (2)
- [7] 刘春荣, 董兵等. 煤研石用于路基填筑的探讨, 中国矿业大学学报, 2001, 5: (3)
- [8] 张策, 何绪文等. 煤炭固体废物治理和利用, 北京: 煤炭工业出版社, 1998: 86-1
- [9] 毕振明. 固体废物处理和处置, 北京: 高等教育出版社, 1988: 63-78
- [10] 袁聚云等. 土工试验与原位测试, 上海: 同济大学出版社, 2004.4
- [11] 袁聚云等. 土工试验与原理, 上海: 同济大学出版社, 2003.1
- [12] 中华人民共和国行业标准. 《铁路路基设计规范》(TB 10001-2005, J447-2005) 北京: 中国铁道出版社
- [13] 陈仲颐等. 土力学, 北京: 清华大学出版社, 1994
- [14] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算(第二版), 北京: 中国水利水电出版社, 1996.44-90
- [15] 钱家欢, 殷宗泽. 土工数值分析, 北京: 中国铁道出版社, 1991. 4-59
- [16] Zhang, Weimin. Xu, Guangming. Study on modeling the construction process Of embankment dams in centrifugal tests. Geomechanics Abstracts Volume: 1997, Issue:4, July8, 1997, pp.250
- [17] 刘涛, 杨凤鹏. 精通 ANSYS, 北京: 清华大学出版社, 2002.5.9, 218-228
- [18] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算(第二版), 北京: 中国水利水电出版社, 1996.44-90
- [19] 钱家欢, 殷宗泽. 土工数值分析, 北京: 中国铁道出版社, 1991. 4-59
- [20] Ellis, E.A.; Springman, S.M. Modeling of soil-structure interaction for a piled bridge abutment in plane strain EM analyses. Computers and Geotechnics Volume: 28, Issue:2, March, 2001, 79-98
- [21] 龚晓南. 工程材料本构方程, 北京: 中国建筑工业出版社, 1995.139-140
- [22] 章根德. 土的本构模型及其工程应用, 北京: 科学出版社, 1995
- [23] 袁建新. 土的弹塑性关系, 岩土工程学报, 1982, 4 (4): 29-44
- [24] 章根德. 土的本构模型及其工程应用, 北京: 科学出版社, 1995
- [25] 蒋彭年. 土的本构关系, 北京: 科学出版社, 1982
- [26] 蔡峨编著. 粘弹性力学基础, 北京: 北京航空航天大学出版社, 1989
- [27] 赵维炳, 詹美礼, 顾吉. 软粘土粘弹-粘塑性模型及参数确定, 中国青年学者岩土工程力学及其应用讨论会议论文集(C), 北京: 科学出版社, 1994: 104-109
- [28] 李作勤. 粘土-维固结变形特性, 岩土力学, 1992, 13 (2, 3): 24-36
- [29] 雷华阳. 海积软土结构性模型的试验研究及其在基坑开挖工程中的应用, 吉林大学 博士学位论文, 2000
- [30] 朱飞. 高填路堤快速施工及沉降的数值仿真研究, 华中科技大学, 硕士学位论文, 2004.5
- [31] 李义云. 同时考虑加荷、变形和时间的公路软基固结沉降理论及仿真的研究, 西安公路交通大学, 硕士学位论文
- [32] 王炳龙. 高速铁路软土地基路基工后沉降的预测与控制, 同济大学, 博士学位论文, 2003.11

- [33] 高庆丰. 软土地基路堤工后沉降计算与预测, 浙江大学, 硕士学位论文
- [34] 王琛艳. 高填方路基沉降变形规律计算分析与研究, 重庆交通学院, 硕士学位论文, 2005
- [35] 关超. 结构性粉质粘土流变本构模型及其在路基沉降预测中的应用, 沈阳建筑大学, 硕士学位论文, 2005
- [36] 邱钰. 软质粗粒土的工程力学特性与路基工程应用研究, 东南大学, 博士学位论文
- [37] 高艳灵. 软土路基沉降计算与控制方法研究, 同济大学, 硕士学位论文
- [38] 钟才根. 高速公路软基路堤沉降动态预测与控制, 同济大学, 博士学位论文
- [39] 汪晓丰. 软土地基上填方路堤后期变形分析, 合肥工业大学, 硕士学位论文
- [40] 陈洪凯. 高等土力学 [M]. 北京: 中国科学文化出版社, 2002 年
- [41] 王瑞甫. 高填方路基沉降计算及预测方法研究, 硕士学位论文, 2003
- [42] 罗鑫. 高路堤沉降预估方法的研究, 长沙交通学院, 硕士学位论文, 2003.5
- [43] 谷江波. 高速公路软土路基沉降影响因素与计算分析研究, 河海大学, 2005.5
- [44] 何通海. 高速公路改扩建工程软土地基段新旧路基间的衔接技术, 大连理工大学, 硕士学位论文
- [45] 张文婕. 公路改扩建中新老路基拼接技术研究, 东南大学, 硕士学位论文, 2004.9
- [46] 孙杰. 软土地基高速公路拼宽工程变形特性研究, 河海大学, 硕士学位论文
- [47] 柳墩利. 铁路路基压实标准的研究, 铁道科学研究院, 2004.6
- [48] 闵涛. 新老路基不均匀沉降太一伦二维固结模型研究, 长沙理工大学, 2004.5
- [49] 龚晓南. 高等土力学. 杭州: 浙江大学出版社, 1996
- [50] 折学森. 软土地基沉降计算, 北京: 人民交通出版社, 1998
- [51] 张留俊, 王福胜等. 高速公路软土地基处理技术 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2002

作者简历

教育经历:

硕士阶段 (2005.9~2008.3), 就读于北京交通大学土木建筑工程学院道路与铁道工程专业, 同时在此期间做兼职辅导员;

本科阶段 (1999.9~2003.7), 就读于石家庄铁道学院土木工程分院土木工程专业。

工作经历: (2003.7~2005.8) 工作于西安铁路工程集团

攻读学位期间发表的论文:

侯江华.煤矸石作为铁路路基的稳定性分析, 西部探矿工程, 2007 (12)