

摘 要

随着京沪高速铁路、武广、郑西等客运专线的开工,我国高速无砟轨道进入了全新的时期。为进一步深入研究无砟轨道的工作机理、力学行为与设计方法,我国决定修建了遂渝无砟轨道综合实验段,正线全长 12.65km,为国内首段成段铺设试验段。

高速无砟轨道轨下基础受力十分复杂,主要表现在两个方面:一是路基土的强度疲劳失稳;二是轨下基础的变形疲劳失稳。因此,无砟轨道路基的变形控制成为分析的核心问题。而在以往的研究当中,路基仍以强度控制为主,对路基的变形未能有足够的认识。

本文以铁道部科技研究发展计划项目 2005K004-(G):遂渝线无砟轨道综合试验段关键技术试验研究——遂渝线无砟轨道线下工程关键技术试验研究为依托,利用 HKS 公司的非线性有限元软件 ABAQUS 建立三维有限元模型,采用现有的列车荷载模型^[12],主要分析讨论了列车荷载的不同速度、路基的设计参数等对路基的振动加速度、竖向动位移、动应力等相关变形力学响应的影响。初步探讨了路基变形及结构的适应性。研究结果表明:基床表层动应力随其刚度的增大略有增大,竖向加速度及竖向动位移随其刚度的增大而减小;地基刚度存在一临界刚度值为 80MPa,当刚度大于 80MPa 时,基床表层动应力及竖向动位移变化幅度变小,而竖向加速度则呈较快下降趋势;各力学响应随速度的提高呈一定规律的波动趋势。同时利用一种永久变形预测模型,分析了路基的永久变形及差异沉降,结果表明,现有路基结构能较好满足变形要求。

关键词: 高速铁路; 无砟轨道; 有限元; 加速度; 动应力; 动位移

Abstract

As the passenger special lines start up, such as Beijing—Shanghai high-speed railway, Wuhan—Guangzhou high-speed railway, Zhengzhou—Xi'an high-speed railway and so on. The construction of high-speed ballastless track comes to a new period. In order to study further on the mechanical response and behavior and the design method, the Ministry of Railways of China decided to build a test section of the ballastless track. The full length of SuiYu main line is 12.65km, which is the first test section in China—Sui(Suining)Yu(Chongqing) test section.

The internal stress of sub rail foundation of high-speed ballastless track is very complex. Mainly appears in two aspects: one is the instability of strength fatigue of subgrade; the other is instability of deformation fatigue of sub rail foundation. So the control of deformation of subgrade becomes the core problem when analysis the high-speed ballastless track. But in the exiting research, the control of subgrade mainly on strength, and lack of enough recognition.

This paper is supported by the scientific planning project of ministry of railway, the number is 2005K004-(G), and the name be the key technology investigated by experimental in Suiyu ballastless track test section—the study of sub structure. In this paper, the nonlinear finite element software ABAQUS was used, which developed by the company of HKS in America. And builded the three-dimensional finite element model, used the exiting train load model, mainly analyzed the influence of acceleration、vertical dynamic displacement、dynamic stress and related deformation mechanical responses by different speed of the train load and design parameters. The deformation and structure adaptability of subgrade was discussed preliminarily. The calculation result indicate that the value of vertical dynamic stress increase led to the surface layer of subgrade stiffness; the value of vertical acceleration and vertical dynamic displacement decrease led to the surface layer of subgrade stiffness; the base stiffness has a critical stiffness was 80MPa, when the stiffness was more than 80MPa, the range of variation of dynamic stress and vertical dynamic displacement decrease, at the same time vertical acceleration is on rapid descending trend. And each mechanical response show disciplinary fluctuate as the speed increase. At the same time, a prediction model for cumulative permanent deformation has been used, and analyzed the permanent deformation of subgrade and differential settlement, the result indicate that the permanent can satisfy well of the design.

Key words: High-speed railway; ballastless track; finite element method; acceleration; dynamic stress; dynamic displacement

第 1 章 绪 论

1.1 问题的提出^[1]

《中长期铁路网规划》描绘了我国铁路发展的宏伟蓝图（图 1-1）。到 2020 年，我国铁路营业总里程达到 10 万公里，要建设“四纵四横”快速客运专线及三条城际快速轨道交通系统，实现主要繁忙干线客货分线运输。客运专线列车运行的安全性和舒适性，对轨道的平顺性、稳定性提出了更高的要求，也带来了我国线路设施方面技术路线的深刻变革。



图 1-1 中长期铁路网规划图



图 1-2 无砟轨道试验段

随着京沪高速铁路、武广、郑西、京津等客运专线的开工，我国高速无砟轨道进入了全新的时期。为进一步深入研究无砟轨道的工作机理、力学行为与设计方法，我国决定修建遂渝无砟轨道综合实验段，该无砟轨道综合试验段自遂渝线引入重庆枢纽的龙凤隧道进口至蒋家桥大桥，正线全长 12.65km，为国内首段成段铺设试验段。铁道部于 2005 年 6 月以铁科教函(2005)330 号下达 2005 年铁道部科技研究发展计划（白皮书），项目 2005K004-（G）为：遂渝线无砟轨道综合试验段关键技术试验研究——遂渝线无砟轨道线下工程关键技术试验研究，第一承担单位：铁道第二勘察设计院；2005 年 8 月，铁道部科技教育司与铁道第二勘察设计院正式签订合同，合同编号：2005K004-C（G），分项目名称：路基与桥、遂、涵构筑物纵向刚度匹配技术研究，由西南交通大学负责，分项目合同编号 2005K004-C-4。试验段内铺设板式无砟轨道和双块支承式两种结构型式，如图 1-3—图 1-4 所示。

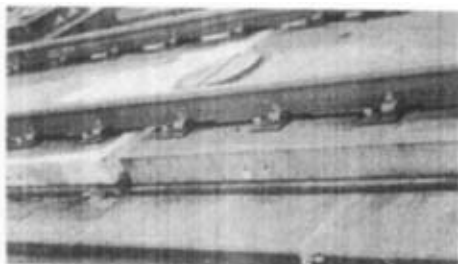


图 1-3 普通板式轨道

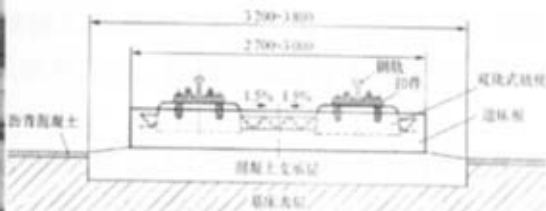


图 1-4 双块支承式无砟轨道

其中在 DK136+000~DK136+924.93 之间的路基上铺设了板式轨道。遂渝无砟轨道综合试验段的建设，对创建具有我国自主知识产权的无砟轨道、优化完善无砟轨道设计和施工成套设备提供了最佳的试验场地，具有极强的推广价值，为我国客运专线大规模采用无砟轨道奠定了基础。

1.2 高速铁路发展国内外现状

铁路是国家的重要基础设施、国民经济的大动脉和大众化的交通工具，在综合交通运输体系中处于骨干地位。高速铁路具有速度快、运量大、能耗省、污染小、占地少、安全、可靠、准时等方面的显著特点。

1.2.1 高速铁路的发展^[2]

英法两国在 19 世纪末就先后用蒸汽机创造了 145km/h 和 144km/h 的试验速度，1903 年德国用电力机车创造了 210km/h 的试验速度，1931 年用内燃动车组在柏林至汉堡之间做高速试验，最高速度达 230km/h。1955 年 3 月 28 日法国用一台电力机车牵引三节客车进行高速试验，最高瞬时速度达 331km/h，1981 年法国用 TGV-PSE 电力动车组创造了 381km/h 的纪录，1988 年德国用 ICE 电动车组又创造了 406.9km/h 的纪录，1990 年法国用 TGV-A 创造了 515.3km/h 的速度。

日本在上世纪 50 年代后期筹建高速铁路，1964 年 10 月东京到新大阪长度为 515km/h 的东海道新干线通车，列车最高速度为 210km/h。1975 年建成 554km 由大阪至福冈的山阳新干线，1982 年建成 270km 由大宫至新泻的上越新干线高崎至长野段。四条高速铁路相互衔接，采用电力动车组，最高速度已逐步提高到 220-275km/h。

法国与 1965 年提出了 TGV 设想，1967 年开始从事可行性研究，1974 年批准立项，1983 年建成巴黎至里昂 417km 的东南干线，1990 年建成巴黎至勒芒和图尔总长 282km 的大西洋干线，1993 年建成巴黎-里尔-加莱 333km 的北部新干

线, 1994 年又将东南干线延伸至瓦朗斯, 长 121km, 1996 年建成巴黎环线 104km, 共建成高速铁路 1257km, 同时计划修建东部高速铁路、大南方高速铁路、地中海高速铁路以及巴黎地区南部高速铁路互联网。法国在高速线上开行 TGV 最高时速已达 270km/h—300km/h。

德国与 1970 年制定了修建高速铁路的计划, 1973 年开始修建曼海姆至斯图加特 105km 及汉诺威至威尔茨堡 327km 两条高速铁路, 1991 年 5 月和 1992 年夏分别开通运营。1998 年又建成汉诺威至柏林高速铁路, 全长 264km, 其中 172km 为新建线路。2005 年建成卡尔鲁尔—奥芬堡、斯图加特—乌尔堡、爱尔福特—哈雷/莱比锡地区新线。德国在高速铁路上开行 ICE 列车, 最高速度达到 250km/h—300km/h。

意大利 1992 年建成罗马—佛罗伦萨 262km 的高速铁路, 设计运行最高时速为 250km/h—300km/h, 采用自行研制的摆式列车。同时意大利政府与 1986 年批准规划修建横连东西, 纵贯南北长达 1187km 的全国 T 型高速铁路网。

西班牙 1992 年建成马德里—塞维利亚 471km 的高速铁路, 运行时速达 270km/h, 1998 年开始修建马德里—巴塞罗那 605km 的高速铁路, 设计最高速度为 350km/h, 同时计划修建向北进入法国连接欧洲的高速铁路网的连接线。

英国于 1998 年 10 月开始修建伦敦—海峡隧道长 109km 的高速铁路新线, 第一段 70km 已与 2003 年 9 月建成通车, 全线计划于 2007 年建成投入运营。

荷兰于 1998 年开始修建由阿姆斯特丹—比利时的高速铁路, 该线在荷兰境内全长 120km, 最高运行速度 300km/h。

俄罗斯从上世纪 50 年代末开始研究高速铁路, 和日本、法国同时起步, 但以后一段时间停滞不前, 直到 1991 年, 俄罗斯的第一条高速铁路: 圣彼得堡—莫斯科的高速铁路建设项目才开始启动, 该线设计速度为 350km/h, 运营时速为 250km/h—300km/h。

美国从 1996 年开始修建佛罗里达州坦帕观光公园—奥兰多机场—迈阿密机场和东北走廊波士顿—纽约—华盛顿的高速铁路, 同时计划修建 600 多公里长的加利福尼亚高速铁路。

韩国建造高速铁路的构想源于上世纪 60 年代中期, 最早的研究工作从 1982 年开始, 韩国京釜高速铁路是韩国第一条高速铁路, 全长 412km, 设计速度 350km/h, 高速列车最高运行速度为 300km/h, 此线为客运专线, 高速旅客列车采用法国 TGV 技术。

我国今年来高速铁路飞速发展,实现了 6 次大提速,我国主要繁忙干线的旅客列车行车速度最高达 200km/h。2002 年 11 月我国建成第一条设计速度为 200km/h 的客运专线,并先后进行了三次综合实验,“中华之星”在山海关—绥中试验段创造了 321.5km/h。2003 年铁道部提出铁路跨越式发展的新思维,充分利用国际国内先进的技术资源,加快技术创新,在较短的时间内使我国铁路主要技术装备达到或接近发达国家水平,早日实现中国铁路的现代化。其中京沪高速、武广客运专线、郑西客运专线等都已开建或立项。

1.2.2 无碴轨道技术特点^{[1][3]}

为适应列车高速运行的需要,无碴轨道应运而生。无碴轨道具有很好的平顺性和稳定性以及结构的有耐久性和少维修性。与有碴轨道相比,其整体式的轨下基础在列车荷载的作用下不会产生道碴颗粒磨耗、粉化、相对错位引起的道床结构变形。在列车荷载反复作用下产生相对有碴轨道很小的累积变形。从而大大降低了轨道几何状态的变化速率,减少养护维修工作费用,延长维修周期和使用寿命。但是无碴轨道一旦产生病害,维修十分困难。因此对无碴轨道的使用范围、设计条件和施工技术等问题,都必须十分重视。

板式无碴轨道虽然具有较均匀的轨道刚度,但应当使轨道具有与有碴轨道相当的弹性,以缓解高速列车的动力冲击问题,为此必须增设 CA 砂浆层及橡胶弹性支座。同时为完成轨道高低与方向的调整而使得扣件的结构型式复杂化。在板式无碴轨道的施工过程中,需要精确的施工控制技术,对施工组织和施工工艺提出了更高的要求。

无碴轨道主要用于桥梁、隧道等具有坚实基础的线路地段。对于土质路基,很难解决列车重复荷载作用下的路基土的疲劳问题,存在相当多的技术性问题,而且其在修建时费用很高。

1.2.3 国外无碴轨道的发展

为适应列车高速行车需要,提高线路稳定性和耐久性,减少线路维修工作良,世界各国研究开发了多种无碴轨道。如德国的雷达(Rheda)型、日本新干线的板式轨道、英国的 PACT 型、英吉利海峡隧道的弹性支承块(LVT)式、法国的 Monaco 型和 STEDF 型无碴轨道。下面主要阐述德国和日本的无碴轨道。

(1) 德国无碴轨道

到 2003 年,德国无碴轨道总铺设长度 600 多延长公里。德国无碴轨道的主

型结构是轨枕埋入式和博格板式无碴轨道。雷达 2000、旭普林和柏林同属于双块埋入式无碴轨道，ATD、Getrac 等则为直接支承式无碴轨道。雷达型无碴轨道如图 1-5—1-7 所示，Getrac 型无碴轨道如图 1-8 所示。

德国采用的体制是自主研发、统一管理的模式。由德铁制定统一的技术要求，企业自主研究开发不同型号无碴轨道，在指定的试验室进行实尺寸模型激振试验及性能综合评估，并经德铁技术检查团认证、批准后方有资格在线路上进行有限长度的试铺。德国铁路自 1959 年开始研究到现在先后在土质路基、高架桥上及隧道内试铺了各种混凝土道床和沥青混凝土道床的无碴轨道。首先在希尔赛德车站试铺了 3 种结构，随后又在雷达车站和奥尔德车站试铺了 2 种结构，1977 年在慕尼黑试验线试铺了 6 种。1958—1988 年是德国铁路的试铺期，共铺设了无碴轨道 36 处，累计 21.6km。经过不断改进、优化、完善，不仅形成了德国铁路无碴轨道系列，而且还形成了比较成熟的技术规范和管理体系。

1972 年原西德铁路在 Rheda 车站试铺了由德国慕尼黑工业大学陆地交通工程试验中心开发的轨枕埋入式无碴轨道，轨下基础由整体混凝土枕和现浇钢筋混凝土板组合而成，称 Rheda 型无碴轨道。Rheda 型无碴轨道为钢筋混凝土底座的结构型式之一，是德国开发的省力化轨道结构，主要着眼于在坚固的土质路基上进行铺筑，以 PC 枕木为基础结构，调整高度后，在周围配置钢筋，用混凝土浇筑的轨道。在建立大量试铺段进行运行试验和长期观测的研究基础上，在德铁桥梁、隧道和土质路基上全面推广应用，在德铁铺设的 660km 无碴轨道中，Rheda 型约占一半以上。Rheda2000 型无碴轨道是新开发产品，由两根钢筋桁架组成的特殊双块式轨枕取代原整体。这样减少了新老混凝土的界面，有利于提高施工质量和结构的整体性。另取消原结构中的槽行板，统一桥隧及路基上的型式，同时轨道结构高度从原来的 650mm 降低为 472mm。

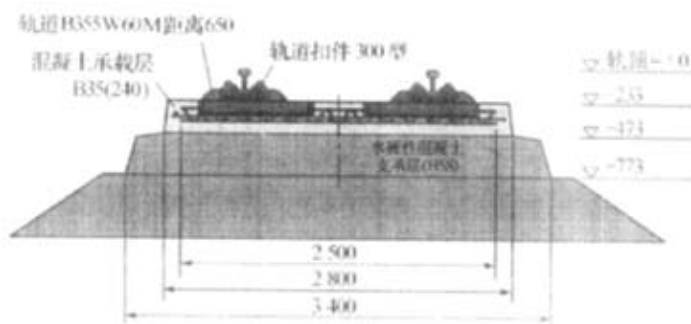


图 1-5 雷达 2000 型无碴轨道结构系统图 (mm)

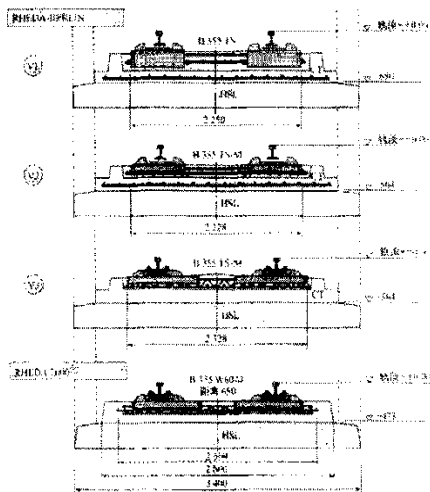


图 1-6 雷达无碴轨道结构优化过程

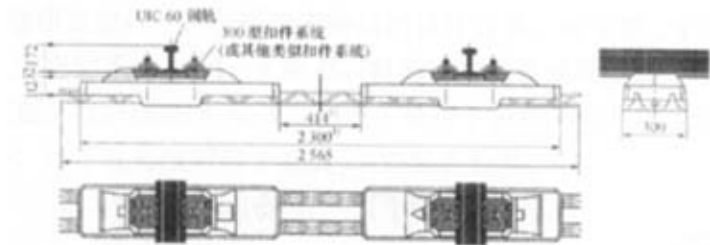


图 1-7 雷达 2000 型无碴轨道支承块组装图

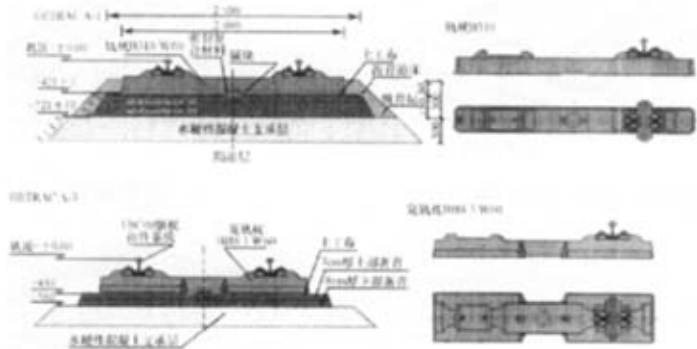


图 1-8 GENTRAC 型无碴轨道结构图

(2) 日本无碴轨道

日本新干线的无碴轨道结构型式相对单一。从 20 世纪 60 年代中期开始就针对板式无碴轨道结构开展了系统的理论与试验。日本板式轨道的应用是

从桥梁和隧道开始的。在既有线和新干线上先后铺设了 20 多处近 30km 的试验段。日本板式轨道在土质路基上的应用经历了 30 多年的发展历程。1964 年，日本建成了第一条高速铁路运营线（东海道新干线），并取得巨大成功。1968 年提出 RA 型板式轨道。1971 年在东海道本线 100m 的营业线上进行初次试铺。1974 年在东海道新干线含慧桥站内工铺设 14 处合计 2.3km 试验段。由于一些试铺地段使用 1 年后出现路基下沉，轨道板陷入铺装层，故没有在山阳新干线和东北新干线土质路基上铺设无碴轨道。20 世纪 90 年代初，为了改善 RA 型板式轨道所用沥青材料的温度敏感性和耐久性，提出用混凝土道床替代沥青混凝土道床的结构方案，并用普通 A 型轨道板取代 RA 型轨道板，实现板式轨道结构型式的统一。正式在土质路基上铺设普通 A 板式轨道前，1991 年在北陆新干线（高崎—长野）路堤上铺设了 60m 的试验段，进行静、动载试验。1993 年板式对到在北陆新干线土质路基上铺设了 10.8km，占全线长的 4%，占土质路基的 25%。

板式轨道研发过程中，曾提出多种结构设计方案，如 A 型、M 型、L 型和 RA 型等。相关图形如图 1-9—1-12 所示。目前定型的板式轨道有普通 A 型、框架型及特殊减振区段的减振 G 型等，构成了使用于各种不同使用范围的板式轨道系列。至今，日本既有线和新干线达 2700 延长公里。

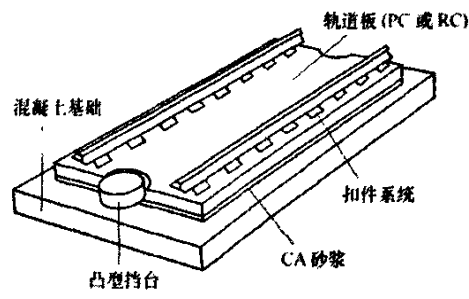


图 1-9 普通 A 型轨道板

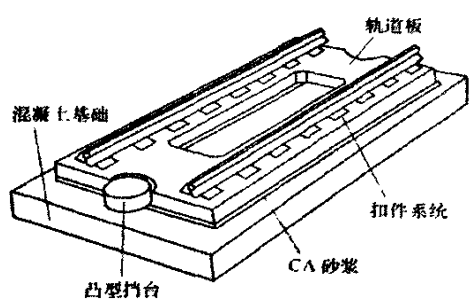


图 1-10 框架型轨道板

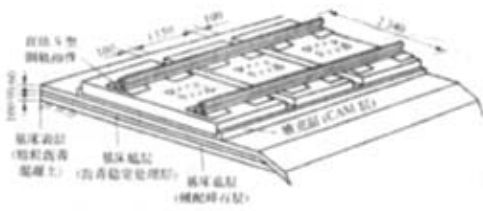


图 1-11 RA 型轨道板

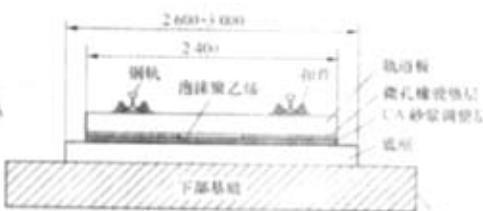


图 1-12 用于特殊减振段上的防振 G 型轨道板

1.2.4 国内无碴轨道的发展

国内对无碴轨道的研究始于 20 世纪 60 年代,与国外几乎同时起步。初期曾试铺过支承块式、短木枕式、整体灌注式等整体道床以及框架式沥青道床等多种型式。正式推广应用的仅有支承块式整体道床,在成昆线、京原线、南疆线等长度超过 1km 的隧道内铺设,总铺设长度约 300km。20 世纪 80 年代曾试铺过由沥青混凝土铺装层与宽枕组成的沥青混凝土整体道床,全部铺设在大型客站和隧道内,总长约 10km。此外还铺设过沥青灌注的固化道床,但未正式推广。在京九线九江长江大桥引桥上还铺设过无枕结构,长度约 7km。

1995 年开始对弹性支承块式无碴轨道的研究,1996 年、1997 年先后在陇海线白清隧道和安康线大瓢沟隧道铺设试验段。在秦岭隧道一线、秦岭隧道二线正式推广使用,一、二线合计无碴轨道长度 36.8km,并先后于 2001 年、2003 年开通运营。以后又陆续在宁西线、兰武复线、宜万线、湘渝线等隧道内及城市轨道中得到广泛应用,已经铺设和正在铺设的这种无碴轨道累计近 200km。在“九五”国家科技攻关专题“高速铁路无碴轨道设计参数研究”中,提出了适用于高速铁路桥隧结构上的 3 种无碴轨道型式——长枕埋入式、弹性支承块式和板式,以及其设计参数;在铁道部科技开发计划项目“高速铁路高架桥上无碴轨道关键技术的试验研究”中,完成了对上述三种无碴轨道实尺寸模型的铺设及各项性能试验;初步提出高架桥上无碴轨道的施工方案;提出了高速铁路无碴轨道桥梁徐变上拱的限值与控制措施;建立了桥上无碴轨道车线桥耦合模型并进行仿真计算,初步分析了高速铁路高架桥上无碴轨道的动力特性与车辆走行性能。1999 年完成“秦沈客运专线桥上无碴轨道设计、施工技术条件”的研究。而对于土质路基上的无碴轨道,我国正处于理论研究和试验分析阶段。

1.3 高速铁路路基轨道结构分析现状

1.3.1 高速铁路路基轨道结构分析理论

Winkler 与 1867 年提出了经典的 Winkler 地基模型,该模型由位于常刚度地基上无限长梁组成,基于文克尔(Winkler)地基假定,将轨道作为连续支承弹性地基梁结构进行应力分析。代表人物包括 Zimmermann 和 Talbot,通过对弹性地基梁的解析,可以计算出钢轨应力和地基(道床顶面)反力。该方法经过长时间的发展和参数修正,实际已成为铁路路基轨道标准设计的方法。1913-1918 年美国土木工程师学会(ASCE)和美国铁路工程学会(AREA)联合在美国伊利诺伊州的 Champaign 和新泽西州的 Dover 进行了铁路线路工程应力测

试综合试验研究,该研究项目由 Talbot 领导,测试报告后来成为各国路基轨道设计理论的发展基础。该方法目前仍然为各国所沿用,包括我国常规铁路路基轨道的设计。美国铁路工程协会推荐的 AREA 设计方法仍然基于该模型方法。后 Timoshenko 和 Fryba 对该模型作为铁路轨道的正确性作了验证。

在梁的模型中,主要有 Euler—Bernoulli 梁和 Timoshenko 梁两种,前者只考虑了梁的弯曲,后者则考虑了梁剪切变形和旋转惯性矩。对于低频激励由于波在钢轨中的波长远大于梁截面,两种梁模型分析结果很相近;对于高频激励, Timoshenko 梁能得到更精确的结果。

1958 年, Mathews^[4]研究了恒速移动振动荷载作用下置于弹性地基上梁的稳态响应,通过 Fourier 变换得到梁响应精确表达,利用围道积分和余值理论得到梁稳态响应数值解。1973 年, Filippov^[5]研究了匀速移动荷载作用下弹性半空间 Euler-Bernoulli 梁的稳态响应,结果表明当荷载速度等于 Rayleigh 波时梁竖向变形趋向无穷大,因此把该速度定义为临界速度。1998 年,孙璐^[6]研究了 Winkler 地基上无限长梁在匀速运动的线源荷载激励下的动力响应,根据广义杜哈姆积分和线性叠加原理,把运动线源荷载作用下梁的动力问题转化为求解位置固定的线源荷载作用下的梁的动力响应,然后用拉普拉斯变换和 Fourier 变换求解梁动力方程,获得了线源脉冲响应还属,继而得到了运动线源荷载下梁的动力解答。2000 年,英国的 Hung Hunt^[7]等人提出用单自由度体系模型代替 Winkler 梁模型来计算轨道系统的动力特性,结构表明使用单自由度体系计算模型来计算振幅、频率等更为有效。对于多层 Winkler 梁模型同样可以用多自由度体系模型来代替,由此可以大大简化计算。2001 年 Chen^[8]等分析了简谐荷载作用下置于粘弹性地基上无限长 Timoshenko 梁的响应,建立了相应梁的动力刚度矩阵,由此确定了临界速度和共振频率。2004 年 Seong-Min^[9]研究了 Winkler 弹性地基上 Euler-Timoshenko 梁在均布移动恒载和谐振动荷载下的振动,通过对空间坐标和与时间坐标进行 Fourier 变换,得到梁稳态响应,分析了荷载速度、频率、地基阻尼对梁变形和最大位移的影响,给出了临界速度和频率的计算公式。

对路基的动力响应研究,1965 年, Eason^[10]利用 Fourier 变换得到了移动荷载作用下半无限弹性体内的应力解。1993—1998 年, Jones 和 Petyt^{[11][12]}将地基模拟为一弹性半空间,利用 Fourier 变换先后研究了矩形荷载、条形荷载作用下地基的响应。1998 年, Hong^[13]等利用波在粘弹性半空间传播的能量谱密度分

析了由交通荷载引起的地面振动响应问题,利用单轴双自由度体系模型模拟交通荷载,采用现场实测路面粗糙度计算地面动力响应,计算结果与实测结果比较吻合通过对反映谱分析还能证明由交通荷载引起的地面振动主要影响因素是 Rayleigh 面波,而其中的体波部分相对来说较少并且衰减很快。2001 年, Takemity^[14]利用交通荷载所引起的低级振动谱来分析地基响应问题,提出在振源附近地基响应只与振源特性有关,而车速变化则影响到地基弹性波的传播。对于移动振源而言,随着与振源距离增大,波形最大振幅减小,而持续时间增加。同一位置,随着车速增加,振动时间减小。2001 年 Hung^[15]和杨永斌将地基模拟为粘弹性半空间,研究了不同车辆荷载形式和不同车辆速度时地面的响应。2002 年, Lefeuvre^[16]等考虑成层地基,从理论上研究了高速移动的矩形简谐荷载作用下地基土的振动,同时研究了基床厚度对动力响应的影响,在此基础上修正了由固定谐荷载计算所得的共振深度。2003 年,张昀青^[17]以杜哈姆积分为基础,应用动力互等定理得到了移动荷载作用下半无限大弹性连续介质空间上任意点动力响应的广义杜哈姆积分表达式,将列车荷载简化考虑为一系列具有一定间距的集中荷载,采用 Floquet 变换与 Fourier 变换得到一个集中移动荷载作用下的动力响应解。2004 年,蒋建群^[18]在 Fryba 研究的基础上,对半空间体响应的积分表达式进行了数值计算,得到了弹性半空间体内任一点的响应和表面位移。通过具体算例,对荷载移动速度,观测点深度,观测点距离等参数的影响效果进行了细致的分析。2004 年,谢伟平^[19]等用薄层单元法计算移动荷载作用下地基土动力响应,得到了地基土的位移和加速度。

系统模型的建立——为得到更精确的轨道路基动力响应,很多学者提出了轨道路基耦合模型。1994—1995 年, Krylov^{[20][21]}利用 Green 函数法,得到了考虑轨道—地基体系中弯曲波影响时地面振动的解析表达式,研究表明当列车速度达到体系中弯曲波最小相对速度时,地面的振动将降低。1998 年 Matsuura^{[22][23]}针对新干线轨道用格林法计算了移动简谐荷载作用下轨道—地基协同工作时体系的响应,同时考虑了成层土对波传播的影响,做出了不同情形下轨道系统的时间—加速度谱、频率—振幅谱、传递函数响应谱、波动特征衰减曲线等。指出轮距和车厢数对地面振动的影响至关重要。2000 年,挪威学者 Kaynia^{[24][25]}等将地基视为层状粘弹性半空间体,钢轨视为 Euler-Bernoulli 梁,建立了移动荷载作用下地基轨道系统计算模型,并建立了相应的动力方程,用格林函数计算了地基—轨道接触点处土层的刚度矩阵,最后通过积分变换得到了时间域

的响应。1999—2000 年, Sheng^[26-28]等研究了固定的简谐点荷载和移动的简谐点荷载作用下轨道—地基体系的响应, 将荷载直接作用在地基上和荷载作用于轨道上时两种情况下地基土的响应进行了比较, 分析了荷载速度、频率、轨道结构等对地面响应的影响。2003 年, Metrikine^[29]第一次提出周期性支撑的三维轨道模型, 将钢轨视为弹性半空间上点支承的 Euler—Bernoulli 梁, 研究了半空间等效刚度, 结果表明用轨枕下等刚度弹簧来表示半空间体, 可以将三维问题简化为一维问题, 弹簧刚度是频率和相位的复函数。2001—2003 年, 谢伟平^{[30][11]}基于格林函数法推导了半无限地基及成层地基的响应函数与传递系数, 以轨道地基系统为对象将轨道地基简化为半无限地基及层状地基上的 Winkler 梁模型, 对高速移动荷载作用下梁—地基系统协同工作做了分析, 得到了轨道与地基表面的动力响应。2002 年, 通过对三维粘弹性半空间上梁与板的分析, 确定该粘弹性基础的复刚度和阻尼系数, 梁和板与土体之间的应力分析用勒让德多项式近似表示。同时对轮—轨间相互作用力以及土体表面竖向速度进行了研究。2005 年, 王常晶^[12]等用弹性地基上 Timoshenko 梁在移动荷载作用下的动力解得到地基表面与路堤之间的反力, 将其作用于地基表面, 以单位移动荷载引起的半空间地基内部应力解为基础, 对反力在作用空间上进行积分, 得到了列车速度小于地基中 Rayleigh 波时速时列车荷载在地基中引起的应力稳态响应解。

1.3.2 高速铁路路基轨道结构数值分析

在有限元普及应用于实际工程领域后, 有关路基轨道的设计理论也得到了相应发展, 各种计算程序得到相继开发。比较有名的有三种, 即: IlliTrack, GeoTrack 和 KenTrack。IlliTrack 是 1975 年由伊利诺伊大学的 Robertnet , Thompson, Knutson 和 Tayabji 开发的。GeoTrack^[33]是 1980 年由马萨诸塞大学的 Chang, Adegoke 和 Selig 开发的。KenTrack^[34-39]是 1984 年由肯塔基大学的 Huang, Lin 和 Deng 开发的。目前 GeoTrack 还在开发更新中。另外 MULTA^[40]模型综合了 Burmister 弹性多层分析方法来表述道床—土体系的力—位移特性。

其中伊利诺伊大学开发的 IlliTrack 模型并不是真正意义上的三维模型, 它由两个 2D 模型组成, 包括一个横断面模型和一个纵断面模型, 通过将纵断面模型的输出结果作为初值, 输入到横断面模型中进行计算, 从而以近似的方法, 更少的计算花费获得三维分析效果, 同时该模型无法考虑轨枕与钢轨之间产生的拉伸作用。如图 1-13 所示。

马萨诸塞大学开发的 GeoTrack 是一个三维多层模型，可考虑轨下基础的应力依赖性，但因无碴轨道没有轨枕（国内 I，II 型混凝土轨枕的长度为 2.5m，截面中间宽度为 25cm，截面中间高度仅 16.5mm），而代之为道床板（国内道床板的长、宽、高分别为 4.93m，2.4m，0.19m，沿路基纵向为长度方向），注意到常规轨枕沿路基横向的尺寸比沿路基纵向的尺寸要大得多（即路基横向为长度方向），且 GeoTrack 是假定轨枕为十个等间距支承于下部道床的线弹性梁，故若以轨道板作为轨枕近似处理，则二者转动的主轴显然不同，由此带来的绕主轴的转动惯性矩也不同，即 GeoTrack 模型的概化理论似不适合分析板式无碴轨道。该程序可考虑钢轨与轨枕的重量，从而可考虑轨枕与道床的张开分离及计算土体的应力状态。如图 1-14 所示。

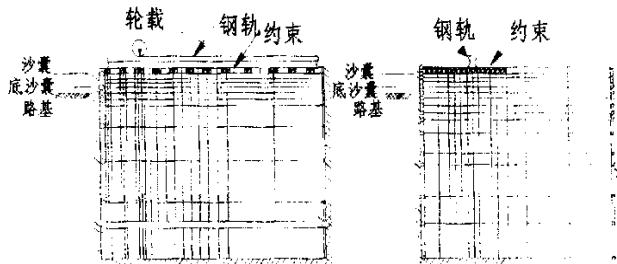
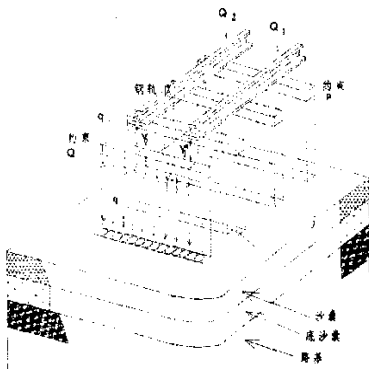


图 1-13 IlliTrack 模型



床底部出现的最大拉应力或拉应变不致使其产生裂缝；二是控制道床最大永久沉降或最大竖向压应力。对以碎石材料做为道床的轨道，仅需控制路基和底碴顶面的最大压应力使其不超过容许值。对沥青道床，既要考虑沥青底部的最大水平拉应力也要考虑路基顶面的最大压应力。对混凝土整体道床，则只需控制混凝土底部的最大拉应力。控制点的应力或应变值主要用作损伤计算。根据轨道损伤计算结果，可估计轨道的使用寿命。KenTrack 使用弹性层状理论来表征轨下基础，此程序相对 GeoTrack 可考虑轨枕横截面属性的变化及更多的竖向荷载。作混凝土整体道床轨道分析时，视混凝土拉应力为控制参数，将轨道结构的支承部分看作 Winkler 地基上的弹性薄板（用四边形板单元离散），钢轨离散为梁单元，轨枕与简化成弹性薄板的混凝土整体道床之间采用弹簧单元进行弹性连接。显然若这样处理无碴轨道路基的板式轨道分析，将把路基中的应力和应变为次要因素，仅简单地采用了路基的弹性系数 k 。如图 1-15 所示。

1989 年，柴锦春、杨灿文^[91]提出一个关于计算铁路路基应力、应变的 LJYXY 模型，是一个准平面应变（单元宽度变）非线性弹性二维有限元。它把轨道这个三维系统分为两个二维系统处理，先进行纵向（沿钢轨方向）分析，然后以纵向分析的结果作为输入值进行横向分析。纵向分析时，钢轨作为梁单元，轨枕为弹簧单元，道碴及路基土为平面应变四边形单元，并认为每根钢轨下长为 L 的轨枕均匀的向道床传递压力，即单元的起始宽度为 L 。横向分析时，轨枕按梁单元处理，道碴及路基土按平面应变四边形单元处理，单元起始宽度为轨枕底宽。单元的宽度随深度而增加，且在道碴和路基土中按不同的角度增加，此角度分别记为 ϕ_1 , ϕ_2 。

1991 年，Tosikazu^[41]等在动态弹性有限元基础上引入了一种数值解法，分析了公路上车辆引起的地面振动，它通过引入波传导单元和完全能量传递边界，利用波动的可迭加性，将动载进行了狄克拉函数模拟。1999 年雷晓燕^[34]利用车轮—轨排—道碴为一体的有限元动力计算模型求得轨枕作用在道床顶面的荷载谱，将该荷载谱作为道床动力分析输入，研究了不同道碴厚度在高速列车荷载作用下的动力响应，计算表明增加道碴厚度能有效减小道碴加速度与位移。1997 年，西南交通大学翟婉明^[42-47]教授最早提出的目前在国际上最先进的分析模型之一，该模型能够考虑包括路基在内的轨下基础和许多影响因素。从车辆轨道耦合动力学原理出发，以轨道不平顺为激励源，应用大系统思想综合考虑，研究

轨道结构动力学。如图 1-16 所示。

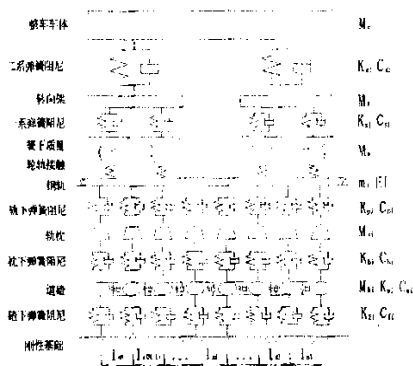


图 1-16 车辆—轨道—路基系统模型

1999 年，梁波^[48-50]在车—路垂向耦合系统的动力分析中，针对列车走行的实际情况，将轨道—路基作为参振子结构纳入车辆计算模型，建立了车辆—路基系统的垂向耦合动力分析模型。1999 年，Wu^[51]等用有限元法确定了多轮车辆作用下轨道地基的动力响应，基于车辆及其悬挂系统的动力平衡，得到了车辆特征矩阵，利用直接积分方法求出了路基—车辆的动力响应。1999 年，Shanhu^[52]建立了三维线弹性轨道路基有限元模型，其中钢轨离散成一维梁单元，轨枕、道床、路基离散为 20 节点块体单元，通过 16 节点面单元连接，利用该模型分析了基床模量、道床厚度、钢轨惯性矩、轨枕间距对轨道路基动力响应的影响。2000 年，雷晓燕，陈水生^[53-55]等建立了包含钢轨、轨枕、垫层、道床、路基为一体的轨道结构分析模型，轨枕上的荷载谱作为轨道结构空间分析模型的输入，考虑了路基—轨道—车辆系统空间特性，但未能考虑系统耦合、时变特性。2001 年，苏谦^{[56][57]}等建立了包括轨道结构和车辆的路基结构空间时变动力系统分析模型，钢轨处理为点支承等截面有限梁单元，轨枕简化为集中质量块，道碴与路基采用八节点块体单元，钢轨与轨枕之间的弹性垫块和扣件用弹簧阻尼单元进行模拟，计算跨数两端用无限元模拟无限边界，路基土体本构模型采用粘弹性体模型，车辆计算模型采用八自由度垂向空间半车模型。车辆系统与轨道子系统之间的耦合作用，在垂向平面内通过轮轨赫兹接触弹簧实现。将轨面不平顺、路基刚度局部不平顺作为系统激励，分析了路基—轨道车辆的振动。2002 年，Ekevid^[58]等用边界元法分析了高速列车下波在路基中的传播特性，建立了地基振动三维模型，有效的模拟了轨道结构各部件同时考虑了路基无限边界，提出了以位移为基础将传统有限元法与边界元法相结合。2003 年，姜平^[59]用有

限元法分析了板式轨道在移动荷载作用下的动力响应。研究了荷载移动速度、钢轨类型等因素对轨道板的动力响应。1994—2004 年, Takeniya^[60-62]对轨道采用有限元, 土体使用边界元, 建立了轨道路基动力响应分析的二维模型。研究了不同轨道基础形式下, 均布带状荷载作用产生的瞬态和稳态响应。2003 年, Lars^[63]利用 HKS 公司的非线性有限元软件 ABAQUS 建立列车荷载作用下 3D 计算模型。钢轨用梁单元模拟, 通过共同节点与轨枕连接, 路基采用八节点块体单元利用吸收 S-波和 P-波的阻尼单元模拟无限边界, 列车荷载用移动点荷载模拟, 材料为线弹性模型, Rayleigh 阻尼。该模型所得计算结果与实测结果较为吻合。

1.3.3 高速铁路路基轨道结构试验分析

高速铁路路基轨道结构动力特性研究早期一般都是现场的原位测试和室内模型试验为基础进行的。通过一系列先进的数据采集仪器(如 DH5932, 它是一种高性能多通道并行的数据采集分析系统, 系统包括以 A/D 转换器为核心的数据采集记录仪, 以控制记录和分析为目的的微机以及相应的控制软件和分析软件, 并与 DH3840 应变放大器配合, 组成先进的超动态应变测量系统。传感器一般为双油腔结构形式的 BY-1 型动静态压力传感器, 具有传力均匀、灵敏度高等特点。)进行数据的采集, 以及通过较为科学的数据分析软件对数据进行统计分析, 得出路基动力作用下力学响应的相关规律。

1963 年, 杨灿文^[64]从路基动应力和振动实测中分析得到: 线路不平顺对路基动应力影响很大, 行车速度增大可导致路基动应力增加, 路基动应力和振动加速度在深度方向上呈指数衰减。1979 年, Stanworth^[65]对英国铁路路基动力响应进行了测试, 主要就行车速度、激振频率和轨道参数之间的关系以及共振现象进行了研究。1981 年, Melke^[66]对现场数据进行分析, 发现频域内存在两个峰值, 一个对应土的自振频率, 另一个为与列车速度对应的过枕频率, 当列车速度达到某一值时, 这两个频率相等而导致振动加剧。1987 年, 茅玉泉^[67]等人曾专门进行了一系列试验测试, 测点布置按传播衰减特点, 共测试了 109 列列车的地面振动衰减曲线, 并采用数理统计方法, 优选出与实测值比较接近的幂函数和指数函数方程, 经复合回归得到与振动传播能量扩散和能量衰减原理相一致的地面垂直和水平振动衰减经验公式。1987—1989 年, Jorgen^{[68][69]}列车荷载引起的地面振动进行实测, 找出路基附近的地面振动水平与交通量以及轨道参数之间的关系。1991 年, Okumura^[70]通过对日本八条普通线路 79 个工点的现场

数据进行回归分析,研究了铁路路基轨道结构的振动影响因素,指出轨道结构形式、列车类型、行车速度、地基自振特性等是影响路基振动水平的主要因素。1992 年,蔡英^[71]等对大秦线实测结果进行了分析得到当车速小于 70km/h 时,车速对动应力没有影响。当车速小于 80km/h 时,基床面动应力在 60—120kPa,基面 0.6m—0.7m 以下动应力衰减可达 60%,基面以下 1.4m—1.5m 动应力变化稳定,基面以下 3m 处动应力只有基面动应力的 10%,可用双对数坐标及指数关系来模拟路基动应力沿深度方向分布。1993 年,蔡英^[72]在大秦线进行轮轨相互作用试验,测量了车辆对轨道的作用,得到了轮轨冲击力,轨道结构部件振动加速度等力学响应。1996 年 Madshus^[73]对高速铁路试验数据进行了分析,提出路基低频振动半经验模型,该模型包括五个独立影响因子,列车类型、速度、距离、轨道状态以及构造物的影响。1997 年,周神根^[74]根据试验线和广深线的试验数据分析得出,路基面动应力随荷载速度增加而增加,当列车速度小于 160km/h 时,即面动应力与车速关系可表示为: $\sigma_v = 52(1 + 0.0035V)$ 。2000 年 Madshus^[75]

对软弱场地上高速列车引起的动力响应测试结果进行分析,认为当列车车速接近某一临界值时,钢轨—路基—地面系统动力响应将会出现较大的动力放大。2004 年,赵洪雁^[76]等在大秦线和北同蒲线进行了万吨列车试验,研究万吨列车运行速度对轨道路基动力响应的影响。

关于室内的模型试验研究,1996 年,西南交通大学蔡英、罗强、曹新文^[77]等人采用室内模型试验研究了路基动应力、永久变形、弹性变形和加速度随列车荷载重复作用次数、轴重以及荷载速度的变化规律。试验在长度为 2.5m、宽 1m、高 2m 的模型槽内进行,路基通过填深 1.25m 的粘土来模拟,土表面填 0.4m 厚道碴。列车荷载大小和运行速度通过伺服激振器的荷载舒服和频率来反映。通过试验得到,在列车荷载重复作用下,路基的累积永久变形及路基的稳定性取决于列车荷载作用下路基动应力大小与填土的临界动应力。路基动应力与荷载大小成正比,运行速度的提高增大路基动应力,从而加速路基的永久变形累积。2001 年,苏谦^[78]等设计了室内大模型试验进行路基动态测试,对不同厚度级配碎石基床表层结构的动态特性进行研究,结果表明填土表面动应力和基床表面弹性变形随级配碎石厚度的减少呈指数增加。2002 年,钟辉虹^[79]通过现场测试和室内试验对压实粘土路基在重复载荷作用下的受力行为进行了研究,得到了类似西南交通大学 1996 年的模型试验结果。另外三轴循环试验表明路基填

土在列车轮对荷载重复作用下所产生的累积塑性变形大小与路基土的饱和度有着密切的关系,随着饱和度增加,土的动强度显著降低,同时累积塑性变形迅速增长并产生塑性流动。

1.4 高速铁路路基轨道结构动力响应研究总结

根据上述情况总结,可以看出:铁路路基轨道结构的分析仍集中在轮轨力、车辆与轨道的轨道板及以上结构中,这方面以翟婉明教授的铁路大系统思想下的车辆—轨道耦合动力学理论模型为代表。未能考虑路基土内动位移、加速度、动应力等。高速铁路的设计中已由强度控制转变为变形控制,现行无碴轨道对路基土的变形要求更为严格,无碴轨道客运专线的设计规范中要求路基工后沉降不大于 30mm,任意路基地段 20m 长度范围内的不均匀沉降不得大于 20mm/20m。现有的研究成果中,对路基动力响应进行分析的模型,未能充分反映车辆—轨道路基系统的动力、空间、耦合及时变特性,以及路基土的模型一般采用线弹性模型,不能反映材料的非线性,根本无法进行路基土的永久变形预测。因此高速铁路中路基结构的分析在今天显得尤为重要。另外由于路基变形的试验研究相对理论要略显容易,在现有的研究中以西南交通大学的采用室内模型试验研究路基动应力、永久变形、弹性变形和加速度随列车荷载重复作用次数、轴重以及荷载速度的变化规律为代表。但受客观条件的限制,未能实现原形试验;另外在路基动力测试中,车速大多不高,不能很好的反应列车高速作用下路基土的动力特性。已有的研究测试成果较少,还未能总结出可靠度较高的路基轨道动力响应规律。

1.5 本文研究工作

根据遂渝线无碴轨道综合试验段路基的典型断面,利用 HKS 公司的知名的非线性有限元软件 ABAQUS,建立基于无碴轨道路基的多层体系模型,进行路基及过渡段空间结构在列车轮载作用下的力学响应数值计算,分析路基及过渡段空间结构的材料性质及几何尺寸等设计参数对无碴轨道路基及过渡段结构性能指标(结构性指标——应力、应变、变形等)影响规律,对路基的变形及结构的适应性进行初步评价;同时考虑列车荷载速度及轴重对相关力学响应的影响;并采用永久变形的预测模型对路基及过渡段结构的永久变形及差异沉降进行分析。

第 2 章 高速铁路路基设计理论研究

2 铁路路基结构

路基是轨上结构及车辆运行的基础，重载运输和高速铁路的飞速发展，极大的促进了路基工程的进步，高速铁路路基已由开始单一的土体设计转变为多层结构系统的设计。高速铁路的出现，使得路基结构的设计理念和发展水平达到了一个新的高度。其中基床是铁路路基最关键的部位（也即日本称为“路床”的划分），是列车荷载动应力的主要影响区。

2.1 各国铁路路基结构的发展^[80-82]

2.1.1 日本铁路路基

日本铁路路基结构分为基床表层、上部填土和下部填土三部分。如图 2-1 所示。基床表层可分为强化基床表层和土基床表层。基床底层填土的列车荷载响应较大，土体应具有合理的弹性。下部填土应根据土的类别，施工中控制压实度和含气率。

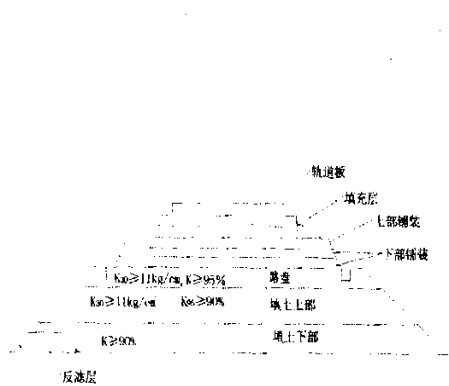


图 2-1 日本高速铁路板式轨道路基结构型式之一

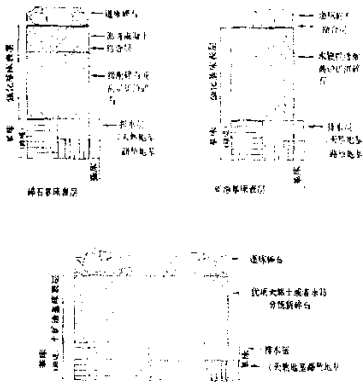


图 2-2 日本基床表层结构

基床表层中强化基床表层按材料性质可分为碎石基床表层和水硬性矿渣基床表层；土基床表层采用优质自然土填筑。如图 2-2 所示。

上部填土（基床底层）的列车荷载响应较大，土体应具有合理的弹性，使用的材料一般为 AB 组填料。下部填土应根据土的类别分别进行压实系数和含气

率的控制,对细粒含量低的砂质土一般接近最佳含水量,压实度控制在 90%以上;对粘性土,由于其含水量较高,碾压后密度增加但强度未必增加,当产生过压实强度甚至有所下降,在这种情况下,控制其含气率或饱和度更为合理。

日本铁路路基结构具有以下特点:一基床表层分为强化基床表层和土基床表层。强化基床表层厚度的确定考虑基床、轨道结构和速度等:沥青混凝土压实系数控制在 95%以上,碎石压实系数控制在 95%以上。二是土基床表层用优质填料和级配碎石,厚度 30cm, $K_{30} \geq 11 \text{kgf/cm}^3$ 或压实度控制在 95%以上。基床为 3m,基床底层填料为粗粒土或处理的细粒土,细粒土 $K_{30} \geq 7 \text{kgf/cm}^3$,粗粒土 $K_{30} \geq 11 \text{kgf/cm}^3$,压实度控制在 95%以上。下部填土压实度控制在 90%以上,或细粒含量 50%以上是含气率 $n_a \leq 10\%$,细粒含量 20%—50%时, $n_a \leq 15\%$ 。

2.1.2 德国铁路路基

依据德国铁路土工建筑物规范(DS836),对于有碴轨道,路基结构分为路基保护层(PSS)、防冻层(FSS)、填筑路堤层、地基过渡层。如图 2-3 所示。其中对路基保护层的材料和性能压实度等都有严格的要求,最小厚度 0.2m;防冻层要求为粗粒土,主要其防冻和性能过渡作用;路堤填筑层分距路基面 2m 以内和 2m 以外两种情况;地基过渡层根据具体情况而定,一般厚度为 0.5m。对于无碴轨道而言,其技术要求和有碴基本一致,但其关键技术是用水硬性胶结层(HGT)代替(PSS)。德国采用水硬性胶结材料即低标号的水泥砂石混合配制而成的素混凝土,厚度一般为 30cm。其主要起到分散荷载的作用,为无碴轨道结构提供基础保障,同时提到防排水的作用。采用 HGT 层主要是考虑了无碴轨道结构刚度自上而下递减的设计思想。另外无碴轨道对地基条件要求极为严格,工后沉降一般控制在 20mm 以内。

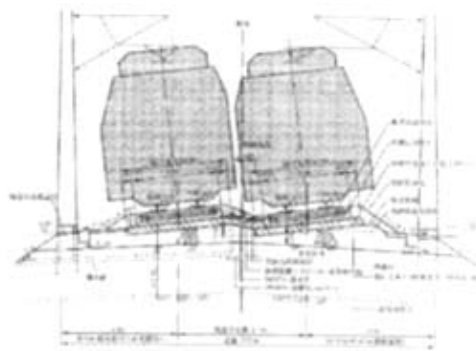


图 2-3 德国铁路路基上无碴轨道路基结构型式之一

路基保护层和防冻层相当于我国的基床表层结构。两种总厚度是由线路等级和防冻要求确定的。路基面和基床面对变形模量 E_{v2} (MN/m^2) 和夯实度 D_{pr} 的最低要求如下:

表 2-1 PSS & FSS 的变形模量 E_{v2} 和夯实度 D_{pr} 的最低要求

线路类别			路基面		基床面		FSS/PSS 总厚度		
			E_{v2}	D_{pr}	E_{v2}	D_{pr}	霜冻作用区		
							I (m)	II (m)	III (m)
新建	干线的直通正线		120	1.03	80	1.00	0.5	0.6	0.7
	轻轨与次要线路直通正线		100	1.00	60	0.97	0.4	0.5	0.6
	其余线路		80	0.97	45	0.95	0.3	0.4	0.5
维修	既有线路	$V>160\text{km/h}$	80	0.97	45	0.95	0.3	0.4	0.5
		$V\leq 160\text{km/h}$	50	0.95	20	0.93	0.2	0.25	0.3

路堤有上路堤和上路堤之分,路堤上部为轨面以下 2.5m 范围即路基面以下 2m 范围;路堤下部为轨面以下 2.5m 范围之外。GW、GI、GE、SW、SI、GU、GT、SU 组非粘性土最好铺设在路堤上部范围内。路堤下部应铺设由 GW、GI、GE、SW、SI、GU、GT、SU 组成过滤稳定的切断毛细管的底层,厚度为 0.5m—1m。

德国铁路路基的特点:基床表层分为两层,有碴分为路基保护层和防冻层,无碴分为水硬性胶结层和防冻层。基床表层厚度根据线路类别和防冻要求确定,路基保护层厚度根据线路类别和下层刚度确定;基床厚度 2m;设置过渡层;对细粒土采用压实系数、含气率和变形模量控制。

2.1.3 法国铁路路基

法国从运营维修、机车类型、轨道结构和铁路路基各组成部分综合考虑来进行铁路路基的质量控制。路基结构中,轨枕以下依次有道碴层、垫层和路基。如图 2-4 所示。法国铁路路基中,没有将列车动应力的主要影响范围划分为类似中国和日本的“基床”或“路床”,而是在道床和路基面之间设置了一“垫层”,在确定垫层厚度时采用了如图 2-5 的计算模式。

对于道碴层,取决于列车载重、轴重、速度等因素,同时道碴厚度也取决于轨枕的类型。另外垫层是放在道碴和路基之间的调整层,该层坡度一般设置

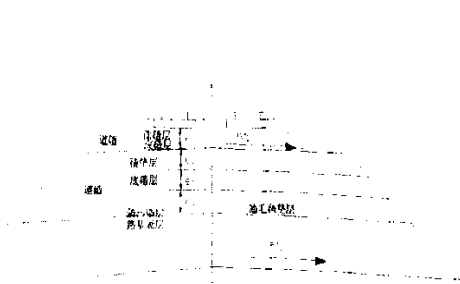


图 2-4 法国铁路路基结构

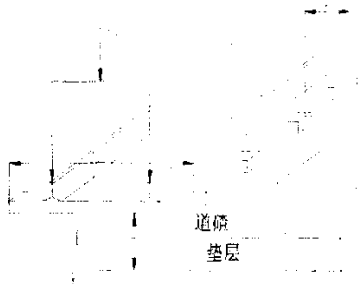


图 2-5 法国铁路垫层计算模式

在 3%—5%左右，并根据其下部路基类型呈单层或多层的结构型式。垫层起着多重作用，一是保护路基的上部免受道碴压坏和雨水的浸入；二是保护路基，起到防冻作用；三是起到分散荷载的作用，使列车荷载传递下来路基顶部仍处于承载力允许范围之内。垫层包括碴垫层、底基层、防污染层。其中碴垫层是由级配砾石（ $D<30\text{mm}$ ）组成；底基层也是有级配砾石构成，压实系数控制为 $K\geq 0.95$ ，底基层最小厚度为 15cm，在土质优良的地区可不设底基层。而对于防污染层，则根据需要，可以用一层纯砂，也可加一层合成毡垫。路基则是由一般土质构成，在路基上面的部分被做成横向倾斜的路基表层。在路堤的情况下，路基表层由与填方相同的土构成，或用优质土构成，其压实系数 $K\geq 0.95$ ，有时路基表层也用砂浆处理。

法国铁路将路基分为了三类，分别为 PF1 不良路基、PF2 中等路基、PF3 优良路基。路基的类别确定如表 2-2。

表 2-2 路基类别

路基土的质量	路基表层		路基类别
	质量	最小厚度	
S1（不良土）	S1（不良土）	0.3	PF1
	2%生石灰+2%水泥处理的土（A）	0.3	PF2
	S2（中等土）	0.55	PF2
	S3（优质土）	0.4	PF2
	S3（优质土）	0.6	PF3
S2（中等土）	S2（中等土）	0.3	PF2
	S3（优质土）	0.4	PF3
S3（优质土）	S3（优质土）	0.3	PF3

2.1.5 中国铁路路基^[93-96]

我国传统的铁路路基设计按照《铁路路基设计规范》(TB10001-99)进行设计,其中列车运行最高时速为 140km/h。随着高速铁路的发展,原有的铁路路基设计规范已不能满足高速发展的需要,因此在借鉴国内外铁路路基设计经验的基础上提出了最高时速为 160km/h、200km/h、300km/h 的路基设计规范。现参考规范为《铁路路基设计规范》(TB10001-99)、《铁路路基设计规范》(TB10001-2005)、《时速 160 公里新建铁路线桥隧站设计暂行规定》、《新建时速 200 公里客货共线铁路设计暂行规定》、《新建时速 200-250 公里客运专线铁路设计暂行规定》(上、下)、《京沪高速铁路设计暂行规定》(上、下)和《客运专线铁路路基工程施工质量验收暂行规定》。

《铁路路基设计规范》(TB10001-99)时速为 140km 铁路路基结构中,路基基床分成表层和底层,厚度按不同等级分别从 0.4m—0.6m 和 1.1m—1.9m。对于基床表层填料应优选 A 组料,其次为 B 组料。同时对各组填料均有一定的技术限制。基床底层材料可选用 A、B、C 三组填料,当不得不采用 D 组料时应采取加固措施。压实度根据不同颗粒度采用不同的控制指标。路堤基床以下部位填料有类似的要求。

《铁路路基设计规范》(TB10001-2005)中铁路路基结构中路基中铁路基床分表层,基床表层厚度为 0.6m,底层厚度为 1.9m,总厚度为 2.5m。I 级铁路应选用 A 组填料(砂类土除外),当缺乏 A 组填料经经济必选后可采用级配碎石或级配砂砾石。II 级铁路应优先 A 组填料,其次为 B 组填料。压实标准如表 2-3 所示。对基床底层 I 级铁路应选用 A、B 组填料,II 级铁路可选用 A、B、C 组填料。路堤基床以下部位填料,宜选用 A、B、C 组填料,当选用 D 组填料时应采取加固或土质改良,严禁使用 E 组填料。

表 2-3 基床表层填料及压实标准

填料	厚度 (m)	地基系数 K_{30} (MPa/m)	孔隙率 n (%)	适用范围
级配碎石或 级配砂砾石	0.6	≥ 150	< 28	路堤
级配碎石或 级配砂砾石	0.5	≥ 150	< 28	软质岩、强风化硬质 岩及土质路堑
中粗砂	0.1	≥ 130	< 18	

时速为 160km 的新建铁路路基结构中，基床有表层和底层组成，表层厚度为 0.4m—0.6m，底层厚度 2.1m—1.9m，总厚度为 2.5m。基床表层可采用级配砂砾石或级配碎石，材料规格及压实标准符合规定要求。基床表层填料及压实标准见表 2-4；基床底层填料及压实标准见表 2-5；路堤填料及压实标准见表 2-6。

表 2-4 基床表层填料厚度及压实标准（160km/h）

填料	厚度 (m)	压实标准		适用范围
		地基系数 K_{30} (MPa/m)	孔隙率 n (%)	
级配砂砾石或 级配碎石	0.6	≥ 190	< 18	路堤
级配砂砾石	0.6	≥ 190	< 18	软质岩、强风化硬质 岩及土质路堑
级配碎石	0.5	≥ 190	< 18	
中粗砂	0.1	≥ 190	< 18	

表 2-5 基床底层填料及压实标准（160km/h）

填料	压实标准	细粒土	粗粒土	碎石土
A、B 组填料及改良土	地基系数 K_{30} (MPa/m)	≥ 100	≥ 110	≥ 130
	压实系数 K	≥ 0.93	—	—
	孔隙率 n (%)	—	< 31	< 31

表 2-6 路堤填料及压实标准（160km/h）

填料	压实标准	细粒土	粗粒土	碎石土
A、B 组填料及改良土	地基系数 K_{30} (MPa/m)	≥ 80	≥ 100	≥ 120
	压实系数 K	≥ 0.9	—	—
	孔隙率 n (%)	—	< 33	< 33

时速为 200km 的新建铁路路基结构中，基床由表层和底层组成，表层厚度为 0.6m，底层厚度为 1.9m，总厚度为 2.5m。基床表层可采用级配砂砾石或级配碎石，其要求与 160km/h 要求相同。基床底层填料及压实标准见表 2-7；路堤填料及压实标准见表 2-8。

表 2-7 基床底层填料及压实标准（200km/h）

填料	压实标准	细粒土	粗粒土	碎石土
A、B 组填料及改良土	地基系数 K_{30} (MPa/m)	≥ 110	≥ 120	≥ 150
	压实系数 K	≥ 0.95	—	—

孔隙率 n (%)		—	<28	<28
表 2-8 路堤填料及压实标准 (200km/h)				
填料	压实标准	细粒土	粗粒土	碎石土
	地基系数 K_{30} (MPa/m)	≥ 90	≥ 100	≥ 120
A、B 组填料及改良土	压实系数 K	≥ 0.9	—	—
	孔隙率 n (%)	—	<31	<31

高速及无砟轨道路基结构中，基床由表层和底层组成，其总厚度为 3m。如图 2-6—2-8 所示。对于高度小于基床厚度的路堤，基床包括路堤和地基的一部分；对于路堑则为开挖路基面以下基床厚度的范围。对于有砟轨道基床表层采用级配砂砾石或级配碎石，要求与 160km/h 时相同。压实标准如表 2-9 和表 2-10 所示。

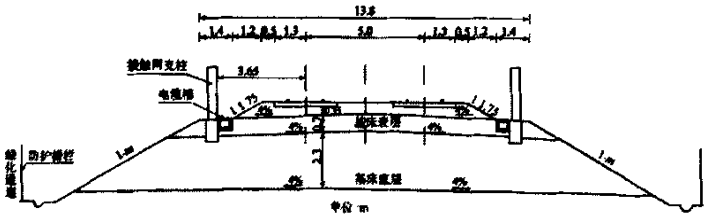


图 2-6 京沪高速铁路路基结构型式

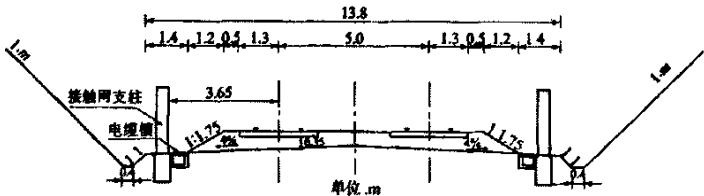


图 2-7 京沪高速铁路路堑（硬质岩石）路基结构型式

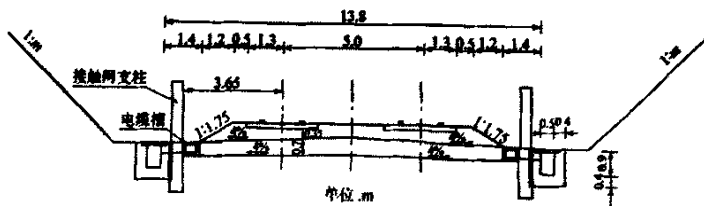


图 2-8 京沪高速铁路路堑（软质岩石、风化严重的硬质岩石及土质）路基结构

表 2-9 级配砂砾石基床表层厚度及压实标准

填料	厚度 (m)	压实标准		
		地基系数 K_{30} (MPa/m)	动变形模量 E_d (MPa)	孔隙率 n (%)
级配砂砾石	0.7	≥ 190	≥ 55	< 18

表 2-10 级配碎石基床表层厚度及压实标准

填料	厚度 (m)	压实标准			注
		地基系数	孔隙	动变形模量	
		K_{30} (MPa/m)	n (%)	E_d (MPa)	
级配碎石	0.7	≥ 190	< 18	≥ 55	路堤
级配碎石	0.55	≥ 190	< 18	≥ 55	易风化的软质岩、风
中粗砂	0.15	≥ 130	—	≥ 55	化严重的硬质岩及 土质路堑

对无砟轨道路基, 基床表层由两部分组成, 即 30cm 的混凝土支承层和 40cm 的级配碎石组成, 级配碎石标准和有砟轨道相同。

基床底层对于有砟轨道来讲, 轨道底层填料及压实标准如表 2-11 所示。

表 2-11 基床底层填料及压实标准

填料	厚度 (m)	压实标准	细粒土	粗粒土	碎石土
A、B 组填料 及改良土	2.3	地基系数 K_{30} (MPa/m)	≥ 110	≥ 130	≥ 150
		动变形模量 E_d (MPa)	≥ 40	≥ 40	≥ 40
		压实系数 K	≥ 0.95	—	—
		孔隙率 n (%)	—	< 28	< 28

对于有砟轨道来讲, 路堤填料及压实标准同 200km/h 新建铁路相同, 如表 2.7 所示。对于无砟轨道, 路堤填料及压实标准如表 2-12 所示。

表 2-12 路堤填料及压实标准

填料	厚度 (m)	压实标准	细粒土	粗粒土	碎石土
A、B 组填料 及改良土	≤ 8	地基系数 K_{30} (MPa/m)	≥ 100	≥ 120	≥ 140
		压实系数 K	≥ 0.93	≥ 0.93	≥ 0.93
		孔隙率 n (%)	—	< 30	< 30

2.1.6 各国铁路路基控制标准及结构表较

为增强路基动力稳定性及变形控制，各国铁路路基都制定了相应的控制标准，其比较结果列于表 2-13。

表 2-13 各国铁路路基控制标准

控制标准	列车速度	中国		日本	德国	法国
项目	(km/h)	200-250	200-350	200-300	230-300	230-300
压实系数 K	基床表层	——	——	——	1.03	1
		——	——	——	1	1
	基床底层	0.95	0.95	0.95	0.97	0.95
	土体	0.9	0.9	0.9	0.97	0.9
地基系数 K_0 (MPa/m)	基床表层	190	190	170	——	——
	基床底层	110-150	110-150	70-110	——	——
	土体	90-130	90-130	——	——	——
变形模量 E_2 (MPa)	基床表层	——	——	——	120	120
		——	——	——	80	80
	基床底层	——	——	——	60	50
	土体	——	——	——	45	50
变形模量 E_n (MPa)	基床表层	≥55	55	——	50	——
	基床底层	≥40	——	——	——	——

基床表层结构在填料方面，级配防渗性要求相差不大，但对填料的耐磨性有些区别，日本要求洛杉矶粗骨料磨耗值在 30%以下，法国要求其磨耗值在 31%以下，而我国对级配碎石按道碴底碴要求控制在 50%以下，而对级配砾石没有要求。在结构方面，法国和德国基床表层采用双层或多层结构，日本基本为单一结构，我国则采用单一结构。在压实及力学指标方面，我国采用孔隙率 n 和 K_0 ，法国采用压实系数 K （修正普氏）和 E_2 ，德国采用压实系数 D_r 和 E_{v2} ，日本采用压实系数 K （修正普氏）与地基系数 K_0 。我国和德国的压实及力学指标要求都随运行速度和线路等级变化而变化，而法国和日本则对所有线路都一样。

基床底层填料压实系数和力学指标方面，我国细粒土采用压实系数（修正普氏）和地基系数 K_0 ，粗粒土采用地基系数 K_0 、相对密度和孔隙率；德国采用压实系数（普氏）和 E_2 ，对混合型土和细粒土还要求含气率。较我国相应等级要低，但变形模量要求较我国要求要高；法国采用压实系数（修正普氏）和 E_2 。

压实系数和我国 200km/h 及京沪高速的要求相同；日本采用压实系数（修正普氏）和地基系数 K_{30} ，与我国标准比较压实系数与我国 200km/h 铁路相同， K_{30} 则较我国 160km/h、200km/h 及以上等级的铁路要低。

基床以下路堤部分，我国压实系数标准方面在 160km/h 以上等级铁路与日本的要求相同， K_{30} 值在 160km/h 以上等级铁路较日本要高；德国的压实系数较我国 160km/h 以上等级铁路要低，但变形模量较我国要高；法国的压实系数标准较我国 160km/h 以上等级铁路要低。

2.2 基床结构^[87-90]

基床结构是铁路路基最直接最主要的承载部位，是受列车动荷载作用、水文、气候、运输条件影响较大的层次，其作用及要求如下：

1. 应由足够的强度抵抗列车荷载产生的动应力而不被破坏。

2. 在列车重复荷载作用下累积塑性变形很好，避免形成过大的不均匀沉降造成轨道的不平顺，增加养护维修的困难；在列车高速运行时，基床的弹性变形应满足列车高速行驶过程中的安全性和舒适性。

3. 防止雨水入渗造成路基土软化，形成翻浆冒泥等病害；在寒冷地区还要满足防冻要求等。

2.2.1 国外基床结构设计

铁路的发展史让各国形成了共识，就是走强化基床设计的道路。日本在修建第一条高速铁路东海道新干线时，由于对基床表层的重要性认识不足，未采取有效措施，在开通运营后不久就出现了严重的基床病害，维修养护工作极大，线路运营受到影响。在总结经验教训的基础上，提出了强化基床表层的结构型式，从根本上解决了病害问题。日本为强化基床设计，于 1978 年由国铁的路基研究会制定了新的《土工结构物设计标准》，该标准对路基基床的设计提出了具体明确的要求，对基床的定义，对路堤而言是指路堤的上部，对路堑是指开挖出的路基。而把道床之下，基床之上所夹持的直接支承轨道的层体定义为基床表层，其实质上是一个加强层面。规定中指出，基床表层必须具有稳定的支承轨道的能力，同时给轨道以适当的弹性，并防止基床软弱变形。与此同时要求基床具有分散荷载的作用，保证基床的承载强度。日本所定义的基床表层分两大类：一是对受列车荷载、密度、影响小的线路及侧线铺设土质基床表层，其材料选用渗水土或机制碎石填筑；对防止雨水渗透引起基床部分强度下降且有

可能引起翻浆冒泥现象的路段,则铺设强化基床表层,以确保必要的地基刚度,将其负荷的弹性变形限制在规定的范围内。图 2.2 所示的日本强化基床表层结构,与我国公路设计的柔性路面结构极其相似。因此这也给我们一个启示,铁路基床设计与公路路面的设计存在相似相通的地方。

德国新建铁路,明确规定道床下 70cm 范围内必须用渗水土填筑,并采用压实度和变形模量双重标准进行控制,这点和我国公路路面采用回弹模量进行结构设计也很相似。再往下 50cm—100cm 根据土的类别其压实度一般在 0.95—0.97 之间。

法国巴黎东南高速铁路对基床铺设也十分严格,在道床下铺设碴垫层,然后在此之下在设置基层。而基层的厚度是根据下部的土基特征和强度通过计算确定,并要求基层具有 100%的密实度。也同样说明了基床结构厚度,并非是一个定值,应根据不同的土组,不同的边界条件,去建立相关的计算方法。不考虑基床底部土组的强度状态和力学性能,就谈不上基床结构的组合设计。

可以看出日本基床表层设计的关键在于强化基床表层,德国的渗水土铺垫,法国的碴垫层。

2.2.2 国内基床结构设计

建国初期铁路路基设计还未形成基床结构这一概念,在 1956 年颁布《标准轨距新建铁路设计技术规范》时,对路基的填土压实标准还未做出明确的规定,直到 1959 年颁布的《铁路路基设计规范》中才提出了一般土分层夯实,上层 1.2m 以内应达到最佳密度的 90%,下层不得低于最佳密度的 85%。在此规范中可以看出,此时已经认识到路基上部 1.2m 范围内是受列车动载及气候等条件影响较大,因此必须予以加强。虽然此时还未明确基床的这一术语,但已初步形成了基床的概念。在不断的实践中,到 1975 年才正式定义了基床这一概念,并正式写入《铁路工程技术规范》,认为基床是指路基上部受列车动力作用和水文气候等因素影响较大,其具体厚度根据相关条件而定,一般约为路基上部的 3m 范围左右。在这个范围内又以路面下 0.5m 的范围受动力影响更为剧烈。从此往下,应力衰减较快,至路面下 1m 处,路基动应力已衰减至三分之一,因此在 75 规范中将路面下 1.2m 这一范围定义为基床。通过试验测定,找出了基床土变形的特征,规定了基床填料的要求。与此同时把基床的概念从路堤引申至路堑,认为挖方路段如不能满足基床土的要求,应做挖除换填处理。后来铁道部以 1980 铁

基字 668 号文字发布了《铁路路基填土压实技术规则》，其中将路基基床受动力影响的最主要部位，定义为基床表层（I、II 级线路路肩下 0.5m 以上，III 级线路 0.3m 以上）其表层以下部位（I、II 级线路表层下 0.7m，III 级线路表层下 0.9m）定义为基床底层。并将基床表层的压实系数从 0.9 增加至 0.95，使得基床结构进一步加强。与此同时，对基床填料加以控制，以增强基床的强度和水稳性、抗变形等能力。至此已经形成了基床结构较完整的概念体系，进一步深化了对基床的认识。1986 年 7 月，《铁路路基设计规范》将基床部分单独成章，路堤基床与路堑基床分别成节，同时明确了基床压实标准及排水条件，对基床填料及改良深度又作了较明细的规定，从而完善了基本上能符合我国铁路现状的基床结构模式。但该规范中所定义基床仅有 I、II 级和 III 级线路之分，还不能适应高速铁路和重载铁路的发展要求。在 1999 年版《铁路路基设计规范》是从传统的铁路路基设计基础上延伸过来的，是针对速度低、人员费用低、经济条件不很发达情况下制定的。在此基础上修订而成的《铁路路基设计规范》（TB10001-2005）将适用的铁路等级调整为 I、II，并增加了填料一章，对所用填料做了相对明确的规定。在《时速 160 公里新建铁路线桥隧站设计暂行规定》中，基床总厚度规定为 2.5m。在《新建时速 200 公里客货共线铁路设计暂行规定》，基床底层填料压实系数由 0.93 提高到 0.95，孔隙率要求从 31%降至 28%。《新建时速 200-250 公里客运专线铁路设计暂行规定》（上、下）中 $200\text{km/h} < V \leq 250\text{km/h}$ 时，基床表层提高为 0.7m，基床底层提高为 2.3m。而在高速及无砟轨道的基床控制指标中，增加了动态变形模量 E_d 作为压实控制指标。

2.2.3 基床结构的厚度

我国基床表层厚度的确定是根据应力和变形确定的，主要考虑列车的轴重荷速度的影响。我国基床表层厚度实际是对应基床底层为细粒土而确定的，所以其厚度基本对应日本和德国的上限。另外没有考虑冻胀影响，在出现不利气候条件时，可能会出现冻胀破坏现象；德国日本则考虑了线路的等级、基床底层的土的性质；法国和德国还用抗冻性来检算。对于法国垫层厚度的确定，其与路基种类和路基表面的应力有关。为 PF1 类路基时，当路基垫层厚度大于 60cm，结果良好；小于 35cm 结果最差。为 PF3 类路基时，路基垫层约为 35cm 足够了。同时垫层的最小厚度还需根据路基等级、运量、轴重及养护情况确定。

2.3 路基的设计荷载

2.3.1 荷载计算模式

路基荷载是指作用在路基面上的应力，包括两部分：一是线路上部结构的重量作用在路基面上的应力——静荷载；二是列车行驶时轮载通过上部结构传递到路基面上的应力——动荷载。

传统的路基设计中，常采用“换算土柱法”对动静荷载进行简化（图 2-9）。换算土柱法的基本假设：一将列车荷载作为静荷载处理；二把列车荷载和轨道荷载的总和简化为与路基同质的土柱均布地作用在路基面上；三横断面分布宽度自枕底两端向下按 45° 扩散，纵向按平面问题考虑。《京沪高速铁路设计暂行规定》中仍将荷载按换算土柱高度及分布宽度以列车活载与上部建筑重量定义，定义列车荷载为 ZK 活载。

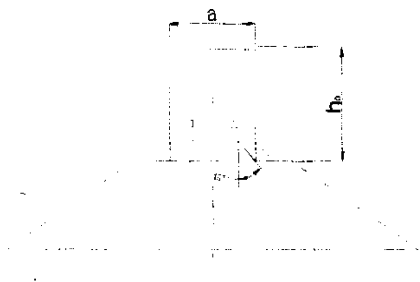


图 2-9 换算土柱图式

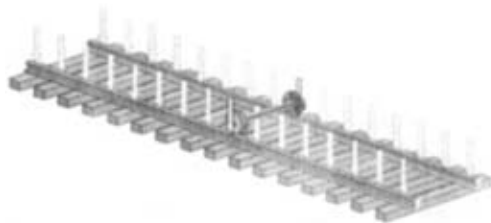


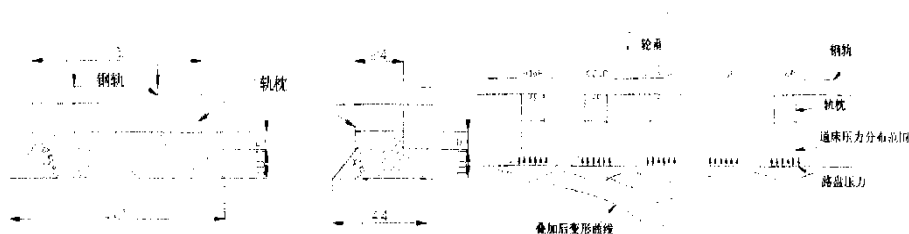
图 2-10 荷载作用模式

高速铁路的设计不能简单地将动荷载作为静荷载处理，必须进行动态分析，从而计算列车动荷载作用下路基中动应力的分布规律。

对于有碴轨道，日本假设动荷载通过钢轨、轨枕、道床传递到强化路盘顶面。日铁在确定作用在路盘面上的计算动应力时，考虑了轨道结构、轮重、列车速度和道床的扩散因素。轮重为静载，运行时产生的动载以静载乘以冲击系数表示。

冲击系数可以表示为 $(1+\alpha V/100)$ ，其中 V 为列车荷载速度 (km/h)， α 为系数，与钢轨有无接缝有关。考虑到钢轨、扣件结构对轮重向下传递的影响，将轮重的荷载直接由轮下的一根轨枕和前后两根轨枕共同承担。轮下轨枕承担 40%，相邻两根各承担 20%，另外两根各承担 10%。其轨枕各自通过道床向下传递到路盘顶面，形成 5 个不同均布荷载的分布面积，作为路盘计算动载。其荷载作用模式见图 2-10，路基计算图式如图 2-11 所示，路盘计算动荷载分布图式

见图 2-12。



2-11 日本路基动应力计算模式

2-12 日本陆盘计算动荷载分布图式

我国关于路基动应力的计算与日本铁路很相似。轮载由五根轨枕共同承担并经相同方式传向路基面。为考虑 5 个独立局部荷载对路基变形和应力的共同影响，将路基面动应力的分布简化为以 5 根轨枕为底的等腰三角形，其中三角形的高表示列车动荷载引起的路基面最大动应力，如图 2-13 所示，可以用式 $\sigma_{\max} = 0.26P(1 + \alpha V)$ 表示，其中 P 为轴重， V 为列车荷载速度 (km/h)， α 为系数，与钢轨有无接缝有关。

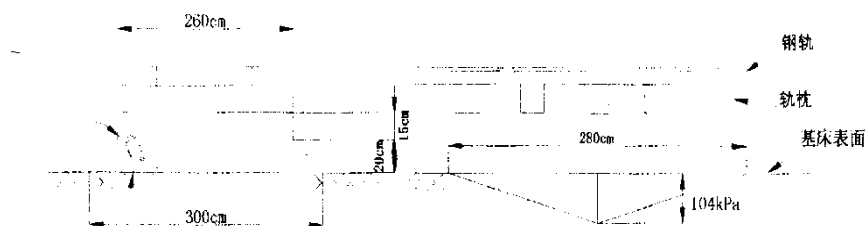


图 2-13 中国铁路路基计算动载分布图式

2.3.2 荷载模型 [49] [91-93]

列车荷载的随机性使得其成为一个很难处理的问题。英国铁路技术中心多年来从事的大量理论研究和实验工作，其所得结论和数据使得用数定法来模拟列车荷载成为可能。实验表明，产生竖向轮轨力的主要原因一是轨道接头和焊接使钢轨走行面发生局部不平顺；二是轨枕的间隔排列或轨面波纹导致周期性的不平顺；三是纵断面内的随机变化；四是轮周面局部擦伤和偏心轮重；五是轨枕支承面刚度不同引起的随机变化。另外研究还表明竖向轮轨力主要出现在三个频率范围内：一是低频范围 (0.5—5Hz)，几乎完全由于车体对悬吊部分的相对运动产生；而是中频范围 (30—50Hz)，由于簧下轮组质量对于钢轨的回弹作用而产生；三是高频范围 (200—400Hz)，由于钢轨的运动受到轮轨接触面的

抵抗所产生。实测表明，轮轨作用力在中低频范围较为剧烈，高频范围主要影响车体的动力响应。从上述试验结论可知，当考虑采用无缝线路时影响轮轨力的主要原因在于轨道不平顺和轨面波形磨耗效应，加之高速线路轨下基础更为坚固，因此这一不平顺主要属于随机不平顺。

日本对车速 $V=200\text{km/h}$ 以上新干线的轨道不平顺维修管理标准：舒适度标准 $7\text{mm}/10\text{m}$ ；安全目标值 $10\text{mm}/10\text{m}$ 。英国对于时速 200km 的轨道，几何不平顺管理标准如表 2-13。

表 2-13 英国轨道几何不平顺管理值

控制条件	波长 (m)	正负 (mm)
按行车平稳性 (I)	50	16
	20	9
	10	5
	5	2.5
按作用到线路上的动力附加荷载 (II)	2	0.6
	1	0.3
	0.5	0.1
波形磨耗 (III)	0.5	0.1
	0.05	0.005

根据现有结论和数据，可以用一激振力函数来模拟列车荷载，其中包括静荷载和由一系列正弦函数迭加而成的动荷载。设定用以与高、中、低频相应的，反映不平顺、附加动载和轨面波磨耗效应的激振力来模拟轮轨的相互作用力，即列车荷载，其表达式如下：

$$F(t) = P_0 + P_1 \sin \omega_1 t + P_2 \sin \omega_2 t + P_3 \sin \omega_3 t \tag{2-1}$$

式中 P_0 为车轮静载， P_1 、 P_2 、 P_3 分别对应表 2.13 中 I、II、III 控制条件中的某一典型值的振动荷载。

假设列车簧下质量为 M_0 ，则相应的振动荷载幅值为：

$$P_i = M_0 a_i \omega_i^2 \tag{2-2}$$

式中 a_i 相应于表 2.13 中 I、II、III 三种情况下的某一典型矢高， ω_i 为对应

车速下相应 I、II、III 条件下不平顺振动波长的圆频率。其中圆频率的计算式为：

$$\omega_i = 2\pi \frac{V}{L_i} \quad (2-3)$$

式中 V 为列车运行速度， L_i 为相应 I、II、III 三种条件下的典型波长。

在后来的研究中，梁波分析了列车荷载的分离与叠加组合。列车由一系列长度大致相同的车辆组成，从整体上看其轮载沿线路方向呈非周期性分布，为此假设列车为无限长，将轮载分离成 2-14 所示的组合，则每组轮载即为周期性移动荷载，其周期为车辆长度。



图 2-14 车辆荷载的分离与组合

考虑第 1 组轮载，其移动速度为 V ，若 t 时刻某一轮载位于 $Z_1 = Vt$ ，那么轮载可写成如下形式：

$$P_1(t, Z) = P_0 \delta(Z - Vt) + F(t) \delta(Z - Vt) \quad (2-4)$$

式中 P_0 为车轮静载， $F(t)$ 为车辆竖向振动引起的附加动载， $\delta(Z - Vt)$ 为关于 (Z, t) 的 Dirac's 函数。

第 1 组轮载的 Fourier 级数形式为：

$$P_1(t, Z) = \frac{P_0 + F(t)}{L} \sum_{m=-\infty}^{\infty} e^{i(\omega_m t - k_m Z)} \quad (2-5)$$

式中 $k_m = 2\pi / L$ ， $\omega_m = k_m V = 2\pi m V / L$ 。

$F(t)$ 同样也能展呈 Fourier 级数形式, 这样 $P_i(t, Z)$ 可以表达为谐振动之和。为定性讨论列车动荷载对路基应力响应的影响, 同时考虑铁路轨道不平顺的影响, 将动荷载 $F(t)$ 简化为一个包含振动幅值和频率的正弦函数形式如下:

$$F(t) = P_0 + P_i \sin \omega_i t \quad (2-6)$$

通过振动幅值 P_i 和频率 ω_i 来模拟列车动荷载的振动特性。

同理第 2、3、4 组轮载的 Fourier 级数的一般形式为:

$$P_i(t, Z) = \frac{P_0 + F(t)}{L} \sum_{m=-\infty}^{\infty} e^{i(\omega_m t - k_m(Z+Z_i))} \quad (2-7)$$

由于道床及路基材料性质沿线路方向保持不变, 所以将四组轮载产生的反应在线路方向进行组合叠加, 就等同于整个列车荷载所产生的动力响应。

李军世^[94]将动荷载 $F(t)$ 简化为一个包含振动幅值和频率的指数函数形式, 如式 (8) 所示:

$$F(t) = A_0 e^{i\omega_0 t} \quad (2-8)$$

通过变化振动幅值 A_0 及频率 ω_0 来观察列车动荷载对动力反映的影响。同时通过波传导单元来模拟道床及路基内应力波和位移波的传导, 假定道床及路基材料为粘弹性, 性质沿线路方向保持不变, 所以将线路方向的动载反应进行迭加, 即等同于整个列车产生的动力反映。假设 $P_i(t, Z)$ 的第 m 级数项产生的反应为 u_{1m} , 可以得到 $Z_1 = Vt$ 处该级数项的列车总反应为:

$$U_m = u_{1m} (1 + e^{-ik_m Z_2} + e^{-ik_m Z_3} + e^{-ik_m Z_4}) e^{i\omega_m t} \quad (2-9)$$

则列车产生的反应全部 Fourier 项迭加

$$U = \sum_{m=-\infty}^{\infty} U_m = \sum_{m=-\infty}^{\infty} u_{1m} (1 + e^{-ik_m Z_2} + e^{-ik_m Z_3} + e^{-ik_m Z_4}) e^{i\omega_m t} \quad (2-10)$$

为此只需计算其中一组轮载产生的动力反映, 另外三组轮载的影响通过迭

加即可表现出来。

2.4 路基变形^{[95][96]}

高速铁路的快速发展，已由原来的强度控制转换为变形作为控制指标。无砟轨道更是如此，控制变形成为无砟轨道发展的关键技术之一。路基有三类变形我们应该注意：一是列车荷载作用下的弹性变形；二是路基在荷载作用下的累积塑性变形；三是路基本体及地基的压密变形。

2.4.1 弹性变形

弹性变形是列车荷载短时作用产生的，主要发生在基床部位，尤其是基床表层。路基的弹性变形最终反映在轨面的弹性变形中，路基刚度低，弹性变形过大车速就不能提高，同时将对道床和轨道上部结构的稳定性产生影响；另外弹性变形的大小，不影响列车运行的安全性和乘坐的舒适性。路基的弹性变形大小是由路基的动刚度决定的，表征路基动刚度的指标是动弹性系数。

基床表层采取特殊结构型式时，必须控制其弹性变形而不致引起表层结构的开裂破坏。如日本采用的沥青混凝土强化基床表层结构。日铁的相关规范，在已知路基面作用外力条件下，将路基作为双层弹性地基计算强化路盘的厚度，把路盘表面在已知外力作用下的允许变形作为控制条件。日本公路沥青混凝土路面弹性变形的控制标准为 0.5mm，与之相对应的挠曲角为 θ ，因此为保证铁路基床表层的沥青混凝土不致因过大的弹性变形而产生挠曲开裂，借用公路柔性路面设计方法用挠曲角 θ 来控制，与之相对应的变形值约为 2.5mm，如图 2-15 所示。当基床表层采用级配沙砾石等散体材料构成的柔性结构，弹性变形控制在 4mm 内较为合适。

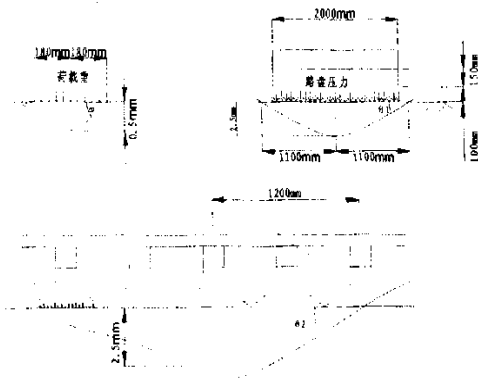


图 2-15 挠曲角 θ 示意图

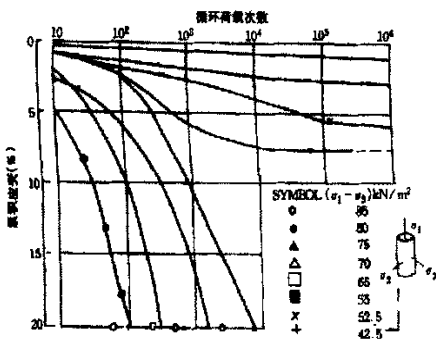


图 2-16 累积应变与荷载重复作用次数关系曲线

我国铁科院的相关研究报告, 对我国秦沈铁路的基床表层用级配碎石和级配砂砾石填筑, 参考日本 2.5mm 允许变形值, 建议用 3mm—4mm 弹性变形限值来进行控制。

2.4.2 压密变形

压密变形是永久下沉, 是填土及上部结构自重引起的。它分为两种, 一种是施工阶段的, 另一种是工后沉降。我们主要关心工后下沉。工后下沉太大, 说明压实度不足、强度低、容易形成不均匀变形。过大的下沉变形还会破坏路基面的排水条件以至不能保持良好的横向排水坡度影响基床结构的稳定性, 容易产生病害。路基填土压密下沉是通过压实度控制的, 另外应采用优质填料, 这样既可以减少后期的沉降, 又能保证路堤的稳定。高速铁路填料在可能的条件下优先选用 A、B 组填料。根据相关实测数据, 路堤填土压密下沉量约为填土高度的 0.1%—1.0%, 且在通车后 1 年即渐趋稳定。对于压密变形, 一般可以采用填土高度的 0.3% 作控制值。

2.4.2 永久变形^{[77][87][90]}

在列车的重复荷载作用下, 粘性土填筑的路基将产生不可恢复的累积永久变形。永久变形随列车荷载的重复作用而累积增加, 过大的永久变形是影响高速铁路和重载铁路安全平稳运行的不利因素。特别是在今天的无砟轨道, 其极有限的变形调整量和不均匀沉降限值, 使得研究路基重复荷载作用下的永久变形显得十分重要。

基床结构是列车荷载动应力的主要影响区, 当荷载较小且作用次数较少时, 基床土表现为弹性体特征; 当荷载较大且作用次数较大时, 将出现永久变形。长期的永久变形累积将表现为典型的基床结构的疲劳破坏。

D. L. Heath 研究土的疲劳特性时, 采用了伦敦粘土试样在三轴仪上进行三轴重复加载试验, 在整理累积应变和荷载作用次数时发现存在两组试验曲线, 其中一组为破坏型曲线: 土体的应变随加载次数呈非线性增加, 土体强度下降, 达到一定加载次数后由于重复加载而导致破坏, 变形量迅速增加; 另一组为衰减型曲线: 加载初期应变增长较快, 随作用次数增加, 由于较小的应力水平土体逐渐压密, 应变增量逐渐减小, 当加载到一定次数后, 土体的密度达到一定程度能抵抗外荷载的作用, 此时试样只产生弹性应变, 永久应变趋于稳定。如图 2-16 所示。因此判断存在一临界动应力, 当超过临界值时, 则塑性变形不断

发展直到破坏；当动应力小于临界值时，土体塑性变形随荷载作用次数的增加而趋于稳定。因此各种不同基床结构型式的设计应当使基床土的动应力控制在临界动应力范围内。西南交通大学采用的成都粘土试验获得的相似的试验结果。

破坏型曲线近似符合式 2-11：

$$\varepsilon = AN^b \quad (2-11)$$

式中 A 和 b 的数值取决于动应力水平和土的性质， N 为加载次数。

衰减型曲线可以用式 2-12 描述：

$$\varepsilon = \alpha(1 + \beta \log N) \quad (2-12)$$

式中， α 、 β 是与动应力水平和土的性质有关的参数， N 为加载次数。

公路设计中路基土的永久变形量取决于路基土的回弹特性。路基土受列车荷载产生的变形分为可恢复的弹性变形和不可恢复的塑性变形。如图 2-17 所示。

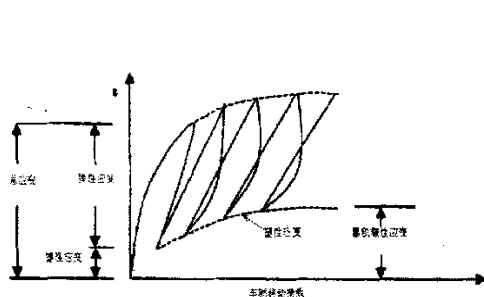


图 2-17 路基土在车辆移动荷载作用下的应变

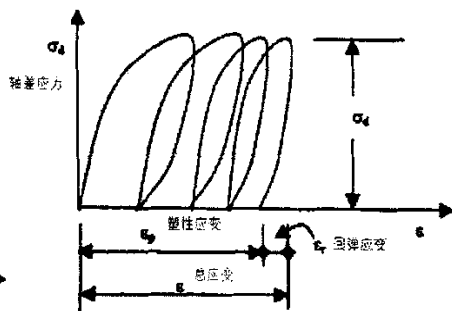


图 2-18 路基土回弹行为

弹性行为是回弹行为的度量，而塑性变形则是一个附加行为。此外路基土的刚度越大即路基土的回弹模量越高，则产生的总变形量越小相对的塑性变形量也越小，因此可以增进路基土的服务功能^[99-101]。

理论上，回弹模量表示所施加的轴差应力与回弹应变之间的关系，如图 2-18 所示，表达式如式（2-13）：

$$M_r = \sigma_d / \varepsilon_r \quad (2-13)$$

式中： M_r 为回弹模量； σ_d 为轴差应力； ε_r 为回弹应变。

20 世纪 60 年代，许多学者对回弹模量进行了研究，但未能将回弹模量应用于设计当中。而是以土的弹度(GI)、加州承载比(CBR)、体积模量(K)等参数来

评估路基土的强度。但上述路基土参数与回弹模量相比都无法模拟路基土在重复荷载作用下的力学行为。回弹模量不仅考虑柔性路面循环荷载作用下的回弹现象,而且还能适应反映环境因素,使其与路面的服务状况更加吻合。AI (Asphalt Institute) 首先在第九版的 MS-1 手册中提出了回弹模量评估路基土及基层材料强度的观念,并在 AI MS-10 中详细叙述了回弹模量试验方法,该方法考虑了材料的线性及非线性特性,可用于多层弹性系统的力学分析。自 1980 年以来,Robnett 和 Elliot^[102]等在定义路基土回弹行为方面做了大量研究工作,定义了表征路基土回弹行为的指标—回弹模量,并应用于 AASHTO 沥青路面的设计。

在路基的设计中,必须重视路基的累积永久变形。对于路基的设计,不仅要预防不可控制的永久变形,而且要了解与单独的回弹模量反映相关的最大荷载以及如何判别影响路基正常使用的临界应力状态的问题。在安定理论中,把这个临界应力状态定义为安定临界状态。安定理论用于描述通常的工程结构体在反复荷载作用下的行为特征。其包括四种行为:安全弹性、弹性安定、塑性安定和增量崩溃。(安定理论最早由 Melan 针对弹塑性和随动硬化材料推倒而出。安定理论是指结构体在某特定荷载的反复加载下,所产生的塑性变形会在有限的加载次数后稳定下来,且在安全界限范围内,同时结构体不产生破坏。)随着计算机技术的飞速发展,塑性力学和安定理论的发展趋于完善。Sharp^[103]等结合数值分析方法与计算机的仿真模拟来探讨这一问题。根据安定理论,路基土的破坏发生在由塑性安定进入增量崩溃行为的阶段,而临界应力水平则处于两种行为之间。(应力水平为施加的重复荷载轴差应力与路基土破坏时的轴差应力的比值)其中增量崩溃行为阶段,路基土则产生较大的塑性应变,而处于安定状态时,塑性应变累积情形则会趋于稳定。路基土临界应力状态的范围可由反复加载时路基所呈现的回弹、塑性及安定行为等加以判断。之后取临界应力范围内的数据进行多方面的分析计算,选取对塑性变形有影响的因子作为计算路基土塑性变形的依据。

由于路基土永久变形导致的破坏形态与传统基础工程中的 15%或 20%的塑性应变来定义破坏不同。因此自 1960 年来很多学者都在重复荷载作用下临界应力水平的界定上作了研究。并先后以三轴试验进行了相关探讨,他们面临了如何定义路基破坏时机的问题。Larew 等认为重复荷载下的破坏发生在应变率开始增大时。Caskin 等在研究 Sydenham 砂时指出,破坏的类型属于永久变形破坏,

认为破坏发生的时机应是应变率增大至最大时。Raymond 等针对 Lada 黏土进行不同应力水平下的非饱和重复荷载试验, 试验结果表明永久应变随着荷载次数的增加而逐渐增强, 且以应力水平 0.53 位控制点。廖化荣结合安定理论和能量耗散, 确定了不同含水量的红黏土在循环荷载作用下的临界应力水平。

关于路基土的永久变形模型, 其永久变形与车辆荷载作用轴次关系最早是由 Monismith^[101]等人于 1975 年提出, 如式:

$$\varepsilon_p = AN^b \quad (2-14)$$

其中 ε_p 为累积永久变形; N 为作用轴次; A, b 为回归参数。

该模型指出了如图 2-19 所示永久应变与荷载轴次之间的对数线性关系。

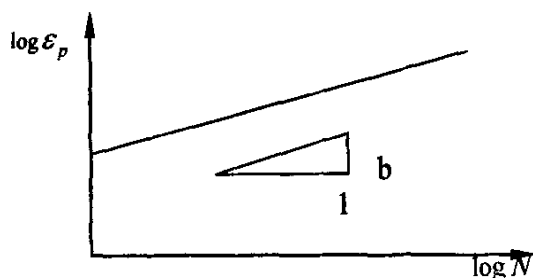


图 2-19 永久应变与荷载轴次之间的对数关系

1978 年, Majidzadeh^[101]提出了一个使用的较多的车辙模型 Ohio 模型:

$$\varepsilon_p / N = AN^{-m} \quad (2-15)$$

$$A = RE^* - C \exp(\sigma_d / \sigma_{d_j}) \quad (2-16)$$

其中 A, m 均为车辙系数; R, C 均为材料常量; E^* 为回弹动力模量; σ_d 为临界轴差应力; σ_{d_j} 为极限轴差应力。

Guirguis^[105]提出可以采用相似的方程来预测永久变形:

$$\varepsilon_p / N = A(\sigma_d, w)N^{-m} \quad (2-17)$$

$$A = K|E^*|S \quad (2-18)$$

其中: m 为 $\lg \varepsilon_p / N - \lg N$ 曲线上的绝对值;

$A(\sigma_d, w)$ 为车辙系数, 取决于轴差应力 σ_d 和含水量 w ;

K, S 均为施加的动应力所决定的参数。

1980 年, Poulsen^[106] 等对 6 个国家 16 个位置采集的未扰动样品进行循环荷载试验, 提出了与 (14) 式相似的模型方程:

$$\varepsilon_p = e_1 N^{e_2} \beta^{e_3} \quad (2-19)$$

其中 e_1, e_2, e_3 均为材料特征常数; β 为破坏度。

1998 年, 邱延峻^[101] 教授总结了几种路基土在重复荷载作用下的变形规律, 并进行试验工作, 试验中采用了统一的试验程序和先进的数据采集软件, 得出的具有极大可靠性和可比性的变形数据, 由此得出了具有可靠应用价值的变形模型。如下式:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p(1) f(N) \quad (2-20)$$

其中: $\varepsilon_p(1)$ 为初次轴载作用下的永久应变(%), $\varepsilon_p(1) = p_1 r_\sigma^{p_2}$

r_σ 为应力比(偏应力/强度); $f(N)$ 为累积函数, $f(N) = N^{p_3 r_\sigma^{p_4}}$;

p_1, p_2, p_3, p_4 为材料参数。

1979 年, Lentz^[107] 对 Michigan 路基砂的试验研究表明, 当含水量的影响非常微弱时, 应力历史对于永久变形有很重要的影响, 可用下式来表示永久变形和循环荷载之间的关系:

$$\varepsilon_p = a + b(\lg N) \quad (2-21)$$

其中: a, b 均为材料系数; $a = \varepsilon_{0.95S_d} \ln(1 - S_d)^{-0.15}$;

S_d 为静态固结度; $\varepsilon_{0.95S_d}$ 为土的固结度达到 95% 时的应变。

1982 年, Diyaljee^[108] 等在静止应力-应变数据和反复荷载试验的最小循环次数数据的基础上, 建立了一个能预测长期反复荷载作用下永久变形的关系式:

$$\varepsilon_p = B e^{nX} N^m \quad (2-22)$$

式中: $B = \varepsilon_p(N_1, X_0)$ 为第一次循环时应变在 $X=0$ 时的值;

X 为在静荷载作用下对于破坏轴差应力的反复轴差应力速率;

n, m 均为回归系数。

1986 年, Allen^[100]等提出一个用于预测所有路面结构层永久变形的车辙模型:

$$\lg \varepsilon_p = C_0 + C_1 \lg N + C_2 (\lg N)^2 + C_3 (\lg N)^3 \quad (2-23)$$

式中 C_0, C_1, C_2, C_3 均为取决于材料特性、应力状态和 (或) 温度系数。

1986 年, Pumphrey^[110]等对 Floriada 路基砂进行试验, 提出永久应变的发展可近似用下式来表示:

$$\frac{\varepsilon_p / \varepsilon_{0.95S_d}}{\sigma_d / S_d} = n + m \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_{0.95S_d}} \quad (2-24)$$

式中: $n = (0.809399 + 0.003769\sigma_d) \times 10^{-4}$; $m = 0.856355 + 0.049650 \ln \sigma_d$ 。

1996 年, Li^[111]等提出一个扩展的能量模型用于预测路基中的累积塑性应变:

$$\varepsilon_p = \alpha N^b \beta^m \quad (2-25)$$

式中: a, b, m 为材料参数; $\beta = S_d / S_s, S_s$ 为静强度。

路基土永久变形预测模型, 建立了路基土应变与车辆重复作用次数的关系方程, 使得这一导致上部结构破坏的重要因素得以预测, 这对于分析永久变形对上部结构的影响具有重要的意义, 以便在设计中采取措施。无碴轨道具有较高的变形控制要求, 分析研究作为其基础的路基土永久变形显得非常迫切和重要, 永久变形预测模型对无碴轨道的设计和研究而言具有重要的参考价值, 应予以重视。

第 3 章 非线性有限元软件 ABAQUS 简介

限元分析是计算机辅助设计的基本组成部分,由于它提供了更快捷和低成本的方式评估设计的概念和细节,因此人们越来越多的应用有限元仿真的方法代替样品原型的试验。

ABAQUS 是一套功能强大的基于有限元法的工程模拟软件,其解决问题的范围从相对简单的线性分析到最富有挑战性的非线性模拟问题。ABAQUS 具备十分丰富的、可模拟任意实际形状的单元库。并与之对应拥有各种类型的材料模型库,可以模拟大多数典型工程材料的性能,其中包括金属、橡胶、高分子材料、复合材料、钢筋混凝土、可压缩弹性的泡沫材料以及岩石和土这样的地质材料。作为通用的模拟分析工具,ABAQUS 不仅能解决结构分析中的问题(应力/位移),还能模拟和研究各种领域中的问题,如热传导、质量扩散、电子元器件的热控制(热—电耦合分析)、声学分析、土壤力学分析(渗流——应力耦合分析)和压电介质力学分析。

ABAQUS 为用户提供了广泛的功能,且使用起来又十分简明。最复杂的问题也可以很容易地建立模型。例如复杂的多部件问题可以通过对每个部件定义材料模型和几何形状,然后再把它们组装起来而构成。在大部分模拟分析问题中,甚至在高度非线性问题中,用户也只需要提供结构的几何形状、材料性能、边界条件和荷载工况这样的工程数据就可以进行分析。在非线性分析中,ABAQUS 能自动选择合适的荷载增量和收敛精度。不仅能选择这些参数值,而且能在分析过程中不断地调整参数来保证有效地得到高精度的解,很少需用户去定义这些参数。

3.1 ABAQUS 软件产品^{[112][113]}

ABAQUS 有两个主要的分析模块:ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit。ABAQUS/Standard 还有两个特殊用途的附加分析模块:ABAQUS/Aqua 和 ABAQUS/Design。另外,还有 ABAQUS 分别与 ADAMS/Flex, C-MOLD 和 Mold flow 的接口模块:ABAQUS/ADAMS, ABAQUS/C-MOLD 和 ABAQUS/MOLDFLOW。ABAQUS/CAE 是完全的 ABAQUS 工作环境模块,它包括了 ABAQUS 模型的构造,交互式提交作业、监控作业过程以及评价结果的能力。ABAQUS/Viewer 是 ABAQUS/CAE 的子集,它具有后处理功能,这些模块之间的关系见图 2-20。

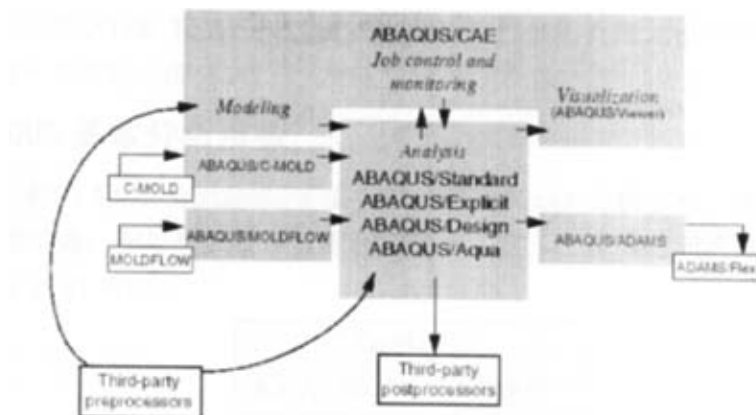


图 2-20 ABAQUS 模块关系

ABAQUS/Standard 是一个通用分析模块,它能够求解领域广泛的线性和非线性问题,包括静力、动力、热和电问题的响应等。

ABAQUS/Explicit 是用于特殊目的分析模块,它采用显式动力有限元列式,适用于像冲击和爆炸这类短暂,瞬时的动态事件,对加工成形过程中改变接触条件的这类高度非线性问题也非常有效。

ABAQUS/CAE (Complete ABAQUS Environment) 是 ABAQUS 的交互式图形环境,用它可方便而快捷地构造模型,只需生成或输入要分析结构的几何形状,并把它分解为便于网格化的若干区域。并对几何体赋予物理和材料特性、荷载以及边界条件。ABAQUS/CAE 具有对几何体剖分网格的强大功能,并可检验所形成的分析模型。一旦模型生成,ABAQUS/CAE 可提交并监控要分析的作业,可视化模块就可用来显示结果。

ABAQUS/Viewer 是 ABAQUS/CAE 的子集,它只包含了可视化的后处理功能。

ABAQUS/Aqua 的一系列功能可以附加在 ABAQUS/Standard 中应用。它偏向于模拟海上结构,如海洋石油平台。它的功能包括模拟波浪,风载荷及浮力的影响。

ABAQUS/ADAMS 允许 ABAQUS 有限元模型作为柔性部件进入到 MDI ADAMS 产品族中去进行分析。这个界面是基于 ADAMS/Flex 的部件模态综合公式的。

ABAQUS/C-MOLD 把注模分析软件 C-MOLD 中有限元网格、材料性质和初始应力数据转换成为 ABAQUS 输入文件。

ABAQUS/Design 的一系列功能可附加在 ABAQUS/Standard 中进行设计灵敏度计算。

ABAQUS/MOLDFLOW 模块把 MOLDFLOW 分析软件中的有限元模型信息转换成 ABAQUS 输入文件的一部分。

3.2 ABAQUS 基本分析步骤

一个完整的 ABAQUS/Standard 或 ABAQUS/Explicit 分析过程，通常由三个明确的步骤组成：前处理、模拟计算和后处理。这三个步骤之间通过文件建立的联系如图 2-21 所示：

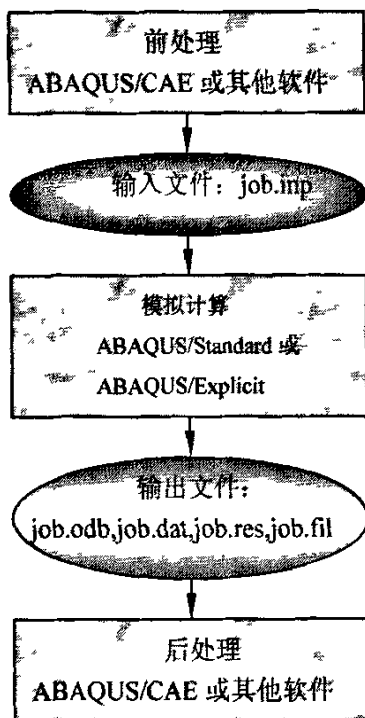


图 2-21 文件联系

1. 前处理 (ABAQUS/CAE): 在前处理阶段需要定义物理问题的模型，并生成一个 ABAQUS 输入文件。尽管一个简单分析可以用文本编辑器生成 ABAQUS 输入文件，但通常的做法是使用 ABAQUS/CAE 或其他前处理程序，以图形方式生成模型。
2. 模拟计算 (ABAQUS/Standard 或 ABAQUS/Explicit): 模拟计算阶段使用 ABAQUS/Standard 或 ABAQUS/Explicit 求解输入文件中所定义的数值模型，它通常以后台方式运行。以应力分析的输出为例，包括位移和应力等的输出数据保存在二进制文件中以便后处理。完成一个求解过程所需

时间从几秒到几天不等,这取决于所分析问题的复杂程度和所使用计算机运算能力。

3. 后处理 (ABAQUS/CAE) 一旦完成了模拟计算并得到了位移、应力或其它基本变量后,就可以对计算结果进行评估。评估可以通过 ABAQUS/CAE 的可视化模块或其它处理软件在图形环境下交互式进行。可视化模块可以将读入的二进制输出数据库中的数据结果以多种方式显示出来,包括彩色等值线、动画、变形图和 X-Y 曲线图等。

3.3 应用实体单元

在 ABAQUS 中,具有丰富的单元库,单元种类多达 433 种,共分为 8 大类,连续体(实体单元)、壳单元、薄膜单元、梁单元、杆单元、刚性单元、连接单元和无限元。另外还提供了针对特殊问题的特殊单元。提高求解精度和缩短计算时间是一对永恒的矛盾,如何根据不同的问题类型和求解要求,为模型选择出最合适的单元,用尽量短的时间得到尽量精确的结果,这是 ABAQUS 过程中一个复杂而重要的问题。

按照节点位移插值的阶数,可以将 ABAQUS 单元分为三类:一是线性单元,又称一阶单元,仅在单元的角点处布置节点,在各方向上都采用线性插值;二是二次单元,又称二阶单元,在每条边上有中间结点,采用二次插值;三是修正二次单元,只有 Tri 或 Tet 单元才有这种类型,即在每条边上的中间节点,采用修正的二次插值。

在 ABAQUS 中,应力/位移单元的实体(continuum)单元族是最广泛的。ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit 的实体单元库有所不同。ABAQUS/Standard 的实体单元库包括二维和三维的一阶(线性)插值单元和二阶(二次)插值单元,它们应用完全积分或者缩减积分。二维单元包含三角形和四边形,三维单元包含四面体、三角楔形体和六面体。ABAQUS 还提供了修正的二阶三角形和四面体单元。ABAQUS/Explicit 的实体单元库包括二维和三维的减缩积分一阶(线性)插值单元,也有修正的二阶插值三角形和四面体单元。在 ABAQUS/Explicit 中没有完全积分或常规的二阶单元。

3.3.1 单元的数学描述和积分

完全积分:所谓“完全积分”是指单元具有规则形状时,全部 Gauss 积分点的数目足以对单元刚度矩阵中的多项式进行精确积分。对六面体和四边形单

元而言,所谓“规则形状”是指单元的边是直线并且边与边相交成直角,在任何边中的节点都位于边的中点上。完全积分的线性单元在每一个方向上采用两个积分点。承受弯曲荷载时,完全积分的线性单元会出现剪切自锁问题,造成单元过于刚硬,即使划分很细的网格,计算精度仍然很差。在复杂应力状态下,完全积分的二次单元也有可能发生自锁,然后对于模拟局部应力集中的区域,应用这类单元是非常有用的。

减缩积分:只有四边形和六面体单元才能采用减缩积分;而所有的楔形体、四面体和三角形实体单元只能采用完全积分。减缩积分单元比完全积分单元在每个方向上少用一个积分点,减缩积分的线性单元只在单元的中心由一个积分点。线性的减缩积分单元由于存在来自本身的所谓沙漏数值问题过于柔软。ABAQUS 在一阶减缩积分单元中引入一个小量的人工“沙漏刚度”以限制沙漏模式的扩展。线性减缩积分单元能够很好的承受扭曲变形,因此在任何扭曲变形很大的模拟中都可以采用网格细划的这类单元。在 ABAQUS/Standard 中,二次减缩积分单元也有沙漏模式,然而在正常的网格中这种模式几乎不能扩展,并且在网格足够密度时也不会产生什么问题。即使在复杂应力状态下,二次减缩积分单元对自锁也不敏感。因此对包含大变形的大位移模拟和某些类型的接触分析之外,这些单元一般是绝大多数应力/位移模拟的最佳选择。

非协调单元:仅在 ABAQUS/Standard 中有非协调模式的单元,它的目的是克服在完全积分、一阶单元中的剪力自锁问题。由于剪力自锁是单元的位移场不能模拟与弯曲相关的变形而引起的,所以在一阶单元中引入了一个增强单元变形梯度的附加自由度。如果使用得当,非协调模式单元是很有用的,它可以以很低的成本获得较高精度的结果,但是必须确保单元就去是非常小的。

杂交单元:在 ABAQUS/Standard 中,对于每一种实体单元都有其相应的杂交单元,包括所有的检索积分和非协调模式单元。在 ABAQUS/Explicit 中没有杂交单元。当材料行为是不可压缩或非常接近于不可压缩(泊松比 >0.475)时需要采用杂交单元,因为在此时单元中的应力是不确定的。杂交单元中包含一个可直接确定单元压应力的附加自由度。

3.4 非线性

3.4.1 非线性来源

在结构力学模拟中有三种非线性的来源:材料非线性;边界非线性;几何

非线性。

材料非线性：大多数金属在小应变时都具有良好的线性应力/应变关系，但在应变较大时材料会发生屈服，此时材料的响应变成了非线性和不可逆的。材料的非线性也可能与应变以外的其它因素有关。应变率相关材料材料参数和材料失效都是材料非线性的表现形式。材料性质也可以是温度和其它预先设定的场变量的函数。

边界非线性：若边界条件随分析过程发生变化，就会产生边界非线性问题。如考虑悬臂梁，它随施加的载荷发生挠曲，直至碰到障碍。

梁端部的竖向挠度与载荷在它接触到障碍以前是线性关系。在端部碰到障碍时梁端部的边界条件发生突然的变化，阻止竖向挠度继续增大，因此梁的响应将不再是线性的。边界非线性是极度不连续的，在模拟分析中发生接触时，结构的响应特性会在瞬时发生很大的变化。

几何非线性：与分析过程中模型的几何改变相联系的。几何非线性发生在位移的大小影响到结构响应的情形。这可能由于：大挠度或转动；“突然翻转”；初应力或载荷硬化。

3.4.2 非线性问题的求解

ABAQUS 使用 Newton-Raphson 法来求解非线性问题。在非线性的求解不能象线性问题中那样只求解一组方程即可，而是逐步施加给定的载荷，以增量形式趋于最终解。因此 ABAQUS/Standard 将计算过程分为许多载荷增量步，并在每个载荷增量步结束时寻求近似的平衡构形。ABAQUS/Standard 通常要经过若干次迭代才能找到某一载荷增量步的可接受的解。所有增量响应的和就是非线性分析的近似解。因此为求解非线性问题，ABAQUS/Standard 组合了增量和迭代过程。

通过显式地从上一个增量步前推出动力学状态而无须进行迭代，ABAQUS/Explicit 确定了动平衡方程的解答。显式地求解一个问题，不需要切线刚度矩阵的计算。显式中心差分算子满足了在增量步开始时刻 t 的动力学平衡方程；利用在时刻 t 计算的加速度，前推出在时刻 $t+\Delta t/2$ 的速度解答和在时刻 $t+\Delta t$ 的位移解答。对于线性和非线性问题是相似的，显式方法都需要一个小的时间增量步，它只依赖于模型的最高自振频率，而与荷载的类型和加载时间无关。典型的模拟需要大量的增量步；然而事实上，由于每个增量步中无须

求解全体方程的集合，所以对每一个增量步的计算成本，用显式方法比隐式方法要小的多。正是显式动态方法的小增量步特点，使得 ABAQUS/Explicit 非常适合求解非线性问题。

3.5 动态分析

ABAQUS 中动态分析包括两大类基本方法：振型叠加法（modal superposition procedure）用于求解线性动态问题；直接解法（direct-solution dynamic analysis procedure）主要用于求解非线性动态问题。见表 3-1。

表 3-1 动态分析的不同类型

分析类型	ABAQUS/Standard or ABAQUS/Explicit	分析步类型	ABAQUS/CAE 中分析步
振 型 叠 加 法	频率提取	Standard	线性摄动分析步 Frequency
	瞬时模态	Standard	线性摄动分析步 Modal Dynamic
	动态分析		
	基于模态的稳态	Standard	线性摄动分析步 Steady-state
	动态分析		dynamic, modal
	反映谱分析	Standard	线性摄动分析步 Response spectrum
随机响应分析	Standard	线性摄动分析步 Random response	
直 接 解 法	隐式动态分析	Standard	通用分析步 Dynamics, Implicit
	基于子空间的显		
	式动态分析	Standard	通用分析步 Dynamics, Subspace
	显式动态分析	Explicit	通用分析步 Dynamics, Explicit
	基于直接解法的		
	稳态动态分析	Standard	线性摄动分析步 Steady-state dynamic, Direct
	基于子空间的稳		
	态动态分析	Standard	线性摄动分析步 Steady-state dynamic, Subspace

3.5.1 振型叠加法

振型叠加法中瞬时动态分析（transient modal dynamic analysis）：计算线性问题时域上的动态响应时应具备以下特点：1）系统是线性的（线性材料，无接触行为，不考虑几何非线性）；2）响应只受较少的频率支配。当响应在中

的频率成分增加时, 振型叠加法的效率将会降低。3) 荷载的主要频率应该在所提取的频率范围内, 以确保对荷载的描述足够精确。4) 特征模态应该能精确描述任何突然加载所产生的初始加速度。5) 系统阻尼不能过大。

基于模态的稳态动态分析 (mode-based steady-state dynamic analysis): 在用户指定频率内的谐波激励下, 计算引起结构响应的振幅和相位, 得到的结果是在频率上的。

反应谱分析 (response spectrum analysis): 当结构的固定点处发生动态运动时, 计算其峰值响应 (位移、应力等), 得到的结果是在频域上的, 其典型的应用是计算在发生地震时建筑物的峰值响应。

随机响应分析 (random response analysis): 当结构承受随机连续激励时, 计算其动态响应, 得到的结果是在频域上的, 激励的表示方法是统计意义上的能量谱函数。

3.5.2 直接解法

隐式动态分析 (implicit dynamic analysis): 使用 ABAQUS/Standard, 通过隐式直接积分来分析强非线性问题的瞬时动态响应, 其响应的分析步类型为通用分析步 (general analysis step)。

基于子空间的显式动态分析 (subspace-based explicit dynamic analysis): 使用 ABAQUS/Standard, 通过显式直接积分来求解弱非线性动态问题, 其动力平衡方程以向量空间的形式来描述, 相应的分析步类型为通用分析步, 它不能用于接触问题。

显式动态分析 (explicit dynamic analysis): 使用 ABAQUS/Explicit, 通过显式直接积分来求解非线性动态问题, 其相应的分析步类型为通用分析步。

基于直接解法的稳态动态分析 (direct-solution steady-state dynamic analysis): 使用 ABAQUS/Standard, 直接分析结构的稳态简谐响应, 其相应的分析步类型为线性摄动分析步。

基于子空间的稳态动态分析 (subspace-based steady-state dynamic analysis): 使用 ABAQUS/Standard 来分析结构的稳态简谐响应, 其稳态动力学方程以向量空间的形式来描述, 相应的分析步类型为线性摄动分析步。

3.6 ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit 比较

ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit 都能分析多种类型的问题, 应根据问

题的特点求解效率来选择合适的分析类型，见表 3-2。一般来说，对于光滑非线性问题，ABAQUS/Standard 更有效，而 ABAQUS/Explicit 适合于求解复杂非线性动力学问题，特别是用于模拟短暂、瞬时的动态时间，如冲击和爆炸问题。有些复杂的接触问题使用 ABAQUS/Standard 要进行大量的迭代，甚至难以收敛，而使用 ABAQUS/Explicit 就可以大大缩短计算时间。

表 3-2 ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit 的主要区别

	ABAQUS/Standard	ABAQUS/Explicit
单元库	提供丰富的单元库	提供了适合显式分析的单元库，有些 ABAQUS/Standard 单元不能用于 ABAQUS/Explicit（如 C3D8I 单元）
分析步	通用分析步和线性摄动分析步	通用分析步
材料模型	提供了丰富的材料模型	与 ABAQUS/Standard 的材料模型相类似， 但一个显著的区别是提供了材料失效模型
接触问题	能够分析各种复杂接触问题	分析复杂接触问题的能力优于 ABAQUS/Standard
求解技术	使用基于刚度的求解技术，具有无条件稳定性	使用显式积分求解技术，具有条件稳定性
占用磁盘空间和内存	由于增量步中作大量迭代，可能占用大量的磁盘空间和内存	所需磁盘空间和内存小于 ABAQUS/Standard

第 4 章 无碴轨道路基数值计算

本文根据遂渝线无碴轨道综合试验段路基的典型断面,利用 HKS 公司的知名的非线性有限元软件 ABAQUS,建立基于普通 A 型板式无碴轨道路基的多层体系模型,进行路基结构在列车轮载作用下的力学响应数值计算,分析路基结构的材料性质等设计参数对路基性能指标(结构性指标——应力、应变、变形等)影响规律,对路基结构的刚度变化特点进行初步评价。同时考虑列车荷载速度对相关力学响应的影响,分析总结其影响规律,初步评价路基的变形及结构的适应性。

4.1 计算参数及模型

4.1.1 计算参数

本文相关数值计算的主要参数列于表 4-1。其中道床板及以上结构采用线弹性的材料模型,路基及以下结构则采用 Drucker-Prager 材料模型。

表 4-1 计算材料参数

	E (MPa)	ν	ρ (kg/m ³)	d (Pa)	β (°)	φ (°)
轨道板	3.5E4	0.3	3000			
CA 砂浆	300	0.35	1800			
道床板	2.4E4	0.2	2700			
级配碎石 ^a	200 ¹ /180 ² /160 ³ /140 ⁴ /120 ⁵	0.3	1950	7E4	34	14
AB 组填料 ^b	150 ¹ /120 ² /100 ³ /80 ⁴ /60 ⁵	0.3	1900	5.5E4	28	20
红层泥岩 ^c	100	0.35	1850	5E4	30	20
地基 ^d	120 ¹ /100 ² /80 ³ /60 ⁴ /40 ⁵	0.35	1800	3E4	16	20

注: E_{sub} 代表路基结构层组合为级配碎石 200+AB150+红层泥岩 100+地基 80。

4.1.2 ABAQUS 中 Drucker-Prager 材料模式的相关约定

ABAQUS 中 Drucker-Prager 材料模式有线性模式、双曲线和通用指数模式。线性模式在 ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit 中均适用。该模式根据三个应力不变量来表达。它提供了一个在偏应力平面中的可能非圆弧屈服面,使得

符合三轴拉伸和压缩条件下的不同屈服值，偏平面中的关联无弹性流及各自的膨胀角和摩擦角。本文计算采用线性模式。其准则如图 4.1 所示。

$$\text{D-P 材料线性模式准则: } F = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (4-1)$$

$$\text{式中: } t = \frac{1}{2}q \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right], \quad (4-2)$$

$$\text{其中 Mises 等效应力: } q = \sqrt{\frac{3}{2}(S:S)} \quad (4-3)$$

$$\text{应力偏量: } S = \sigma + pI \quad (4-4)$$

$$\text{第三偏应力不变量: } r = \left(\frac{9}{2} S:S:S \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4-5)$$

应力屈服面使用两个不变量，定义为等效压应力：

$$p = -\frac{1}{3} \text{trace}(\sigma) \quad (4-6)$$

β 为线性屈服面在 $p-t$ 应力平面中的坡度，通常指的是材料的摩擦角； d 为材料的粘聚力； K 为三轴拉伸下的屈服应力与三轴压缩下的屈服应力的比率，因而，控制了屈服面对中间主应力的依赖关系，如图 4.2 所示。

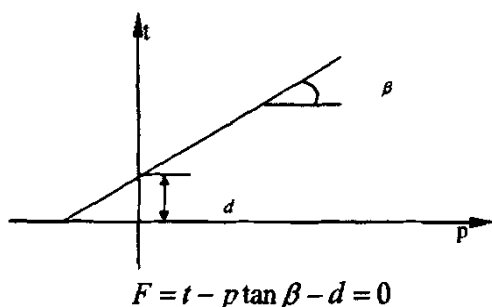


图 4.1 D-P 材料线性模式准则

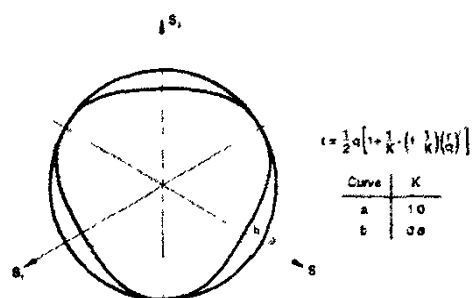


图 4.2 偏平面中典型的线性模式屈服/流动面

4.1.3 有限元计算模型

本文建立以普通 A 型板式轨道为原型的数值计算模型，如图 4-3 所示，相关尺寸参数见表 4-2。道床板和基床表层之间采用库仑摩擦接触形式，接触摩擦

采用罚函数表示，摩擦系数 0.2；路基各结构层采用连续接触模型。边界条件，模型两横断面约束纵向位移，地基地面采用全约束形式。网格划分情况见图 4-4，共划分了 24064 个单元，其单元形式采用线性减缩积分单元 C3D8R。

表 4-2 模型尺寸参数

	H ₁ (m)	H ₂ (m)	H ₃ (m)	m(边坡率)		h(m)	b(m)	L(m)
级配碎石	0.7	0.5	0.3	1:1.75	轨道板	0.19	2.4	9.91
AB 组填料	2.3	2.3	2.3		CA 砂浆	0.05	2.4	
红层泥岩	3	3	3		道床板	0.3	3.2	
地基	3	3	3		级配碎石		3.9	

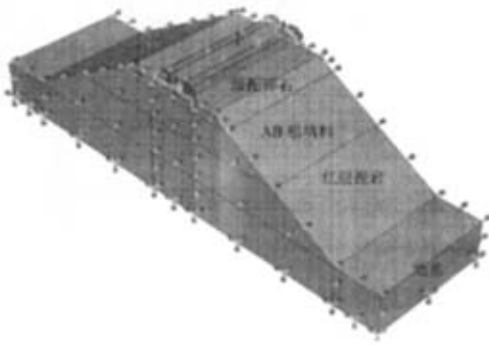


图 4-3 计算模型

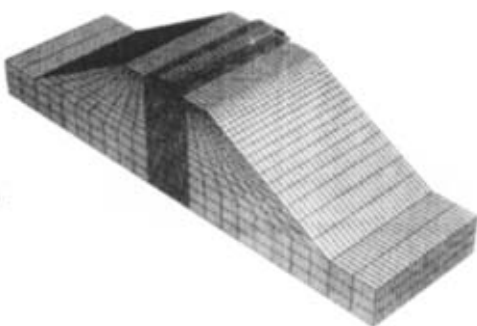


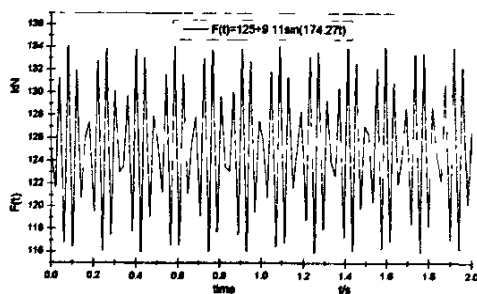
图 4-4 网格划分示意图

4.1.4 列车荷载模型

本文对无砟轨道路基的数值影响分析采用前面所提到的列车荷载模型，经过简化为其表达式：

$$F(t) = P_0 + P_1 \sin \omega t \tag{4-7}$$

其中 P_0 为单边静轮载， P_1 为对应于动力附加荷载的振动荷载。假设列车簧下质量为 M_0 ，则相应的振动荷载幅值为 $P_1 = M_0 a \omega^2$ 。 a 为矢高， ω 为振动波长的圆频率，圆频率计算式： $\omega = 2\pi \nu / L$ 。 ν 为列车运行速度， L 为振动荷载波长。取单边静轮重 125kN，簧下质量 M_0 为 750kg，矢高 $a = 0.4\text{mm}$ ，波长 L 为 2m。 $\nu = 200\text{km/h}$ 。所采用的激振力时程曲线如图 4-5 所示。

图4-5 激振力时程曲线 ($v=200\text{km/h}$)

4.2 ABAQUS显式积分和隐式积分求解比较

4.2.1 显隐积分对加速度的影响

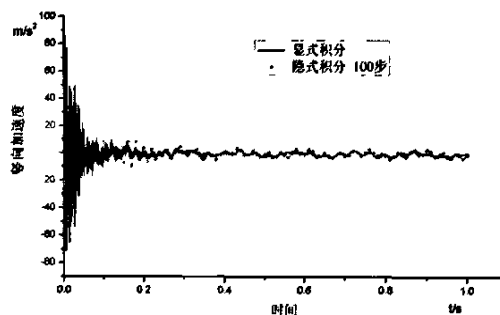


图4-6 显隐积分对竖向加速度的影响

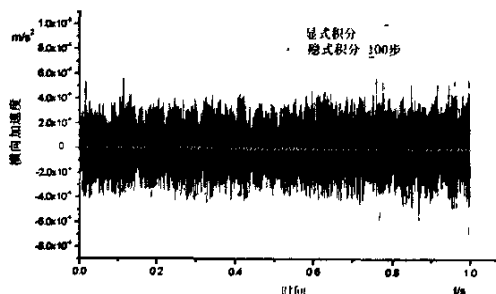


图4-7 显隐积分对横向加速度的影响

图4-6为显式积分和隐式积分情况下基床表层顶面竖向加速度的时程曲线,可以看出,当计算趋于稳定时,其变化趋势基本一致,但隐式积分的波动略大于显式积分的情况。图4-7为显式积分和隐式积分情况下基床表层顶面横向加速度的时程曲线,可以看出,由于显式积分采用较小时步的积分方式,其表现相对隐式积分而言为较强的波动性,但数值很小,因此荷载作用对基床顶面横向加速度的影响很小。

4.2.2 显隐积分对位移的影响

图4-8为显式积分和隐式积分情况下基床表层顶面竖向位移的时程曲线,可以看出隐式积分较显式积分略有超前现象,但总体上波动趋势趋于一致,且数值上相差也很小。图4-9为显式积分和隐式积分情况下基床表层顶面横向位移的时程曲线,可以看出,显式积分相对隐式积分而言略呈周期性的波动,但不很明显,且两者数值上均很小,因此荷载作用对基床顶面横向加速度的影响很小。

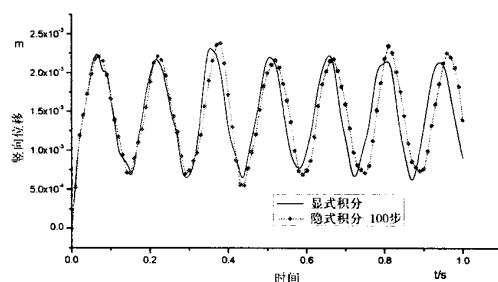


图4-8 显隐积分对竖向位移的影响

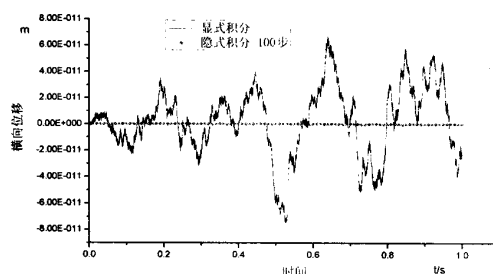


图4-9 显隐积分对横向位移的影响

4.2.3 隐式积分时步 (STEP) 对加速度的影响

图4-10为隐式积分不同时步情况下基床顶面竖向加速度的时程曲线。可以看出, 隐式积分100时步情况下计算稳定时间大约在0.2s; 而积分时步为20步时计算的稳定时间大约在0.6s。但两种情况下在计算稳定后的数值上相差不大。图4-11为隐式积分不同时步情况下基床顶面横向加速度的时程曲线。可以看出, 积分时步为100步时其波动较20步情况要大, 但整体的数值很小, 因此荷载作用对横向加速度的影响很小。

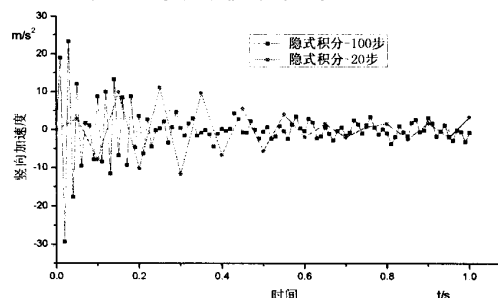


图4-10 不同时步对竖向加速度的影响

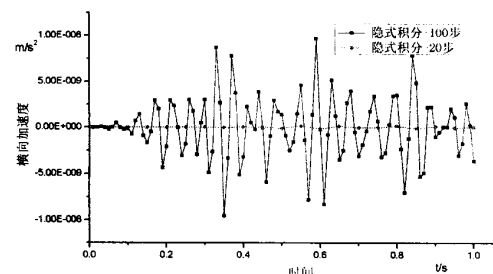


图4-11 不同时步对横向加速度的影响

4.2.4 隐式积分时步 (STEP) 对位移的影响

图4-12为隐式积分不同时步情况下基床表层顶面竖向位移的时程曲线, 可以看出, 积分时步为20步时, 由于积分点太少, 因此连接的曲线显得很连贯, 呈折角现象, 同时表现出衰减的趋势。积分时步为100步时, 时程曲线波动表现为类似的正弦曲线形式, 且保持基本稳定的状态。图4-13为隐式积分不同时步情况下基床表层顶面横向位移的时程曲线, 可以看出, 100个积分时步情况下, 数值呈现了周期性的波动, 相对20个积分时步更为明显。但由于数值较小, 因

此其影响可以忽略。

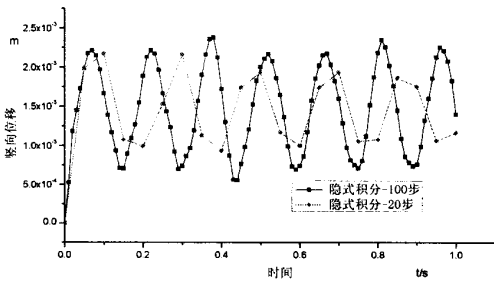


图4-12 不同时步对竖向位移的影响

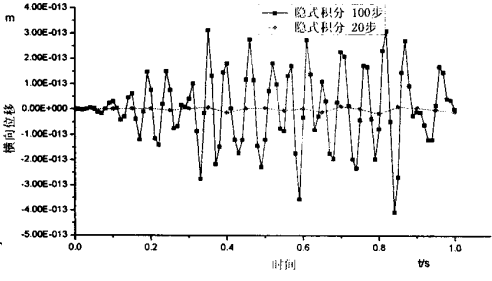


图4-13 不同时步对横向位移的影响

通过上述分析，可以看出，显式积分和隐式积分 100 个时步的计算对计算结果的数值、稳定时间及周期上都没有太大的差异。由于显式积分计算采用小时步的积分方式，且每一步的积分成本很小，但其累计时步较大，因此计算总时间上要大于隐式积分 100 时步的情况。另外隐式积分 100 时步计算结果较 20 步的情况数值更为稳定，且计算在很短的时间内处于稳定状态，同时其表现的周期性也基本符合荷载的振动，因此计算选用隐式积分 100 个积分时步的算法。

4.3 数值计算结果分析^{[114][115]}

4.3.1 路基各结构层力学响应分析（路基结构层组合 E_{a1b1d3}）

（1）路基各结构层应力分析：

图 4-14 显示了基床表层刚度为 200MPa 时路基各结构层动应力的横向分布情况。可以看出，基床表层及底层在道床板边缘产生最大的动应力，且呈马鞍型分布特征。最大动应力从 71.85kPa 将为 36.91kPa，衰减了约 48.6%。路基及地基的动应力分布特征类似于正态分布形式。两种分布形式主要是在基床部位，荷载形式仍以钢轨传递下来的两边均布荷载为主；而荷载由于轨道板、道床板及基床结构的分散作用，传递至路堤部分是已呈作用于路基中间位置的荷载形式，因此表现为正态分布。

图 4-15 显示了荷载作用下路基动应力及竖向应力的分布情况。可以看出，其应力等值线呈钟型曲线的分布形式，因此可以说明荷载对路基系统的影响有一定的范围；另外在道床板角边缘处产生了应力集中现象，因此在荷载的重复作用下将产生，板角边缘处的基床结构将产生塑性屈服，从而导致结构的破坏。因此在设计及施工过程中对此应予以重视。

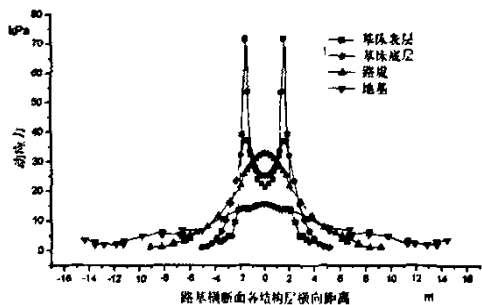


图 4-14 路基各结构层动应力分布

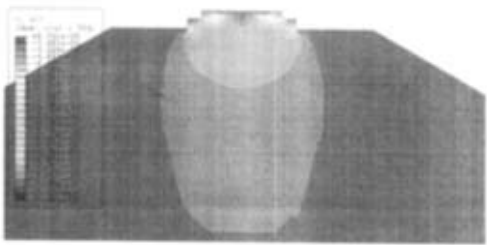
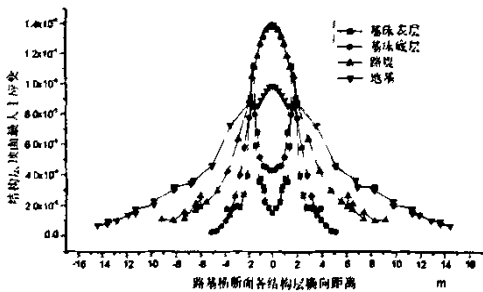


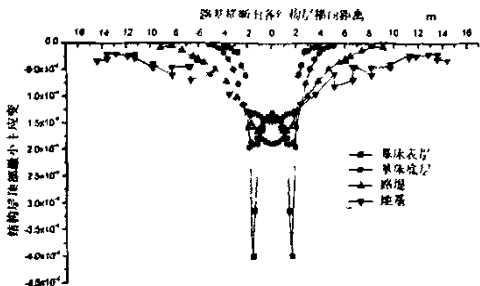
图 4-15 路基应力分布云图

(2) 路基各结构层应变分析:

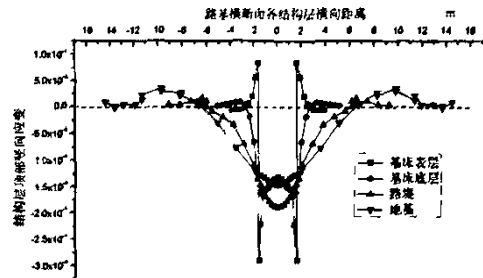
图 4-16 (a) 为基床表层刚度为 200MPa 时路基各结构层顶面最大主应变(拉应变)横向分布曲线, 图 4-16 (b) 为各结构层最小主应变(压应变)横向分布曲线, 图 4-16 (c) 为各结构层顶面竖向应变分布曲线, 其分布特征均类似于应力分布形式, 即基床结构部位呈马鞍型分布, 而路基及地基结构呈正态分布形式。图 4-16 (a) 和 (b) 的曲线分别取自于路基各结构层不同积分点, 比较可以看出, 路基各结构层顶面以压应变为主。结合图 4-16 (c) 可以看出, 最小主应变值大于竖向应变值, 因此路基顶面采取最小主应变为分析指标将偏于安全。



(a) 路基各结构层顶面最大主应变分布

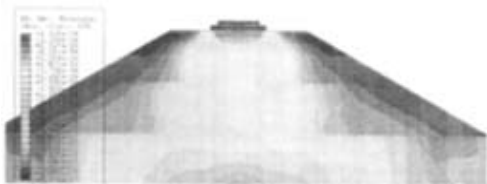


(b) 路基各结构层顶面最小主应变分布



(c) 路基各结构层顶面竖向应变分布

图 4-16 路基各结构层应变分布



(a) 最大主应变云图

图 4-17 路基断面应变云图



(b) 最小主应变云图



(c) 竖向应变云图

图 4-17 (a)、(b)、(c) 分别显示了基床表层刚度为 200MPa 时, 路基结构的最大主应变、最小主应变及竖向应变的分布云图。其应变等值线也呈钟型分布, 其主要影响范围在道床下部一定的钟型区域内, 且应变值均由顶部往下呈递减趋势。另外在道床板角边缘由于应力的集中现象均表现为较密的应变等值线区域, 呈产生塑性疲劳破坏的趋势。

(3) 路基各结构层位移分析:

图 4-18 为基床表层刚度为 200MPa 时, 路基各结构层顶面的竖向位移横向分布曲线, 总体趋势均呈正态分布形式。其反映的位移趋势和云图一致, 最大值发生在基床表层中间位置为 1.38mm, 基床底层竖向位移较表层略有减少; 竖向位移在路基顶面值减小为 0.85mm, 相对基床表层下降了约 38.4%。图 4-19 为路基横断面的位移矢量图, 结合图 4.20 路基断面的竖向位移云图可以看出, 路基的位移主要发生在断面中心基床表层部分, 且呈下凹型抛物线同时向两边扩散的分布特征。

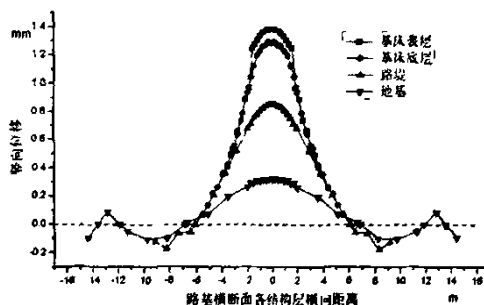


图 4-18 路基各结构层竖向位移分布

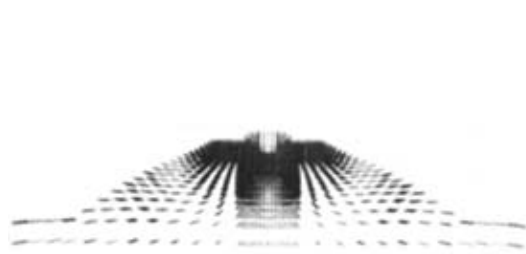


图 4-19 路基断面位移矢量图

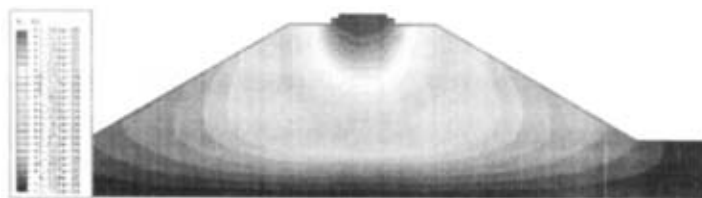


图 4-20 竖向位移云图

(4) 路基各结构层加速度分析:

图 4-21 为基床表层刚度为 200MPa 时路基各结构层顶面竖向加速度横向分布曲线。基床部位均在路基横断面中间位置, 即荷载作用位置产生峰值现象, 且数值表现为负值, 约为 0.9m/s^2 。同时基床表层及基床顶层竖向加速度从数值大小及变化趋势上都相差很小, 趋于一致。路堤及地基处的竖向加速度总体趋势相似, 均表现为中间道床板下方范围的部分加速度略大, 而其两侧则表现为负向增大的现象。

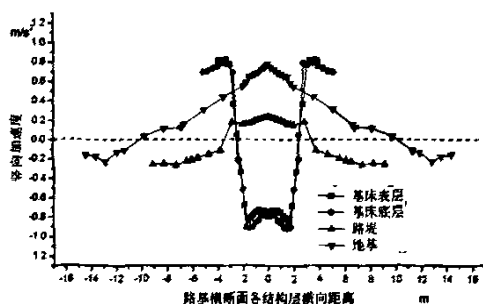


图 4-21 路基各结构层竖向加速度分布

图 4-22 路基断面加速度矢量图

图 4-22 为路基横断面竖向加速度矢量图, 可以清晰的看到, 加速度的主要影响范围在基床结构。振动加速度是影响路基稳定的重要因素, 因此有必要加强基床结构特别是基床表层, 以减小荷载作用引起的加速度对路基结构的影响。

4.3.2 基床表层刚度对相关力学响应的影响 (路基结构层组合 $E_{a1b1d3}(i=1-5)$)

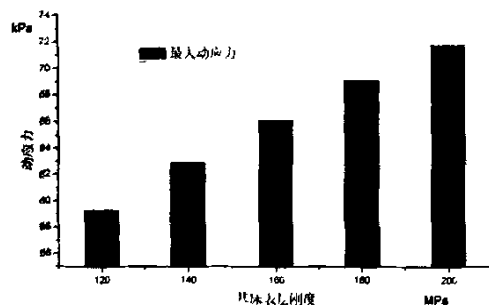
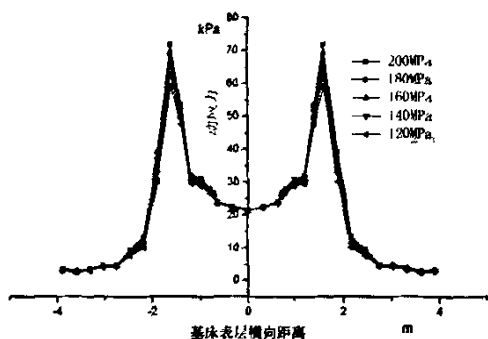


图 4-23 基床表层不同刚度情况下动应力分布

图 4-24 最大动应力直方图

(1) 基床表层刚度对动应力的影响:

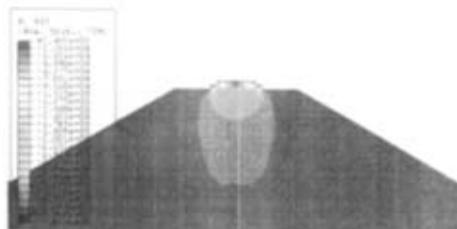
图 4-23 反映了不同基床表层刚度情况下基床表层结构的动应力影响及横向分布特征。可以看出, 在道床板的边缘处动应力大小表现为突变区, 呈现最大

值；而在基床表层两侧，则呈明显的下降趋势。结合图 4-24，可以说明基床表层动应力的大小随基床表层刚度增大而略有提高，基床刚度每增加 20MPa 其动应力增大约 3kPa，因此基床表层刚度对动应力大小的影响很小。

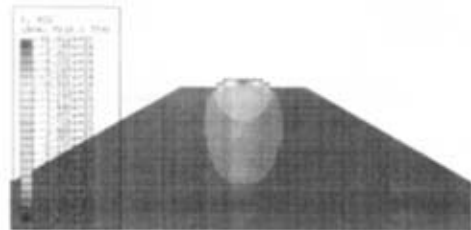
图 4-25 (a)、(b)、(c)、(d)、(e) 分别显示了基床表层不同刚度（从 200MPa—120MPa）情况下路基断面竖向应力的分布云图。可以看出，随基床表层刚度的降低，竖向应力的影响范围不断往下扩散，同时应力的影响范围也往两侧发展。因此可以得出，加强基床表层，可以减小荷载作用下应力对路基的影响。



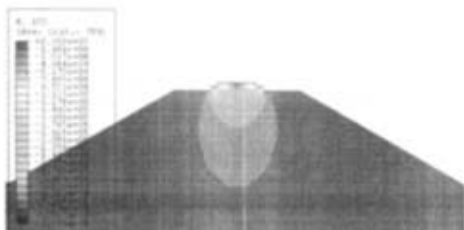
(a) 表层刚度 200MPa 时竖向动应力云图



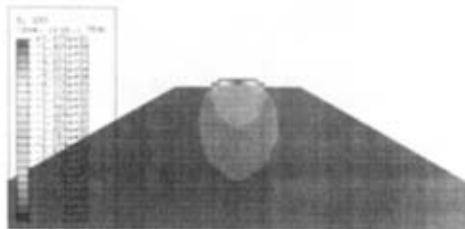
(b) 表层刚度 180MPa 时竖向动应力云图



(c) 表层刚度 160MPa 时竖向动应力云图



(d) 表层刚度 140MPa 时竖向动应力云图



(e) 基床表层刚度 120MPa 时竖向动应力云图

图 4-25 不同基床表层刚度竖向应力云图

(2) 基床表层刚度对最小主应变的影响：

图 4-26 为不同基床表层刚度情况下基床表层顶面的最小主应变横向分布特征曲线，可以看出，基床表层的最小主应变极大值发生在应力集中区域——道床板边缘处，即此处重复荷载作用下容易产生塑性屈服现象。

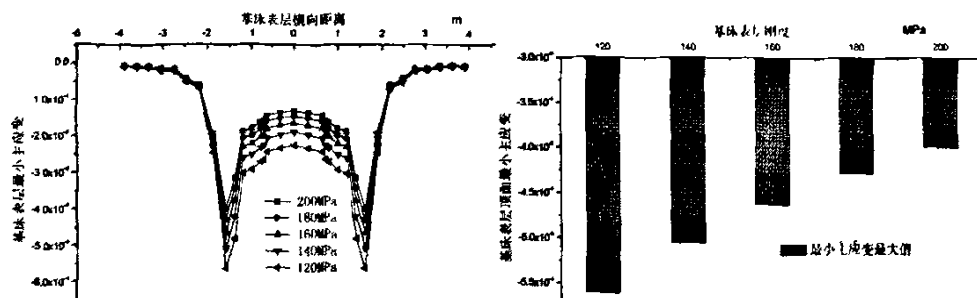
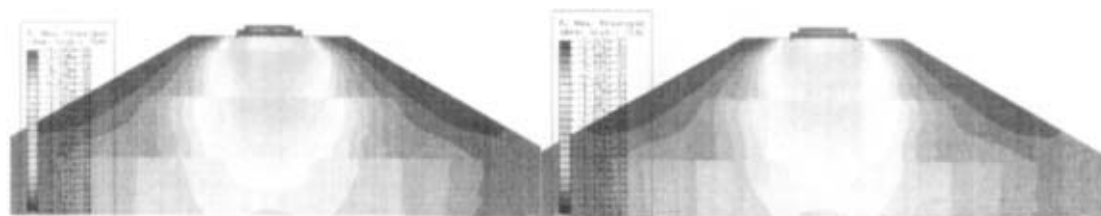
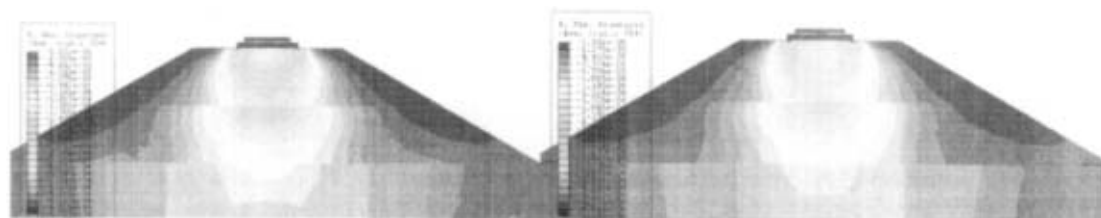


图 4-26 表层不同刚度下最小主应变分布 图 4-27 表层不同刚度下最小主应变直方图

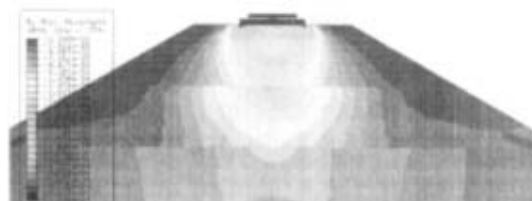
从图 4-27 最小主应变的直方图来看, 随基床表层刚度的增加, 最小主应变的绝对值呈减小趋势, 且数值很小, 因此判断基床表层刚度对基床顶面的最小主应变影响很小。大概可以这样解释, 由于轨道板和道床板均为刚性承载板, 其对荷载的分散起了很大的作用, 因此其影响相对有砟轨道而言要小很多。



(a) 表层刚度 200MPa 时最小主应变云图 (b) 基床表层刚度 180MPa 时最小主应变云图



(c) 表层刚度 160MPa 时最小主应变云图 (d) 表层刚度 140MPa 时最小主应变云图



(e) 基床表层刚度 120MPa 时最小主应变云图

图 4-28 不同基床表层刚度最小主应变云图

图 4-28 (a)、(b)、(c)、(d)、(e) 为基床表层不同刚度情况下路基

断面的最小主应变云图。可以较明显的看出，随着基床表层刚度的减小，其对荷载的分散作用越弱，道床板边缘的应力集中现象越为明显。因此在列车荷载的重复作用下将很容易导致基床结构的破坏。

(3) 基床表层刚度对竖向位移的影响：

图 4-29 为不同基床表层刚度情况下基床表层竖向位移的影响及横向分布特征，曲线表明，在路基横断面中部即道床板下部范围竖向位移呈极大值，表现为上凸的弧形。图 4-30 为基床表层不同刚度情况下最大位移比较的直方图，可以看出，基床表层位移的大小随刚度的提高而略有减小，且减小速率减缓。基床表层刚度每增加 20MPa 其动位移减小约 0.03mm 左右，因此基床表层刚度的大小对其竖向动位移的影响不大。

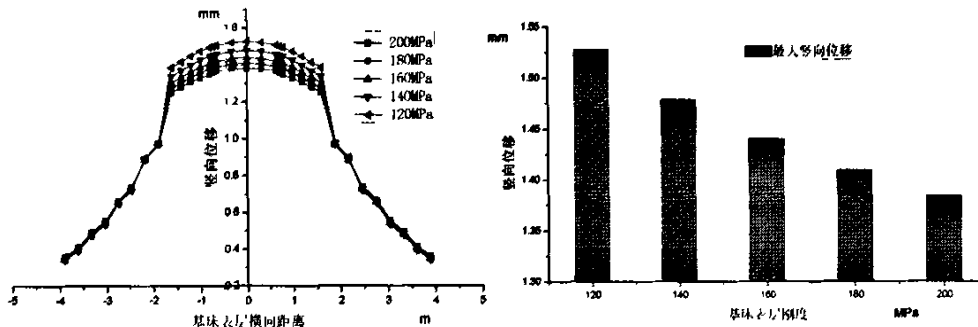


图 4-29 表层不同刚度情况下竖向位移分布 图 4-30 表层不同刚度情况下竖向位移直方图

(4) 基床表层刚度对竖向加速度的影响：

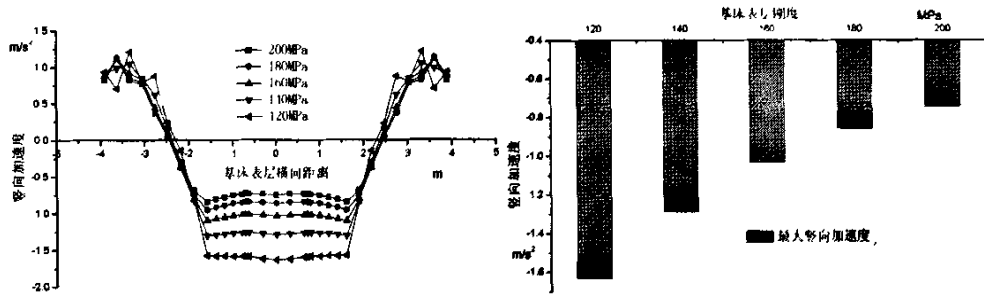


图 4-31 表层不同刚度情况下竖向加速度分布 图 4-32 表层不同刚度下竖向加速度直方图

振动加速度是影响路基稳定的重要因素之一。图 4-31 为不同基床表层刚度情况下基床表层竖向加速度横向分布特征曲线。可以看出在路基横断面中部即道床板下部范围内是加速度的主要影响区域。图 4-32 为基床表层不同刚度情况下最大竖向加速度比较直方图，可以清楚的看出，随基床表层刚度的增大，竖向加速度绝对值呈减小趋势，基床刚度每增加 20MPa 加速度绝对值减小约

0.25m/s², 且当基床刚度大于 160MPa 时, 其减小速度呈逐渐降低趋势。

4.3.3 基床底层刚度对相关力学响应的影响 (路基结构层组合 E_{a1b1d3} (j=1-5))

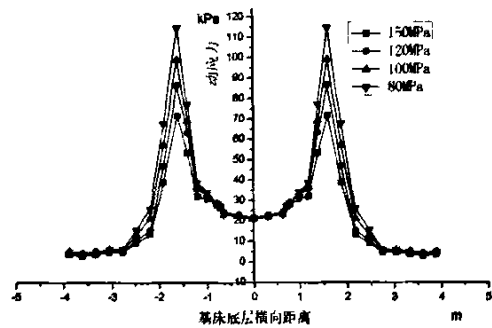


图 4-33 底层不同刚度动应力分布

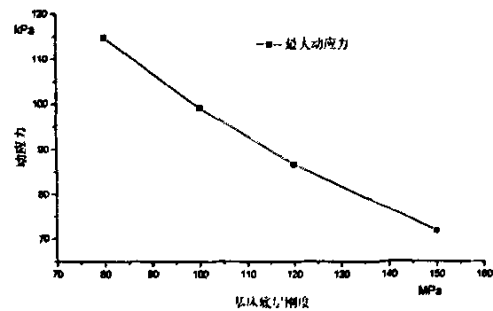


图 4-34 底层不同刚度最大动应力曲线

(1) 基床底层刚度对动应力的影响:

图 4-33 反映了不同基床底层刚度条件下基床表层动应力的影响曲线及横向分布特征, 其变化趋势类似于基床表层刚度对动应力的影响, 即在道床板的边缘处动应力大小表现为突变区, 呈现最大值; 而在基床表层两侧, 则呈明显的下降趋势。结合图 4-34 可以看出, 基床表层动应力的大小随基床底层刚度增大而呈减小趋势, 基床底层每增加 20MPa, 动应力减小约 14kPa, 下降速度大于基床表层刚度对其的影响。

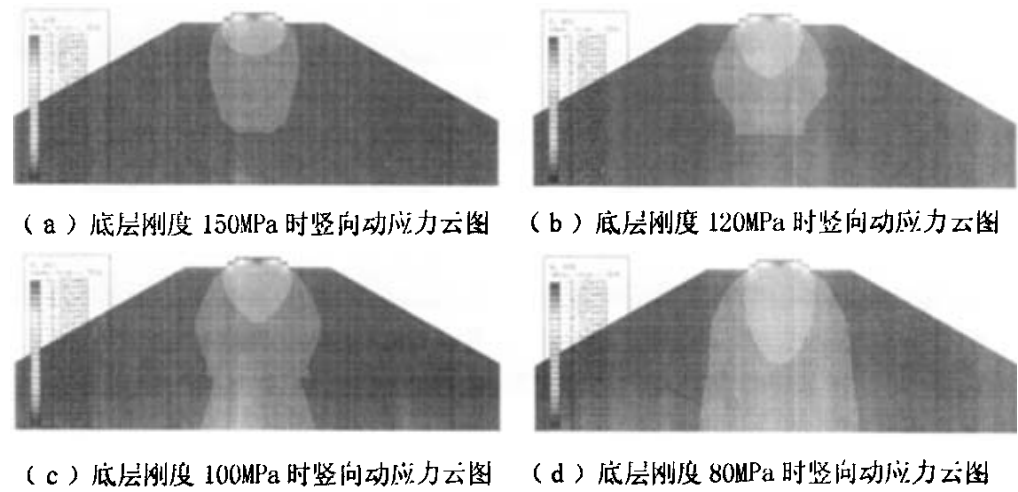


图 4-35 不同基床底层刚度竖向应力云图

图 4-35 (a)、(b)、(c)、(d) 分别显示了基床底层不同刚度 (150MPa—80MPa) 情况下路基断面竖向应力的分布云图。可以看出, 随基床底层刚度的

降低, 竖向应力的影响范围不断往下扩散, 同时应力的影响范围也往两侧发展。因此基床底层在整个路基结构中也是很重要的一部分, 提高其刚度有利于减小荷载应力的影响。

(2) 基床底层刚度对最小主应变的影响:

图 4-36 反映了不同基床底层刚度条件下基床表层顶面最小主应变的变化趋势及横向分布特征, 其类似于图 4-26 所反映的现象。结合图 4-37 可以看出, 其应变绝对值减小趋势略大于基床表层刚度对最小主应变的影响。

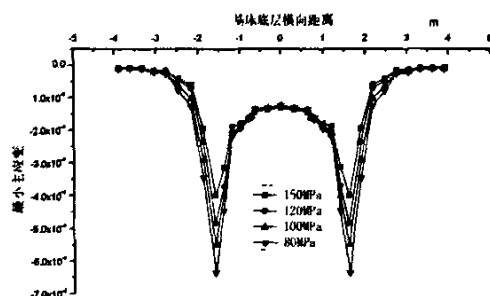


图 4-36 底层不同刚度最小主应变分布

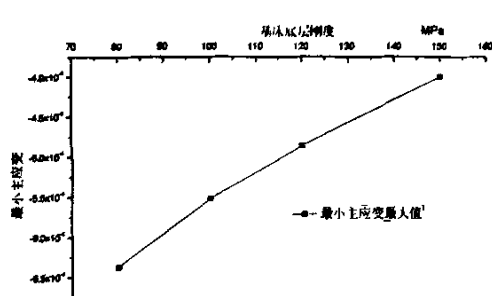


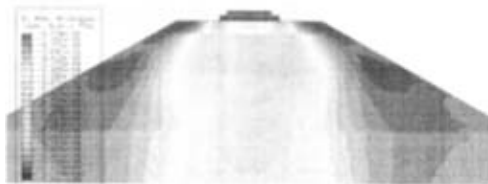
图 4-37 底层不同刚度最大动应力曲线



(a) 底层刚度 150MPa 时最小主应变云图



(b) 底层刚度 120MPa 时最小主应变云图



(c) 底层刚度 100MPa 时最小主应变云图



(d) 底层刚度 80MPa 时最小主应变云图

图 4-38 不同基床底层刚度最小主应变云图

图 4-38 (a)、(b)、(c)、(d) 为基床底层不同刚度情况下路基断面的最小主应变云图。可以较明显的看出, 随着基床表层刚度的减小, 基床底层与道床板相对应位置处应力集中现象越来越明显。因此在列车荷载的重复作用下将很容易导致基床结构的破坏。所以基床底层在整个路基结构中也起着很重要的作用。

(3) 基床底层刚度对竖向位移的影响:

图 4-39 反映了不同基床底层刚度情况下基床表层的位移影响曲线及横向分布特征。曲线变化趋势和图 4-29 所反映的一致。结合图 4-40 为基床底层不同刚度情况下最大位移变化曲线, 可以看出, 基床表层位移的大小随基床底层刚度的提高而减小, 基床表层刚度每增加 20MPa 其动位移减小约 0.4mm 左右, 相对基床表层刚度的影响较大。

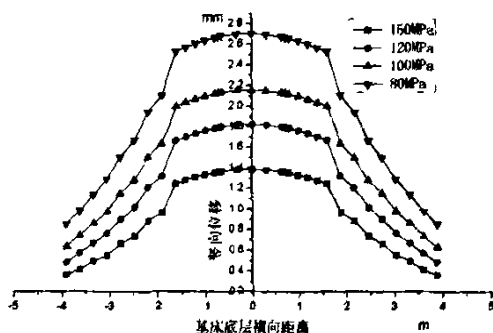


图 4-39 底层不同刚度竖向位移分布

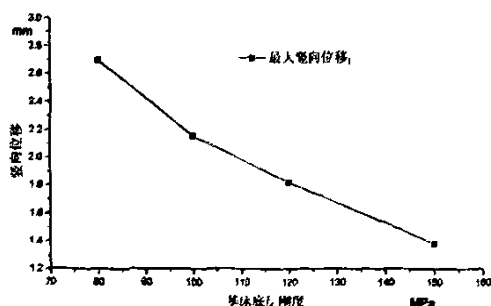


图 4-40 底层不同刚度最大竖向位移曲线

(4) 基床底层刚度对竖向加速度的影响:

图 4-41 为不同基床底层刚度情况下基床表层竖向加速度及横向分布特征曲线。结合图 4-42 可以看出, 随基床底层刚度的增大基床表层加速度呈下降趋势, 基床底层刚度每增加 20MPa 其加速度值减小约 0.48m/s^2 — 1.35m/s^2 , 因此加强基床底层可以有效减小荷载产生的加速度, 减小路基振动, 提高其疲劳寿命, 保证路基良好的路用性能。

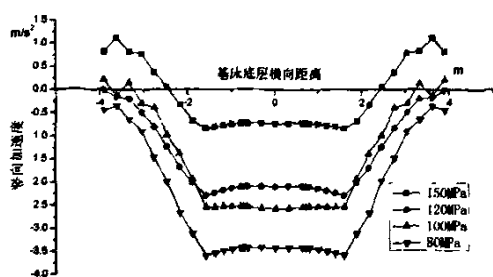


图 4-41 底层不同刚度竖向加速度分布

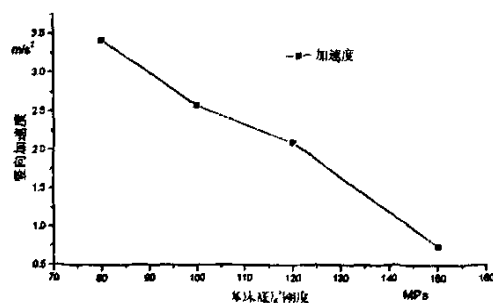
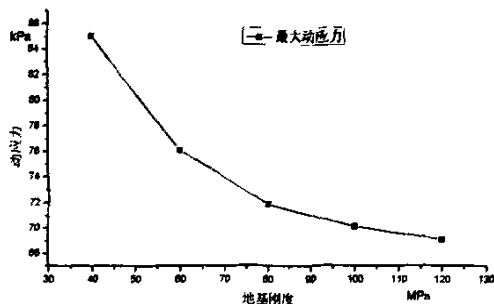


图 4-42 底层不同刚度最大竖向加速度曲线

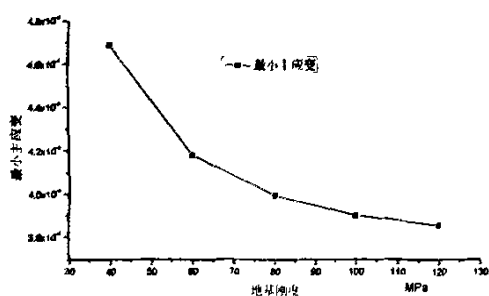
4.3.4 地基刚度对相关力学响应的影响 (路基结构层组合 E_{a1b1dk} (k=1-5))

图 4-43 (a) 为地基刚度对基床表层动应力的影响情况: 当地基刚度小于 80MPa

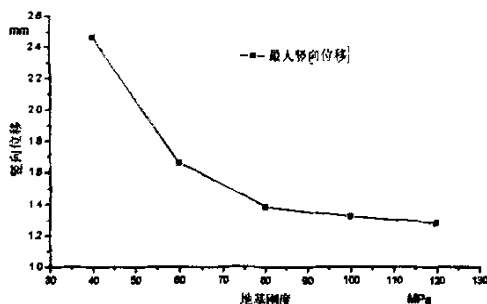
时, 随地基刚度的增加, 动应力呈明显的下降趋势, 说明此时加强地基可以有效减小基床表层的动应力大小; 当地基刚度大于 80MPa 时, 地基刚度的增加对减小动应力的影响不再明显, 趋势变缓。图 4-43 (b) 为地基刚度对基床表层最小主应变的影响曲线, 可以看出, 随地基刚度的增加表层最小主应变减小, 且在地基刚度为 80MPa 时下降趋势减缓。图 4-43 (c) 表明, 当地基刚度大于 80MPa 时, 动位移的减小趋势渐缓。图 4-43 (d) 中, 当地基刚度小于 80MPa 时, 刚度的增加对减小加速度的趋势不是很明显, 当大于 80MPa 时, 则呈较快的下降趋势。因此可以判断, 地基刚度存在一临界刚度为 80MPa, 当刚度值小于此值时, 提高地基刚度可以有效降低基床表层的竖向动应力、最小主应变、动位移, 当刚度值大于临界值时, 可以有效的降低振动加速度, 但刚度在临界值时, 已能满足路基的振动要求, 综合来看当地基刚度达到临界值时, 就没有必要继续提高其刚度。



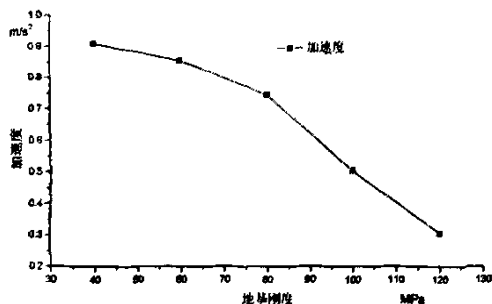
(a) 不同地基刚度最大动应力曲线



(b) 不同地基刚度最小主应变最大值曲线



(c) 不同地基刚度最大竖向位移曲线



(d) 不同地基刚度最大加速度曲线

图 4-43 不同地基刚度相关力学响应变化曲线

4.3.5 动力响应沿深度方向的衰减

路基各项动力指标沿深度方向的衰减程度不一样。图 4-44 显示了不同基床

表层刚度情况下附加动应力沿深度方向的衰减曲线,图 4-45 显示了不同基床表层刚度情况下竖向位移的衰减趋势。可以看出,基床表层刚度对附加动应力的衰减影响相对竖向位移的衰减影响要大,且衰减速度要稍快。从曲线的衰减情况来看,其衰减速度明显小于有碴轨道,主要原因是因为荷载是通过轨道板,再经由 CA 砂浆层及道床板传递下来已经衰减的较大部分,传递至基床结构时其动力性能已不再明显。

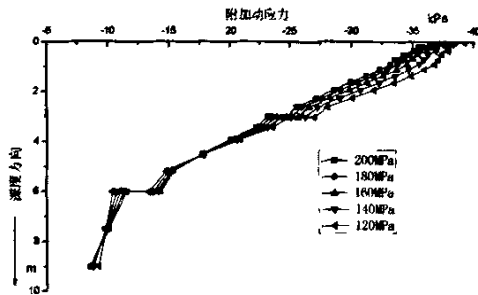


图 4-44 附加动应力衰减曲线

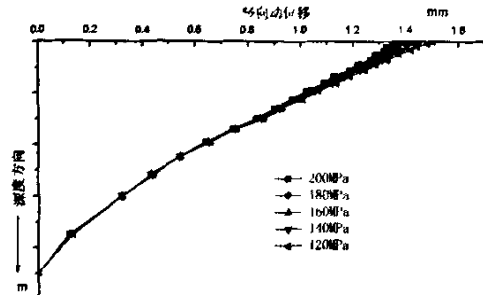


图 4-45 竖向位移衰减

4.3.6 基床表层高度对相关力学响应的影响

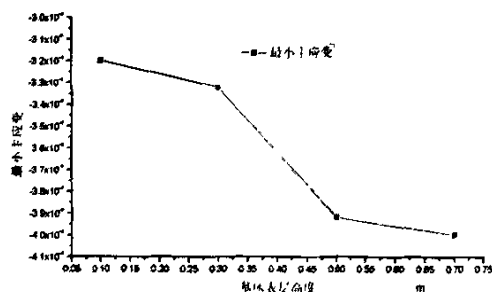
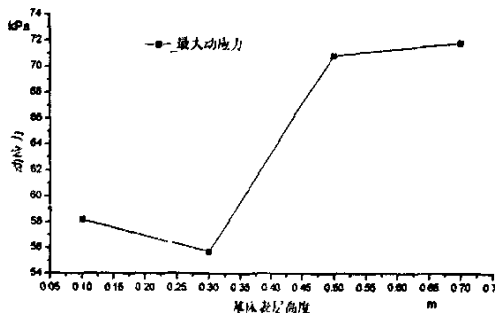


图 4-46 不同基床表层高度对动应力影响 图 4-48 不同基床表层高度对最小主应变影响

(1) 基床表层高度对动应力的影响:

图 4-46 为不同基床表层高度对动应力的影响曲线,可以看出,在基床表层高度为 0.3m 时,动应力表现为极小值;随着高度的增加,动应力在高度为 0.3m—0.5m 时增长较快,增加了约 15kPa,随后渐缓。

图 4-47 (a)、(b)、(c)、(d) 为不同基床表层高度情况下竖向应力云图。可以看出,随着基床表层高度的减小,竖向应力影响范围不断扩大。同时,由钢轨两均布荷载传递下来产生的应力现象也越来越明显。说明随基床表层高度的降低,动应力的作用就更明显。

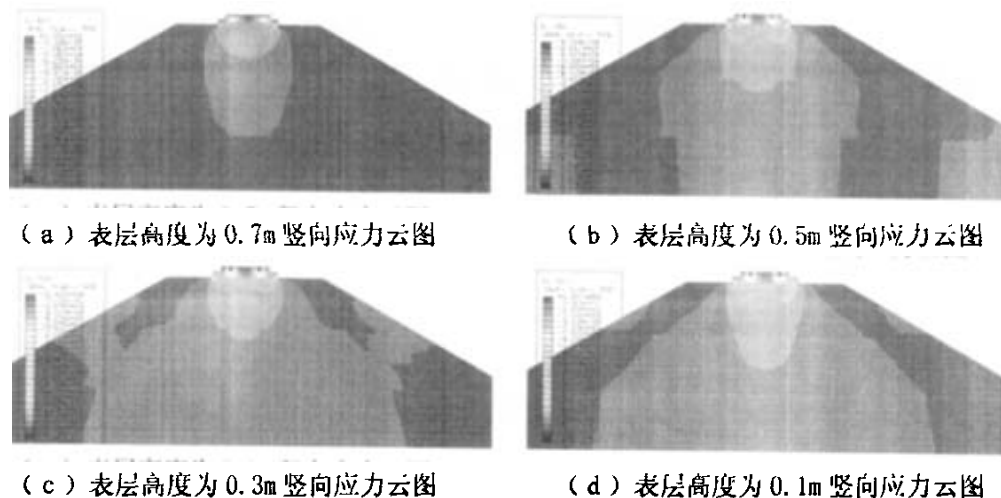


图 4-47 不同基床表层高度情况下竖向应力云图

(2) 基床表层高度对最小主应变的影响:

图 4-48 为不同基床表层高度对最小主应变的影响曲线。可以看出,其反映的趋势和图 4-46 所反映趋势对应。随基床表层高度的增加,动应力增大,随之最小主应变增大。

图 4-49 (a)、(b)、(c)、(d) 为不同基床表层高度情况下最小主应变云图。可以看出,随基床表层高度的降低,道床板边缘应力作用传递至基床底层而产生的应变现象越为明显。同时应变在基床底层的扩散现象也较为明显。

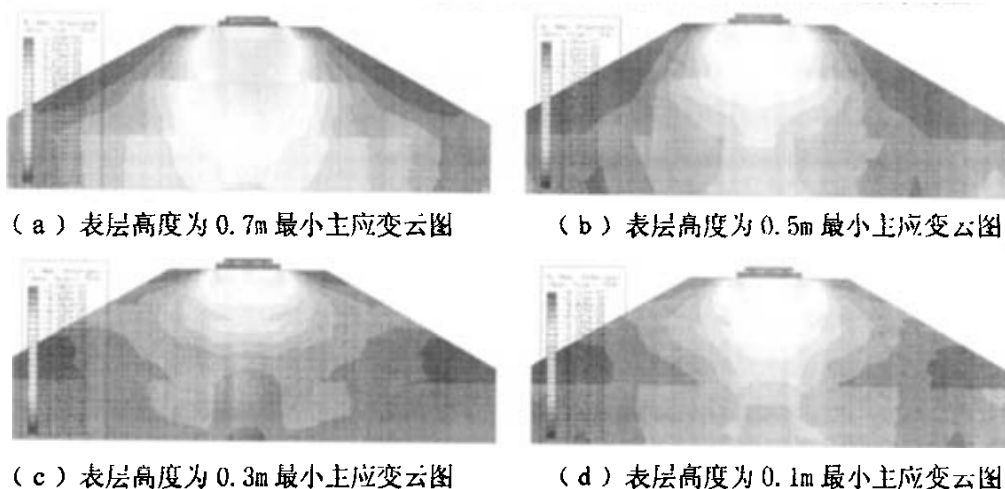


图 4-49 不同基床表层高度情况下最小主应变云图

(3) 基床表层高度对竖向位移的影响:

图 4-50 为不同基床表层高度对基床表层竖向位移的影响曲线。可以看出, 在高度为 0.3m 时产生了极小值, 继而随着高度的增加, 基床表层竖向位移呈线性增长。

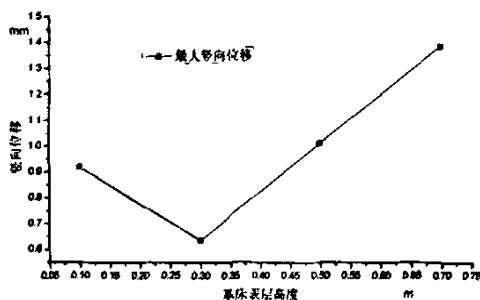


图 4-50 不同表层高度对竖向位移的影响

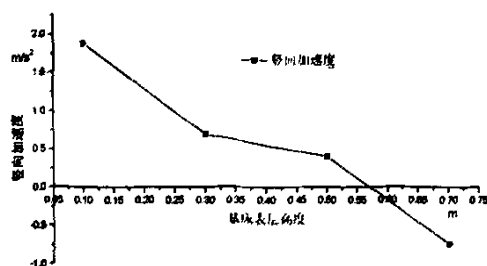


图 4-51 不同表层高度对竖向加速度的影响

(4) 基床表层高度对加速度的影响:

图 4-51 为不同基床表层高度对竖向加速度的影响曲线。可以看出, 随基床表层高度的增加, 竖向加速度呈减小的趋势。因此增大基床表层高度可以减小荷载作用下产生的加速度的影响。

4.3.7 基床底层高度对相关力学响应的影响

(1) 基床底层高度对动应力的影响:

图 4-52 为不同基床底层高度对基床表层动应力的影响曲线。可以看出, 随基床底层高度的增加, 其动应力呈现一个下凹的曲线分布。在基床底层高度为 1.7m 时表现为一个极小值, 继而随底层高度的增加动应力呈增大趋势。图 4-53 (a)、(b)、(c)、(d) 为不同基床底层高度情况下竖向应力云图, 可以清楚的看出, 竖向应力的影响深度不断扩大, 且路基两侧的影响范围也在不断扩大。因此基床底层的填筑高度对减小路基的应力影响有较显著的作用。

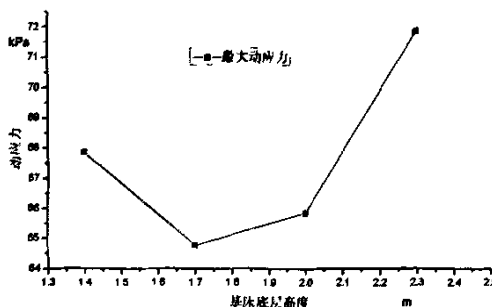


图 4-52 不同基床底层高度对动应力的影响

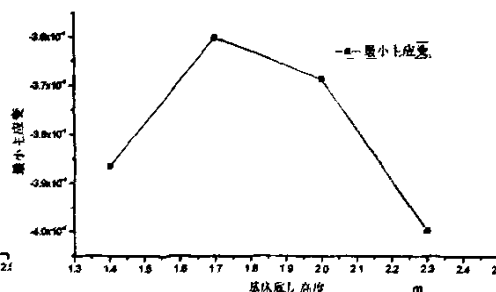


图 4-54 不同基床底层高度对最小主应变的影响

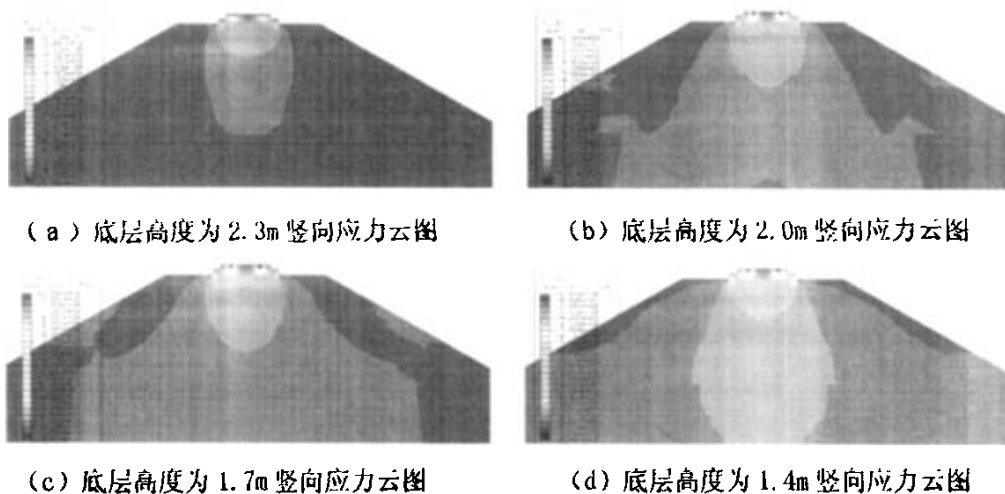


图 4-53 不同基床底层高度情况下竖向应力云图

(2) 基床底层高度对最小主应变的影响:

图 4-54 为不同基床底层高度对基床表层最小主应变的影响曲线。其呈现的应变趋势和图 4-52 所反映趋势相对应。图 4-55 (a)、(b)、(c)、(d) 为不同基床底层高度情况下路基断面的最小主应变云图。可以看出, 随基床底层高度的减小, 道床板边缘应力作用传递至基床底层而产生的应变现象也开始明显, 但相对基床表层高度的减小而产生的现象要略为弱些。

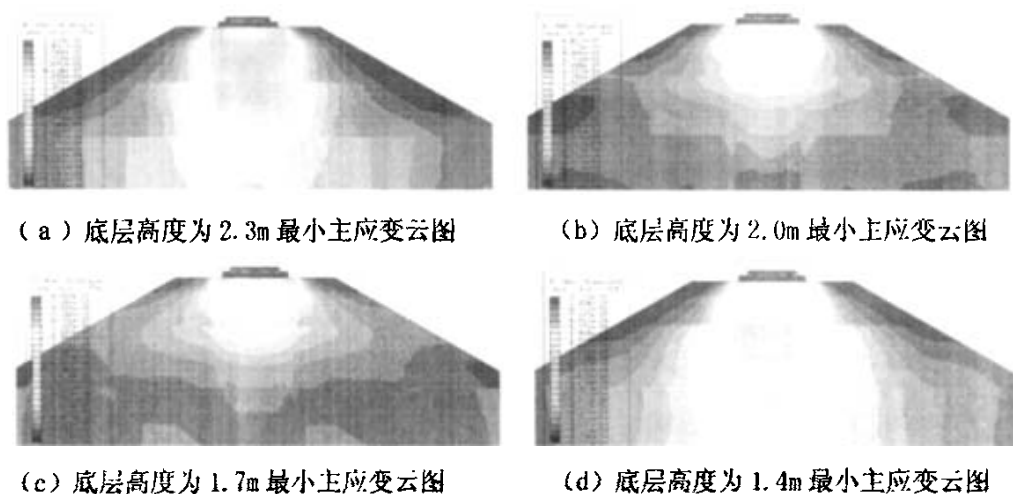


图 4-55 不同基床底层高度最小主应变云图

(3) 基床底层高度对竖向位移的影响:

图 4-56 为不同基床底层高度对基床表层竖向位移的影响曲线。可以看出,

在基床底层高度为 1.7m 及 2.0m 情况下基床表层的竖向位移表现为一相对小的值。在 1.4m 情况下，竖向位移较大约为 1.73mm，这不能满足相关的控制标准。

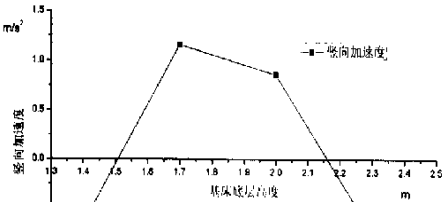
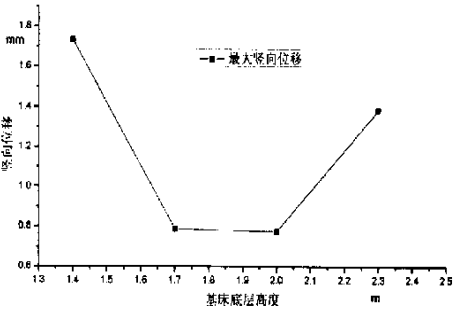


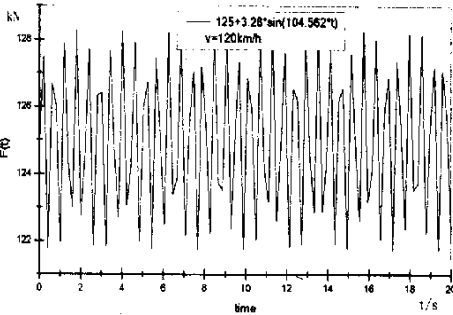
图 4-56 不同基床底层高度对竖向位移的影响 图 4-57 不同基床底层高度对加速度的影响

(4) 基床底层高度对加速度的影响：

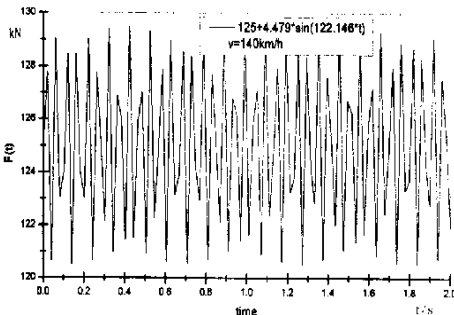
图 4-57 为不同基床底层高度对基床表层竖向加速度的影响曲线。可以看出，竖向加速度呈现出了上凸型的波动曲线，且在基床底层高度为 1.7m 时表现为极大值 1.16m/s^2 ，继而随着基床底层高度的增加基床表层竖向加速度呈减小趋势。

4.3.8 列车荷载速度对相关力学响应的影响

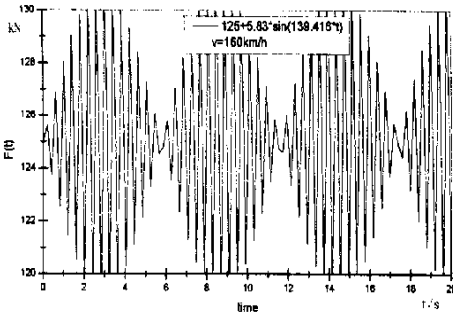
对列车荷载速度的影响分析考虑的激振力曲线如下：



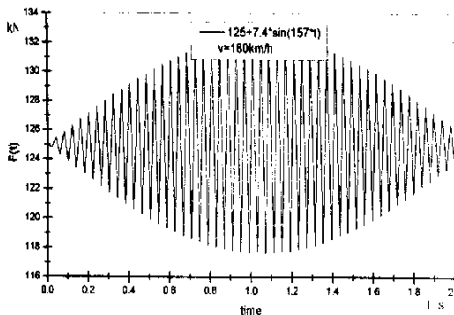
(a)



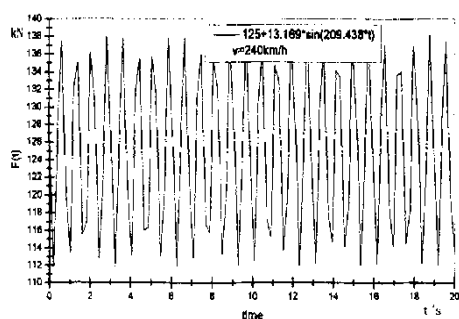
(b)



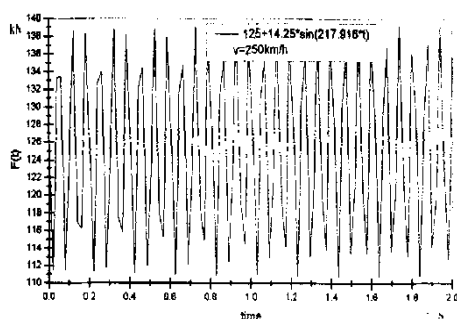
(c)



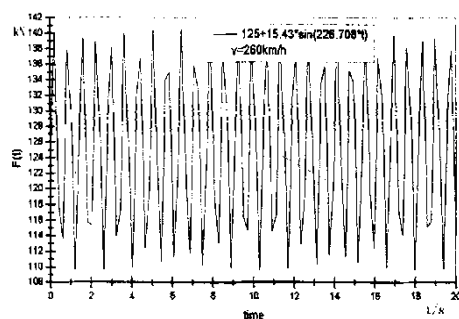
(d)



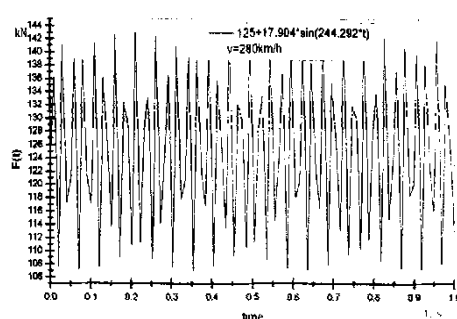
(e)



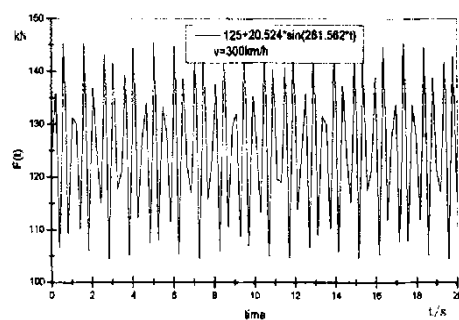
(f)



(g)



(h)



(i)

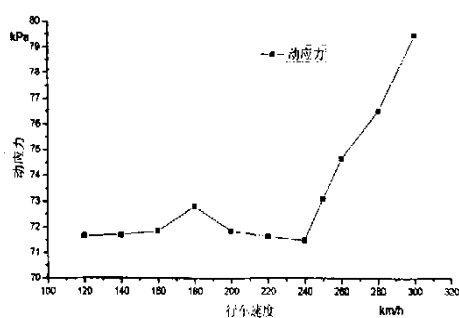


图 4-58 不同速度情况下激振力曲线

图 4-59 列车荷载速度对动应力影响曲线

(1) 列车荷载速度对动应力的影响:

图 4-59 显示了列车荷载速度对基床表层动应力的影响曲线。可以看出, 随列车荷载速度的提高, 动应力的大小没有随速度的提高而增大, 而是先呈现一上升趋势, 并在约 180km/h 时表现了一次峰值现象; 随着速度的继续提高, 动应力表现出下降的趋势, 并在约 240km/h 时, 表现为极小值, 继而随速度的提高呈现了增大的趋势且上升速度较快。动应力总体变化约为 7.785kPa, 与遂渝线实测结果 5.465kPa—7.139kPa 相差不大。

(2) 列车荷载速度对竖向位移的影响:

图 4-60 为列车荷载速度对基床表层竖向位移的影响曲线。可以看出,其大致趋势和图 4-59 所反映的基本一致。其在 180km/h 和 240km/h 两种速度情况下同样有折点现象。竖向位移值的总体变化约为 0.073mm,与遂渝线实测结果 0.03mm—0.013mm 相近。

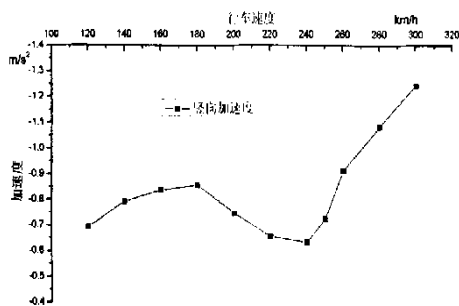
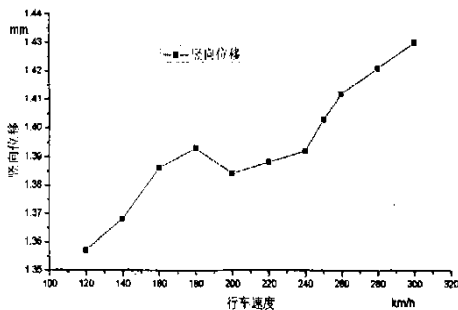


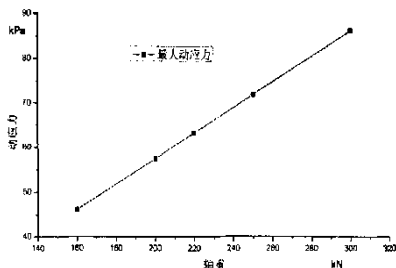
图 4-60 列车荷载速度对竖向位移影响曲线 图 4-61 列车荷载速度对竖向位移影响曲线

(3) 列车荷载速度对加速度的影响:

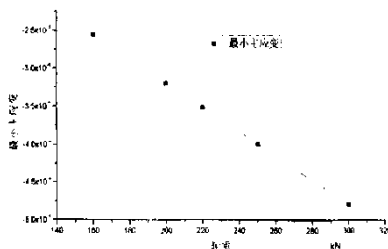
图 4-61 为列车荷载速度对基床表层竖向加速度的影响曲线。可以看出,随荷载速度的提高,加速度变化较为缓慢,并在 180km/h 时表现为峰值现象。随荷载速度继续提高,加速度缓慢下降,在速度为 240km/h 时,呈最小值。继而随着荷载速度的加速度迅速增大。因此在高速列车荷载作用下,加速度对路基的影响会较为显著,应加以重视。加速度总体变化约为 0.61 m/s^2 ,与遂渝线实测结果 0.084 m/s^2 — 0.111 m/s^2 相近。

4.3.9 列车轴重对相关力学响应的影响

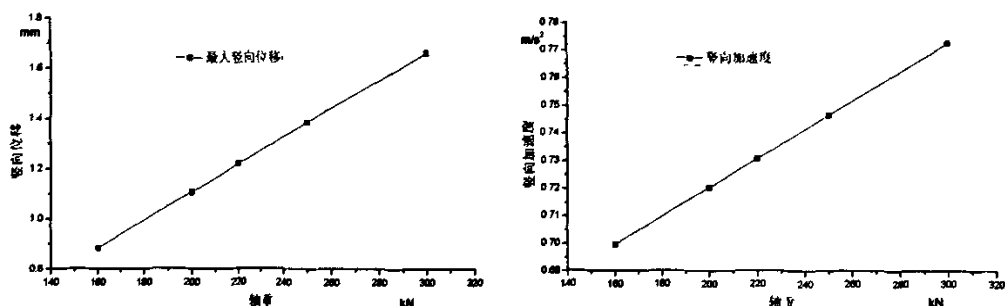
本文考虑了 160kN、200kN、220kN、250kN、300kN 五种轴重情况。相关结果如图 4-62 (a-d) 所示。可以看出,各力学响应绝对值均随列车轴重的增加而呈线性的增长方式。因此,随着铁路事业的迅速发展,列车轴重也在不断增加,对铁路路基的要求也就相应提高。



(a) 列车轴重对动应力的影响曲线



(b) 列车轴重对最小主应变的影响曲线



(c) 列车轴重对最小主应变的影响曲线 (d) 列车轴重对最小主应变的影响曲线

图 4-62 列车轴重对相关力学响应的影响

4.4 路基永久变形分析

路基的永久变形分析对预测无砟轨道路基设计年限内的工后沉降及不均匀沉降, 分析路基的平顺性具有重要的作用。现有的有限元软件的疲劳计算主要针对金属的疲劳, 其内置 S-N 曲线参数主要为金属的相关疲劳参数, 并以此作为相关的控制条件。而对岩土内材料的疲劳分析还限于试验阶段。

现有各种预测土在重复荷载作用下的永久变形模型, 其中最原始的模型是 1975 年 Monismith 提出的, 如式 4-8 所示:

$$\varepsilon_p = AN^b \quad (4-8)$$

式中: ε_p = 累积永久变形 (%);

N = 荷载重复作用次数;

A, b = 表征土的类型、性质、应力状态的参数。

下面简要介绍土的应力状态、物理状态、土的类型和参数 A 、 b 的关系。1975 年 Monismith 和 1977 年 Knutson 提出指数 b 是相对独立, 和试验过程中土的应力偏量没有关系。为验证这是否是一一般性事实并检验其它因素对指数 b 的影响, 1996 年 Li Dingqing 根据现有试验可靠数据对此进行了评估, 研究表明, 应力偏量水平的改变不会引起指数 b 大的变化, 同时指出, 对同一类型的土, 指数 b 可以被认为和土的应力偏量和物理状态没有关系, 然而对不同类型的土指数 b 则不同。

另外使用模型 $\varepsilon_p = AN^b$ 进行土的永久变形预测, 系数 A 需要进行量化。根据这一模型, 系数 A 可以写成:

$$A = \varepsilon_p (N=1) \quad (4-9)$$

式中： A = 荷载一次作用下土的塑性变形；

因此系数 A 不仅依靠土的类型，同时也和土的物理状态及偏应力等因素有关。1994 年 Li Dingqing 就现有文献中可靠性试验数据进行了研究，表明系数 A 随上述因素的变化而有较大的变化，从 0.0005 到 6.3。在四种不同物理状态情况下，应力偏量对系数 A 的影响非常显著，系数 A 和应力偏量 σ_d 的相关趋势和 ε_p 与 σ_d 的相关趋势较为相似；同时土的四种不同物理状态对系数 A 的影响也较为明显。因此根据研究结果，可以假设系数 A 和应力偏量的关系如下：

$$A = a' \sigma_d^m \quad (4-10)$$

式中： a' ， m = 相关系数。

对土物理状态的影响，直接将土的含水量及干密度引入方程不是很方便，然而土在单调静荷载下土的静力强度参数可以间接表征土的物理状态对系数 A 的影响。因此土的物理状态对系数 A 的影响可以表达为：

$$A = a (\sigma_d / \sigma_s)^m \quad (4-11)$$

式中： a ， m = 材料参数；

σ_s = 土的静力强度。

使用土的静力强度同时也可以表征其它如土的结构等因素的影响。土的结构及性质的变化同样导致土静力强度的改变。因此它们的影响同样可以在式 4-11 中间接得以体现。根据文献中现有试验数据，通过式 4-11 进行系数 a ， m 的反算。在反算过程中，主要用到试验数据中 $N=1$ 时的塑性应变（系数 A ）；不同物理状态土的静力强度 σ_s ；应力偏量 σ_d 。在土的物理状态及应力偏量被引入式 4-11 后，参数 a ， m 的变化范围相对系数 A 的变化要小。对现有 22 种土的研究表明，指数 m 的范围在 1.0—4.2，系数 a 的变化范围在 0.3—3.5，相对系数 A 的变化范围 0.0005—6.3 要小的多。

将式 4-11 代入式 4-8，可得永久变形的计算式如下：

$$\varepsilon_p = a(\sigma_d / \sigma_s)^m N^b \quad (4-12a)$$

$$\text{或} \quad \varepsilon_p = a\beta^m N^b \quad (4-12b)$$

其中: $\beta = \sigma_d / \sigma_s$;

σ_d 为应力偏量, 且 $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$;

σ_s 为土的静力强度;

a, m, b 为材料参数, 根据各种不同类型土计算得到。

式 4-12 是对于某一既定物理状态及应力偏量的计算永久变形模型。而实际铁路路基所承受的荷载作用水平并非一常量, 而是包含不同荷载应力水平及不同荷载作用次数的荷载谱。另外对于一给定点的路基土随季节等因素也在不段变化。对不同偏应力及土的强度的荷载谱可以表达为:

$$(\sigma_d) = (\sigma_{d1}, \sigma_{d2}, \dots, \sigma_{di}) \quad (4-13a)$$

$$(\sigma_s) = (\sigma_{s1}, \sigma_{s2}, \dots, \sigma_{sj}) \quad (4-13b)$$

式中: σ_{di} 为荷载作用 N_i 次偏应力水平;

σ_{sj} 为荷载应力作用 N_j 次土的静力强度。

对每一种偏应力水平 σ_{di} 或土的静力强度 σ_{sj} , 预测其相应的荷载作用 N_i 或 N_j 次情况下的永久变形可通过式 4-12 进行。

为考虑多级荷载应力水平及土的多种物理状态, 可通过图 4-63 进行解释, 这是基于 1975 年 Monismith 等人提出的用于考虑多级应力谱的方式。因此, 最终的累积永久变形 ε_p 可表达为:

$$\varepsilon_p = \sum (\varepsilon_{p1} + \varepsilon_{p2} + \dots) \quad (4-14)$$

$$\text{式中:} \quad \varepsilon_{p1} = a\beta_1^m N_1^b \quad (4-15)$$

$$\varepsilon_{p2} = a\beta_2^m(N_2^b - n^b) \quad (4-16)$$

式中 N_1 , N_2 和 n 可以通过图 4.63 进行解释。

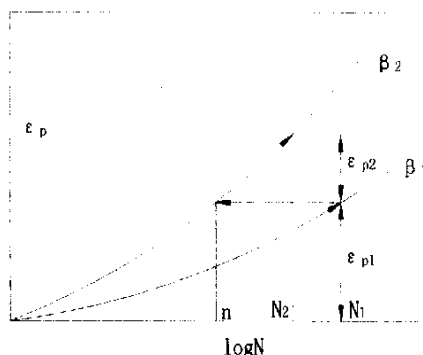


图 4-63 总累积塑性应变图示

式 4-14 可以采用如式 4-12 的一种简单的表达形式。不同的 β_i 需要转换为具有相同重复作用次数的参考值 β_0 。例如： N_i 次重复作用下的 β_i 可转化为 N'_0 次重复作用的 β_0 。其中 N'_0 值的大小可以通过下式决定：

$$N'_0 = N_i(\beta_i / \beta_0)^{m/b} \quad (4-17)$$

因此总等效荷载重复作用次数可以这样表示：

$$N = N_0 + N_0^1 + \cdots N_0^i \quad (4-18)$$

所以式 4-14 可以表示为：

$$\varepsilon_p = a(\beta_0)^m N^b \quad (4-19)$$

本章采用上述预测永久变形的的方法，将路堤和地基各划分为 10 层，通过 ABAQUS 计算每划分层中心位置的应力偏量，本章材料参数 $a=0.64$, $b=0.1$, $m=1.7$; h_i 为 0.3m; 采取路基结构为组合为 E_{11b1d3}, 计算荷载作用 200 万次情况下各划分层的永久变形，最终通过式 4-20 计算总的永久变形值。结果如表 4-3。

$$\rho = \sum_i^n \varepsilon_p^i h_i \tag{4-20}$$

式中： ρ =永久变形（mm）； h_i 为各划分层的高度。

计算结果表明：无砟轨道路基的荷载重复作用 200 万次情况下，总的累积永久变形为 11.503mm，小于遂渝线 30mm 工后沉降的控制标准（表 4-4）。另外相比较《新建时速 200—250 公里客运专线铁路设计暂行规定》中工后沉降的控制标准（表 4-5）可知，在设计年限内，该路基结构可以较好的满足无砟轨道的路基沉降控制。

表 4-4 遂渝线工后沉降控制标准

工后沉降（mm）	不均匀沉降（mm）	差异沉降（mm）	折角
≤30	≤20mm/20m	≤5	≤1/1000

表 4-5 200—250 公里客运专线工后沉降控制标准

设计速度（km/h）	一般地段	路桥过渡段	沉降速率（mm/年）
	工后沉降（mm）	工后沉降（mm）	
V=200	150	80	40
200<V≤250	100	50	30

4.5 路基变形及结构适应性分析

由于无砟轨道轨下基础的整体性，列车荷载作用下的弹性变形在荷载作用过后即瞬时回复，同时地基处理质量与路基施工质量特别是压实质量的高标准要求使得路基本体及地基在自重作用下的压密变形成为可以忽略的部分，因此，路基在荷载作用下的累积塑性永久变形即构成路基变形技术要求的主要部分。

本文计算路基在列车荷载 200 万次重复作用下的累积永久变形 11.503mm，小于遂渝线 30mm 工后沉降的控制标准，因此在设计年限内，该路基结构（E_{sub1+100}）可以较好的满足无砟轨道的路基沉降控制。

路基各结构层顶面竖向位移横向分布曲线总体上均呈正态分布形式，所反映趋势和云图相一致。即路基的变形以路基中间部位产生的变形为主，呈下凹的

抛物线型。同时基床表层最大位移为 1.38mm，数值相对较小，能够满足列车通过时的弹性变形要求。

路基各结构层应力在基床结构中呈马鞍型分布特征，而路基及地基结构中由于应力的衰减，已表现为正态的分布特征；路基断面中应力等值线呈钟型曲线的分布形式。基床表层应力随其刚度的降低而略有减小，但路基断面的竖向应力影响范围不断往下及两侧扩散，因此保证基床表层足够的刚度可以减小列车荷载对路基性能的影响。同时刚度的增加可以减小路基在荷载作用下的振动加速度，提高路基的稳定性。另外基床底层刚度的增加，基床表层动应力则呈减小趋势；同时随底层刚度的降低，竖向应力在路基断面中的扩散现象更为明显，因此底层结构也是路基结构层中一重要部分；底层刚度的增加，荷载作用下的竖向位移减小；同时路基振动加速度也随底层刚度的增大而减小，因此保证底层足够刚度对保证路基良好的路用性能有一定积极作用。

另外，路基结构中，随基床表层及底层高度的降低，其荷载作用下路基断面的竖向应力影响区域不段扩大，因此基床结构的足够厚度将保证路基良好的力学性能。

综合来看，路基结构采用结构层刚度组合 $E_{s1}b_{s1}d_{s1}$ 、基床表层高度 0.7m、底层高度 2.3m 则可以较好的满足无砟轨道路基在设计年限内列车荷载作用下良好的路用性能。

表 4-3 一般路基永久变形预测

	σ_s (kPa)	分层号	σ_d (kPa)	σ_d/σ_s	ε_p (%)	ρ' (mm)	ρ (mm)
路堤	90	1	22.680	0.252	0.787	4.653	11.503
		2	22.833	0.254	0.796		
		3	16.562	0.184	0.461		
		4	16.165	0.180	0.442		
		5	15.491	0.172	0.411		
		6	15.065	0.167	0.392		
		7	14.539	0.162	0.369		
		8	14.061	0.156	0.349		
		9	13.597	0.151	0.330		
		10	13.253	0.147	0.316		
地基	40	1	13.059	0.326	1.222	6.850	
		2	12.864	0.322	1.191		
		3	9.338	0.233	0.691		
		4	9.008	0.225	0.650		
		5	8.678	0.217	0.610		
		6	8.348	0.209	0.571		
		7	8.018	0.200	0.533		
		8	7.688	0.192	0.496		
		9	7.358	0.184	0.461		
		10	7.028	0.176	0.426		

第 5 章 无碴轨道路桥过渡段数值计算

高速无碴轨道结构中，路基与桥梁连接处，由于路桥结构刚度差异较大，会引起轨道刚度的变化，同时由于路桥结构的工后沉降也不一致，会导致轨面发生弯折变形。当列车高速通过时，必然引起车辆线路相互作用力的增加，加速线路状态的恶化，降低线路设备的服务质量，增加线路的养护维修费用。本章就无碴轨道结构中路桥过渡段部分进行相关的数值计算，分析过渡段空间结构的材料性质及几何尺寸等设计参数对路基过渡段性能的影响规律。

5.1 路桥过渡段结构形式

遂渝线试验段中，其基本结构形式如图 5-1 所示。

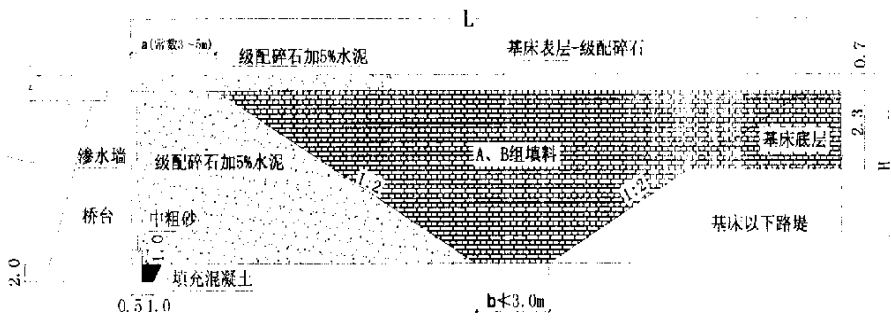


图 5-1 路桥过渡段结构形式

路基与桥台连接处设置过渡段应符合下列规定：

过渡段长度按式（5-1）确定：

$$L=4(H+h)+a+b \tag{5-1}$$

式中： L ——过渡段长度（m）； H ——台后路堤高度（m）；

h ——基床表层高度（m）； a, b ——常数（3~5m）

过渡段路堤基床表层应满足表 2-9—2-10 相关要求，与桥台连接的 20m 范围内基床表层级配碎石内应掺入适量水泥。过渡段正梯形范围内采用级配碎石掺入适量水泥分层填筑，级配碎石的级配范围应符合相关要求，其压实标准应满足地基系数 $K_{30} \geq 150\text{MPa/m}$ 、动态变形模量 $E_{vd} \geq 50\text{MPa}$ 、孔隙率 $n < 28\%$ ；过渡段倒梯形过渡范围采用 A、B 组填料填筑，压实标准应符合表 2-11 的规定。

5.2 计算参数及模型

5.2.1 计算参数

本章相关数值计算的主要参数列于表 5-2，其余参数如表 4-1。其中道床板及以下结构采用线弹性的材料模型。

表 5-2 计算材料参数

	E (MPa)	ν	ρ (kg/m ³)
级配碎石+5%水泥 ^a	1400 ¹ /1200 ² /1000 ³ /800 ⁴ /600 ⁵	0.25	2350
级配碎石 ^a	240 ¹ /220 ² /200 ³ /180 ⁴ /160 ⁵	0.3	1950
AB 组填料 ^b	190 ¹ /170 ² /150 ³ /130 ⁴ /110 ⁵	0.3	1900

注：E₂₄₀₀代表路基结构层组合为级配碎石+5%水泥 1200+级配碎石 200+AB150。

5.2.2 有限元计算模型

本文建立以图 5-1 为原型的数值计算模型，如图 5-2 所示。道床板和基床表层之间采用库仑摩擦接触形式，接触摩擦采用罚函数表示，摩擦系数 0.2；路基各结构层采用连续接触模型。边界条件，模型两横断面约束纵向位移，地基地面采用全约束形式。网格采用自由划分，其单元形式采用八节点四边形二次减缩积分单元 CPS8R。

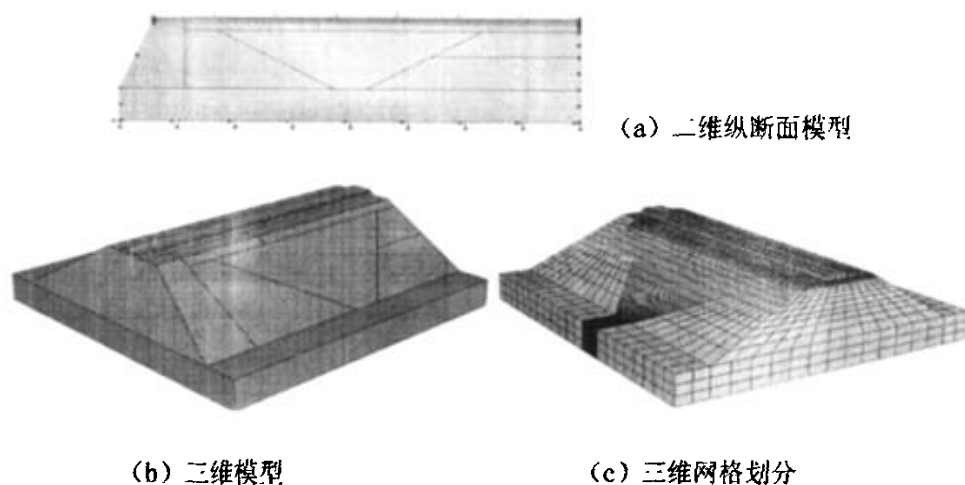


图 5-2 有限元计算模型及网格划分

5.3 数值计算结果分析

通过有限元软件 ABAQUS 进行系列计算, 现将路桥过渡段空间结构材料性质及几何参数等设计参数对过渡段性能的影响规律作以下总结。

5.3.1 路桥过渡段各结构层力学响应分析 (过渡段结构层组合 E₂2333)

(1) 过渡段各结构层应力分析:

图 5-3 所示为路桥过渡段各结构层应力的纵向分布特征曲线。可以看出, 从一般路基向过渡段部分延伸的过程中, 在距桥台背约 27.2m 处, 基床顶面动应力总体呈上升趋势。在距台背约 13.6m 处一正梯形与倒梯形下接触点, 基床顶面动应力表现为最大值 517.5kPa, 继而随过渡段竖向综合刚度的增加, 动应力呈较快的下降趋势。距桥台背约 3m 处, 即正梯形与倒梯形相交接处动应力表现为一次波动情况, 主要是由于交接两侧材料刚度差异的原因, 随后应力减小且呈平稳状态。基床顶面下 0.7m 层面上的应力在距台背约 12.2m, 即基床表层两种材料的交接处, 产生了一次应力波动。基床以下各层应力总体呈较缓的上升趋势, 没有明显的波动情况。

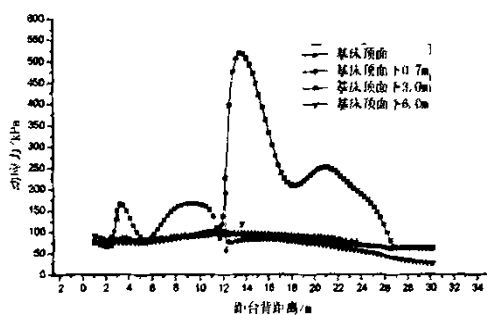


图 5-3 过渡段各结构层应力纵向分布

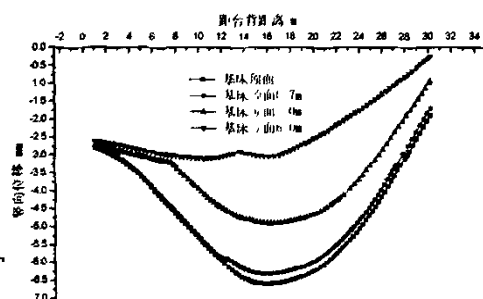


图 5-4 过渡段各结构层位移纵向分布

(2) 过渡段各结构层竖向位移分析:

图 5-4 为路桥过渡段各结构层竖向位移的纵向分布特征曲线。可以看出, 过渡段各结构层位移总体在纵向上表现为 V 字型, 在距台背约 16.6m 处, 各结构层位移表现为最大值。基床顶面及顶面下 0.7m 处的竖向位移差异较小, 在距台背 12.2m-30.2m 的范围内, 竖向位移差异不超过 0.3mm。各结构层竖向位移在一般路基层状结构部分产生的竖向位移相对过渡段部分要小, 但各结构层的竖向位移差异则相对要大。

(3) 过渡段各结构层竖向加速度分析:

图 5-5 为路桥过渡段各结构层竖向加速度的纵向分布特征曲线。可以看出, 各结构层加速度在距台背 13.6m-30.2m 范围内, 总体呈上升趋势, 基床顶面及

以下 0.7m 范围内变化趋势、数值大小均趋于一致, 相对 3.0m 以下范围有较大的差异, 相差约 4.2 m/s^2 , 且在约 13.6m 处有极大值 6.7 m/s^2 ; 基床顶面 3.0m 以下结构层竖向加速度分别在距台背 13.6m 两侧产生了一相对较大的波动。另外在正梯形过渡段部分, 各结构层竖向加速度变化趋势及数值大小均趋于一致。

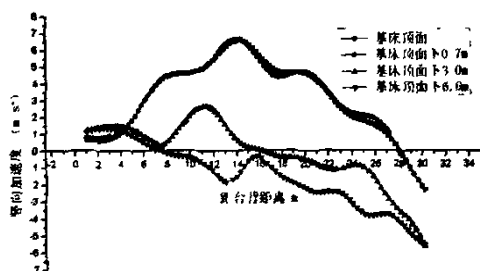


图 5-5 过渡段各结构层竖向加速度纵向分布

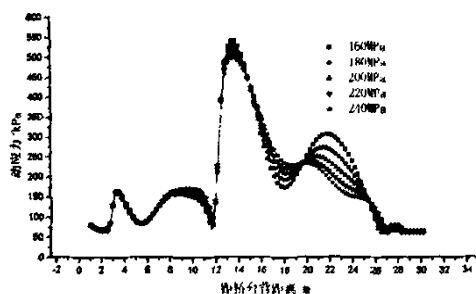


图 5-6 级配碎石刚度对动应力的影响

5.3.2 路桥过渡段基床表层级配碎石刚度对相关力学响应的影响

(1) 级配碎石刚度对应力的影响:

(过渡段结构层组合 $E_{0.2,10.3}(i=1-5)$)

图 5-6 为不同级配碎石刚度对路桥过渡段结构纵向基床顶面动应力的影响规律曲线。可以看出, 在距台背 13.6m—27.2m 范围内, 基床顶面动应力呈倒 S 的波动形式, 且随级配碎石刚度的增加, 其波动趋势呈减小状态, 数值上刚度每增加 20MPa, 其动应力变化在 21kPa—37kPa 之间。另外级配碎石刚度对距台背 13.6m 范围内基床顶面应力的影响不是很明显, 总体随级配碎石刚度的增加动应力略有增大, 约在 2kPa—9kPa 之间。

(2) 级配碎石刚度对竖向位移的影响:

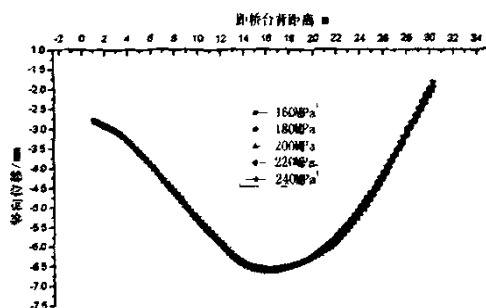


图 5-7 级配碎石刚度对竖向位移的影响

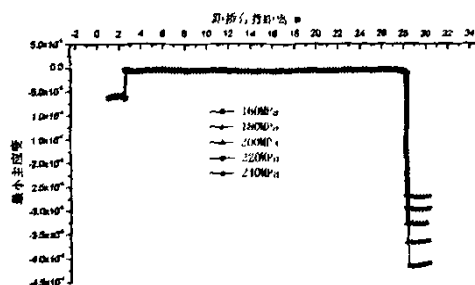


图 5-8 级配碎石刚度对最小主应变的影响

图 5-7 为不同级配碎石刚度情况下, 路桥过渡段结构基床顶面纵向竖向位移影响规律的曲线。总体呈现 V 字型的波动趋势, 且在距台背约 16.6m 处产生了

竖向位移的极大值。另外不同级配碎石刚度对竖向位移的影响较小, 随级配碎石刚度的增加, 在距台背 18.3m 右侧, 竖向位移呈减小趋势, 刚度每提高 20MPa, 竖向位移减小约 0.04mm; 在距台背 18.3m 左侧, 刚度每提高 20MPa, 竖向位移增加约 0.03mm。从数值上来看均很小, 因此级配碎石刚度的大小对基床顶面竖向位移的影响可以忽略。

(3) 级配碎石刚度对最小主应变的影响:

图 5-8 为不同级配碎石刚度情况下, 路桥过渡段结构基床顶面纵向最小主应变影响规律的曲线。可以看出, 在距台背约 2.5m—28.0m 的位置, 最小主应变大小及规律基本一致, 也即级配碎石刚度对这部分的基床顶面最小主应变的影响很小; 在一般路基部分, 最小主应变的值则随级配碎石刚度的增加而呈减小的趋势。

(4) 级配碎石刚度对竖向加速度的影响:

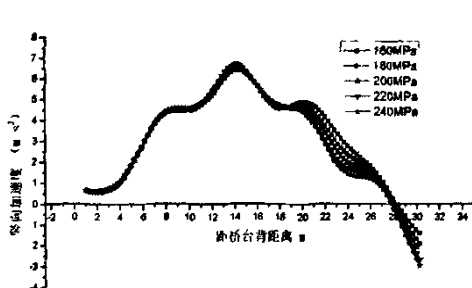


图 5-9 级配碎石刚度对竖向加速度的影响

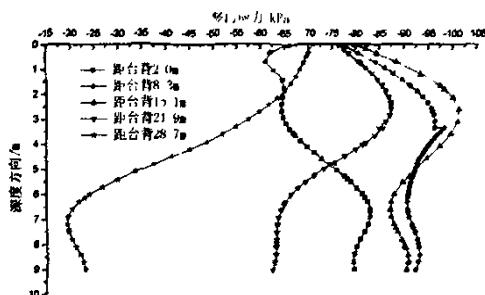


图 5-10 距台背不同距离处竖向应力分布

图 5-9 为不同级配碎石刚度情况下, 路桥过渡段结构基床顶面纵向竖向加速度影响规律的曲线。可以看出, 竖向加速度总体呈现以距台背 14.0m 为中心的对称分布形式, 当级配碎石刚度为 160MPa 时竖向加速度达到最大值 6.7m/s^2 。在距台背 18.6m—30.2m 的范围内, 竖向加速度随级配碎石刚度的增加而减小。

(5) 不同位置竖向应力分布:

图 5-10 为距台背不同距离处竖向应力分布曲线, 可以看出, 在距台背 8.3m—21.9m 的竖向应力分布形式较为相似, 随深度的增加, 竖向应力逐渐增大, 在约 3.0m 处产生一拐点, 继而总体呈现衰减趋势; 距台背 28.7m 处的竖向应力的衰减则相对明显; 而距台背 2.0m 处竖向应力总体则呈增大趋势。

(6) 不同位置竖向位移分布:

图 5-11 为距台背不同距离处竖向位移分布曲线, 可以看出, 距台背 15.1m

及 21.9m 处竖向位移衰减相对较快, 距台背 2.0m 处, 在路基深度约 6.5m 范围内衰减较慢。

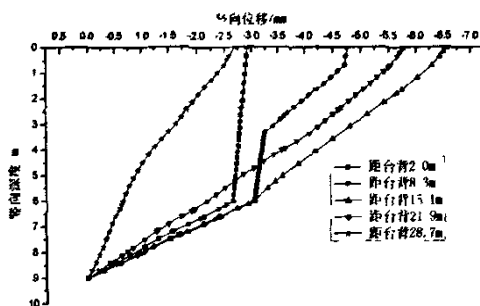


图 5-11 距台背不同距离处竖向位移分布

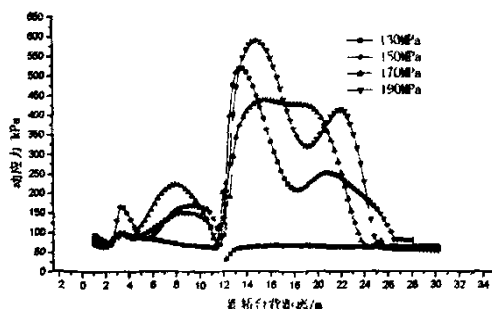


图 5-12 AB 组填料刚度对动应力的影响

5.3.3 路桥过渡段 AB 组填料刚度对相关力学响应的影响

(1) AB 组填料刚度对应力的影响:

(过渡段结构层组合 $E_{a2a3b1}(j=1-5)$)

图 5-12 为 AB 组填料不同刚度对路桥过渡段结构纵向基床顶面动应力的影响规律曲线。可以看出, 动应力的主要影响范围为距台背 11.4m—25.2m 的结构处, 随 AB 组填料刚度的提高, 基床顶面的应力总体表现了一个上升的趋势, 但在刚度为 170MPa 时, 动应力则有所下降。而在正梯形部分, 则表现了随刚度的增大而略有增大的现象。

(2) AB 组填料刚度对竖向位移的影响:

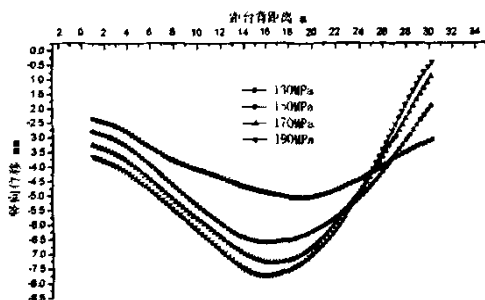


图 5-13 AB 组填料刚度对竖向位移的影响

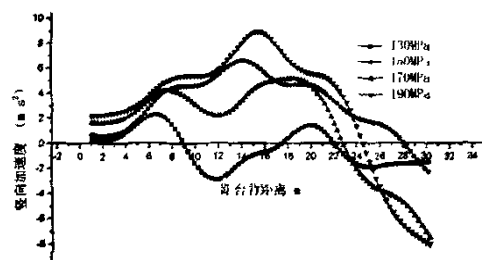


图 5-14 AB 组填料刚度对竖向加速度的影响

图 5-13 为 AB 组填料不同刚度对路桥过渡段结构纵向基床顶面竖向位移的影响规律曲线。可以较明显的看出, 在距台背约 26.8m—30.2m 范围内的结构部分, 也即一般路基部分, 其竖向位移随 AB 组填料刚度的增大而呈减小趋势, 随着路基部分向倒梯形接近, 竖向位移差异减小。竖向位移在倒梯形及正梯形结构上表现的规律较为明显, 即随刚度的增加而增大, 与应力变化一致。

(3) AB 组填料刚度对竖向加速度的影响:

图 5-14 为 AB 组填料不同刚度对路桥过渡段结构纵向基床顶面竖向加速度的影响规律曲线。可以较明显的看出, 刚度为 170MPa、190MPa 时其总体波动趋势较为明显; 不同刚度情况下加速度的波动曲线也基本一致; 在过渡段正梯形部分, 加速度随刚度的增大而有所提高。

5.3.4 路桥过渡段级配碎石+5%水泥刚度对相关力学响应的影响

(1) 级配碎石+5%水泥刚度对应力的影响: (过渡段结构层组合 $E_{\text{sum}3b3}$ ($m=1-5$))

图 5-15 为级配碎石+5%水泥不同刚度对路桥过渡段结构纵向基床顶面动应力的影响规律曲线。可以看出, 在距台背约 13.6m—30.2m 的结构范围内, 动应力的最大值随刚度的增大而增加, 而其波动趋势随刚度的增大而趋于平缓。

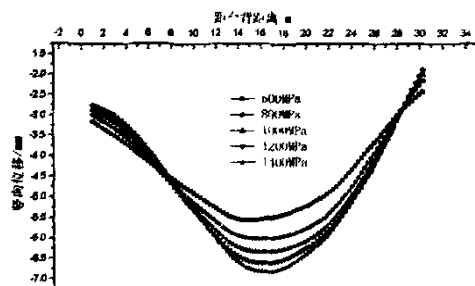
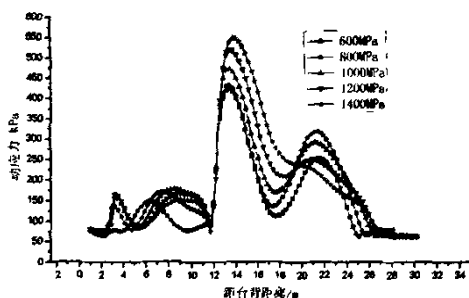


图 5-15 级配碎石+5%水泥刚度对动应力影响 图 5-16 级配碎石+5%水泥刚度对竖向位移影响

(2) 级配碎石+5%水泥刚度对竖向位移的影响:

图 5-16 为级配碎石+5%水泥不同刚度对路桥过渡段结构纵向基床顶面竖向位移的影响规律曲线。可以较明显的看出, 在距台背约 7.9m 及 27.9m—30.2m 范围内基床顶面的竖向位移随刚度的增大而呈减小的趋势。而在过渡段结构到梯形部位竖向位移则随刚度的增大而增加。同时正、倒梯形刚度差异的增大引起两侧竖向位移的增大, 不利于列车平稳过渡。

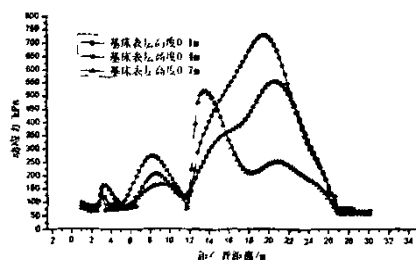
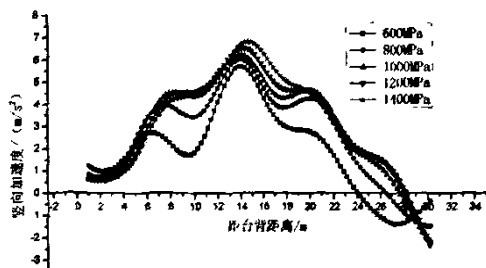


图 5-17 级配碎石+5%水泥刚度对竖向加速度影响 图 5-18 基床表层高度对动应力的影响

(3) 级配碎石+5%水泥刚度对竖向加速度的影响:

图 5-17 为级配碎石+5%水泥不同刚度对路桥过渡段结构纵向基床顶面竖向加速度的影响规律曲线。可以较明显的看出,各曲线随刚度的增加所表现的趋势较为一致,且基本呈现随刚度的增加竖向加速度增大的现象,这在倒梯形部分表现相对明显。

5.3.5 路桥过渡段基床表层高度对相关力学响应的影响

(1) 基床表层高度对应力的影响:

图 5-18 为基床表层不同高度对路桥过渡段结构纵向基床顶面动应力的影响规律曲线。可以看出,随高度的降低,应力的总体变化趋势一致,同时应力最大值的产生位置向一般路基部分过渡,另外高度的降低其应力的波动趋势增强,说明足够的基床表层高度能实现相对平稳的过渡。

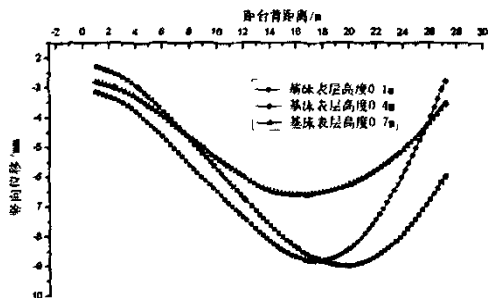


图 5-19 基床表层高度对竖向位移的影响

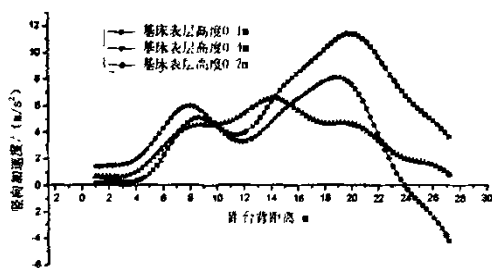


图 5-20 基床表层高度对竖向加速度的影响

(2) 基床表层高度对竖向位移的影响:

图 5-19 为基床表层不同高度对路桥过渡段结构纵向基床顶面竖向位移的影响规律曲线。可以看出,随基床表层高度的减小,竖向位移的波动呈增大趋势,且基床表层高度为 0.7m 时竖向位移数值上相对要小,因此足够的基床表层高度能保证路基与桥梁较好的过渡。

(3) 基床表层高度对竖向加速度的影响:

图 5-20 为基床表层不同高度对路桥过渡段结构纵向基床顶面竖向加速度的影响规律曲线。可以看出,随基床表层高度的减小,竖向加速度的波动趋势明显增强,因此确保基床表层足够的高度有利于保证行车的平稳性。同时,随基床表层高度的减小,其最大值的产生位置也呈类似的向右移动趋势。

5.3.6 路桥过渡段边坡率对相关力学响应的影响

(1) 边坡率对应力的影响:

图 5-21 为过渡段结构中倒梯形边坡率对结构纵向基床顶面动应力的影响规律曲线。可以看出,随边坡率的减小,动应力的波动呈减小趋势,且产生的动应力的最大值也表现了下降的态势。因此,边坡率越小其对列车的平稳过渡起着一定积极作用。

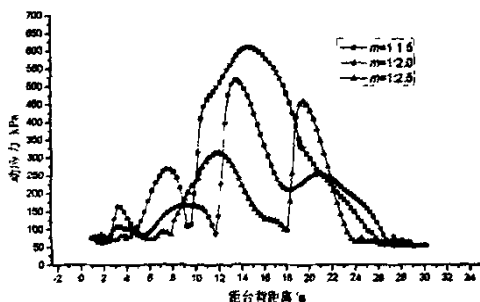


图 5-21 边坡率对动应力的影响

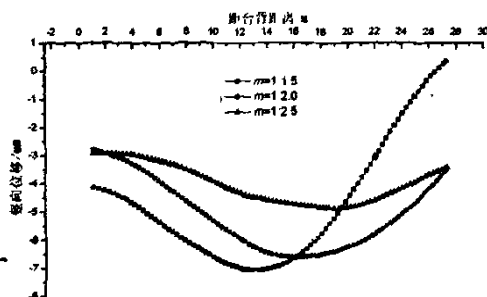


图 5-22 边坡率对竖向位移的影响

(2) 边坡率对竖向位移的影响:

图 5-22 为过渡段结构中倒梯形边坡率对结构纵向基床顶面竖向位移的影响规律曲线。可以看出,在距台背约 16.0m 范围内,竖向位移呈现随边坡率的减小而减小的趋势;同时随着边坡率的减小,过渡段结构的竖向位移波动同样呈现减小的趋势。

(3) 边坡率对竖向加速度的影响:

图 5-23 为过渡段结构中倒梯形边坡率对结构纵向基床顶面竖向加速度的影响规律曲线。可以看出,随着边坡率的减小,过渡段结构顶面的竖向加速度波动呈减小趋势,同时其在数值上随边坡率的减小而减小。

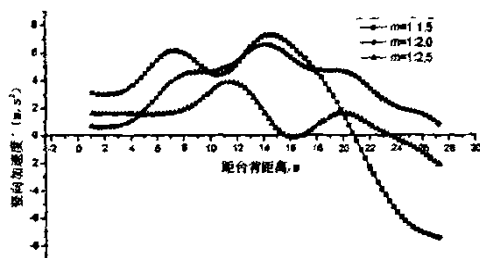


图 5-23 边坡率对竖向加速度的影响

5.4 路桥过渡段永久变形分析

根据 4.3.10 节所提供的永久变形预测模型,对路桥过渡段三个断面上

的永久变形进行分析。这三个断面分别为距桥台背 2.0m、15.1m、35m。本章材料参数 $a=0.64$, $b=0.1$, $m=1.7$; h_f 为 0.3m, 计算荷载作用 200 万次情况下各划分层的永久变形, 其相关计算结果如下:

表 5-2 距桥台背 2.0m 处断面上永久变形预测

	σ_s (kPa)	分层号	σ_d (kPa)	σ_d/σ_s	ε_p (%)	ρ (mm)
地基	40	1	5.465	0.137	0.278	2.148
		2	5.417	0.135	0.274	
		3	5.300	0.133	0.264	
		4	5.138	0.128	0.250	
		5	4.929	0.123	0.233	
		6	4.669	0.117	0.213	
		7	4.355	0.109	0.189	
		8	3.981	0.100	0.162	
		9	3.778	0.094	0.148	
		10	3.609	0.090	0.137	

表 5-3 距桥台背 15.1 处断面上永久变形预测

	σ_s (kPa)	分层号	σ_d (kPa)	σ_d/σ_s	ε_p (%)	ρ (mm)
地基	40	1	11.357	0.284	0.964	8.110
		2	11.203	0.280	0.941	
		3	10.903	0.273	0.899	
		4	10.622	0.266	0.860	
		5	10.354	0.259	0.823	
		6	10.092	0.252	0.788	
		7	9.830	0.246	0.754	
		8	9.558	0.239	0.719	
		9	9.419	0.235	0.701	
		10	9.105	0.228	0.662	

注: 距桥台背 35m 距离处永久变形即为一般路基部分的永久变形值。

根据表 5-2 及 5-3 的计算结果, 并结合表 4-3 可知: 距桥台背 2.0m 及 15.1m 处两断面的差异沉降为 5.963mm; 距台背 15.1m 及 35m 处两断面的差异沉降为 3.393mm。可以看出, 其均满足不均匀沉降 20mm/20m 的控制标准; 同样也满足工后沉降小于 30mm 的要求。因此该种过渡段结构可以较好的满足设计年限内的

永久变形及不均匀沉降控制的要求。

5.5 路桥过渡段路基变形及结构适应性分析

路基（桥）过渡段由于其断面的纵向不均匀性，导致线路在重复移动荷载作用下累积变形的纵向差异，从而成为制约轨下基础的控制因素。

路基（桥）过渡段结构数值分析的主要研究内容就是通过对路基（桥）过渡段进行三维结构数值分析，获取在车辆荷载作用下的真实应力分布状态，计算在重复轮载作用下的累积塑性变形，验算无砟轨道的变形状态，评价目前过渡段结构设计的合理性。

本文计算路基（桥）过渡段结构在列车荷载 200 万次重复作用下的累积永久变形及差异沉降：距桥台背 2.0m 及 15.1m 处两断面的差异沉降为 5.963mm；距台背 15.1m 及 35m 处两断面的差异沉降为 3.393mm。可以看出，其均满足不均匀沉降 20mm/20m 的控制标准，同样也满足遂渝线工后沉降小于 30mm 的要求。因此在设计年限内，该路基（桥）过渡段结构（ $E_{a2.2\sim3.5}$ ）可以较好的满足无砟轨道的路基过渡段沉降控制及列车运行平顺性要求。

路基（桥）过渡段各结构层位移总体在纵向上表现为 V 字型。基床顶面及以下 0.7m 范围竖向位移相差不大，在距台背 12.2m 处即两种材料交接处产生微小变化。过渡段结构最大竖向位移产生于 AB 组填料填筑处；级配碎石对竖向位移的影响较小，而 AB 组填料的影响则相对要大，变化一般在 0.46mm—1.67mm。同时不同 AB 组填料、级配碎石+5%水泥刚度对过渡段结构竖向位移的影响可以看出，不同结构部位较小刚度差异有利于列车的平稳过渡。

路基（桥）过渡段结构中，不同材料的交接面处容易产生应力的波动，因此有必要在界面交接处填筑弹性树脂胶垫等材料；同时在过渡段倒梯形结构部分产生相对较大的应力，而在正梯形及一般路段部分应力值不大且相对平缓。另外 AB 组填料刚度对应力变化的影响相对较大；增加由一般路段向 AB 组填料过渡的级配碎石刚度有利于减小应力的波动，对过渡段结构耐久性有利。

另外，路基（桥）过渡段结构中，随基床表层高度的降低，其应力的波动增强，同时过渡段结构所产生的位移波动及数值相对要大，且过渡段结构振动加速度也呈增大趋势。因此确保表层足够高度对保证列车运行的平稳性及路基的稳定性由较好的促进作用。同时过渡段结构边坡率的降低，应力的波动，位移的大小及路基的振动加速度都呈明显的减小趋势。

综合来看，考虑路基各结构层及整体的路用性能，同时考虑经济及施工和理性要求，路基（桥）过渡段结构采用结构层刚度组合 $E_{0.2\sim 3\text{m}}$ 、基床表层高度 0.7m、边坡率 1: 2，可以较好的满足无砟轨道的路基过渡段沉降控制及列车运行平顺性要求。

结 论

无碴轨道整体式轨下基础已由传统的强度控制转换为变形控制以适应高速铁路轨道对路基的技术要求。轨下基础变形控制特别是路基变形的计算分析已成为无碴轨道发展的关键技术之一。在路基的工作状态中,三种不同性质的变形同时发展:一是列车荷载作用下的弹性变形;二是路基本体及地基的压密变形;三是路基在荷载作用下的累积塑性变形。

由于无碴轨道轨下基础的整体性,列车荷载作用下的弹性变形在荷载作用过后即瞬时回复,同时地基处理质量与路基施工质量特别是压实质量的高标准要求使得路基本体及地基在自重作用下的压密变形成为可以忽略的部分,因此,路基在荷载作用下的累积塑性永久变形即构成路基变形技术要求的主要部分。

本文计算路基在列车荷载 200 万次重复作用下的累积永久变形 11.503mm,小于遂渝线 30mm 工后沉降的控制标准,因此在设计年限内,该路基结构 (E_{s1b1d}) 可以较好的满足无碴轨道的路基沉降控制。

路基各结构层顶面竖向位移横向分布曲线总体上均呈正态分布形式,所反映趋势和云图相一致。即路基的变形以路基中间部位产生的变形为主,呈下凹的抛物线型。同时基床表层最大位移为 1.38mm,数值相对较小,能够满足列车通过时的弹性变形要求。

路基各结构层应力在基床结构中呈马鞍型分布特征,而路基及地基结构中由于应力的衰减,已表现为正态的分布特征;路基断面中应力等值线呈钟型曲线的分布形式。基床表层应力随其刚度的降低而略有减小,但路基断面的竖向应力影响范围不断往下及两侧扩散,因此保证基床表层足够的刚度可以减小列车荷载对路基性能的影响。同时刚度的增加可以减小路基在荷载作用下的振动加速度,提高路基的稳定性。另外基床底层刚度的增加,基床表层动应力则呈减小趋势;同时随底层刚度的降低,竖向应力在路基断面中的扩散现象更为明显,因此底层结构也是路基结构层中一重要部分;底层刚度的增加,荷载作用下的竖向位移减小;同时路基振动加速度也随底层刚度的增大而减小,因此保证底层足够刚度对保证路基良好的路用性能有一定积极作用。

另外,路基结构中,随基床表层及底层高度的降低,其荷载作用下路基断面的竖向应力影响区域不段扩大,因此基床结构的足够厚度将保证路基良好的力学性能。

综合来看,路基结构采用结构层刚度组合 $E_{1.76133}$ 、基床表层高度 0.7m、底层高度 2.3m 则可以较好的满足无碴轨道路基在设计年限内列车荷载作用下良好的路用性能。

路基(桥)过渡段由于其断面的纵向不均匀性,导致线路在重复移动荷载作用下累积变形的纵向差异,从而成为制约轨下基础的控制因素。

路基(桥)过渡段结构数值分析的主要研究内容就是通过对路基(桥)过渡段进行三维结构数值分析,获取在车辆荷载作用下的真实应力分布状态,计算在重复轮载作用下的累积塑性变形,验算无碴轨道的变形状态,评价目前过渡段结构设计的合理性。

本文计算路基(桥)过渡段结构在列车荷载 200 万次重复作用下的累积永久变形及差异沉降:距桥台背 2.0m 及 15.1m 处两断面的差异沉降为 5.963mm;距台背 15.1m 及 35m 处两断面的差异沉降为 3.393mm。可以看出,其均满足不均匀沉降 20mm/20m 的控制标准,同样也满足遂渝线工后沉降小于 30mm 的要求。因此在设计年限内,该路基(桥)过渡段结构($E_{2.23233}$)可以较好的满足无碴轨道的路基过渡段沉降控制及列车运行平顺性要求。

路基(桥)过渡段各结构层位移总体在纵向上表现为 V 字型。基床顶面及以下 0.7m 范围竖向位移相差不大,在距台背 12.2m 处即两种材料交接处产生微小变化。过渡段结构最大竖向位移产生于 AB 组填料填筑处;级配碎石对竖向位移的影响较小,而 AB 组填料的影响则相对要大,变化一般在 0.46mm—1.67mm。同时不同 AB 组填料、级配碎石+5%水泥刚度对过渡段结构竖向位移的影响可以看出,不同结构部位较小刚度差异有利于列车的平稳过渡。

路基(桥)过渡段结构中,不同材料的交接面处容易产生应力的波动,因此有必要在界面交接处填筑弹性树脂胶垫等材料;同时在过渡段倒梯形结构部分产生相对较大的应力,而在正梯形及一般路段部分应力值不大且相对平缓。另外 AB 组填料刚度对应力变化的影响相对较大;增加由一般路段向 AB 组填料过渡的级配碎石刚度有利于减小应力的波动,对过渡段结构耐久性有利。

另外,路基(桥)过渡段结构中,随基床表层高度的降低,其应力的波动增强,同时过渡段结构所产生的位移波动及数值相对要大,且过渡段结构振动加速度也呈增大趋势。因此确保表层足够高度对保证列车运行的平稳性及路基的稳定性由较好的促进作用。同时过渡段结构边坡率的降低,应力的波动,位移的大小及路基的振动加速度都呈明显的减小趋势。

综合来看，考虑路基各结构层及整体的路用性能，同时考虑经济及施工和理性要求，路基(桥)过渡段结构采用结构层刚度组合 $E_{2.2.363}$ 、基床表层高度 0.7m、边坡率 1: 2，可以较好的满足无碴轨道的路基过渡段沉降控制及列车运行平顺性要求。

致 谢

本文写作是在导师邱延峻教授的悉心指导下完成的。在读研究生的两年期间，邱老师严谨的治学态度、亲切和蔼的性格及崇高的人格魅力对我影响至深。不仅从学术上对我进行引导，更让我深刻体会着如何做人处世，我将因此受益终生。同时，导师对我的谆谆教诲和严格要求让我在感激之余，也深感有负厚望。在论文完成之际，谨向尊敬的邱老师致以深深的敬意和衷心的感谢！祝愿邱老师事业顺利，身体健康！

感谢梁洁老师在我研究生的两年期间对我的关心和照顾，同时也让我在工作能力方面得到了锻炼。对此表示由衷的感谢！祝愿梁老师身体健康，开心快乐！

感谢作为老师和师兄的艾长发老师，在两年的研究生学习过程中，得到了艾老师的帮助和指点，对此表示感谢！祝愿艾老师早日实现自己的目标。感谢我的师兄弟们，研究生期间大家互助互爱，祝愿大家早日实现自己的愿望！

最后要深深感谢我的父母，父母在农村辛勤的劳动养育了我，助我读完了研究生，也因此饱受着日月的沧桑和岁月的艰辛！祝愿父母身体健康！在以后的工作中我将胸怀一颗感恩的心，成就我心中的理想！

参考文献

- [1]何华武编著. 无碴轨道技术. 北京: 中国铁道出版社, 2005 年.
- [2]徐庆元. 高速铁路桥上无缝线路纵向附加力三维有限元静力与动力分析. 中南大学博士论文. 2005. 5.
- [3]铁道部. 遂渝线无碴轨道综合试验段—无碴轨道设计技术条件. 2004. 11.
- [4]P.M.Mathews, Vibrations of a beam on elastic foundation. Mech,1958,38
- [5]Filippov,I,G. Method of solving equations of motion of viscoelastic media. Mecknika Kompozitnykh Materialov,1973,9(3).
- [6]孙璐, 邓学钧. 匀速运动的线源荷载激励下无限长梁动力分析. 应用数学和力学, 1998, 19(4):341-347.
- [7]Hunt H.and Forrest J.Floating Slab Track for Vibration Reduction:Why Simple Models Don't Work,Seventh International Congress on Sound and Vibration,2000,7.
- [8]Chen, Y.H .Response of an infinite Timoshenko beam on a viscoelastic foundation on a harmonic moving load. Journal of Sound and Vibration, 2001,241(5):809-824.
- [9]Kim,Seong-Min. Vibration and stability of axial loaded beams on elastic foundation under moving harmonic loads. Engineering Structures,2004,26(1).
- [10]Eason,G. The stresses produced in a semi-infinite solid by a moving surface force. Int.J.Eng.Sci.1965,(2):581-609.
- [11]Fryba,L.Petyt,M. Ground vibration in the vicinity of a rectangular load on a half-space. Journal of sound and vibration, 1993,166(1):141-159.
- [12]Jones,D.V. Petyt,M. Ground vibration in the vicinity of a strip load: an elastic layer on an elastic half-space. Journal of Sound and Vibration, 1993,161(1):1-18.
- [13]Hong Hao,Thien Cheong Ang. Analytical Modeling of Traffic-Induced Ground Vibrations. Journal of Engineering Mechanics. 1998,124(8):921-928.

-
- [14]Hirokazu Takemity, Shuhei Satonaka and wei-ping xie.Train Track-Ground Dynamic due to High Speed Moving Source and Ground Vibration Transmission. Structural Eng/Earthquake Eng, JSCE,2001,18(2)
- [15]Hung,H. Elastic waves in visco-elastic half-space generated by various vehicle loads. Soil Dynamic and Earthquake Engineering,2001, 21: 1-17.
- [16]Lefeuvre-Mesgouez,G.Peplow,A,T.Le Houedec,D. Surface vibration due to sequence of high speed moving harmonic rectangular loads. Soil dynamic and earthquake Engineering, 2002,22(6).
- [17] 张昀青. 列车荷载作用下周围物体的动力响应解. 铁道学报, 2003, 25(4):84-88.
- [18] 蒋建群, 周华飞等. 弹性半空间在移动集中荷载作用下的稳态响应. 岩土工程学报. 2004, 26(4):440-444.
- [19] 谢伟平, 王国波. 移动荷载作用下基于薄层单元法的土动力分析. 华中科技大学学报, 2004, 2.
- [20]Krylov,V.and C.Ferguson Generation of low Frequency ground vibration from railway trains. Applied Acoustics,1994,42(3):199-213.
- [21]Krylov,V.Generation of ground vibration by superfast trains.Appl. 1995,44(2):149-164.
- [22]Matsuura,.Impulsive response of an elastic layered medium in the anti-plane wave field based on a Thin-Layered element and discrete wave number method. Structural Eng/Earthquake Eng, 1993, 459(22):119-128.
- [23] Matsuura A .Simulation for analyzing direct derailment limit of running vehicle on oscillating tracks. Structural Engineering/Earthquake Engineering, 1998, 15(1):63-72.
- [24]Amir M. Kaynia and Christian Madshus.Ground Vibration from High Speed
-

Railway Lines. International Conference on Soil-Struct,Interaction in Urban Civil Eng,1998.

[25]Kaynia,A,C.Madshus,P.Zackrisson. Ground vibration from high speed trains: prediction and countermeasure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.Proceedings of the ASCE 2000, 126(6):531-537.

[26] X.Sheng,C.J.C.Jones and M.Petyt,Ground Vibration Generated by a Harmonic Load Acting on a Railway Track.Journal of Sound and Vibration,1999,225(1):3-28.

[27] X.Sheng,C.J.C.Jones and M.Petyt,Ground Vibration Generated by a Load moving Along a Railway Track.Journal of Sound and Vibration,1999,228(1):129-156

[28] X.Sheng,C.J.C.Jones and M.Petyt,Simulation of Ground Vibration from a Moving Harmonic Load on a Railway Track. Journal of Sound and Vibration,2000,231(3):739-751

[29]Vostroukhov,A.V,Metrikine,A.V. Periodically supported beam on a visco-elastic layer as a model for dynamic analysis of a high-speed railway track. International Journal of Solids and Structures,2003,40(21):5723-5752.

[30]谢伟平,于艳丽等. 高速移动荷载下轨道系统震动模拟的数值算法. 武汉理工大学学报. 2001, 23(12).

[31]谢伟平,王国波. 移动荷载作用下轨道系统的动力特性分析. 郑州大学学报, 2003, 24(1)

[32]王常晶,陈云敏. 列车荷载在地基中引起的应力响应分析. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(7):1178-1187.

[33] Ching S. Chang, Clement W. Adegoke, Ernest T. Selig. GEOTRACK Model for Railroad Track Performance. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. 1980, 106(GT11):1201-1218

-
- [34]雷晓燕.铁路轨道结构数值分析方法.北京:中国铁道出版社.1998
- [35]黄仰贤.路面分析与设计.北京:人民交通出版社.1998.
- [36] Huang Y.H., J.G.Rose, and C.J.Khoury,1986a. Hot-Mix Asphalt Railroad Trackbeds, Transportation Research Record 109,pp.102-110.
- [37] Huang Y.H., J.G.Rose, and C.Lin,1985.Structural Design of Hot-Mix Asphalt Underpayments for Railroad Trackbeds, Proceedings , Association of Asphalt Paving Technologists, Vol.54,pp.502-528
- [38] Huang Y.H., C.Lin,and J.G.Rose,1984a. Asphalt Pavement Design :Highway versus Railroad. Journal of Transportation Engineering, ASCE ,Vol.110,pp.276-282.
- [39] Huang Y.H., C.Lin, X.Deng, and J.G.Rose,1984b.KENTRACK : A Computer Program for Hot-Mix Asphalt and Conventional Ballast Railway Trackbeds, Report No. RR-84-1, The Asphalt Institute, College Park, Maryland.
- [40] Kennedy.J.C.ect.Development of Multilayer Analysis Model for Tie/Ballast Track Structures.57th.
- [41]Hanazato, Toshikazu,Ugai,Keizo. Three dimensional analysis of traffic-induced ground vibrations. Journal of geotechnical Engineering,1991,117(8).
- [42]翟婉明著.车辆—轨道耦合动力学.北京:中国铁道出版社.1997.
- [43]翟婉明.车辆—轨道垂向系统的统一模型及其耦合动力学原理.铁道学报, 1992, 14(3):10-21.
- [44]翟婉明等.机车与轨道垂向相互作用的计算仿真研究.中国铁道科学, 1993, 14(1).
- [45]翟婉明等.低动力作用轮轨系统垂向动力参数研究与设计.铁道学报, 1993, 15(3):1-10.
- [46]翟婉明.轮轨动力分析模型研究.铁道学报, 1994, 16(1).
- [47]翟婉明,韩卫军,蔡成标.高速铁路板式轨道动力学特征研究.铁道学
-

报, 1999, 21 (6) : 65.

[48]梁波. 高速铁路路基的动力特性及土工合成材料的应用研究. 西南交通大学博士论文, 1998.

[49] 梁波, 蔡英. 不平顺条件下高速铁路路基的动力分析. 铁道学报, 1999, 21 (1) : 84-88.

[50] 梁波, 蔡英, 朱东生. 车一路垂向耦合系统的动力分析. 铁道学报. 2000, 22 (5) : 65-71.

[51]Wu,S.F,Simulation of vehicle pass-by noise radiation transactions of the ASME. Journal of vibration and acoustics,1999,121(2):197-203.

[52]Shahu,J.T.Rao,N.S.V. Kameswara,Yudhbir, Parametric study of resilient response of tracks with a sub-ballast layer.Canadian Geotechnical Journal, 1999,36(6):1137-1150.

[53]雷晓燕, 陈水生. 高速铁路轨道结构空间动力分析. 铁道学报. 2000, 22 (5).

[54]陈水生, 雷晓燕. 轨道结构空间动力分析. Journal of east China Jiaotong University. 1999, 16(1).

[55]毛利军, 雷晓燕. 车辆-轨道耦合系统随机震动分析. 华东交通大学学报, 2001, 18 (2).

[56]苏谦. 高速铁路路基空间时变耦合系统动力分析模型及其应用研究. 西南交通大学博士论文. 2001

[57]苏谦, 蔡英. 高速铁路路基空间时变系统耦合动力分析. 西南交通大学学报. 2001, 36 (5) : 509-513.

[58]Ekevid,Torbjorn Wiberg,Nils-Erik Wave propagation related to high speed train a scaled boundary FE-approach ofr unbounded domains.Computer Methods in Applied Mechnics and Engineering,2002,191(36).

[59]姜平, 曾庆元. 移动荷载作用下连续粘弹性基础支承无限长梁的有限元分析.

交通运输工程学报, 2003, 3 (2) :1-6.

[60]Takemiya,H. Field vibration mitigation by honeycomb WIB for pile foundations of a high-speed train viaduct. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2004,24(1):69-87.

[61]Takemiya, H.Fei, G.and Sukeyasu,Y.2-D Transient Soil-surface foundation interaction and wave propagation by time domain BEM. Earthquake Engineering and Structural Dynamics,1994,23.

[62]Takemiya,H.and Sukeyasu,Y. Transient response of rigid strip foundations on a half-space/stratum soil due to impulsive loads.Computer Methods and Advances in Geomechanics,1994,2.

[63]Hall,Lars.Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models. Soil Dynami and Earthquake Engineering,2003,23(5): 403-413.

[64] 杨灿文, 龚亚丽. 列车通过时路基的动应力和振动. 土木工程学报, 1963, 9 (2) : 49—57.

[65]Dawn, T, M.Stanworth, C.G.Ground vibration from passing trains. Journal of sound and Vibration.1979,66(2):355-362.

[66]Melke, J.Kraemer, S.Digital techniques in the measurement of underground railway vibration and the rating of track isolation systems. Proceedings International Conference on Noise Control Engineering.1981.

[67]茅玉泉.交通运输车辆引起的地面振动特性和衰减.1987,(1):67-77.

[68]Jorgen J.Ground Vibration from Rail Traffic. Journal of Low Frequency Noise and Vibration,1987,6(3).

[69]Jakobsen Jorgen. Transmission of Ground-borne vibration in building. Journal of Low Frequency Noise and Vibration,1989,7(3).

[70]Okumura Kuno,K. Statistical analysis of field data of railway noise and vibration

collected in an urban area. *Applied Acoustics*,1991,33(4).

[71] 蔡英等. 大秦重载铁路路基的动力响应及分析. 重载铁路线路结构与养护.

[72] 蔡英, 黄时寿. 重载铁路的线路动力学测试及分析. 西南交通大学学报. 1993, 91(3).

[73] Madshus, C. Bessason, B. Harvik, L. Prediction model for low frequency vibration from high speed railways on soft ground. *Journal of sound and vibration*. 1996, 193(1):195-203.

[74] 周神根. 高速铁路路基基床设计. 路基工程, 1997, 72(3).

[75] Madshus, C. Kaynia, A. M. High speed railway lines on soft ground: dynamic behavior at critical train speed. *Journal of Sound and vibration*, 2000, 231(3).

[76] 赵洪雁. 大秦线万吨列车对轨道的动态影响分析及对策建议. 中国铁路, 2004, 9.

[77] 蔡英, 曹新文. 重复加载下路基填土的临界动应力和永久变形初探. 西南交通大学学报. 1996, 31(1):1-5.

[78] 苏谦, 蔡英. 高速铁路级配碎石基床表层不同厚度动态大模型试验研究. 铁道标准设计. 2001, 21(8).

[79] 钟辉虹, 汤康民等. 铁路粘土路基动力特性试验研究. 西南交通大学学报. 2002, 37(5).

[80] 顾湘生. 客运专线路基工程几个问题的讨论. 铁道工程学报. 2005.

[81] 铁路路基设计规范. 中华人民共和国铁道部. TB10001-99.

[82] 铁路路基设计规范. 中华人民共和国铁道部. TB10001-2005.

[83] 新建时速 200 公里客货共线铁路设计暂行规定. 中华人民共和国铁道部. 2005.

[84] 新建时速 200-250 公里客货共线铁路设计暂行规定. 中华人民共和国铁道部. 2005

- [85] 京沪高速铁路设计暂行规定. 中华人民共和国铁道部. 2003.
- [86] 客运专线铁路路基工程施工质量验收暂行规定. 中华人民共和国铁道部. 2005.
- [87] 叶阳升, 周镜. 铁路路基结构设计的探讨. 铁道工程学报. 2005.
- [88] 周镜, 叶阳升. 基床结构设计的探讨. 铁道科学与工程学报. 2004, 1(1).
- [89] 张千里, 韩自力等. 高速铁路路基基床结构分析及设计方法. 中国铁道科学. 2005, 26(6).
- [90] 孟宪寅. 关于铁路路基基床设计的反思与探索. 路基工程. 1995, 4(61).
- [91] 杨灿文, 柴锦春. 轨道几个主要参数对路基面应力应变影响研究. 路基工程. 1989(3).
- [92] 梁波, 罗红, 孙常新. 高速铁路荷载的模拟研究. 铁道学报. 2006, 28(4).
- [93] 潘昌实. G. N. Pande. 黄土隧道列车动荷载响应有限元. 土木工程报. 1994, 17(4):19-28.
- [94] 李军世. 高速铁路路基动力反应的有限元分析. 铁道学报. 1995, 17(1):66-75.
- [95] 王其昌, 韩启孟. 板式轨道设计与施工. 成都: 西南交通大学出版社. 2002
- [96] 王其昌. 高速铁路土木工程. 成都: 西南交通大学出版社. 1999.
- [97] 曹新文, 蔡英. 铁路路基动态特性的模型试验研究. 西南交通大学学报. 1996, 31(1):36-41
- [98] 曹新文, 蔡英. 高速铁路路基变形控制值的研究. 路基工程. 1998(2).
- [99] 汤连生, 廖化荣. 路基土动荷载下力学行为研究进展. 地质科技情报. 2006, 25.
- [100] 邱延峻, 孙振堂. 柔性路面路基土的永久变形. 西南交通大学学报. 2000, (4):116-120.
- [101] Yanjun Qiu, B.S., M.S. Permanent Deformation of Subgrade Soils Laboratory
-

Investigation and Application in Mechanistic-Based Pavement Design. A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. December 1998, University of Arkansas.

[102]Robert P.E,Norman D.D,Qiu Yanjun.Permanent Deformation of Subgrade Soils Phase I:A Test Protocol[R].MBTC FR-1069,1998.

[103]Sharp.R.W,Booker.J.R. Shakedown of Pavements under Moving surface loads. Journal of Transportation Engineering,1984,110(1).

[104]Monismith.C.L,Ogawn.N,Freeme.C.R. Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soil due to Repeated loading. Transportation Research Record,1975.

[105]Guirguis.H.R. Application of Mechanistic Approach to Pavement systems Permanent Deformation Evaluation. Ohio State University.1974.

[106]Poulsen.J,Stubstad.R.N. A laboratory Testing of Cohesive subgrade: Result and Implication Relative to Structural Pavement Design and Distress Model. TRB,1980.

[107]Lentz.R.W. Permanent Deformation of a Cohesionless subgrade Material under Cyclic Loading. East Lansing,USA: Michigan State University,1979.

[108]Diyaljee.A.M, Raymond.G.P. Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil. Journal of the Geotechnical Engineering,1982.

[109]Allen.D.L, Deen.R.C. A computerized analysis of Rutting Behavior of Flexible Pavement. TRB,1986.

[110]Pumphrey.J.N.D, Lentz.R.W. A deformation analysis of Florida Highway Subgrade sand Subject to Repeated to load Triaxial Tests. TRB,1986.

[111]Li.D, Selig.E.T. Accumulative Plastic Deformation for Fine-Grained Subgrade Soils. Journal of Geotechnical Engineering,1996,112(12).

[112]庄茁,张帆.ABAQUS 非线性有限元分析实例.北京:科学出版社.2005.

[113]石亦平,周玉蓉.ABAQUS 有限元分析实例详解.北京:机械工业出版社

社. 2006.

[114] 梁波, 孙常新. 高速铁路路基动力响应中的双峰现象分析. 土木工程学报. 2006, 39(9):117-122.

[115] 蔡成标, 翟婉明, 王开云. 遂渝线路基上板式轨道动力性能计算及评估分析. 2006, 7(4):18-21.

硕士学位期间发表的论文及科研成果

一、发表学术论文

- 1 张晓靖. 水泥混凝土路面数值模拟. 2006 年中国交通土建工程学术会议—公路交通篇:169-172.
- 2 张晓靖. 高速铁路路桥过渡段动力特性影响因素分析. 2006 年西南交通大学 110 周年校庆研究生学术论坛论文集.
- 3 邱延峻, 张晓靖, 魏永幸. 列车速度对无碴轨道路基动力特性的影响. 交通运输工程学报.

二、参加科研项目

- 1 遂渝线无碴轨道线下工程关键技术试验研究—铁道部科技研究开发计划 (2005K004-C (G)), 主要研究人员, 2006~2007.
- 2 高寒、草地、湿地地区特殊环境对沥青路面性能影响研究—西部交通建设科技项目 (200431800054), 主要研究人员, 2006~2007.