

文章编号: 1003-1995(2017)02-0001-06

沪通长江大桥科技创新管理

孔文亚, 闫志刚

(中国铁路总公司 工程管理中心, 北京 100038)

摘要 沪通长江大桥是世界首座主跨超过1 km的公铁两用斜拉桥,其建造和运维面临众多技术挑战,需开展多项科研攻关。保证科研立项精准、科研成果可靠实用是大桥科技管理工作的核心目标。本文首先介绍了沪通长江大桥概况和技术难点,其次对专题科研内容、管理措施和取得成效进行了总结,并介绍了为解决现场施工难题开展的进一步研究工作。从科研管理角度,提出“调研-研究(试验)-专家评审”的管理思路和“阶段总结-专家评审-优化调整”的过程管理方法。为及时固化大桥建设成果,提出工程、技术总结与大桥建设同步的理念。最后对大桥科研及管理、施工工艺等给出了一些总结性建议。

关键词 沪通长江大桥; 斜拉桥; 科技管理; 技术总结; Q500qE高性能钢; 沉井; 梁端伸缩构造; 健康监测
中图分类号 U448.12⁺1 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.01

自2009年建成主跨504 m的武汉天兴洲公铁两用大桥以来,我国大跨度铁路斜拉桥建设取得快速发展,主跨跨径不断被超越,新的结构形式不断涌现。到目前为止,我国在建和已建铁路斜拉桥已达到20多座,占世界铁路斜拉桥数量的40%左右^[1]。其中,主跨500 m以上铁路斜拉桥有已建成的公安长江公铁两用大桥(主跨518 m,重载)、黄冈公铁两用长江大桥(主跨567 m)、安庆铁路长江大桥(主跨580 m)、铜陵长江公铁大桥(主跨630 m),以及在建的平潭海峡公铁两用大桥元洪航道桥(主跨532 m)、芜湖长江公铁大桥(主跨588 m)和沪通长江大桥(主跨1 092 m)。铁路斜拉桥主梁除采用钢桁梁外,近年又出现钢箱混合梁、钢-混结合梁等新的结构形式。

铁路斜拉桥跨径、结构形式的不断突破给建造和运维带来一系列技术挑战。沪通长江大桥将铁路斜拉桥主跨从630 m提升至1 092 m,需要众多科技创新支撑^[2]。本文从沪通长江大桥存在的技术难点出发,首先介绍了科研课题的立项和主要研究内容;继而对科研课题推进、成果及应用、施工现场技术创新、科研管理等进行了总结;最后指出科技创新管理在推动成果落地应用方面的重要作用。

1 工程概况

沪通长江大桥位于江阴长江大桥下游45 km,苏通长江大桥上游40 km,与通苏嘉城际铁路、锡通高速公路共通道建设。沪通铁路为I级铁路,设计速度200 km/h;通苏嘉城际铁路为客运专线,设计速度250 km/h;锡通公路为双向六车道高速公路,设计速度100 km/h。沪通长江大桥全长11 072 m,其中南北大堤之间钢梁正桥长5 827 m,主航道桥跨径布置为(140+462+1092+462+140) m,全长2 296 m,是目前世界上主跨跨度最大的公铁两用斜拉桥。大桥主塔高325 m,斜拉索最大索长576.5 m,主梁全部采用三主桁箱桁组合结构,桁高16 m,桁宽35 m,主墩沉井平面尺寸为86.9 m×58.7 m,沉井最大高度115 m,为世界上最大体积沉井基础;主体结构用钢材48万t(钢梁25万t),混凝土230万m³。沪通长江大桥主航道桥桥式布置如图1所示^[3]。

2 技术难点

沪通长江大桥采用了众多创新技术,存在诸多难点,具体表现在以下几个方面。

材料方面。由于本桥跨度大、载荷重、结构整体刚度要求高,要求梁、塔、索采用高性能新型材料,以提高材料抗力水平,保证安全。主航道桥在成桥阶段恒载下单根主桁杆件的最大轴压力达到33 MN。索力接近10 MN,塔底竖向反力接近3 000 MN^[4],在最不利组合下主梁断面最大压力达到730 MN,巨大的轴向压力和索力给结构设计带来挑战。本桥在国内首次提出采用

收稿日期: 2016-10-20; 修回日期: 2016-12-15

基金项目: 中国铁路总公司科技研究开发计划(2014G004-B)

作者简介: 孔文亚(1967—),男,教授级高级工程师,硕士。

E-mail: kwenya572@sina.com

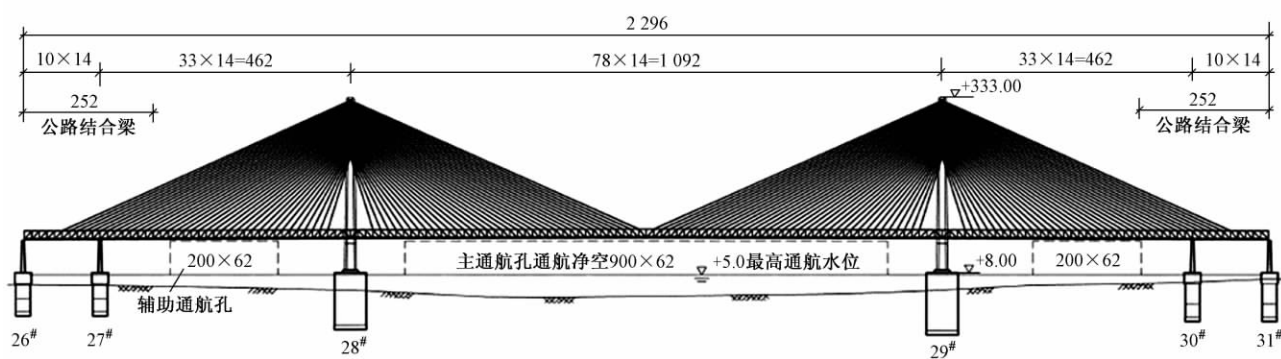


图1 沪通长江大桥主航道桥桥式布置(单位:m)

Q500qE 高性能钢、2 000 MPa 级平行钢丝斜拉索,较既有材料在综合性能方面有较大提升,如何确定新材料应用技术条件成为首要课题。本桥主塔高达 325 m,采用 C60 混凝土,如何保证高塔混凝土施工质量和耐久性是材料和施工工艺面临的技术难题。

结构构造方面。沪通长江大桥首次在铁路全断面采用全箱桁组合结构,较板桁组合结构、部分箱桁组合结构(如铜陵长江大桥)具有更大的刚度,保证结构构造局部受力合理是其关键。另外,大桥梁端采用伸缩量 ± 900 mm(2 000 mm 级)梁端伸缩装置,而目前已应用的最大总伸缩量仅为 1 200 mm 级,大位移梁端伸缩构造同样是一大挑战。

施工工艺方面。大桥主墩巨型沉井受长江近入海口往复潮流作用,如何精确定位需开展专门的施工工艺和施工控制系统研究^[5]。除桥塔下和桥墩顶局部区段外,主桥钢桁梁在工厂采用全焊接方式制造成两节间一段(最大节段质量约 1 800 t),然后浮运至桥位相应位置,是在武汉天兴洲大桥单节段整体吊装、铜陵公铁两用长江大桥的单桁片吊装与节点外拼接基础上的新尝试。

新型设备方面。用于主墩沉井施工的定位系统设备和施工控制系统、用于两节间钢梁整体吊装的架梁吊机、用于超长超重斜拉索减抑振的阻尼设备等,均需进行自主研发。

综上所述,沪通长江大桥在新型材料、结构构造、施工工艺、新型设备等方面均存在众多技术挑战,因而大桥科研立项、管理及成果应用就显得尤为重要。

3 科研立项、管理及成果应用

2013 年 10 月沪通长江大桥建设指挥部成立,2014 年 3 月 1 日沪通长江大桥开工建设。针对大桥技术难点,指挥部组织参建各方进行技术攻关,在科研立项、推进、应用、总结等方面开展了大量工作,为工程顺利推进奠定了基础。其中,中国铁路总公司重大科

研课题《超千米跨度公铁两用斜拉桥新材料及轨道形位控制技术研究》和《超千米跨度公铁两用斜拉桥新结构及施工关键技术研究》于 2013 年 6 月立项。2014 年 5 月,指挥部组织申报并获批《沪通长江大桥成套建造技术及运营维护方案研究》总公司重大科研课题。

为规范大桥科技创新管理工作,指挥部成立了科技创新领导小组,编制了《科技创新管理办法》,对课题立项、研发、成果发布等进行统一管理,坚持“调研—研究(试验)—专家评审”的思路开展科研推进和管理工作。指挥部共组织科研、设计、施工、生产厂家等 18 家有关单位参加了研究工作。从 2014 年开始,组织了阶段成果检查 9 次,专项研究成果检查 12 次,邀请路内外专家 73 人次参加专项成果评审。同时,适时组织相关部门及参研单位多次到各试验研究现场检查课题进展情况,针对研究中存在的问题进行讨论,提出解决思路。通过推行“阶段总结—专家评审—优化调整”的过程管理,科研课题成果质量得到有效保证。其中,前 2 项课题由总公司科技管理部进行了开题、阶段检查等推进工作,已于 2016 年 1 月顺利结题;第 3 项课题预计于 2016 年 12 月底结题。

3.1 前期科研

前期 2 项科研课题对千米级斜拉桥列车行车轨道形位控制技术、Q500qE 高强度桥梁结构钢、2 000 MPa 级高强度耐久型斜拉索、深水大截面沉井设计与施工关键技术、超高桥塔高性能混凝土及配套施工工艺、新型箱桁组合钢梁构造及受力性能、超大位移量(2 000 mm)钢轨伸缩调节器与梁端伸缩装置等 6 个子课题组织开展研究攻关^[6-7]。其中,轨道形位控制技术、新型箱桁组合钢梁构造及受力性能、深水大截面沉井设计科研成果已直接用于大桥前期设计,在此不再赘述。以下从材料、工艺、设备等角度进行介绍。

3.1.1 新材料性能研究与产品生产技术条件

针对 Q500qE 钢材,对其力学性能(母材拉伸性能、低温冲击性能、疲劳性能、防断性能等)、工厂制造

关键技术(焰切性能、焊接性能、热矫性能)、设计关键技术(结构安全储备、典型构造细节疲劳性能、压杆稳定设计参数) 等开展了系统性研究^[8-9]。针对2 000 MPa级平行钢丝斜拉索,重点对2 000 MPa级高强度镀锌钢丝技术、2 000 MPa级高强度锌铝合金镀层钢丝技术、斜拉索锚固构造进行了生产工艺研究,并开展了斜拉索静载性能、弯曲疲劳性能试验研究。Q500qE 钢材、2 000 MPa级平行钢丝斜拉索首次在国内桥梁工程中应用,既要保证研究成果能满足设计要求,又要求生产厂家能按参数要求提供优质产品。指挥部组织中铁大桥院、铁科院、武钢集团、鞍钢集团、江苏法尔胜公司、中船725 所等单位,对科研试生产产品进行多次研究、讨论、现场检测试验,组织国内有关方面专家评审后发布了产品生产技术条件。这两项研究内容应用于工程建设,不但推动了建筑业新材料的发展,也促进了钢铁冶炼技术的进步。武钢和鞍钢进行Q500qE 桥梁用钢板规模生产后,通过反复试验和不断改进,使不同厚度的钢板成材率由最初的不到30% 提高到80% 以上。

3.1.2 超高桥塔 C60 混凝土抗裂、配合比设计及泵送工艺研究

针对超高桥塔 C60 高性能混凝土,重点研究了混凝土抗裂、耐久性能,建立了考虑温度、湿度、水化热等多场耦合下的混凝土结构开裂风险模型,实现了基于可靠度理论的超高索塔混凝土结构抗裂度和耐久性设计,并提出了 C60 自密实高性能混凝土合理配合比,确定了泵送管道系统的合理方案,为超高索塔施工关键技术提供了理论支撑。为使 C60 高性能混凝土应用在主航道桥索塔上,现场施工还需要解决索塔表面混凝土防裂以及325 m 高塔施工混凝土泵送等难题。指挥部组织中铁大桥局、东南大学、武汉理工大学等单位的研究人员,根据现场混凝土原材料,多次进行混凝土试制及配合比优化工作,并在试验墩上进行模拟泵压的泵送灌注,解决了混凝土高空泵送问题,施工效果良好,为主塔混凝土施工奠定了基础。

3.1.3 潮流环境下大尺度沉井浮运、空间定位和基底检测关键技术

1) 攻克钢沉井增压浮运难题

大桥主墩钢沉井浮运质量(包括刃脚混凝土、设备等) 高达14 500 t,自浮状态下吃水11.5 m。受钢沉井制造单位船坞门槛高度限制,沉井需在涨潮高水位且吃水深度8 m 左右方可安全浮运出船坞。技术攻关组经与西南交大联合研究,采用将12 个钢沉井井孔中在距离刃脚15 m 的位置用钢板封闭,向井孔内加压形成12 个助浮舱的方法,成功将沉井的吃水深度控制在

7.5 m,保证沉井安全出坞并顺利浮运至墩位^[10]。

2) 深化研究锚碇系统方案,保证沉井精确定位

在沉井定位施工前,科研、技术攻关组参考了国内外大型沉井施工案例,组织对定位船、锚墩、锚桩和锚碇定位系统方案进行了深入研究,指挥部对施工方案进行了专家咨询、研讨并组织进一步优化,最终确定主航道桥28[#]、29[#]墩沉井采用“主锚钢锚桩+重力式边锚”的定位方案,4 个边墩和辅助墩选择“内置式定位导向桩”定位方案。与传统方案相比,该方案具有施工便捷、刚度大、受力明确、定位易于控制等优点。主墩28[#]墩钢沉井在2014 年6 月22 日浮运到位后,于7 月13 日顺利着床,最大平面偏差0.29 m,扭角18',实现了钢沉井姿态的快速调整,保证了沉井下沉精度。

3) 探索深水沉井基底检测技术

沉井终沉至设计标高后,根据规范和设计要求,需要对沉井基底情况进行探查,符合要求后方可进行混凝土封底施工。因大桥沉井基底在水下超过81 m,采用传统潜水检查手段难以实现。为确保沉井基底检测结果的准确性、可靠性,指挥部组织中铁大桥局与中船重工702 所展开技术合作,运用图像声纳成像技术配合水下机器人摄像,直观、准确反映沉井基底情况,并结合传统测绳对沉井基底进行定性、定量分析,以此指导施工。该方法目前已在各沉井封底施工中进行了成功应用,为深水沉井基底检测积累了经验。

3.1.4 超大位移量(2 000 mm) 钢轨伸缩调节器与梁端伸缩装置的研究

千米级公铁两用斜拉桥在温度、风及列车荷载等作用下梁端存在纵、横、竖向及转角等复杂空间变位,梁端伸缩装置及钢轨伸缩调节器需适应梁端位移,并提供足够的竖向承载能力。主航道桥梁端伸缩量达到 ± 900 mm,需要采用大位移量的梁端伸缩构造。前期针对国产 TSSF 型下承式伸缩装置进行了结构构造和部件设计、车-线-桥耦合振动分析、钢轨伸缩调节器平顺性分析,并对关键部件进行了性能试验,如垫板刚度测试、扣件刚度试验、扣件阻力和疲劳试验等。在前期已开展的 TSSF 型产品结构构造研究基础上,指挥部又组织中铁大桥院、上海铁路局、沪宁城际铁路公司、奥钢联 BWG 公司等单位,多次对 BWG 公司的 SA60-1800 型钢轨伸缩调节器方案进行专家论证,优化后的方案可满足主桥使用要求。两类钢轨伸缩调节器的研究为后期比选提供了技术支撑。

3.2 后期科研

《沪通长江大桥成套建造技术及运营维护方案研究》课题研究内容包括千米级公铁两用斜拉桥新型箱桁组合钢梁大节段成套施工技术研究、超长斜拉索减

抑振技术研究、千米级大桥设计施工成套技术总结研究、大桥健康监测系统方案研究、运营维护方案研究等5个子课题。其中,前3项研究内容分别从两节段钢梁架设、斜拉索减抑振技术以及设计施工成套技术总结研究3个不同方面开展研究,后2项研究内容主要从千米级公铁两用斜拉桥的特点出发,为工程运营监测和维护方案优化提供支撑。大桥健康监测系统方案研究主要包括监测内容、测点优化布置、硬件设备集成、数据分析与结构评定、监测系统软件方案。运营维护方案研究主要包括大桥运营数字化管理系统方案设计、大桥运营安全管理技术、大桥维护和管理模式。

健康监测方面,根据大桥实际情况和需求,指挥部组织中铁大桥院、上海铁路局工务处、南京桥工段、上海高铁段,以及沪宁城际铁路公司等单位的管理技术人员多次进行研究讨论,制定了大桥健康监测方案。在调研南京长江四桥、合福铁路铜陵长江大桥、港珠澳大桥等同类桥梁应用情况基础上,对大桥健康监测方案进行了反复完善、优化,组织进行了专家评审,确定了具备海量数据处理、自动预警等功能的健康监测方案,开发了运营监测数据分析系列软件,为运营维护提供技术支持。

运营维护方面,对超长钢桥检查车进行了设计优化。大桥两岸大堤间4线钢梁长达5.8 km,目前铁路钢梁既有检查车使用操作不便、走行缓慢,为大桥运营后的检查工作带来很多困难。指挥部组织中铁大桥院、上海局工务部门、沪宁城际铁路公司等单位多次对接讨论,提出了检查车总体布置、结构要求、操作走行方案、使用耐久性等技术要求,并组织相关生产企业进行了产品生产和模拟操作走行试验,结合大桥特点对检查车设计方案进行优化,使检查车数量由原设计的80台优化为14台。同时,检查车使用高强轻型材料,增加了横向走行系统,天窗外可从线路外侧预先走到检查点,天窗内快速到达线路上方检查位置,将大大提高运维工作效率。

4 现场施工技术创新及管理

针对沪通长江大桥施工技术特点,指挥部邀请路内外桥梁建设、设计、施工、科研院校和有关企业的专家100余人,组成大桥咨询专家团队,为项目建设提供先进的管理理念和技术支撑,提高施工组织和方案的合理性及可实施性。开工近3年来,指挥部共组织召开专家评审会43次,邀请路内外相关专业的知名专家289余人次,对施工组织及专项方案等进行专家评审。2015年8月,与中国工程院共同组织13位院士及专家团队到大桥工地,就《交通基础设施重大结构安全

保障战略研究》课题进行考察和咨询,为大桥结构安全提出了许多很有价值的建议。

本节重点对浅水区施工工艺、新设备研发进行介绍。

4.1 浅水区施工工艺研究

横港沙区域引桥8[#]—23[#]墩近1.8 km位于浅水区,低潮时水深仅1 m左右,大型施工船舶无法入内,为此结合实际情况对浅水区施工工艺进行了专门研究。

1) 吹填施工平台,变水上平台施工为筑岛施工

大桥9[#]—22[#]墩位于浅水区域,大型船舶不能近前作业,栈桥施工投资大,作业周期长,也不利于施工质量安全。经调查了解,根据长江水利总体治理规划,将对横港沙浅水区进行圈围整治,其二期工程恰好覆盖沪通长江大桥9[#]—22[#]墩。中交二航局结合横港沙圈围规划及桥位工程特点,建议将水上平台施工方案调整为“先期在9[#]—22[#]墩桥轴线上下游吹填67 m宽临时施工平台”的“陆地”施工方案,指挥部组织中铁大桥院、中科院武汉岩土研究所、南京水科院等单位对该方案进行了研究分析,为水上筑岛建设提供技术支持^[11]。经过充分沟通协商,该方案获得地方政府和江苏省水利厅的支持,并最终获得长江水利委员会的正式批复。变水上平台施工为筑岛施工,保证了施工质量安全,提高了工效。

2) 吹填区采用轻型井点降水方案,简洁高效

在认真总结陆地“轻型井点降水+放坡开挖”经验的基础上,通过在岛上进行降水开挖试验,创造性地将此工艺成功应用于筑岛区域9[#]—22[#]墩的承台施工。基坑放坡分两级进行,放坡坡比为1:0.75;降水管分三级布置,基坑外顶层、分级台阶处、基坑内边缘各设一圈,现场整洁干净,基坑内无漏水现象,实施效果良好。与钢板桩方案相比,该方案无需设置纵横支撑,创造了良好的作业条件,提高了承台施工工效^[12]。这种将以往用于岸上的井点降水工艺进行创新后成功应用到长江筑岛堤上的案例,为浅水区桥梁基础施工积累了宝贵经验。

4.2 新设备研发

根据工程特点,研发专项机械设备,提高工效,并保证施工安全。研发了钢锚桩结合千斤顶自动张拉定位系统设备,对28[#]、29[#]超大型沉井进行精准定位、着床施工。主航道桥梁部施工,将首次采用两节间整体吊装,单体质量超过1 700 t,目前正在配套研发2×1 000 t架梁吊机;112 m钢桁梁采用双悬臂架设,已配套研发了75 t/30 m全回转桥面吊机。这些装备研发生产促进了我国桥梁施工装备水平的进步。

5 工程、技术总结与阶段成果统计

5.1 工程、技术总结

千米级公铁两用斜拉桥的建设系世界首次,其工程、技术总结对同类桥梁具有非常重要的指导意义和示范效应。为避免总结成果流于形式,也为防止事后总结仓促、遗漏关键问题,建设指挥部提出大桥总结与建设同步的理念。首先组织编制了《沪通长江大桥工程、技术总结大纲》,要求各参建和参研单位对工程和技术成果边应用边总结,及时进行固化,并逐步完善、提炼和升华,以总结促应用。其中,工程总结主要包括综述、建设管理、大桥勘察设计、工程监理和咨询、大桥施工、科研与技术创新共6篇;技术总结主要包括概述、设计与科研、施工、关键技术共4篇。目前已完成了钻孔桩、主墩沉井整体制造、出坞浮运、定位着床、钢沉井井壁混凝土灌注、边墩沉井混凝土封底、双壁钢围堰施工、高墩施工等已完工程近百万字的总结材料,基本做到了工程、技术总结与工程建设同步,确保各项总结真实反映建设过程,为指导后续工程施工和其他类似工程建设积累宝贵资料。在后续总结工作中,将定期召开总结成果交流会,及时总结已完科研项目和现场工程,并对重、难点问题予以详细梳理和总结。

5.2 阶段科研成果统计

在课题研究过程中及时对科研成果进行总结,不仅满足了大桥建设需要,也为今后同类型桥梁建设积累了经验。目前,各参研、参建单位依托沪通长江大桥工程,在国内外SCI、EI、中文核心级别类期刊共计发表科技论文70余篇;同时形成了一大批专利技术,如“高强度桥梁钢K型接头复合焊接方法”、“实现360度旋转锚固的重力锚”等,共申报专利24项,其中发明专利19项,实用新型专利5项。以上成果大大提高了沪通长江大桥的技术成果产出率和科技影响力。

6 主要结论

千米级公铁两用斜拉桥建设是一项系统性工程。它一方面需要依靠科技创新、技术攻关实现突破,为设计、施工和运维等各阶段提供强有力支撑;另一方面,也需要系统、高效的组织管理使技术成果落地应用。在众多专家和各参建单位的共同努力下,沪通长江大桥目前已取得若干技术突破和创新成果,工程建设正稳步向前推进。回顾科研、设计、施工和管理等方面的建设经验,有以下几点体会与读者共同探讨。

1) 大型桥梁工程科研课题的针对性、实用性。桥梁工程科研课题应立足于解决桥梁自身面临的技术难点,为大桥建设服务。课题推进过程中,由建设管理单

位及时组织专家研讨,确保课题研究成果实用性。对于已完成的科研成果,需强化知识产权保护,积极申请专利、发表论文,以达到总结经验、保护成果、提高认识等目的。

2) 加强建设管理部门在特大型桥梁工程上的科研管理水平。针对科研管理,提出“调研-研究(试验)-专家评审”的管理思路和“阶段总结-专家评审-优化调整”的过程管理方法,实践证明上述思路和方法是切实可行且富有成效的。

3) 重视特大型桥梁在复杂环境下的施工工艺可行性论证。大规模的跨江越海桥梁工程建设对施工提出了巨大挑战,为充分保证施工安全,设计阶段就应开展全面的工程风险评估研究,对技术经验积累不足的施工项目,设计阶段就应充分考虑施工全过程,结合经验分析、数模、物模等多重手段,开展施工工艺可行性研究,为施工提供关键技术参数。针对复杂施工环境,还应充分考虑各类最不利工况对结构的影响。在施工中应及时总结经验教训,为后续类似工程提供参考。

4) 构建我国大跨度铁路斜拉桥建造、运维的成套技术体系。我国已建设近30座大跨度铁路斜拉桥,在总结凝练已有科研、设计、施工、运营维护等成果基础上,通过深化研究,将专项研究成果提升至一般规律性认识水平,加强成果的通用性,最终构建我国大跨度铁路斜拉桥建造、运维成套技术体系,从而更好地为后续工程建设提供参考。

参 考 文 献

- [1] 郭辉,谢华灿,刘晓光,等.大跨度铁路钢桁斜拉桥动力特性统计与基频分析[J].钢结构,2016,31(11):5-8,14.
- [2] 白慧明.沪通铁路长江大桥主跨1092 m公铁两用斜拉桥方案技术可行性论证[J].铁道建筑,2011(6):1-4.
- [3] 高宗余,梅新咏,徐伟,等.沪通长江大桥总体设计[J].桥梁建设,2015,45(6):1-6.
- [4] 胡所亭,郭辉,鞠晓臣.沪通长江大桥主航道桥受力特征研究[J].桥梁建设,2015,45(6):18-23.
- [5] 李军堂.沪通长江大桥主航道桥沉井施工关键技术[J].桥梁建设,2015,45(6):12-17.
- [6] 中铁大桥勘测设计院集团有限公司.超千米跨度公铁两用斜拉桥新材料及轨道形位控制技术研究[R].武汉:中铁大桥勘测设计院集团有限公司,2015.
- [7] 中铁大桥勘测设计院集团有限公司.超千米跨度公铁两用斜拉桥新结构及施工关键技术研究[R].武汉:中铁大桥勘测设计院集团有限公司,2015.
- [8] 鞠晓臣,田越,赵欣欣,等.Q500qE高强钢压杆稳定研究[J].铁道建筑,2015(10):80-84.

- [9] 田越. Q500qE 高性能桥梁钢断裂韧性 CTOD 试验研究 [J]. 铁道建筑, 2015(11): 14-17.
- [10] 余允锋, 邱琼海, 王立忠. 沪通长江大桥主航道桥钢沉井增压助浮方案 [J]. 桥梁建设, 2015, 45(6): 74-78.
- [11] 张贵忠. 沪通长江大桥横港沙浅水区吹填平台施工方案 [J]. 桥梁建设, 2015, 45(6): 79-83.
- [12] 宁湘. 沪通长江大桥浅水域吹填区承台基坑施工方案比选 [J]. 桥梁建设, 2015, 45(6): 106-110.

Management Based on Innovation of Science and Technology of Shanghai–Nantong Yangtze River Bridge

KONG Wenya, YAN Zhigang

(Engineering Management Center, China Railways Corporation, Beijing 100038, China)

Abstract Shanghai–Nantong Yangtze River Bridge will be the world's first highway and railway cable-stayed bridge with its main span more than one kilometer after being built. Technical breakthrough in its construction and maintenance needs the support of scientific research. The aim of management of science and technology is to guarantee the reasonability and practicability of research projects. In this paper, brief introduction and technical challenges were first presented. Then summary was given on specialized research, project management and its effects. And further research on construction challenges was also introduced. Management idea and process management method were proposed. The former actually showed a proper management procedure composed of investigation, research (test) and expert review. And the latter consisted of three steps including stage summary, expert review during the research, and optimization and adjustment. Experience from design and construction of the bridge was also required to summarize in the same pace with construction, including management and technical summarization. Suggestion was also put forward in terms of research, management and construction.

Key words Shanghai–Nantong Yangtze River Bridge; Cable-stayed bridge; Management of science and technology; Summary of technology; High performance steel Q500qE; Caisson; Expansion devices at girder end; Health monitoring

(责任审编 孟庆伶)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0007-04

神朔铁路黄河特大桥预应力混凝土连续梁静力性能研究

李兴义¹, 徐贵亮¹, 荣 峻², 马宏亮², 朱希同²

(1. 中国神华能源股份有限公司 神朔铁路分公司, 陕西 神木 719316; 2. 中国铁道科学研究院 铁道建筑研究所, 北京 10081)

摘 要 神朔铁路黄河特大桥主桥为(48+8×80+48)m 预应力混凝土连续梁桥, 按中-活载设计, 1996年建成通车。为评估该桥对开行重载列车的适应性, 本文通过对双线加载静载试验及 Midas/Civil 建模理论计算的结果进行对比, 分析其控制截面挠度、应力及支座位移, 得出该桥满足结构运营和设计要求, 具有足够的刚度。

关键词 铁路桥梁; 预应力混凝土连续梁; 静载试验; 挠度; 应力; 支座位移

中图分类号 U446.1 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.02

预应力混凝土连续梁桥是铁路、公路桥梁中常见的桥跨形式, 该类桥梁具有跨越能力强、变形缓和、刚度大、行车平稳、养护简便等优点。静载试验是掌握桥梁力学性能的重要手段之一, 试验结果既可以判断桥梁的刚度和强度是否满足结构运营和设计要求, 也能为桥梁的运营管理提供参考^[1-3]。本文根据神朔铁路黄河特大桥的静载试验的实测结果及理论计算数据, 评估该桥梁的结构特性, 为以后的铁路桥梁评估检测提供一些参考。

1 工程概况

神朔铁路黄河特大桥主桥为(48+8×80+48)m 预应力混凝土连续梁桥, 梁体为单箱单室变截面箱梁, 箱梁顶板全宽 9.5 m, 采用双线设计, 轻、重车线均采用无缝线路, 在连续梁轻车线为 60 kg/m 轨, 重车线为 75 kg/m 轨, 采用 I 型轨枕。全桥为直线桥, 均为平坡。桥墩为单柱墩, 支座为盆式橡胶支座, 基础均为桩基础。黄河特大桥于 1996 年 7 月建成通车, 设计荷载

为中-活载, 自建成通车以来主要开行 23 t 及以下轴重的货物列车, 近年来开始开行 25 t 轴重列车。本研究的目的是对该桥开行重载列车的适应性进行评估。

2 试验方案

2.1 测点布置

黄河特大桥静载试验的主要测试截面及测点布置如图 1 所示。

应力测试以 I, II, III 截面为测试截面, I 截面距离 14[#]墩梁端 21 m, 即边跨(第 15 孔) 0.43L 正弯矩最不利测试截面; II 截面位于边跨距离 15[#]墩中心 2 m, 即最不利负弯矩测试截面; III 截面为中跨同(第 16 孔) 跨中向小里程方向偏移 1.5 m, 即中跨跨中正弯矩最不利测试截面。

挠度测试以 I, III 截面为测试截面。

支座纵向位移测点布置在 32 m 简支 T 梁左片梁和右片梁的活动支座处, 以及(48+8×80+48)m 连续梁的 14[#]墩和 15[#]墩支座处。

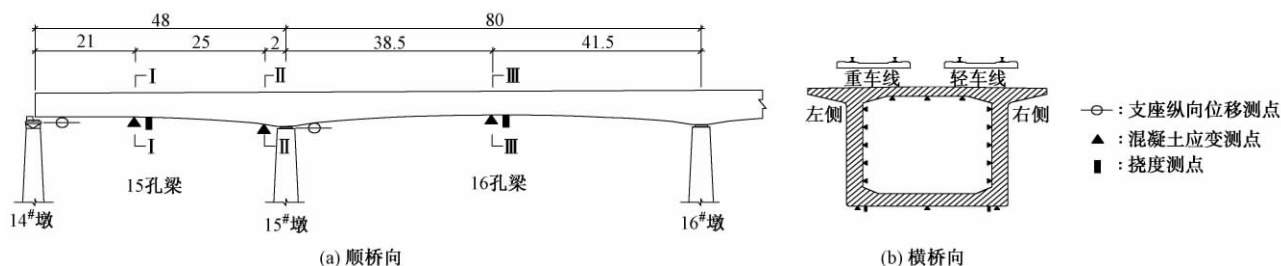


图1 黄河特大桥静载试验测点布置(单位:m)

2.2 加载方法及轮位

采用两列 DF4 各牵引 12×C80 重车(25 t 轴重), 双线并列加载。为保证试验荷载数据的准确、

收稿日期: 2016-09-22; 修回日期: 2016-11-22

作者简介: 李兴义(1966—), 男, 工程师。

E-mail: zxy46681@126.com

稳定,试验车辆全部采用在标准环线装车的车辆编组。加载时,机车指向大里程,试验列车从小里程方向上桥、大里程方向出桥,单向加载,共 3 个循环。根据梁型及结构受力特点确定加载工况及加载轮位,如表 1 所示。

表 1 黄河特大桥静载试验加载轮位

加载工况	轮位	加载级	试验列车机车第 1 轴位置
边跨最大正弯矩加载	轮位 1	第 3 级	16 孔梁上距 15 [#] 墩中心线 2.69 m
	轮位 2	第 2 级	16 孔梁上距 15 [#] 墩中心线 19.91 m
	轮位 4	第 1 级	16 孔梁上距 15 [#] 墩中心线 36 m
墩支点最大负弯矩加载	轮位 3	第 1 级	16 孔梁上距 15 [#] 墩中心线 30 m
	轮位 5	第 2 级	16 孔梁上距 15 [#] 墩中心线 45 m
	轮位 7	第 3 级	17 孔梁上距 16 [#] 墩中心线 2 m
中跨最大正弯矩加载	轮位 5	第 1 级	16 孔梁上距 15 [#] 墩中心线 45 m
	轮位 6	第 2 级	16 孔梁上距 15 [#] 墩中心线 54 m
	轮位 7	第 3 级	17 孔梁上距 16 [#] 墩中心线 2 m

2.3 加载效率

依据《铁路桥梁检定规范》(铁运函[2004]120号)^[4],试验荷载的荷载效率要达到 $0.80 \leq \eta \leq 1.00$,在有困难时可稍予降低,但不得低于现行最大运营荷载。本次静载试验的试验荷载均采用最大运营荷载,按下式得到加载目标的最大加载效率

$$\eta = \frac{S_{\text{stat}}}{S \cdot (1 + \mu)}$$

式中: S_{stat} 为试验荷载作用下检测部位的变位或力的计算值; S 为标准活载作用下检测部位的变位或力的计算值; $1 + \mu$ 为动力系数,32 m 简支 T 梁为 1.194,(48+8×80+48) m 连续梁 48 m 边跨为 1.154,80 m 中跨为 1.109。

确定静载试验加载列车时,应尽量选用轴重大、轴距小的机车或车辆,以期获得尽量大的荷载效率,本次静载试验测试截面的弯矩加载效率及挠度加载效率见表 2、表 3。

表 2 黄河特大桥 (48+8×80+48) m 连续梁测试截面弯矩 (kN·m) 及加载效率

加载工况	测试截面	设计静活载	设计活载 (含动力系数)	第 1 级		第 2 级		第 3 级	
				竖向弯矩	加载效率	竖向弯矩	加载效率	竖向弯矩	加载效率
边跨最大正弯矩	I	40 570	46 812	18 113	0.39	27 561	0.59	34 751	0.74
支点最大负弯矩	II	-107 520	-124 062	-49 018	0.40	-74 381	0.60	-103 636	0.84
中跨最大正弯矩	III	57 724	64 021	23 725	0.37	33 755	0.53	45 281	0.71

表 3 黄河特大桥 (48+8×80+48) m 连续梁测试截面挠度 (mm) 及加载效率

加载工况	测试截面	设计静活载	设计活载 (含动力系数)	第 3 级	
				挠度	加载效率
边跨最大正弯矩	I	11.01	12.71	9.25	0.73
中跨最大正弯矩	III	40.92	45.38	30.24	0.67

表 4 黄河特大桥静载试验梁体测试截面应力计算结果 MPa

加载工况	测试截面	测点位置	第 1 级	第 2 级	第 3 级
边跨最大正弯矩	I	顶板下缘	-1.38	-2.13	-2.66
		底板下缘	1.95	3.00	3.74
	II	顶板下缘	2.14	1.22	0.65
		底板下缘	-1.09	0.24	0.66
	III	顶板下缘	1.53	-0.34	-0.92
		底板下缘	-1.66	-0.80	0.12
支点最大负弯矩	I	顶板下缘	2.33	1.13	-0.17
		底板下缘	1.75	2.65	3.69
	II	顶板下缘	-0.45	-2.00	-3.80
		底板下缘	0.63	2.84	5.42
	III	顶板下缘	-0.80	-0.43	0.12
		底板下缘	1.13	0.60	-0.17
中跨最大正弯矩	II	顶板下缘	2.65	3.05	3.69
		底板下缘	-2.00	-2.85	-3.80
	III	顶板下缘	2.84	4.04	5.42
		底板下缘	-2.84	-4.04	-5.42

表 5 黄河特大桥静载试验梁体测试截面挠度计算结果 mm

加载工况	测试截面	测点位置	第 1 级	第 2 级	第 3 级
边跨最大正弯矩	I	梁底	5.27	7.46	9.25
中跨最大正弯矩	III	梁底	14.41	20.91	30.24

3 理论计算

理论计算采用大型工程计算软件 Midas/Civil。全桥梁体模型总计 286 个节点,274 个梁单元,中间墩支座采用固定约束,其余墩支座采用活动约束模拟。主梁按照竣工图纸考虑截面变化。梁体混凝土强度为 C50,弹性模量 E_h 取设计值 3.51×10^4 MPa。I 截面高度为 4.07 m,截面形心距梁体底缘 2.41 m;II 截面高度为 6.50 m,截面形心距梁体底缘 3.42 m;III 截面高度为 3.80 m,截面形心距梁体底缘 2.23 m。活载冲击系数,48 m 边跨为 1.154,80 m 中跨为 1.109。

主要计算结果见表 4、表 5。

4 测试结果及分析^[5]

4.1 梁体截面顶、底板应力

试验荷载作用下, I, II, III截面实测应力值与理论值对比见图2。静载测试结果表明:

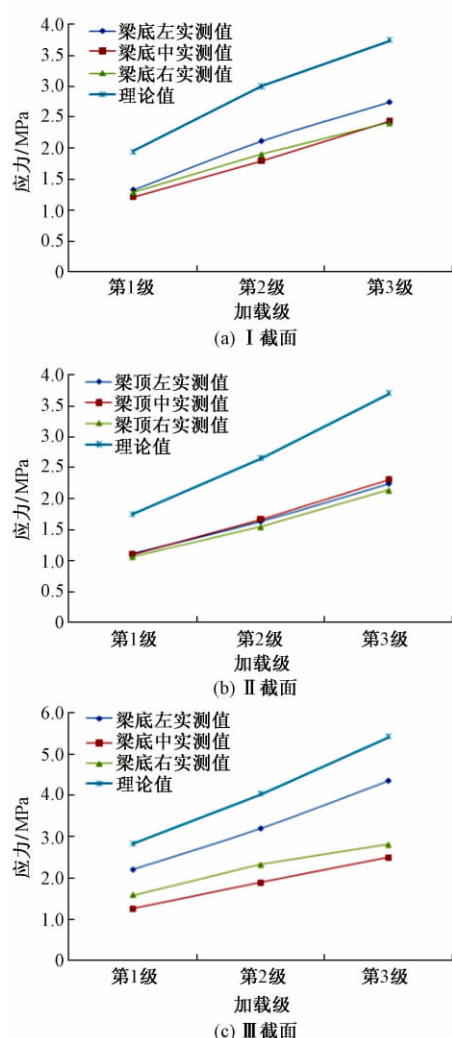


图2 I, II, III截面实测应力值与理论值对比

1) 各加载工况试验荷载作用下, 测试截面顶、底板实测应力随加载级的变化趋势与理论计算相一致, 且都小于理论值, 说明桥梁结构处于弹性工作状态。

2) 各加载工况3次加载循环的测试结果很接近, 说明各测点在重复循环加载过程中保持稳定, 测试数据可靠性良好; 同在顶板或底板的测点实测值表现出一定的差异, 主要与混凝土表面材料不均匀性有关。部分加载工况下, 顶板或底板应力的绝对值较小, 应属材质及测试误差所致。

3) 边跨最大正弯矩加载工况下, I截面底板出现最大拉应力为2.74 MPa, III截面顶板出现最大拉应力为0.42 MPa; 支点最大负弯矩加载工况下, II截面顶板出现最大拉应力为2.45 MPa, I截面顶板出现最大

拉应力为0.02 MPa; 中跨最大正弯矩加载工况下, III截面底板出现最大拉应力为4.44 MPa, 梁体混凝土拉应力实测值均未大于理论值。

4) 边跨最大正弯矩加载工况下, I截面顶板应力校验系数为0.35~0.45, 底板应力校验系数为0.60~0.74; 支点最大负弯矩加载工况下, II截面顶板应力校验系数为0.57~0.66; 中跨最大正弯矩加载工况下, III截面顶板应力校验系数为0.50~0.66, 底板应力校验系数为0.41~0.82。可见, 主梁应力校验系数均小于《铁路桥梁检定规范》中预应力混凝土梁应力校验系数通常值范围(0.90~1.00), 说明结构整体处于正常工作状态。

4.2 梁体跨中挠度

试验荷载作用下, 最大正弯矩加载工况下48, 80 m跨跨中底缘实测挠度值与理论值对比见图3。静载测试结果表明:

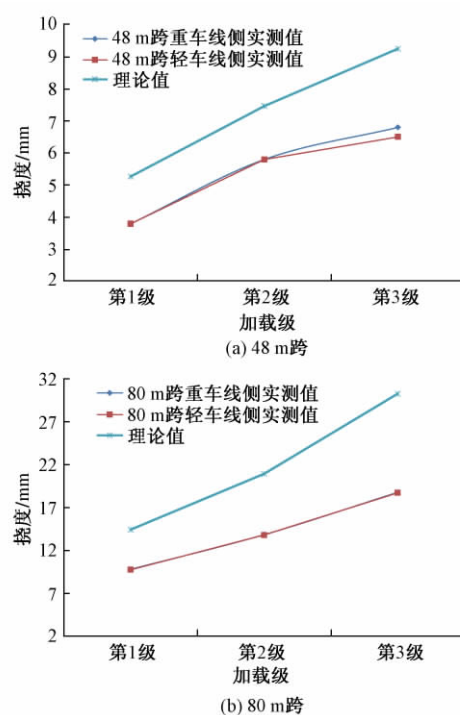


图3 跨中底缘实测挠度值与理论值对比

1) 各加载工况试验荷载作用下, 跨中底缘实测挠度随加载级的变化规律与理论计算相一致, 且都小于理论值, 说明桥梁结构处于弹性工作状态。

2) 边跨最大正弯矩加载工况, 3次加载循环试验荷载作用下, 48 m跨跨中实测最大挠度分别为6.80, 6.70和6.50 mm; 中跨最大正弯矩加载工况, 3次加载循环试验荷载作用下, 80 m跨跨中实测最大挠度分别为18.75, 19.04和18.65 mm。可见, 各加载工况3次加载循环的测试结果很接近, 说明各测点在重复循环加载过程中保持稳定, 测试数据可靠性良好。

3) 边跨最大正弯矩加载工况下, 48 m 跨跨中挠度校验系数为 0.67 ~ 0.78; 中跨最大正弯矩加载工况下, 80 m 跨跨中挠度校验系数为 0.62 ~ 0.68。可见, 各跨挠度校验系数小于或介于《铁路桥梁检定规范》中预应力混凝土梁挠度校验系数通常值范围(0.70 ~ 0.80), 说明结构整体处于正常工作状态。

4) 48 m 跨、80 m 跨实测最大挠度分别为 6.80 和 19.04 mm, 实测挠度换算至设计静活载挠度分别为 8.07 和 25.63 mm, 相应的挠跨比分别为 1/5 946 和 1/3 122。可见, 48, 80 m 跨挠跨比分别小于《铁路桥梁检定规范》中普通高度预应力混凝土梁竖向挠跨比通常值 1/1 800, 及低高度预应力混凝土梁竖向挠跨比通常值 1/1 300, 均满足规范要求。

4.3 支座位移

1) 试验荷载作用下, 14[#]墩和 15[#]墩重、轻车线活动支座在加载过程中位移同步, 位移趋势一致, 量级较小。

2) 边跨最大正弯矩加载工况下, 14[#]墩活动支座实测最大纵向位移为 1.85 mm, 15[#]墩活动支座实测最大纵向位移为 0.79 mm; 支点最大负弯矩加载工况下, 14[#]墩活动支座实测最大纵向位移为 1.77 mm, 15[#]墩活动支座实测最大纵向位移为 1.17 mm; 中跨最大正弯矩加载工况下, 14[#]墩活动支座实测最大纵向位移为 1.72 mm, 15[#]墩活动支座实测最大纵向位移为 1.17 mm。

3) 每个加载循环, 支座位移的量值不完全一致, 主要是由于支座摩阻力的影响导致支座位移不能及时复位, 以及相邻跨结构对加载跨的变形也有影响。

5 结论

1) 梁体实测截面应力及挠度均小于理论值, 3 次加载循环截面应力及挠度实测值重复性较好, 数据稳定; 说明结构整体受力性能良好, 满足设计要求。

2) 梁体实测应变、挠度校验系数及挠跨比均满足《铁路桥梁检定规范》中的相应要求, 表明桥梁对开行 25 t 轴重列车具有良好的适应性。

参 考 文 献

- [1] 姚玲森. 桥梁工程 [M]. 北京: 人民交通出版社, 1999.
- [2] 苏永华, 胡所亭, 谷牧, 等. 27 t 轴重混编货车作用下既有钢筋混凝土梁受力特性试验研究 [J]. 铁道建筑, 2015(1): 7-13.
- [3] 中国铁道科学研究院. 重载铁路发展趋势与关键技术深化研究报告 [R]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2011.
- [4] 中华人民共和国铁道部. 铁运函[2004]120 号 铁路桥梁检定规范 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2004.
- [5] 中国铁道科学研究院铁道建筑研究所. 神朔铁路分公司管内既有桥梁检定分报告之七 [R]. 北京: 中国铁道科学研究院铁道建筑研究所, 2016.

Study on Static Performance of Prestressed Concrete Continuous Girder of Yellow River Super Large Bridge on Shenmu-Shuozhou Railway

LI Xingyi¹, XU Guiliang¹, RONG Qiao², MA Hongliang², ZHU Xitong²

(1. Shenshou Railway Branch Company, China Shenhua Energy Co., Ltd., Shenmu Shaanxi 719316, China;

2. Railway Engineering Research Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract The main bridge of the Yellow River super large bridge in Shenmu-Shuozhou railway is a (48 + 8 × 80 + 48) m prestressed concrete continuous girder bridge, which was built in 1996. The design load of the bridge was china railway standard live load. In order to evaluate the adaptability of the bridge to the heavy-haul trains, this paper compared the results of the two-line static loading test and the Midas/Civil modeling theory to analyze the deflection, stress and bearing displacement of the control section. It is concluded that the bridge meets the requirements of operation and design with appropriate rigidity

Key words Railway bridge; Prestressed concrete continuous girder; Static load test; Deflection; Stress; Bearing displacement

(责任审编 孟庆伶)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0011-05

拱桥吊杆更换施工监控方法研究

王石磊

(中国铁道科学研究院, 北京 100081)

摘要 一中承式拱桥吊杆更换时, 由于桥面系改造会增加恒载从而影响吊杆索力和桥面线形, 故需要进行施工监控。施工监控分为吊杆初期更换和二次调索2个阶段: 吊杆初期更换阶段, 按照影响矩阵法计算出各对吊杆更换时的理论张拉索力, 使得更换吊杆处桥面线形达到设计预抛高, 并通过实测数据对桥面系刚度进行识别; 二次调索阶段, 基于桥面系实测刚度、索力及桥面线形按照二次型规划算法进行优化调整。施工监控结果表明采用上述方法桥面线形及索力控制效果良好, 满足实际工程需求。

关键词 拱桥; 吊杆更换; 二次型规划算法; 刚度识别; 施工监控

中图分类号 U448.22 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.03

吊杆是中下承式拱桥连接桥面系和拱肋的关键构件, 它将作用在桥面系上的恒、活载传递至拱肋, 实现了拱桥的跨越能力。中下承式拱桥因其独特的力学美感及良好的跨越能力在我国桥梁建设中得到广泛应用。但是近年来国内多次出现了中下承式拱桥吊杆突然断裂、桥面垮塌的事故, 造成了严重的生命财产损失。早期建造的一些拱桥由于吊杆防护工艺不完善等因素, 在后期运行中吊杆面临疲劳及腐蚀双重问题, 由此导致部分桥梁吊杆在远小于设计寿命期间内突然断裂或被提前更换^[1]。

早期建设的拱桥桥面系多采用以横梁受力为主的结构体系, 一旦单根吊杆工作失效, 将会导致局部桥面系出现垮塌, 桥面系受力安全冗余度降低。因此, 既有中下承式拱桥吊杆更换通常与桥面系体系改造一并进行, 以提高桥梁抵抗突发荷载的能力^[2-3]。

本文以国内一中承式拱桥吊杆更换为研究背景, 考虑桥面系改造对吊杆索力和桥面线形的影响, 采用实测数据对桥面系刚度进行识别, 基于二次型规划算法进行优化调整, 对索力和线形监测以及控制技术进行分析研究。

1 工程背景

一中承式系杆拱桥, 共设置33对吊杆, 纵向间距8 m, 原吊杆采用91 ϕ 7高强度低松弛镀锌钢丝, 吊杆两端为冷铸镦头锚, 锚固于拱肋顶部及钢横梁底部。因后期桥面系的加固导致吊杆恒载轴力的增加, 管养

单位决定结合桥面系加固工程对所有吊杆进行更换, 新吊杆采用GJ15-37孔的整体挤压PE环氧钢绞线成品索。

根据设计要求, 大桥维修加固后桥面线形须与加固前线形保持一致, 精度控制在 ± 5 mm以内, 在恒载作用下各吊杆轴力不超过1 500 kN。吊杆更换先于桥面系加固, 但由于桥面系加固会导致恒载增加, 桥面沉降, 故吊杆更换期间需对桥面进行预抛高。桥面预抛高通过调整索力的形式予以实现, 为此吊杆更换期间应对桥面标高进行监控, 对索力进行监测。

2 吊杆更换方法及流程

吊杆更换的基本原理: 通过设置临时替代装置, 将被换吊杆的索力先转移到临时替代装置, 然后拆卸旧吊杆、安装新吊杆, 再把临时替代装置上的力转移到新吊杆上。临时替代装置不同, 则吊杆更换施工的方法也不相同。目前所使用的更换方法大致可以分为临时吊杆法、临时支架法和临时兜吊法^[4-6]。

该桥吊杆更换采用临时吊杆法, 单根吊杆更换过程中涉及到2次体系转换: 第1次体系转换是将原有吊杆索力转移至替代索; 第2次体系转换是将替代索索力转移至新吊杆。吊杆更换工序流程及监控节点布局如图1所示。

3 吊杆更换监测方法

3.1 桥面线形监测方法

单根吊杆更换期间包括4次桥面线形测量, 测试目的因工序而异: 第1次测量为监控提供基准参考值; 第2次测量用于了解原吊杆力转移至替代索后桥面线

收稿日期: 2016-10-28; 修回日期: 2016-12-29

作者简介: 王石磊(1985—), 男, 助理研究员, 博士研究生。

E-mail: thilei@qq.com

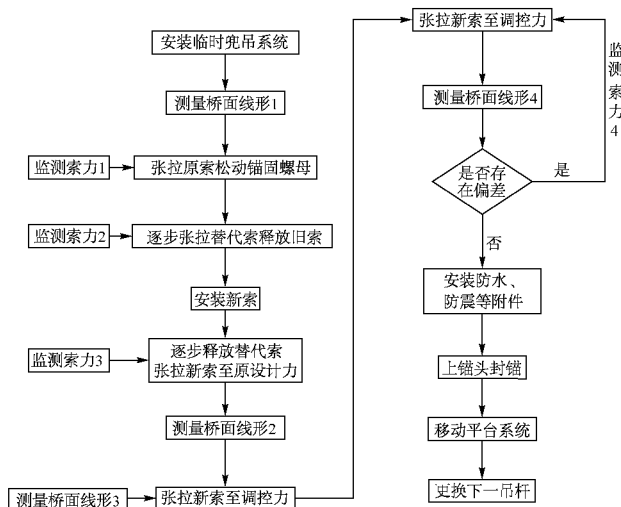


图1 吊杆更换工序流程及监控节点布局

形变化,理论上此时桥面线形不应发生变化,若是线形与第1次测试不一致,需进行误差识别,一般出现偏差的原因与环境温度不一致、索力转移不彻底、新旧吊杆刚度存在差异等因素有关;第3次测量用于掌握新吊杆张拉对桥面系变形的影响,为桥面系刚度识别提供基础数据;第4次测量用于掌握按理论索力张拉吊杆后桥面的抛高状况,为后续桥面线形调整提供依据。采用测量桥面相对高程的方式对桥面线形进行监控,根据更换吊杆索力变化纵向影响范围,以更换 $N^{\#}$ 吊杆为例,监控过程中选取更换吊杆前后 $N-3^{\#} \sim N+3^{\#}$ 对吊杆进行桥面相对线形监控。

桥面线形监控的目的:①避免更换过程中因局部范围内桥面变形过大导致桥面系出现较大的附加内力而开裂;②对桥面系刚度进行识别。吊杆更换过程中桥面变形监测测点布置如图2所示。

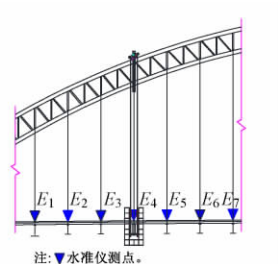


图2 桥面变形监测测点布置

采用测量桥面相对高程的方式对桥面线形进行监控,所测桥面系变形示意如图3。以 $N-3^{\#}$ 吊杆为工作参考基点,其余各吊杆处桥面变形为 E_i 。桥面线形受温度影响较大,当工序持时较长时,需将温度对桥面变形的影响进行修正。理论分析表明,当环境温度变化 10°C 时,对 $N-3^{\#} \sim N+3^{\#}$ 桥面范围内温度影响按线性考虑所带来的误差不超过 2 mm 。吊杆更换一般在夜

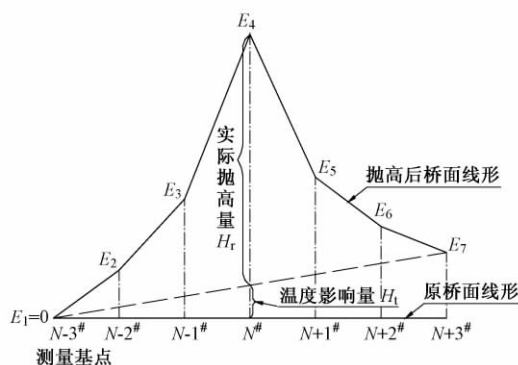


图3 桥面变形示意

间无交通运营的状况下开展,环境温度变化较小,可以忽略温度变化的影响,则桥面单次体系转换前后更换吊杆 $N^{\#}$ 处桥面变形为

$$H_r \approx E_4 - 0.5E_7 \quad (1)$$

3.2 吊杆索力监测方法

图1给出了吊杆更换过程中的监测索力状况:第1次用于了解吊杆原有索力,以作为吊杆更换过程中索力控制的依据之一;第2次用于了解原有吊杆索力是否已释放完毕;第3次用于了解替代索力是否已完全转移至新吊杆上;第4次用于调控桥面线形,并为后期监测索力变化提供依据。

施工过程中以压力传感器为主,结合油压表读数对索力进行监测,吊杆更换过程中将压力传感器布置在反力架之上、千斤顶之下,穿芯式压力传感器安装示意如图4。

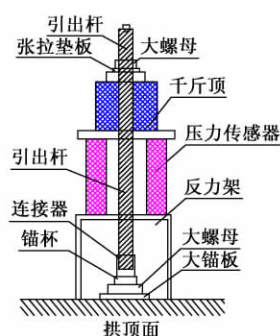


图4 穿芯式压力传感器安装示意

吊杆更换完毕后,根据压力传感器读数对新吊杆采用振动频谱法测量索力,可为吊杆二次调索过程中索力判定提供依据。该方法的基本原理是假定吊杆为两端铰支张紧的弦,先测试其固有频率,通过频率与张力的关系式推算张力,索力公式为

$$T = 4ml^2f^2 \quad (2)$$

式中: T 为拉索张力; m 为单位长度质量; l 为吊杆计算长度; f 为拉索的基频。

通过式(2)可以看出,利用振动频谱法测量索力

时与吊杆计算长度有较大关系。现场索力监测时可根据压力传感器读数对测试结果进行复核,以修正吊杆计算长度。

4 吊杆更换时桥面线形及索力控制技术

4.1 吊杆初期更换

吊杆初期更换时,按照施工监控目标桥面线形须达到设计预抛高。按照影响矩阵法可计算出各对吊杆更换时理论张拉索力^[7]。

$$\begin{aligned} \{\mathbf{E}\}_{\text{理}} &= \begin{pmatrix} E_{1\text{理}} \\ E_{2\text{理}} \\ \vdots \\ E_{n\text{理}} \end{pmatrix}, \{\mathbf{T}\}_{\text{理}} = \begin{pmatrix} T_{1\text{理}} \\ T_{2\text{理}} \\ \vdots \\ T_{n\text{理}} \end{pmatrix}, \\ [\mathbf{C}]_{\text{理}} &= \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \cdots & c_{1n} \\ c_{21} & c_{22} & \cdots & c_{2n} \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ c_{n1} & c_{n2} & \cdots & c_{nn} \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (3)$$

式中: $\{E\}_{\text{理}}$ 为桥面设计预抛高; $\{T\}_{\text{理}}$ 为吊杆更换理论张拉力; $[C]_{\text{理}}$ 为吊杆索力与桥面线形之间的理论刚度矩阵。对于本工程实例而言, 吊杆纵向逐对更换, $n=33$ 。

$$\{\mathbf{E}\}_{\text{理}} = [\mathbf{C}]_{\text{理}} \{\mathbf{T}\}_{\text{理}} \quad (4)$$

由式(4)即可求出初期吊杆更换张拉索力 $\{T\}_{理}$ 。工程实例中,16#吊杆及17#吊杆张拉100 kN时实测桥面线形变化如图5所示。

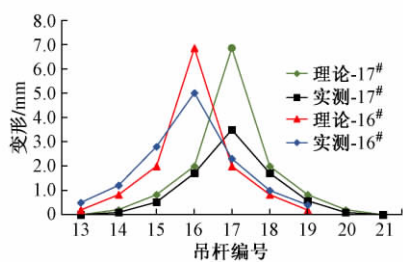


图 5 新吊杆张拉 100 kN 时实测桥面线形变化

由图可知,理论计算表明单对吊杆张拉对纵向影响范围有限,主要集中在前后 3 对吊杆间距范围内,实测结果与理论计算规律相符,但实测结果表明桥面系刚度大于理论计算值,且 16[#]吊杆与 17[#]吊杆各自对应影响范围内的桥面系刚度亦有差别。因此,根据式 (4) 计算的吊杆索力 $\{T\}_{\text{理}}$ 进行控制时,往往得到的桥面实测预抛高低于目标值。为此吊杆全部更换完毕后,需对桥面线形进行统测,以确定实际桥面预抛高与设计要求之间的差值,进行二次调索。

4.2 二次调索优化控制算法

在确定实际预抛高与设计目标的差别后,需对吊杆索力进行二次调整,二次索力调整采用二次型规划方法进行优化。该方法将吊杆更换过程中桥面线形作为受调向量,以吊杆索力作为施调向量,通过影响矩阵建立受调向量与施调向量之间的关系,生成一个线性方程组,设置不等式约束构造一个线性规划模型,求解该线性方程组即可得到施调向量的调整量。

按照桥面线形与设计要求值之差绝对值和最小构造目标优化函数为

$$f(x) = \sum_{i=1}^{33} (E_i - E_{i\text{理}})^2 \quad (5)$$

其中 $\{E\} = \{E\}_0 + [C]\{\Delta T\}$ (6)

式中: $\{E\}$ 为桥面二次调索后的线形; $\{E\}_0$ 为吊杆初期更换后的线形; $\{\Delta T\}$ 为二次调索索力增量; $[C]$ 为吊杆索力与桥面线形之间的实测刚度矩阵。

[C]由初期吊杆更换过程中新吊杆索力与实测桥面线形对应关系求得(参见图5),对应吊杆更换施工监控程序图1中“测量桥面线形3”步骤。考虑到单对吊杆张拉纵向影响范围有限,[C]为对角矩阵,因此在新吊杆张拉过程中仅需对吊杆前后3对吊杆处桥面变形进行监测。矩阵元素 $c_{i,j}$ 为在第 j 对吊杆张拉单位力于第 i 对吊杆对应桥面处产生的竖向位移。

$$[\boldsymbol{C}] = \begin{bmatrix} c_{1,1} & c_{1,2} & c_{1,3} & c_{1,4} & & & & & \\ c_{2,1} & c_{2,2} & c_{2,3} & c_{2,4} & c_{2,5} & & & & \\ c_{3,1} & c_{3,2} & c_{3,3} & c_{3,4} & c_{3,5} & c_{3,6} & & & \\ c_{4,1} & c_{4,2} & c_{4,3} & c_{4,4} & c_{4,5} & c_{4,6} & c_{4,7} & & \\ & c_{5,2} & c_{5,3} & c_{5,4} & c_{5,5} & c_{5,6} & c_{5,7} & c_{5,8} & \\ & & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots \\ & & & c_{29,26} & c_{29,27} & c_{29,28} & c_{29,29} & c_{29,30} & c_{29,31} & c_{29,32} \\ & & & & c_{30,27} & c_{30,28} & c_{30,29} & c_{30,30} & c_{30,31} & c_{30,32} & c_{30,33} \\ & & & & & c_{31,28} & c_{31,29} & c_{31,30} & c_{31,31} & c_{31,32} & c_{31,33} \\ & & & & & & c_{32,29} & c_{32,30} & c_{32,31} & c_{32,32} & c_{32,33} \\ & & & & & & & c_{33,30} & c_{33,31} & c_{33,32} & c_{33,33} \end{bmatrix} \quad (7)$$

将式(7)带入式(5)得

$$\begin{aligned}
 f(x) &= \sum_{i=1}^{33} (E_i - E_{i理})^2 \\
 &= \sum_{i=1}^{33} (E_{i0} + [c_i] \{\Delta T\} - E_{i理})^2 \\
 &= \sum_{i=1}^{33} (\{\Delta T\}^T [c_i]^T [c_i] \{\Delta T\} + \\
 &\quad 2(E_{i0} - E_{i理}) [c_i] \{\Delta T\} + (E_{i0} - E_{i理})^2) \\
 &= \{\Delta T\}^T \sum_{i=1}^{33} [c_i]^T [c_i] \{\Delta T\} + \\
 &\quad 2 \sum_{i=1}^{33} (E_{i0} - E_{i理}) [c_i] \{\Delta T\} + \sum_{i=1}^{33} (E_{i0} - E_{i理})^2 \\
 &= 2 \left[\frac{1}{2} \{\Delta T\}^T \sum_{i=1}^{33} [c_i]^T [c_i] \{\Delta T\} + \right. \\
 &\quad \left. \sum_{i=1}^{33} (E_{i0} - E_{i理}) [c_i] \{\Delta T\} \right] + \sum_{i=1}^{33} (E_{i0} - E_{i理})^2 \quad (8)
 \end{aligned}$$

$$\text{令 } [H] = \sum_{i=1}^{33} [c_i]^T [c_i], f^T = \sum_{i=1}^{33} (E_{i0} - E_{i理}) [c_i],$$

$$U_0 = \sum_{i=1}^{33} (E_{i0} - E_{i理})^2 \text{ 则}$$

$$f(x) = 2 \left[\frac{1}{2} \{\Delta T\}^T [H] \{\Delta T\} + f^T \{\Delta T\} \right] + U_0 \quad (9)$$

式中: U_0 为常数; $[H]$ 为二次型规划目标函数的矩阵; $f(x)$ 为目标函数。

因此,式(9)为二次型规划求解问题。

4.3 二次调索优化控制计算约束条件

在实际处理中,由于边界条件和极值条件使得上述目标函数被约束在一定范围内,因此形成了一种简单的有约束最优化问题。二次型规划问题可表示为^[8]

$$\begin{aligned}
 \min_x \quad & \frac{1}{2} x^T [H] x + f^T x, \\
 \text{s. t.} \quad & \begin{cases} Ax \leq b \\ A_{eq} \cdot x = b_{eq} \\ lb \leq x \leq ub \end{cases} \quad (10)
 \end{aligned}$$

式中: A, A_{eq} 均为矩阵; f, b, b_{eq}, lb, ub 均为向量。

结合本工程实例,要求线形处于设计运行误差范围内,即

$$\begin{aligned}
 \{E\}_{\min} &\leq \{E\} \leq \{E\}_{\max} \\
 \{E\}_{\min} &\leq \{E\} = \{E\}_0 + [C] \{\Delta T\} \leq \{E\}_{\max} \\
 [C]^{-1} (\{E\}_{\min} - \{E\}_0) &\leq \{\Delta T\} \leq \\
 [C]^{-1} (\{E\}_{\max} - \{E\}_0) \quad (11)
 \end{aligned}$$

式中: $\{E\}_{\min}$ 为线形下限; $\{E\}_{\max}$ 为线形上限。

同时,要求吊杆索力不超过设计允许值的要求:

$$\{T\}_0 + \{\Delta T\} \leq \{T\}_{\max}, \{\Delta T\} \leq \{T\}_{\max} - \{T\}_0 \quad (12)$$

式中: $\{T\}_{\max}$ 为各吊杆运营拉力允许上限; $\{T\}_0$ 为初期吊杆全部更换后未调索前的吊杆索力。

从式(11)~(12)可以看出,吊杆二次调索属于典型的二次型规划问题,利用 Matlab 最优化工具箱 quadprog 函数即可进行求解^[9]。

4.4 吊杆更换施工监控技术应用

对本工程实例进行吊杆施工监控,大桥全部吊杆更换完毕并进行二次调索后的桥面线形及索力分布如图6所示。由图可知,吊杆更换后桥面线形良好,处于设计允许误差 ± 5 mm 以内,各吊杆索力均不超过设计要求的最大拉力 1 500 kN^[10]。

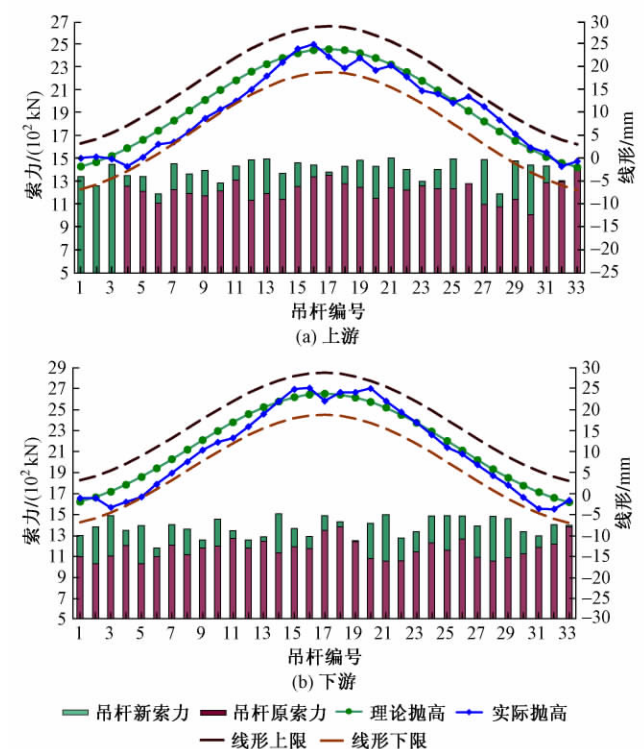


图6 吊杆更换后桥面线形及索力分布

5 结论

1) 吊杆更换过程中,桥面线形监测应考虑环境温度影响,鉴于桥面线形监测一般选择在无交通荷载且环境温度相对稳定的夜间进行,单对吊杆更换线形监测范围内温度影响通过计算分析验证后,可按线形分布进行修正。

2) 吊杆更换初期,依据桥面线形须达到设计预抛高,按照影响矩阵法可计算出各对吊杆更换时理论张拉索力,依次对吊杆进行更换。在吊杆更换初期,应对桥面系实际刚度进行识别,为二次调索提供依据。

3) 二次调索可采取以线形控制为主、索力控制为辅的思路进行,桥面线形应设置合理的上、下限,并给出张拉索力的上限。二次调索优化控制计算模型可归结为二次型规划问题。

实践表明,本文所采用的以实测数据对桥面系刚度进行识别、基于二次型规划算法进行优化调整的吊杆更换施工监控技术合理,控制效果良好,满足实际工程需求。

参 考 文 献

- [1] 王石磊. 既有钢管混凝土拱桥状态评估及桥面系加固与改造技术研究[D]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2010.
- [2] 王石磊, 高岩, 张勇. 以钢横梁受力为主的拱桥桥面系病害分析与加固方案探讨[J]. 铁道建筑, 2010(6): 37-40.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. GB 50923—2013 钢管混凝土拱桥技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2014.
- [4] 杨文志. 提篮拱桥吊杆更换研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2008.
- [5] 赵洋, 卢玲. 钢筋混凝土拱桥更换吊杆施工过程有限元分析[J]. 铁道建筑, 2013(5): 13-15.
- [6] 张西强, 赵云强, 陈慧. 刚性系杆拱桥更换吊杆的施工监控[J]. 桥梁建设, 2014(5): 118-122.
- [7] 龙驭球, 包世华. 结构力学教程(I) [M]. 北京: 高等教育出版社, 2001.
- [8] 赵光宙. 现代控制理论[M]. 北京: 机械工业出版社, 2010.
- [9] 李柏年, 吴礼斌. MATLAB 数据分析方法[M]. 北京: 机械工业出版社, 2012.
- [10] 王石磊. Y 髻沙特大桥主桥吊杆更换施工监测报告[R]. 北京: 北京铁科工程检测中心, 2011.

Study on Monitoring Method to Replace Suspenders of Arch Bridge

WANG Shilei

(China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract During the suspenders replacement of a half-through arch bridge, considering the influences of the increase of dead load on the cable force and the bridge alignment with the reconstruction of bridge deck, construction monitoring was need. The monitoring procedure was divided into two stages of initial replacement and subsequent adjustment. In the stage of initial replacement, according to the influence matrix method, the theoretical tension forces of each pair of cables were calculated to make bridge alignment to reach presetting-height. Meanwhile, the stiffness of deck system was identified by actual measured data. In the stage of subsequent adjustment, the measured stiffness of deck system, the cable force and the bridge alignment were optimized based on quadratic programming. The results show that the cable force and the bridge alignment are controlled well by using this method, and can meet the practical engineering requirements.

Key words Arch bridge; Suspenders replacement; Quadratic programming; Stiffness identification; Construction monitoring

(责任审编 郑 冰)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0016-05

梁拱组合体系拱桥梁部拼装支架设计与关键施工技术

周伟明

(中铁二十四局集团安徽工程有限公司, 安徽 合肥 230011)

摘 要 阜阳市向阳路颍河大桥主桥为三跨下承式梁拱组合体系钢结构拱桥。施工方案为先搭设梁部拼装支架及门式起重机轨道支架,然后安装跨桥门式起重机逐节段拼装钢构件直至全桥合龙。梁部拼装支架为墩梁式结构,主要由立柱、横梁、分配梁、贝雷梁、垫梁、防护结构等组成。受河道繁忙通航及下游75 m处既有京九铁路颍河特大桥孔跨布置的限制,跨越颍河主河道的中跨梁部拼装支架需预留2孔净宽为32.3 m的通航孔确保施工期间河道正常通航。利用Midas/Civil对各种工况下的支架主要结构进行静力学分析,计算结果表明支架主要结构应力及变形均满足规范要求。由于通航孔跨度大、支架上部贝雷梁组及钢构件荷载大,施工采用DZJ200型振动锤进行钢管桩插打,确保其承载力满足设计要求;采用临时浮式支架对通航孔上部三组贝雷梁组进行分段安装,贝雷梁组合龙就位后撤离临时浮式支架。实践证明该关键施工技术是可行的,保证了整个拼装支架的顺利施工。

关键词 支架设计;拼装;通航河道;梁拱组合体系拱桥;钢结构

中图分类号 U213.2⁺44 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.04

1 工程概况

1.1 总体介绍

阜阳市向阳路颍河大桥位于阜阳市市区,跨越颍河,连接颍东区和颍州区,桥梁距上游颍南公路桥1.3 km,距下游京九铁路颍河大桥75 m。

颍河大桥主桥跨径布置为(47+148+47)m,全长242 m,宽42 m,为三跨下承式梁拱组合体系钢结构拱桥,钢结构总重约9 000 t。主拱圈采用双片矩形钢箱拱,拱圈间距35 m,通过门式风撑进行连接。主跨桥面系采用正交异性钢桥面,共分为22个梁段,标准节段长6 m。横桥向采用高强螺栓与钢纵梁(系杆)进行栓接,单侧纵梁内设置4束16- ϕ 15.2 mm体外预应力环氧无粘结钢绞线。边跨采用单箱八室钢箱梁结构,主桥吊杆采用环氧无粘结钢绞线整束挤压式吊杆,全桥共设42根GJ15-15型吊杆。全桥从立面看呈飞雁式造型,从横断面上看,配合风撑效果,呈门式造型。

1.2 中跨桥面系结构

桥梁中跨桥面系采用正交异性钢桥面板结构形式。桥面板厚度为16 mm,横桥向采用高强螺栓与钢纵梁(系杆)进行栓接。桥面板由5根I形小纵梁支

撑,小纵梁梁高为1 750 mm,间距为5.1 m或5.7 m,钢板厚度为20 mm。小纵梁之间再设置U形加劲肋。横梁采用整板式的横隔板,横隔梁间距为3.0 m,横梁钢板厚度均为20 mm。横梁与两侧主系梁通过高强螺栓连接。

本桥采用刚性与柔性组合系杆,即钢纵梁结构,钢纵梁梁高2.5 m,宽2.0 m。纵梁顶底板、腹板均为24 mm厚钢板。钢纵梁顶、底板均采用I形加劲肋。每侧钢纵梁内设置4束体外预应力钢绞线,组成结构的柔性系杆体系。

1.3 边跨钢箱梁结构

主桥边跨采用钢箱梁结构形式。主墩处梁高5.5 m,通过16 m的二次抛物线过渡段,向边墩方向过渡至2.5 m梁高。横桥向为单箱八室结构,其中外侧2室宽度为2.0 m,与主跨钢纵梁对接,其他6室宽度为5.1(5.7) m,与主跨小纵梁对接。箱梁内腹板厚度为20 mm,顶、底板厚度均为16 mm,箱梁底板局部加厚至24 mm。腹板均采用I形加劲肋,钢箱梁顶板处采用U形加劲肋,与主跨U形肋对接。

纵桥向每隔4 m设1道横隔板,横隔板为厚度12 mm的钢板,在腹板处断开。横隔板中间做挖空处理,并在挖空边缘做局部加劲。另外,于横隔板间隔2 m处,设1道横肋进行局部加劲。阜阳市向阳路颍河大桥主桥见图1,中跨横断面见图2。

收稿日期:2016-07-19;修回日期:2016-11-03

作者简介:周伟明(1985—),男,工程师。

E-mail: 378490005@qq.com

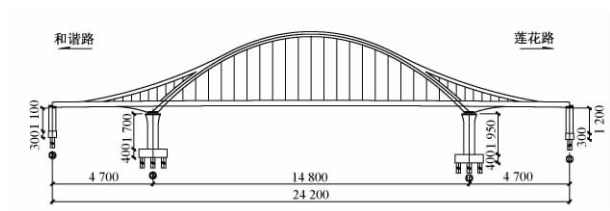


图1 阜阳市向阳路颍河大桥主桥(单位: cm)

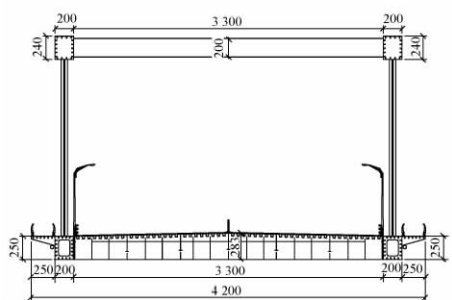


图2 中跨横断面(单位: cm)

2 总体施工方案

阜阳市向阳路颍河大桥主桥梁部采用支架法原位拼装的施工方案,主要施工流程如下。

第1步,在桥位处搭设梁部拼装支架及门式起重机轨道支架,在跨越颍河主河道的中跨梁部拼装支架预留2孔净宽为32.3 m的通航孔,确保施工期间河道正常通航。支架施工方案为:边跨陆上部分采用履带

吊悬挂振动锤插打钢管桩,吊装并焊接桩顶分配梁及纵、横梁;水中部分采用浮吊悬挂振动锤插打钢管桩,吊装并焊接桩顶分配梁、横梁及贝雷梁。

第2步,在南北两岸门式起重机轨道支架上安装2台75 t跨桥门式起重机作为钢构件拼装起吊设备。

第3步,钢结构汽运至南北岸边跨桥位处,采用门式起重机提升至桥面,按照先拼装边跨钢箱梁,然后拼装主墩墩顶单元件,最后拼装中跨钢纵梁及正交异性钢桥面板的顺序逐节段拼装梁部钢结构直至全桥合龙。

第4步,在合龙完成的钢梁上搭设拱圈及风撑拼装支架,利用门式起重机逐节段安装拱圈及风撑直至全桥拱肋合龙。

第5步,拆除拱圈及风撑拼装支架,安装吊杆及钢纵梁内的系杆。

第6步,拆除门式起重机、梁部拼装支架及门式起重机轨道支架,清理施工现场。

3 梁部拼装支架结构设计

3.1 中跨梁部

根据中跨钢纵梁与正交异性钢桥面组合结构的特点,结合河道通航要求以及下游75 m处既有京九铁路颍河特大桥孔跨布置等现场条件,梁部拼装支架总体构造见图3^[1-3]。

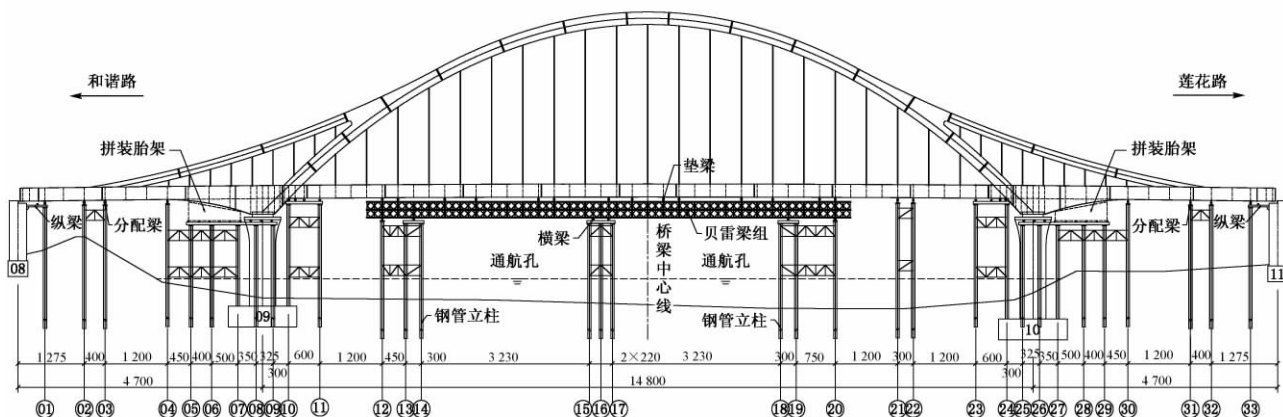


图3 梁部拼装支架总体构造(单位: cm)

中跨梁部拼装支架采用墩梁式连续梁结构,支架主要由立柱、分配梁、横梁、贝雷梁组、垫梁、防护结构等组成,其中支架立柱顺桥向设置15排,横桥向设置10排(10[#],11[#],23[#],24[#])、7排(15[#]~17[#])和6排(12[#]~14[#],18[#]~22[#])。中跨梁部拼装支架标准横断面见图4。

1) 立柱。根据支架跨度及结构受力,除第10[#],11[#],23[#],24[#]采用 $\phi 529 \times 8$ mm钢管桩外,其余均采用 $\phi 630 \times 10$ mm钢管桩,立柱均采用打入桩。其中第

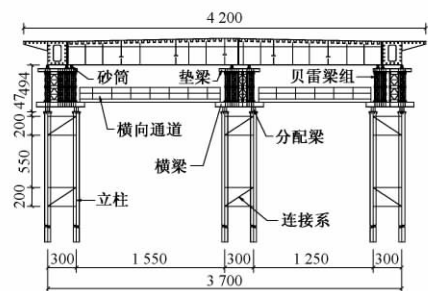


图4 中跨梁部拼装支架标准横断面(单位: cm)

12[#]~22[#]立柱横桥向形成3个独立的支撑点。相邻钢管桩之间竖向间隔5 m在同一水平面纵、横向均设置连接系,连接系水平杆采用双拼16[#]b槽钢,斜杆和竖杆采用双拼12.6[#]b槽钢。

2) 分配梁。第10[#]~12[#]、第21[#]~24[#]柱顶分配梁采用双拼HN500×200H型钢,其他各排柱顶分配梁采用三拼HN500×200H型钢。

3) 横梁。由于通航孔处支架跨度大,第13[#]、14[#]、18[#]、19[#]柱顶分配梁中间设置1组横梁;第15[#]~17[#]柱顶分配梁中间间隔3 m设置2组横梁,横梁均采用三拼HN500×200H型钢。

4) 贝雷梁组。贝雷梁组横桥向共设置上、中、下游3组,顺桥向上下游贝雷梁组长93 m,中游贝雷梁组长138 m。除通航孔处采用双层加强型贝雷梁外,其余位置均采用单层加强型贝雷梁,贝雷片采用321型3 m长标准节段。上游侧贝雷梁组横向布置为(2×22.5+90+8×22.5) cm,中游贝雷梁组横向布置为(6×22.5+2×45+3×22.5) cm,下游侧贝雷梁组横向布置为(5×22.5+45+90+3×22.5) cm。贝雷片之间由45 cm标准支撑架、90 cm标准支撑架及直径49.5 mm连接销连接成整体。贝雷梁组与分配梁或横梁之间采用限位装置焊接固定。

5) 垫梁。根据支架结构布置,贝雷梁组及分配梁顶均设置垫梁,垫梁均采用双拼32[#]工字钢上下加盖板组焊件。

6) 防护结构。在通航孔上部的贝雷梁组顶面铺设18 mm厚竹胶板+薄铁皮,防止杂物坠落误伤过往船只。

3.2 边跨梁部

根据边跨变截面钢箱梁结构特点,结合现场实际情况,两侧边跨梁部拼装支架结构设计相同,边跨梁部拼装支架也采用墩梁式连续梁结构,支架主要由立柱、分配梁、纵梁、横梁、拼装胎架等组成,其中支架立柱顺桥向设置9排,横桥向设置7排(1[#]、33[#])、9排(2[#]~7[#]、27[#]~32[#])和5排(8[#]、9[#]、25[#]、26[#])。边跨梁部拼装支架标准横断面见图5^[4-7]。

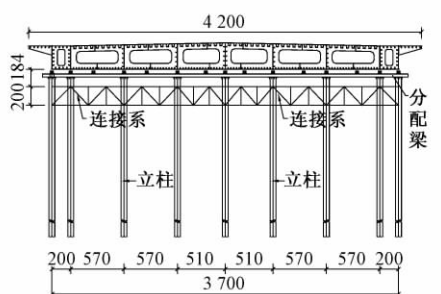


图5 边跨梁部拼装支架标准横断面(单位:cm)

1) 立柱。立柱均采用 $\phi 529 \times 8$ mm钢管桩,除个别位于主墩承台上外,其余均采用打入桩。相邻钢管桩之间竖向间隔5 m在同一水平面纵横向均设置连接系,连接系水平杆采用双拼16[#]b槽钢,斜杆和竖杆采用双拼12.6[#]b槽钢。

2) 纵梁。过渡墩附近纵梁采用双拼32[#]工字钢上下加盖板组焊件,主墩附件纵梁采用双拼HN500×200H型钢。

3) 分配梁。第1[#]~4[#]柱顶分配梁采用双拼32[#]工字钢上下加盖板组焊件。第5[#]~9[#]柱顶分配梁采用双拼HN500×200H型钢。

4) 横梁。根据钢箱梁截面构造及支架结构设计,第5[#]~9[#]柱顶分配梁顶设置横梁,横梁均采用双拼32[#]工字钢上下加盖板组焊件,第5[#]~7[#]立柱之间横梁布置间距为2 m,第7[#]~9[#]立柱之间横梁布置间距为1.13 m。

5) 拼装胎架。由于钢箱梁为变截面构造,为方便拼装,在第5[#]~7[#]横梁顶面设置梯形胎架,梯形胎架采用25[#]b工字钢及20[#]槽钢焊接而成。

4 梁部拼装支架结构安全性分析

为检验梁部拼装支架结构的安全性,采用Midas/Civil程序对各种工况下的拼装支架主要结构进行静力学分析,按照容许应力法对拼装支架主要结构的强度、刚度及稳定性进行计算,各结构均采用梁单元模拟,结构自重由程序自动计入,钢梁节段与贝雷梁之间采用单向受压连接。

4.1 中跨梁部

根据中跨梁部拼装支架构造,按照上游、中间及下游3组支架分别建立模型进行计算。

1) 贝雷梁。经计算得到贝雷梁各杆件轴力见表1,竖向最大变形见表2。由表1、表2可知,贝雷梁各杆件最大轴力及竖向最大变形均满足规范要求。

表1 贝雷梁杆件轴力

kN

贝雷梁杆件	轴力			允许值
	上游	中间	下游	
弦杆	603.9	483.6	666.0	1 120
标准竖杆	173.3	132.2	176.9	210
加强竖杆	420.3	427.6	330.6	537.3
斜腹杆	162.9	165.2	141.3	170

2) 垫梁。经计算得到垫梁应力见表3。由于垫梁下部贝雷梁布置较密,因此弹性变形可忽略不计。由表3可知,垫梁最大应力满足规范要求。

表 2 贝雷梁竖向最大变形				mm
支架 部位	竖向最大变形		非弹性 变形	是否满 足要求
	北侧通航孔	南侧通航孔		
上游	24.8	20.9	25.7	是
中间	24.2	23.0	25.7	是
下游	24.3	20.0	25.7	是

表 3 垫梁应力			kN
支架部位	最大应力	允许值	
上游	95.1	182	
中间	47.8	182	
下游	78.1	182	

3) 横梁。经计算得到横梁应力及变形见表 4。由表 4 可知,横梁最大应力及最大变形均满足规范要求。

表 4 横梁应力及变形				
支架 部位	最大应力/ MPa	允许值/ MPa	竖向最大 变形/mm	是否满 足要求
上游	130.5	182	2.0	是
中间	109.7	182	1.8	是
下游	107.2	182	1.0	是

4) 分配梁。经计算得到分配梁应力及变形见表 5。由表 5 可知,横梁最大应力及最大变形均满足规范要求。

表 5 分配梁应力及变形				
支架 部位	最大应力/ MPa	允许值/ MPa	竖向最大 变形/mm	是否满 足要求
上游	179.0	182	2.6	是
中间	148.1	182	2.2	是
下游	162.9	182	2.5	是

5) 连接系。经计算得到连接系应力见表 6。由表 6 可知,连接系最大应力满足规范要求。

表 6 连接系应力			MPa
支架部位	最大应力	允许值	
上游	113.1	182	
中间	60.4	182	
下游	88.9	182	

6) 钢管立柱稳定性。假定钢管立柱最大轴力与最大弯矩出现在同一位置处,弯矩作用在 2 个对称平面内的双轴对称实腹式压弯构件,其稳定性计算结果见表 7。由表 7 可知,钢管立柱稳定性满足规范要求。

表 7 中跨钢管立柱稳定性				MPa
支架部位	平面内稳定性	平面外稳定性	允许值	
上游	117.6	121.9	182	
中间	112.4	116.5	182	
下游	114.6	121.5	182	

4.2 边跨梁部

根据边跨梁部拼装支架构造,分别建立模型进行计算。

1) 各主要结构。经计算得到边跨梁部拼装支架各主要结构应力及变形见表 8。由表 8 可知,各主要结构最大应力及最大变形均满足规范要求。

表 8 各主要结构应力及变形				
支架部位	最大应力/ MPa	允许值/ MPa	竖向最大 变形/mm	是否满 足要求
分配梁 1	57.9	182	5.5	是
分配梁 2-4	92.7	182	7.6	是
横梁	34.8	182	3.9	是
连接系	58.7	182		

2) 钢管立柱稳定性分析结果见表 9。由表 9 可知,钢管立柱稳定性满足规范要求。

表 9 边跨钢管立柱稳定性			MPa
平面内稳定性	平面外稳定性	允许值	
134.6	118	182	

5 关键施工技术

针对施工现场实际情况及拼装支架构造,颍河大桥梁部拼装支架施工采用以下 2 种方案进行^[8-10]。

方案 1,采用履带吊悬挂振动锤插打钢管桩,吊装并焊接桩顶分配梁,纵、横梁及连接系。该方案适用于岸上边跨梁部拼装支架施工。由于该方案所涉及的施工技术较成熟,此处不再详细叙述。

方案 2,采用浮吊悬挂振动锤插打钢管桩,吊装并焊接桩顶分配梁、横梁、连接系及贝雷梁。该方案适应于水中中跨梁部拼装支架施工,该施工方案有 2 个关键技术控制点:

1) 根据计算结果可知,中跨梁部拼装支架第 13[#]~19[#]钢管立柱单桩设计承载力最大值为 1 400 kN,均超过 1 200 kN。因此常规振动锤最大激振力无法满足施工要求。

2) 通航孔处为双层加强型贝雷梁组,横向由 12 片贝雷梁组拼而成,支架荷载大且跨度为 32.3 m,现场施工条件有限,采用何种吊装设备进行安装是拼装支架安装成功的关键。

针对第 2 种方案中的 2 个关键技术控制点采取如下解决办法。

1) 与振动锤厂家上海振中机械制造有限公司进行联合技术攻关,采用改进型 DZJ200 型振动锤进行中跨梁部拼装支架第 13[#]~19[#]钢管桩插打施工,该振动锤最大激振力为 1 500 kN,可满足施工要求。

2) 利用战备浮箱组拼成临时浮体,在浮体上搭设支架作为临时支撑点。然后将通航孔上部贝雷梁组分2段进行吊装,减少吊装重量,贝雷梁组合龙就位后撤离临时浮式支架。通航孔上部贝雷梁组吊装示意图如图6。

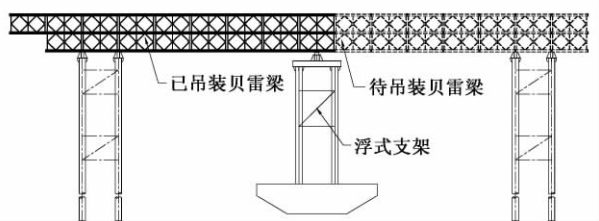


图6 通航孔上部贝雷梁组吊装示意

6 结论

1) 梁部拼装支架结构设计合理,不但满足了施工要求,还解决了3级航道单孔双向的繁忙通航问题,大大提高了该类支架的跨度及承载力。

2) 通过有限元软件分析结果可知,在主桥梁部及拱圈施工过程中,拼装支架结构的力学指标均满足要求,体系是安全的。

3) 施工技术上,采用浮式支架法能解决大跨度多

组贝雷梁架设的施工难题,该方法无需大型施工设备且操作简单。

参 考 文 献

- [1] 平栓玲. 225 m 大跨度系杆拱桥系梁安装施工技术[J]. 桥梁建设, 2010, 40(1): 63-66.
- [2] 米孝生, 胡智敏, 陈伟. 大跨度钢箱拱肋整体提升关键技术研究[J]. 公路交通科技, 2015, 32(7): 92-97.
- [3] 王吉连, 陈开桥, 毛伟琦. 武汉大道跨铁路斜拉桥主跨现浇段支架设计[J]. 桥梁建设, 2013, 43(3): 103-108.
- [4] 韩廷洪. 永川长江大桥 PK 混凝土箱梁现浇支架设计与施工[J]. 公路, 2013(4): 56-60.
- [5] 孙九春. 赵家沟大桥临时支架设计[J]. 世界桥梁, 2015(1): 11-17.
- [6] 林荣奋. 灞河大桥 80 m 钢管混凝土拱支架体系设计与施工[J]. 市政技术, 2011(3): 43-46.
- [7] 杨翼. 合肥铁路枢纽 128 m 系杆拱桥施工技术研究[J]. 安徽建筑, 2012(2): 149-151.
- [8] 刘学明, 刘世忠. 钢管柱-贝雷梁支架体系施工工艺及设计检算[J]. 铁道建筑, 2016(9): 43-46.
- [9] 张科辉. 现浇连续梁钢管柱贝雷梁组合支架应用设计[J]. 铁道建筑技术, 2015(8): 40-44.
- [10] 高安荣, 张建军, 李松. 鄂东长江大桥超宽箱梁现浇支架设计与施工[J]. 桥梁建设, 2009, 39(增1): 23-26.

Design and Key Construction Technologies of Assembly Scaffolding for Arch Bridge Girder of Girder-Arch Combination System

ZHOU Weiming

(China Railway 24th Bureau Group Anhui Engineering Co., Ltd., Hefei Anhui 230011, China)

Abstract The main bridge of Fuyang city Xiangyang road Yinghe bridge is three-span through type steel arch bridge with girder-arch combination system. The construction scheme is to set up scaffolding for girder and crane rail bracket, and then install the span gantry crane by segmental steel until the closure of the whole bridge. Girder assembly scaffolding is a pier-girder type structure, which includes column, beam, the distribution of beams, Bailey beam, cushion beam, protective structure, and other components. Restricted by the river navigation and 75 m downstream of both the Beijing Kowloon Railway Yinghe bridge span, in the middle of girder scaffolding across the main river should be reserved navigation channel with two holes (net width is 32.3 m) to ensure the normal navigation during construction. The Midas/Civil software was used to carry out the static analysis scaffolding under different working conditions. The results show that the main structural stress and deformation of scaffolding can meet the requirements of specification. Because of the large span of navigation, the upper part of scaffolding was large, DZJ200 vibration hammer was used for steel tubular piles to ensure the bearing capacity and meet the design requirements. The navigable upper three groups of Bailey beam were installed by temporary floating scaffolding. The temporary floating scaffolding was evacuated after the closure of Bailey beam. The practice proved that the key construction technology was feasible to guarantee the smooth construction of assembly scaffolding.

Key words Scaffolding design; Assembling; Navigable channel; Girder-arch combination system arch bridge; Steel structure

(责任审编 郑 冰)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0021-05

提篮式钢管混凝土劲性骨架上承式拱桥 施工关键技术

贾红梅¹, 张明波²

(1. 中国铁道学会, 北京 100844; 2. 中国冶金科工股份有限公司, 北京 100028)

摘 要 以一主跨 178 m 的提篮式钢管混凝土劲性骨架上承式拱桥施工项目为背景, 介绍了该类桥梁施工中所涉及的拱座大体积混凝土浇筑、拱脚施工精度控制、吊索及拱肋施工控制、拱肋及连续梁施工方法等关键技术。通过改变混凝土配合比、分批分段浇筑、设置冷凝管等方法, 有效解决了大体积混凝土温度裂缝问题; 通过初步定位、精确微调等方法解决了拱肋与拱座钢管对接问题; 通过有限元仿真技术和 BIM 技术实现了施工中吊索及拱肋的控制, 钢管拱合龙后高程最大误差为 1.1 cm。在立柱、拱肋及梁体施工中采用对称翻模施工、预偏量反向设置、“三环十三面”法和连续梁分批分次法, 保证了工程质量及进度。

关键词 提篮拱桥; 钢管混凝土; 劲性骨架; 连续梁; 施工技术

中图分类号 U445.4 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.05

1 工程概况

一提篮式钢管混凝土劲性骨架上承式铁路拱桥, 主跨 178 m, 拱顶内倾 3.5 m, 倾角 5.057°, 截面为单箱单室。双斜式矩形墩柱, 两立柱布置在倾斜的拱肋平面内, 两立柱间设带空洞的连接板和系梁, 采用 C30 混凝土, 上承式拱桥轴侧图见图 1。与传统的中(下)承式拱桥相比, 上承式提篮拱桥拱肋向主梁轴线倾斜, 改变了拱结构的受力模式, 从而获得了较大的横向稳定性; 与平行拱肋相比, 提篮拱具有较大的面外稳定性和宽跨比。因此, 其施工稳定性^[1-3]和抗震性能较好。



图 1 上承式拱桥轴测图

2 施工关键技术

2.1 拱座大体积混凝土裂缝控制

提篮拱桥拱座断面尺寸为 11.0 m × 10.5 m, 在大

体积混凝土施工过程中, 单位时间内混凝土水化反应量大, 热传导距离长, 内部热量不容易散发出来, 导致混凝土内外温差很大。在养护和拆模过程中, 温度梯度应力极易造成混凝土开裂。因此, 施工过程中裂缝控制是拱座施工质量控制的关键。可以通过优化混凝土材料配合比减小水化热^[4], 也可以通过合理的施工工艺, 将水化热释放, 从而控制混凝土内外温度梯度, 使大体积混凝土的温度应力小于混凝土的抗拉强度。

具体措施如下:

1) 拱座采用 C25 混凝土, 混凝土配合比设计中采用低热的矿渣水泥, 掺加粉煤灰、高效缓凝减水剂, 通过降低水泥用量和水灰比, 降低混凝土的水化热。

2) 以拱肋预埋钢管底部位置为分界线, 将拱座基础分为 2 次浇筑, 减少单次混凝土浇筑量, 降低单位时间内的水化热, 有利于内部水化热的释放。分批浇筑方案见图 2。

3) 根据混凝土的温度裂缝计算结果, 在分批浇筑的混凝土内部布置循环冷却水管, 确定混凝土分段浇筑量; 设计混凝土养护方案, 减少混凝土内外温度差, 从而控制拱座混凝土裂缝发展。

2.2 拱脚钢管精确对接

本次提篮拱桥的拱脚固定方式与传统的铰接不同, 设计时将拱肋钢管直接插入到拱座预埋钢管内。因此施工中对拱肋预埋钢管的精度要求极高, 尤其要控制轴线标高, 保证拱肋钢管与预埋钢管的精确对接。

收稿日期: 2016-09-02; 修回日期: 2017-01-16

作者简介: 贾红梅(1971—), 女, 工程师, 博士。

E-mail: jhmei123@163.com

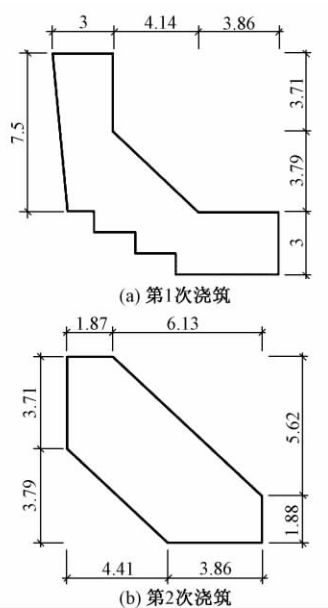


图2 分批浇筑方案(单位: m)

在施工过程中设计了预埋钢管定位支架。在第1次混凝土浇筑时,预埋支架底座,确保支架不发生位移。将预埋钢管的三维坐标转化为平面坐标进行控制。通过固定支架进行预埋钢管的初步定位,用丝杠对钢管进行微调;通过实时测量和调整,直到满足对接几何坐标要求。

2.3 钢管拱肋施工工艺

提篮式拱肋结构纵向和横向的非对称变化增加了施工难度^[5-6]。每段拱肋都需要独立制作胎架。此外,拱肋的放线点需采用独立的空间坐标。为了满足以上要求,采用 BIM 技术,建立了拱肋 3D 数据模型,见图 3。

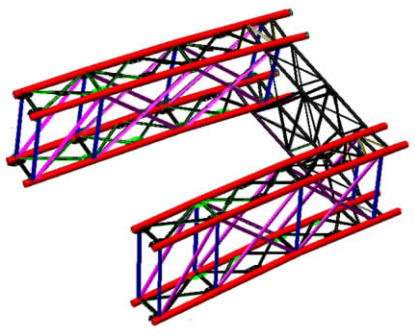


图3 拱肋 BIM 三维模型

根据 3D 模型确定每根杆件的长度、安装位置,再把图纸提供的相对三维坐标结合预拱度转化为平面坐标和标高,据此自动生成钢拱肋施工图纸并进行构件的加工放样。

2.4 复合式缆索吊的设计、施工和钢管拱肋的吊装

1) 复合式缆索吊的设计及施工

依据实际最大吊重,结合地形特点进行复合式缆

索吊的设计与施工,设计吊重为 620 kN。复合式缆索吊系统由后锚系群、卷扬机群、索塔系、索道系、抗风系等组成^[6]。本缆索吊具有以下特点:①采用门式索塔,铰座固定;②锚碇系统采用预应力锚索;③吊装系统、锚扣系统分离。

缆索吊经过试吊验收及特种设备验收后,才能投入使用。

2) 钢管拱肋吊装方法

大桥钢管拱节段采用整体吊装,四点抬吊。施工难点:①节段对接时,64 颗高强螺栓应准确对位穿入;②拱肋吊装后的线形控制。

通过在拱肋节段设置临时支撑,控制吊装变形,保证了所有螺栓均顺利穿入;通过有限元仿真计算,确定了锚扣方案,得到各节段吊装时拟控制的空间位置,在扣索张拉时控制索力,使节段的空间位置达到预定位置。在施工中,需要将空间坐标转化为平面坐标,通过平面坐标放样来确定拱肋的线形,以此减少测量的系统误差,从而有效控制节段的轴线及标高。

提篮式拱肋合龙接头采用内衬管方式,见图 4。内衬管穿入合龙段后,先用马板固定一个接头,待温度达到合龙温度的要求后,再用马板固定另一个接头;然后安装夹板并进行围焊,再采用角焊安装包板,完成合龙接头的施工。



图4 合龙接头方式

2.5 扣索索力计算及吊装线形控制

采用缆索吊装施工法进行钢管混凝土桥拱肋骨架吊装时,扣索索力的计算非常重要,扣索数目和节段标高控制与索力的大小有直接关系^[7-9]。各组扣索索力须遵循 3 方面要求:首先是保证结构整体安全稳定,其次是保证拱肋线形满足设计要求,最后要保证施工方便^[10-14]。

本桥扣索索力计算是基于“有限元零位移法”,将扣索模拟成索单元,再进行结构的整体计算分析。计算中不考虑扣索对骨架节点的约束作用,经非线性迭代计算,对施工中的骨架结构进行正装计算和倒拆计算,直到骨架合龙,从而得到最优扣索索力,见表 1。

表 1 最优扣索索力 kN

扣索编号	索 力
第 1 组	2. 116
第 2 组	154. 206
第 3 组	260. 103
第 4 组	595. 820
第 5 组	674. 117

根据最优索力,给出骨架安装过程中对应的标高、应力、索力控制数据。多索扣方案的计算模型及边界条件见图 5,倒拆法扣索计算模型见图 6。

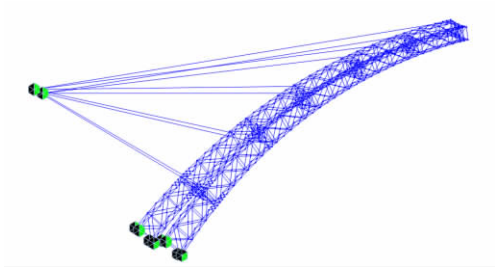


图 5 多索扣方案的计算模型及边界条件

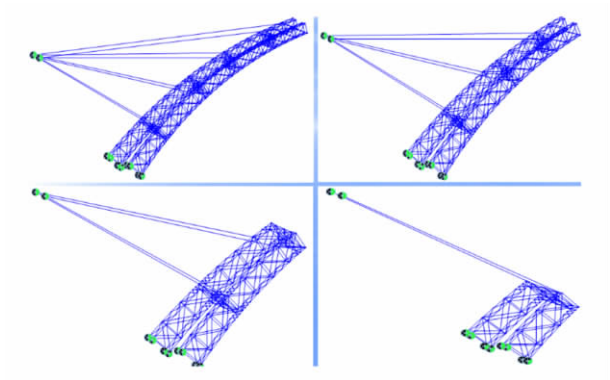


图 6 倒拆法扣索计算模型

扣索索力优化计算方程为

$$Ku = F$$

式中: K 为结构的刚度矩阵; u 为节点位移向量; F 为结构节点的等效力向量。

节段吊装前将节段的横撑进行标记,用来控制拱肋的轴线。标高是由拱肋顶面四角的反射片控制,利用全站仪测定数据。确定了轴线和标高即确定了拱肋的位置。与拱座基础预埋钢管插接的第 1 节段须准确定位,利用千斤顶等设备调整到位后临时固定。

通过以上技术措施,本桥钢管拱合龙后高程最大误差为 1.1 cm(10 ℃ 时测定),轴线误差为 0.3 cm。

2.6 拱肋外包“三环十三面”施工方法

拱肋外包的原设计为“三环六面”法。“三环”是指底板及下倒角为第 1 环,侧板为第 2 环,上倒角和顶板

为第 3 环。“六面”是指将每环沿拱轴分为 6 段(6 个工作面)。管内混凝土灌注完成,强度达到要求后,在钢管骨架上做吊架、安装模板、绑扎钢筋和浇筑拱肋混凝土,荷载由骨架承担。设计要求拱肋混凝土为 C50 钢筋混凝土,靠近拱座部分为 3 m 长的外包混凝土段,该部分在支架上支模施工。中间段沿箱高分三环,采用“三环六面”法施工。

由于混凝土浇筑量大,原设计“三环六面”法每环混凝土无法满足在初凝前浇筑完成。根据多次对称均衡加载的原则,对拱肋外包施工方案进行优化,将施工方案变更为“三环十三面”法。即把第 1 环和第 3 环混凝土(含横撑)分 13 个工作面(奇数段)浇筑;第 2 环混凝土方量稍少,分 11 个工作面进行浇筑。每环间隔槽按原设计采用的“三环六面”法设置 6 个,每半拱 3 个,分别设置在拱脚、16°节点和 30°节点两侧。两半拱对称,拱顶不设间隔槽,每环间距 ≥ 2 m。其余工作面按施工缝相接,严格按照规范要求进行施工。第 1 环、第 3 环均按“5 + 4 + 4”工作面分 3 次浇筑,最后封槽。第 2 环按“6 + 5”工作面分 2 次浇筑,最后封槽,如图 7 所示。

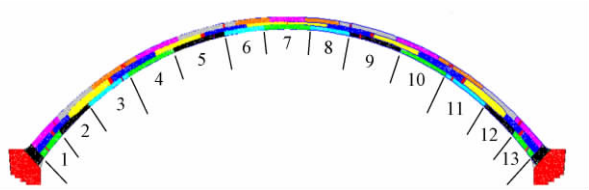


图 7 “三环十三面”施工方法

2.7 拱上立柱垂直度控制

拱上立柱为矩形双斜式立柱,共 8 根。经研究,确定 8 根立柱同时对称分段翻模施工。立柱施工过程中,每次加载拱肋都会发生变形,导致立柱沿线路方向发生偏移,所以应在混凝土浇筑前将模板以反方向设置预偏量。预偏量应以立柱帽梁施工完毕后立柱刚好垂直为原则,计算预偏量时应考虑对其它立柱的影响。每次浇筑的预偏量由监控单位根据施工方案确定,加载方式由倒拆法有限元仿真计算确定。此外,在立柱施工过程中,通过仿真计算确定每一次加载后拱肋的内力、线形变化情况,并与实测值进行比较,以指导施工。

2.8 拱顶钢筋混凝土连续梁施工

拱顶 47.5 m 段为框架式结构,两端为 5 m × 14 m 的钢筋混凝土连续箱梁,梁高 1.8 m,梁底宽 5.4 m,梁顶宽 8.4 m,截面为单箱单室。跨中腹板厚 40 cm,顶、底板厚 30 cm,由于支点处截面的剪力较大,腹板厚度为 80 cm。针对连续梁施工难点采取以下措施。

1) 为避免加载过程中拱肋变形造成连续梁开裂,浇筑时间太长,10跨连续梁须在混凝土初凝前完成浇筑。由于连续梁为箱形结构,几何形状复杂,混凝土振捣难度较大,一般很难在初凝前完成全部振捣^[12]。因此,采取分段分次的施工方法将连续梁分3次浇筑。

2) 现浇钢筋混凝土连续梁钢筋布置密集,为保证梁腹板、底板等钢筋密集区的混凝土浇筑振捣密实,采取措施:①严格控制碎石级配,配制和易性好、流动性好的混凝土,防止混凝土离析造成蜂窝、孔洞、麻面;②在箱梁内腹板模板上、底板压模上增开振捣点,采用

小型振捣棒振捣;③严格按照设计绑扎钢筋,防止“聚堆”造成腹板不密实。

3) 如果采用贝雷片,连续梁变形较大。如果连续梁全部采用满堂支架,需投入大量的脚手架和工字钢,增加施工荷载,且容易造成施工过程中对拱肋的不均匀加载。本次工程中,由于拱顶到梁底的距离大、梁的跨度大,故采用满堂支架和固结式桁架片结合的方式。满堂支架为普通钢管脚手架,固结式桁架片采用I28和I16焊制。通过对连续箱梁支架的仿真计算得到支架杆件的应力,满足钢筋的强度要求,见图8。

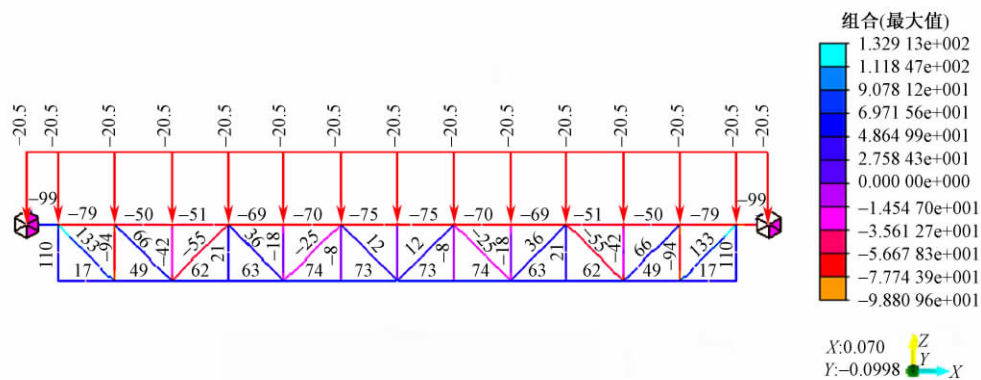


图8 连续箱梁支架的仿真计算(单位: N/mm²)

3 结论

1) 采用改变配合比、分批分段浇筑、设置冷凝管等方法,能有效控制拱座大体积混凝土的裂缝。

2) 将三维坐标转化为平面坐标进行施工定位,通过支架初步定位、精确微调等手段,实现了拱肋与拱座钢管的精确对接。

3) 采用“有限元零位移法”确定扣索索力,控制吊装线形,使钢管拱合龙后高程最大误差仅有1.1 cm。

4) 拱肋外包采用“三环十三面”的施工方法,解决了混凝土浇筑量大的问题。

5) 通过分段对称翻模施工和设置反方向预偏量,有效控制了拱上立柱的垂直度。

6) 通过支架仿真计算,采用分段分次的施工方法将连续梁分批浇筑,保证了拱上钢筋混凝土连续梁现浇施工的质量。

参 考 文 献

[1] 张秀成,王宏艳,任毅勇.斜靠式提篮拱桥设计特点[J].公路,2005(12):32-34.
[2] 李新民.铁路提篮拱桥钢管混凝土劲性骨架施工控制研究[D].成都:西南交通大学,2010.
[3] 曾德荣,张庆明.提篮式拱桥拱肋内倾角对横向稳定性的

影响[J].重庆交通学院学报,2006,25(增):4-8.

[4] 高卫卫.大跨度钢管混凝土拱桥水化热的试验与数值分析[J].铁道建筑,2016(8):35-38.
[5] 郑杰.大跨度钢管混凝土提篮拱桥拱肋骨架的施工控制研究[D].天津:天津大学,2007.
[6] 王剑.钢管混凝土提篮拱桥施工阶段有限元分析[J].铁道建筑,2010(7):50-52.
[7] 李杰,陈淮,江莹莹,等.钢管混凝土系杆拱桥吊杆力计算及调索方法研究[J].铁道建筑,2014(1):7-10.
[8] 安永强,李振国.复合式缆索吊机在落布溪大桥钢管拱肋吊装施工中的应用[J].科学之友,2010(7):36-37.
[9] 韩磊,张俊兵.钢管骨架无支架缆索吊装法扣索索力的优化分析[J].铁道工程学报,2009(11):17-22.
[10] 田仲初,陈得良,颜东煌,等.大跨度拱桥拱圈拼装过程中扣索索力和标高预抬量的确定[J].铁道学报,2004,26(3):81-87.
[11] 李振国,陈强.落布溪大桥扣索索力优化计算[J].公路交通科技,2011(6):231-234.
[12] 孙松.钢管混凝土提篮拱桥索力优化及线形控制研究[D].西安:长安大学,2012.
[13] 柳江涛.缆索吊装钢管混凝土拱桥拱肋的线形问题研究[D].北京:北京交通大学,2011.
[14] 鄢泽红.落布溪大桥拱上连续梁施工技术探讨[J].铁道建筑技术,2013(4):44-46.

Key Construction Technologies for Deck Arch Bridge with Basket-type Concrete-filled Steel-Tube Stiffening Skeleton

JIA Hongmei¹, ZHANG Mingbo²

(1. China Railway Society, Beijing 100844, China; 2. Metallurgical Corporation of China Ltd., Beijing 100028, China)

Abstract Based on a construction project of a basket-type concrete-filled steel-tube(CFST) deck arch bridge with the main span of 178 m, some key problems such as large volume concrete casting of arch abutments, precision control of arch footing construction, construction control of the suspended cables and arch ribs, construction method of arch ribs and the continuous girder were introduced. The temperature crack of the massive concrete is effectively solved by altering the mixture ratio of concrete partial pouring of concrete, sectional pouring of concrete and setting up condenser pipes. Also, the abutting joints between arch ribs and steel tubes on the arch abutment are solved by the initial localization and the precise fine adjustment technique. The control of suspended cables and arch ribs during construction is accomplished by means of numerical simulation and BIM (Building Information Modeling) technology, and the maximal error of elevation can be controlled to 1.1 cm after the closure of the CFST arch bridge. Furthermore, the symmetrical over-form construction, the reversed pre-offsetting installing, the method of “three rings plus thirteen surfaces”, and the partial and sectional pouring of concrete are used in the construction, which can guarantee the construction quality and progress.

Key words Basket-type arch bridge; Concrete-filled steel-tube; Stiffening framework; Continuous beam; Construction technology

(责任审编 郑 冰)

编写摘要注意事项

1) 摘要中应排除本学科领域已成为常识的内容;切忌把应在引言中出现的内容写入摘要;一般也不要对论文内容作诠释和评论(尤其是自我评价)。

2) 不得简单重复题名中已有的信息。

3) 结构严谨,表达简明,语义确切。先写什么,后写什么,要按逻辑顺序来安排。句子之间要上下连贯,互相呼应。摘要慎用长句,句型应力求简单。每句话要表意明白,无空泛、笼统、含混之词。摘要是一篇完整的短文,不分段。

4) 用第三人称。建议采用“对……进行了研究”、“报告了……现状”、“进行了……调查”等记述方法标明一次文献的性质和文献主题,不必使用“本文”、“作者”等作为主语。

5) 要使用规范化的名词术语,不用非公知公用的符号和术语。新术语或尚无合适汉文术语的,可用原文或译出后加括号注明原文。

6) 除了实在无法变通以外,一般不用数学公式,不出现插图、表格。

7) 不用引文,除非该文献证实或否定了他人已出版的著作。

8) 缩略语、略称、代号,除了相邻专业的读者也能清楚理解的以外,在首次出现时必须加以说明。

9) 科技书刊编排时应注意的其他事项,如采用法定计量单位、正确使用语言文字和标点符号等。

本刊编辑部

文章编号: 1003-1995(2017)02-0026-04

基于冲击回波等效波速法的管道压浆密实度无损检测技术研究

马国峰

(山西交通职业技术学院, 山西 太原 030031)

摘 要 介绍了冲击回波等效波速法检测方法及原理, 对提高其分辨力的方法进行了研究, 并采用基于该原理的检测设备对一预应力混凝土连续梁管道压浆进行了检测和验证。结果表明: 冲击回波等效波速(IEEV)法用于检测管道压浆密实度较传统的冲击回波(IE)法有明显的优越性; 采用最大熵法(MEM)代替频谱分析法(FFT), 可以有效地提高对反射信号的分辨率和分辨力, 进而提高 IEEV 法的测试精度和缺陷识别能力; 模型梁验证表明采用 IEEV 法并将 MEM 作为频谱分析手段, 可以很好地测试压浆的密实程度, 且 IEEV 法中管道定位的准确性是影响缺陷定位的重要因素。

关键词 后张法预应力混凝土桥梁; 冲击回波等效波速法; 管道压浆; 压浆密实度; 压浆缺陷

中图分类号 U446.1 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.06

目前预应力混凝土桥梁多采用后张法施工, 而后张法易造成预应力混凝土桥梁的施工质量参差不齐。不断出现的病害引起了工程领域对后张法 PC 梁桥管道压浆质量的注意, 2001 年交通部把“预应力管道压浆不密实”列为“公路桥梁建设十大质量通病”之一^[1-3]。研究表明, 预应力管道压浆不密实是导致预应力混凝土桥梁开裂的原因之一。

为了解决预应力管道压浆不密实的问题, 可通过无损检测的方法来对预应力管道压浆密实度进行检测。近年来, 经过研究人员的不断努力, 以冲击弹性波为载体的无损检测技术得到了长足的发展^[4-7]。其中, 冲击回波等效波速法^[8]是非常有效的方法之一。本文介绍了冲击回波等效波速法(Impact Echo Equivalent Velocity, IEEV)的基本原理, 通过频谱分析方法提高了对缺陷的检测分辨力, 并利用模型进行了验证。最后, 利用该方法对一大桥引桥进行了注浆密实度的检测和应用。

1 冲击回波等效波速法检测方法及优化

1.1 冲击回波法的发展历程

早在 20 世纪 80 年代, Sansalone 和 Carino 就提出了冲击回波(Impact Echo, IE)法测试结构缺陷的概

念。1997 年, Sansalone 和 Streett 发表的著作中全面阐述了 IE 法的理论以及室内和现场试验结果。在此基础上, 90 年代末期, Nist 和康奈尔大学共同发布了 IE 法的标准草案, 并于 1998 年编写了 ASTM 标准(ASTM C 1383), 此后, 该标准几经修改和完善。

IE 法测试结构内部缺陷的原理主要是基于 2 点: 分离缺陷处的反射信号信息和频谱分析。然而, 在很多情况下(如铁皮波纹管等), 缺陷的反射并不明显, 因此采用 IE 法不能准确地检测损伤部位。

1.2 冲击回波等效波速法的基本原理

通过进一步的研究发现, 当管道灌浆存在缺陷时, 激振的弹性波从梁底部反射回来所用的时间比灌浆密实的地方长(见图 1), 因此, 通过测试梁底反射时间的变化, 即可判断缺陷及其位置。

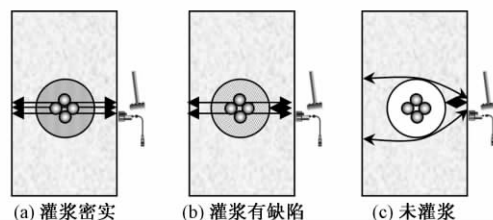


图 1 IEEV 法测试原理

然而, 由于梁的厚度常常会发生变化, 单纯采用反射时间作为判断参数不够精确。因此, 根据厚度和传播时间得到等效波速 V_e 为

$$V_e = \frac{2H}{T} \quad (1)$$

收稿日期: 2016-07-12; 修回日期: 2016-11-10

作者简介: 马国峰(1964—), 男, 副教授。

E-mail: maguofengit@163.com

式中: H 为梁的厚度; T 为弹性波(P 波) 的往返时间, 可通过频谱分析的方法得到。

显然, 有缺陷的地方得到的等效波速要慢于健全部位反射的等效波速, 故该方法被命名为冲击回波等效波速法。

1.3 冲击回波等效波速法检测分辨率的提高

在 IEEV 法中, 精确地确定反射时间对于检测的分辨率十分重要。由于测试距离较短, 一般无法在时域上确定, 所以采用频谱分析的方法是必不可少的。

目前, 在工程领域中最常用的频谱分析方法是 FFT(Fast Fourier Transform), 然而 FFT 在 IEEV 法分析时面临诸多困难。

首先是分辨率不足的问题。FFT 分解时的频率 f_k 为

$$f_k = \frac{k}{N\Delta t} \quad (2)$$

式中: k 为对应于 FFT 结果中的 N 个点; N 为采样个数; Δt 为采样间隔。

考虑到缺陷检测的图形往往采用时间轴表示(以便与厚度对应), 因此在 k 和 $k+1$ 时刻的时间分辨率 ΔT_k 为

$$\Delta T_k = T_k - T_{k+1} = \frac{N\Delta t}{k(k+1)} \quad (3)$$

可以看出, 采样时间(间隔 \times 采样数) 及次数决定了检测的分辨率。采样时间越长、壁厚越厚(k 越小), ΔT_k 值越大, 检测的分辨率也就越低。

其次是分辨力不足的问题。由于 FFT 适合于类正弦波的连续分析, 而对于 IE 法这样的反射次数的分析并不擅长。

为此, 比较了 FFT 和 MEM(Maximum Entropy Method) 这 2 种方法。MEM 在 1967 年由 John Parker Burg 提出, 最早用于地震波的解析。此方法与前述 FFT 相比, 具有频谱分辨力高、适用于短数列等特点, 一经提出就引起了广泛关注。FFT 和 MEM 的分析结果见图 2。由图 2 可知, 尽管 FFT 也能分辨, 但 MEM 的分辨率更高。

对另一梁体布置测点并检测, 比较 FFT 和 MEM 的分析结果, 见图 3。其中, FFT 对梁底几乎无法分辨, 而 MEM 则很好地进行了分辨。

2 模型验证及现场检测应用

2.1 模型验证

2.1.1 检测对象一

检测对象为穗莞深城际轨道的模型梁。预制孔道模型厚度为 50 cm, 孔道直径约 7 cm, 孔道内有注浆密

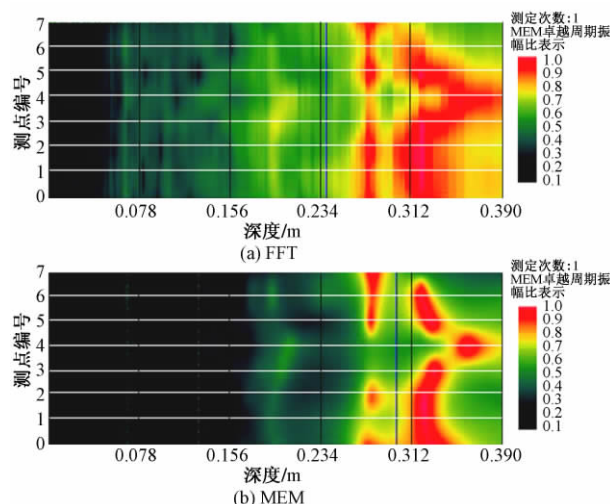


图 2 FFT 和 MEM 的分析结果一

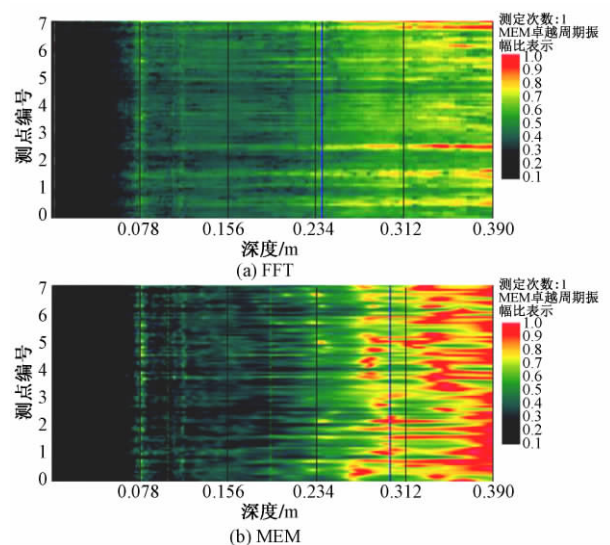


图 3 FFT 和 MEM 的分析结果二

实部分, 也有未注浆部分。

1) 横切波纹管方向检测

测试结果对照图(横向) 见图 4。由图 4 可知, 在未注浆孔道位置反射信号明显滞后, 验证了冲击回波等效波速法的定位准确性。

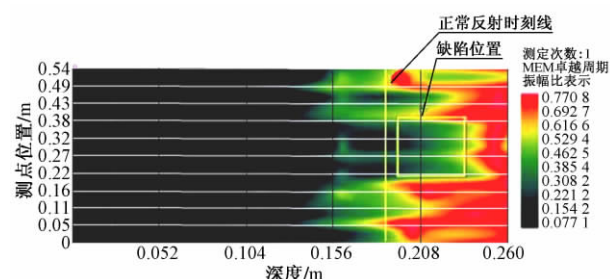


图 4 测试结果对照图(横向)

2) 顺切波纹管方向检测

沿波纹管方向进行了检测, 典型的 IEEV 法解析画面见图 5。

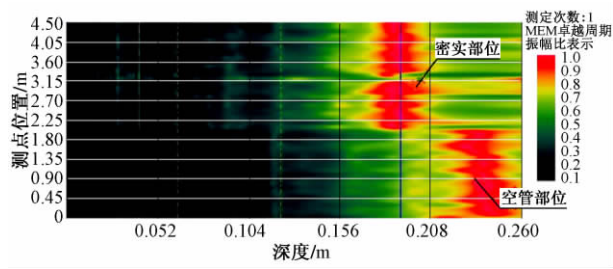


图 5 典型的 IEEV 法解析画面

该图形的测试对象包括 2 部分: 上半部分为密实部分; 下半部分为空管(未压浆)。

由此可见, 采用 IEEV 法并将 MEM 作为频谱分析手段, 可以很好地测试压浆的密实程度。

2.1.2 检测对象二

检测对象为九江长江大桥的预应力 T 梁模型。模型设计尺寸为 10.0 m × 1.6 m × (0.2 ~ 0.5) m, 设计混凝土强度为 C50, 有部分管道设置了缺陷。其中 N1, N3, N5 为铁皮波纹管, N2, N4 为塑料波纹管。测试模型外观见图 6。

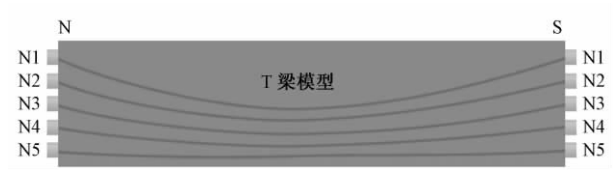


图 6 测试模型外观

1) 定性测试结果(表 1)

表 1 定性测试结果

波纹管 编号	全长波速法		全长衰减法		综合灌浆 指数 If
	波速 / (km/s)	灌浆指数 I _{pv}	能量比	灌浆指数 I _{ea}	
N1	4.476	0.960	0.138	0.344	0.575
N2	4.433	1.000	0.057	0.795	0.892
N3	4.446	1.000	0.147	0.294	0.542
N4	4.530	0.877	0.229	0	0
N5	4.598	0.717	0.060	0.778	0.879

注: 标定的混凝土中 P 波平均波速为 4.45 km/s 为全长波速法的基准值。

根据定性测试结果可知, 波纹管 N1, N3, N4 的综合灌浆指数均小于 0.85, 存在灌浆缺陷的可能性较大。

2) 定位测试结果

根据定性测试结果, 对波纹管 N1, N3, N4 进行定位测试, 测试结果见图 7, 缺陷位置见表 2。

由此可见, 无论是对铁皮波纹管还是塑料波纹管, 定性与定量的测试结果与实际缺陷均能较好地吻合, 且 IEEV 法中管道定位的准确性是影响缺陷定位的重要因素。

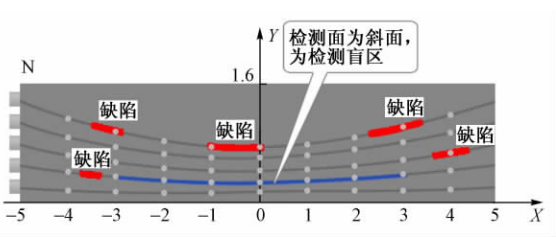


图 7 测试结果(单位: m)

表 2 测试缺陷位置

波纹管 编号	缺陷 编号	测试缺陷 位置 /m	破梁检测 缺陷位置 /m	说明
N1	1	-3.5 ~ -2.7	-3.7 ~ -3.1	测试结果均为 松散型缺陷
	2	-0.9 ~ 0.3	-0.8 ~ 0.1	
	3	2.3 ~ 3.4	2.4 ~ 3.5	
N3	1	3.8 ~ 4.3	3.8 ~ 4.3	N4 的 -3 ~ 3 m 部位 为斜面, 为检测盲区
N4	1	-3.6 ~ -3.4	-3.7 ~ -3.3	
	2	测试盲区	0.2 ~ 0.6	

注: 实际缺陷的制作采用土工织物填充 + 导管导流的方式, 在灌浆压力下, 一部分浆液进入土工织物中, 因此形成松散型缺陷。

2.2 实际应用

2.2.1 检测对象一

检测对象为一现浇板梁, 对该桥梁的灌浆管道利用 IEEV 法进行了缺陷位置的定位检测(见图 8), 并进行了钻孔穿丝验证。检测到的缺陷位置与现场穿铁丝验证结果基本一致, 准确率达到 90% 以上。

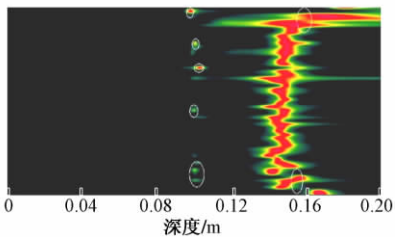


图 8 IEEV 扫描等值线

2.2.2 检测对象二

检测对象为一现浇箱梁的箱室隔板, 板厚 70 cm, 波纹管外径为 10 cm。测试云图见图 9。

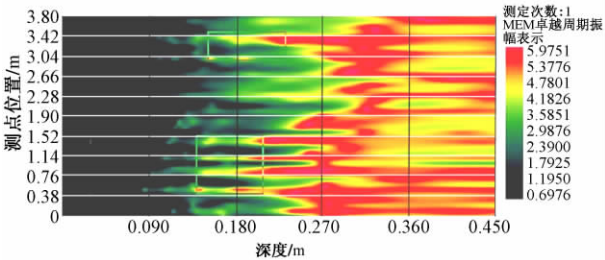


图 9 测试云图

根据测试结果发现,在端头附近存在不密实区域,后经钻孔得到验证,并及时处理缺陷部位,保证了施工质量。

3 结论

1) 冲击回波等效波速法用于检测管道压浆密实度,可以较为准确、直观地反映出混凝土压浆施工质量,较传统的 IE 法有明显的优越性。

2) 采用 MEM 代替 FFT,可以有效地提高对反射信号的分辨率和分辨力,进而提高 IEEV 法的测试精度和缺陷识别能力。

3) 模型梁验证表明采用 IEEV 法并将 MEM 作为频谱分析手段,可以很好地测试压浆的密实程度;对于不同种类的波纹管,定性与定量的测试结果与实际缺陷均能较好地吻合,且 IEEV 法中管道定位的准确性是影响缺陷定位的重要因素。

4) 现场检测的 2 个典型应用实例表明该法具有较好的测试精度和适用性。

参 考 文 献

- [1] 刘益平. 桥梁后张法预应力施工质量检测控制探讨[J]. 西南公路, 2015(2): 19-21.
- [2] 吴佳晔, 刘秀娟. 预应力孔道灌浆密实度检测技术的现状与发展[J]. 市政技术, 2013(4): 17-22.
- [3] 岳振民, 李雅娟, 成超, 等. 基于冲击回波理论的预应力管道压浆密实度无损检测研究[J]. 公路, 2015(9): 236-240.
- [4] 张全升, 吴佳晔, 魏永高. 预应力梁孔道灌浆质量的无损检测技术对比研究[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2010(12): 128-131.
- [5] 张俊光, 张勇. 冲击回波在预应力混凝土桥梁孔道压浆质量检测中的应用[J]. 内蒙古公路与运输, 2015(1): 37-39.
- [6] 万里, 韩晓健, 汪博, 等. 冲击回波法识别混凝土缺陷试验研究[J]. 混凝土, 2012(2): 8-10.
- [7] 谭献良, 王建平. 冲击回波法检测预应力孔道灌浆质量技术研究[J]. 铁道建筑, 2010(8): 49-52.
- [8] 山西省质量技术监督局. DB 14/T 1109—2015 桥梁预应力孔道注浆密实性无损检测技术规程[S]. 太原: 山西省科学院交通研究院, 2016.

Research on Non-destruction Technology Method Based on Impact Echo Equivalent Velocity Used for Inspecting Pipe Grouting Compactness

MA Guofeng

(Shanxi Traffic Vocational and Technical College, Taiyuan Shanxi 030031, China)

Abstract The inspection method and principle of impact echo equivalent velocity (IEEV) were introduced to improve the resolution. The grouting compactness of prestressed concrete beam pipe was tested and verified by using the principle of inspection equipment. The results show that IEEV method is used to inspect grouting compactness, which has obvious advantages compared with the traditional impact echo (IE) method. The maximum entropy method (MEM) instead of fast fourier transform (FFT) can effectively improve the resolution of the reflected signal, the accuracy of the IEEV method and the ability to identify defects. The validation results of the model beam show that the MEM can be used as the spectrum analysis method combined with IEEV to inspect grouting compactness, and the accuracy of pipe location is an important factor affecting the location of defects.

Key words Post-tensioned prestressed concrete bridge; Impact echo equivalent velocity method; Pipe grouting; Grouting compactness; Grouting defect

(责任编辑 郑冰)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0030-04

铁路连续梁桥 0[#] 块混凝土缺陷检测与修复加固

敬洪武¹, 袁 浩², 唐 英²

(1. 成贵铁路有限责任公司, 四川 成都 610041; 2. 中铁西南科学研究院有限公司, 四川 成都 611731)

摘 要 连续梁桥是铁路工程中应用广泛的桥型, 连续梁 0[#] 块混凝土因其结构体积大、配筋密集等原因, 施工中常常出现混凝土松散离析、空洞等特有的质量问题。本文结合工程实际, 在对比分析混凝土检测手段现状基础上, 对声波 CT 技术在实桥检测中的应用进行了介绍。实践表明, 应用声波 CT 技术检测混凝土质量具有速度快、成本低、精度高、直观等优势, 特别适用工作条件差的 0[#] 块混凝土检测。本文还就检测完成后, 如何成体系、科学有效地进行修复加固作了阐述。

关键词 铁路桥梁; 连续梁 0[#] 块; 混凝土缺陷; 声波 CT 技术; 无损检测; 维修加固

中图分类号 U446.2; U449.7 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.07

对铁路预应力混凝土连续梁桥而言, 随着跨度的增大, 刚度、挠度要求的提高, 造成连续梁 0[#] 块截面尺寸增大, 预应力钢束和钢筋密集; 加之进入洞、预埋件等构造复杂, 且支座上方底板常设有数层钢筋网, 使得该处混凝土浇筑难度增大。在 0[#] 块施工过程中, 若施工工艺控制不到位, 容易发生漏振、漏浆等现象, 导致混凝土内部形成蜂窝状不密实或空洞等内部缺陷, 给铁路运营安全造成极大隐患^[1]。

为了保证铁路桥梁安全服役, 必须选取科学的检测方法对此类缺陷进行检测评估, 并通过准确的检测结果, 针对已产生的连续梁 0[#] 块内部混凝土缺陷采取有效的措施进行修复加固。

1 连续梁 0[#] 块混凝土内部缺陷检测

铁路连续梁 0[#] 块混凝土内部缺陷一般在浇筑完成、脱模后才能够被发现, 造成现场检测工作操作较困难。因此, 无论从保护结构整体性还是从现场实际实施角度讲, 检测工作都应采用无损检测手段进行。

1.1 检测难点及检测方法选取^[2-3]

连续梁 0[#] 块混凝土内部缺陷的检测存在以下几个难点:

- ①缺陷位于大体积混凝土内部, 个别缺陷深度大;
- ②缺陷产生部位多布置支座上盖板、防落梁装置等, 对缺陷形成遮盖, 对检测构成较大干扰;
- ③0[#] 块混凝土内部钢筋密集、预埋件较多。

为获取准确检测成果, 以便为下一步的加固维修提供科学依据, 检测工作需采取适宜、先进的技术手段。现有技术手段包括: 超声波探测法、地质雷达探测法、声波 CT 探测法。上述手段各有自身的优缺点。

超声波探测法: 优点为成本低、速度快、仪器操作简便; 缺点为检测深度有限(一般不超过 2 m)、检测结果准确度易受钢筋影响, 只能进行定性分析不能直观准确地展示缺陷。

地质雷达法: 优点为成本低、速度快, 检测结果可以形成直观图形; 缺点为检测结果准确度易受钢筋影响、检测需采用单侧面法, 在检测平面有遮盖时无法扫描(如有支座盖板遮挡)。

声波 CT 探测法: 优点为检测深度可达 20 m 以上、准确度高、可形成直观缺陷展示图、可最大程度减小钢筋对检测结果的影响; 缺点为对检测人员技术水平要求较高、后期内业工作量比较大。

综合比较上述检测手段优缺点, 本文选取声波 CT 探测法进行检测, 该方法可针对 0[#] 块大体积混凝土进行深入检测, 且不受结构外表面遮盖物限制, 检测精度不易被结构物内部密布钢筋影响。

1.2 检测流程

根据实践经验, 铁路连续梁 0[#] 块混凝土内部缺陷的检测宜按照全面排查→专项检测→综合分析→结论流程进行, 以便保证检测工作有序开展、检测内容全面、检测结果准确。首先, 进行全面排查, 要求施工单位对存疑位置进行自检。排查采用目测、敲击进行, 力求全面。然后, 在全面排查的基础上进行专项检测, 专项检测需委托有检测资质、综合实力强且有相关检测经验的单位。最后, 结合检测成果对缺陷进行综合分

收稿日期: 2016-11-04; 修回日期: 2016-12-20

作者简介: 敬洪武(1969—), 男, 高级工程师。

E-mail: 154566093@qq.com

析,得到检测结论。

1.3 检测评估

以某实桥检测为例,首先进行全面排查,排查位置主要针对 0#块混凝土,重点应关注底板混凝土。排查应建立完善台账,注意排查全面,排查过程中务必近距离敲击、目测。通过排查,初步确定缺陷部位并做好标识。

排查完成后,对存疑以及在排查中已暴露出缺陷的点位进行专项检测,专项检测的核心内容为声波 CT 探测^[4-5]。在进行 CT 探测前,需对受检位置进行外观检查,初步确定在目测范围内缺陷性状(见图 1)。在外观检查的基础上进行声波 CT 探测,声波探测可通过设置不同深度的剖面(见图 2),将混凝土内部不同位置、不同深度的缺陷准确定位及探明范围大小。

声波 CT 探测成果以声速密度图的形式进行展示,每个剖面可形成一张声速密度图。声速密度图中不同颜色代表对应位置的声速,而不同强度等级的混凝土具有不同的声速。可见,通过声速密度图可以直观、准确地反映出测试区域范围内混凝土的密实程度。测试区域内的低速异常区域即为混凝土空洞、松散离析的区域。声波 CT 探测成果实例展示见图 3。

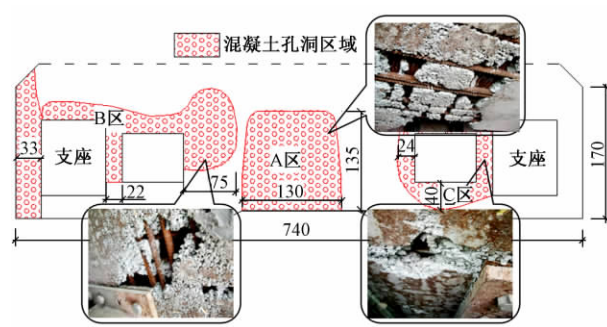


图 1 某桥 0#块底板混凝土缺陷展示意(单位:cm)

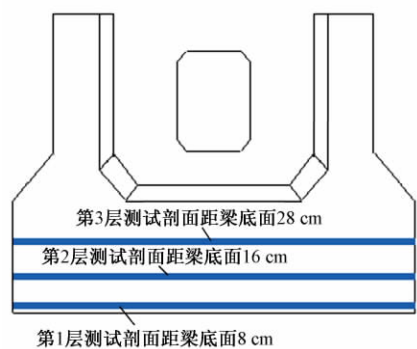


图 2 声波 CT 探测剖面设置示意

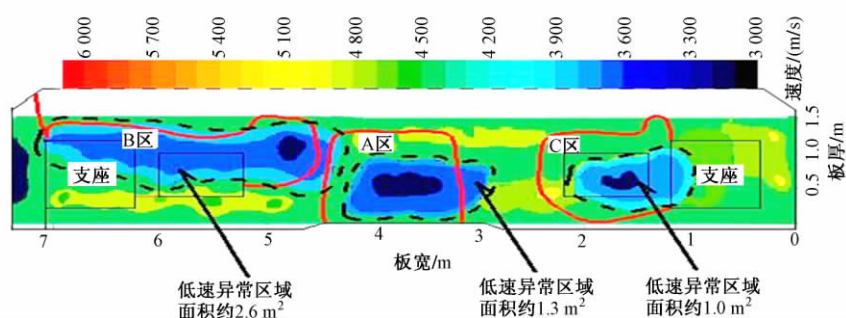


图 3 0#块底板声波 CT 探测成果实例展示

结合外观检查及 CT 检测成果,选取病害及缺陷区域最不利部位进行钻孔,采用内窥镜对其内部混凝土进行内窥检测,以更加直观准确地掌握病害及缺损状况;同时在支座上座板四周斜向钻孔至上座板后混凝土,采用内窥镜检测上座板遮盖的混凝土质量。综合外观检测、CT 检测及开孔内窥检测的检测成果,明确底板混凝土存在的病害缺陷的主要特征,分析桥梁现有缺损的范围、深度等,为下一步的加固设计和桥梁养护提供技术支持,为桥梁的管理与维护决策提供科学依据。

1.4 缺陷的分类

根据检测成果,按照病害缺陷的主要特征,结合缺陷范围、深度等定量参数,将缺陷按照严重程度分为 4 类,形成检测结论。即:

1 类,支座存在外观缺陷,底板混凝土存在空洞、松散、离析缺陷,且支座上方混凝土存在相应缺陷。

2 类,支座无缺陷,底板混凝土存在空洞、松散、离析缺陷,且支座上方混凝土存在相应缺陷。

3 类,支座无缺陷,底板混凝土存在空洞、松散、离析缺陷,且支座上方混凝土无相应缺陷。

4 类,底板混凝土仅存在局部麻面、不平整缺陷。

2 0#块混凝土内部缺陷维修加固

根据缺陷的检测结论及其分类,拟定维修加固方案,进行加固维修。维修加固的整体思路为:首先进行结构检算,根据检算结果结合缺陷性状拟定维修加固方案。然后针对缺陷实际情况,分类进行维修加固。维修加固需注意:结构检算由原设计单位承担;加固维

修选择专业、有特种施工资质的单位进行;加固维修应按设计要求选择维修加固材料,保障材料性能。

2.1 结构检算

通过缺陷检测得到检测结论,将缺陷按照严重程度分为4类。其中1类—3类缺陷需进行结构检算,检算主要包括两部分内容:一是整体验算,即验算存在缺陷的结构整体承载能力是否满足使用要求;二是局部验算,即验算结构缺陷产生位置的局部承压能力是否满足使用要求。

若检算结果为满足使用要求,则对存在缺陷的部位进行一般性修复。若检算结果为不满足使用要求,则对存在缺陷的结构进行加固。

2.2 一般性修复

根据缺陷类型、程度不同,修复方式也不尽相同。主要修复方式包括:

方式1,当支座上座板覆盖区域内部存在严重缺陷时,采取顶升梁体(见图4),卸下支座,凿除缺陷混凝土后灌注高强无收缩灌浆料后落梁。



图4 桥梁顶升装置

方式2,当支座上座板覆盖区域内部存在轻微缺陷时,采取在支座盖板附近钻灌胶孔,通过开孔高压压注改性环氧树脂胶液(见图5)。



图5 灌注压浆

方式3,当缺陷区域位于支座盖板覆盖区域以外时,采取凿除缺陷混凝土,使用改性环氧树脂混凝土修

复封闭空洞区域,最后高压压注改性环氧树脂胶液。

一般性修复旨在对缺陷部位进行局部修复,增强其耐久性,消除日后运营期间的安全隐患,均能取得良好效果(见图6)。



(a) 缺陷修复前



(b) 缺陷修复后

图6 一般性修复效果

2.3 结构加固

对检算未通过的部位,除对缺陷进行一般性修复外还应进行结构性加固处置,以确保桥梁的承载能力。缺陷一般出现在0#块底板位置,本文仅列出一种加厚底板提高结构承压能力的加固方法,该方法通过工程实践证明能够有效提高存在缺陷部位的承载能力,保障桥梁结构安全。加固方法如图7所示。

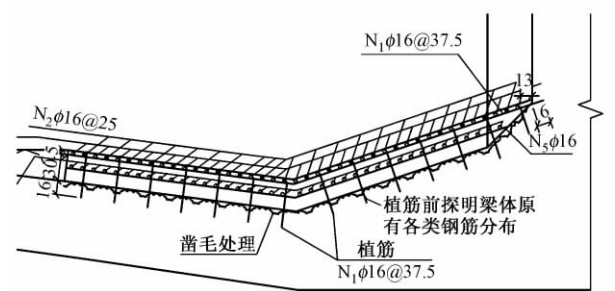


图7 底板增厚加固方法示意(单位:cm)

2.4 结构加固维修效果评估

加固维修施工完成后,应对修复、加固效果进行综合评估,以保证加固维修达到预期效果。建设方牵头组织综合评估工作,由原检测单位对原缺陷部位进行复检。建设方、检测方、监理方、承建方共同进行现场验收,最终形成缺陷整治验收报告。

3 结语

鉴于铁路连续梁桥0#块部位本身的特点,工程施工控制不当则可能产生不同程度的表面或内部质量缺陷。为了准确评价缺陷对结构承载能力及耐久性的影响,在采用常规检测手段无法达到很好的检测效果的情况下,应用声波CT探测技术检测混凝土质量具有速度快、成本低、精度高、直观等优势,能够克服常规无损检测手段的弱点或条件限制。工程实践表明,声波CT技术对该类缺陷检测及评判具有很好应用前景。在探明缺陷后,积极、科学、有序地进行维修加固,以保障日后及铁路行车舒适运营安全。

参 考 文 献

- [1] 田小路. 大体积0#块二次浇筑托架法应用研究[J]. 铁道建筑, 2014(1): 31-33.
- [2] 敖昕, 张英, 向友国. 无损检测在三峡大坝混凝土质量检查中的应用[J]. 三峡大学学报: 自然科学版, 2007, 29(2): 133-135.
- [3] 胡庸. 大体积混凝土声波CT质量评判技术探讨[J]. 混凝土, 2014, 299(9): 150-151.
- [4] 丁建芳, 李苍松, 何发亮. 声波CT技术在桥梁病害评估中的应用[J]. 声学技术, 2008, 27(4): 288.
- [5] 丁建芳, 陈俊栋, 于维刚, 等. 声学技术及其在工程中的应用[J]. 声学技术, 2008, 16(增): 292-295.

Detection of Concrete Defects in Hammer Head Block of High Speed Railway Continuous Girder Bridge and Its Repair and Reinforcement

JING Hongwu¹, YUAN Hao², TANG Ying²

(1. Chenggui Railway Co., Ltd., Chengdu Sichuan 610041, China; 2. Southwest Research Institute Co., Ltd. of China Railway Engineering Corporation, Chengdu Sichuan 611731, China)

Abstract Continuous girder bridge is widely used in railway engineering. Concrete defects including being loose, segregation and void often occur in the hammer head block of continuous girder, because of its large size and high reinforcement ratios. The applied concrete detecting techniques were analyzed and the application of acoustic CT technique in real bridge testing was introduced. Practice shows that acoustic CT technique has the advantages of fast speed, low cost, high precision and being intuitionistic, being appropriate for hammer head block concrete defects detection. The paper also introduced how to repair and reinforce the concrete structure systematically and scientifically after inspection.

Key words Railway bridge; Hammer head block of continuous girder; Concrete defect; Acoustic CT technique; Nondestructive testing; Repair and reinforcement

(责任编辑 孟庆伶)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0034-04

钢管自密实再生混凝土短柱的承载力计算方法

向星赞, 赵人达, 刘 洋

(西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘 要 自密实再生混凝土的骨料粒径较普通混凝土小, 且再生骨料的性能较天然骨料低。因此, 钢管自密实再生混凝土的承载能力与钢管普通混凝土存在一定差异。本文分析了现有的钢管普通混凝土短柱轴压和偏压承载力计算公式的适用性, 基于统一理论和极限平衡理论提出了相应的钢管自密实再生混凝土短柱轴压承载力计算公式, 基于经验系数法提出了钢管自密实再生混凝土短柱偏压承载力的计算公式。研究表明: 所提出的实用计算公式能准确地计算钢管自密实再生混凝土短柱的轴压和偏压承载力。

关键词 钢管混凝土; 自密实再生混凝土; 理论分析; 轴心受压; 偏心受压; 承载力

中图分类号 TU398 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.08

将自密实再生混凝土应用于钢管混凝土组合结构中, 既能循环利用废弃混凝土, 保护生态环境和节约自然资源, 又能利用自密实混凝土高工作性能的特点, 保证核心混凝土的浇筑质量和密实度, 还能发挥钢管混凝土组合结构的优势, 提高自身的承载能力和变形能力^[1-4]。因此, 钢管自密实再生混凝土作为一种新型组合结构, 具有重要的工程应用价值和广阔的发展前景。由于自密实再生混凝土骨料的粒径较普通混凝土的小, 且再生骨料的性能较天然骨料低, 导致钢管自密实再生混凝土的承载能力与钢管普通混凝土存在一定差异。

为了给钢管自密实再生混凝土组合结构的设计提供理论依据, 本文分析了现有的钢管普通混凝土短柱轴压和偏压承载力计算公式的适用性, 基于钢管自密实再生混凝土短柱的轴压和偏压试验数据, 对钢管普通混凝土轴压短柱和偏压短柱的极限承载力计算公式进行修正, 提出了不同再生骨料替代率的钢管自密实再生混凝土短柱在轴压和偏压状态下的极限承载力实用计算公式。

1 试验概况

为了研究钢管自密实再生混凝土短柱在轴压和偏压状态下的承载能力, 本文进行了不同再生骨料替代

率的圆钢管自密实再生混凝土试件的轴心受压试验和偏心受压试验。圆钢管自密实再生混凝土轴压试件及偏压试件的参数和承载力分别见表1、表2。

表1 圆钢管自密实再生混凝土轴压试件的参数和承载力

试件	长度/ mm	直径/ mm	钢管厚度/ mm	再生骨料 替代率/%	承载力/ kN
CA-4-0	660	220	4	0	3 197
CA-5-0	660	220	5	0	3 345
CA-6-0	660	220	6	0	3 516
CA-4-1	660	220	4	50	3 128
CA-5-1	660	220	5	50	3 311
CA-6-1	660	220	6	50	3 427
CA-4-2	660	220	4	100	2 989
CA-5-2	660	220	5	100	3 191
CA-6-2	660	220	6	100	3 335

表2 圆钢管自密实再生混凝土偏压试件的参数和承载力

试件	长度/ mm	直径/ mm	钢管厚 度/mm	偏心距/ mm	再生骨料 替代率/%	承载力/ kN
CE-4-0-2	660	220	4	22	0	2 320
CE-4-1-2	660	220	4	22	50	2 303
CE-4-2-2	660	220	4	22	100	2 280
CE-5-2-2	660	220	5	22	100	2 378
CE-6-2-2	660	220	6	22	100	2 479
CE-4-0-4	660	220	4	44	0	1 927
CE-4-1-4	660	220	4	44	50	1 869
CE-4-2-4	660	220	4	44	100	1 786
CE-5-2-4	660	220	5	44	100	1 921
CE-6-2-4	660	220	6	44	100	2 018
CE-4-0-6	660	220	4	66	0	1 465
CE-4-1-6	660	220	4	66	50	1 443
CE-4-2-6	660	220	4	66	100	1 385
CE-5-2-6	660	220	5	66	100	1 544
CE-6-2-6	660	220	6	66	100	1 662

收稿日期: 2016-11-25; 修回日期: 2017-01-03

基金项目: 国家重点研发计划(2016YFB1200401)

作者简介: 向星赞, (1985—), 男, 工程师, 博士研究生。

E-mail: xiangxingyun@126.com

2 轴压承载力计算方法研究

2.1 统一理论

钢管混凝土统一理论是由钟善桐^[5-6]首先提出的,该理论认为钢管混凝土为统一的组合材料,不再区分钢管和混凝土,故采用钢管混凝土的整体几何特性和组合性能指标来计算其承载力。钟善桐^[6]建议采用如下公式计算圆钢管混凝土轴压短柱的极限承载力。

$$N_u = A_{sc} f_{sc} \quad (1)$$

$$f_{sc} = (1.212 + B\xi_{ck} + C\xi_{ck}^2) f_{ck} \quad (2)$$

$$\xi_{ck} = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}} \quad (3)$$

$$B = 0.1759 \frac{f_y}{235} + 0.974 \quad (4)$$

$$C = -0.1038 \frac{f_{ck}}{20} + 0.0309 \quad (5)$$

式中: N_u 为钢管混凝土的轴压承载力, MPa; A_{sc} 为钢管混凝土的截面面积, mm^2 ; A_c 为混凝土的截面面积, mm^2 ; A_s 为钢管的截面面积, mm^2 ; f_{sc} 为钢管混凝土的轴压组合强度, MPa; f_{ck} 为混凝土的抗压强度标准值, MPa; f_y 为钢材的屈服强度, MPa; ξ_{ck} 为约束效应系数。

韩林海^[7-8]系统地分析了各种基本参数对钢管混凝土力学性能的影响规律,建议采用如下公式计算圆钢管混凝土的轴压组合强度。

$$f_{sc} = (1.14 + 1.02\xi_{ck}) f_{ck} \quad (6)$$

从式(2)和式(6)中可以看出,关于 f_{sc}/f_{ck} 与 ξ_{ck} 的关系,钟善桐采用二次函数的形式表达,而韩林海采用线性关系式表达。在工程常用的约束效应系数范围内(0.2~5.0),韩林海认为 f_{sc}/f_{ck} 与 ξ_{ck} 的关系完全可以采用线性关系描述^[8]。因此,本文采用线性关系描述钢管自密实再生混凝土 f_{sc}/f_{ck} 与 ξ_{ck} 的关系。

本文根据圆钢管自密实再生混凝土短柱的轴压试验数据对韩林海建议的计算公式进行修正,提出圆钢管自密实再生混凝土的轴压组合强度计算公式。

$$f_{sc} = (1.265 + 0.956\xi_{ck}) f_{ck} \quad (7)$$

钟善桐公式、韩林海公式和本文公式的计算结果见表3。由表3可知,本文公式的计算结果与试验结果吻合良好,钟善桐公式的计算结果比试验结果高1%左右,韩林海公式的计算结果比试验结果低4%左右,但处于可接受的误差范围内。因此,钟善桐公式、韩林海公式和本文公式均能准确地计算圆钢管自密实再生混凝土短柱的轴压承载力,但是本文公式的计算精度较高。

表3 轴压承载力(统一理论)

试件	承载力	钟善桐公式		韩林海公式		本文公式	
	N_u/kN	N_{u1}/kN	N_{u1}/N_u	N_{u2}/kN	N_{u2}/N_u	N_{u3}/kN	N_{u3}/N_u
CA-4-0	3 197	3 299	1.032	3 086	0.965	3 256	1.019
CA-5-0	3 345	3 470	1.037	3 281	0.981	3 440	1.029
CA-6-0	3 516	3 675	1.045	3 518	1.001	3 661	1.041
CA-4-1	3 128	3 143	1.005	2 938	0.939	3 092	0.989
CA-5-1	3 311	3 315	1.001	3 134	0.947	3 276	0.989
CA-6-1	3 427	3 520	1.027	3 370	0.983	3 497	1.020
CA-4-2	2 989	2 953	0.988	2 758	0.923	2 892	0.968
CA-5-2	3 191	3 126	0.980	2 954	0.926	3 076	0.964
CA-6-2	3 335	3 332	0.999	3 189	0.956	3 297	0.989
均值			1.013		0.958		1.001
标准差			0.023		0.027		0.027
变异系数			0.023		0.028		0.027

2.2 极限平衡理论

极限平衡理论不考虑加载历史和变形过程,直接根据结构处于极限状态时的平衡条件计算出极限承载力。蔡绍怀通过理论分析和试验研究发现,虽然钢管混凝土轴压短柱的变形过程较为复杂,且因加载方式不同而有差异,但是其极限承载力不受变形过程的影响。蔡绍怀^[9-10]利用极限平衡理论推导出圆钢管混凝土轴压短柱的极限承载力计算公式。

$$N_u = \begin{cases} A_c f_c (1 + 2\xi_c) & \xi_c \leq 1.235 \\ A_c f_c (1 + \sqrt{\xi_c} + 1.1\xi_c) & \xi_c > 1.235 \end{cases} \quad (8)$$

$$\xi_c = \frac{A_s f_y}{A_c f_c} \quad (9)$$

本文利用极限平衡理论推导圆钢管自密实再生混凝土短柱的轴压承载力,基本假定如下:

1) 圆钢管自密实再生混凝土短柱处于极限状态时,钢管的应力状态服从 Von Mises 屈服条件。

2) 圆钢管自密实再生混凝土短柱处于极限状态时,核心自密实再生混凝土的屈服条件采用公式 $\sigma_c = f_c + k f_1$, 其中 σ_c 为核心自密实再生混凝土的轴向应力, f_1 为钢管和核心自密实混凝土之间的侧压力, k 为侧压系数。

3) 由于圆钢管的径厚比 $D/t \geq 20$, 导致其径向应力远小于轴向应力和环向应力, 因此对钢管进行应力分析时忽略其径向应力, 则钢管的应力状态为轴向受压和环向受拉的双向应力状态。

圆钢管自密实再生混凝土短柱处于极限状态时, 共有 5 个未知量, 即极限承载力 N_u , 核心自密实再生混凝土的轴向应力 σ_c , 钢管的轴向应力 σ_z 和环向应力 σ_θ 以及钢管和核心自密实混凝土之间的侧压力 f_1 , 故需要建立 5 个独立的方程才能求解。由静力平衡条件可以得到

$$N_u = A_c \sigma_c + A_s \sigma_z \quad (10)$$

$$2t\sigma_\theta = (D - 2t)f_1 \quad (11)$$

由钢管的 Von Mises 屈服条件可以得到

$$\sigma_\theta^2 + \sigma_\theta \sigma_z + \sigma_z^2 = f_y^2 \quad (12)$$

由核心自密实再生混凝土的屈服条件可以得到

$$\sigma_c = f_c + k f_1 \quad (13)$$

由于 $D - 2t \gg t$, 则可以得到

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{4t(D - t)}{(D - 2t)^2} \approx \frac{4t}{D - 2t} \quad (14)$$

将式(11)代入式(12)可以得到

$$\sigma_z = \sqrt{f_y^2 - \frac{3(D - 2t)^2 f_1^2}{t^2}} - \frac{(D - 2t)f_1}{4t} \quad (15)$$

将式(9)和式(14)代入式(15)可以得到

$$\sigma_z = f_y \left(\sqrt{1 - \frac{3}{\xi_c^2} \left(\frac{f_1}{f_c} \right)^2} - \frac{1}{\xi_c} \times \frac{f_1}{f_c} \right) \quad (16)$$

将式(13)和式(16)代入式(10)可以得到

$$N_u = A_c f_c \left(1 + \sqrt{\xi_c^2 - 3 \left(\frac{f_1}{f_c} \right)^2} + (k - 1) \frac{f_1}{f_c} \right) \quad (17)$$

由极值条件 $dN_u / df_1 = 0$ 建立方程, 可以得到

$$f_1 = \frac{\xi_c(k - 1)}{\sqrt{9 + 3(k - 1)^2}} f_c \quad (18)$$

将式(18)代入(17)可以得到

$$N_u = A_c f_c \left(1 + \xi_c \sqrt{\frac{3 + (k - 1)^2}{3}} \right) \quad (19)$$

本文对圆钢管自密实再生混凝土短柱的轴压试验数据进行统计分析后得到 $k = 2.5$, 则式(19)可简化为

$$N_u = A_c f_c \left(1 + \frac{\sqrt{7}}{2} \xi_c \right) \quad (20)$$

蔡绍怀公式和本文公式的计算结果见表 4。由表 4 可知, 本文公式的计算结果与试验结果吻合良好, 而蔡绍怀公式的计算结果比试验结果高 24% 左右。因此, 本文公式能准确地计算圆钢管自密实再生混凝土短柱的轴压承载力。

表 4 轴压承载力(极限平衡理论)

试件	承载力	蔡绍怀公式		本文公式	
	N_u / kN	N_{u4} / kN	N_{u4} / N_u	N_{u5} / kN	N_{u5} / N_u
CA-4-0	3 035	3 859	1.271	3 260	1.074
CA-5-0	3 342	4 138	1.238	3 431	1.027
CA-6-0	3 578	4 472	1.250	3 639	1.017
CA-4-1	3 128	3 750	1.199	3 151	1.007
CA-5-1	3 311	4 030	1.217	3 324	1.004
CA-6-1	3 427	4 367	1.274	3 534	1.031
CA-4-2	2 989	3 595	1.203	2 996	1.002
CA-5-2	3 191	3 878	1.215	3 171	0.994
CA-6-2	3 335	4 217	1.264	3 384	1.015
均值			1.237		1.019
标准差			0.030		0.024
变异系数			0.024		0.024

3 偏压承载力计算方法研究

蔡绍怀通过统计分析大量试验数据, 将轴力-弯矩相关曲线简化为双折线形式, 引入考虑偏心率影响的承载力折减系数^[9], 建议采用如下公式计算圆钢管混凝土偏压短柱的极限承载力。

$$N = \varphi_e N_u \quad (21)$$

$$\varphi_e = \begin{cases} \frac{1}{1 + 1.85(e/r_c)} & e/r_c \leq 1.55 \\ \frac{0.4}{e/r_c} & e/r_c > 1.55 \end{cases} \quad (22)$$

式中: N 为钢管混凝土的偏压承载力, MPa; N_u 为钢管混凝土的轴压承载力, MPa; e 为偏心距, mm; r_c 为混凝土的横截面半径, mm; φ_e 为承载力折减系数。钢管混凝土的轴压承载力可采用钟善桐建议的公式计算。

根据圆钢管自密实再生混凝土短柱的偏压试验数据对蔡绍怀建议的计算公式进行修正, 由于偏压试验数据均属于 $e/r_c \leq 1.55$ 的情况, 本文仅针对 $e/r_c \leq 1.55$ 时的计算公式进行了修正, 提出圆钢管自密实再生混凝土短柱的偏压承载力折减系数计算公式。

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1.68(e/r_c)} \quad e/r_c \leq 1.55 \quad (23)$$

本文公式和蔡绍怀公式的计算结果如表 5 所示。由表 5 可知, 本文公式的计算结果与试验结果吻合良好, 蔡绍怀公式的计算结果比试验结果低 3.5% 左右, 但处于可接受的误差范围内。因此, 蔡绍怀公式和本文公式均能准确地计算圆钢管自密实再生混凝土短柱的偏压承载力, 但是本文公式的计算精度较高。

表 5 偏压承载力

试件	承载力	蔡绍怀公式		本文公式	
	N/kN	N_1/kN	N_1/N	N_2/kN	N_2/N
CE-4-0-2	2 320	2 384	1.027	2 446	1.054
CE-4-1-2	2 303	2 271	0.986	2 330	1.012
CE-4-2-2	2 280	2 134	0.936	2 190	0.960
CE-5-2-2	2 378	2 253	0.947	2 312	0.972
CE-6-2-2	2 479	2 395	0.966	2 458	0.992
CE-4-0-4	1 927	1 866	0.968	1 944	1.009
CE-4-1-4	1 869	1 778	0.951	1 852	0.991
CE-4-2-4	1 786	1 670	0.935	1 740	0.974
CE-5-2-4	1 921	1 761	0.917	1 835	0.955
CE-6-2-4	2 018	1 869	0.926	1 948	0.965
CE-4-0-6	1 465	1 533	1.046	1 612	1.101
CE-4-1-6	1 443	1 461	1.012	1 536	1.065
CE-4-2-6	1 385	1 372	0.991	1 443	1.042
CE-5-2-6	1 544	1 445	0.936	1 520	0.985
CE-6-2-6	1 662	1 533	0.922	1 613	0.970
均值			0.965		1.003
标准差			0.040		0.044
变异系数			0.041		0.044

4 结语

本文对不同再生骨料替代率的圆钢管自密实再生混凝土短柱在轴压和偏压状态下的极限承载力进行了研究,基于统一理论和极限平衡理论提出了相应的轴压承载力计算公式,基于经验系数法提出了偏压承载力的计算公式。对于不同再生骨料替代率的圆钢管自密实再生混凝土轴压短柱,本文公式、钟善桐公式和韩林海公式均能准确地计算其轴压承载力,但本文公式的计算精度较高,而蔡绍怀公式偏于不安全。对于不同再生骨料替代率的圆钢管自密实再生混凝土偏压短

柱,本文公式和蔡绍怀公式均能准确地计算其偏压承载力,但本文公式的计算精度较高。

参 考 文 献

[1] 陈宗平,何天瑞,徐金俊,等. 钢管再生混凝土柱轴压性能及承载力计算[J]. 广西大学学报(自然科学版),2015,40(4):897-907.

[2] 陈宗平,张士前,王妮,等. 钢管再生混凝土轴压短柱受力性能的试验与理论分析[J]. 工程力学,2013,30(4):107-114.

[3] 王庆利,张旭,王月,等. 钢管自密实混凝土轴压构件的静力性能试验[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版),2011,27(5):866-874.

[4] 韩帅,李秋义,张修勤,等. 再生粗骨料品质和取代率对再生混凝土收缩性能的影响[J]. 铁道建筑,2015(11):142-146.

[5] 钟善桐. 钢管混凝土统一理论[J]. 哈尔滨建筑工程学院学报,1994,27(6):21-27.

[6] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 3rd. 北京:清华大学出版社,2003.

[7] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践[M]. 北京:科学出版社,2004.

[8] 韩林海,杨有福. 现代钢管混凝土结构技术[M]. 2 版. 北京:中国建筑工业出版社,2007.

[9] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构[M]. 北京:人民交通出版社,2003.

[10] 蔡绍怀,焦占拴. 钢管混凝土短柱的基本性能和强度计算[J]. 建筑结构学报,1984,15(6):13-29.

Calculation Method of Bearing Capacity for Self-compacting Recycled Concrete-filled Steel-Tube Short Column

XIANG Xingyun, ZHAO Renda, LIU Yang

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract The aggregate size of the self-compacting recycled concrete is smaller than that of the ordinary concrete, and the properties of the recycled aggregate is lower than those of the natural aggregate. Therefore, the bearing capacity of the self-compacting recycled concrete-filled steel-tube stub columns are different from ordinary concrete filled steel-tube stub columns. The applicability of the existing formulas for calculating the axial and eccentric bearing capacity of the concrete-filled steel-tube stub columns was studied in this paper. Based on the unified theory and the limit equilibrium theory, the empirical formulas for predicting the axial bearing capacity of the self-compacting recycled concrete-filled steel-tube stub columns were suggested respectively, and the empirical formulas for predicting the eccentric bearing capacity of the self-compacting recycled concrete-filled steel-tube stub columns were also suggested based on the empirical coefficient method. The analytical results indicate that the empirical formulas presented in this paper can predict the axial and eccentric bearing capacity of the self-compacting recycled concrete-filled steel-tube stub columns accurately.

Key words Concrete-filled steel-tube; Self-compacting recycled concrete; Theoretical analysis; Axial compression; Eccentric compression; Bearing capacity

(责任编辑 郑冰)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0038-04

预应力混凝土梁桥受火灾后快速评定及修复技术研究

周成才¹, 伍建强², 程 功¹

(1. 云南第二公路桥梁工程有限公司, 云南 昆明 650205; 2. 江西省交通科学研究所, 江西 南昌 330038)

摘 要 一混凝土梁桥受大火烧损, 损坏严重。文中给出该桥损伤检测内容及快速评定方法(基于频率校验系数法)。快速评定方法准确给出6个损伤等级。火灾后的主要损伤形式为混凝土表面爆裂、钢筋弹性模量降低、结构承载力降低。根据桥梁受损状态给出相应的快速修复方法, 对类似桥梁受火灾后快速评定及修复具有参考价值。

关键词 预应力混凝土桥梁; 火灾; 频率校验系数法; 快速评定; 修复

中图分类号 U445.7⁺5 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.09

1 工程概况

受灾大桥全长3 800 m, 宽30 m, 双向6车道, 于2008年通车。主桥为钢管混凝土系杆拱, 东西岸引桥采用30 m跨预应力混凝土连续箱梁, 梁高为1.8 m, 采用8跨一联, 连续梁桥面宽度均为30 m, 单幅主梁采用单箱四室截面, 箱梁混凝土采用C50混凝土。下部结构桥墩采用V形墩, 基础为4根1.2 m直径的钻孔桩接厚度为2.0 m的承台。

2014年9月20日, 该桥下一报废公交车辆集中停放场发生火灾。火灾造成西岸引桥30 m预应力混凝土连续箱梁部分跨段梁体大面积混凝土剥落, 钢筋外露, 局部预应力钢束波纹管外露, 桥面通行存在巨大的安全隐患。

2 火灾损毁桥梁检测内容

- 1) 桥梁外观缺陷检测: 确定桥梁过火范围、程度, 检测过火后结构受损范围及程度;
- 2) 桥面(梁底)线形测量检测: 过火段梁体下挠及翼板下挠情况;
- 3) 检查过火段支座、墩柱损坏情况;
- 4) 混凝土回弹测试: 实测各构件混凝土强度及变化情况判断混凝土损伤的范围;
- 5) 保护层厚度检测: 检测未剥落区域有效混凝土保护层厚度;
- 6) 混凝土碳化深度检测: 检测高温后混凝土中游

离碱热分解, 使混凝土中性化情况;

7) 截取混凝土剥落钢筋外露段, 检测其抗拉强度、屈服强度、伸长率等力学性能的变化情况。

3 火灾损毁桥梁检测结果

3.1 桥梁损伤状况

经检测过火段梁体损伤较为严重。箱梁翼板、腹板混凝土保护层大面积剥落(最大剥落厚度约6 cm)、破损且大面积露筋; 主筋与混凝土黏结力严重破坏, 致使结构承载力严重损伤; 箱梁跨中处底板7根预应力波纹管外露, 外露段长度为2~8 m。桥梁的损毁状况见图1, 图中损伤级别对应的损伤特征见表1。

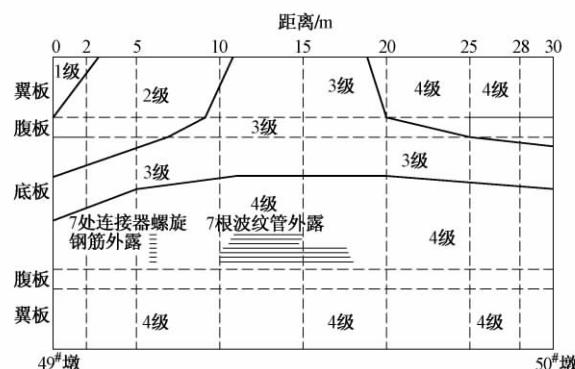


图1 桥梁的损毁状况

3.2 桥面线形、梁底线形检测

采用免棱镜全站仪进行检测。梁底线形检测的桥跨数按过火段桥跨及相邻两跨计3跨, 每5 m一个断面。每断面7个测点: 两翼板悬臂端及悬臂根部、底板两侧及底板中心线。藉以推求各梁跨下挠及翼板、悬臂端下挠情况, 检测数据表明各跨梁体未发现异常下挠现象。桥面线形检测的桥跨数按过火段桥跨及相邻

收稿日期: 2016-10-10; 修回日期: 2016-11-11

作者简介: 周成才(1984—), 男, 工程师。

E-mail: 58396194@qq.com

表1 混凝土桥梁损伤等级

损伤级别	损伤特征描述
0级	人工能擦除混凝土表面熏黑痕迹,混凝土表面光洁
1级	热能扩散未使混凝土表面产生明显缺陷;人工能擦除混凝土表面熏黑痕迹,混凝土表面无明显开裂、边角破损,没有因火灾造成的其他热损伤
2级	混凝土表面擦拭后有黑烟或轻微黑点或麻点,个别区域表面产生细小但不是很密集网状龟裂现象,边角有混凝土剥落,局部钢筋外露;表面损伤较轻,结构本身完好;钢筋及混凝土结构耐久性损伤很小
3级	火焰直接灼烧混凝土;表面呈黑色,清洗后呈灰白色;混凝土表面产生密集网状龟裂,局部有爆裂破损现象;混凝土保护层胶结疏松,混凝土剥落厚度<3.5 cm;钢筋和混凝土出现比较严重的耐久性损伤
4级	火焰集中区或高温集中区(残留物的正上方)混凝土,混凝土表面密集网状龟裂,有爆裂现象;同时出现混凝土保护层大面积剥落、破损,混凝土剥落厚度>3.5 cm,钢筋外露

两跨计3跨,每5 m一个断面。检测人行道外边缘,人行道内边缘,行车道外边缘,行车道内边缘,外翼板根部对应处桥面位置,箱梁纵向中心线对应处桥面位置,内翼板根部对应处桥面位置各点的下挠情况,检测数据表明桥面未发现异常下挠现象。

3.3 支座、墩柱损坏情况

检测过程中发现,经过多年的运营,各墩顶支座钢构件均有锈蚀现象出现。其中过火段墩顶支座受火灾高温影响局部锈蚀层剥落,支座防锈漆已烧完,说明火灾时该处支座处温度超过600℃。根据实测结果过火段墩顶支座实测高度较设计值矮3~5 mm,支座经高温烘烤,将加剧老化。因此,对受火灾影响的各墩盆式橡胶支座应尽快予以更换。

过火段墩柱混凝土保护层大面积剥落,剥落厚度约6 cm,墩柱受灼烧后混凝土出现疏松现象。

3.4 混凝土强度、碳化深度

国内外大量的试验研究表明^[1-5]:高温下混凝土强度随温度升高逐渐降低。过火段主梁梁底混凝土强度(采用回弹法与钻芯法结合)折减系数为0.88~0.97,检测结果表明过火段主梁混凝土强度及测试的碳化深度正常。

3.5 钢筋性能检测

预应力混凝土连续箱梁在受火过程中易出现爆裂现象,爆裂发生后混凝土剥落面成为受火面,从而导致混凝土内温度场的变化。对主梁底板局部波纹管露出段而言,混凝土爆裂后波纹管直接受火灼烧,使波纹管内部的钢绞线温度升高,从而造成较大的预应力损失。

对箱梁翼板部分钢筋取样并进行力学性能试验,其试验结果见表2。3个试件的抗拉强度与屈服强度

均满足《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》(GB 1499—2007) 6.3条钢筋力学性能要求。

表2 过火段钢筋力学性能

试件编号	级别	直径/mm	抗拉强度/MPa	屈服强度/MPa	断后伸长率/%
1	HRB335	12	462	319	33
2	HRB335	12	467	317	33
3	HRB335	12	459	317	35

4 火灾损毁桥梁快速评定方法

4.1 基于频率校验系数法

桥梁结构评定方法有很多种,能够通过现场试验采集数据的方法主要有静力法和动力法。静力法主要是荷载试验法,动力法主要有动力系数法和基于频率校验系数法。由于荷载试验法和动力系数法均需要通过重车对桥梁进行试验,新桥评定中采用较多,对于受灾损毁桥梁不一定适用。基于频率校验系数法是对桥梁在自然脉动下(无需重车等强迫振动源)的结构本身的动态测试,特别适用于受灾损毁桥梁评定,且速度快。

由于结构挠度和频率都可以表示为结构刚度的函数,那么通过刚度转换即可建立挠度校验系数与频率校验系数之间的关系。

由于频率是整体结构的属性,而挠度则反映各控制截面的变形,为了统一比较,以最不利挠度校验系数作参数,建立频率校验系数与挠度校验系数之间的关系,会导致实测结果与理论结果之间存在差异,且结构挠度对应于结构的静刚度,而频率对应于结构的动刚度。相关文献研究表明,结构动刚度与静刚度之间存在差异,这种差异导致理论频率校验系数与实测频率校验系数之间的差异^[6-8]。为了消除以上因素对频率校验系数的影响,以实际工程中152座桥梁(主要为简支梁桥及连续梁桥)为样本空间,分析实测数据,并分别与理论计算结果比较,得到挠度校验系数和频率校验系数,建立挠度校验系数与频率校验系数之间的回归曲线,见图2。回归公式如下

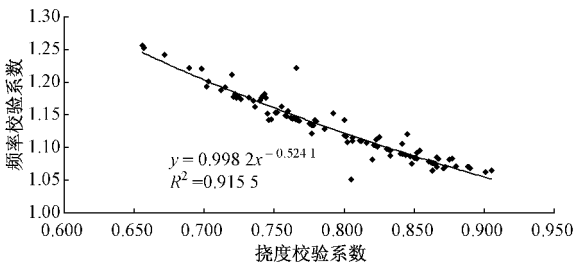


图2 频率与挠度校验系数关系回归曲线

$$\eta_{\omega} = 0.998 2 \eta_f^{-0.524 1}$$

式中: η_{ω} 为频率校验系数; η_f 为挠度校验系数。利用上述回归公式, 按挠度校验系数 1.00, 1.05, 1.10, 1.15, 1.20 求得频率校验系数对应值, 见表 3。

表 3 频率与挠度校验系数的关系

评定标度	1	2	3	4	5
η_f	1.00	1.05	1.10	1.20	1.50
η_{ω}	0.998	0.973	0.950	0.907	0.807

利用表 3, 按挠度校验系数 η_f 及频率校验系数 η_{ω} 对桥梁现状的损伤程度进行定义, 分成 6 个等级: ①完好状态, $\eta_f < 1.00$, $\eta_{\omega} > 0.998$, 评定标度为 1; ②临界损伤状态, $1.00 \leq \eta_f < 1.05$, $0.973 < \eta_{\omega} \leq 0.998$, 评定标度为 2, 桥梁现状仍处于较好状态, 但可能存在轻微损伤, 不需维修; ③轻微损伤, $1.05 \leq \eta_f < 1.10$, $0.950 < \eta_{\omega} \leq 0.973$, 评定标度为 3, 应进行定期检测(养护)或小修(桥梁承载力降低 $< 5\%$); ④中度损伤, $1.10 \leq \eta_f < 1.20$, $0.907 < \eta_{\omega} \leq 0.950$, 评定标度为 4, 桥梁承载力降低 10% 左右, 对桥梁应进行中修; ⑤严重损伤, $1.20 \leq \eta_f < 1.50$, $0.807 < \eta_{\omega} \leq 0.907$, 评定标度为 5, 桥梁承载力降低 20% 左右, 对桥梁应降低荷载等级使用, 并进行大修; ⑥危桥, $\eta_f \geq 1.50$, $\eta_{\omega} \leq 0.807$, 桥梁处于危险状态(桥梁承载力降低大于 50%), 已不能使用。

4.2 动载试验测试

在桥面无任何交通荷载以及桥梁附近无规则振源的情况下, 测定桥跨结构由于桥址处风荷载、地脉动、水流等随机荷载激励而引起的桥跨结构微幅振动响应。脉动试验主要测记桥跨结构测点振动加速度, 在试验跨跨中布置竖向振动传感器。

本次脉动试验为减小外界对大桥周围环境的干扰, 在进行脉动实验时中断一切交通, 包括行人。

该桥为中度损伤, 即 $1.10 \leq \eta_f < 1.20$, $0.907 < \eta_{\omega} \leq 0.950$, 评定标度为 4, 桥梁承载力降低 10% 左右, 对桥梁应进行中修。

5 桥梁受火灾主要损伤形式及修复措施

5.1 主要损伤形式

在对遭受火灾后的桥跨进行损伤状况检测和分析后可得出以下桥梁主要损伤形式:

1) 表层混凝土爆裂剥落、甚至钢筋裸露, 梁底易出现受拉裂缝, 截面损失大, 抗弯刚度减小。

2) 钢筋的弹性模量降低, 钢筋与混凝土的黏结力降低, 预应力损失较大。

3) 结构耐久性及承载能力明显降低。

4) 盆式支座钢构件均存在不同程度的锈蚀现象, 支座经高温烘烤, 将加剧老化。

5.2 快速修复措施

桥梁火灾后加固的根本原则^[9-13]: 结构安全系数不降低, 对结构耐久性有加强措施, 外观平整美观。根据现场检测实际状况, 制定以下加固措施:

1) 修复加固设计时要尽量保证加固结构能与原结构协同工作。

2) 维修加固前要彻底凿除烧疏的混凝土, 以免影响加固效果。

3) 应充分考虑受火段梁体内预应力束有效预应力损失影响因素的复杂性, 综合确定维修加固方案, 以防加固过度。

4) 对受火灾影响的盆式橡胶支座予以更换。

5) 修复烧毁的中央分隔带盖板、过桥管线、桥面排水系统等。

6) 火灾影响范围内混凝土结构应采取措施恢复结构的耐久性。应及时对受损结构进行加固补强, 防止结构状况进一步恶化。主梁具体修复措施如下:

①翼板 3, 4 级损伤区域将底层钢筋网固定, 固定采用植筋方案, 植筋数量按 45×45 间距布设, 然后喷涂平均厚度为 6 cm 的聚合物砂浆; ②底板 3, 4 级损伤区域将底层钢筋网固定, 固定采用植筋方案, 植筋数量按 45×45 间距布设, 然后喷涂平均厚度为 4 cm 的聚合物砂浆; ③2 级损伤区域在疏松层清除后采用聚合物砂浆修复; ④腹板仅局部露筋, 在疏松层清除后采用平均厚度为 2 cm 的聚合物砂浆修复。

6 结论

1) 桥梁火灾后发展检测技术可评判桥梁现状。

2) 基于频率校验系数法可采用无交通荷载或轻荷载试验对桥梁现状快速测试、评定, 该方法不会增加桥梁损伤, 非常适合如火灾等损毁桥梁的快速检测及评定。

3) 火灾后桥梁损毁形式通常是表层混凝土爆裂、预应力损失, 致使结构耐久性及承载能力明显降低。

4) 修复加固设计时要尽量保证加固结构能与原结构协同工作, 主要是彻底凿除烧疏的混凝土, 应充分考虑受火段梁体内预应力束有效预应力损失影响因素的复杂性, 综合确定维修加固方案, 以防加固过度; 应及时对受损结构进行加固补强, 防止结构状况进一步恶化。

参 考 文 献

[1] 朱伯龙, 陆洲导, 胡克旭. 高温(火灾)下混凝土与钢筋的

- 本构关系[J]. 四川建筑科学研究, 1990(1): 37-43.
- [2] 钮宏, 陆洲导, 陈磊. 高温下钢筋与混凝土本构关系的试验研究[J]. 同济大学学报, 1990, 18(3): 287-297.
- [3] 马忠诚. 火灾后钢筋混凝土结构损伤评估与抗震修复[D]. 哈尔滨: 哈尔滨建筑大学, 1997.
- [4] 吴波. 火灾后钢筋混凝土结构的力学性能[M]. 北京: 科学出版社, 2003.
- [5] 李世安. 火灾过程预应力混凝土梁桥力学性能分析及灾后评价方法[D]. 西安: 长安大学, 2012.
- [6] REN W X, ROECK G D. Structural Damage Identification Using Modal Data. II: Test Verification[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(1): 96-104.
- [7] NDAMBJ J M, VANTOMME J H. Damage Assessment in Reinforced Concrete Beams Using Eigen Frequencies and Mode Shape Derivatives[J]. Engineering Structures, 2002, 24(5): 501-515.
- [8] 曹文, 张三峰, 傅贤超, 等. 混凝土桥梁防火设计初步探讨[J]. 铁道建筑, 2015(2): 39-42.
- [9] 郑继光, 王兴, 刘忠国. 意外火灾对预应力混凝土桥梁结构的损伤分析[J]. 北方交通, 2012(12): 54-57.
- [10] 殷涛. 高寒地区铁路地道桥火灾烧损后性能研究与加固技术[J]. 铁道建筑, 2014(10): 8-12.
- [11] 伍建强, 范秋华, 钟红霞. 立交桥在重型车辆撞击下损伤评定及快速抢修加固技术[J]. 公路, 2013(5): 43-45.
- [12] 田盛丰, 康天鉴. 桥梁抢修决策系统的设计[J]. 铁道学报, 1996, 18(3): 86-91.
- [13] 滕涛. 快速修补技术在高速公路桥梁病害维修中的应用[J]. 华东公路, 2008(3): 91-94.

Research on Post-fire Rapid Assessment and Repair Technology of Prestressed Concrete Girder Bridge

ZHOU Chengcai¹, WU Jianqiang², CHENG Gong¹

(1. Yunnan Second Road and Bridge Engineering Co., Ltd., Kunming Yunnan 650205, China;

2. Jiangxi Research Institute of Communications, Nanchang Jiangxi 330038, China)

Abstract Prestressed concrete bridge by the fire burning was damaged severely. The damage detection of the bridge and the method of rapid assessment(based on frequency check coefficient) were put forward in this paper. The rapid assessment method was given for six damage grades. The main damage forms after fire included that concrete surface crack, decrease of steel elastic modulus and structural bearing capacity. According to the damage state of the bridge, the corresponding rapid repair methods were given. It can offer reference value for similar bridges after fire.

Key words Prestressed concrete bridge; Fire; Frequency check coefficient method; Rapid assessment; Repair

(责任审编 赵其文)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0042-03

高速公路桥墩基础灾后工作状态检测与评估

张 勇

(中国铁道科学研究院, 北京 100081)

摘 要 桥墩基础工作状态检测与评估一直是工程技术人员面临的一个难题。本文以一受灾的高速公路桥墩基础为研究对象, 根据桥墩基础灾后最终状态及处治情况, 采用无损检测和仿真计算的方法, 对桥墩基础灾后和灾害处治过程中的受力状态进行了分析。无损检测结果与仿真计算结果基本一致, 且探查结果表明检测评估结果与实际情况基本吻合。

关键词 高速公路; 桥墩基础; 灾后状态; 检测评估; 无损检测; 仿真计算; 裂缝

中图分类号 U445.7 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.10

1 工程概况

一高速公路桥梁全桥共 2 联, 第 1 联采用 4×40 m 预应力混凝土 T 梁, 第 2 联采用 3×30 m 预应力混凝土箱梁。上部结构均为先简支后结构连续体系。1[#]桥墩为双柱式墩, 桩基础。桩基直径 2.2 m, 长度 50 m。立柱直径 2.0 m, 高度 36.879 m 或 37.068 m。由于该桥临近路基挖方施工段, 山体陡坡弃土造成 0[#]台山体塌方, 1[#]桥墩处原设计弃土至底系梁, 山体塌方后实际弃土到第 2 道中系梁, 弃土较原设计高约 17 m, 见图 1。山体塌方时桥墩盖梁已经施工完毕, 梁体尚未架设。

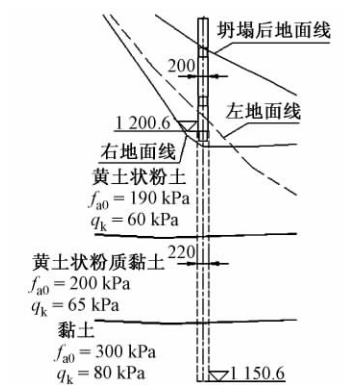


图 1 1[#]桥墩弃土位置 (尺寸单位: cm; 高程单位: m)

由于 1[#]桥墩顺桥向两侧土体的不平衡土压力作用, 致使 1[#]桥墩立柱及盖梁发生偏移, 实测盖梁顶面中心向 2[#]桥墩方向偏移 22 cm。塌方发生后, 施工单位对桥墩基础进行了纠偏。首先将塌方土体清除至原

设计地面线, 以消除立柱弹性变形, 实测盖梁顶面中心往 0[#]桥台方向复位 10 cm; 其次采用钢丝及滑轮组牵引盖梁上部, 牵引力为 200 kN, 同时在底系梁与桩顶相交处施加 150 kN 顶推力向 0[#]桥台方向同步顶推, 直至盖梁及桥墩全部复位; 最后将底系梁进行了扩大, 扩大后底系梁横向宽度为 12.5 m, 顺桥向宽度为 4.0 m, 竖向高度为 3.9 m, 待扩大的底系梁混凝土达到强度后松开盖梁处牵引钢丝绳, 监测发现立柱未再次出现偏位。

本文以 1[#]桥墩为研究对象, 采取现场实测及仿真计算的方法^[1-3], 对塌方时及纠偏过程中桥墩的受力状态进行分析, 为该桥墩状态评估及加固处理提供技术支持, 为同类结构的检测和评估提供借鉴。

2 现场实测

2.1 外观检查

根据塌方后堆土的位置以及墩侧土开挖清除的情况, 外观检查范围定为自扩大后的底系梁顶面至第 2 道中系梁约 17 m 高范围, 主要了解该部分墩柱表面、横梁病害。外观检查发现, 检查范围内墩柱存在环向裂缝 (见图 2)。裂缝位于墩柱第 1 跨、第 2 跨侧面中心处, 其中外侧墩柱裂缝明显较内侧墩柱严重, 最大裂缝宽 0.56 mm。第 1 跨侧墩柱裂缝应由塌方引发的不平衡土压力产生, 第 2 跨侧墩柱裂缝应由纠偏过程中施加的外力产生。第 1 道中横梁靠近墩柱处均存在侧面竖向裂缝及顶面 (或底面) 横向裂缝 (见图 3), 其中靠近内侧墩柱裂缝最大宽度达 1.6 mm。

2.2 基桩完整性低应变检测

由于桥墩墩柱及盖梁已经施工完毕, 无法按常规方法进行桩基完整性检测。现场采取沿墩柱周边向桩

收稿日期: 2016-11-06; 修回日期: 2016-12-10

作者简介: 张勇 (1979—), 男, 副研究员, 硕士。

E-mail: kldr_ql@126.com



图2 墩柱环向裂缝



图3 第1道中横梁顶面横向裂缝

顶取芯的方法布置测点,取芯深度为桩顶下50~100 cm。此外,为便于对比分析,选取未出现墩柱偏移的桩基进行了检测。桩基完整性低应变实测结果见图4。可知,1[#]墩内侧基桩桩身存在缺陷信号,裂缝位于桩顶以下约5.5 m,桩底信号相对明显;外侧基桩桩身存在明显缺陷,缺陷位于桩顶以下约6.5 m,较内侧基桩严重,桩底信号相对较弱。

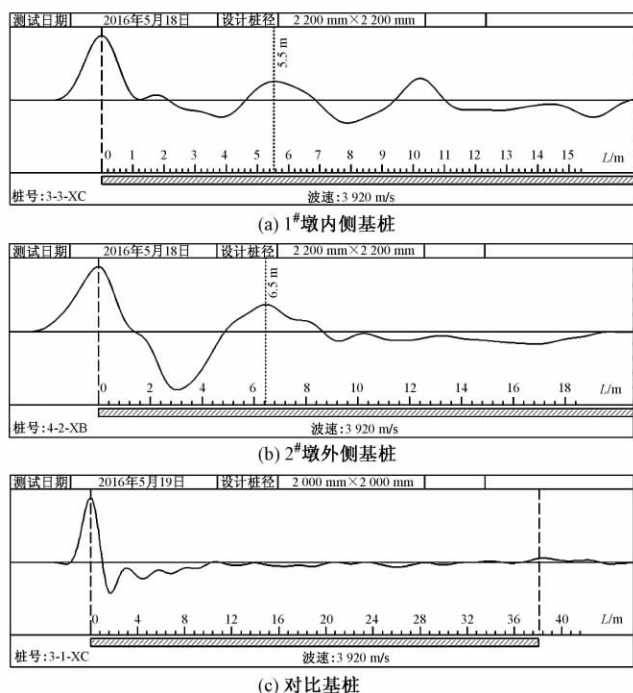


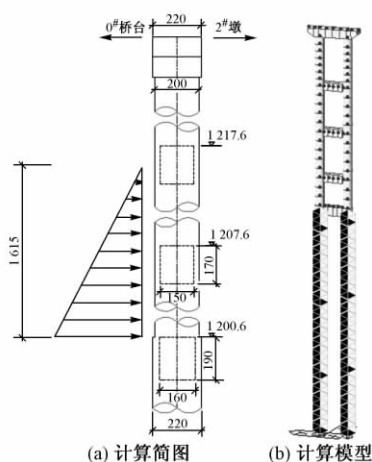
图4 基桩完整性低应变实测结果

3 仿真分析

从设计文件可知,1[#]桥墩处的土层由上而下为:黄土状粉土,厚度21.36 m;黄土状粉质黏土,厚度

17.54 m;黏土,至桩底厚度11.10 m。由于缺乏土层的详细地质资料,桩土相互作用根据《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)按 m 法考虑^[5],非岩石地基水平向抗力系数的比例系数 $m=5\,000\text{ kN/m}^4$ 。

塌方土体对墩柱的侧压力按主动土压力考虑,计算时不考虑土的冲击作用。0[#]桥台侧计算土层高度为16.15 m,外侧墩柱考虑坍塌土体的不平衡侧压力作用。土体坍塌后1[#]桥墩墩柱计算简图及计算模型如图5所示。假定底系梁以上墩柱靠第2跨侧土体较为松散,不提供顺桥向支撑。

图5 1[#]桥墩墩柱计算简图及计算模型
(尺寸单位:cm;高程单位:m)

3.1 塌方后桥墩基础受力分析

计算结果表明,盖梁中部顶面纵向位移为22.2 cm,内外侧盖梁端部顶面纵向位移分别为20.4,23.9 cm,内外侧盖梁端部位移差为3.5 cm。外侧桩基在桩顶下6.0 m左右弯矩最大,内侧桩基在桩顶下1.0 m左右弯矩最大,同时第1道中横梁在横梁与墩柱交接处弯矩较大,该处现场检查存在开裂现象。此外,按不开裂截面进行计算,塌方后桩基截面应力已经超过混凝土抗拉强度,基桩在最大弯矩点处存在开裂的可能性^[6]。加固时施工单位对基桩进行了开挖,开挖结果显示桩顶下5.5 m左右基桩存在开裂现象,见图6。

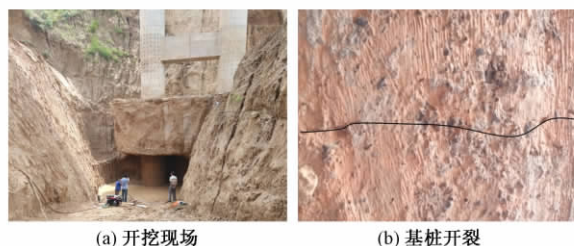


图6 基桩开挖探查

3.2 纠偏过程中桥墩基础受力分析

计算结果显示,盖梁中部顶面纵向位移为 13.9 cm,内侧盖梁端部顶面纵向位移为 13.8 cm,外侧盖梁端部顶面纵向位移为 14.0 cm。基桩在桩顶下约 4.0 m 弯矩最大,墩柱在柱底弯矩最大。此外,纠偏力作用下基桩及墩柱底面应力已经超过混凝土抗拉强度,基桩及墩柱在最大弯矩点处存在开裂的可能性^[7-8]。

4 结语

桥墩基础在灾害过程中的受力行为难以准确模拟,但其受灾后的最终工作状态可以通过检测和仿真计算的方法进行分析。本文检测评估结果表明,无损检测及仿真计算结果基本一致,且桥墩基础开挖后的探查表明检测评估结果与实际情况基本吻合。这对类似结构的灾后检测评估具有借鉴意义。

参 考 文 献

- [1] 王强,刘仰韶,邓桂萍. 某受撞击桥墩工作性能的评估[J]. 广东公路交通,2005(3): 26-30.
- [2] 张文浩,王睿,罗文林,等. 混凝土桥墩火损后评估分析[J]. 江苏交通科技,2011(2): 18-21.
- [3] 王树栋,郑亚宏,舒森,等. 低应变法在桩基浅部缺陷检测中的应用[J]. 路基工程,2011(1): 146-149.
- [4] 中华人民共和国建设部. JGJ 106—2003 建筑基桩检测技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社,2003.
- [5] 中华人民共和国交通部. JTG D63—2007 公路桥涵地基与基础设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社,2007.
- [6] 陆本燕,刘伯权,刘鸣,等. 钢筋混凝土桥墩性能指标量化研究[J]. 中国公路学报,2010,23(6): 49-55.
- [7] 杨仁浩. 灾后高桩码头桩基础检测评估及修复加固[J]. 工程抗震与加固改造,2014,36(5): 119-125.
- [8] 李权福,王振卿,刘建磊. 动刚度法在既有桥梁桩基础状态评估中的应用研究[J]. 铁道建筑,2014(5): 27-30.

Post-disaster Inspection and Assessment of Working Condition of Expressway Bridge Pier Foundation

ZHANG Yong

(China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract Inspection and assessment for working condition of bridge pier foundation is a difficult problem faced by engineers and technicians. A certain pier foundation post-disaster was cited as an example and studied in this paper. According to the final state of bridge pier foundation post-disaster and its treatment situation, by using the method of non-destructive test and numerical simulation, the mechanics state of the bridge pier foundation post-disaster and during disaster treatment process were analyzed. The results of non-destructive testing are basically agree with the results of numerical simulation. The assessment results are basically consistent with the actual situation.

Key words Expressway; Bridge pier foundation; Post-disaster state; Inspection and assessment; Non-destructive test; Numerical simulation; Crack

(责任编辑 李付军)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0045-03

铁路嵌岩桩嵌岩深度研究

赵延波

(兰州铁道设计院有限公司, 甘肃 兰州 730000)

摘要 嵌岩桩因其具有承载力高、沉降小、受力明确、群桩效应低的特点而在工程中得到了广泛的应用。嵌岩深度是嵌岩桩设计中的核心问题,不同的设计规范对嵌岩桩嵌岩深度的规定不尽相同。文章分析了几种规范对嵌岩深度的规定,通过实例计算说明:规范中所规定的嵌岩深度偏于保守,在设计中应当考虑土的弹性抗力对嵌岩深度的影响。

关键词 桥梁基础; 嵌岩桩; 数值计算; 嵌岩深度; 弹性抗力

中图分类号 TU473.1+2 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.11

桩端嵌入微风化岩或新鲜基岩中的桩称之为嵌岩桩,在我国已被广泛应用于铁路、公路、建筑等工程领域^[1]。嵌岩桩的嵌岩深度是设计师们最为关心的一个问题,各类规范对于嵌岩深度的规定也不一致,而且在不同的设计部门,为了简化设计,各大设计院对嵌岩深度一般都有自己的设计原则。诸如,有的规定为 d ,有的规定为 $2d$ (d 为桩径)等等,不尽相同。

本文基于铁路规范嵌岩深度计算公式,分析了嵌岩桩设计中嵌岩深度的计算问题。

1 规范中关于嵌岩桩嵌岩深度的规定

1) 《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)^[2] 8.5.3条第3条注解:桩底进入持力层的深度,宜为桩身直径的1~3倍。在确定桩底进入持力层深度时,尚应考虑特殊土、岩溶以及震陷液化等影响。嵌岩灌注桩周边嵌入完整和较完整的未风化、微风化、中风化硬质岩体的最小深度,不宜 $<0.5\text{ m}$ 。

2) 《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)^[3] 3.3.3条第6条注解:对于嵌岩桩,嵌岩深度应综合荷载、上覆土层、基岩、桩径、桩长诸因素确定;对于嵌入倾斜的完整和较完整岩的全断面深度不宜小于 $0.4d$ 且不小于 0.5 m ,而倾斜度 $>30\%$ 的中风化岩,宜根据倾斜度及岩石完整性适当加大嵌岩深度;对于嵌入平整、完整的坚硬岩和较硬岩的深度不宜 $<0.2d$,且不应 $<0.2\text{ m}$ 。

3) 《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)^[4] 5.3.5条及《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5—2005)(以下简称《铁路地基规范》)^[4]

6.2.3条所规定的嵌岩深度除了符号有别之外,其余一致。铁路地基规范规定如下:

1) 圆形桩

$$h_1 = \sqrt{\frac{M}{0.066KRd}}$$

2) 矩形桩

$$h_1 = \sqrt{\frac{M}{0.083KRb}}$$

式中: h_1 为自桩下端锚固点算起的锚固需要深度,m; M 为桩下端锚固点处的弯矩, $\text{kN}\cdot\text{m}$; K 为根据岩层构造在水平方向的岩石容许压力换算系数, $0.5 \sim 1.0$; d 为钻孔直径,m; b 为垂直于弯矩作用平面桩的边长,m; R 为桩尖土的极限承载力, kPa 。

同时,文献[5]6.3.7条规定:嵌入新鲜岩面以下的钻(挖)孔灌注桩,其嵌入深度应根据计算确定,但不得 $<0.5\text{ m}$ 。

2 《铁路地基规范》嵌岩深度计算公式的推导

1) 圆形桩计算假定:①桩在嵌固深度 h_1 范围内的应力图形,假定按2个相等三角形变化;②桩侧压力分布不均匀,假定最大压力 p_{\max} 等于平均压应力 p 的1.27倍;③水平力 H 和桩端摩阻力对桩的影响略而不计。计算示意如图1,则有

$$p_{\max} = cKR$$

式中, c 为安全系数,采用0.5。

$$\begin{aligned} M &= \left(\frac{1}{2}p \times \frac{h_1}{2} \times d \right) \times \left(2 \times \frac{2}{3} \times \frac{h_1}{2} \right) \\ &= \frac{1}{6}ph_1^2d = \frac{1}{6} \times \frac{p_{\max}}{1.27} \times h_1^2d \\ &= \frac{1}{7.62}cKRh_1^2d \end{aligned}$$

收稿日期:2016-08-24;修回日期:2016-10-18

作者简介:赵延波(1984—),男,工程师。

E-mail: 476764960@qq.com

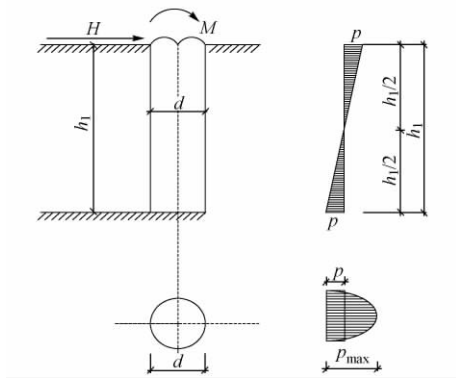


图 1 嵌岩深度计算示意

2) 矩形桩除 $p_{\max} = p$ 以外,其余同圆形桩。

$$\begin{aligned} M &= \left(\frac{1}{2}p \times \frac{h_1}{2} \times b \right) \times \left(2 \times \frac{2}{3} \times \frac{h_1}{2} \right) \\ &= \frac{1}{6}ph_1^2d = \frac{1}{6} \times 0.5KRh_1^2b \\ &= 0.083 \ 3KRh_1^2b \end{aligned}$$

3 《铁路规范》公式计算嵌岩深度的不足

1) 简化图示中只考虑了弯矩 M 的作用,未考虑桩顶水平力 H ,竖向力 N ,静力平衡条件不满足。

2) 简化图示中假定 h_1 范围内的应力分布为三角形,且作用点位于 $h_1/2$ 处,其前提条件是桩是绝对刚性的,但在实际工程中,由于地基条件的不同,并非所有的桩都是绝对刚性。

3) 未考虑钻孔底面承受挠曲力矩的影响,计算的深度偏于安全。

4 基于桩基稳定性的嵌岩深度计算新思路

在计算嵌岩深度时,一个核心的问题就是桩下端锚固点处弯矩 M 的计算。为了考虑全面,在计算时从桩基全阶段受力分析。从文献 [6] 可知土中任意深度 y 处桩身弯矩

$$M_y = \alpha EI (\alpha x_0 A_3 + \varphi_0 B_3) + M_0 C_3 + \frac{Q_0}{\alpha} D_3$$

式中: α 为土中桩的变形系数, $1/m$, 其值为 $\sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$; m 为水平地基系数的比例系数, kPa/m^2 ; b_0 为桩的计算宽度, m ; E 为桩的受弯弹性模量, kPa ; I 为横截面惯性矩, m^4 ; A_i, B_i, C_i, D_i 为 αy 的函数, 从附录表中可查; x_0 为地面或局部冲刷线处构件横向位移, $x_0 = Q_0 \delta_{QQ} + M_0 \delta_{QM}$; φ_0 为地面或局部冲刷线处构件转角, $\varphi_0 = -(Q_0 \delta_{MQ} + M_0 \delta_{MM})$; M_0 为地面或局部冲刷线处构件弯矩; Q_0 为地面或局部冲刷线处构件剪力; $\delta_{QQ}, \delta_{MQ}, \delta_{QM}, \delta_{MM}$ 均为桩的柔度, 计算公式如下

$$\delta_{QQ} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

$$\delta_{MQ} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

$$\delta_{QM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \frac{B_2 C_1 - B_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha EI} \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$$

5 算例

阿富准铁路一铁路桥为 13 孔 32 m 梁桥, 其中 5 号墩为嵌岩桩, 桩径 $\phi = 1.25$ m, 桩全长 8 m, 嵌岩部分深度为 3 m。地质情况如下: 0 ~ 1.5 m, 粉土, 稍密, 稍湿, II 级普通土; 1.5 ~ 5 m, 细角砾土, 潮湿-饱和, 中密, II 级普通土; 5 m 以下, 片麻岩, 弱风化, V 级次坚石, 极限抗压强度 $R = 10\ 000$ kPa。 h_m 深度范围内土层的平均地基系数的比例系数为 $50\ 000$ kPa/ m^2 , 岩石层破碎程度及清底情况为一般。桩基为 C30 混凝土, $E_c = 3 \times 10^7$ kPa, 桩设计由主 + 附控制, 单桩所受力为: 竖向力 $N = 4\ 303.2$ kN, 水平力 $H = 80$ kN, 弯矩 $M = 177.6$ kN·m, 具体如图 2 所示, 按照 2 种方式分别计算嵌岩深度。

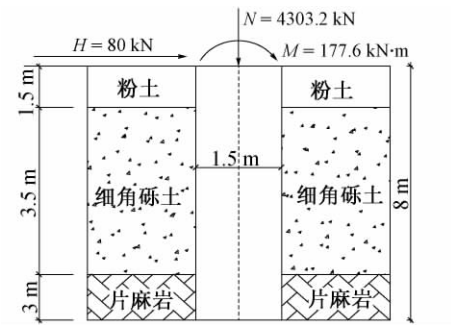


图 2 桩基受力示意

1) 考虑弹性抗力的嵌岩深度计算

$$E_c = 30 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = 0.120 \text{ m}^4$$

$$b_0 = 0.9 \times (1 + 1.25) = 2.025 \text{ m}$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} = 0.512$$

$$\alpha EI = 0.8 \alpha E_c I = 1.47 \times 10^6$$

$$\alpha^2 EI = 7.54 \times 10^5$$

$$\alpha^3 EI = 3.86 \times 10^5$$

$$\begin{aligned}\delta_{QQ} &= \frac{1}{\alpha^3 EI} \frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \\ &= 6.22 \times 10^{-6} \text{ m/kN} \\ \delta_{MQ} &= \frac{1}{\alpha^2 EI} \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \\ &= 2.12 \times 10^{-6} \text{ rad/kN}\end{aligned}$$

根据位移互等定理得

$$\delta_{QM} = 2.12 \times 10^{-6} \text{ m/(kN} \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned}\delta_{MM} &= \frac{1}{\alpha EI} \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \\ &= 1.176 \times 10^{-6} \text{ rad/(kN} \cdot \text{m)}\end{aligned}$$

$$x_0 = Q_0 \delta_{QQ} + M_0 \delta_{QM} = 874.11 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$\varphi_0 = - (Q_0 \delta_{MQ} + M_0 \delta_{MM}) = -0.0003786 \text{ rad}$$

则岩顶部的弯矩 $M_y = \alpha EI (\alpha x_0 A_3 + \varphi_0 B_3) + M_0 C_3 + Q_0 D_3 / \alpha = 659.2 A_3 - 557.6 B_3 + 177.6 C_3 + 156.2 D_3$, 令 $y = 5 \text{ m}$, 查表带入对应的系数值得 $M_y = 89.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 则

$$\begin{aligned}h_1 &= \sqrt{\frac{M}{0.066KRd}} \\ &= \sqrt{\frac{89.1}{0.066 \times 0.5 \times 10000 \times 1.25}} \\ &= 0.47 \approx 0.5 \text{ m}\end{aligned}$$

2) 基于规范的嵌岩深度计算

桩下端锚固点处的弯矩 $M = 177.6 + 80 \times 5 = 477.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 则

$$\begin{aligned}h_1 &= \sqrt{\frac{M}{0.066KRd}} \\ &= \sqrt{\frac{477.6}{0.066 \times 0.5 \times 10000 \times 1.25}} \\ &= 1.18 \approx 1.2 \text{ m}\end{aligned}$$

6 结论

1) 《铁路规范》在计算嵌岩深度时, 未考虑岩面以上土的弹性抗力作用, 计算所得桩下端锚固点处的弯矩往往偏大, 计算所得的嵌岩深度也偏于保守。

2) 当考虑岩面以上土的弹性抗力时, 桩下端锚固点处的弯矩会减小, 其嵌岩深度也较小。

3) 对于嵌岩桩, 当岩面以上土体较厚时, 设计时应该考虑土体的弹性抗力, 按照规范计算出的嵌岩深度应做相应的折减。

参 考 文 献

- [1] 邱喜, 尹崇清. 大直径嵌岩桩承载特性的试验研究[J]. 铁道建筑, 2008(12): 60-63.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [4] 中华人民共和国交通部. JTG D63—2007 公路桥涵地基与基础设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [5] 中华人民共和国铁道部. TB 10002.5—2005 铁路桥涵地基和基础设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
- [6] 王慧东. 桥梁墩台与基础工程[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.

Study on Socketed Depth of Rock-socketed Pile Used in Railway

ZHAO Yanbo

(Lanzhou Railway Design Institute Co., Ltd., Lanzhou Gansu 730000, China)

Abstract Rock-socketed pile has been widely used in engineering, because of its high bearing capacity, small settlement, stress definite and low pile group effect. Socketed depth is the core problem in the design of rock-socketed pile. Different design specifications for the socketed length of rock-socketed pile are different. The rules of socketed depth in different specifications were analyzed in this paper. The calculating example showed that the socketed depth of the specification was conservative. The effect of elastic resistance of soil on the socketed depth should be considered in design.

Key words Bridge foundation; Rock-socketed pile; Numerical calculation; Socketed depth; Elastic resistance

(责任编辑 赵其文)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0048-05

高速铁路和地铁近距离平行隧道动力响应分析

陈 行, 晏启祥, 刘 阳, 曾 勤, 黄 希

(西南交通大学 交通隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

摘 要 针对目前国内存在的高速铁路与地铁近距离平行隧道工程, 采用拟合的列车振动荷载, 通过在轮轨上施加实测振动荷载, 同时对列车施加速度场的方式, 分析了在高铁列车单独行驶、高铁列车和地铁列车同向行驶及相向行驶 3 种工况下平行隧道衬砌拱腰、拱脚及道床中心的动力响应特性及其相互关系。结果表明: 在列车行驶过程中, 列车距离监测点越近, 其振动效应越强; 在同一横截面上, 高速铁路隧道道床中心的动力响应最大, 拱脚次之, 拱腰最小; 高速铁路隧道衬砌动力响应在高铁列车单独行驶时最小, 高铁列车与地铁列车同向行驶时次之, 高铁列车与地铁列车相向行驶时最大。

关键词 铁路隧道; 动力响应; 理论分析; 平行隧道; 高速铁路; 地铁; 振动荷载

中图分类号 U451⁺.3 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.12

随着我国交通建设的高速发展, 涌现出了越来越多的高速铁路隧道、城市地铁隧道等地下交通结构^[1]。在高速铁路车站等交通线路复杂地段, 高速铁路隧道与城市地铁隧道出现了大量错综复杂的线路交会情况, 其中, 高速铁路与城市地铁平行隧道逐渐出现在立体现代化的交通体系中^[2-3]。

目前, 关于列车动力荷载作用下隧道结构动力响应的研究层出不穷。王祥秋等^[4]对不同断面形状的隧道衬砌结构的动力响应特征进行了研究, 获得了隧道衬砌结构竖向位移、竖向加速度及各种内力时程曲线; 丁祖德等^[5]研究了围岩条件、列车运行速度、隧道底部结构设计参数以及基底状况在列车振动荷载作用下对隧道结构动力响应的影响; 刘强等^[6]建立了高速铁路立体交叉隧道数值计算模型, 研究了围岩级别、行车速度、列车通车方式、隧道交叉角度、岩柱高度等对下穿隧道衬砌结构动力响应变化规律的影响; 杜明庆等^[7]分析了在不同速度列车的振动荷载作用下, 不同道床板下仰拱及仰拱填充层的动力响应分布规律。

以上研究对列车荷载作用下隧道结构动力响应作了初步的研究与探讨, 但对于列车动力荷载作用下高速铁路与地铁近距离平行隧道的研究尚少见报道。本文基于 ABAQUS 有限元软件, 开展高速铁路与地铁近距离平行隧道在仅高速铁路列车行驶、高速铁路与地

铁列车同向行驶及相向行驶时 3 种工况下动力响应的规律研究。

1 列车振动分析理论

列车振动分析采用 Wilson- θ 法求解。Wilson- θ 法假定在时间区间 t 到 $t + \Delta t$ 内加速度呈线性变化, 且其中 $\theta > 1.0$ ^[8]。Wilson- θ 法在无条件的稳定时, 通常 θ 取 1.4。Wilson- θ 法 $t + \theta\Delta t$ 时刻的运动方程为

$$[M]\{\ddot{\delta}(t + \theta\Delta t)\} + [C]\{\dot{\delta}(t + \theta\Delta t)\} + [K]\{\delta(t + \theta\Delta t)\} = [\bar{F}(t + \theta\Delta t)] \quad (1)$$

式中: $[M]$, $[C]$, $[K]$ 分别为盾构隧道结构质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; $\{\delta(t + \theta\Delta t)\}$, $\{\dot{\delta}(t + \theta\Delta t)\}$, $\{\ddot{\delta}(t + \theta\Delta t)\}$ 分别为系统在 $t + \theta\Delta t$ 时刻的位移、速度和加速度; $[\bar{F}(t + \theta\Delta t)]$ 为 $t + \theta\Delta t$ 时刻的总体荷载向量, $[\bar{F}(t + \theta\Delta t)] = [F(t)] + \theta\{[F(t + \Delta t)] - [F(t)]\}$, $[F(t)]$ 为 t 时刻列车的振动荷载矩阵, $[F(t + \Delta t)]$ 为 $t + \Delta t$ 时刻列车的振动荷载矩阵。

振动系统阻尼采用 Rayleigh 阻尼, 计算式为

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2)$$

式中: α 与 β 的值需根据体系不同阶数的自振频率、阻尼比确定, 本文阻尼比取 0.05。

边界条件采用黏弹性人工边界, 弹簧法向与切向刚度和阻尼系数按式 (3) 和式 (4) 取值^[9]。

$$K_{BT} = \frac{\alpha_T G}{R}, C_{BT} = \rho c_s \quad (3)$$

$$K_{BN} = \frac{\alpha_N G}{R}, C_{BN} = \rho c_p \quad (4)$$

收稿日期: 2016-11-05; 修回日期: 2016-12-17

基金项目: 国家自然科学基金(51278425); 中国铁路总公司科技研究开发计划(2014G004-H)

作者简介: 陈行(1993—), 男, 硕士研究生。

E-mail: chenhangssd@163.com

式中: K_{BT} , K_{BN} 分别为弹簧法向与切向刚度; α_T 与 α_N 分别为法向与切向黏弹性人工边界修正系数, 分别取 0.70 和 1.35; G 为介质剪切模量; R 为波源至人工边界的距离; C_{BT} , C_{BN} 分别为阻尼器法向与切向阻尼系数; ρ 为介质质量密度; c_s 和 c_p 分别为 S 波和 P 波波速。

2 有限元计算模型和参数

2.1 模型参数

以某高速铁路与地铁近距离平行隧道为依托工程, 采用 ABAQUS 有限元软件建立三维数值模型^[10]。本模型纵向长度 130 m, 横向长度 80 m, 高度 60 m, 上表面为地表面。左侧为高速铁路隧道, 右侧为地铁盾构隧道, 两隧道净距为 6 m, 隧道顶部以上覆土厚度分别为 22.3, 26.9 m, 隧道底部以下土层高度分别为 25.3, 26.9 m。列车编组为 10 节, 单节车厢长度为 25.0 m。

2.2 材料参数

该隧道结构处于 V 级弱风化泥质粉砂岩中, 衬砌管片采用 C50 高强度混凝土。计算时围岩采用 Mohr-Coulomb 屈服准则及弹塑性本构模型。围岩、衬砌与轨道计算参数见表 1。

表 1 模型主要计算参数

材料类型	密度 / (kg/m ³)	弹性模量 / GPa	内摩擦角 / (°)	黏聚力 / MPa	泊松比
围岩	2 450	13.3	44.3	0.45	0.26
衬砌	2 500	34.5	43.1	1.15	0.24
轨道	2 500	35.5	44.2	1.35	0.23

2.3 列车振动荷载

列车行驶在不平顺的轨道上时, 其振动荷载主要来自于轨道因素与车辆因素^[11]。轨道因素包括轨下基础缺陷、轨道几何不平顺、钢轨接头状态不良等; 车辆因素主要包括车轮扁疤、车轮擦伤、车轮偏心、车轮踏面几何不圆顺等^[12]。列车竖向激振荷载可用一个激振力函数来模拟。其表达式为^[13]

$$F(t) = P_0 + P_1 \sin \omega_1 t + P_2 \sin \omega_2 t + P_3 \sin \omega_3 t \quad (5)$$

式中: P_0 为车轮自重荷载; P_1, P_2, P_3 均为振动荷载。

振动荷载幅值为

$$P_i = M_0 \alpha_i \omega_i^2 \quad i = 1, 2, 3 \quad (6)$$

式中: M_0 为列车簧下质量; α_i 为典型失高, 根据英国轨道几何不平顺管理值确定; ω_i 为对应车速下不平顺振动波长的圆频率, 其计算公式为

$$\omega_i = \frac{2\pi v}{L_i} \quad i = 1, 2, 3 \quad (7)$$

式中: v 为列车运行速度; L_i 为典型波长。

参考目前中国高速铁路与地铁行车情况和实际现状^[14-15], 高铁列车和地铁列车的轴重均取为 17 t, M_0 为 750 kg, 典型不平顺振动波长以及相应的失高分别为 $L_1 = 10$ m, $\alpha_1 = 3.5$ mm; $L_2 = 2.0$ m, $\alpha_2 = 0.4$ mm; $L_3 = 0.5$ m, $\alpha_3 = 0.08$ mm。高铁列车速度 300 km/h, 城市地铁列车速度 72 km/h。根据式 (5) 可得到高铁列车和地铁列车以相应时速行驶的振动荷载时程曲线, 见图 1。

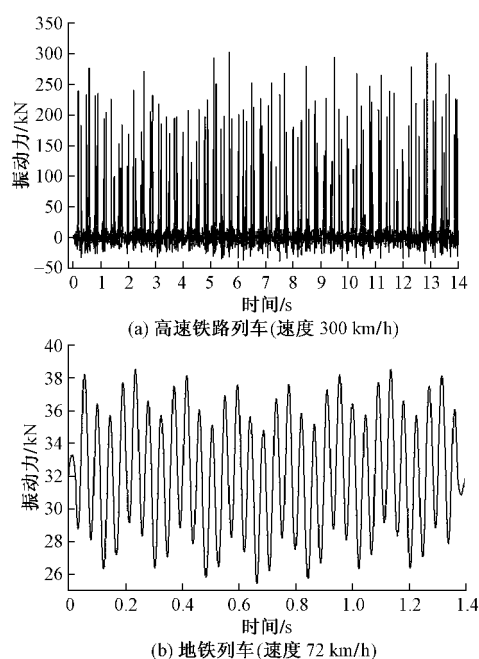


图 1 列车振动荷载时程曲线

在模拟列车运行的过程中, 设置 3 种工况: 高铁列车单独行驶 (工况 1); 高铁列车与地铁列车同向行驶 (工况 2); 高铁列车与地铁列车相向行驶 (工况 3)。高铁列车及地铁列车速度分别为 300 和 72 km/h, 考虑到高铁列车运行速度较快, 其动力响应较为明显, 本文着重分析高铁列车隧道中间横断面不同位置的响应规律。在高铁列车隧道中部横截面特征点拱腰、拱脚、道床中心分别设置监测点, 记录各监测点在列车运行过程中的竖向应力及加速度。

3 计算结果与分析

3.1 高铁列车单独行驶工况下隧道的动力响应

高铁列车单独行驶 (工况 1) 时 3 个监测点的加速度时程曲线见图 2。

由图 2 可知, 拱腰在约 0.03 s 开始振动, 在 0.03 ~ 0.65 s 内保持小幅度振动, 在约 0.65 s 后振幅开始逐步增大, 在 0.7 s 加速度达到最大值 1.22 cm/s², 其后减弱并逐步稳定。拱脚在约 0.03 s 开始振动, 在

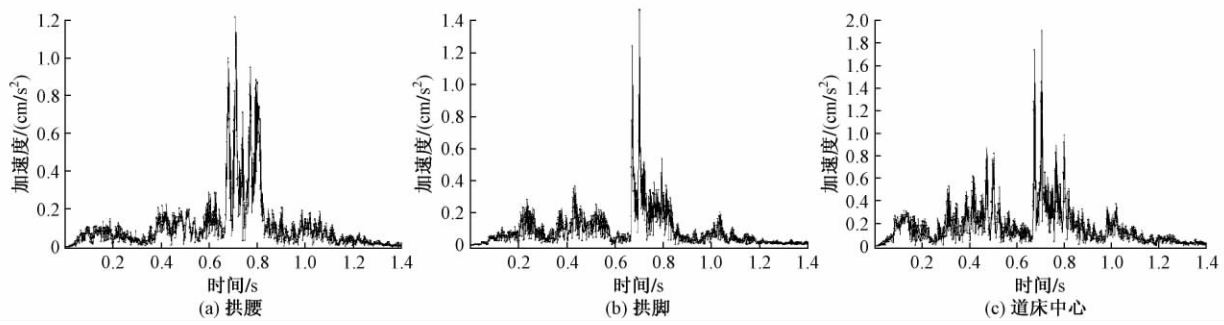


图2 3个监测点的加速度时程曲线(工况1)

0.03~0.58 s内保持小幅度振动,在0.7 s达到最大值 1.48 cm/s^2 ,其后减弱并逐步稳定。道床中心在约0.07 s开始振动,在约0.07~0.65 s内保持小幅度振动,在0.7 s达到最大值 1.91 cm/s^2 ,其后减弱并逐步稳定。

当列车驶至及驶离监测点的过程中,列车距离监

测点越近,其振动效应越强,且在中部横截面上道床中心的动力响应程度最大,拱脚次之,拱腰最小。

3.2 高铁列车与地铁列车同向行驶工况下隧道的动力响应

高铁列车与地铁列车同向行驶(工况2)时3个监测点的加速度时程曲线见图3。

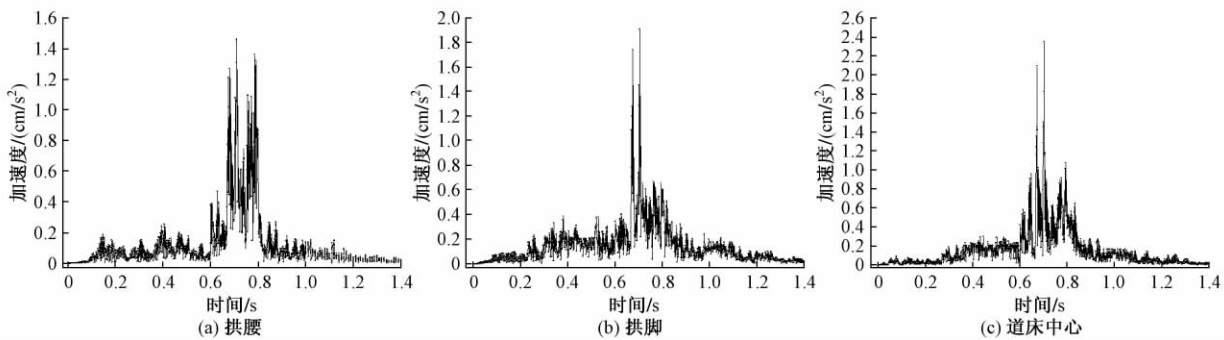


图3 3个监测点的加速度时程曲线(工况2)

由图3可知,高铁列车与地铁列车同向行驶时,拱腰在约0.05 s开始振动,在0.05~0.65 s内保持小幅度振动,在约0.65 s后振幅开始逐步增大,在0.7 s加速度达到最大值 1.43 cm/s^2 ,其后减弱并逐步稳定。拱脚在约0.06 s开始振动,在0.06~0.66 s内保持小幅度振动,在0.7 s达到最大值 1.95 cm/s^2 ,其后减弱并逐步稳定。道床中心在约0.08 s开始振动,在约0.08~0.62 s内保持小幅度振动,在0.7 s达到最大值 2.35 cm/s^2 ,其后减弱并逐步稳定。

高铁列车与地铁列车同向行驶工况下隧道的动力响应规律与高铁列车单独行驶工况下相似。在中部横截面上道床中心的动力响应最大,拱脚次之,拱腰最小。但在高铁列车与地铁列车同向行驶工况下隧道的动力响应更大。

3.3 高铁列车与地铁列车相向行驶工况下隧道的动力响应分析

高铁列车与地铁列车相向行驶,同时到达中部横截面位置,3个监测点的加速度时程曲线见图4。

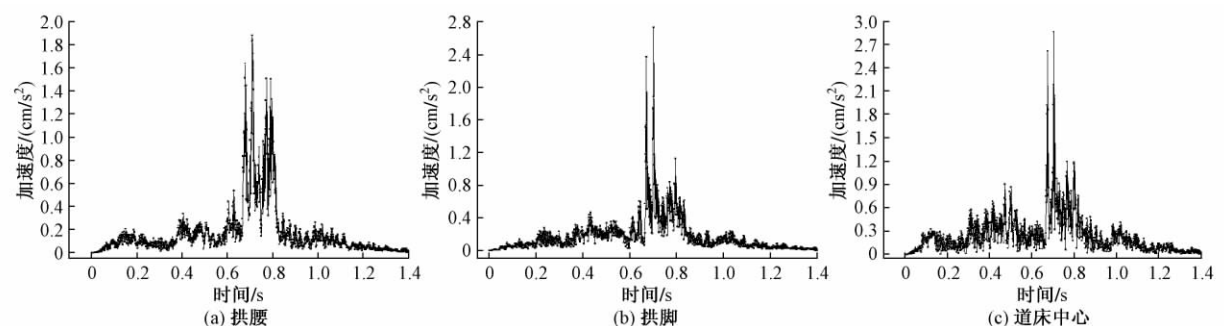


图4 3个监测点的加速度时程曲线(工况3)

由图 4 可知,高铁列车与地铁列车相向行驶时,拱腰在约 0.02 s 开始振动,在 0.02 ~ 0.65 s 内保持小幅度振动,在约 0.65 s 后振幅开始逐步增大,在 0.7 s 加速度达到最大值 1.89 cm/s^2 ,其后减弱并逐步稳定。拱脚在约 0.06 s 开始振动,在 0.06 ~ 0.65 s 内保持小幅度振动,在 0.7 s 达到最大值 2.73 cm/s^2 ,其后减弱并逐步稳定。道床中心在约 0.07 s 开始振动,在约 0.07 ~ 0.64 s 内保持小幅度振动,在 0.7 s 达到最大值 2.82 cm/s^2 ,其后减弱并逐步稳定。

工况 3 隧道的动力响应规律与工况 1、工况 2 相

似,在中部横截面上道床中心的动力响应最大,拱脚次之,拱腰最小。但工况 3 隧道的动力响应较工况 1、工况 2 更大。

3.4 3 种工况对比分析

图 5 为 3 种工况下高速铁路隧道衬砌最大主应力分布。

由图 5 可知,工况 3 时高速铁路隧道衬砌的最大主应力最大,工况 2 时次之,工况 1 时最小。

提取 3 种工况下隧道结构各监测点的竖向应力、加速度及竖向位移最大值,统计于表 2 中。

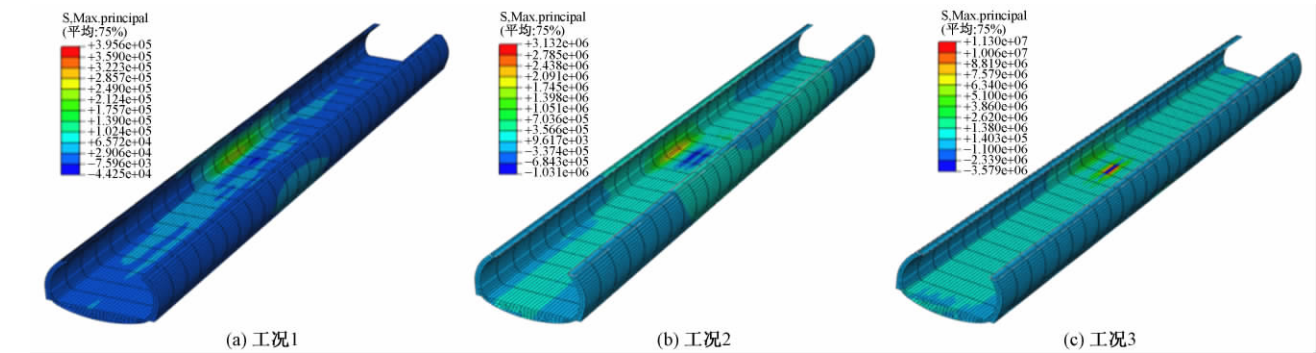


图 5 3 种工况下高速铁路隧道衬砌最大主应力分布(单位: Pa)

表 2 3 种工况下各监测点竖向应力、加速度、竖向位移最大值

监测点位置	竖向应力最大值 /MPa			加速度最大值/(cm/s^2)			竖向位移最大值/mm		
	工况 1	工况 2	工况 3	工况 1	工况 2	工况 3	工况 1	工况 2	工况 3
拱腰	1.02	1.21	1.35	1.22	1.43	1.89	0.34	0.47	0.61
拱脚	1.66	1.93	2.13	1.48	1.95	2.73	0.62	0.81	0.93
拱底	2.85	3.26	3.51	1.91	2.35	2.82	1.03	1.24	1.57

由表 2 可知:工况 1 时,拱脚的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为拱腰的 1.63,1.21,1.82 倍,道床中心的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为拱腰的 2.85,1.57,3.03 倍;工况 2 时,拱脚的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为拱腰的 1.60,1.36,1.72 倍,道床中心的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为拱腰的 2.69,1.64,2.64 倍;工况 3 时,拱脚的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为拱腰的 1.55,1.44,1.52 倍,道床中心的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为拱腰的 2.60,1.49,2.57 倍。分析认为,高速铁路隧道衬砌的动力响应规律均表现为道床中心动力响应最大,拱脚次之,拱腰最小。

由表 2 还可以看出:工况 2 拱腰的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为工况 1 的 1.19,1.17,1.38 倍,拱脚的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为工况 1 的 1.16,1.32,1.31 倍,道床中心的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为工况 1 的

1.14,1.20,1.21 倍。工况 3 拱腰的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为工况 1 的 1.32,1.55,1.79 倍,拱脚的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为工况 1 的 1.28,1.84,1.50 倍,道床中心的竖向应力、加速度及竖向位移最大值分别为工况 1 的 1.23,1.48,1.52 倍。分析认为,高铁列车单独行驶时,高速铁路隧道衬砌的动力响应最小,高铁列车与地铁列车同向行驶时次之,高铁列车与地铁列车相向行驶时最大。

4 结论

- 1) 在列车行驶过程中,列车距离监测点越近,其振动效应越强。
- 2) 在同一横截面上,高铁列车单独行驶、高铁列车与地铁列车同向行驶及相向行驶 3 种工况,高速铁路隧道衬砌动力响应规律均表现为道床中心的动力响应最大,拱脚次之,拱腰最小。
- 3) 在平行隧道中高铁列车单独行驶时隧道的动

力响应最小,高铁列车与地铁列车同向行驶时次之,高铁列车与地铁列车相向行驶时最大。

参 考 文 献

- [1] 沙明元,申莺,王道远,等. 强震区水下盾构隧道地震响应分析[J]. 公路工程,2015,40(2): 45-47.
- [2] 李君君,石文广,骆宪龙,等. 高边坡节理发育岩体条件下小净距隧道施工的数值模拟[J]. 公路工程,2015,40(5): 193-197.
- [3] 黄希,晏启祥,陈诚,等. 列车振动荷载作用下交叉盾构隧道动力响应与损伤分析[J]. 铁道建筑,2016(8): 60-64.
- [4] 王祥秋,杨林德,周治国. 列车振动荷载作用下隧道衬砌结构动力响应特性分析[J]. 岩石力学与工程学报,2006,25(7): 1337-1342.
- [5] 丁祖德,彭立敏,雷明锋,等. 高速铁路隧道列车振动响应影响因素分析[J]. 铁道科学与工程学报,2011,8(4): 1-6.
- [6] 刘强,施成华,彭立敏,等. 高速列车振动荷载下立体交叉隧道结构动力响应分析[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版),2013,36(9): 1082-1087.
- [7] 杜明庆,张顶立,房倩,等. 铁路隧道仰拱及仰拱填充层动力响应分析[J]. 中国铁道科学,2016,37(3): 38-45.
- [8] 晏启祥,陈诚,黄希,等. 盾构隧道与横通道交叉结构的列车振动响应特性分析[J]. 土木工程学报,2015,48(增1): 228-235.
- [9] 陈卫忠,伍国军,贾善坡. ABAQUS 在隧道及地下工程中的应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社,2010.
- [10] 白冰,李春峰. 地铁列车振动作用下近距离平行隧道的弹塑性动力响应[J]. 岩土力学,2009(1): 123-128.
- [11] 焦振华,戴恒震,刘冲,等. 钢轨在轮轨力作用下的垂向应力响应特性[J]. 铁道建筑,2014(12): 148-151.
- [12] 梁晨,徐玉坡,李伟,等. 大秦重载铁路轮轨垂直动荷载谱的研究[J]. 铁道建筑,2015(1): 119-122.
- [13] 刘聪,彭立敏,雷明锋,等. 轴重 30 t 重载列车作用下新黄土区隧道适应性及强化措施研究[J]. 铁道科学与工程学报,2016,13(4): 730-739.
- [14] 莫海鸿,邓飞皇,王军辉. 营运期地铁盾构隧道动力响应分析[J]. 岩石力学与工程学报,2006(增2): 3507-3512.
- [15] 李亮,张丙强,杨小礼. 高速列车振动荷载下大断面隧道结构动力响应分析[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(23): 4259-4265.

Analysis on Dynamic Response of Parallel Tunnels with Small Distance Apart of High Speed Railway and Metro

CHEN Hang, YAN Qixiang, LIU Yang, ZENG Qin, HUANG Xi

(Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract According to the existing small distance parallel tunnels of high speed railway and metro in China, the dynamic response characteristics and their correlation for lining arch waist, arch foot and ballast bed center of parallel tunnels under such three conditions as high speed train traveling separately, high speed trains and metro trains traveling in the same direction and in the opposite direction were analyzed by using fitting train vibration load, exerting the measured vibratory load on the wheel-rail and applying velocity field to the trains. The results show that vibration effect is strong if the trains are close to the monitoring point in the traveling process, the dynamic response of ballast bed center in high speed railway tunnel is the largest, followed by dynamic response of arch foot and arch waist has the minimum dynamic response on the same cross section, the dynamic response of high speed railway tunnel lining is minimum when the high speed trains travel separately, the dynamic response takes second place when the high speed trains and metro trains travel in the same direction, and dynamic response is the largest when high speed trains and metro trains travel in the opposite direction.

Key words Railway tunnel; Dynamic response; Theoretical analysis; Parallel tunnel; High speed railway; Metro; Vibratory load

(责任编辑 葛全红)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0053-04

兰州地铁1号线下穿既有地下通道的影响分析

李昌斌

(兰州铁道设计院有限公司, 甘肃 兰州 730000)

摘要 采用有限差分软件FLAC^{3D}建立三维数值模型,模拟了兰州地铁1号线盾构隧道在砂卵石地层中下穿既有地下通道的施工过程,对比分析基底预加固和未加固2种工况下下穿施工对地下通道的影响和地基沉降变形情况,并且进一步分析了未加固时自由场地、已有地下通道2种场地条件下施工引起的地下通道基底变形情况。结果表明:基底预加固可使地下通道不均匀变形及整体沉降明显减小;地下通道的存在有提高地层整体刚度、抵御部分沉降变形的能力。工程实践表明,预加固有效控制了最大沉降量、最大沉降差和地层变形范围;地下通道变形均小于规范限值,整体稳定性良好。

关键词 铁路隧道;安全分析;数值模拟;地下通道;基底预加固

中图分类号 U455.49 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.13

在城市地下交通建设过程中,必须严格控制地铁施工引起的地层沉降,这给工程建设带来了一些难题^[1-3]。对于盾构施工引起地层扰动的分析方法主要包括经验预测、解析方法、模型试验、数值计算。其中,数值方法因其解决复杂边界条件问题的能力和其特有的灵活性越来越得到广泛的认可和应用^[4]。但目前采用三维数值方法模拟砂卵石地层中盾构穿越已有地下构筑物的情況尚不多见。兰州地铁盾构隧道在福利路穿越既有地下通道,本文采用FLAC^{3D}数值方法模拟砂卵石地层条件下基底预加固和未加固2种情况下地铁穿越既有地下通道的施工过程,对该地下通道的安全性做出评价,并根据应力和变形分布规律提出具体的工程预加固措施,以期为类似工程提供参考。

1 工程概况

兰州地铁1号线双线隧道在福利路下穿既有地下通道,通道宽24 m,高4 m,底板埋深6.5 m,结构由C30混凝土浇筑而成,主要为商业及人行通道。该段地铁线路总长652.87 m,双线隧道位于地下通道正下方,沿通道纵向穿越,埋深约18 m,距通道底板11.5 m,拟采用盾构法,按先右线后左线的顺序施工。

根据钻探揭露,拟建场地岩性自上而下依次为素填土、卵石土、砂岩,模拟过程中所取的场地覆土及支护结构物理力学参数见表1。

表1 场地覆土及支护结构物理力学参数

土层及结构	密度/ (g/cm ³)	压缩模量/ MPa	黏聚力/ kPa	内摩擦角/ (°)	泊松比	厚度/ m
素填土-1	1.92	7.5	5	18	0.38	2.50
卵石土-2	2.30	51.8	0	38	0.16	9.00
砂岩-3	2.07	43	0	33	0.23	13.00
砂岩-4	2.20	52	0	35	0.21	26.00
加固土体	2.40	360	650	30	0.20	10.00
地下商业街	2.50	3.33 × 10 ⁴			0.20	0.40
临时衬砌	7.85	2 × 10 ⁵			0.17	0.07
管片	2.50	2.76 × 10 ⁴			0.20	0.30

2 有限元模拟

2.1 模型的建立

模型水平长度(X方向)120 m,盾构掘进方向长度(Y方向)72 m,深度(Z方向)50.5 m。地下通道位于双线隧道正上方,埋深2.5 m,高4 m,宽24 m,走向与隧道掘进方向一致,其底面距隧道顶部11.5 m。双线隧道外径7 m,埋深18 m,间距16 m。模型共计138 240个单元、144 697个节点,见图1。

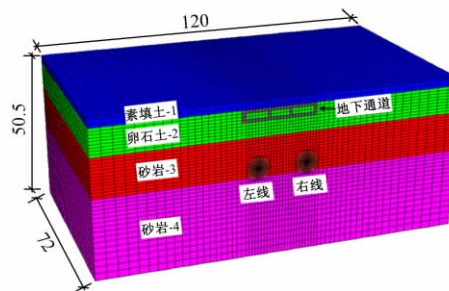


图1 三维数值模型(单位:m)

收稿日期:2016-10-10;修回日期:2016-12-20

作者简介:李昌斌(1982—),男,工程师。

E-mail: 119256816@qq.com

2.2 施工过程模拟

1) 初始应力场

地铁修建前的初始应力场分 2 步模拟: ①天然土层在自重作用下固结稳定后形成的自重应力场; ②明挖法修建地下通道稳定后形成的应力场。

2) 地下通道基底加固处理

通过改变通道基底至盾构隧道上方一定范围内的土体力学参数, 模拟盾构开挖前基底的注浆加固, 分为预加固与未加固 2 种工况, 并进行对比分析。

3) 盾构施工过程

盾构掘进模拟见图 2。具体步骤: ①在盾构掌子面上施加盾构推进力, 用以平衡掌子面前方的水土压力^[5-7]; ②在盾构机向前掘进的过程中, 用空单元模拟被挖出的土体, 同时加 shell 单元模拟盾构机对围岩的支撑作用^[8]; ③盾构机过后激活相应位置衬砌单元, 模拟隧道衬砌结构, 并施加 0.3 MPa 的环向注浆压力, 模拟盾尾注浆; ④注浆完成后释放盾尾注浆压力, 模拟浆液逐渐硬化^[9]。

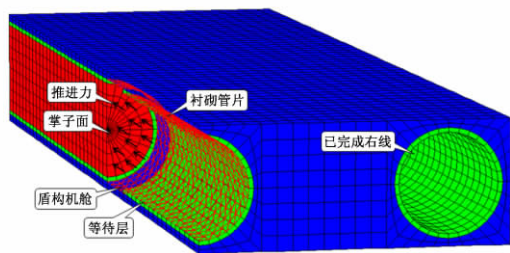


图 2 盾构掘进模拟

2.3 计算结果分析

2.3.1 基底未加固

图 3(a) 为基底未加固右线施工完成后地下通道竖向位移分布情况。可见: 右线开挖引起一定范围内上覆土体沉降, 导致地下通道产生不均匀沉降变形。右侧深色部位沉降量大而左侧沉降量小, 分析计算数据得到最大沉降差约为 20 cm, 不均匀沉降变形使得地下通道整体承受拉应力, 且顶板处受力最大(拉应力 1.06 MPa), 见图 3(b)。虽未达到主体结构(C30 混凝土)抗拉强度设计值 1.43 MPa, 但依据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)^[10], 不均匀沉降时不产生附加应力的建(构)筑物的地基允许沉降差为 $0.005L$ (L 为跨度), 即为 $0.005 \times 24 \text{ m} = 12 \text{ cm}$, 小于实际发生量 20 cm。所以, 在地基未加固情况下右线开挖会导致地下通道主体结构发生过大沉降差, 影响其安全稳定。

双线开挖完成后上覆地层变形进一步增大, 地下通道呈整体沉降形态, 不均匀沉降情况减弱, 分析图 4

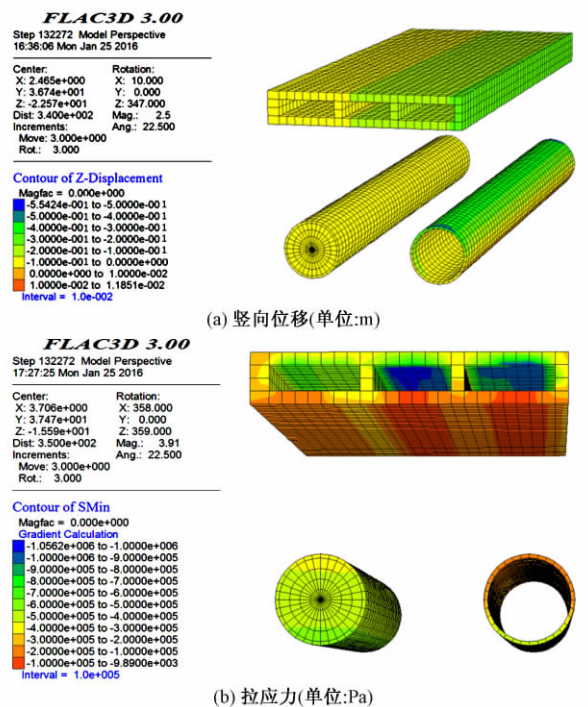


图 3 基底未加固右线施工完成后地下通道竖向位移及拉应力分布情况

数据可知隧道完成后其整体最大沉降量为 20 ~ 30 cm, 超过 GB 50007 中给出的整体沉降界限值 20 cm。随着整体变形的进一步发展, 结构顶板所受拉应力略有增加, 最大值为 1.12 MPa, 但是仍处于允许范围之内。

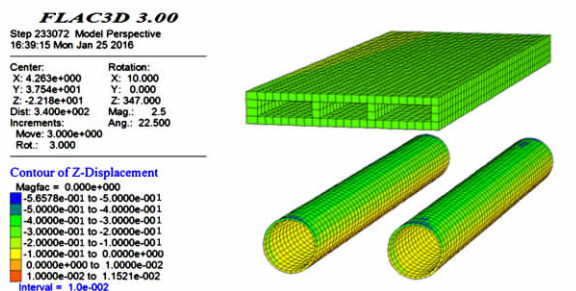


图 4 基底未加固双线开挖完成后地下通道竖向位移(单位: m)

分自由场地、已有地下通道 2 种场地条件, 分别提取双线隧道盾构开挖引起地下通道底板中部横截面的沉降数据, 绘制沉降曲线, 见图 5。可见: 在自由场地开挖隧道, 随隧道开挖会先产生以右线隧道中线为对称轴的沉降槽, 而后形成以两隧道中间位置为对称轴的整体沉降槽, 符合 Peck 公式拟合形态。在下穿既有地下通道区段, 由于受地下通道整体刚度的影响, 隧道开挖引起的地层沉降变形并非呈平滑分布的对称形态, 而是在具有上覆结构的部位沉降曲线近似呈直线,

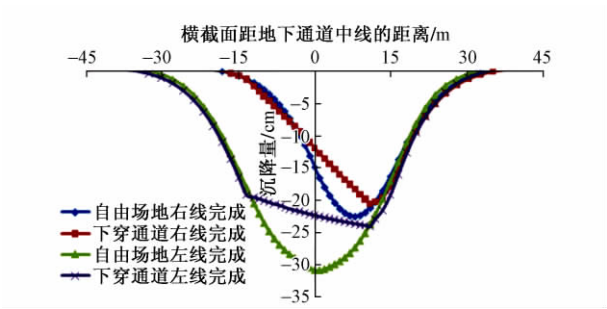


图5 隧道开挖后地下通道底板中部横截面沉降曲线

即地下通道呈整体倾斜的变形状态,且隧道开挖后基底的不均匀沉降差和最大沉降量均小于在自由场地下开挖隧道工况。所以,地下通道的存在有提高基底整体刚度、抵御部分沉降变形的能力。

分析图5数据可知,在地下通道基底未加固情况下直接开挖隧道导致通道结构主体产生不均匀沉降差约20 cm,整体最大沉降量约20~30 cm,均超过规范允许值,超过了其正常使用极限状态。

2.3.2 基底预加固

为保证兰州地铁1号线下穿福利路地下通道的正常施工及通道结构的安全稳定,通过提高地下通道基底力学参数,模拟先对地基进行注浆加固然后下穿施工。

图6给出了基底预加固与未加固时地下通道底板中部横截面的沉降曲线。可见:①右线开挖完成时由于单侧沉降导致地下通道发生不均匀变形,基底未加固工况下最大沉降量为22 cm,底板整体倾斜,沉降差约20 cm;基底预加固工况下最大沉降量为11 cm,仅右侧局部底板发生不均匀沉降,沉降差为11 cm。②双线开挖完成时通道结构不均匀变形减小,呈整体沉降形态,基底未加固工况下最大沉降量为24 cm;基底预加固工况下最大沉降量为15 cm。

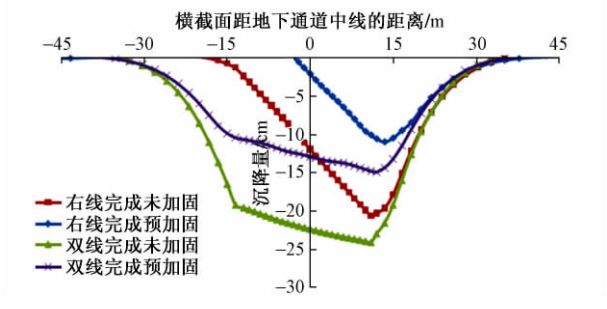


图6 基底预加固与未加固时地下通道底板中部横截面沉降曲线

与基底未加固工况相比,预加固后施工可使地下通道不均匀变形及整体沉降明显减小,地层沉降分布形态与未加固时类似。

表2为基底预加固和未加固时不同施工阶段地下通道底板沉降统计结果。基底预加固后开挖隧道引起的通道结构最大沉降量较基底未加固时减小37.5%~50.0%,最大沉降差较基底未加固时减小20%~45%。基底预加固后结构的最大沉降差11 cm,对应倾斜率为4.5‰,小于规范5‰的限定,且最大沉降量15 cm也小于整体沉降界限值20 cm,均满足安全稳定性要求。

表2 基底预加固与未加固时地下通道底板沉降统计结果

施工阶段	最大沉降量/cm			沉降差/cm		
	未加固	预加固	减小程度	未加固	预加固	减小程度
右线开挖完成时	22	11	50.0%	20	11	45%
双线开挖完成时	24	15	37.5%	5	4	20%

3 工程验证

兰州地铁1号线下穿地下通道施工时,按照模型计算结果指导施工,首先对地下通道地基层进行注浆加固,梅花形布置双排注浆管,排距约1.0 m,每管点打入双管,双管间距约0.2 m,管入土深度8.0 m,分别注入水泥浆液和水玻璃浆液,提高地基层的承载力、压缩模量和整体变形刚度。

隧道开挖过程中对地下通道底板沉降进行了实时测量,并与模拟计算值进行了对比,见表3。可见:基底加固效果良好,预加固措施有效控制了最大沉降量、最大沉降差和地层变形范围;地下通道实际变形趋势与模拟计算结果相符,且地下通道变形小于规范限值,整体稳定性良好。

表3 开挖过程中地下通道底板沉降模拟计算值与实测值对比

参 数	最大沉降量/cm			最大沉降差/cm		最大倾斜率/‰
	左线	中部	右线	右线完成时	双线完成时	
模拟计算值	10	13	15	11	4	4.50
实测值	5	9	11	7	2.1	2.92

4 结语

1) 兰州地铁1号线下穿砂卵石地层中既有地下通道时,盾构施工引起的地层沉降曲线符合Peck公式拟合形态,且受地下通道底板的影响,底板沉降曲线近似呈线性发展,隧道开挖后基底发生的最大变形小于自由场地的开挖工况。地下通道提高了基底整体刚度,具有抵御部分沉降变形的能力。

2) 右线开挖完成后,两侧地层变形整体呈喇叭口形分布,并且随着地层埋深的减小,沉降槽宽度逐渐增大。双线开挖完成后,地层变形相当于2个单线隧道的叠加,先开挖隧道最终沉降量大。

3) 兰州地铁1号线施工时地下通道底板变形实测情况较好地验证了模拟计算结果。砂卵石地层条件下,对既有地下通道基底注浆预加固,能够提高基底整体刚度,有效减小下穿施工引起的不均匀沉降及最大沉降;地下通道底板变形和应力分布规律对预加固措施的时机选取、施工重点区域控制等具有指导意义。

参 考 文 献

- [1] 苏洁,张顶立,周正宇,等. 地铁隧道穿越既有桥梁安全风险评估及控制[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(5): 3188-3195.
- [2] 李进军,王卫东,黄茂松,等. 地铁盾构隧道穿越对建筑物桩基础的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(8): 166-170.
- [3] 张恒臻. 地铁盾构隧道下穿既有铁路沉降分析与控制研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2015.
- [4] 李冀伟. 地铁隧道盾构下穿对既有隧道的的影响研究[D]. 西安: 西安科技大学, 2012.
- [5] 周文波. 盾构法隧道施工技术及应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [6] 张庆贺,朱忠隆,杨俊龙,等. 盾构推进引起土体扰动理论分析及试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(6): 699-703.
- [7] 朱忠隆,张庆贺. 盾构法施工对土体影响理论与试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(增): 1087-1091.
- [8] 张云,殷宗泽,徐永福. 盾构法隧道引起的地表变形分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(3): 388-392.
- [9] 朱才辉,李宁,柳厚祥,等. 盾构施工工艺诱发地表沉降规律浅析[J]. 岩土力学, 2011, 32(1): 158-164.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.

Analysis on Influence of Lanzhou Metro Line No. 1 Undercrossing an Existing Underground Passage

LI Changbin

(Lanzhou Railway Design Institute Co., Ltd., Lanzhou Gansu 730000, China)

Abstract A tunnel construction using shield method was simulated with FLAC^{3D}. This tunnel is part of Lanzhou metro Line No. 1, and it is undercross an existing underground passage in gravels and sandstones. With this three-dimensional model, the influence of the construction on the existing underground passage and the settlement were analyzed, considering two cases. One is that the foundation is pre-reinforced and the other is the opposite. Also, for the second case, the settlements of the free field and the existing underground passage due to construction were analyzed. The results show that the existence of the underground passage has improved the integral stiffness and decreased the settlement and deformation. The pre-reinforcement effectively controls the maximum settlement and the maximum settlement difference, and the stratum settlement range. The deformation of the underground passage is within the allowable value, indicating integral stability.

Key words Railway tunnel; Safety analysis; Numerical simulation; Underground passage; Pre-reinforcement of foundation

(责任编辑 葛全红)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0057-04

谷竹高速公路片岩隧道二衬开裂机理研究

高光彬¹, 饶和根², 廖卫平², 邓斌³, 刘强³

(1. 赣州高速公路有限责任公司, 江西 赣州 341000; 2. 江西省公路开发总公司, 江西 南昌 330038;

3. 江西省交通科学研究院, 江西 南昌 330052)

摘要 片岩作为工程中典型的软岩,在隧道工程施工过程中常常诱发各类不良地质灾害。本文依托谷竹高速公路片岩隧道工程实例,通过对武当群片岩进行的X衍射矿物成分分析、吸水试验、崩解试验以及单三轴力学试验,发现其具有可塑性、膨胀性、流变性、易扰动性、损伤劣化、遇水软化、各向异性等特性。结合试验结果,从区域地质条件、围岩特性、地下水作用、地应力、设计施工等方面对片岩隧道二衬开裂成因进行了深入分析,揭示了片岩隧道二衬开裂机理。

关键词 公路隧道; 开裂机理; 室内试验; 二衬结构; 武当群片岩

中图分类号 U451⁺.4 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.14

1 工程概况

研究区的谷竹高速公路起于谷城县石花镇倒座庙,止于鄂陕交界处罗汉垭附近,隧道总长为46 990.85 m,隧道总长占路线长度的20.8%,沿线多穿越武当群片岩地区。

研究区在大地构造上位于南秦岭构造带与扬子准地台交接部位,受地质构造影响严重。研究区地层主要为第四系全新统残坡积粉质黏土与元古界武当群片岩。隧道施工中所揭露的围岩均为中~强风化片岩,围岩非常破碎,洞室自稳能力极差。隧道在施工过程中出现了不同程度的二衬开裂(见图1)问题,严重威胁到施工和运营的安全,故开展片岩隧道二衬开裂机理的研究意义重大。



图1 片岩隧道二衬开裂

2 片岩工程特性试验分析

为研究片岩工程特性,现对片岩进行室内物理力学试验分析^[1-2]。先在施工现场选取完整的岩块,加工制备成3组50 mm×100 mm的圆柱体试样,3组试验的加载方向分别与片理垂直、平行及45°斜交。

2.1 X衍射矿物成分分析

对制备的3组试样进行X衍射矿物成分分析,结果见表1。

表1 研究区片岩主要矿物成分及含量 %

样品编号	绢云母	长石	石英	蒙脱石	伊利石	绿泥石
TS-1	44	22	18		16	
TS-2	35	15	25		25	
TS-3	30	10	20	30		10

研究区片岩主要矿物成分为绢云母、长石、石英、蒙脱石、伊利石、绿泥石。这些矿物属于黏土矿物,本身具有膨胀性、遇水软化、强度低等特性,因此该区域的围岩在遇水后强度会迅速降低。

2.2 吸水试验

岩石吸水率是判定围岩孔隙率和完整性的重要指标,通过室内吸水试验获取围岩吸水率。试验结果见表2。可见:片岩吸水率较高,说明其孔隙率较大,岩体完整性较差。因此,施工中对围岩变形的控制和对

表2 隧道围岩吸水率试验结果 %

绢云母石英片岩	绿泥石石英片岩	绢云母钠长石英片岩
1.7~2.2	0.5~0.8	0.4~0.6

收稿日期: 2016-11-20; 修回日期: 2016-12-20

基金项目: 江西省交通厅科技项目(2015C0015, 2015C0016)

作者简介: 高光彬(1963—),男,高级工程师,工程硕士。

E-mail: kaian2010@qq.com

支护结构的要求更高。

2.3 崩解试验

岩石的崩解性指岩石试样经过干燥和湿润两个标准循环后,抵抗软化及崩解的能力。该特性也是岩石水理性重要特征之一。

试验结果显示:研究区片岩遇水后,结构及完整性明显遭受到破坏,力学性能极大降低。该区域施工中围岩难以自稳,需依靠支护结构来维持结构稳定,由此可知围岩的易崩解性是造成隧道支护结构开裂的主要因素之一。

2.4 单轴、三轴力学试验

对岩样在不同倾角、不同围压、天然或饱和状态下进行了单轴、三轴力学试验。由试验结果可知:

1) 天然及饱和状态下片岩的弹性模量在片理倾角 $\alpha = 90^\circ$ 时最大,在 $\alpha = 45^\circ$ 时最小,在 $\alpha = 0^\circ$ 时处于中间值,片岩各向异性十分显著。弹性模量随围压增大而增大,但增大幅度较小。此外,天然状态下的弹性模量较饱和状态下大。

2) 片岩泊松比在片理倾角 $\alpha = 45^\circ$ 时最大,在 $\alpha = 90^\circ$ 时最小,在 $\alpha = 0^\circ$ 时处于中间值,同样体现了片岩的各向异性特征。此外,天然状态下的泊松比较饱和状态下小。

综上所述,片岩的力学性能可归纳为 3 个特点:

①各向异性明显。片岩力学性能随片理倾角发生显著变化。②围压效应。随着围压的增大,片岩弹性模量随之增大。③软化效应。天然状态下片岩力学性能要优于饱和状态下。

3 片岩隧道二衬开裂机理分析

3.1 区域地质条件对二衬开裂的影响

通过工程地质调研可知,研究区在地质历史时期曾经历了多期次、多阶段的变质作用和挤压,地质构造十分复杂。在复杂的区域地质构造作用下围岩松散破碎、云母矿物含量高、遇水软化、强度降低、片理面发育、完整性较差。

在隧道施工过程中极易诱发各种塌方、大变形、涌水等不良地质灾害,导致围岩受力不均,局部压力过大使支护结构产生破坏。因此,复杂的区域地质条件是导致二衬结构开裂的先决条件。

3.2 片岩特性对二衬开裂的影响

1) 片岩物理力学性质的影响

由吸水试验,崩解试验,单轴、三轴力学试验结果可知:研究区片岩吸水率较高,且具有膨胀性、崩解性、软化性。在膨胀性、崩解性、软化性作用下,岩体发生损伤劣化,并使岩体裂隙扩大和进一步发展,完整性遭

受破坏,导致围岩自承能力削弱,同时易诱发围岩大变形,产生过大的围岩荷载,造成支护结构因承载过大而产生开裂^[3-5]。

此外,据工程地质调研可知研究区隧道在施工过程中挤出膨胀现象经常发生,绝大部分围岩的挤出程度为 V 级,属于最严重挤出。片岩中膨胀性的黏土矿物含量较高,隧道开挖后应力重分布,岩体荷载往往大于其强度,进入塑性屈服状态,产生塑性挤出变形破坏,对支护结构变形破坏影响较大。因此,围岩的物理力学性质是造成二衬开裂的影响因素之一。

2) 片岩片理的影响

片理的存在不仅破坏围岩的完整性,而且片岩片理各向异性特征易导致结构偏压,造成支护结构局部承载过大。因此结构面的存在削弱围岩整体的力学性能,降低围岩的自承能力,造成支护结构局部承载过大,最终导致支护结构开裂破坏^[6-8]。

研究区隧道围岩为薄层~超薄层的片岩,片理为影响隧道稳定性的主控结构面。隧道的变形破坏常随着岩层的走向发生变化。因此研究区最易形成顺层偏压,造成隧道围岩变形与破坏,导致二衬开裂。

3.3 地下水作用对二衬开裂的影响

通过工程地质调研可知研究区地下水较为发育,断裂破碎带中地下水发育,局部出水量很大。由单轴、三轴力学试验结果可知片岩具有显著的遇水软化效应。另外,岩体中的地下水压力主要有静水压力、动水压力、孔隙水压力等,这些力的叠加可使岩体结构面发生劈裂扩展和剪切变形,加大岩体的孔隙度和连通性。在应力场和渗流场的耦合作用下,破坏岩体完整性,加剧围岩损伤劣化,降低岩体力学性能,进而造成围岩的变形破坏^[9]。

3.4 地应力作用对二衬开裂的影响

根据我国《工程岩体分级标准》(GB 50218—94)采用岩石单轴抗压强度(R_b)与最大主应力(σ_{\max})的比值大小来划分地应力水平(见表 3)。通过测试,片岩隧道深埋段岩石的单轴抗压强度 $R_b = 19.55 \text{ MPa}$,而最大主应力 $\sigma_{\max} = 15.25 \text{ MPa}$, $R_b / \sigma_{\max} = 19.55 / 15.25 = 1.28 < 4$,属极高地应力水平。

表 3 构造地应力分级标准

$R_b / \sigma_{\max} \leq 4$	$4 < R_b / \sigma_{\max} \leq 7$	$R_b / \sigma_{\max} > 7$
极高地应力	高地应力	一般地应力

高应力区软岩在隧道开挖后,应力释放较大,在应力重分布后易产生塑性流变,加剧软岩隧道的变形破坏,产生过大的围岩荷载,加剧支护结构的承载,导致二衬结构开裂。因此,高地应力作用也是导致二衬开

裂的重要影响因素之一。

3.5 设计和施工对二衬开裂的影响

3.5.1 设计的影响

片岩隧道施工过程中出现大量工程灾害问题,围岩类别变更频繁。据统计,片岩隧道现场变更比例总体上达到 70% 以上,设计中的Ⅲ、Ⅳ级围岩变更率近乎达到 100%。研究发现在围岩级别及支护参数设计中主要存在以下问题:

- 1) 前期勘察设计中,对研究区工程地质情况掌握不够,对片岩的物理力学性质和工程特征把握不足。
- 2) 研究区围岩富含膨胀性黏土矿物,存在大量的残余构造地应力,地下水较发育,围岩软化效应显著、片理面发育、各向异性特征显著。因此单纯依靠 BQ 围岩分级方法中的修正指标和取值标准,势必导致分级结果与实际情况偏差较大。

3) 隧道施工中围岩存在偏压、局部大变形等工程问题,设计方案中缺乏有针对性的支护方案和支护参数。

通过上述分析可知,在实际工程设计中没能充分考虑片岩的特殊性,从而造成了支护结构和参数选取不合理,导致施工过程中支护结构开裂破坏。因此,设计上的不合理也是导致隧道二衬开裂的主要因素之一。

3.5.2 施工的影响

隧道开挖过程实际上是一个初始应力释放再平衡的过程,因为受片岩自身工程地质特征的影响,在施工过程中施工工序及爆破振动都会加剧围岩的损伤劣化及力学性能的降低^[10]。

研究区片岩隧道施工中采用了多种施工方法。为分析其影响,对不同施工方法区段的围岩位移、支护承载以及松动圈范围进行了现场测试,结果见表 4。

表 4 不同施工方法区段现场测试结果

施工方法	水平收敛/ mm	拱顶下沉/ mm	初支承载/ MPa	二衬承载/ MPa	初支承载 比例/%	二衬承载 比例/%	松动圈范围/ m
两台阶法	220~240	210~240	0.12~0.35	0.65~1.85	10~20	80~90	5.0~6.0
弧形导坑预留核心土法	160~180	140~160	0.05~0.15	0.25~0.90	20~30	70~80	4.0~4.5
三台阶七步开挖法	160~190	150~180	0.08~0.25	0.30~1.10	15~25	75~85	4.0~5.0

由表 4 可知,弧形导坑预留核心土法、三台阶七步开挖法控制变形效果明显优于两台阶法。据调研统计施工过程中工程灾害大都发生在两台阶法施工区段,同时两台阶法施工区段二衬开裂问题较为严重。事实证明施工方法对隧道围岩及支护结构安全影响较大,是影响二衬开裂的原因之一。

4 结论

本文通过对武当群片岩进行的 X 衍射矿物成分分析、吸水试验、崩解试验以及单轴、三轴力学试验,发现研究区片岩具有可塑性、膨胀性、流变性、易扰动性、损伤劣化、遇水软化、各向异性等特性。

从区域地质条件、围岩特性、地下水、地应力、施工因素、设计因素等方面出发,分析并揭示了这些因素对片岩隧道二衬开裂的作用机理:围岩完整性遭受破坏,易发生损伤劣化,导致围岩自承能力削弱,整体力学性能降低,压力增大,且片岩各向异性特征易导致结构偏压,局部压力超出支护结构承载能力,使其发生开裂破坏。

参 考 文 献

[1] 于德海,彭建兵. 三轴压缩下水影响绿泥石片岩力学性质试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(1): 205-

211.
[2] 刘宁,张传庆,褚卫江,等. 深埋绿泥石片岩变形特征及稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报,2013,32(10): 2045-2052.
[3] 罗勇. 隧道衬砌开裂机理及控制方法研究[D]. 成都: 西南交通大学,2011.
[4] 张宁宁. 高速铁路隧道二次衬砌力学特性研究[D]. 北京: 北京交通大学,2015.
[5] 李勇锋,李涛,徐颖,等. 浅埋偏压软岩隧道二衬开裂力学机理研究[J]. 铁道建筑,2013(11): 67-69.
[6] 方孝伍. 水工涵闸工程混凝土裂缝成因与抗裂技术研究[D]. 南京: 河海大学,2004.
[7] 孙洋,左昌群,刘苗,等. 加长锚杆在软岩大变形控制中的应用[J]. 现代隧道技术,2014(3): 174-180.
[8] ATTEWELL P B, SANDFORD M R. Intrinsic Shear Strength of a Brittle, Anisotropic Rock-II: Textural Data Acquisition and Processing [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1974, 11(11): 431-438.
[9] 乔丽苹,刘建,冯夏庭. 砂岩水物理化学损伤机制研究[J]. 岩石力学与工程学报,2007,26(10): 2117-2124.
[10] 余朝阳. 隧道工程二衬开裂机理探索[J]. 西部探矿工程, 2011,23(12): 180-183.

文章编号: 1003-1995(2017)02-0060-04

黄土地层大跨区间隧道新奥法施工格栅拱架受力分析

潘春阳^{1,2}, 严松宏^{2,3}, 梁 孝^{1,2}

(1. 兰州交通大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730070; 2. 兰州交通大学 甘肃省道路桥梁与地下工程重点实验室, 甘肃 兰州 730070; 3. 兰州交通大学 甘肃省轨道交通力学应用工程实验室, 甘肃 兰州 730070)

摘 要 兰州市轨道交通一号线东岗站后配线段黄土地层大跨区间隧道采用双侧壁导坑法施工, 根据不同断面的监测数据对比分析初期支护围岩压力和格栅拱架钢筋应力的分布规律。结果表明: 格栅拱架支护作用明显, 钢筋应力最大值为 108.27 MPa, 位于隧道拱腰处, 满足设计要求; 测试断面拱腰和拱肩处围岩压力、钢筋应力相对较大, 施工过程中应加强变形监测和控制; 初期支护局部变形较大时采用临时钢支撑辅助加固效果明显; 整个断面格栅拱架钢筋应力分布不均匀, 格栅拱架的分段架设与连接须牢固, 以提高结构的整体性; 仰拱施作完毕 7 d 后, 整个断面围岩压力和格栅拱架钢筋应力趋于稳定。

关键词 铁路隧道; 受力分析; 现场监测; 格栅拱架; 黄土地层; 大断面隧道; 双侧壁导坑法

中图分类号 U455.7⁺2 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.15

地铁隧道作为一种城市浅埋下穿隧道, 对围岩要求高。出于对隧道施工过程中安全性、经济性、施工效率的综合考虑, 其施工工法和支护形式在不断地发展。格栅拱架作为一种新型支护形式, 与喷射混凝土结合良好, 形成钢筋混凝土结构体系, 并能与围岩形成一体, 有利于提高围岩的自承能力, 具有明显的各向同性、等强度、等刚度的优点, 且节约钢材, 安装方便^[1], 在国内外已经大量采用, 并取得了一系列研究成果^[2-6]。李树忱等^[7]从弹性力学角度入手, 建立“格栅拱架+喷射混凝土”的力学模型, 研究喷层厚度与格栅拱架间距对支护效果的影响; 丁祖德等^[8]研究了浅埋大跨地铁隧道双侧壁导坑法中初期支护的变形及控制措施; 高峰等^[9]通过 ANSYS 有限元软件, 采用荷载释放法分析了支护封闭的快慢对沙湾大断面隧道双侧壁导坑法施工稳定性的影响。

本文着重分析格栅拱架在黄土地层地铁大跨区间隧道初期支护中的应用。以兰州市轨道交通一号线东岗站后配线段为工程背景, 根据现场监测数据, 运用 Origin 软件分析隧道初期支护围岩压力和格栅拱架钢筋应力的分布及其随时间的变化规律, 以期类似工程提供参考。

1 工程概况

选取兰州市轨道交通一号线东岗站后配线段区间隧道为试验工点, 隧道长 196.2 m, 设计里程 YGK0+019.23—YGK0+201.50, 纵断面采用 2‰ 坡度, 采用双侧壁导坑法由东向西施工, 隧道断面净空面积为 85.2 m², 埋深在 9 m 左右, 地下水水位为 12.7 ~ 18.1 m, 隧道围岩等级为 V 级。上导洞地层为第四系全新统冲积黄土状土、粉质黏土, 下导洞地层为粉细砂、卵石。

现场制取原状土样, 经室内试验得出土样含水率 26.81%, 密度 2.1 g/cm³, 液限 37.81%, 塑限 25.20%, 液性指数 0.13, 塑性指数 12.61, 黏聚力 18.38 kPa, 内摩擦角 20.0°。

隧道初期支护采用 $\phi 25$ HRB335 格栅拱架 + 350 mm 厚 C25 网喷混凝土, 格栅拱架每 0.5 m 设一榀。开挖面在拱顶 180° 采用管棚 + 小导管注浆超前支护, 管棚采用 $\phi 89$ mm 热轧无缝钢管, 环向间距 0.4 m, 纵向间距 9 m; 小导管采用 $\phi 42$ mm 热轧无缝钢管, 环向间距 0.3 m, 纵向间距 2 m。全断面设双层 $\phi 6.5$ mm \times $\phi 6.5$ mm 钢筋网, 网格间距 150 mm \times 150 mm, $\phi 42$ mm 热轧无缝钢管作为锁脚锚管。

由于地下水位较高, 隧道施工过程中提前 2 周采用管井降水, 使地下水降至结构底板以下 1 m 处。开挖工序及测试元件布置见图 1。

上部导洞采用人工开挖, 每天进尺不超过 1 m, 下部导洞采用机械开挖, 进尺适当放宽, 上下导洞掌子面

收稿日期: 2016-10-10; 修回日期: 2016-12-20

基金项目: 国家自然科学基金(51268030); 长江学者和创新团队发展计划(IRT_15R29)

作者简介: 潘春阳(1990—), 男, 硕士研究生。

E-mail: 479388516@qq.com

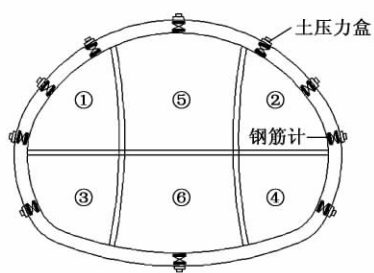


图1 开挖工序及测试元件布置

距离不少于2倍隧道断面洞径。开挖过程中做好防排水措施并及时根据变形监测情况设立临时支撑。

2 试验方案设计

2.1 测试断面及试验仪器

选取 YGKO + 84, YGKO + 64 为初期支护围岩压力和格栅拱架钢筋应力测试断面。试验仪器采用 PCE0270 型振弦式土压力计、MCE0180 型振弦式钢筋计和 ICE0609 型振弦式频率读数仪。

2.2 测点布置

分别在隧道初期支护与围岩接触处布置土压力盒,并在对应位置的格栅拱架上焊接钢筋计,参见图1。钢筋计焊接在格栅拱架的外缘钢筋和内缘钢筋的对称位置。在拱顶、拱肩、拱腰、边墙、墙角、仰拱位置沿隧道中线对称布置10个测点。

3 测试结果及分析

3.1 围岩压力

2006年2—7月对围岩压力进行了测试。现场施工通过测试断面时,对中上导洞和右下导洞的施工顺序作出了调整。另外 YGKO + 64 断面右上导洞拱腰处在开挖25 d后由于渗水原因,净空收敛变形过大,设立了横向临时钢支撑。

测试断面围岩压力时程曲线见图2。由图2可知:①YGKO + 84断面左上导洞在开挖67 d后围岩压力在左侧拱肩处出现突降,拱腰出现突增情况,可能与拱架沉降、衬砌后土体位移有关。②YGKO + 64断面右上导洞在开挖25 d后右侧拱肩、拱腰和拱顶部位的测点围岩压力都出现不同程度的突降情况,且右边墙处围岩压力较小,可能是水流原因导致衬砌后土体松散、漏空,架设临时钢支撑时对土体的扰动等情况引起的。其中右侧拱腰处围岩压力在突降后出现明显的增大而后趋于稳定,说明临时钢支撑起到了加固作用。③2个断面各个测点围岩压力均在仰拱施作完成封闭成环7 d后趋于稳定。

测试断面围岩压力分布见图3。由图3可知:

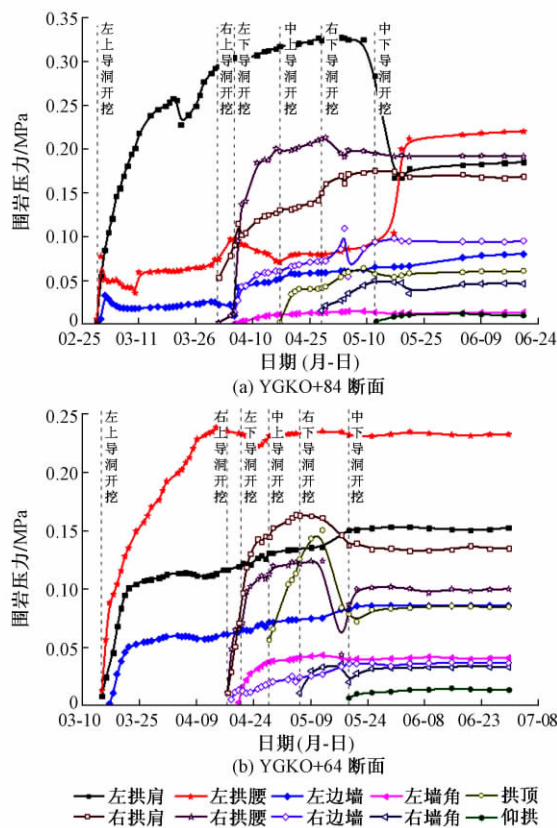


图2 测试断面围岩压力时程曲线

①YGKO + 84, YGKO + 64 断面初期支护的围岩压力范围分别为 10.6 ~ 221.2 kPa, 14.6 ~ 232.6 kPa, 分布不均匀, 受力较大的部位主要集中在拱肩、拱腰处; ②下导洞墙角、仰拱处围岩压力较小, 可能与下导洞处于砂土和卵石层, 衬砌后土体松散, 在喷浆后沙土流动以及仰拱下喷浆时不均匀填埋卵石导致压力盒不均匀受力等有关。

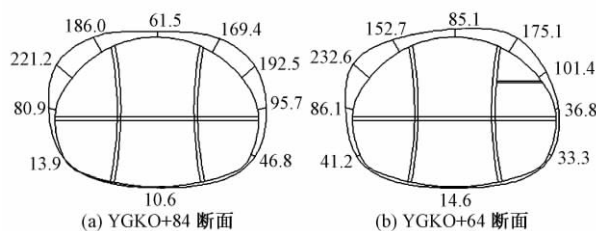


图3 测试断面围岩压力分布(单位: kPa)

3.2 格栅拱架钢筋应力

格栅拱架钢筋轴力时程曲线(图4)及应力分布图(图5)中负值表示钢筋受压。对于 $\phi 25$ HRB335 钢筋, 应力换算公式为

$$\sigma = \frac{F \times 10^3}{0.25 \pi R^2}$$

式中: σ 为钢筋应力, MPa; F 为钢筋轴力, kN; R 为钢筋直径, mm。

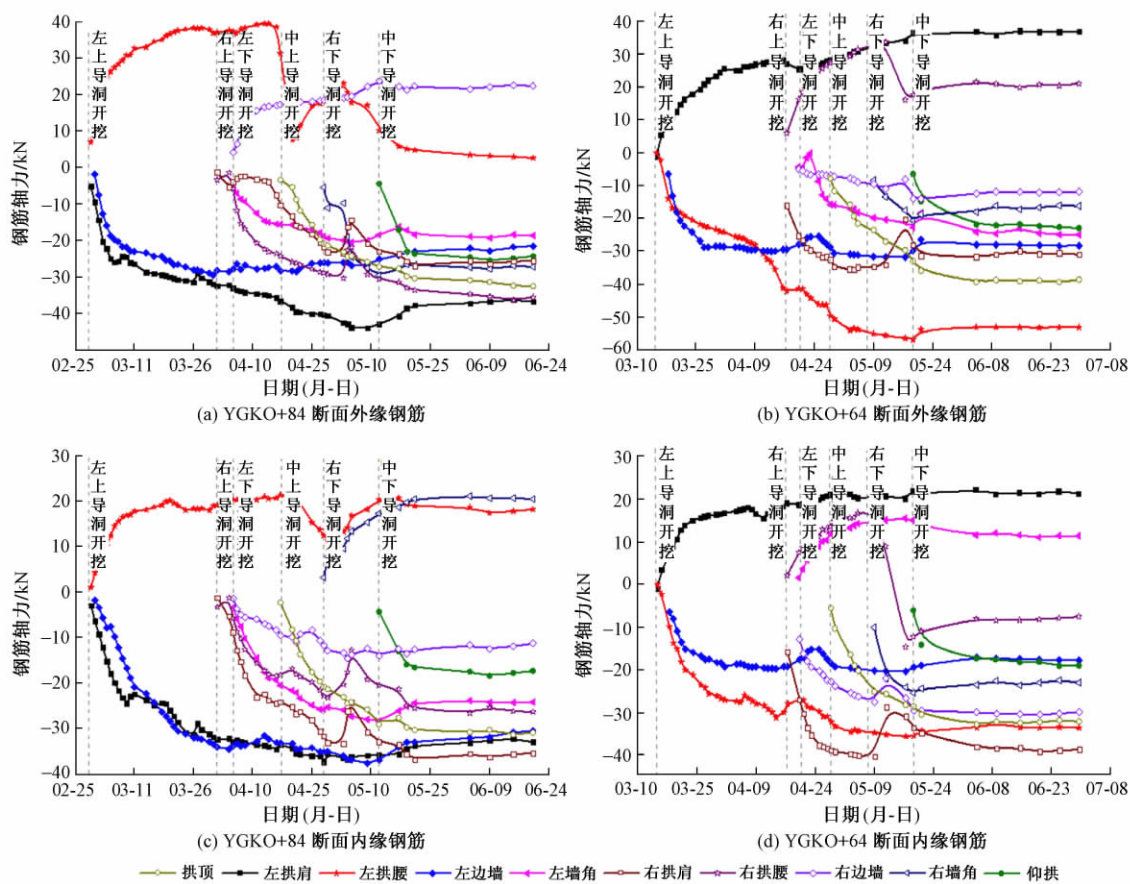


图4 格栅拱架钢筋轴力时程曲线(单位:kN)

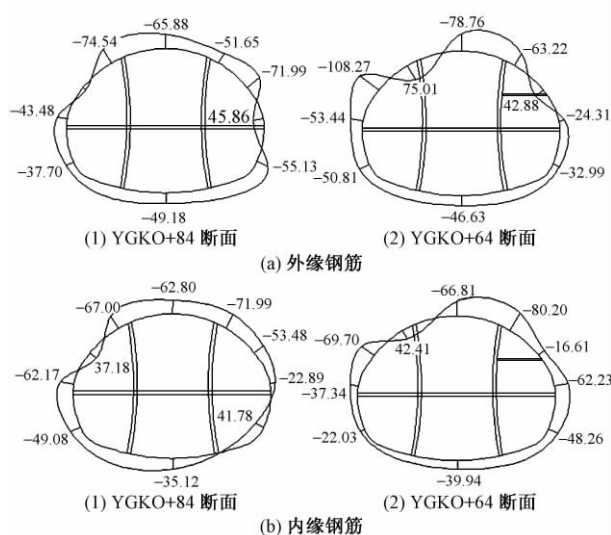


图5 格栅拱架钢筋应力分布(单位:MPa)

分析图4可知:①同一个测试断面上格栅拱架内、外缘钢筋轴力随时间的变化规律较为一致。格栅拱架架立初期钢筋轴力增长迅速,而后增幅放缓并趋于稳定。这与早期喷射混凝土强度低,格栅拱架作为主要的受力结构有关。下部导洞格栅拱架的钢筋轴力较小而且增幅平缓,这与上部导洞格栅拱架已经与中隔墙支撑、横支撑形成封闭稳定的支护结构有关。

②YGKO+64断面右上导洞在开挖25d,架设临时横向钢支撑后,右侧拱肩、拱腰、边墙处内、外缘钢筋轴力均有不同程度的减小现象,拱腰处最为明显,说明临时横向钢支撑使上部拱架应力得到一定释放,起到了加固支护作用。③各测试断面均在仰拱施作完成封闭成环7d后,整个格栅拱架受力趋于稳定,这也与围岩压力的变化规律相吻合。

由图5可知:①2个测试断面格栅拱架的内、外缘钢筋均以受压为主,个别部位受拉。最大应力值为108.27 MPa,位于YGKO+64断面左拱腰的外缘钢筋处,远小于《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2005)^[10]中钢筋的抗压强度设计值268 MPa,满足设计要求。②内、外缘钢筋应力分布不均匀。总的来说,上导洞格栅拱架钢筋应力大于下导洞格栅拱架,拱腰、拱肩处的钢筋应力值较大,这与围岩压力的测试结果相吻合。

4 结论与建议

1) 格栅拱架支护作用明显,钢筋应力最大值为108.27 MPa,位于隧道拱腰处,满足设计要求。拱架架设初期受力变化幅度较大,这与喷射混凝土早期强度

低,格栅拱架作为主要的受力结构有关。

2) 测试断面拱腰、拱肩处围岩压力、钢筋应力都相对较大,施工过程中应加强变形监测和控制。在此类隧道开挖过程中初期支护局部变形较大时,采用临时钢支撑辅助加固效果明显。

3) 整个断面格栅拱架钢筋应力分布不均匀,施工过程中格栅拱架的分段架设与连接要到位、牢固,尽量提高结构的整体性,共同受力。

4) 仰拱处格栅拱架钢筋应力最大达到 49.18 MPa,受力明显;且仰拱施作完毕 7 d 后,整个断面围岩压力和格栅拱架钢筋应力趋于稳定。应重视仰拱的作用,及时封闭成环。

参 考 文 献

- [1] 谭忠盛,喻渝,王明年,等.大断面黄土隧道中型钢与格栅适应性的对比试验[J].岩土工程学报,2009,31(4):628-632.
- [2] 曲海锋,朱合华,黄成造,等.隧道初期支护的钢拱架与钢格栅选择研究[J].地下空间与工程学报,2005,1(2):258-262.
- [3] 王梦恕.地下工程浅埋暗挖技术通论[M].合肥:安徽教育出版社,2004.
- [4] 杨其新,关宝树.轻型格栅支护与围岩共同作用的力学性能试验研究[J].地下空间,1996,16(1):20-29.
- [5] 李明耿.大断面超偏压黄土隧道出口段换拱施工技术[J].铁道建筑,2012(11):50-52.
- [6] 韩桂武,刘斌,范鹤.浅埋黄土隧道衬砌结构受力分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(增1):3251-3256.
- [7] 李树忱,冯丙阳,马腾飞,等.隧道格栅拱架喷射混凝土支护力学特性[J].煤炭学报,2014,39(增1):59-62.
- [8] 丁祖德,彭立敏,陈松洁,等.浅埋暗挖地铁隧道初期支护大变形分析及处理[J].工程勘察,2010(10):9-13.
- [9] 高峰,谭绪凯.双侧壁导坑法施工的大断面隧道的稳定性分析[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2010,29(3):364-366.
- [10] 中华人民共和国铁道部.TB 10003—2005 铁路隧道设计规范[S].北京:中国铁道出版社,2005.

Mechanical Analysis of Lattice Arch Used in Large Span Running Tunnel in Loess Stratum by New Austrian Tunneling Method

PAN Chunyang^{1,2}, YAN Songhong^{2,3}, LIANG Xiao^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou Gansu 730070, China; 2. Key Laboratory of Road & Bridge and Underground Engineering of Gansu Province, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou Gansu 730070, China; 3. Laboratory of Rail Transit Mechanics Applied Engineering of Gansu Province, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou Gansu 730070, China)

Abstract The large span running tunnel in loess stratum of Donggang Station's Rear Wiring Section, part of Lanzhou Rail transit Line 1, was built using double side drift method. The distributions of the pressure of surrounding rock of initial support and the steel stress of the lattice arch were analyzed with the monitoring data at different sections. The results show that the supporting effect of the lattice arch is significant. The maximum steel stress is 108.27 MPa, located at the tunnel arch waist, meeting the design requirements. The surrounding rock pressure and steel stress at the arch waist and shoulder of the tested section are relatively large, suggesting more deformation monitoring and controlling during construction. A temporary steel support is suggested for reinforcement if the local deformation of initial support is large. The steel stress distribution of the entire lattice arch is not uniform. The segments of the lattice arch shall be tied with joints tightly to improve the structural integrity. Seven days after the inverted arch construction was completed, the surrounding rock pressure and the steel stress of the lattice arch at the entire section tend to be stable.

Key words Railway tunnel; Mechanical analysis; In-situ monitoring; Lattice arch; Loess stratum; Large section tunnel; Double side drift method

(责任编辑 葛全红)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0064-04

橡胶缓冲垫层保护下棚洞结构落石冲击力学响应研究

王 琦, 王玉锁, 耿 萍

(西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘 要 采用以橡胶为原料的废弃轮胎作为垫层材料, 利用有限元软件建立落石冲击棚洞结构模型, 研究落石冲击速度、橡胶缓冲垫层厚度对棚洞结构最大等效应力、结构动能、节点位移等的影响。结果表明: 在竖向落石冲击作用下, 棚洞结构中间跨的横梁端部为受力不利位置; 落石的冲击速度越高、橡胶缓冲垫层越厚, 橡胶垫层的缓冲作用越显著; 在冲击荷载作用下, 棚洞结构横梁下部会承受较大的拉应力, 应加强横梁底部的钢筋布置。

关键词 隧道; 落石; 橡胶缓冲垫层; 有限元分析; 棚洞结构; 动力响应; 冲击荷载

中图分类号 U453.1; P642.21 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.16

众所周知, 隧道洞口段往往处于岩体破碎、地形严峻的地质脆弱段, 是危岩落石灾害易发地段, 加之隧道施工刷坡、爆破、运营期间机械振动等因素, 导致隧道洞口地段成为落石灾害重要威胁对象之一。

目前, 为了防治落石危害, 主要有设点看守、清除危岩、支挡加固、喷锚封闭等主动防护措施, 以及加盖棚洞、软网防护、改线绕行等被动防护措施^[1-3]。工程实践证明, 这些落石防护方式都是行之有效的, 但存在一些缺点, 如设点看守的方式仅能减轻危害并不能消除危害; 清除围岩可能会形成新的病害; 支挡加固的施工难度较大, 且易成为新的崩塌来源; 软网防护只适用于较破碎的岩面, 且只能防治小规模、小直径的落石; 改线绕避虽可根治落石危害, 但投资较大、工期较长, 一般仅适用于灾难性危害多发区。

虽然目前落石灾害问题越来越突出, 但相关落石研究主要集中在路基边坡落石灾害上, 隧道洞口段棚洞结构受落石冲击影响等方面的研究并未引起足够重视, 尚未见系统的分析研究。

Mougin 等^[4]采用模型试验研究了落石对棚洞混凝土板的冲击; 王玉锁等^[5-6]对隧道洞口段的危岩落石进行了风险评估并采用颗粒流离散元软件对落石冲击力进行了数值模拟研究; 陈驰等^[7]利用 FEM 法确定

了落石冲击力近似计算方法中的参数取值, 得到了钢筋混凝土棚洞结构的冲击力公式; 刘成清等^[8]运用有限元软件 ANSYS/LS-DYNA 对落石冲击钢筋混凝土棚洞结构的相关动力系数进行了研究; 潘长平等^[9]对落石荷载下的悬臂式棚洞结构的动力响应进行了分析; 叶四桥^[10]对隧道洞口段落石灾害及防治进行了系统研究; 何思明等^[11-12]以接触力学为基础研究了落石的回弹恢复系数、计算了冲击力并预测了落石坡面的运动轨迹。

一般认为, 对于隧道洞口段的落石防护宜采用加盖棚洞结构的工程措施。为了增强钢筋混凝土棚洞结构的防护效果, 可在棚洞盖板顶部覆盖一定厚度的缓冲材料, 起到消能和缓冲的作用。常见的缓冲材料为不同性质的黏性土或砂砾石。采用此类材料, 在一定程度上可以吸收落石冲击能, 但其自重较大, 会增加棚洞上作用的荷载。

本文采用具有高弹性、大变形、低密度的废旧轮胎作为棚洞结构的缓冲垫层材料, 并利用动力有限元软件 LS-DYNA 研究不同高度下落石冲击隧道棚洞结构的动力响应问题。

1 落石冲击隧道棚洞结构数值模拟

考虑工程实际建立落石冲击棚洞结构模型, 如图 1 所示。假定落石以不同的冲击速度冲击棚洞结构, 分析棚洞结构在不同冲击速度和不同厚度缓冲垫层下的响应特征。

1) 模型尺寸

柱, 长 5 m, 截面尺寸 0.5 m × 0.5 m, 纵向间距 3 m, 横向间距 4.5 m; 纵梁尺寸 0.5 m × 0.5 m × 3 m;

收稿日期: 2016-10-06; 修回日期: 2016-12-24

基金项目: 国家自然科学基金(51378433); 四川省科技计划项目(2013GZ0047)

第一作者: 王琦(1992—), 男, 硕士研究生。

E-mail: 863598956@qq.com

通信作者: 王玉锁(1974—), 男, 副教授, 博士。

E-mail: wangysuo@home.swjtu.edu.cn

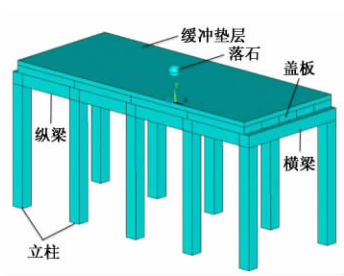


图1 落石冲击棚洞结构模型

横梁尺寸 $0.5\text{ m} \times 0.5\text{ m} \times 5\text{ m}$; 盖板尺寸 $0.2\text{ m} \times 1\text{ m} \times 3\text{ m}$; 落石为等效半径 0.5 m 的实心球体; 缓冲垫层分别为 $0.2, 0.3, 0.4, 0.5\text{ m}$ 的等厚橡胶(忽略轮胎中间的空洞)。

2) 单元类型及材料

棚洞结构、废旧轮胎缓冲垫层和落石结构单元类型均定义为 Solid 164 单元。选取花岗岩模拟落石材料,选取 C35 混凝土模拟棚洞结构材料,选取普通橡胶材料模拟废弃轮胎缓冲垫层。具体参数见表 1。

表1 落石、棚洞结构及垫层材料参数

类型	密度 / (kg/m^3)	弹性模量 / MPa	泊松比
落石	2 790	5×10^4	0.3
棚洞结构	2 400	3×10^4	0.2
垫层	1 300	4.99	0.47

由于落石相对于橡胶材料刚度很大,故落石采用刚体模型。由于橡胶属于超弹性材料废弃轮胎组成的缓冲垫层,故采用 MAT_MOONEY-RIVLIN_RUBBER 本构模型。由于混凝土刚度较大,故棚洞结构采用 MAT_ELASTIC 本构模型。

3) 其他设置

本次设置的落石冲击速度分别为 $5, 10, 15\text{ m/s}$ 。在落石速度较大时,通过减少增量步和细化网格的方法降低引起的误差^[13]。

考虑落石及棚洞结构的刚度均较大,在建模时将落石和棚洞结构默认为刚体,忽略棚洞结构的表面损伤及落石撞击结构后可能发生的解体情况。落石与棚洞(含垫层)结构的接触设置为单面自动接触(Single Surface),动、静摩擦系数均为 0.3。

为了使计算结构具有一般性,在建模时统一将棚洞结构柱脚截面的 3 个自由度施加约束,允许位移值均为 0。

模拟仿真的求解时间设置为 0.1 s ,以落石刚好接触垫层(或棚洞)为初始时刻。

2 数值模拟结果分析

2.1 Von Mises 等效应力与时间的关系

当 LS-DYNA 动力求解完成后,可以通过观察 Von Mises 等效应力云图的变化来观察落石冲击棚洞结构时冲击力的传递和扩散过程。当落石刚接触缓冲垫层时,等效应力集中在落石与垫层接触的较小区域内, Von Mises 等效应力值较小;随着冲击继续, Von Mises 等效应力范围迅速扩大,并且由垫层向棚洞结构传递, Von Mises 等效应力值急剧增大,之后迅速衰减,并伴随着震荡变化。

由于时间步较多,且组合情况不同,这里仅给出在冲击速度为 10 m/s 、垫层厚度为 0.2 m 的工况下,最大 Von Mises 等效应力出现时的应力云图如图 2。

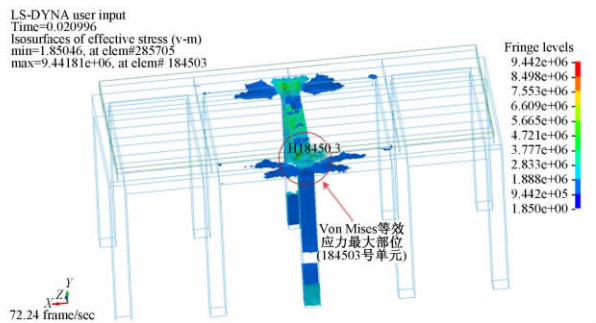


图2 最大 Von Mises 等效应力的应力云图(单位: Pa)

由图 2 可知,在冲击开始后的 0.021 s ,位于中间跨横梁端部的 184 503 号单元出现了最大 Von Mises 等效应力,其值为 9.442 MPa 。

本文分别针对冲击速度(v)为 $5, 10, 15\text{ m/s}$,废弃轮胎缓冲垫层厚度(h)分别为 $0.2, 0.3, 0.4, 0.5\text{ m}$ 的情况进行了全组合模拟仿真,通过 LS-PREPOST 的数据导出功能,绘制最大 Von Mises 等效应力时程曲线见图 3。由图 3 可知,在冲击速度一定时,缓冲垫层的厚度越大,最大 Von Mises 等效应力峰值会越小,并且出现峰值的时间会滞后;而冲击速度越大,最大等效应力的峰值也越大,作用在棚洞结构的荷载就越大,棚洞结构越容易发生破坏。同时,观察到冲击速度较小时经历的波峰要多于冲击速度较大的情况。

2.2 冲击动能与时间的关系

由于落石在冲击碰撞前已具有了初速度,在冲击棚洞结构的全过程中,动能会发生相应的变化,限于篇幅,这里仅列出在缓冲垫层厚度为 0.2 m 时,不同冲击速度下棚洞结构动能变化曲线见图 4。由图 4 可知,由于落石的冲击速度不同,其给予结构的初始峰值动能也不同,冲击速度越大,则结构初始峰值动能越大。之后,由于覆盖在棚洞结构顶部的高弹性废旧轮胎垫

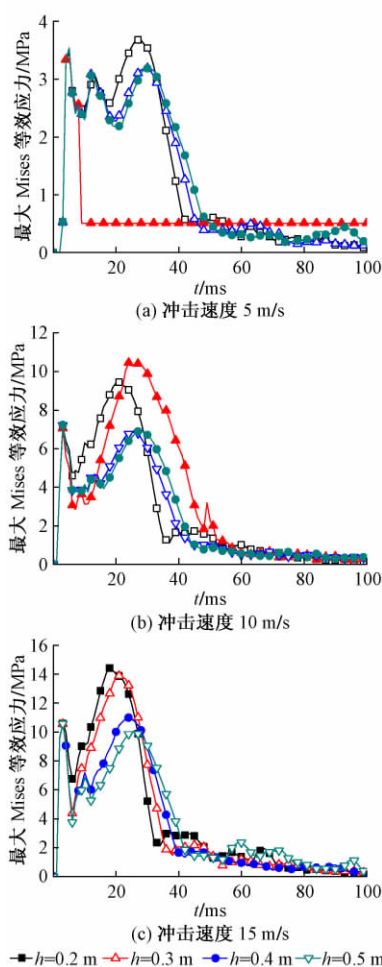


图3 最大 Von Mises 等效应力时程曲线

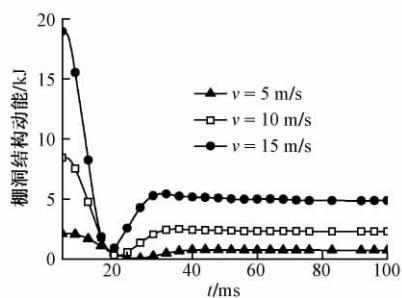


图4 不同冲击速度下棚洞结构动能变化曲线

层的吸能作用,棚洞结构动能迅速衰减,并且随着冲击的继续进行,结构动能发生回弹,且稍大于首次动能峰值,此时棚洞结构达到碰撞过程的第2次动能峰值,随后逐渐衰减。同时,冲击速度越大,废旧轮胎垫层的吸能作用越快、一次能量消散越明显。这与轮胎中橡胶成分具有高弹性,且允许发生大变形的性质有关。

2.3 节点位移与时间的关系

棚洞结构上的位移变化反应了棚洞结构在受到冲击荷载时的动力响应,选取中间跨,即受冲击最近处立柱顶部的86 338号节点、纵梁中部86 071号节点及横

梁中部87 802号节点进行分析。冲击速度为5 m/s时,3节点在不同垫层厚度下的竖向(Y向)位移见图5。

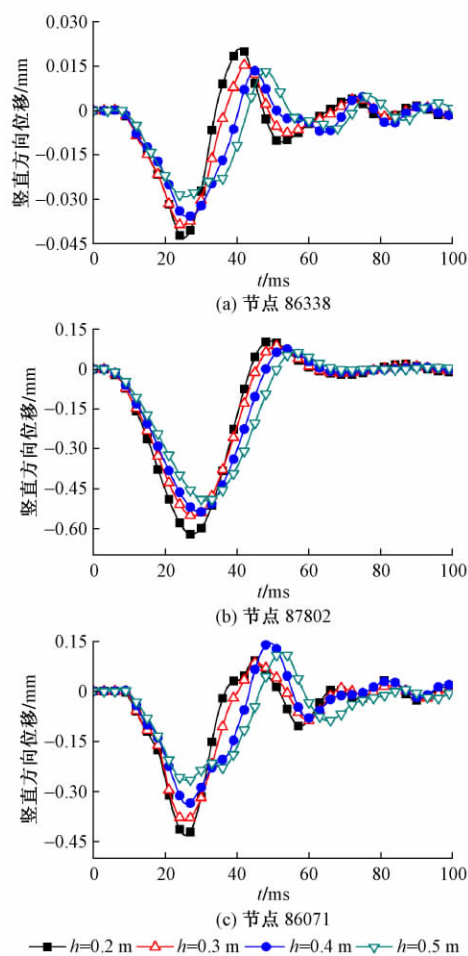


图5 3节点在不同垫层厚度下的竖向位移

分析图5可以发现,在5 m/s冲击速度下,3节点在冲击开始后的0.03 s内竖向位移均达到了最大值,且由于冲击应力最先扩散至底部的横梁处,故位于横梁上的节点87 802达到的变形值比其他2个节点较大。同时,缓冲垫层厚度越大,3节点的竖向位移值均会越小,这是由于废弃轮胎构成的缓冲垫层材料厚度越大,其允许的变形值越大,吸能效果更明显,能更好地为棚洞结构提供防护,防止结构发生冲击破坏。

为了对比分析节点位移变化情况,在冲击速度为5 m/s的条件下,加入了无垫层工况($h=0$),以节点86 338为例,绘制在不同厚度缓冲垫层下的竖向位移曲线,如图6所示。通过图6可以发现,在无垫层工况下,落石冲击棚洞结构时,结构会比有垫层工况下更早发生竖向位移,且位移值远大于有垫层工况。无垫层工况下发生的位移振荡频率较有垫层工况的高,会使结构发生疲劳破坏。由此可见,废弃轮胎构成的缓冲垫层对棚洞结构的防护作用非常明显。

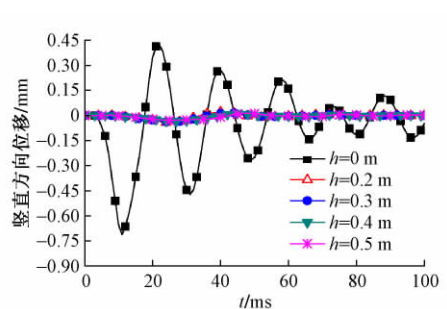


图6 节点86338在不同垫层厚度(含无垫层)下竖直方向位移

3 结论

1) 在竖向落石冲击下,棚洞结构中间跨的横梁端部为受力不利位置,设计中应加以重视。

2) 由于落石的冲击速度不同,其给予结构的初始动能也不同,冲击速度越大、吸能作用越快、一次能量消散作用越明显。若增大缓冲层厚度,会使缓冲作用更明显。由于橡胶材料密度小,不会像回填土那样给结构增加较大的附加荷载。

3) 在冲击荷载作用下,棚洞结构横梁下部会承受较大的拉应力,应加强横梁底部的钢筋布置;对比无垫层冲击情况,废旧轮胎缓冲垫层会极大地改善棚洞结构的受力性能。

参 考 文 献

[1] 何思明,沈均,吴永. 滚石冲击荷载作用下棚洞结构动力响应[J]. 岩土力学,2011,32(3): 781-784.

[2] 王爽,周晓军,郭瑞,等. 隧道洞口落石运动特性数值模拟[J]. 铁道建筑,2013(12): 43-44.

[3] 罗章波. 小平地隧道进口危岩落石分析及整治设计[J]. 隧道建设,2013,33(9): 768-773.

[4] MOUGIN J P, PERROTIN P, MOMMESSIN M, et al. Rock Fall Impact on Reinforced Concrete Slab: An Experimental Approach[J]. International Journal of Impact Engineering, 2005,31(2): 169-18.

[5] 王玉锁,杨国柱. 隧道洞口段危岩落石风险评估[J]. 现代隧道技术,2010,47(6): 33-38.

[6] 王玉锁,李俊杰,李正辉,等. 落石冲击力评定的离散元颗粒流数值模拟研究[J]. 西南交通大学学报,2016,51(1): 22-29.

[7] 陈驰,刘成清,陈林雅,等. 落石作用于钢筋混凝土棚洞的冲击力研究[J]. 公路交通科技,2015,32(1): 102-105.

[8] 刘成清,陈驰. 落石冲击作用下钢筋混凝土棚洞结构的动力系数研究[J]. 施工技术,2013,43(17): 46-48.

[9] 潘长平,吴清,翟敏刚,等. 落石荷载下悬臂式棚洞结构的动力响应分析[J]. 现代隧道技术,2015,52(2): 155-159.

[10] 叶四桥. 隧道洞口段落石灾害研究与防治[D]. 成都: 西南交通大学,2008.

[11] 何思明,吴永,李新坡. 滚石冲击碰撞恢复系数研究[J]. 岩土力学,2009,30(3): 623-627.

[12] 何思明,吴永,杨雪莲. 滚石坡面冲击回弹规律研究[J]. 岩土力学与工程学报,2008,27(增1): 2793-2798.

[13] DUFFY J D. Field Tests and Evaluation of Hi-tech Low Energy Chain in Rockfall Fences[R]. California: California Department of Transportation,1996.

Research on Mechanical Response of Tunnel Shed with Protective Rubber Cushion Subjected to Impact of Rockfall

WANG Qi, WANG Yusuo, Geng Ping

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract Some waste tire was made of rubber, which could be used as cushion material. A model of rockfall impact tunnel shed was established by finite element software to analysis the effects of rockfall impact velocity, the thickness of the cushion on the maximum equivalent stress, kinetic energy, the displacements of some nodes of tunnel shed. The results show that under the vertical impact of rockfall, the end of beam in the middle span of tunnel shed is a disadvantageous position. The impact velocity of rockfall is higher, the thickness of cushion is thicker, the cushion effect is more significant. Under the impact load, the lower part of the tunnel shed will bear larger tensile stress, and the reinforcement at the bottom of the beam should be strengthened.

Key words Tunnel; Rockfall; Rubber cushion; Finite element analysis; Tunnel shed; Dynamic response; Impact load

(责任编辑 郑冰)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0068-03

碎裂岩体双洞隧道车行横洞交叉过渡施工技术

吴应明

(中铁二十局集团有限公司, 陕西 西安 710016)

摘 要 以在建的雅康高速公路前碛3[#]碎裂岩体双洞隧道车行横洞交叉过渡施工为背景,运用现场踏勘、理论分析、优化验证方法等手段,对隧道工程条件和隧道空间结构进行了分析。提出了正洞与车行横洞交叉口拱顶塌腔预处理,门架及超前大管棚强加固的方法,确定了“先横洞,再过渡段,后正洞”的整体开挖与支护工序及其相应施工参数。实践表明,提出的碎裂岩体双洞隧道车行横洞交叉过渡施工方案及技术能够确保工程安全和进度,可以作为本工程的指导依据,也可为类似工程提供参考。

关键词 隧道工程; 施工技术; 横洞; 交叉过渡; 碎裂岩体

中图分类号 U455.49 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.17

在建的雅康高速公路前碛3[#]隧道左线原设计长1 708 m,原计划从出口单向掘进。由于2015年“11.22”康定Ⅵ级地震影响,原本极具破碎的隧道洞口左侧覆盖层出现了滑塌并不断牵引且有扩大的趋势。为此,将前碛3[#]隧道左线出口段和大柏牛隧道左线进口段线路向左侧(靠山侧)进行调整。调整后,前碛3[#]隧道左线出口段完全覆盖,不具备进洞条件,必须从右线专门掘出一个横洞作为左线施工车行唯一通道。由于岩体碎裂且被地震震松,加上左右线间距不大,除了因空间狭小导致施工不便外,车行横洞的开挖施工将极其危险。特别是掘进爆破的二次振动叠加效应,稍不注意很可能会大变形甚至出现垮塌等事故。基于此,必须充分结合隧道穿越强震区不良地质条件以及左右双洞中隔岩体具体情况,确定出车行横洞交叉过渡施工方法及支护措施。控制车行横洞施工对碎裂围岩以及中隔岩墙稳定性的负面影响,以确保隧道施工安全。

1 工程条件分析

工程线路高程1 315~1 420 m,沿线地层分布主要受构造控制。低山丘陵河谷区主要地层为第三系砾岩,白垩系砾岩、砂岩,泥盆系大理岩、片岩,中元古界石英片岩、片麻岩。南阳盆地主要地层为第四系膨胀土和第三系泥岩、砂砾岩,以及构造岩类和花岗岩侵入体。沿线主要不良地质现象为滑坡、错落、崩塌、岩堆

及危岩落石、溜坍、泥石流、岩溶、地震液化等。基本地震动峰值加速度为0.20g,地震基本烈度为Ⅷ度。属亚热带季风气候为主的山地气候,年平均气温15.1℃,1月平均气温5℃,8月平均气温23.7℃。降水量由东向西随高度递增,年平均降水量达1 660 mm,雨季长达半年,主要的灾害表现为低湿、阴雨和洪涝,时有冰雹、大风。工程附近为天全河,水量丰富,河内流量主要来自雨水补给,其次是地下水补给和冰雪融水补给。隧道主要穿过硬质花岗岩,并在施工中发现严重影响生产安全的断层破碎带。另外,由于工程处于丰水区,季节暴雨洪灾比较频繁,隧道涌水呈股状、淋水状涌出。前碛3[#]隧道出口为反坡施工且同时存在浅埋、偏压、滑坡现象,施工安全风险高。中长期地质作用特别是地震作用后,岩体非常破碎,对隧道施工特别是左右线连接通道施工安全影响极大。

由于地质条件较差,加上空间较为狭小,施工场地条件恶劣,经过方案论证确定隧道左线调至靠山体里侧,右线不变。由此,则会导致左线隧道增长甚至超过4 km,而隧道进口因山体陡峭且高悬半山腰而不具备进洞条件。如此,则需要在碎裂围岩岩体中另外开辟车行横洞以方便左线施工,难度极大,非常容易发生安全事故,必须提前防范风险。

2 隧道空间异常结构分析

根据目前开挖揭露地质情况,待挖车行横洞与隧道左线交叉口处处于地震断裂带,断层与线路位置关系如图1所示。另外,邻近断层位置隧道围岩碎裂,如掌子面K77+752开挖后所揭露的围岩为灰色强风化花岗岩、岩质较软,用手即可折断,开挖弃渣呈粉状。

收稿日期: 2016-09-08; 修回日期: 2016-10-26

作者简介: 吴应明(1963—),男,教授级高级工程师。

E-mail: 728167898@qq.com

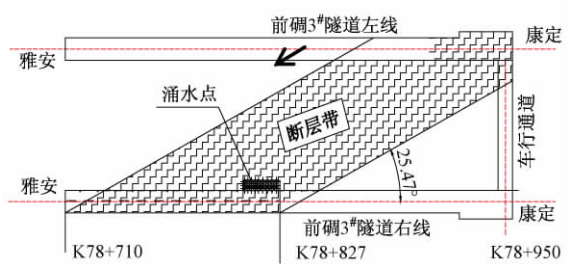


图1 隧道与断层空间结构展布

从图1可看出,尽管线路调整后隧道左右线的间距较大,但有一条大断层恰好斜向穿越左右两线,且断层宽度斜向距离长达117 m,车行横洞与左线交叉口刚好处于地震断裂带。围岩为灰色强风化花岗岩、岩体稳定性极差、岩质较软,遇水呈黏稠状胶体,坍塌现象频繁,对隧道施工影响极大。为此,必须对车行横洞的预加固、开挖、加强支护等技术进行论证分析。

3 车行横洞开挖前预处理与加固方法

参考隧道工程施工技术^[1-6],结合车行横洞长达79.6 m且地质条件极差、围岩极度碎裂、紧邻大断层等实际情况,在开挖前必须提前采用更加安全的超前大管棚和超前小导管对导洞掌子面前段围岩进行预加固处理,具体方法及步骤如下:

1) 正洞与车行横洞交叉口拱顶塌腔预处理

因地质条件偏弱,从正洞位置进行洞口掘进时容易出现拱顶坍塌,因此导洞开始施工前,对车行横洞掌子面围岩裂缝处进行径向注浆加固,并在交叉口5 m范围内初支面上架设9榀临时拱架,临时拱架与初支拱架位置重合,以保证围岩安全稳定。

2) 门架及超前大管棚强加固

为能预先加强围岩稳定,在车行横洞与隧道正洞交界线向横洞侧50 cm位置,安装I_{20b}工字钢矩形门架。门架净空尺寸4.5 m×3.0 m,门架采用双I_{20b}焊接,门架拱脚置于0.5 m(长)×0.5 m(宽)×0.5 m(高)的C20混凝土支墩上。门架安装完成后施做10根直径为φ108、长度8 m的超前大管棚,其外倾角均为13.15°,如图2所示。

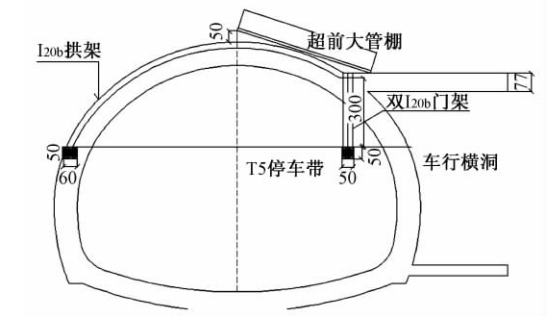


图2 门架及超前大管棚强加固立面(单位:cm)

4 车行横洞开挖与支护工序

依据隧道施工方法^[7-9],在预处理及预加固完成后立即转入车行横洞开挖工序,一直挖至车行横洞左侧边墙终端位置并近接正洞拱部,最后进入正洞开挖。

4.1 车行横洞开挖

车行横洞施工至与正洞交界位置,先掘出宽为4.5 m的导洞,进入正洞后按照正洞断面形状“上挑施工”,如图3所示,导洞施工主要工程量列于表1。

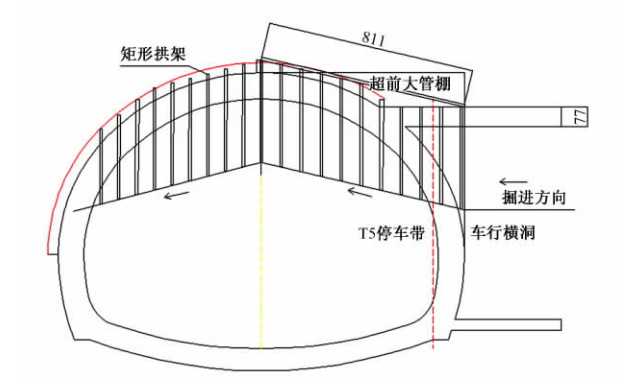


图3 施工示意(单位:cm)

表1 导洞施工主要工程量

工序	项目	数量	备注
1	拱顶注浆/m ³	20	
1	I ₂₀ 工字钢/kg	13 733	共26榀,442 m
2	φ108管棚/m	112	14根
3	φ42锁脚小导管/m	312	26榀,每榀4根
4	φ42超前小导管/m	288	
5	C20混凝土/m ³	16.8	拱架基础

4.2 开挖后临时喷锚支护

临时支护参数主要为:钢支撑采用I_{20b}钢架,间距60 cm,喷混凝土厚度26 cm,每榀拱架拱脚设置2根锁脚锚杆,φ25药卷锚杆单根长度3 m。另外,导洞开挖过程中,应及时对两侧壁进行喷混凝土封闭,喷混凝土厚度15 cm。

到达正洞终端后按照预设断面开挖灌注0.6 m(宽)×0.5 m(厚)×5 m(长)C20混凝土扩大基础,导洞净尺寸为4.5 m(宽)×3 m(高)。

导洞顶临时横向(线路纵向)工字钢不拆除,永久预留在正洞钢拱架外侧,开挖时预留变形量为35 cm。

4.3 安装正洞钢拱架

隧道正洞初期支护为I_{20b}钢架,间距60 cm,喷混凝土26 cm。类比计算,4.5 m宽需采用8榀拱架。中部6榀钢架间距60 cm,导洞终端置于0.5 m厚钢筋混凝土扩大基础上。导洞入口端拱架焊接在预先安装好的门架上,如图4所示。I_{20b}钢架采用HRB400φ25纵

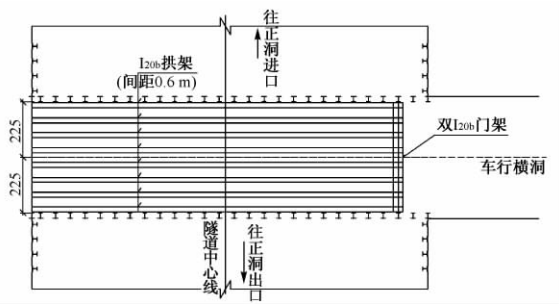


图4 导洞入口端拱架焊接门架平面布置(单位: cm)

向钢筋焊接连接,间距 1 m,梅花形布置。

4.4 正洞施工

按环形开挖预留核心土法进行正洞开挖。首先拆除大里程侧门架竖向 I20b 钢架支撑,然后进行正洞开挖,待大里程侧仰拱封闭成环后,再进行小里程侧正洞开挖。

从现场实际施工效果看,开挖支护效果较好,已经安全进入正洞且施工正常。说明提出的预处理、预加固、开挖和支护以及整体工序是合理的,可以保证围岩稳定和结构安全还确保了生产进度,能够满足工程安全要求。

5 结论

1) 对需要在地质条件较差、空间狭小特别是施工场地条件恶劣的碎裂围岩的高速公路双洞隧道中掘进车行横洞难度极大,非常容易发生安全事故,必须提前对车行横洞的预加固、开挖、加强支护等技术进行有效

分析,据此才能保证施工安全。

2) 结合工程实际提出的车行横洞开挖前预处理与加固方法以及车行横洞开挖与支护工序能够满足碎裂围岩双洞隧道的安全要求,获得了较好的开挖支护效果,并保证了施工进度。

3) 由于碎裂岩体的特殊性,特别是大断层及围岩局部涌水的不确定性,对施工影响极大,要求提出的施工技术还须根据隧道施工过程中揭露出的围岩实际情况进行动态调整,以确保工程建设顺利完工。

参 考 文 献

- [1] 张涛. 软弱围岩隧道 CRD 法施工围岩稳定性评价指标研究[J]. 铁道建筑, 2015(4): 66-69.
- [2] 王万德. 隧道工程施工技术[M]. 沈阳: 东北大学出版社, 2010.
- [3] 何艳维. 浅谈软岩大变形隧道施工技术[J]. 建材与装饰, 2015(52): 280-282.
- [4] 李金秋, 王秀艳, 孙琳, 等. 碎裂岩体区近距离交叠隧道施工引起的地表沉降规律[J]. 铁道建筑, 2016(7): 64-69.
- [5] 李源源. 软弱围岩隧道施工技术[J]. 交通世界(建养·机械), 2013(12): 240-241.
- [6] 王尽忠, 王玉锁, 曾宏飞, 等. 中天山隧道 TBM 施工破碎围岩段新型注浆加固技术[J]. 铁道建筑, 2014(3): 41-43.
- [7] 邱海波. 天坪岭隧道施工技术与管理措施研究[J]. 工程建设与设计, 2015(5): 130-132.
- [8] 任佳鹏. 断层及破碎带隧道施工技术的分析[J]. 山西建筑, 2016(11): 192-194.
- [9] 杨澍. 小断层地段隧道施工技术探讨[J]. 北方交通, 2014(9): 124-126.

Construction Technology of Transverse Connective Adit Between Two Main Tunnels in Cataclasite Rock

WU Yingming

(China Railway Twenty Bureau Group Corporation, Xi'an Shaanxi 710016, China)

Abstract Taking the construction technology of transverse connective adit between two main tunnels of Ya'an-Kangding highway in No. 3 cataclasite rock as background, the tunnel engineering conditions and tunnel space structure were analyzed by applying the methods of site reconnaissance, theory analysis and optimization verification. The pretreatment of caving collapse at the crown hole was used for the intersection of main tunnel and adit. The door frame and advance pipe roof reinforcement were proposed. The whole excavation and supporting process and relevant construction parameters were determined. The sequence is construction adit first, then transition action, after main tunnel. Practice show that the proposed construction scheme and technology can ensure the security and progress of construction, and can be regard as a reference for similar engineering.

Key words Tunnel engineering; Construction technology; Adit; Cross transition; Cataclasite rock

(责任编辑 赵其文)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0071-04

强涌水条件下碎裂岩体隧道快速施工技术

邓 勇

(中铁二十局集团有限公司, 陕西 西安 710016)

摘 要 以在建雅康高速公路前碛3[#]隧道碎裂岩体强涌水条件下的隧道施工为背景,运用理论分析、数值仿真、现场验证等方法,在对碎裂岩体强涌水及其原因分析的基础上,进行了注浆加固效果仿真分析。进而确定了破碎岩体洞段堵水注浆方法,提出了破碎洞段堵水注浆和破碎洞段防排水施工工艺。实践表明,按照提出的方法及工艺能够明显减小隧道涌水量,具有较好的排水效果,可以保证碎裂岩体隧道正常施工和人员安全,取得了极大的经济效益和社会效益。

关键词 隧道; 堵水注浆; 施工技术; 强涌水; 碎裂岩体

中图分类号 U455.49 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.18

建设中的雅康高速公路前碛3[#]隧道位于四川盆地西南边缘,开挖过程围岩极其破碎,洞口处存在偏压。同时隧址区地震活动频繁,地震设防烈度高。在施工过程中,需要特别注意的是,由于一条宽达117 m的大断层斜向切割隧道且岩浆岩裂隙发育,致使地下水非常丰富,已在施工中出现强涌水现象。加上地质条件原本十分恶劣,一旦施工扰动或者遭遇暴雨或地震等不利作用,极易发生大变形甚至失稳破坏。为此,必须充分结合隧道穿越强涌水区不良地质条件以及隧道涌水的具体情况,确定出强涌水碎裂岩体隧道大变形控制与换拱施工工法及其相应施工参数,从而达到在强涌水条件下双洞隧道快速施工的目的并确保隧道施工安全。

1 碎裂隧道强涌水及其原因分析

1.1 隧道涌水及其特征

由于隧道围岩破碎且山体裂隙水严重,2016年5月16日前碛3[#]隧道右洞出口掌子面K77+812施工时其后方K77+820—K77+827位置右侧边墙大量突水。涌水量高达每小时300 m³,导致掌子面最大积水深度超过1.6 m。同时,K77+820—K77+827洞段右侧边墙初支混凝土开裂,裂缝宽0.5~1 cm,局部拱脚变形严重,侵限达到60 cm。

1.2 强涌水原因分析

由于在隧道掘进过程中会诱发破碎围岩裂隙进一

步发展,导致围岩周围水系发生变化,引发隧道涌水。隧址区地下水含有松散层孔隙水、岩浆岩裂隙水等。松散层孔隙水主要赋存于第四系松散堆积层中,接受大气降水及地表水的补给,顺地形向沟以及下游排泄,并部分补给下伏地下水,具有补给条件差、径流距离短的特征,地下水丰富。岩浆岩裂隙水主要赋存于花岗岩的裂隙中,埋藏分布于风化带裂隙和构造裂隙中,其富水性和透水性较好。尽管现场调查未见泉水出露,但在雨季时有季节性泉水出露,泉水多沿着破碎裂隙处渗出,泉水流量小,约0.03~0.10 L/s。基于上述原因,前碛3[#]隧道涌水极其严重,对隧道施工影响极大。

2 注浆加固效果仿真分析

为了更好地了解隧道涌水过程及堵水效果,对隧道强涌水条件下的开挖过程、注浆方法及参数进行了仿真分析,为后续施工方法及其参数的确定提供依据。参考隧道施工技术^[1-5],以采用环形预留核心土法切割较为严重的大断层洞段为例进行分析。通过施加管棚,围岩超前小导管注浆,增加锁脚锚杆强度,缩短每步开挖台阶长度加速围岩封闭成环,提高围岩承载能力,减小并控制围岩变形。

2.1 计算模型与参数

1) 计算模型

选取典型断面建立准三维地质模型。模型采用笛卡尔坐标系,X轴方向水平向右,Z轴方向竖直向上。根据洞口前方边坡实际情况,取其中一段进行数值模拟分析。由于隧道超深埋,最大埋深289 m,因此模型几何尺寸取拱顶以上30 m,上部施加重力荷载等效山

收稿日期: 2016-09-08; 修回日期: 2016-11-03

作者简介: 邓勇(1971—),男,教授级高级工程师。

E-mail: xinhua71@126.com

体埋深,取隧道轮廓至边界面距离为 30 m。整个模型高度 65 m,纵向长度取 60 m,横向宽度 71 m,如图 1 所示。

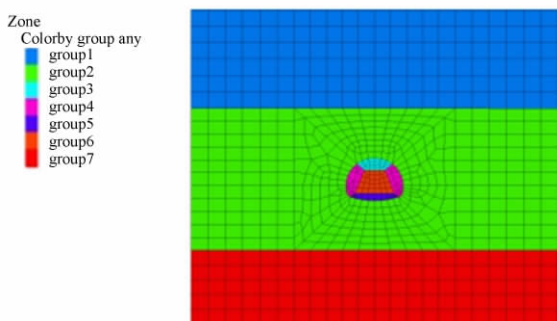


图 1 计算模型

已有研究成果表明,在数值模拟中隧道边界到模型边界延伸范围满足 2~3 洞径距离时边界效应很小,可以忽略不计,这里模型满足要求,同时有一定富余,可能消除边界效应。由于隧道双洞间距较大,最大间距达 100 m,故双洞间施工相互作用很小,可以忽略。因此,为了加快模拟计算速度采取单洞模型分析。针对台阶法和环形预留核心土法,考虑涌水作用下,分析对隧道围岩稳定性的影响大小,确定合适的施工工法并采取有效的支护措施。

模型边界四周采用法向约束,铅垂方向顶部为自由面,底部采用固定约束。

2) 初期支护结构模型

施工开挖过程中,初期支护为喷混凝土加锚杆,喷混凝土厚度 15 cm; $\phi 22$ 锚杆按梅花形布置,间距 1.0 m \times 0.6 m。

3) 力学参数

计算中围岩物理力学参数的取值对于数值分析结果影响很大,根据现场的取样实测及已有类似地层工程文献资料的参考数据,可以得到具体参数如表 1。初期支护参数:锚杆弹性模量 20 GPa,喷混凝土弹性模量 15 GPa,泊松比 0.15。

表 1 围岩计算参数

围岩类 与级别	弹性模 量/GPa	泊松 比	内摩擦 角/(°)	黏聚力/ kPa	天然密度/ (kg/m ³)
中风化花岗岩(V级)	2.76	0.22	27	131	2 680

2.2 计算结果及分析

结合工程实际,为确保隧道施工安全,参考隧道施工方法^[6-7],按环形预留核心土法施工,注浆加固范围为隧道轮廓周边 5 m,同时增加锁脚锚杆强度与数量,使得开挖过程中减小且控制拱顶沉降,并在上述基础上缩短每步开挖长度。为使计算结果偏于安全,尽

管同时设置了 $\phi 108$ 管棚超前支护并尽早施作仰拱封闭成环,但在计算分析时暂不考虑其对控制围岩变形加固的影响。

1) 计算结果

隧道开挖后的水平位移云图如图 2。从图 2 可以看出,最大水平位移发生在隧道左右拱脚处,均向坑内运动,左侧向右最大位移达 14.98 cm,右侧向左最大位移达 14.03 cm。

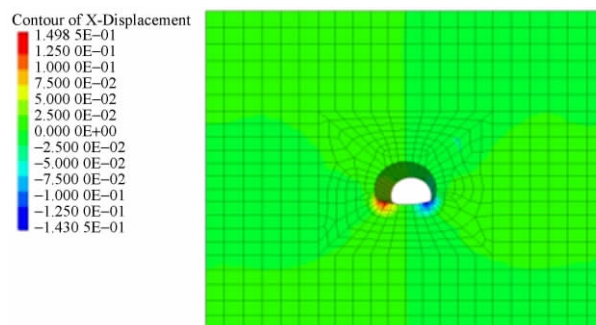


图 2 水平位移云图(单位:m)

隧道开挖后的竖向位移云图如图 3。从图 3 可以看出,最大沉降发生在隧道拱顶及上方围岩区域,最大值达 33.58 cm,拱底向上隆起最大值为 18.34 cm。

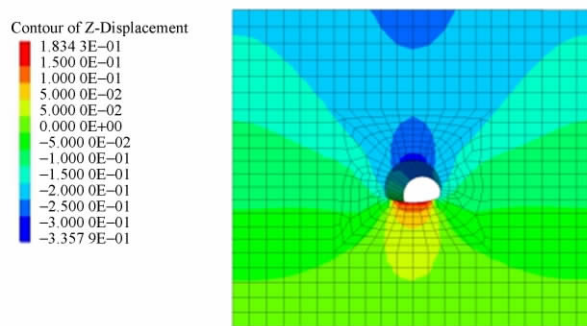


图 3 竖直位移云图(单位:m)

2) 碎裂隧道施工围岩位移特征

综合计算结果可知,从理论上分析加固措施对控制围岩的变形效果较好:①对水平位移未采取上述加固时,隧道左右拱脚处的水平位移最大值分别为 114.98,115.37 cm,加固后相对应处位移最大值分别为 14.98,14.03 cm,即减小了 100,101.34 cm。②对竖向位移未采取上述加固时,隧道拱顶沉降和拱底隆起最大值分别为 98.06,115.33 cm,加固后相应处沉降和隆起最大值分别为 33.58,18.34 cm,即减小了 64.48,96.99 cm。

由此,施工过程及时采取合理的加固措施能够有效控制围岩大变形。

3 破碎隧道洞段堵水注浆方法

由于破碎围岩隧道的涌水量特别大,堵水注浆的合格标准按照每30 m长的渗水洞段在堵水灌浆完成后,破碎段的残余渗漏水总量不大于3 L/s,同时其单点集中出水点不大于0.5 L/s,具体可根据现场堵水灌浆实施情况进行调整。根据现场实景情况该破碎隧道段的涌水量高达300 m³,结合现场实际情况采取孔口封闭高压灌浆的方法。即灌浆泵送出的浆液通过送浆管和循环式灌浆塞射浆管注入到孔段内,部分浆液进入地层空隙或裂隙,部分浆液则沿回浆管返回到原处继续使用。从而保持孔段内的浆液呈循环状态的灌浆方式,要求灌浆塞的射浆管插入到距灌浆孔底部不大于50 cm处,从而达到堵水的效果。一方面固定围岩,减弱裂隙的进一步发展,另一方面可减少涌水量。

4 破碎洞段防排水施工工艺

4.1 破碎隧道防排水方法

借鉴隧道施工防排水技术^[8-11],确定以下破碎隧道防排水方法。

1) 隧道防排水遵循“防、排、堵、截结合,因地制宜,综合治理”的原则,达到排水通畅、防水可靠,经济合理,不留后患的目的。

2) 洞内纵、横向排水管采用三通连接,HDPE管打孔大小 $\phi 3\text{ mm} @ 30\text{ mm}$,环向范围约270°。环向排水带宽10 cm,按10 m的纵向间距设置。环向排水带与预埋在边墙内的纵向 $\phi 10\text{ cm}$ HDPE打孔波纹管连接,纵向 $\phi 10\text{ cm}$ HDPE打孔波纹管通过 $\phi 10\text{ cm}$ HDPE横向排水管与中央水沟形成完整的排水系统。

洞内防水等级为一级,衬砌采用C30防水混凝土,初期支护与二次衬砌间设防水层,防水系统由无纺布与1.2 mm厚EVA防排水板共同组成,无纺布为300 g/m²。二次衬砌外水流直接通过EVA防排水板汇至衬砌墙趾处 $\phi 10\text{ cm}$ HDPE单壁打孔波纹管(纵向排水管)引至洞外。

隧道防排水工艺流程如图4所示。

4.2 隧道排水施工工艺

1) 环向排水带施作方法: ① 隧道初期支护与防水板间设10 cm宽排水带,间距10 m设置1道,将墙背水引排至边墙排水波纹管中。② 有几种股水流处,根据水量大小采用 $\phi 5\text{ cm}$ (或 $\phi 10\text{ cm}$) HDPE单壁无孔波纹管直接引排至中央排水沟内。

2) 纵向排水波纹管施作方法: ① 纵向排水采用 $\phi 10\text{ cm}$ HDPE单壁打孔波纹管,沿纵向布设于隧道左、右墙脚外侧,将环向排水管中的地下水集中汇流,

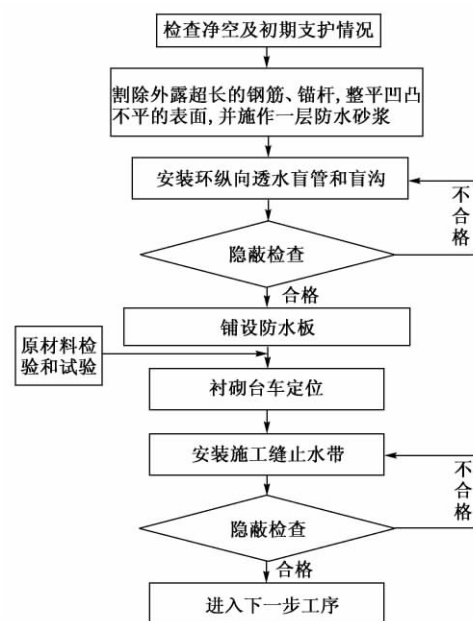


图4 隧道结构防排水施工工艺流程

引排至隧底横向排水管内。②为使波纹管位置准确合理,波纹管安设的坡度与线路坡度一致。沿线钻孔,定位孔间距在30~50 cm。③将膨胀锚栓打入定位孔或用锚固剂将钢筋头预埋在定位孔中,固定钉设置在波纹管的两侧。用无纺布包住波纹管,用扎丝捆好;并用卡子卡住波纹管,然后固定在膨胀螺栓上。

3) 隧道防水施工工艺为初期支护与二次衬砌间设防水板+无纺布防水层,防水板采用无钉铺设。①基面处理: 铺设防水层前对初期支护大致找平,边墙及拱部补喷找平、底部砂浆找平。对外露的锚杆、钢筋等切除、磨平,水泥砂浆封堵找平。在铺设防水板前,若初期支护喷层表面漏水应及时处理,采用注浆堵水或埋设排水管直接排水到边沟,保持基面的干燥。②铺设防水板: 防水板采用无钉铺设方法,一次铺设长度根据二衬混凝土循环灌筑长度确定,铺设前先试铺,再加以调整。防水板采用无钉孔铺设,即先用 $\phi 80$ 塑料垫圈和射钉将无纺布固定于基面上(垫圈间距: 拱0.5~0.8 m,边墙1.0 m,呈梅花形布置),再将防水板用专用黏合剂黏合在垫圈上。

4) 止水带、止水条、施工缝及沉降缝施工

环向施工缝采用遇水膨胀止水条及背贴式止水带,设置间距12 m/道,两侧边墙纵向施工缝采用遇水膨胀止水条。沉降缝缝宽2 cm,防水采用中埋式止水带及背贴式止水带,V级围岩设置间距约48 m,IV级及以下围岩设置间距约96 m。抗震缝缝宽5 cm,防水采用中埋式止水带及背贴式止水带,设置在洞口明暗交界面。

现场施工结果表明,按照提出的堵水方法及工艺

能够明显减小隧道涌水量,具有较好的排水效果,可以保证碎裂岩体隧道正常施工和人员安全。

5 结 论

1) 在地质条件较差或空间狭小特别是施工场地条件恶劣、涌水量特别大的碎裂围岩隧道施工,由于涌水原因易发生安全事故,必须提前对现场涌水采取有效措施,才能保证施工安全以及施工工期。

2) 结合工程实际,在碎裂围岩隧道强涌水及其原因分析和注浆效果仿真基础上提出的破碎洞段堵水注浆方法和破碎洞段防排水施工工艺,有较好的防排水效果,可确保施工安全和进度。

3) 由于碎裂岩体的特殊性,特别是大断层的涌水情况不易监测以及围岩局部涌水的不确定性,对施工会产生较大影响,提出的相关技术和方法还有待于进一步拓展研究。

参 考 文 献

- [1] 石卫,董永超,范军锋,等. 大坪隧道水文地质条件分析及涌水量预测[J]. 地下水,2013(1):150-151,160.
- [2] 李显伟. 深长隧道涌水量预测影响因素评价分析[J]. 铁道建筑,2014(2):70-73.
- [3] 朱潜. 三阳隧道施工涌水处理技术[J]. 公路交通科技(应用技术版),2013(4):186-190.
- [4] 付杰科. 强风化花岗岩地层周边帷幕注浆堵水技术研究[J]. 科技传播,2012(7):71-73.
- [5] 张海云. 西部山区深埋富水隧洞施工涌水仿真分析[J]. 铁道建筑,2014(2):50-52.
- [6] 易金舫,卢松柏,饶军应,等. 贵阳地铁多溶腔隧道安全施工技术[J]. 施工技术,2016(13):101-104,129.
- [7] 汤前辉. 浅埋偏压隧道洞口施工技术及其稳定性分析研究[J]. 科技与创新,2016(14):142,146.
- [8] 姚红志,黄嫚,史宝童,等. 隧道涌水控排标准计算软件开发研究[J]. 公路交通科技(应用技术版),2016(5):27-29.
- [9] 吕中英. 碎裂围岩隧道施工大变形及其控制方法[J]. 四川建筑,2016(3):203-205,208.
- [10] 刘强,刘运来,徐志华,等. 岩溶隧道突涌水来源及路径分析[J]. 铁道建筑,2016(10):63-66.
- [11] 殷刘伟. 浅谈隧道斜井抽排水技术[J]. 低碳世界,2016(19):211-212.

Rapid Construction Technology of Tunnel in Cataclasite Rock with Strong Gushing Water

DENG Yong

(China Railway Twenty Bureau Group Corporation, Xi'an Shaanxi 710016, China)

Abstract Base on the background of No. 3 tunnel of Ya'an-Kangding highway in cataclastic rock with strong gushing water, the reasons of gushing water were analyzed by applying theoretical analysis, numerical simulation and field verification. The simulation analysis of grouting reinforcement effect was carried out, the method of grouting for water blocking in the section of cataclasite rock was determined, the waterproof and drainage technology of cataclasite tunnel section were put forward. Practice show that the method and technology can significantly reduce the amount of water inflow in cataclasite tunnel and ensure the normal construction and personnel safety. They have better drainage effect and achieved great economic and social benefits.

Key words Tunnel; Grouting for water blocking; Construction technology; Strong gushing water; Cataclasite rock

(责任编辑 赵其文)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0075-04

富水砂卵石地层深基坑设计与施工关键技术研究

唐红影

(中铁第一勘察设计院集团有限公司, 陕西 西安 710043)

摘要 以兰州地铁1号线试验段世纪大道站深基坑为依托, 针对兰州特有的深厚砂卵石地层地下水处理方案、围护桩成孔工艺和围护结构设计方案进行基坑施工过程数值模拟及现场监测数据对比分析。通过对关键技术进行系统研究, 提出设计和施工的优化方案, 丰富现场信息化施工的相关资料, 为相似地层的车站基坑设计与施工提供借鉴和参考。

关键词 地铁深基坑; 富水砂卵石; 强渗透性; 数值模拟; 监控量测

中图分类号 TU473.2 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.19

地铁明挖深基坑工程为地铁土建施工过程中风险最大的阶段, 特别是当基坑周边有重要建筑、管线时, 较大的地面位移和沉降都会影响其正常使用及基坑安全^[1]。兰州地铁1号线作为兰州第一条在建的轨道交通线路, 其所穿越地层具有渗透系数大、透水性强、围岩稳定性差、粒径大(最大可达30~60 cm)、分布无规律、局部地段弱胶结等特点^[2-3]。目前针对该种地层条件下基坑的开挖与围护结构设计, 国内尚无可参照的工程类比经验, 因此如何保证兰州砂卵石地层车站基坑设计合理、安全可靠成为工程人员亟待研究的问题。

本文通过理论分析、有限元模拟及现场施工监测, 对地下水的处理方案、围护结构设计方案、成孔工艺分析选定、基坑施工过程以及现场监测数据进行了分析和研究。结论不仅为地铁工程建设提供重要技术支持, 保证工程的顺利建设, 特别是作为地铁试验段工程, 对后续全线设计、施工技术、施工工艺等方面都有借鉴价值; 而且对促进兰州地区深基坑设计、施工及地下工程学科的发展, 具有现实意义。

1 工程概况

兰州地铁1号线试验段世纪大道车站位于兰州市安宁区银安路与规划世纪大道交叉口, 车站站位距黄河北岸约600 m, 采用地下2层双柱三跨的岛式车站。主体长为305.15 m, 标准段宽21.60 m, 总高13.74 m。车站底板埋置深17.19~18.70 m, 结构顶板覆土深度约2.75~3.49 m^[4]。车站两端区间均采用盾构法施工^[5]。

世纪大道车站基坑下部地层为典型的富水砂卵石地层, 为强透水层, 地下水补给丰富, 基坑涌水量较大, 工程降水难度非常大。基坑所在主要土层有: 1-1 杂填土, 2-1 黄土状土, 2-10 卵石, 基底位于3-11 卵石层。本站场区范围内地下水位埋深6.7~8.3 m, 地下水主要赋存于2-10 和3-11 卵石层中, 渗透性较大(50~80 m/d)。通过对世纪大道站地层岩性以及地下水的赋存状态进行研究, 得出车站围护结构设计重点、难点包括以下2个方面。

1) 地下水的处理: 本站地下水水头埋深较高, 且主要位于卵石层中, 渗透性较大, 因此地下水的处理措施至关重要。

2) 围护结构设计: 包括基坑支护形式、成孔工艺分析选定、围护结构设计参数的选取等。

2 地下水的处理方案

目前国内地铁基坑地下水处理措施一般有2种方案, 一是在基坑周边设置止水帷幕, 结合基坑内降水; 另一种是坑外降水。地下水处理作为1号线富水砂卵石地层的难点和特点, 基坑开挖前组织了现场的抽水试验, 如图1所示。



图1 世纪大道站现场抽水试验

收稿日期: 2016-08-24; 修回日期: 2016-10-21

作者简介: 唐红影(1983—), 女, 工程师。

E-mail: 121283055@qq.com

根据抽水试验结果,砂卵石地层通过降水可较好地达到预期目标。考虑到坑外降水施工简便,根据本地区广泛应用的经验,确定采用坑外降水方案。

2.1 基坑降水设计

基坑地下水位埋深 11.98 ~ 14.40 m,含水层为卵石层,含水层厚度 > 200.0 m。条状基坑尺寸约为 300.0 m(长) × 22.0 m(宽)。

2.1.1 计算参数确定

依据场地工程地质和水文地质条件并结合场地基础开挖实际情况,设计计算参数如下:

①地下水为阶地孔隙潜水,含水层厚度 $H_0 = 19.0$ m;

②基坑为条状,长 $L' = 300.0$ m,宽 $B = 22.0$ m;

③水位降深 $S = 7.5$ m;

④含水层渗透系数 $K = 55$ m/d。

2.1.2 降水井计算

1) 基坑涌水量 Q

条状基坑潜水含水层流向完整基坑的涌水量 Q 为

$$Q = \frac{KL'(2H_0 - S)S}{R} + \frac{1.366K(2H_0 - S)S}{l_g R - l_g(B/2)}$$

$$= 18\,237.92 \text{ m}^3/\text{d} \quad (1)$$

式中: R 为降水影响半径, $R = 2S \sqrt{KH_0} = 484.8$ m; 将涌水量计算公式中的含水层厚度 H 换算为 H_0 , $H_0 = \eta(S' + L) = 19.0$ m, 其中 S' 为降水井降水深度, m; L 为降水过滤器有效长度, m; η 为与水位降深和有效过滤器长度有关的系数,查表得出 $\eta = 1.9$ 。

2) 单井涌水量 q

$$q = 120\pi r_s L \sqrt{K} = 229.1 \text{ m} \quad (2)$$

3) 井点数 n

$$n = 1.1Q/q \approx 88.0 \quad (3)$$

2.2 降水影响分析

基坑降水是引起地表及周边建筑物沉降变形的主要因素之一。世纪大道站基坑周围建筑物密集,地下管线密布,施工场地狭小,坑周的地面沉降将严重影响周边建筑物和地下市政管线的安全。

考虑土的成层性,运用分层总和法,根据土有效应力增量计算管井降水导致的沉降量。取第 i 层土的土层微单元,第 i 层土的沉降计算公式如下

$$L = \xi \sum_{i=1}^n \frac{\Delta P \times H_i}{E_i} \quad (4)$$

式中: L 为最终沉降量, mm; ξ 为土层压缩变形量计算经验系数; ΔP 为土层的附加应力, kPa; H_i 为第 i 层土的厚度, mm; E_i 为第 i 层土的压缩模量, kPa。

由此计算出世纪大道站降水引起的地表沉降在 1 ~ 3 mm。通过现场验证,施工降水在兰州砂卵石地层中引起的地表沉降相对较小。

3 围护结构设计方案

结合兰州市地铁 1 号线一期工程地质和水文地质条件及对周边环境保护的要求,所选定的支护结构,除应具有施工的可行性外,还应满足站位环境对基坑水平位移和地表沉降的限制要求^[6]。最后,确定世纪大道站的围护结构形式为灌注桩。

深基坑的排桩支撑形式主要有桩加锚杆和钢管内支撑 2 种。锚杆支护可以给基坑开挖提供较为开敞的作业环境,但是由于其可靠性相对较差,基坑变形不易控制,受地下管线的制约大,且易对周围管线和建筑物产生一定的影响。鉴于以上原因世纪大道车站不采用锚杆支护,主体基坑支护推荐采用排桩加钢管内支撑的方案^[7]。通过工程类比和初步计算,车站主体围护结构自上而下设置 $\phi 609$ 钢管支撑。现场施工照片如图 2 所示。



图 2 世纪大道站围护结构现场施工照片

4 围护桩成孔工艺选定

通过对比成孔工艺及调查车站附近民建基坑、桥梁桩基成孔工艺,本工程拟采用旋挖钻机成孔,同时针对旋挖钻机施工对土层的适应性较差、粒径超过 0.3 m 卵石钻进困难、遇到较大粒径的卵石层或漂石较难适用等特点,施工中主要采取以下措施:①砂卵石层对钻头磨损较大,应增加钻头储备;②大粒径漂石影响旋转钻机施工,应将普通钻头更换为螺旋钻头,还需将较大粒径漂石破碎;③除采用膨浆土泥浆外,还应储备一定量的黄泥,必要时加入泥浆内,从而加大泥浆黏度,加大泥浆池体积,增加泥浆储备,以防止砂卵石层漏浆、塌孔。

5 基坑施工阶段数值模拟分析

5.1 计算模型

模型建立时取基坑开挖深度的 2 ~ 5 倍做为侧向边界,在实际建模中,土体采用 2D-Solid4 节点单元,本构关系采用 Column-More 屈服准则,围檩采用 Beam 单

元,支撑采用 Beam 单元的空心 Pipe 单元,围檩支撑的材性设置成弹塑性双线性,桩采用 Beam 单元的实体 Pipe 单元,以线弹性来设置桩的材料,模型底部设置成固定边界,左、右面定义为滑移边界。模型尺寸为 $123\text{ m} \times 37\text{ m}$,如图 3 所示。

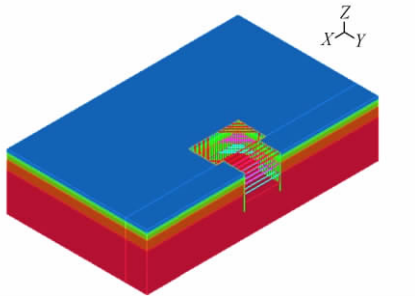


图3 世纪大道站数值模型

5.2 计算结果

通过计算分析得到了基坑开挖至底部时土体总体位移、桩身位移、桩身弯矩、桩身剪力等计算结果,部分计算云图见图 4—图 6。

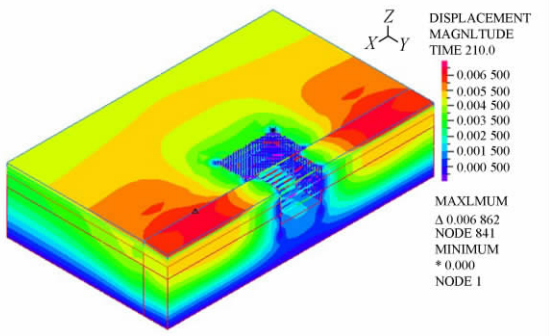


图4 开挖至坑底时土体位移(单位:m)

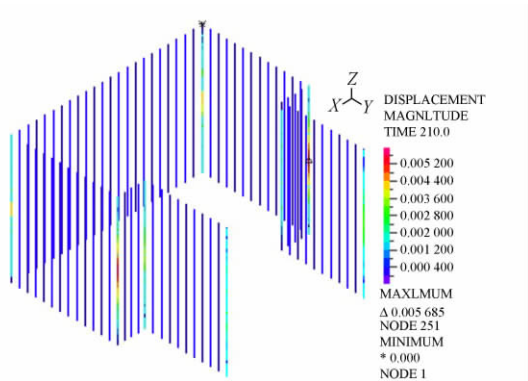


图5 桩身位移(单位:m)

由计算可知,土体 X 向(沿基坑横向)最大位移为 2.2 mm ,地表竖向最大位移为 6.5 mm ,桩身最大水平位移为 5.6 mm ;桩身最大剪力为 141.5 kN ,最大弯矩为 $389.2\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

通过计算可知,随着基坑开挖,土体 X, Y, Z 三向

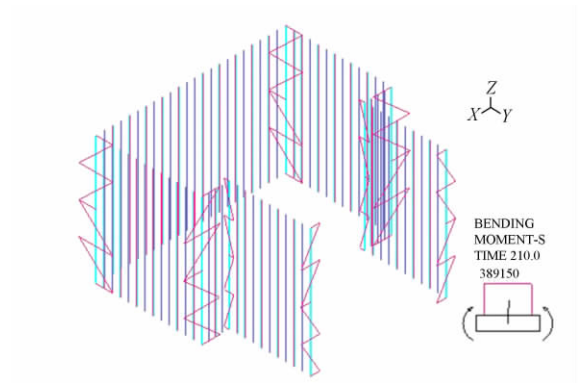


图6 桩身弯矩(单位: $\text{N}\cdot\text{m}$)

位移及总体位移都有所增加,基坑开挖至坑底时,位移变形量最大,但由于内支撑的设置,位移都在可控范围,基坑地面最大沉降为 $14\text{ mm} \leq 0.15 H\%$ ($26.0 \sim 27.8\text{ mm}$),围护结构最大水平位移为 $14\text{ mm} \leq 0.20 H\%$ ($34.6 \sim 37.0\text{ mm}$),且 $\leq 30\text{ mm}$ 。

6 现场监测结果

车站基坑在施工过程中,施工单位分别对钻孔灌注桩顶水平位移、桩体倾斜、钢支撑轴力、基坑周边地表沉降等进行了监控测量,并根据现场监测结果调整、优化,做到信息化设计^[8-9]。

车站基坑深度为 $17.34 \sim 18.50\text{ m}$ 左右,变形控制保护等级为一级。其位移要求为:

- 1) 地面最大沉降量 $\leq 0.15 H\%$ 。
- 2) 围护结构最大水平位移 $\leq 0.20 H\%$, 且 $\leq 30\text{ mm}$ 。

房屋变形限值应以评估报告为依据,无评估报告的情况,房屋倾斜值不应超过 3‰ ;管线变形限值应与管线产权部门联系确认,无特殊要求时,一般重力流管线变形不应超过 20 mm ,煤气、热力等压力管线变形不应超过 10 mm 。

从本段基坑周边监测布置点中选取桩体变形较大的 2 点,基坑开挖不同深度桩体变形曲线见图 7。

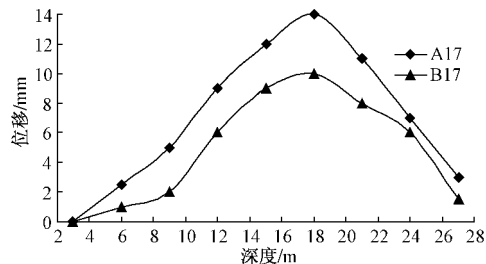


图7 基坑开挖不同深度桩体变形曲线

施工监测结果和设计计算结果较为一致。对比分析可以发现:在土方开挖初期,钻孔灌注桩的变形很

小,其累计侧向变形最大值主要是在底板浇筑完成之前发生的,当底板浇筑完成后变形基本趋于稳定。

7 结论

通过理论计算分析及实际监测结果,兰州地铁 1 号线世纪大道站基坑设计及处理措施是安全可行、经济合理的。研究形成的砂卵石地层降水措施及成孔工艺,将为砂卵石地层的车站设计提供重要的技术保证。通过将监控量测数据与理论分析结果进行对比,发现围护结构的变形趋势、支撑轴力等均基本符合设计预期,表明该套设计方法是合理、正确的,主要结论如下:

1) 施工设计过程中,采用降水施工后土层设计参数黏聚力和内摩擦角的修正尤为重要,它关系到围护体系的安全和经济合理性,其值应根据试验统计结果和实践经验 2 方面加以综合考虑。

2) 兰州富水砂卵石地层中地下水的处理采用基坑外管井降水是一种行之有效的处理方法,且根据降水沉降分析和施工监测,当细颗粒控制在要求范围内时,由于砂卵石地层的骨架效应,降水引起的地表沉降相对较小,引起的沉降值基本在 2~5 mm。

3) 兰州富水砂卵石地层钻孔桩成孔经验是车站围护桩成孔过程中,应在顶部杂填土和素填土区段采用钢护筒,确保围护结构的垂直度和顶部土体的稳定。成孔过程中采用泥浆护壁,同时增加泥浆浓度,除采用

膨胀土泥浆外,储备一定量的黄泥,必要时加入泥浆内,加大泥浆黏度,加大泥浆池体积,增加泥浆储备,以防止砂卵石层漏浆、塌孔。

参 考 文 献

- [1] 汤梅芳,卜铭,桂建刚. 地铁车站深基坑开挖对邻近建筑物的影响分析[J]. 铁道建筑,2014(1): 88-90.
- [2] 刘钊,余才高,周振强. 地铁工程设计与施工[M]. 北京: 人民交通出版社,2004.
- [3] 北京安捷工程咨询有限公司. 兰州轨道交通 1 号线一期工程(陈官营~东岗段) 土建工程初步设计安全风险评估报告[R]. 兰州: 北京安捷工程咨询有限公司,2012.
- [4] 中铁第一勘察设计院. 区间隧道施工工法专题研究报告[R]. 兰州: 中铁第一勘察设计院集团有限公司,2012.
- [5] 兰州轨道交通 1 号线(陈官营~东岗段) 可行性研究报告[R]. 兰州: 中铁第一勘察设计院集团有限公司,2012.
- [6] 施仲衡. 地下铁道设计与施工[M]. 西安: 陕西科技出版社,2006.
- [7] 中铁第一勘察设计院,兰州理工大学. 兰州地铁车站基坑支护选型及基坑地下水处理措施研究(试验段世纪大道站)[R]. 兰州: 中铁第一勘察设计院集团有限公司,2012.
- [8] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50517—2013 地铁设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社,2013.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ 79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社,2012.

Research on Design and Key Construction Technologies of Deep Foundation Pit in Water-rich Sandy Gravel Stratum

TANG Hongying

(China Railway First Survey and Design Institute Group Co., Ltd., Xi'an Shaanxi 710043, China)

Abstract Base on the deep foundation pit of the test section Century Avenue station in Lanzhou metro line 1, aiming at Lanzhou peculiar deep sandy gravel stratum, the key technologies such as the groundwater treatment scheme, the hole-making technology of retaining pile, the design scheme of enclosure structure were studied to simulate the foundation pit construction process, compare and analyze the field monitoring data. Through the systematic researched on the key technologies, the optimization schemes of design and construction were put forward, meanwhile, the related data of field information construction were enriched. The reference for design and construction of the foundation pit under the similar stratum condition were provided in this paper.

Key words Deep foundation pit; Water-rich sandy gravel; Deep permeability; Numerical simulation; Monitoring measurement

(责任审编 赵其文)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0079-04

荷载条件下原状膨胀土浸水膨胀变形试验研究

薛彦瑾¹, 王起才^{1,2}, 张戎令^{1,2,3}, 马丽娜¹, 王炳忠¹

(1. 兰州交通大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730070; 2. 道桥工程灾害防治技术国家地方联合工程实验室, 甘肃 兰州 730070;

3. 甘肃省道路桥梁与地下工程重点实验室, 甘肃 兰州 730070)

摘要 以兰新铁路第二双线一处典型原状膨胀土为研究对象, 进行厚度为 2 cm 的原状膨胀土在不同荷载条件下的分级浸水膨胀变形试验, 以研究含水率和上覆荷载对原状膨胀土膨胀量的影响。试验结果表明: 原状膨胀土的膨胀时程曲线呈阶梯型增长, 且在某一含水率下的膨胀量随时间变化呈现出直线剧烈膨胀阶段、外凸弧线减速阶段和直线缓慢膨胀阶段; 上覆荷载对膨胀量起抑制作用, 上覆荷载越大, 膨胀土的膨胀量越小, 上覆荷载越小, 膨胀土的膨胀量越大, 且膨胀土最终达到膨胀稳定时的饱和含水率随上覆荷载的增大在逐渐减小; 在上覆荷载一定的情况下, 含水率和原状膨胀土的膨胀量呈良好的对数关系, 再依据不同上覆荷载对公式参数进行拟合, 建立了含水率和上覆荷载耦合作用下原状膨胀土膨胀量计算模型, 模型计算结果与实测数据吻合较好。

关键词 铁路路基; 膨胀土变形; 计算模型; 试验研究; 原状膨胀土; 浸水膨胀

中图分类号 TU443; U213.1⁺4 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.20

在我国高速铁路建设中, 以膨胀土地基为基础的高铁工程面临着许多实际问题^[1]。膨胀土是一种主要由蒙脱石等亲水性黏土矿物组成的高塑性黏土, 在国内外广泛分布^[2-3], 因其具有吸水膨胀、软化、崩解和失水急剧收缩的特点, 常使建筑物或构筑物产生不均匀的竖向或横向的胀缩变形^[4-6]。对一般铁路工程而言, 膨胀土地基的膨胀变形对路基影响较小, 常忽略不计^[7], 而高速铁路无砟轨道对膨胀变形要求极为严格, 施工中路基沉降允许调整量为 15 mm, 膨胀允许调整量仅为 4 mm^[8]。当高铁穿越膨胀土地段时, 由于地基膨胀变形引起的轨面几何状态的变化一方面将造成较大的轮轨附加动荷载, 导致车辆运行品质下降, 对行车安全性和舒适性产生威胁; 另一方面, 由于轨下基础的膨胀变形, 造成钢轨和轨下基础受力状态变化, 进而导致钢轨和轨下基础变形和伤损加剧, 反过来又会恶化轨面几何状态, 加剧轮轨相互作用, 如此形成恶性循环, 严重影响高速铁路线路的服役状态与使用寿命^[9]。由于膨胀土地基均为原状膨胀土, 因此研究原

状膨胀土的膨胀变形规律对高速铁路的设计具有重要的理论价值和实践意义。

为此, 本文依托兰新铁路第二双线, 对具有代表性的原状膨胀土进行不同含水率、不同上覆荷载下的膨胀量试验, 研究含水率和上覆荷载耦合作用下原状膨胀土的膨胀变形规律, 为今后高速铁路的设计、运营提供一定的理论支撑。

1 试验概况

1.1 试验原材料

土样取自兰新铁路第二双线一典型膨胀地段, 采用钻机钻芯取样, 取样深度为 10 ~ 15 m。从钻机取出土样后, 迅速用保鲜膜包裹 5 层, 两端用胶带密封完整, 防止水分蒸发, 并在保鲜膜上粘贴标签, 标明日期、里程、取样深度等, 取出后的土样如图 1 所示。土样的主要物理力学参数见表 1。



图1 原状土样

收稿日期: 2016-07-28; 修回日期: 2016-10-21

基金项目: 长江学者和创新团队发展计划(IRT15R29); 中国铁路总公司科技研究开发计划(Z2015-G001); 中国科协青年人才托举工程(2015QNRC001); 兰州交通大学优秀平台资助(201606)

作者简介: 薛彦瑾(1991—), 男, 硕士研究生。

E-mail: 1945592881@qq.com

表 1 膨胀土基本物理力学参数

最大干密度/ (g/cm ³)	最优含 水率/%	初始含 水率/%	密度/ (g/cm ³)	自由膨 胀率/%	液限/ %	塑限/ %	塑性 指数	蒙脱石 含量/%	伊利石 含量/%	方解石 含量/%
1.88	16.6	3.5	1.94	55.4	40.39	21.5	18.89	1.8	4.1	17.6

1.2 试验方案

将取回的土样用切割机、砂纸等工具打磨成直径为 8 cm,厚度为 2 cm 的圆柱体若干,并称其质量。由于原状土较硬,故打磨后的土样不能完全保证和试验装置内壁密贴,因此土样在试验装置上安装好后,将打磨剩余的土样碾碎,过 0.05 mm 筛子后放入装置内壁和土样不能密贴的孔隙中,防止膨胀土遇水膨胀时,由于内壁和土样的不密贴造成膨胀土膨胀量的侧限释放。

当以上操作完成后,分别对每个土样施加 $\sigma = 10, 20, 30, 40, 50$ kPa 的上覆荷载,等位移传感器稳定后,开始向土样注水。由土样的初始含水率(3.5%)和质量计算出干土质量,通过注水装置在土样初始含水率的基础上按每次增加含水率 2% 的梯度,由试验装置自下而上向土样中注水。为避免透水石吸水而无法准确确定试样的含水率,试验中用钢制透水板代替了透水石,并对滤纸的吸水量进行了校核,由于滤纸的吸水量不大(经试验测定约为 0.4 g),在试验第一次加水时进行扣除。注水结束后每 20 min 记录一次试验数据,注水的标准是当试样在某一含水率下,间隔 2 h 后不再膨胀时视为试样在该含水率下达到稳定状态,其允许膨胀量 ≤ 0.01 mm,此时进行下一次注水。试验装置如图 2 所示。

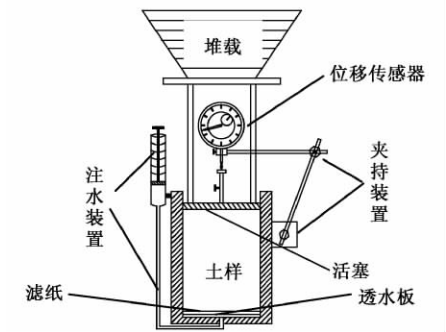


图 2 试验装置

2 结果与分析

2.1 原状膨胀土增湿膨胀变形变化规律

按照上述试验方法对试验结果进行处理,得出原状膨胀土在不同含水率、不同上覆荷载下的膨胀变形时程曲线,如图 3 所示。

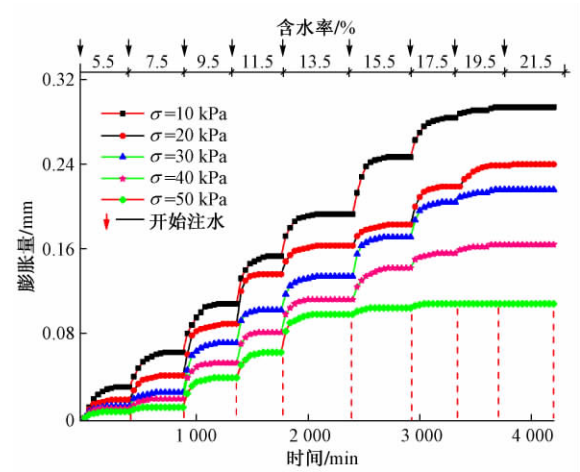


图 3 膨胀变形时程曲线

从图 3 可见:

- 1) 在上覆荷载一定的情况下,原状膨胀土膨胀量随时间变化均呈阶梯型增长,并最终趋于某一稳定值。
- 2) 上覆荷载对膨胀量起抑制作用,上覆荷载越大,膨胀土的膨胀量越小,上覆荷载越小,膨胀土的膨胀量越大,且膨胀土最终达到膨胀稳定时的饱和含水率随上覆荷载的增大在逐渐减小。这是因为随着上覆荷载的增大,土中的有效应力加大,这样就相应地阻碍了土中水分的增加,进而阻碍了土壤颗粒表面水膜的加厚,从而抑制了土体的膨胀。故上覆荷载越大膨胀量越小,膨胀稳定时的饱和含水率越小,上覆荷载越小膨胀量越大,膨胀稳定时的饱和含水率越大。

3) 在含水率一定且小于饱和含水率时,原状膨胀土的膨胀量随时间的变化可分为 3 个阶段:①直线剧烈膨胀阶段,该阶段持续时间较短,约占整个膨胀时间段的 8%,但膨胀量较大,约占整个膨胀量的 80%;②外凸弧线减速膨胀阶段,该阶段持续时间明显增长,约占整个膨胀时间段的 20%,膨胀量约占整个膨胀量的 20%;③直线缓慢膨胀阶段,这一阶段的膨胀曲线近似水平线,膨胀量非常小,约占整个膨胀量的 2%,但该阶段的持续时间较长,约占整个膨胀时间段的 70%。说明原状膨胀土的膨胀量在每次注水后前期增长较快,在后期已逐渐趋于稳定。

综上所述,原状膨胀土的膨胀变形时程曲线呈阶梯型增长;上覆荷载对原状膨胀土的膨胀量和饱和含水率均起抑制作用;原状膨胀土在某一含水率下的膨

胀量随时间变化呈现出直线剧烈膨胀阶段、外凸弧线减速阶段和直线缓慢膨胀阶段。

2.2 含水率和上覆荷载耦合作用下原状膨胀土膨胀量计算模式

根据图 3 膨胀变形时程曲线,提取出原状膨胀土在各个不同含水率下对应的最终膨胀量,得到最终膨胀量与含水率的半对数关系。含水率与膨胀量的关系曲线见图 4。

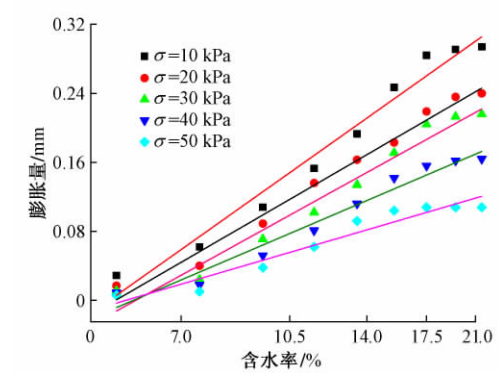


图 4 含水率与膨胀量关系曲线

从图 4 可见,在上覆荷载一定的情况下,原状膨胀土的膨胀量与含水率的对数呈良好线性关系,其回归方程为

$$\delta = a \ln w - b \tag{1}$$

式中: δ 为膨胀土分级浸水稳定后的膨胀量,mm; w 为某级浸水稳定后试样的含水率,%; a, b 为拟合参数。含水率与膨胀量表达式见表 2。

表 2 含水率与膨胀量表达式		
上覆荷载 /kPa	表达式	相关系数 R^2
10	$\delta = 0.220\,0 \ln w - 0.369\,2$	0.97
20	$\delta = 0.180\,1 \ln w - 0.306\,4$	0.98
30	$\delta = 0.171\,9 \ln w - 0.305\,4$	0.97
40	$\delta = 0.132\,9 \ln w - 0.234\,9$	0.96
50	$\delta = 0.090\,8 \ln w - 0.157\,9$	0.94

由图 4 和表 2 可知,在含水率一定的情况下,参数 a, b 应该与上覆荷载有关,试将参数 a, b 与上覆荷载进行拟合,发现呈良好线性关系。参数 a, b 与上覆荷载的关系如图 5 所示。回归方程为

$$a = -e_1 \sigma + f_1 \tag{2}$$

$$b = -e_2 \sigma + f_2 \tag{3}$$

式中: σ 为上覆荷载,kPa; e_1, f_1, e_2, f_2 为拟合参数。参数 a, b 与上覆荷载表达式如表 3 所示。

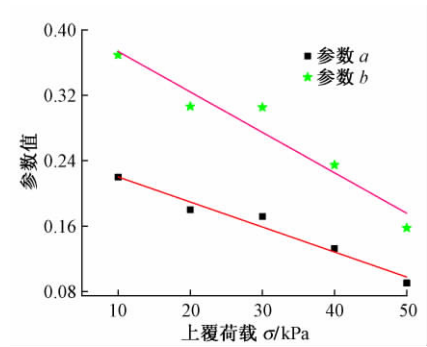


图 5 参数 a, b 与上覆荷载的关系

表 3 参数 a, b 与上覆荷载表达式

参数	表达式	相关系数 R^2
a	$a = -0.003\,1 \sigma + 0.250\,8$	0.97
b	$b = -0.004\,9 \sigma + 0.423\,0$	0.94

把式(2)、式(3)代入式(1),并将拟合参数 e_1, f_1, e_2, f_2 代入式(1),可以得到考虑含水率和上覆荷载耦合作用下原状膨胀土膨胀量计算公式:

$$\delta = (-0.003\,1 \sigma + 0.250\,8) \ln w + 0.004\,9 \sigma - 0.423\,0 \tag{4}$$

2.3 试验验证

为了验证以上计算模型的正确性,试验中测得厚度为 2 cm 的原状膨胀土在上覆荷载为 25 kPa,含水率为 8%,10%,12%,14%,16%,18%,20% 时的膨胀量,并用式(4)计算同一条件下原状膨胀土膨胀量,将计算值与实测值对比,如图 6 所示。

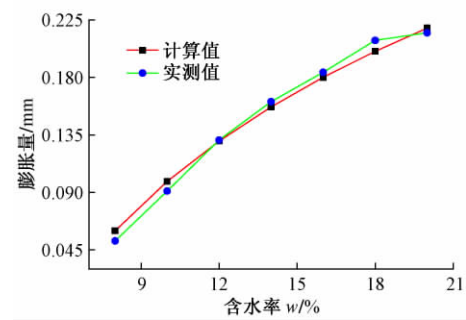


图 6 计算值与实测值对比

从图 6 可知,实测值与计算值相符程度较高,证明式(4)适用于原状膨胀土在含水率和上覆荷载耦合下膨胀量的计算。

3 结论

1) 原状膨胀土的膨胀时程曲线呈阶梯型增长,且在某一含水率下的膨胀量随时间变化呈现出直线剧烈膨胀阶段、外凸弧线减速阶段和直线缓慢膨胀阶段。

2) 原状膨胀土的膨胀量随含水率的增加在逐渐增大,即含水率对原状膨胀土的膨胀量影响较大,因此阻止含水率的增加可有效抑制原状膨胀土的膨胀量。

3) 上覆荷载对膨胀量起抑制作用,上覆荷载越大,膨胀土的膨胀量越小,上覆荷载越小,膨胀土的膨胀量越大,且膨胀土最终达到膨胀稳定时的饱和含水率随上覆荷载的增大在逐渐减小。

4) 在上覆荷载一定的情况下,含水率和原状膨胀土的膨胀量呈良好对数关系,再依据不同上覆荷载对公式参数进行拟合,建立了含水率和上覆荷载耦合作用下原状膨胀土膨胀量计算模型,模型计算结果与实测数据吻合较好,为今后膨胀土地区的工程建设提供一定的理论支撑。

参 考 文 献

[1] 杨果林,邱明明,杨啸,等. 高铁膨胀土新型路堑基床动力特性与参数敏感性[J]. 交通运输工程学报, 2016, 16(1):

63-72.

[2] 孔令伟,陈正汉. 特殊土与边坡技术发展综述[J]. 土木工程学报, 2012, 45(5): 141-161.

[3] FREDLUND D G, RAHARDJO H. Unsaturated Soils Mechanics Engineering Practice [M]. New York: Wiley, 2012.

[4] 谭罗荣,孔令伟. 特殊岩土工程土质学[M]. 北京: 科学出版社, 2006.

[5] 高游,孙德安,吕海波. 弱膨胀土浸水变形特性及其预测[J]. 岩土力学, 2015, 36(3): 755-761.

[6] 江巍,温世亿,王乐华. 膨胀土多指标定量分类方法研究[J]. 水文地质工程地质, 2011, 38(6): 113-117.

[7] 陈伟志,蒋关鲁,赵慧爽,等. 铁路路基下膨胀土地基浸水响应现场试验[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(8): 1507-1514.

[8] 中华人民共和国铁道部. TB 10020 — 2009 高速铁路设计规范(试行) [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2009.

[9] 郭毅,高建敏. 基于 GM(1,1) 模型的冻胀区高速铁路轨面不平顺发展预测[J]. 铁道科学与工程学报, 2016, 13(5): 791-799.

Experimental Study on Moistening Expansive Deformation of Undisturbed Expansive Soil Under Loading

XUE Yanjin¹, WANG Qicai^{1,2}, ZHANG Rongling^{1,2,3}, MA Lina¹, WANG Bingzhong¹

(1. College of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou Gansu 730070, China; 2. Road and Bridge Engineering Disaster Prevention and Control Technology National Local Joint Engineering Laboratory, Lanzhou Gansu 730070, China;

3. Key Laboratory of Road & Bridges and Underground Engineering of Gansu Province, Lanzhou Gansu 730070, China)

Abstract The effects of moisture content and overlying load for the expansion of typical undisturbed expansive soil of the second line of Lanzhou-Xinjiang railway were studied through grading soaking under different load conditions with the thickness of 2 cm. The test results show that the expansion time history curve of undisturbed expansive soil shows a steplike growth curve. The expansion amounts show a sharp expansion stage, an outer convex curve and a linear slow expansion stage with time variation in a certain moisture content. The overlying load would have a restraining effect for expansion of undisturbed expansive soil. The larger the load is, the smaller the expansion is. The smaller the load is, the larger the load is. The saturated moisture content of expansive soil is gradually decreased with the increase of the overlying load when the expansion is stable in the end. Under a certain overlying load, the moisture content and the expansion of undisturbed expansive soil are in good logarithmic relationship. And then the formula parameters are fitted according to different overlying load. A model for calculating the expansion of undisturbed expansive soil under the coupling action of moisture content and overlying load is established. The calculated results agree well with the measured data.

Key words Railway subgrade; Deformation of expansive soil; Calculation model; Experimental study; Undisturbed expansive soil; Moistening expansive deformation

(责任审编 周彦彦)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0083-03

罗布泊硫酸盐岩路基盐胀敏感区域研究

刘贺业, 李 奋, 李登科

(中铁西北科学研究院有限公司, 甘肃 兰州 730000)

摘 要 以哈(密)罗(布泊)铁路罗布泊段的硫酸盐岩路基为研究对象,从温度的角度出发,设计了室内试验,确定了温度对硫酸盐岩盐胀的影响。通过建立路基试验段,埋设温度观测元件,掌握路基温度场。结合室内试验和现场试验数据进行综合分析,确定了自路基顶面以下2 m范围内为罗布泊的硫酸盐岩路基盐胀敏感区域,并提出以控制温度为主导思想的硫酸盐岩路基盐胀的防治措施,可为相关工程的建设提供借鉴。

关键词 铁路路基; 盐胀敏感区域; 试验研究; 硫酸盐岩; 盐胀; 温度

中图分类号 U215.2 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.21

1 工程概述

哈罗铁路起于兰新铁路第二双线哈密南站,终于罗布泊镇罗中区,全长约360 km,设计技术标准为国家Ⅱ级单线铁路,线路等级较低。线路穿越罗布

泊的路段为岩盐段,土体中硫酸钠含量较高,线路附近无普通填料,而大量外运填料造价高,故直接选用硫酸盐岩作为路基本体的填料。罗布泊地区极度干旱,降雨稀少,四季、昼夜温差大,其气候条件概况如表1所示。

表1 罗布泊气候条件概况

年平均气温/ ℃	最高气温/ ℃	最低气温/ ℃	最大月平均 日较差/℃	平均相对 湿度/%	年最大降 雨量/mm	日最大降 雨量/mm	年平均蒸 发量/mm
12.3	48.0	-22.7	38.2	37.5	38.5	20.6	4820.5

路基填料中如果硫酸钠含量过高,在温度变化时,硫酸钠会发生结晶或脱水,即盐胀,从而导致体积发生变化,造成路基不均匀变形。硫酸盐的盐胀影响因素包括温度、含盐量、含水量、孔隙率等^[1-4],其中温度变化是硫酸盐盐胀的主导因素。当在32.4℃以下降温时,无水硫酸钠吸水结晶形成芒硝,体积增大。当温度升高时,芒硝脱水又形成无水硫酸钠,体积减小。在结晶和脱水的反复作用下就导致硫酸盐岩路基的变形。

本文以哈罗铁路罗布泊段的硫酸岩盐路基为研究对象,从温度的角度出发,研究硫酸盐岩路基的变形敏感区域。在室内试验中,测定了温度对硫酸盐岩盐胀的影响。通过建立路基试验段,埋设了测温元件,对路基的地温进行了观测,确定外界温度变化对路基温度场的影响。结合室内试验和现场试验数据,综合判断出盐岩路基变形的敏感温度范围,并提出了相应的预

防治措施。

2 温度对硫酸盐岩盐胀的影响

室内试验采用扰动土,其土样易溶盐试验结果见表2。将土样置于HL41T高低温试验箱(见图1),通过调整环境温度变化,观测土样的温度变化及变形情况;并且根据不同的干密度和含水率的土样试验结果,综合探讨盐岩的温度特性。

将土样置于环刀中,在环刀内壁涂一薄层凡士林。根据试验要求的压实度,换算成干密度击实试样,并修平两端。称量环刀和土的总质量,准确至0.1 g。把制备好的土样放入HL41T高低温箱中,将活塞板轻轻放在试样的顶面,对准活塞中心,安放百分表,并记下初读数^[5]。

高低温箱的温度根据罗布泊的气象资料进行调节,模拟气候条件设定初始温度为40℃,并按照40→-20→40℃为1个循环,共进行3个循环。1 h变化1.5℃,每个循环80 h,每组试验时间240 h。每1 h测记土样温度及百分表读数一次。

收稿日期: 2016-07-23; 修回日期: 2016-10-21

基金项目: 中国中铁股份有限公司技术开发项目(2013-重点-46)

作者简介: 刘贺业(1983—),男,工程师,硕士。

E-mail: 55789950@qq.com

表 2 土样易溶盐试验结果

样品	各硫酸根和离子含量/%							含盐总量 / %
	CO ₃ ²⁻	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	Ca ²⁺	Mg ²⁺	Na ⁺ + K ⁺	
1	0.003	0.013	1.961	4.694	0.170	0.293	3.012	10.14
2	0.003	0.019	1.774	6.322	0.254	0.235	3.744	12.34



图 1 HL41T 高低温试验箱中的土样

图 2、图 3 是选取的代表性土样在 2011 年的室内试验数据,绘制成的温度、变形随时间变化曲线。由图可知,土样的变形随温度的循环呈阶梯型变化。随着循环次数的增加,变形幅度逐渐减少。从图中可以看出,在每个循环中,土样变形时对应的温度区间比较集中,主要集中在 10℃ 以下,起胀温度约为 10℃。

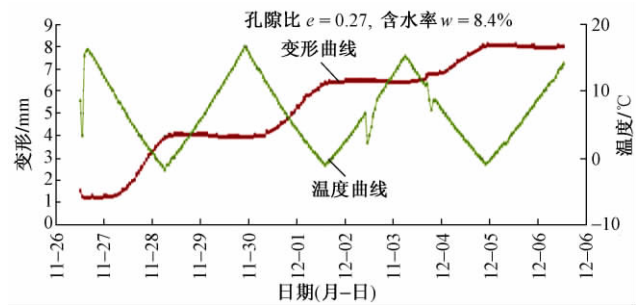


图 2 土样 1 温度和变形随时间的变化曲线

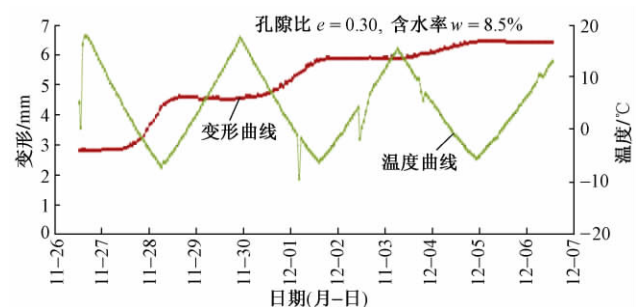


图 3 土样 2 温度和变形随时间的变化曲线

室内试验所采用的土样采用为现场填料重塑样,其他含水量和干密度相近的土样也同样符合上述规律。

3 路基温度场分布

建立路基试验段进行现场试验,通过埋设热敏电阻对试验路基的地温分布及变化情况进行观测。

热敏电阻设置情况为:从路基顶面 0~1.5 m 范围

内,每 25 cm 设置 1 个热敏电阻。1.5 m 到基底范围内,每 50 cm 设置 1 个热敏电阻。对路基的地温观测每月 1 次。

图 4 选取了测温孔 4 月(温差最大)、8 月(温度最高)、12 月(温度最低)共 3 个月的地温曲线。在 12 月份,地温随着深度的增大而增大。在 8 月份,地温随着深度的增加而减小。在 4 月份气温开始回升,路基表面受温度的影响地温升高。而地温的变化滞后于气温的变化,因此深度在 1.5 m 以下时地温还保留了低气温时的变化特征,但地温仍然升高。根据这 3 个代表性月份的地温曲线,总体来说,地温受气温影响明显,但由于土层的保温作用,随着距路基顶面的深度增加,地温受气温的影响逐渐减小并趋于稳定。

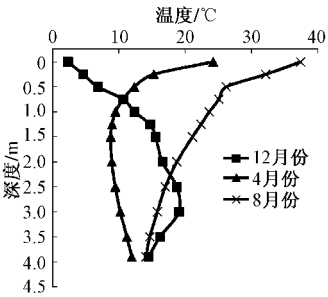


图 4 测温孔 4,8,12 月份的地温曲线

图 5 为测温孔 2 m 深度处的年地温曲线。由图 5 可以看出,2 m 深处地温在 3 月份达到最低,此时最低气温为 8℃,而地温大多在 10℃ 以上。

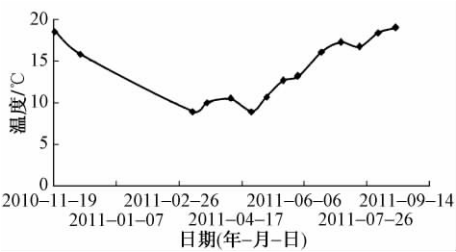


图 5 测温孔 2 m 深度处的年地温曲线

在室内试验中,盐岩土样在降温过程中,从 10℃ 时开始发生盐胀现象;从路基地温观测资料可以看出,路基 2 m 深处的全年最低地温为 10℃ 左右。因此综合上述室内试验和路基现场试验数据,设定自路基顶面 2 m 范围以内为盐岩盐胀变形的敏感区域。受上部覆土的影响,这个敏感区域会进一步缩小。

4 防治措施

目前,硫酸盐岩路基的主要防治措施以控制含盐量、降低含水量为主。在影响硫酸钠盐岩或盐渍土的盐胀的诸多影响因素中,温度变化是主导因素。本文试验土样采用填土重塑样,试验方案中温度的设置根据罗布泊气温设定。罗布泊地区硫酸钠含量较高,且四季、昼夜温度变化较大,因此硫酸盐岩的盐胀变形程度也较高。由于其他地区路基土样中硫酸钠的含量及气温变化的不同,其路基的变形敏感区域也不相同。

综上所述,在低等级铁路的设计中,采用A、B组填料的基床表层可作为控温层,使路基本体填料位于温度敏感区域以下,避免温度变化产生的硫酸盐岩盐胀变形的影响。在既有铁路中,硫酸盐岩的盐胀病害时有发生,在应对该类病害时,可采用增加保温板、土工泡沫等保温措施的方式进行处理。

5 结论

1) 综合室内试验和路基现场试验数据,罗布泊硫酸盐岩路基自顶面2 m范围以内为盐岩盐胀变形的敏感区域。

2) 在新建铁路中,可采取使用A、B填料的基床表层为控温层;既有铁路可采用增加保温板、土工泡沫等保温措施的方式处理硫酸盐岩路基。

3) 在路基设计中建议适当放宽填料的硫酸盐含量的限制。可根据地温试验数据对填料进行试验后,确定最后的设计施工方案。

参 考 文 献

- [1] 陈肖柏,邱国庆,王雅卿,等. 温降时之盐分重分布及盐胀试验研究[J]. 冰川冻土,1989(3):231-238.
- [2] 高江平,吴家惠,邓友生,等. 硫酸盐渍土膨胀规律的综合影响因素的试验研究[J]. 冰川冻土,1996(2):15-21.
- [3] 费雪良,李斌,王家澄. 不同密度硫酸盐渍土盐胀规律的试验研究[J]. 冰川冻土,1994(3):245-250.
- [4] 袁雅贤,魏亚辉,冯怀平,等. 兰新铁路第二双线盐渍土溶陷特性研究,铁道建筑,2016(2):92-96.
- [5] 费雪良,李斌. 硫酸盐渍土压实特性及盐胀机理研究[J]. 中国公路学报,1995,8(1):44-49.
- [6] 中华人民共和国铁道部. TB 10115—2014 铁路工程岩石试验规程[S]. 北京:中国铁道出版社,2015.
- [7] 石兆旭,李斌,金应春. 硫酸盐渍土膨胀规律及影响因素的试验分析[J]. 西安公路学院学报,1994,14(2):15-21.
- [8] 高江平,吴家惠. 硫酸盐渍土盐胀特性的单因素影响规律研究[J]. 岩土工程学报,1997,19(1):37-42.
- [9] 李宁远,李斌,吴家惠. 硫酸盐渍土及膨胀特性研究[J]. 西安公路学院学报,1989,7(3):81-90.
- [10] 高江平,吴家惠,杨荣尚. 硫酸盐渍土盐胀特性各影响因素交互作用规律的分析[J]. 中国公路学报,1997,10(1):10-15.

Study on Salt Expansion Sensitive Region of Lop Nur Sulfate Rock Subgrade

LIU Heye, LI Fen, LI Dengke

(Northwest Research Institute Co., Ltd. of China Railway Engineering Corporation, Lanzhou Gansu 730000, China)

Abstract In this paper, sulfate rock subgrade of Lop Nur section of Hami-Lop Nur railway was taken as the object of study. From the viewpoint of temperature, the indoor experiment was designed to determine the influence of temperature on the salt expansion of sulfate rocks. Through the establishment of subgrade test section, temperature observation elements were laid to grasp the temperature field of subgrade. Combined with laboratory experiment data and field test data, salt expansion sensitive region of sulfate rock subgrade of Lop Nur was determined within 2 m from the top of the subgrade, and the prevention and control measures of the salt expansion of sulfate rock subgrade with the dominant temperature were put forward, which can provide reference for the construction of related projects.

Key words Railway subgrade; Salt expansion sensitive region; Experimental study; Salt rock; Salt expansion; Temperature

(责任编辑 周彦彦)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0086-05

新型固砂剂试验效果分析及边坡防护施工工艺研究

牛笑笛¹, 杨广庆¹, 蒲昌瑜², 刘彦航¹

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 河北省交通规划设计院, 河北 石家庄 050011)

摘 要 针对砂质边坡稳定性差且直接在其坡面上进行生态防护效果不良的现状, 研制了一种以钾水玻璃和磷酸硅为主要添加剂的生态防护型固砂剂。为了研究固砂效果, 进行了固砂试样的无侧限抗压强度试验研究。试验结果表明: 在一定的钾水玻璃掺入量条件下, 固砂试样的无侧限抗压强度随钾水玻璃模数的增加而增大, 且基本呈线性关系, 强度的增长速率随龄期的增加而逐渐降低; 固砂试样具有较好的耐水性, 饱水 3 d 后试样强度基本趋于稳定。将新型固砂剂应用于张承高速公路砂质边坡试验段, 并提出现场施工工艺方案, 经过 2 年观测, 砂质边坡固化效果良好。

关键词 公路路基; 边坡加固; 试验研究; 固砂剂; 施工工艺

中图分类号 U416.1⁺4 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.22

边坡稳定性对工程结构的整体性能具有很大影响。对于风积砂边坡, 风积砂表面活性低, 黏聚力小, 边坡稳定性较差, 易发生边坡失稳的现象^[1]。按照目前国内相关行业规范, 风积砂边坡可采用砾石类防护、水泥混凝土类防护、沥青类防护、土工合成材料防护等工程防护措施^[2-3]。除此之外, 风积砂边坡的生态防护措施, 一般采用客土喷播防护^[4]。但是采用客土喷播防护时, 喷射风压较大, 易将边坡表层砂质土壤吹散, 影响喷射效果, 且如果在防护体系发挥功能之前发生降雨, 将会使砂质边坡受到不同程度的冲刷、侵蚀或损毁。

为了提高砂质边坡的防护效果, 除了传统的防护措施之外, 可采用化学固砂技术在边坡表层形成一定厚度的具有抗风蚀、水蚀能力的防护层后再采取其他生态防护措施。近年来, 化学固砂技术日益得到关注。国外化学固砂的研究始于 20 世纪 30 年代, 我国在 60 年代也开始出现了化学固砂的研究^[5]。多数化学固砂材料使用的水玻璃为钠水玻璃。钠水玻璃固结体强度较低, 耐水性差, 遇水后立即溃散。固化反应后的副产物——钠盐对周边植物生长有不利影响, 导致后续的生态防护效果较差。

为实现砂质边坡坡面生态防护, 本文提出了一种环保型固砂剂, 固砂剂主材料由钾水玻璃和耐水型固化剂配制而成。浆液中的原材料属于环保型材料, 无

污染。同时钾水玻璃中 K^+ 对周边环境的影响很低, 固化反应后产生的钾盐还可以作为肥料, 促进植物的生长。此种新型固砂剂固化后在砂质边坡表层形成具有较高强度的 5~10 cm 厚度的砂土固化层。固化层的耐水性能好, 具有良好的抗冲刷能力。同时固化砂质边坡使用的胶凝材料少, 不会对边坡产生额外的附加应力。为了研究合理的浆液配制技术, 本文对使用钾水玻璃和耐水型固化剂等材料制备的固砂试样进行了相关室内试验研究。然后以张承高速公路风积砂路段为试验段, 提出现场施工工艺方案, 并观测施工后的效果。

1 试验材料及试验方案

1.1 试验材料

- 1) 细砂: 含泥量 $< 5\%$, 曲率系数 $C_c = 1.27$, 不均匀系数 $C_u = 4.21$ 。
- 2) 钾水玻璃: 使用 3 种不同模数 ($M = 3.20, 3.30, 3.40$) 的钾水玻璃溶液。
- 3) 固化剂: 磷酸硅。
- 4) 硅酸锂溶液: 模数为 4.8, 浓度为 0.2 g/mL。
- 5) 硅溶胶: 为碱性硅溶胶 ($pH = 7.5 \sim 9$), 浓度为 0.3 g/mL。

1.2 不同材料的作用

- 1) 细砂: 作为填充骨料。
- 2) 钾水玻璃: 钾水玻璃硬化后能够产生较高的强度。将钾水玻璃和细砂混合搅拌均匀后, 砂粒表面会覆盖由钾水玻璃形成的黏结膜, 相邻砂粒会通过黏结膜连接起来而形成网状结构。因此通过钾水玻璃的胶凝过程可以形成黏结强度^[6]。

收稿日期: 2016-07-18; 修回日期: 2016-10-09

作者简介: 牛笑笛(1991—), 男, 硕士研究生。

E-mail: 737450732@qq.com

3) 固化剂: 磷酸硅作为固化剂能促进反应的进行,且磷酸硅水解之后产生的 H^+ 代替钾水玻璃中易引起水解的 K^+ [7], 提高了钾水玻璃的耐水性和韧性, 以上胶凝过程提高了浆液的固砂效果。同时磷酸硅成本低,水解的副产物少。

4) 硅酸锂溶液: 当硅酸锂溶液与砂粒混合干燥后,能在砂粒表面形成不溶于水的膜,可以提升试样的强度和耐水性 [8]。

5) 硅溶胶: 硅溶胶与砂粒混合干燥后形成的膜不会溶解于水中或变质,具有较好的黏结性能和耐候性能 [9]。

1.3 试验方案

固砂浆液主要由钾水玻璃溶液、固化剂(磷酸硅)、硅酸锂溶液、硅溶胶溶液混合组成。在细砂中添加固砂浆液,搅拌均匀,制作砂浆试块。为了研究不同模数的钾水玻璃和不同含量的固化剂对试样性能和耐久性的影响,同时考虑到实际应用和经济成本,制定以下试验方案:

1) 钾水玻璃固含量确定为细砂质量的 3%。硅酸锂的固含量为钾水玻璃固含量的 2%; 硅溶胶固含量为钾水玻璃固含量的 3%。钾水玻璃、硅酸锂、硅溶胶的掺入比固定。使用 3 种不同模数的钾水玻璃配制浆液。

2) 磷酸硅固含量分别为钾水玻璃固含量的 4%, 6%, 8%。

3) 试验前,首先计算每个试样所需的钾水玻璃溶液、硅酸锂溶液、硅溶胶溶液的体积和磷酸硅的质量,然后根据细砂的最优含水率,计算不同配比时需要添加的水的质量(除去钾水玻璃等溶液本身的水)。

4) 试样制作时采用钢制可拆卸模具,将浆液与细砂混合均匀后制模,分层填筑,每层进行捣实刮毛,填筑完成后抹平表面,压实度为 97%,最后制成 70.7 mm × 70.7 mm × 70.7 mm 的试样。

5) 从钾水玻璃模数和磷酸硅含量对试样强度的影响、试样强度随龄期的变化规律、饱水后试样强度的变化 3 方面进行试验及分析。

2 试验结果与分析

2.1 钾水玻璃模数和磷酸硅含量对试样强度的影响

采用 3 种不同模数 ($M = 3.20, 3.30, 3.40$) 的钾水玻璃制作试样(磷酸硅含量分别为钾水玻璃固含量的 4%, 6%, 8%)。研究试样 14 d 时的无侧限抗压强度,试验结果见表 1。

由试验结果可知,试样 14 d 的抗压强度均能达到 600 kPa 以上,可见细砂经化学固化能有效提高其抗压

表 1 试样 14 d 抗压强度

组号	钾水玻璃模数	磷酸硅占钾水玻璃固含量的百分比/%	抗压强度/kPa
1	3.20	4	602.41
2	3.20	6	765.42
3	3.20	8	744.38
4	3.30	4	797.53
5	3.30	6	1 060.77
6	3.30	8	824.21
7	3.40	4	997.62
8	3.40	6	1 419.10
9	3.40	8	1 096.25

强度。通常在钾水玻璃混合溶液内的阴离子有 $H_2SiO_4^{2-}$ 和 $H_3SiO_4^-$ 。加入的磷酸硅在溶液中水解后,释放的 H^+ 代替钾水玻璃中易引起水解的 K^+ 。溶液内的 $H_2SiO_4^{2-}$ 和 $H_3SiO_4^-$ 随着磷酸硅的加入,逐步与 H^+ 结合,生成 $H_3SiO_4^-$, H_4SiO_4 , $H_5SiO_4^+$ 。在溶液中, H_4SiO_4 和 $H_3SiO_4^-$ 通过反应生成硅酸二聚体。二聚体进一步生成多硅酸,多硅酸一直聚合便生成 SiO_2 ,当 SiO_2 含量超过一定数值时便形成凝胶网络结构,与砂粒混合粘结后产生强度 [10]。没有参与反应的钾水玻璃、硅酸锂和硅溶胶在与细砂混合干燥后,形成硅胶。随着硅胶生成量的增多,便会形成立体骨架状硅凝胶,可以有效提高试样的整体强度。

根据不同模数钾水玻璃对试样强度的影响曲线(图 1)可知,钾水玻璃模数越大,试样的早期强度越大。在相同含量的固化剂作用下,试样的强度和钾水玻璃的模数基本成正相关性。钾水玻璃的分子式为 $K_2O \cdot M SiO_2$,其中钾水玻璃的模数 M 为 SiO_2 与 K_2O 摩尔数的比值。钾水玻璃的模数越高,硅酸离子浓度也就越大,能形成更多的凝胶网络结构。在试样与空气接触的部分,钾水玻璃更容易脱水,生成的硅胶凝结硬化,所以试样外部先形成一层坚硬的外壳。

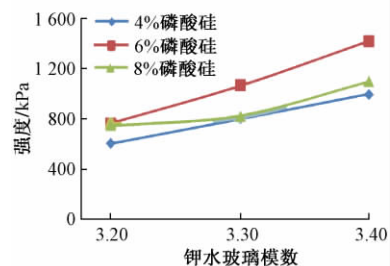


图 1 不同模数钾水玻璃对试样强度的影响曲线

图 2 是磷酸硅含量对试样强度的影响曲线,可见:使用不同模数的钾水玻璃时,随着磷酸硅固含量的增加,试样的强度呈先增大后减小的趋势。磷酸硅含量

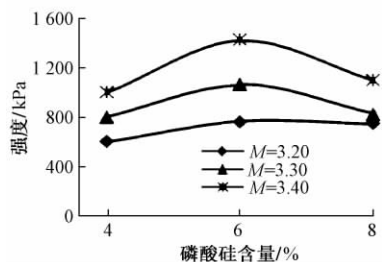


图2 磷酸硅含量对试样强度的影响曲线

为6%时,试样的强度最高。分析其原因可知:当磷酸硅含量较少时,水解产生的 H^+ 较少,不足以和钾水玻璃溶液里的离子进行反应生成足够多的多硅酸,既而导致形成的凝胶结构较少,试样强度较低。当磷酸硅含量较多时,磷酸硅水解生成的 H^+ 含量过多,将会导致多硅酸凝结聚合不均匀,钾水玻璃固化后不能产生均匀的结构,使部分化合物和吸水离子残留在胶体结构中,使试样强度降低。

2.2 不同龄期试样的强度变化

选用模数 $M=3.20$ 的钾水玻璃制作试样(磷酸硅固含量为钾水玻璃固含量的6%)。试样强度随龄期14,28,90,180 d的变化曲线见图3。

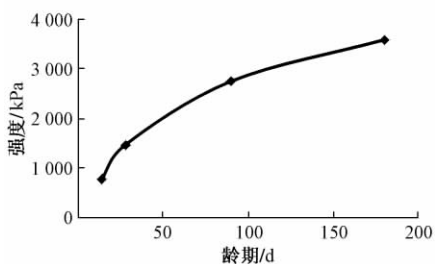


图3 不同龄期试样的强度变化曲线

根据试样强度随龄期的变化曲线(图3)可知随着龄期的增长,试样的强度逐渐提高。试样早期的强度增长速率快,随着龄期的增加,强度的增长速率逐渐放缓。在早期,钾水玻璃与磷酸硅反应形成的凝胶网络结构并不稳定。随着时间的增加,凝胶网络结构逐渐趋于稳定,与砂粒粘结更加紧密,强度逐渐提高。未反应的钾水玻璃自行脱水,生成的立体骨架状硅凝胶逐渐硬化,也使试样强度逐渐提高。

2.3 饱水后试样强度的变化

为了模拟工程现场边坡固化后突然降雨对强度的影响,选用模数 $M=3.40$ 的钾水玻璃制作试样(磷酸硅固含量为钾水玻璃固含量的6%),进行饱水1,3,5 d的试验研究。试验结果如表2所示。

图4为不同饱水时间对试样强度的影响曲线,试样经饱水之后早期强度降低速率较快,随着饱水时间的增加,强度降低速率减缓,饱水3 d之后强度基本趋

表2 饱水对不同龄期试样的影响

试样龄期 / d	饱水前强度 / kPa	饱水 1 d 强度 / kPa	饱水 3 d 强度 / kPa	饱水 5 d 强度 / kPa
7	1 024.12	723.41	656.43	624.71
28	1 534.37	1 224.82	1 079.25	1 033.46

于稳定。7 d 龄期的试样饱水 1 d 后,强度降低 29.4%;饱水 3 d 后,强度降低 35.9%;饱水 5 d 后,强度降低 39.0%。28 d 龄期的试样饱水 1 d 后,强度降低 20.2%;饱水 3 d 后,强度降低 29.7%;饱水 5 d 后,强度降低 32.6%。试验表明:试样经过不同饱水时间之后,能够保持较高的强度。钾水玻璃自行脱水形成的硅凝胶,在饱水之后容易被破坏,致使试样的强度降低。同时钾水玻璃在磷酸硅作用下,易引起水解的 K^+ 被磷酸硅水解产生的 H^+ 代替,提高了钾水玻璃生成的凝胶网络结构的耐水性。硅溶胶和硅酸锂形成的凝胶网络结构,在溶液的水分蒸发后,可形成不溶于水的膜状物质,使试样具有较好的耐水性。

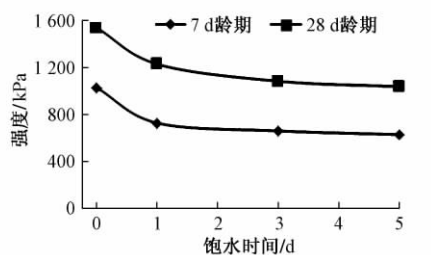


图4 不同饱水时间对试样强度的影响曲线

3 现场施工工艺

在张承高速公路张家口段,局部为风积砂挖方路段,公路两侧边坡为风积砂边坡。将环保型固砂剂用于张承高速公路风积砂路堑边坡防护,提出具体现场施工工艺方案,并观测施工后的效果。

3.1 喷洒灌浆量估算

$$Q = Ahn\alpha(1 + \beta)$$

式中: Q 为喷洒灌浆量, m^3 ; A 为喷洒灌浆面积, $A = 1.0 m^2$; h 为风积砂边坡段的喷洒渗透深度, $h = 0.1 m$; n 为粉细砂填方路段孔隙率,本路段 $n = 0.26$; α 为有效灌注系数,本路段 $\alpha = 0.7$; β 为损失系数,本路段 $\beta = 0.1$ 。经计算 $Q = 0.019 m^3$,表明每 $1 m^2$ 喷洒灌浆量约为 $0.019 m^3$ 。

3.2 现场浆液配制

钾水玻璃掺加量为砂体质量的 2% ~ 4%,固化剂的添加比例为钾水玻璃固含量的 4% ~ 8%,硅酸锂的添加比例为钾水玻璃固含量的 2%,硅溶胶的添加比例为钾水玻璃固含量的 3%。坡面加固深度为 10 cm。

由于溶液和砂体不能充分拌合,为便于施工控制,计算得到钾水玻璃固含量为 6 kg/m^2 ,固化剂用量为 $0.12 \sim 0.24 \text{ kg/m}^2$,硅酸锂固含量为 0.12 kg/m^2 ,硅溶胶固含量为 0.18 kg/m^2 。将钾水玻璃溶液、固化剂、硅酸锂溶液和硅溶胶溶液混合,加水稀释成 $20\% \sim 25\%$ 的溶液,并充分搅拌,搅拌时间不低于 10 min 。

3.3 喷涂灌浆系统组成及配置要求

由专用喷头、加压泵、供水系统、管道、储料场地、搅拌机等组成。加压泵采用化学灌浆泵或者普通泵,搅拌机要求能满足正常施工要求。搅拌后的浆液应均匀,符合设计要求。为保证施工连续性,每次配制浆液量宜 $\geq 1.2 \text{ m}^3$ 。

加压泵: 额定排浆量 $3 \sim 6 \text{ L/min}$, 压力为 $0.2 \sim 0.5 \text{ MPa}$ 。

3.4 风积砂边坡喷洒施工

1) 砂质边坡经过清理后,在边坡纵向每隔 $5 \sim 7 \text{ m}$ 设置 1 条标识线,根据 2 条标识线内的坡面面积计算出浆液所需材料的用量,进而进行浆液配置。

2) 喷涂浆液采用专用喷头进行喷洒,为防止浆液顺坡流下,喷涂浆液过程中,浆液宜呈雾状喷洒,同时控制喷洒速度。浆液接触到风积砂边坡表面后,以浆液能够及时渗透到砂坡内为准。

3) 施工过程中通过控制灌浆量、灌浆速度、浆材浓度等控制整个喷涂过程。

4) 施工中应经常抽查浆液的配比及主要性能指标、喷涂灌浆量等。

5) 为保证喷涂厚度及均匀性,浆液喷涂次数通常以 $3 \sim 4$ 次为宜,第 1 次喷涂以湿润坡面为宜,所需喷涂区域湿润后,进行后续喷涂施工。当坡面最后 1 次喷涂时,浆液渗透速度明显下降后,停止该区域的喷涂。在喷涂浆液完成后可结合客土喷播技术,进行绿化覆盖。

6) 施工结束后应检查坡面加固体强度和加固深度,检查频率为每点 $/500 \text{ m}^2$,不合格率 $\geq 10\%$ 时应进行再次喷涂。该处的固结体强度 $\geq 0.5 \text{ MPa}$,加固体厚度 $\geq 5 \text{ cm}$ 时,为满足要求。

3.5 施工完成后效果(如图 5)



图 5 风积砂边坡绿化覆盖 2 年后效果

试验边坡高 $11 \sim 13 \text{ m}$, 长度 50 m , 坡脚为 45° , 采取二级边坡防护。经过 2 年观测,边坡表层无风蚀现象,遇大雨无明显水蚀现象,边坡保持稳定。进行客土喷播后,坡面植物生长良好,达到预期目的。

4 结论

1) 固砂剂固化砂土后能有效提高其强度,能够在砂质挖方边坡表面形成固化层。固化后生成的钾盐可以作为肥料促进植物的生长,且利于客土喷播技术的实施。

2) 使用高模数的钾水玻璃溶液相比低模数的钾水玻璃溶液,试样早期强度更高。试样的早期强度与钾水玻璃模数高低基本呈线性关系。

3) 随着龄期的增加,试样的强度逐渐提高,但强度提高的速率逐渐降低。

4) 固砂剂具有较好的耐水性。不同龄期的试样经过不同饱水时间之后,能保持有效的抗压强度。随着饱水时间的增加,试样强度降低速率减缓,经过 3 d 饱水之后强度基本趋于稳定。

5) 经过 2 年观测,使用固砂剂的边坡表层无明显风蚀、水蚀现象,植物生长良好,达到预期目的。风积砂边坡绿化覆盖 2 年后效果见图 5。

参 考 文 献

- [1] 高利平,齐秀峰. 风积沙路基边坡的稳定性分析研究[J]. 内蒙古农业大学学报,2009,30(2): 212-215.
- [2] 中华人民共和国交通运输部. JTG D30—2015 公路路基设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社,2015.
- [3] 中华人民共和国铁道部. TB 10035—2006 铁路特殊路基设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社,2010.
- [4] 章梦涛,邱金淡,颜冬. 客土喷播在边坡生态修复与防护中的应用[J]. 中国水土保持科学,2004,2(3): 10-12.
- [5] 王银梅,韩文峰,谌文武,等. 新型高分子固化材料耐老化性能的试验研究[J]. 工程地质学报,2004,12(3): 318-321.
- [6] 康永. 水玻璃的固化机理及其耐水性的提高途径[J]. 佛山陶瓷,2011,21(5): 44-47.
- [7] 邱学婷,肖磊,石晓波. 新型水玻璃耐水固化剂——磷酸硅[J]. 无机盐工业,1990(6): 24-26.
- [8] 巫英杰,曹伯兴,周家信,等. 硅酸锂的性质及其应用[J]. 无机盐工业,1982(10): 18-23.
- [9] 田华,陈连喜,刘全文. 硅溶胶的性质、制备和应用[J]. 国外建材科技,2007,28(2): 8-11.
- [10] 李雪,赵海雷,李兴旺,等. 硫酸-水玻璃体系的成胶特点[J]. 化工学报,2007,58(2): 501-505.

Analysis on Experiment Effect of New-type Sand Consolidating Agent and Research on Construction Technique of Slope Protection

NIU Xiaodi¹, YANG Guangqing¹, PU Changyu², LIU Yanhang¹

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Hebei Shijiazhuang 050043, China;

2. Hebei Provincial Communications Planning and Design Institute, Shijiazhuang Hebei 050011, China)

Abstract In order to solve the problems of poor stability of sandy slopes and poor ecological protection directly on the slope, an ecological-protection-type sand consolidating agent with potassium water glass and silicon phosphate as the main additives was developed. In order to study the effect of sand consolidating agent, the unconfined compressive strength of sand samples was studied. The results show that the unconfined compressive strength increases with the increase of modulus of potassium water glass under the condition of certain admixing amount of potassium water glass, basically presenting linear correlation, and the growth rate of the strength decreases along with the increase of ages. The sand samples have good water resistance and the strength of the sand samples after 3 days of water saturation is basically stable. The new-type sand consolidating agent was applied to the sandy slope of Zhangjiakou-Chengde highway, and the site construction technique scheme was put forward. After 2 years observation, the solidification effect of sandy slope is good.

Key words Highway subgrade; Slope consolidation; Experimental study; Sand consolidating agent; Construction technique

(责任编辑 周彦彦)

(上接第 59 页)

Analysis of Cracking Mechanism for Schist Tunnel Secondary Lining of Gucheng – Zhuxi Expressway

GAO Guangbin¹, RAO Hegen², LIAO Weiping², DENG Bin³, LIU Qiang³

(1. Ganzhou Expressway Co., Ltd., Ganzhou Jiangxi 341000, China; 2. Jiangxi Development General Company of Highway, Nanchang Jiangxi 330038, China; 3. Jiangxi Research Institute of Transportation, Nanchang Jiangxi 330052, China)

Abstract Schist is a typical kind of soft rock, and schist tunnel construction often induces geological hazard. The engineering background is schist tunnel of Gucheng-Zhuxi Expressway. The behavior of Wudang schist was investigated through X-ray mineral components analysis, water absorption test, disintegration test, uniaxial test and tri-axial test. The test results show its characteristics including plasticity, swelling, rheology, being easy to be disturbed, degradation with damage, intenerate with water, and being anisotropic. The secondary lining cracking causes were comprehensively analyzed from the local geological condition, surrounding rock engineering characteristics, groundwater effect, crustal stress, construction and design. Its cracking mechanism was revealed.

Key words Highway tunnel; Cracking mechanism; Laboratory test; Secondary structure; Wudang schist

(责任编辑 葛全红)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0091-05

高速铁路桩网复合地基桩端下刺机理研究

王川川¹, 朱忠林², 李泰澧², 张千里², 陈 锋²

(1. 中国铁道科学研究院, 北京 100081; 2. 中国铁道科学研究院 铁道建筑研究所, 北京 100081)

摘 要 桩的下刺变形是桩网复合地基沉降来源之一, 其特性是高速铁路地基处理研究的重要内容。本文从理论上分析了桩网复合地基桩端下刺机理, 运用有限元软件 ABAQUS 对影响桩端下刺量的各种因素进行了计算分析, 发现影响桩端下刺量的主要因素是路堤填土变形模量, 桩径、加固区土体变形模量, 桩端土体变形模量、黏聚力、内摩擦角和桩顶荷载。在此基础上运用 MATLAB 自带的数理统计工具箱对影响桩端下刺量的主要因素进行了参数回归分析, 并给出一种桩端下刺量的计算公式。

关键词 高速铁路; 桩网复合地基; 地基沉降; 理论分析; 有限元分析; 回归分析; 计算公式; 桩端下刺量

中图分类号 U238; TU472 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.23

桩网复合结构是地基处理的一种主要方法, 具有施工工期短、施工质量易控制的特点, 且能够有效控制地基的不均匀沉降和侧向变形, 减小工后沉降。该方法在高速铁路地基沉降处理中愈来愈重要。目前, 桩网复合地基的理论研究远远落后于工程实践, 桩网复合地基的沉降尚无科学、合理的计算方法。在现有的桩网复合地基沉降计算方法中, 通常把总沉降视为桩间加固区和桩端下卧层 2 部分沉降之和^[1-5]。然而, 桩网结构的沉降来源是多方面的, 包括桩间加固区压缩沉降、桩端下卧层压缩沉降、桩的上下刺入变形以及垫层压缩变形。桩间加固区压缩沉降和桩端下卧层压缩沉降的研究已有较成熟的计算方法, 而对于桩上下刺入和垫层压缩变形的研究极少。本文仅对桩端下刺变形进行研究。

国外学者在 1972 年应用球孔扩张理论^[6]对桩端下刺量进行了研究, 国内薛新华等^[7]在其基础上运用解析方法开展了理论研究。但目前针对桩端下刺量的影响因素及其敏感度尚无相关的研究。本文从桩网复合地基整体出发, 考虑各个因素对桩端下刺量的影响, 给出一种桩端下刺量的计算公式。

1 理论分析

桩网复合地基中, 为控制地基沉降, 桩体承担了大

部分荷载。同时桩侧负摩阻力产生的下拉力致使桩端应力集中, 而桩周加固区土体的应力远小于桩端应力, 因此桩端以下土体的沉降量大于桩周加固区以下土体的沉降量, 桩端出现明显的下刺变形。

桩网复合地基单桩桩端下刺变形如图 1 所示。其中 $W_p(L)$ 为桩端以下土体的压缩沉降量, $W_s(L)$ 为桩周加固区以下土体的压缩沉降量。桩端下刺量 S 可表示为

$$S = W_p(L) - W_s(L)$$

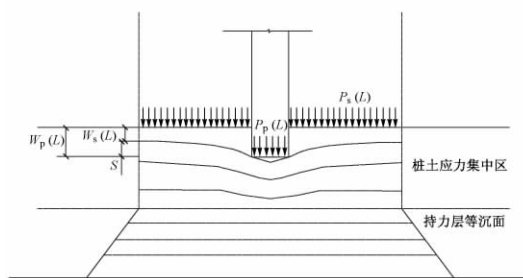


图 1 桩端下刺示意

2 有限元分析

运用有限元软件 ABAQUS 建立桩网复合地基二维模型, 分析路堤填料性质、加筋垫层性质、桩的结构形式及参数、加固区土体性质、桩端持力层土体性质及上覆荷载对桩端下刺量的影响, 计算中采用控制变量法对参数进行分析。

2.1 模型及本构关系

模型从上至下分为基床表层、基床底层、路基本体、碎石垫层、格栅、桩、加固区和桩端持力层 8 种结构单元。其中基床表层、基床底层及桩采用线弹性模型,

收稿日期: 2016-11-13; 修回日期: 2016-12-05

基金项目 国家自然科学基金(51308547); 中国铁路总公司科技研究开发计划(2014G003-A, 2014G003-B, 2015G006-D); 中国铁道科学研究院基金(2015YJ141)

作者简介 王川川(1990—), 男, 硕士研究生。

E-mail: 1585647214@qq.com

路基及地基土采用 Mohr-Coulomb 非线性弹塑性模型, 碎石垫层采用 Drucker-Prager 非线性模型, 格栅采用膜单元模型。

2.2 典型模型参数

为分析各因素对桩端下刺量的影响, 模型参数按表 1 取值^[8-9]。

表 1 典型模型参数

结构	厚度 / m	弹性模量 / MPa	重度 / (kN/m^3)	内摩擦 角 / ($^\circ$)	黏聚力 / kPa	泊松 比
基床表层	0.4	180	20			0.30
基床底层	2.4	110	20			0.30
路基本体	4.9	80	20	25	15	0.30
桩	10.0	20 000	25			0.17
碎石垫层	0.6	100	23	30	0	0.30
加固区	10.0	10	18	15	10	0.30
持力层	10.0	50	19.8	25	25	0.30

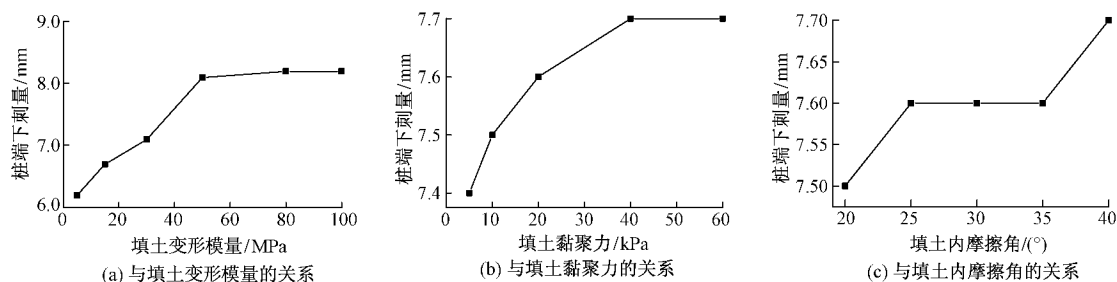


图 2 桩端下刺量与路堤填土力学参数的关系曲线

3.2 加筋垫层性质的影响

桩端下刺量与加筋垫层力学参数的关系曲线见图

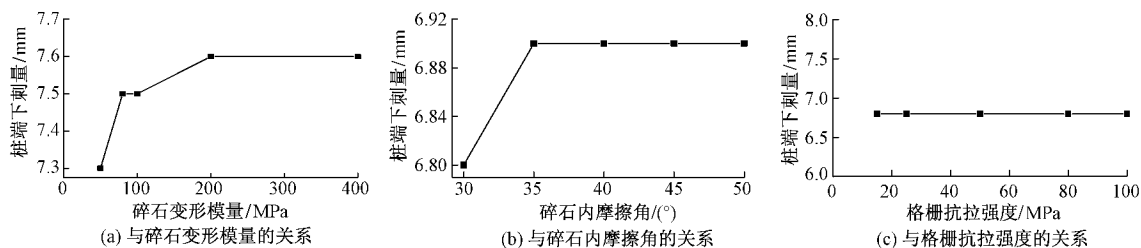


图 3 桩端下刺量与加筋垫层力学参数的关系曲线

3.3 桩体参数的影响

桩端下刺量与桩体参数的关系曲线见图 4。桩端下刺量随桩径的增大而减小。原因是当桩径尺寸较大时其作用更接近于桩基, 端承性质更强。当桩体弹性模量 $< 10 \text{ GPa}$ 时, 随着桩体弹性模量的增加桩端下刺量增加; 当桩体弹性模量 $> 10 \text{ GPa}$ 时, 桩端下刺量趋于稳定。这是由于当桩体弹性模量 $< 10 \text{ GPa}$ 时, 桩体荷载分担比会随着桩体弹性模量的增加而增大, 桩端应力也随之增大, 故桩端刺入量也随之增大; 当桩体弹性模量 $> 10 \text{ GPa}$ 时, 桩体荷载分担比基本稳定, 桩端

2.3 边界条件及网格划分

边界条件: 模型左右边界限制水平方向自由度, 底部同时限制水平和竖向自由度, 上部处于完全自由状态。

网格划分: 模型均采用常见的四节点实体单元进行网格划分。

3 计算结果及分析

3.1 路堤填土性质的影响

桩端下刺量与路堤填土力学参数的关系曲线见图 2。桩端下刺量随路堤填土变形模量、黏聚力的增大而小幅度增大, 随内摩擦角变化很小。总体来说, 路堤填土的性质对桩端下刺量的影响不大。主要是由于加筋垫层的调节作用使桩端阻力基本保持不变。

3。可见, 桩端下刺量变化很小, 说明加筋垫层对桩端下刺量几乎没有影响。

应力也基本稳定, 故桩端刺入量基本保持不变。随桩帽尺寸的增大, 桩体荷载比增大但负摩阻力的作用减小, 桩端应力改变不大, 从而桩端下刺量小幅度增大。

3.4 加固区土体性质的影响

桩端下刺量与加固区土体力学参数的关系曲线见图 5。桩端下刺量随加固区土体变形模量的变化较显著, 主要是由于桩间土体变形模量的变化会直接影响土的压缩沉降, 进而引起桩土沉降差和负摩阻力的变化, 从而引起桩端应力的变化, 导致桩端下刺量的变化。加固区土体黏聚力和内摩擦角的变化对桩端下刺

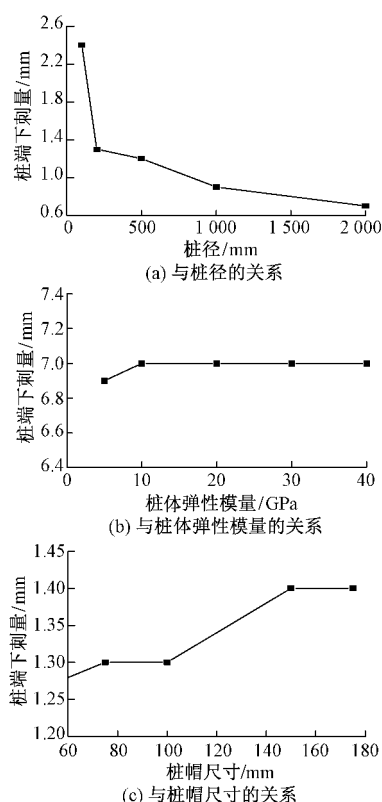


图4 桩端下刺量与桩体参数的关系曲线

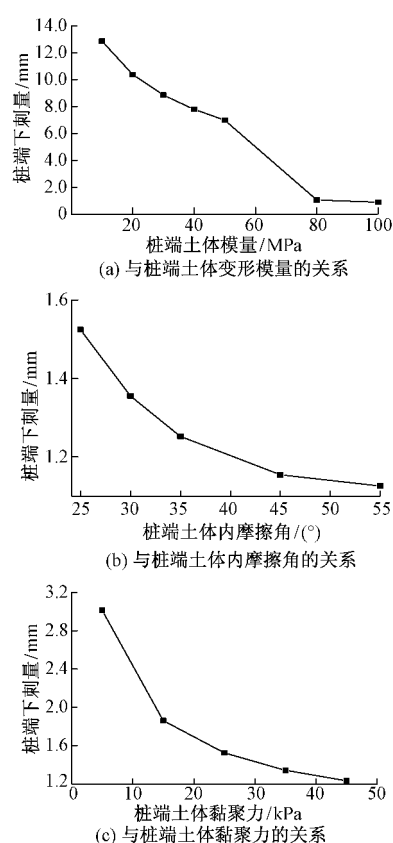


图6 桩端下刺量与桩端土体力学参数的关系曲线

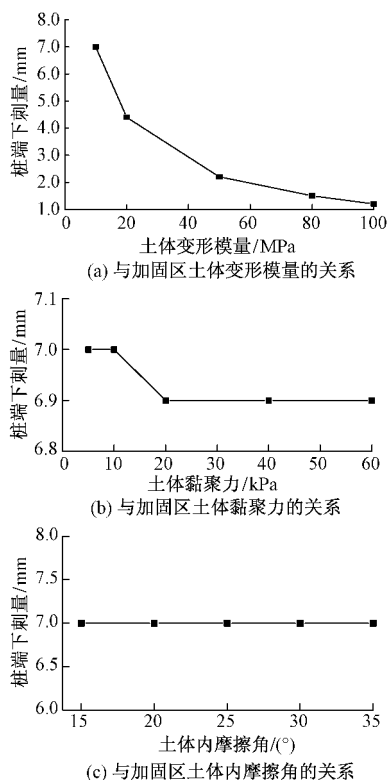


图5 桩端下刺量与加固区土体力学参数的关系曲线

量基本没有影响。

3.5 桩端土体性质的影响

桩端下刺量与桩端土体力学参数的关系曲线见图6。

当桩端土体变形模量增大时,桩端下刺量明显减小,主要是由于土体变形模量越大,桩的端承性越强,桩端土体抵抗刺入变形的能力越强,桩端下刺量越小。桩端下刺量的大小反映桩端土达到极限强度而被剪切破坏的程度。土体强度越大,其抵抗剪切破坏的能力越强。随着桩端土体内摩擦角和黏聚力的增大,桩端下刺量均不同程度地减小,反映出土体强度的增加减小了桩端下刺量。

3.6 桩顶荷载的影响

桩端下刺量与桩顶荷载的关系曲线见图7。随着桩顶荷载的增大,桩端下刺量显著增大,呈明显的线性关系。原因是随着上覆荷载的增大,桩端应力增加速率大于桩周土体应力的增加速率,桩端应力集中更加明显,从而桩端下刺量更加显著。

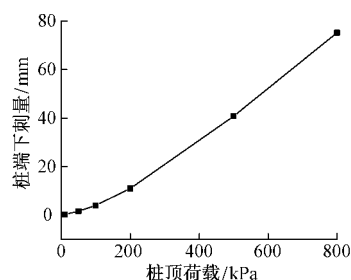


图7 桩端下刺量与桩顶荷载的关系曲线

4 参数回归分析

上文分析了各参数对桩端下刺量的影响,这里运用参数回归分析方法给出桩端下刺量的计算公式。根据回归分析方程的形式,可将回归分析方法分为线性回归分析和非线性回归分析,由于线性回归分析方法较直观,参数简单,因此,常采用线性回归分析。

基于 MATLAB 自带的数理统计工具箱对桩端下刺量进行参数回归分析。该工具箱提供了几种常用的回归分析函数,如逐步回归函数 stepwise、多元线性回归函数 regress、非线性回归函数 nlinfit 和误差估计函数 nlpredci、多项式回归函数 polyfit, polytool 及误差估计函数 polyconf 等。

表 2 回归系数

b_0	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	b_7
13.454 1	-0.049 9	-0.001 7	-0.038 8	-0.196 0	-0.042 0	-0.119 6	0.098 3

参数回归分析的相关系数 $R^2 = 0.973\ 4$,说明回归分析效果显著。回归分析参数 $F = 146.449\ 5$, $p = 0$ 。 $p < 0.05$ 表明回归模型较好。由残差杠杆图(见图 8)可知,桩端下刺量选用的多元线性模型拟合效果较好,各实际值与估算值残差均 < 5 ,且大部分 < 2 。另外,除 ③和 ⑥ 2 个异常点外,其他点的置信区间均通过零点,表明回归效果较好。桩端下刺量计算公式有一定的适用范围,各参数取值范围见表 3。

表 3 桩端下刺量计算公式中各参数取值范围

路堤填土变形模量/MPa	桩径/mm	加固区土体模量/MPa	桩端土体变形模量/MPa	桩端土体黏聚力/kPa	桩端土体内摩擦角/(°)	桩顶荷载/kPa
5 ~ 80	100 ~ 2 000	10 ~ 100	10 ~ 80	5 ~ 45	25 ~ 55	10 ~ 800

5 结论

1) 路基填土模量,桩径,加固区土体变形模量,桩端土体变形模量、黏聚力、内摩擦角及桩顶荷载是影响桩端下刺量的主要因素。

2) 加固区土体变形模量和桩端土体变形模量和强度是影响桩端下刺量的内在因素,为控制桩端下刺量应采取措施提高加固区及桩端土体的模量和强度。

3) 桩径也是影响下刺量的重要因素之一,在设计时应在满足其他设计要求的前提下选用大直径桩。

4) 桩顶荷载对桩端下刺量影响特别大,在满足设计要求的荷载前提下应尽量减少桩顶荷载。

5) 根据参数回归分析结果,给出了桩端下刺量的计算公式,但此计算公式的各参数有一定的取值范围。

参 考 文 献

[1]《桩基工程手册》编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京:中

由前文分析可知,路堤土的黏聚力与内摩擦角、碎石垫层的变形模量与内摩擦角、格栅抗拉强度、桩弹性模量、桩帽尺寸、加固区土体黏聚力及内摩擦角对桩端下刺量的影响非常小,在进行参数回归分析时可忽略,只对其余几项参数进行线性回归即可。回归分析公式可表示为

$$S = b_0 + b_1 E_b + b_2 r + b_3 E_z + b_4 E_c + b_5 C_c + b_6 \varphi_c + b_7 P$$

式中: E_b 为路堤填土变形模量; r 为桩径; E_z 为加固区土体变形模量; E_c 为桩端土体变形模量; C_c, φ_c 分别为桩端土体黏聚力、内摩擦角; P 为桩顶荷载; $b_0 \sim b_7$ 为系数。

经计算可得各系数的回归结果见表 2。

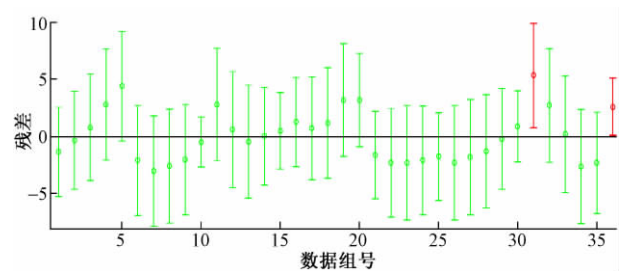


图 8 桩端下刺量残差杠杆图

国建筑工业出版社,1997.

[2]陈仲颐,叶书麟. 基础工程学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社,1990.

[3]龚晓南. 高等土力学[M]. 杭州: 浙江大学出版社,1996.

[4]龚晓南. 地基处理新技术[M]. 西安: 陕西科学技术出版社,1997.

[5]贺武斌,贾军刚,白晓红,等. 承台-群桩-土共同作用的试验研究[J]. 岩土工程学报,2002,24(6): 710-715.

[6]VESIC A S. Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass[J]. Primary Care,1973,33(1): 75-91.

[7]薛新华,魏永幸,杨兴国. 桩-网结构复合地基沉降计算研究[J]. 水利与建筑工程学报,2010,8(6): 42-45.

[8]蔡德钧,闫宏业,董亮,等. 不同垫层结构形式复合地基的数值分析[J]. 铁道建筑,2008(1): 48-52.

[9]蔡德钧. 加筋网垫在桩网结构路基中的计算方法研究[D]. 北京: 中国铁道科学研究院,2011.

(下转第 101 页)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0095-07

高速铁路夹硬层软基布袋注浆桩加固技术研究

左 坤¹, 徐林荣², 赵新益³, 王文通¹, 于森章¹

(1. 山东交通学院, 山东 济南 250357; 2. 中南大学 湖南 长沙 410083;

3. 中铁第四勘察设计院集团有限公司, 湖北 武汉 430063)

摘 要 在夹硬层的深厚软基上修建高速铁路, 常规地基处理方法或难以穿透硬层, 或造价太高, 对工后沉降控制是新的挑战。对此开发了专门的地基加固技术——布袋注浆成桩技术。本文依托甬台温客运专线, 采用常规搅拌桩(未穿透夹硬层)处理车站地基, 采用布袋注浆桩处理正线地基, 并进行了对比分析。分析结果表明, 布袋注浆桩复合地基能满足工后沉降 $<15\text{ cm}$ 的正线设计要求, 常规搅拌桩地基只满足工后沉降 $<30\text{ cm}$ 的车站设计要求。测试分析表明布袋注浆桩桩体对深层软土侧向变形有约束作用, 其桩土应力比在柔性桩范围内。计算验证了桩周布袋排水通道的作用。考虑到桩体承载力尚未充分发挥, 桩间距对沉降影响较小, 为节省造价可适当加大桩间距。

关键词 高速铁路; 地基; 布袋注浆桩; 夹硬层深厚软土; 现场试验; 有限元分析; 工后沉降

中图分类号 U238; TU472 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.24

1 概述

在浙江及福建省东部沿海地带广泛分布淤泥、淤泥质土, 一般厚 $30\sim 45\text{ m}$, 局部地段厚达 70 m , 含水率在 $40\%\sim 70\%$, 孔隙比 $1.0\sim 2.0$, 压缩系数 $0.5\sim 2.0\text{ MPa}^{-1}$, 属于高压缩性土。其中, 部分地区深厚软土中大量分布卵砾石或硬塑状黏土夹层、透镜体, 常规桩体复合地基难以穿透该夹硬层, 采用钻孔灌注桩或以桥代路则造价太高。因此, 研发一种专门针对夹硬层软土地基的加固技术——布袋注浆成桩技术^[1], 并被应用于甬台温客运专线地基加固。有关其设计与施工技术的报道接近10篇, 包括设计计算^[2]、施工工艺^[3]、沉降特性^[4]、工程应用^[5-6], 但缺乏基于现场实测数据, 系统分析布袋注浆桩复合地基工作性状, 预测工后沉降, 探讨加固效果的研究成果。

本文开展现场试验研究, 通过测试侧向位移、沉降、桩土应力获取布袋注浆桩复合地基的工作性状。通过数值计算分析桩体受力与布袋排水作用及不同设计参数对加固效果的影响, 有助于布袋注浆桩地基处理技术的推广应用。

1.1 试验背景

甬台温客运专线位于东南沿海地区, 区内存在夹硬层深厚软土。钻探资料表明其地层为: ①黏土, 灰黄色, 软塑; ②淤泥, 灰色, 流塑; ③-1粉质黏土, 灰黄色, 硬塑; ③-2细圆砾土, 灰紫色~浅黄色, 稍密~中密; ④淤泥质黏土, 灰色, 流塑; ⑤细圆砾土, 灰紫色~灰黄色, 稍密~中密; ⑤-2淤泥质黏土, 灰色, 软塑; ⑤-3黏土, 灰白色~灰黄色, 软塑; ⑥黏土, 灰色、黄色, 软塑; ⑦细圆砾土, 灰色、黄色, 稍密~中密; ⑧凝灰岩, 全风化, III级。

区内 $0\sim 9\text{ m}$ 深主要为黏土与淤泥, 而 $9\sim 15\text{ m}$ 深度范围内为砾土即硬层, 15 m 以下则为淤泥质黏土。岩土工程界通常将硬层作为持力层^[7], 但在复合地基设计计算时发现, 仅加固硬层上部软土无法满足高速铁路工后沉降控制要求, 必须对硬层以下软土进行加固。一般桩体在穿透硬层后, 容易出现缩颈、断桩情况, 桩体质量难以保证。超长钻孔灌注桩虽然可以穿透硬层, 但整段路基采用桩基, 造价过高, 为此研发了新型布袋注浆桩复合地基。

1.2 布袋注浆桩工艺简介

布袋注浆桩是一种土工织物和注浆浆液共同形成的圆柱状增强体, 其施工工艺见图1。首先采用工程钻机成孔, 然后将外包布袋的注浆芯管(布袋采用铁丝绑扎)放入孔内, 水泥浆从芯管顶部注入, 通过芯管下部进入布袋, 在注浆压力作用下布袋自下而上膨胀。布袋充盈后孔壁周边土体受挤密作用, 使孔径略为增

收稿日期: 2016-10-09; 修回日期: 2017-01-06

基金项目: 国家自然科学基金(51078358); 国家自然科学基金高铁联合基金(U1134207); 铁道部科技研究开发计划(2008G031-C)

作者简介: 左坤(1983—), 男, 讲师, 博士。

E-mail: zuoshen2006@163.com

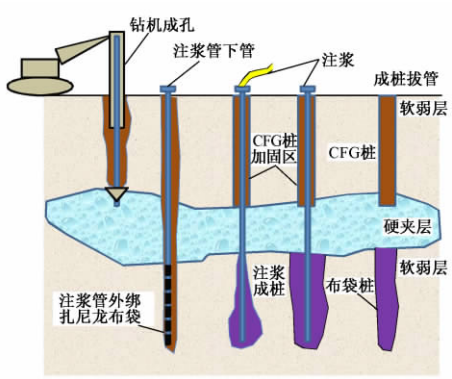


图 1 布袋注浆桩施工工艺

大,土体侧限约束下布袋内浆液受压成形,自然养护至预定强度,即形成一圆柱状桩体,直径约为 30 ~ 40 cm。它可与土层组成复合地基,起到加固土体,提高土体承载力的作用。

2 试验方案

现场设置试验段,采取对比方式,在正线区段选取布袋注浆桩地基作为主测试断面,在场站区段选取 1 个未埋设布袋注浆桩的地基辅助对比断面。客运专线工后沉降控制标准要求:正线工后沉降≤15 cm,场站≤30 cm。因此,试验断面的设置既保证满足设计要求,同时能够充分说明布袋注浆桩的控制作用。

主测试断面软土地基采用浆喷桩+布袋注浆桩加固。夹硬层以上软土采用浆喷桩加固,夹硬层以下软土采用布袋注浆桩加固。浆喷桩桩直径 0.5 m,桩间距 1.1 m,桩长 7.0 ~ 18.0 m,呈正三角形布置。布袋注浆桩钻孔采用回转式,开孔直径 89 mm,桩体直径 40 cm,间距 1.6 m,注浆厚度为 4.0 ~ 19.5 m,呈正方形布置。试验对比断面采用浆喷桩加固地基,桩径 0.5 m,桩间距 1.2 m,桩长 8.0 m,呈正方形布置。

试验主要观测内容:地表沉降、地基分层沉降、桩土压力、地基侧向(水平)位移等。试验测试元件布置见表 1,元件布置如图 2 所示。

表 1 测试元件布置

测试项目	主测试断面	对比断面
	浆喷桩+布袋注浆桩	浆喷桩
地表沉降	路基中心设 2 个沉降板(布置在桩顶中心及桩形心处);路肩各设沉降板 1 个	
地基分层沉降	路基中心埋设分层沉降磁环,深度方向每 2 m 布设 1 个磁环,共 12 个	
桩土压力	埋设 3 组土压力盒(布置在路基中、路基左线中心、右路肩);每组 3 个压力盒(布置在桩中心、桩间、桩间土形心)	
地基侧向位移	在断面两侧坡脚处各设 1 根测斜管,深 27 m	

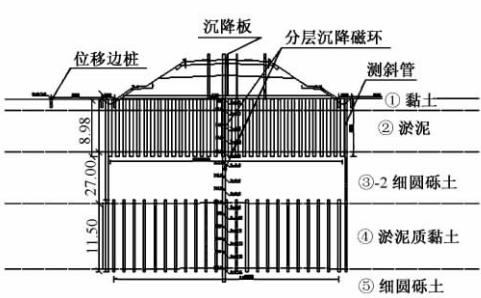


图 2 试验测试元件布置(单位:m)

3 测试数据分析

3.1 地基沉降

布袋注浆桩地基荷载-时间-沉降关系曲线见图 3(a)。可知:路基中部、路肩处桩顶中心与桩间土中心沉降曲线基本趋于收敛,最大沉降发生在路基中部桩间土,累计沉降 152 mm,路基中部桩顶最大累计沉降 144 mm。辅助对比试验断面沉降变化如图 3(b)所示,最大沉降值为 321 mm。可以发现,布袋注浆桩地基累计沉降量明显小于未埋布袋注浆桩地基。

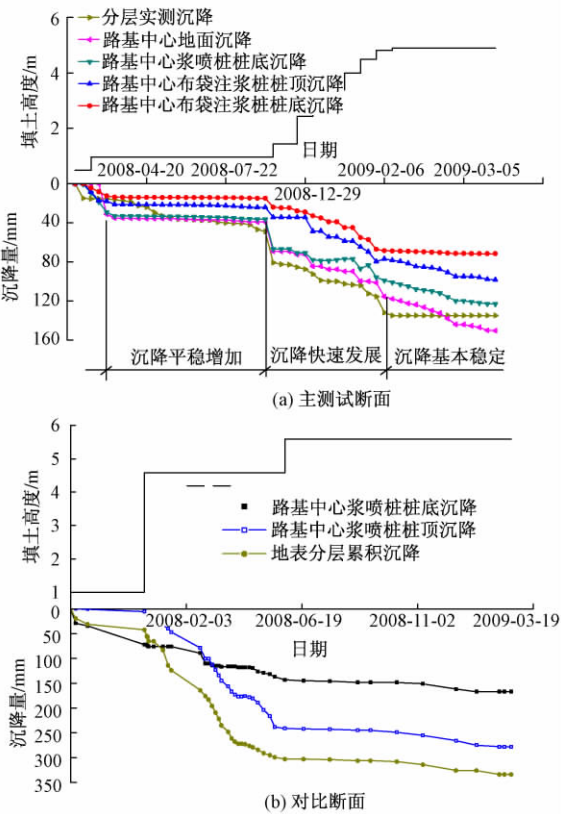


图 3 荷载-时间-沉降关系曲线

主测试断面沉降预测曲线见图 4。工后沉降为 39 mm,满足设计要求。对比断面工后沉降预测结果为 161 mm,超出正线设计要求。沉降测试数据表明:布袋注浆桩可用于加固有砟轨道夹硬层深厚软土地基。

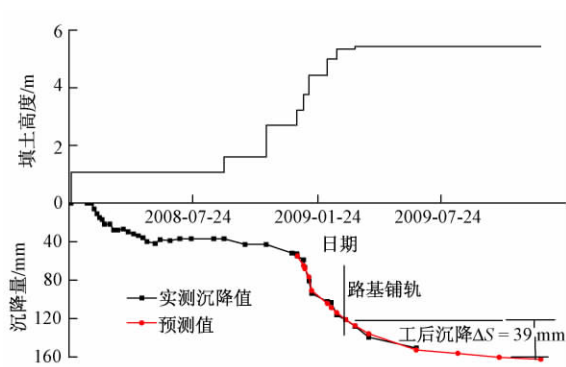


图4 主测试断面沉降预测曲线

3.2 桩土荷载分担比

荷载分担比是反映复合地基桩土共同作用程度的参数,是复合地基的重要设计参数。如果荷载大部分由桩承担,则桩间土的承载能力没有得到充分发挥。反之,如果桩间土承担了大部分荷载,则地基承载力提高程度有限,复合地基的加固效果就不明显。主测试断面桩顶、桩间土压力变化曲线见图5。桩顶、桩间土压力随着填土荷载的增加而增加,填土高度增加到5.62 m时达到峰值,随后又略有减小。桩顶土压力最大值377 kPa,桩间土压力最大值113.47 kPa。

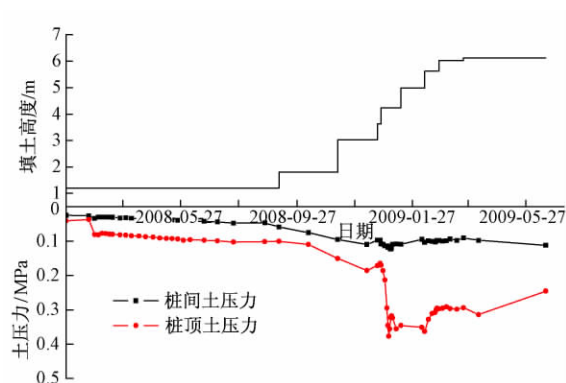


图5 主测试断面桩顶、桩间土压力变化曲线

主测试断面桩土应力比变化曲线见图6。桩土应力比随填筑荷载的增大而增大,荷载稳定后桩土应力比呈现减小的趋势。路基填土加载初期,由于桩间土

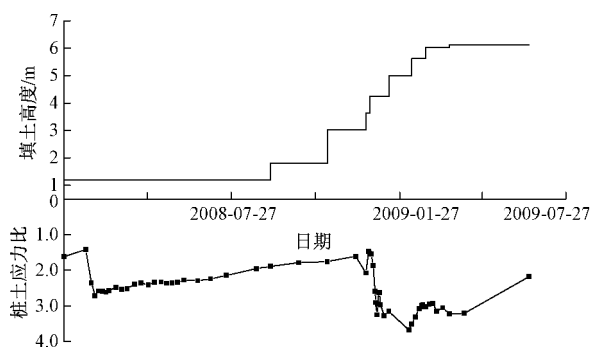


图6 主测试断面桩土应力比变化曲线

比较松散,在荷载产生的附加应力作用下逐渐压密,这一期间桩承担了较多的荷载,因此桩土应力比呈现增加的趋势。随着桩间土固结压缩的完成,桩与桩间土形成了复合地基,置换率不变条件下,桩间土承担荷载越多,桩土应力比越小,填筑结束后桩土应力比约为2.4。根据以前研究成果,此数值接近碎石桩等柔性桩复合地基的桩土应力比,而明显小于管桩、CFG桩等刚度较大的桩^[8-9]的桩土应力比。通过实测的桩土应力比换算荷载分担比,得到布袋注浆桩复合地基桩体荷载分担比在18.7%~47.9%,可见其较为合理地利用了桩土共同承担荷载。

3.3 侧向位移

主测试断面侧向位移沿深度分布曲线见图7(a)。可知:①从变化速率看,水平位移变化速率 $<2.0\text{ mm/d}$,满足规范要求的路基填筑控制标准,水平位移变化速率逐渐变小,说明路基侧向变形和加载形成的人工边坡已经趋于稳定;②从分布形式看,沿深度分布曲线呈“耳朵”形,曲线拐点主要与地基土性质及桩处理深度有关,其中测试断面曲线第1拐点为搅拌桩加固区与下卧层的分界点。

对比断面侧向位移沿深度分布曲线见图7(b)。可知:对比断面地表处侧向位移数据受施工影响部分失真,硬层深度(10 m)以上分布形式与布袋注浆桩类似,在15~25 m深度(硬层以下软土范围),主测试断面累计最大侧向位移8.9 mm,最大位移变化速率不超过0.3 mm/d,对比断面同深度最大侧向位移15.4 mm,最大位移变化速率0.7 mm/d,位移量与速率均大于主测试断面。考虑成桩挤土效应,可知布袋群桩在深层软

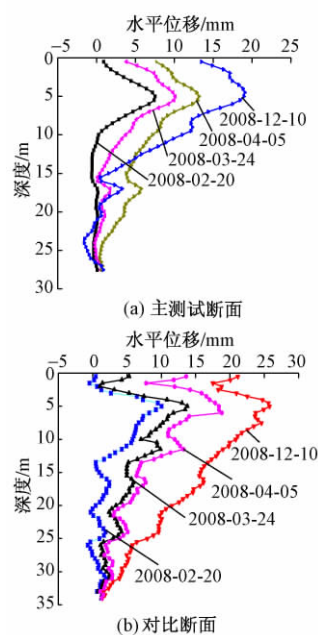


图7 侧向位移沿深度分布曲线

土中约束了土体的侧向变形。已有研究^[9]认为群桩对桩间土产生的附加剪应力具有加筋效应,侧向位移对比从侧面验证了这一观点。

4 布袋注浆桩地基工作性状数值模拟分析

通过现场测试试验,验证了布袋注浆桩的地基沉降控制效果以及桩土共同作用,但设计中的桩周布袋排水作用尚无法根据测试获取。此外,试验段布袋注浆桩地基虽然有效加固了夹硬层软土地基,但设计上是否还有优化的可能还需进一步分析。因此通过数值计算对这些问题进行探讨。在平面应变条件下,桩单元可以等效为宽度为桩直径的条形板桩^[10-12]。其桩体弹性模量则采用等效公式计算,公式为

$$E_{sp} = \frac{\pi d}{4s} E_p + (1 - \frac{\pi d}{4s}) E_s \tag{1}$$

式中: E_p 为桩体模量; E_s 为桩间土变形模量; d 为桩径; s 为桩间距。

4.1 计算模型

选择甬台温客运专线 DK234 + 598 断面作为研究对象,采用浆喷桩 + 布袋注浆桩处理地基,布袋注浆桩埋设于淤泥质土,顶部、端部分别嵌入细圆砾土。浆喷桩桩径 0.5 m,桩间距 1.1 m,桩长 9.0 m。布袋注浆桩桩径 0.4 m,桩间距 1.6 m,桩长 11.5 m。根据静力触探、地质钻孔资料,断面处地基划分 8 个土层,涵盖黏土、淤泥、细砾土、淤泥质黏土等,地质条件具有代表性。路基填土高 6.0 m。根据室内外试验数据,模型各土层物理力学指标见表 2。

表 2 模型各土层物理力学指标

土层名称	土层厚度 / m	本构模型	饱和重度 / (kN / m ³)	杨氏模量 / MPa	泊松比 ^[12]	黏聚力 / kPa	内摩擦角 / (°)	渗透系数 I / (cm / s)	
								垂直 k_v	水平 k_H
①黏土(软塑)	1.8	摩尔库伦	17.7	2.30	0.35	12.80	9.15	4.34×10^{-7}	5.86×10^{-7}
②淤泥(流塑)	6.4	摩尔库伦	16.8	2.93	0.45	9.12	7.13	1.46×10^{-8}	5.65×10^{-8}
③细圆砾土	8.0	摩尔库伦	19.0	8.30	0.20	3.00	30.00	9.45×10^{-5}	4.31×10^{-4}
④淤泥质黏土	10.2	摩尔库伦	17.7	2.92	0.45	9.74	7.85	3.15×10^{-6}	3.84×10^{-5}
⑤细圆砾土	6.0	摩尔库伦	19.0	8.30	0.20	3.00	30.00	9.45×10^{-5}	4.31×10^{-4}
⑤-2 淤泥质黏土	2.2	摩尔库伦	18.2	4.37	0.45	11.60	9.42	3.15×10^{-6}	3.84×10^{-5}
⑤-3 黏土(软塑)	7.2	摩尔库伦	17.7	2.30	0.35	12.80	9.15	4.34×10^{-7}	5.86×10^{-7}
路基填土	6.12	摩尔库伦	19.0	3.00	0.25	10.00	35.00	4.00×10^{-4}	4.00×10^{-3}

4.2 布袋注浆桩桩体受力分析

布袋注浆桩桩体受力分布见图 8。不同位置处各桩轴力与侧摩阻力分布规律基本相同。各桩桩顶区域均存在明显的负摩阻力,而桩底区域均为正摩阻力,中性点位于桩身中部附近。路基横断面上各桩桩身轴力与侧摩阻力有显著差异,路基外侧桩的受力明显小于路基中心处。桩身轴力呈现鼓肚状。这是由于桩周土相对桩体产生向下位移,桩周土对桩产生向下的摩阻力,轴力向下传递,为克服此摩阻力及重力增加量的影响,桩身轴力沿深度方向非线性增加,导致在桩中部出现鼓肚状。

按岩土阻力确定的布袋注浆桩单桩容许承载力 $[P] = 1\,687\text{ kN}$,计算的位于路基中部的桩身轴力最大,其值为 223 kN,侧摩阻力最大值为 67 kPa,均远小于布袋注浆桩容许承载力。

4.3 布袋注浆桩设计参数分析

地基条件不变情况下,地基沉降量与布袋注浆桩设计参数的关系曲线见图 9。沉降量与桩长的关系见图 9(a)。最小桩长 9.5 m 时对应的沉降量为 153.69 mm。桩长达到 15 m 时,穿透淤泥质土下部的细圆砾土,沉降量为 135.51 mm,总体沉降减幅为 11.8%。设计桩

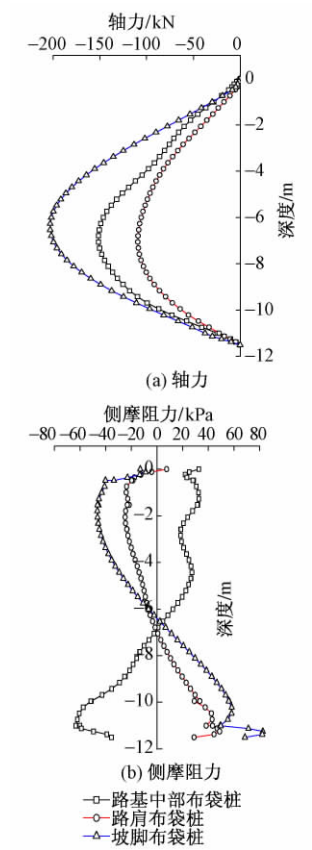


图 8 布袋注浆桩桩体受力分布

长 11.5 m 时沉降量为 145.37 mm,加大桩长穿透细圆砾土层后,沉降减幅仅为 6.7%。布袋注浆桩属于摩擦桩,其桩端置于承载力较好的细圆砾土层中,适当增大桩长可以提高其加固地基的能力,但计算表明设计桩长进一步增大对沉降控制效果影响较小。

沉降量与桩径的关系见图 9(b)。桩径 30 cm 时沉降量 148.46 mm,桩径 60 cm 时沉降量 139.51 mm,沉降减幅 6.02%。设计桩径 40 cm 时沉降量 145.37 mm,加大桩径至 60 cm 后沉降减幅仅为 2.08%。可见桩径对沉降的影响不明显。

沉降量与桩间距的关系见图 9(c)。桩间距 1.1 m 时沉降量为 132.34 mm,桩间距加大至 2.2 m 时沉降量为 146.85,沉降减幅 9.8%。设计桩间距 1.6 m 时沉降量为 144.51 mm,桩间距加大至 2.2 m 时沉降减幅仅为 2.01%。桩径和桩间距的改变会直接改变置换率。由于沉降控制效果相差不大,从节省造价角度出发,可适当增加桩间距。

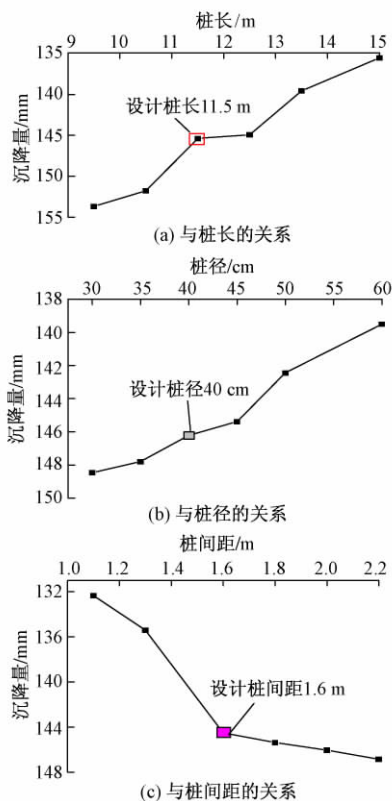


图9 地基沉降量与布袋注浆桩设计参数的关系曲线

综上所述,由于布袋注浆桩主要作为摩擦桩来加强地基,桩长的改变对沉降控制效果明显,而桩径或桩间距的改变对沉降的影响较小,即置换率的改变影响相对较小。现场测试得到布袋注浆桩桩土应力比 1~4,属于柔性桩,而计算发现桩体承载力未充分发挥,桩正方形布置形式不变,可在确保沉降控制标准前提下优化布袋注浆桩地基的置换率,如适当增加桩间距,进

一步发挥桩体承载力,降低工程造价。

4.4 桩周布袋排水作用分析

该处理技术在设计中考虑布袋注浆桩桩体外围包裹的布袋可以起到排水通道的作用。模型采用板单元模拟桩体,桩周单元设排水线模拟布袋的排水作用。有无布袋注浆桩地基超孔压变化曲线对比见图 10。填土加载初期超孔压迅速增加,填土加载完成后超孔压消散速率超过其累计速率时,超孔压将出现负值。可见一般地基的深层软土其孔压消散速率小于布袋注浆桩地基,表明桩周布袋促进排水有助于孔压消散,加速软土固结。

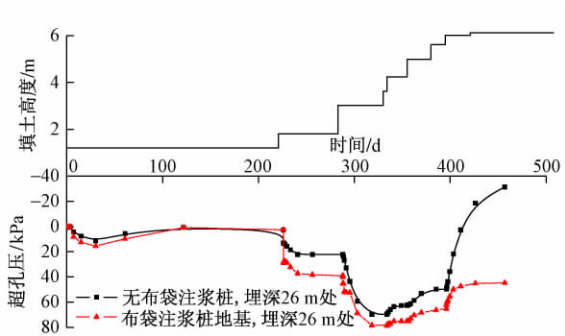


图10 有无布袋注浆桩地基超孔压变化曲线对比

5 布袋注浆桩地基固结规律分析

布袋注浆桩复合地基随时间沉降发展规律即是其固结度变化特性。为验证有限元计算的超孔压消散规律的合理性,将有限元计算结果与实测沉降曲线、传统固结理论计算沉降曲线、复合地基解析解固结沉降曲线进行对比。其中,经验公式估算沉降总量,浆喷桩加固区采用复合模量法,路堤基底应力经传递到达浆喷桩下部,细圆砾土层下卧层采用分层综合法,主要计算其瞬时沉降;第 2 层布袋注浆桩加固区采用复合模量法,采用压力扩散法进行桩底应力叠加计算,根据上述方法计算得到布袋注浆桩地基最终沉降量,见表 3。

表 3 沉降估算结果

地层	地基土厚度/m	沉降估算值/mm
浆喷桩加固区	9.0	31
第 1 层下卧层底	6.5	139
布袋注浆桩加固区	11.0	18
第 2 层下卧层底	6.0	35
总沉降量		223

由表 3 可知,沉降估算布袋注浆桩加固区压缩量 18 mm,其下部土体累计压缩量 34.1 mm,即可以换算出该点估算总沉降量为 43.7 mm。测试的该点累计沉降为 31.6 mm,有限元计算该点沉降为 22.41 mm。为

获取固结沉降曲线,分别采用太沙基一维固结理论与改进的高木俊介法进行固结度计算,太沙基一维固结度表示为

$$\bar{U}_s = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-\frac{\pi^2}{4} T_{vs}} + \frac{1}{9} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_{vs}} + \dots \right) \quad (2)$$

式中: \bar{U}_s 为平均固结度; T_{vs} 为时间因子, $T_{vs} = \beta_s t / H^2$, 其中 H 为最大排水距离, β_s 为固结系数, $\beta_s = \frac{1}{\alpha^2} k_s A_p / [m_{vs} \gamma_w (A_p + A_s)]$, k_s 为渗透系数, A_p, A_s 为桩、土截面积, m_{vs} 为体积压缩系数, γ_w 为水的重度, α 表示桩径与水平影响范围之比。

采用改进的高木俊介法计算逐级加荷条件下地基平均固结度,计算式为

$$U_t = \sum_{i=1}^n \frac{q_i}{\sum \Delta p} \left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) e^{-\beta t} \right] \quad (3)$$

式中: U_t 为 t 时间多级荷载等速加荷修正后的地基平均固结度, %; q_i 第 i 级荷载的平均加载速率, kPa/d; $\sum \Delta p$ 为各级荷载的累计值, kPa; T_{i-1}, T_i 分别为第 i 级荷载加载的起始和终止时间(从零点起算), 当计算第 i 级荷载加载过程中某时刻 t 的固结度时, T_i 改为 t ; 此处 α, β 为排水固结相关系数。

取路基中心布袋注浆桩加固区桩底作为对比监测点,测试曲线与有限元曲线可直接获得,固结沉降计算曲线则根据 $S_t = U_t S$ 得到。沉降实测值计算值对比见图 11。可知:有限元计算值与实测值严格对应,总体规律一致,太沙基一维固结方程没有考虑加载过程,改进的高木俊介法固结计算考虑了加载时间与加载速率,因此与实测曲线规律较为一致。整体来看,有限元计算(深 26 m)数值偏小,但规律吻合度高,可以作为布袋注浆桩地基固结变形规律描述的依据,验证了计算得到的超孔压消散规律。

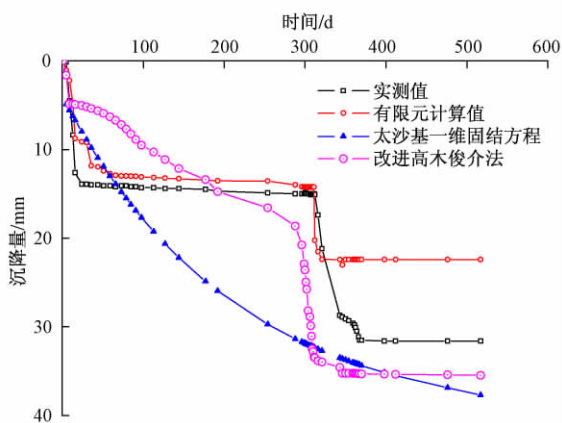


图 11 沉降实测值与计算值对比

6 结论

为解决夹硬层深厚软土地基沉降控制这一难题,采用布袋注浆桩这一新型地基处理技术,于甬台温现场设置试验段并进行数值计算以进一步验证该技术的可行性。研究主要得到以下结论:

1) 测试得到布袋注浆桩地基沉降与侧向位移变化速率满足规范要求,控制工后沉降未超过路基正线设计标准(≤15 cm),表明布袋注浆桩可用于加固高铁有砟轨道夹硬层深厚软基正线。

2) 侧向位移沿深度的分布表明,布袋注浆桩对深层软土变形有约束作用。布袋注浆桩地基超孔压消散速率较一般地基快,有利于加速硬层下部软土固结,验证了桩周布袋的排水通道作用。

3) 测试得到布袋注浆桩桩土应力比 1~4,属于柔性桩,计算得到桩身轴力 223 kN,侧摩阻力 67 kPa,远小于其容许承载力。计算发现桩长桩径对沉降控制影响明显,而桩间距影响较小,因此可加大布袋注浆桩间距,降低工程造价。

参 考 文 献

- [1] 李小和, 顾湘生, 赵新益. 布袋注浆成桩方法: 中国, ZL2007100531797 [P]. 2007-9-10.
- [2] 陈效星. 注浆布袋桩在荷日复线挡土墙地基加固中的应用 [J]. 路基工程, 2004(5): 55-59.
- [3] 丁光文, 叶春林. 布袋注浆桩在深厚层软土地基加固中的应用 [J]. 岩土工程技术, 2007, 21(5): 241-246.
- [4] 黄晓晖. 布袋注浆桩复合地基沉降特性分析 [J]. 土工基础, 2010, 24(2): 14-18.
- [5] 李明. 布袋注浆桩在高速铁路软土地基加固中的应用 [J]. 石家庄铁道学院学报, 2009, 19(3): 134-138.
- [6] 吴裕铭. 布袋注浆桩在时速 200 km 客运专线铁路上的应用 [J]. 铁道标准设计, 2006(9): 4-8.
- [7] 顾尧章. 软土地基深埋薄硬夹层的工程价值 [J]. 岩土工程学报, 1993, 15(4): 94-96.
- [8] 王炳龙, 杨龙才, 周顺华, 等. CFG 桩控制深厚层软土地基沉降的试验研究 [J]. 铁道学报, 2006, 18(6): 112-117.
- [9] 刘汉龙, 谭慧明. 加筋褥垫层在 PCC 桩复合地基中的影响研究 [J]. 岩土工程学报, 2008, 30(9): 1270-1276.
- [10] 庞锋, 顾小安. 群桩加筋效应机理研究 [J]. 东南大学学报, 2004, 34(3): 390-393.
- [11] 丁铭绩. 高速铁路 CFG 桩桩板复合地基工后沉降数值模拟 [J]. 中国铁道科学, 2008, 29(3): 1-6.
- [12] 刘江平, 罗银河, 张英德. 黏土动、静弹性模量相关性试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(2): 427-432.

Study on Bag-grouting Pile Reinforcement Technology for Deep Soft Soil Foundation with Hard Interlayer of High Speed Railway

ZUO Shen¹, XU Linrong², ZHAO Xinyi³, WANG Wentong¹, YU Miao Zhang¹

(1. Shandong Jiaotong University, Jinan Shandong 250357, China; 2. Central South University, Changsha Hunan 410083, China;

3. China Railway Siyuan Survey and Design Group Co., Ltd., Wuhan Hubei 430063, China)

Abstract While high speed railway is constructed in deep soft foundation with hard interlayer, conventional foundation treatment methods could fail to penetrate the hard interlayer, or project cost is too much. It is a new challenge for post-construction settlement control. Therefore a special foundation reinforcement technology, forming grouting piles using bags, was researched and developed. On Ningbo-Taizhou-Wenzhou passenger-dedicated railway, conventional mixing pile foundation (not through hard interlayer) was applied to train station, and bag-grouting pile composite foundation was applied to main track. Then the two types of foundation reinforcing technologies were compared and analyzed. The results show that bag-grouting pile composite foundation meets the main track design requirement, that's post-construction settlement < 15 cm, but conventional mixing pile foundation just meets the train station design requirement, that's post-construction settlement < 30 cm. Test results show that bag-grouting pile can restrain the side deformations of deep soft soil. The pile-soil stress ratios are in the range of those of soft piles. The bags of bag-grouting piles meet the requirements of drainage, which was verified by numerical simulation. Considering that bearing capacity of piles was not fully exploited, and pile spacing has little influence on settlement, it is suggested that pile spacing should be properly enlarged.

Key words High speed railway; Foundation; Bag-grouting pile; Deep soft soil with hard interlayer; Field test; Finite element analysis; Post-construction settlement

(责任编辑 李付军)

(上接第 94 页)

Study on Mechanism of Pile End Puncture at Pile-net Composite Foundation for High Speed Railway

WANG Chuanchuan¹, ZHU Zhonglin², LI Taifeng², ZHANG Qianli², CHEN Feng²

(1. China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China; 2. Railway Engineering Research Institute,

China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract The pile end puncture deformation is one of the settlement sources of pile-net composite foundation. The research on pile end puncture deformation characteristics is important for foundation treatments of high speed railway. The mechanism of pile end puncture in pile-net composite foundation was theoretically analyzed. Using finite element software ABAQUS, various factors influencing the pile end puncture were analyzed. The result shows that the main influencing factors include deformation modulus, pile diameter, reinforced area soil deformation modulus of subgrade filling, deformation modulus, cohesion and internal friction angle, and pile top load of pile end soil. By using the mathematical statistics toolbox of MATLAB to perform factors regression analysis, a calculation formula for pile end puncture value was finally acquired.

Key words High speed railway; Pile-net composite foundation; Foundation settlement; Theoretical analysis; Finite element analysis; Regression analysis; Calculation formula; Pile end puncture value

(责任编辑 李付军)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0102-03

CFG 桩加固处理的含砾黏土复合地基应力研究

姚成志

(中铁第四勘察设计院集团有限公司,湖北 武汉 430063)

摘 要 以赣龙铁路为依托,按照高速铁路的承载力要求,对山前含砾黏土地基采用 CFG 桩加固后的复合地基应力进行分析,采用现场实测、曲线拟合、数值模拟方式进行综合对比分析。现场实测和曲线拟合结果显示采用 CFG 桩加固后的桩土应力比为 2.81,拟合曲线显示土压力与填筑荷载满足三项多项式关系,拟合误差最大为 5.1%,整体误差在 1% 以内,拟合精度较高。根据工况建立二维数字模拟,数值计算结果与拟合值、实测值基本吻合,计算值略大于实测值。

关键词 铁路路基;含砾黏土;复合地基;现场测试;数值模拟;应力

中图分类号 U213.1+52 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.25

路基作为铁路的土工结构物,其强度、刚度与沉降变形关系到列车能否安全、高速与平稳运营。随着高速铁路的发展,围绕高速铁路地基处理与沉降控制,国内已经进行了一系列相关的研究,如京沪高速铁路对第三系中等压缩性黏土的沉降规律进行了研究;武广客运专线针对残积层红黏土变形特征、变形参数、工程特性、变形控制的研究等。但在我国大面积分布的含砾黏土,作为地基时一般工程性质良好,故以往对其沉降变形特性、地基处理方法的研究较为缺乏。

本文以赣龙铁路扩能改造工程为依托,对山前缓坡上的含砾黏土进行了研究。通过现场试验和数值模

拟分析,对采用了 CFG 桩加固地基的应力进行分析,探讨地基应力的特性。

1 工程概况

选取山前缓坡的含砾黏土进行研究分析。试验段上覆土层为硬塑的含砾粉质黏土,属于工程性质较好的中低压缩性土,具体参数见表 1,特征断面如图 1 所示。为对高铁严格的工后沉降进行研究,仍对该路基进行了加固处理。试验段采取 CFG 桩复合地基,桩径 0.5 m,桩间距 0.5 m,桩长 6 m,正方形布置,桩顶铺设 0.4 m 厚碎石垫层+0.2 m 中粗砂夹土工格栅。

表 1 赣龙路基试验段地基主要土工参数指标

地层	数值类别	天然含水量 / %	天然密度 / (g / cm ³)	颗粒密度 / (g / cm ³)	天然孔隙比	内摩擦角 / (°)	凝聚力 / kPa	压缩系数	压缩模量 / MPa
(2) 1Q ^{al+pl}	平均值	24.18	1.95	2.74	0.75	21.85	57.12	0.24	7.42
	标准值	24.95	1.94	2.74	0.77	18.64	48.63	0.26	6.63
(4) 1Q ^{el+dl}	平均值	24.03	2.00	2.74	0.70	15.94	49.88	0.24	7.19
	标准值	24.69	1.98	2.74	0.72	13.55	41.85	0.25	6.71

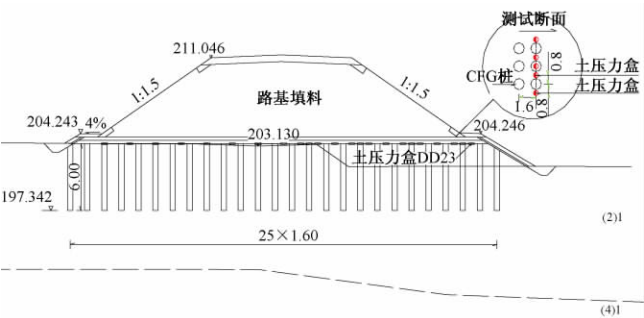


图 1 特征横断面(单位: m)

现场采用土压力盒对基底应力进行实测,土压力盒主要布设于线路中心、路肩处、轨道中心处的桩顶、桩间土、桩形心处,以研究分析其应力分布规律。

2 基底应力测试数据分析

桩土应力比是反映复合地基桩土共同作用程度的参数,是复合地基重要的设计参数。为了明确 CFG 桩复合地基在路基荷载下不同的荷载分担模式,在此分析桩土压力分布形式与桩土应力比变化规律。

测试得到 CFG 桩复合地基土压力分布,从土压力-填筑荷载-时间关系(见图 2)上看,整体土压力随

收稿日期: 2016-09-27; 修回日期: 2016-11-08
作者简介: 姚成志(1982—),男,高级工程师,硕士。
E-mail: 47940930@qq.com

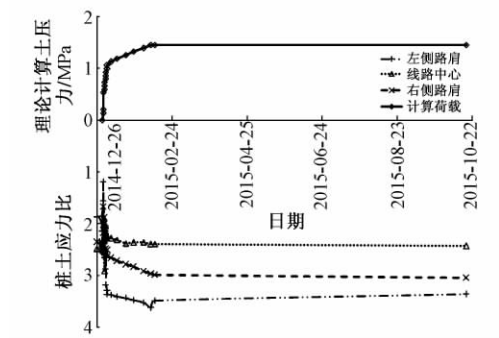


图2 桩土应力比-荷载-时间关系

填筑荷载增大而增大,恒载后土压力随时间变化不大,其中桩顶土压力对填筑荷载变化响应的速度较桩间土要快。从荷载对比来看,桩间土土压力较填筑荷载小,这是由于桩体产生土拱效应,荷载大部分由桩体承担,土压力向桩体集中,应力曲线呈波浪状分布。随着填筑的进行,土拱效应作用下,大部分荷载增量由桩承担,桩土应力比不断增大。从荷载曲线上来看,土体效应随着填土荷载增大而增大,在荷载稳定后随时间变化不大,最终桩土应力比维持在 2.81。

表 2 DK87+185 断面测试数据

日期	填筑高度 / m	填筑荷载 / kPa	桩顶土应力 /kPa			
			Sp-4-7 桩	Sp-4-10 桩	Sp-4-14 桩	Sp-4-22 桩
			0 m	右 4.8 m	右 9.6 m	右 19.2 m
2014-12-25	0.6	13.2	51	109	76	8
2014-12-26	2.4	49.2	58	118	112	25
2014-12-30	3.3	67.2	96	158	173	31
2014-12-31	4.2	85.2	129	183	201	34
2015-01-01	5.1	103.2	163	215	237	39
2015-01-02	6.0	121.2	177	239	258	41
2015-02-10	6.9	133.2	192	272	329	46

结合土压力实测数据拟合曲线如图 3 所示,断面测点土压力随填土荷载变化基本呈“三次多项式”关系。由对比可知:拟合曲线与实测值之间的最大误差为 5.1%,整体误差基本控制在 1.0% 以内,拟合精度较高。

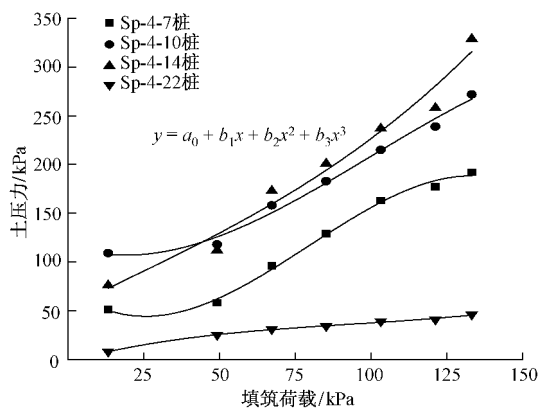


图3 DK87+185 断面土压力拟合曲线

3 实测土压力与填筑荷载相关性分析

根据土压力测试数据知:地基在承担上部荷载传递中,路基中心处土压力最大,距离路基中心越远,土压力越小;CFG 桩-网复合地基在承担上部荷载传递中,桩顶土压力大于桩间土,且呈现桩顶土压力中心桩最大、中间桩较小、边桩最小的特点,而桩间土压力分布相对均匀;在每级荷载下,填筑初期应力随时间变化较大,而经过一定时间静置后土压力趋于稳定,即每级荷载下存在一个稳定的土压值。

随填筑荷载增加,桩顶土应力集中的程度逐渐增大,桩承担的荷载逐渐增大。而桩承担荷载主要由桩周侧摩阻力和桩端持力层提供,考虑到 CFG 桩成桩机理及试验段地质条件,桩承担上部荷载主要以侧摩阻力提供。而侧摩阻力的大小主要和桩的分布形态、上部荷载、加固区桩周土的黏聚力和摩擦角有关。同时考虑到桩-网复合地基的应力传递特点,建立桩-网复合地基的地基反力模型。然后结合现场实测数据(见表 2),采用曲线拟合法,对天然地基土、桩-网复合地基桩间土及桩顶土压力与填土荷载计算公式进行推导。

4 地基基底应力分布特征数值模拟

4.1 数值模型建立

地基模型宽取 100 m,埋深 50 m,二维模型结合设计桩的置换率进行换算。土体采用按摩尔-库伦本构模型,格栅采用 BURGERS 粘弹性本构模型,其他按照线弹性本构模型。为提高计算精度,土体、CFG 桩采用 CPE4R 单元,格栅采用 BEAM 单元。网格均采用 STRUCTURE 划分技术划分。考虑到桩应力集中程度较高,网格划分中对桩及桩间土划分较密,对应力集中不明显的两侧较远土体采用辐射网格划分技术进行划分。计算模型仅考虑重力场作用,未考虑填筑施工中大型机械施工震动荷载。模型边界条件:水平限制侧向位移;底边固定约束。采用表 1 的土工参数。

4.2 数值计算结果分析

数值模拟计算结果显示:随填筑荷载增加,地基变形逐渐增加,地基应力集中的程度逐渐增大;路基填筑

结束最终稳定时,路基中心处形成“沉降槽”,此时地基反力集中的程度最大。地基反力-填土荷载变化曲线如图4所示。

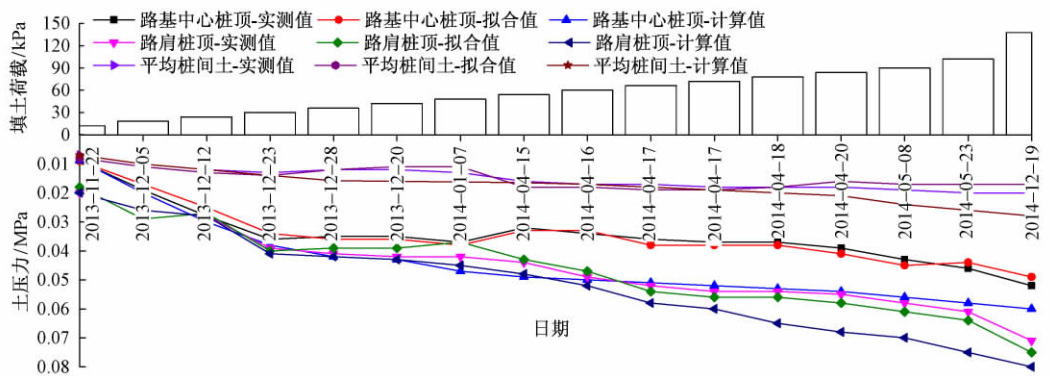


图4 地基反力-填土荷载变化曲线

由图可知:计算值、拟合值和实测值变化趋势基本吻合,其中拟合值和实测值吻合度最高,计算值略大于实测值。验证了含砾黏土桩-网复合地基地基反力均符合三次多项式特征,数值模拟精度满足要求。

5 结论

1) 实测数据显示,含砾粉质黏土地基的CFG桩复合地基桩土应力比为2.81。

2) 结合实测数据,对含砾粉质黏土天然地基和桩-网复合地基中土压力和填土荷载的相关性进行分析,结果表明2种地基方式下的土压力和填筑荷载均满足三项多项式关系,且拟合最大误差仅为5.1%,整体误差基本控制在1.0%以内,拟合精度较高。

2) 结合实际工况建立二维数值模型,数值模型计算值与拟合值、实测值基本吻合。

参 考 文 献

- [1] 孙红林,陈尚勇. 高速铁路中等压缩性黏土沉降分析方法探讨[J]. 铁道工程学报,2011,28(11):30-33.
- [2] 李珍玉. 武广客运专线红粘土地基沉降数值分析及试验研究[D]. 长沙:中南大学,2009.
- [3] 顾湘生. 客运专线路基工程几个问题的讨论[J]. 铁道工程学报,2005,22(1):37-44.
- [4] 姚勇,张玲玲,胡进勇. CFG桩复合地基现场荷载试验研究[J]. 铁道标准设计,2010(4):17-19.
- [5] 彭志鹏. CFG桩处理中等压缩性土地基试验研究[J]. 铁道建筑,2009(7):13-18.
- [6] 肖宏,蒋关鲁,魏永幸,等. 客运专线无砟轨道桩网结构模型试验研究[J]. 铁道学报,2007,29(2):126-131.
- [7] 曾召田,吕海波,尹闯,等. CFG桩复合地基加固机理及工程实例分析[J]. 铁道建筑,2014(1):79-81.

Research on Stress in Gravelly Clay Composite Foundation Reinforced by CFG Piles

YAO Chengzhi

(China Railway Siyuan Survey and Design Group Co., Ltd., Wuhan Hubei 430063, China)

Abstract Taking Ganzhou-Longyan railway as background, according to the requirements for the bearing capacity of high speed railway, the stress in piedmont gravelly clay composite foundation reinforced by cement flyash gravel (CFG) piles was analyzed in this paper. The methods of field test, curve fitting and numerical simulation were used for comprehensive comparative analysis. Field test and curve fitting results show that the pile-soil stress ratio of CFG pile composite foundation is 2.81. The relationship between the soil pressure and the filling load satisfies the cubic polynomial. The maximum fitting error is 5.1%, the general error is less than 1%. The results have high fitting accuracy. Based on working conditions, the two-dimensional digital simulation was established. The calculated values agree well with the fitted values and measured values, the calculated values are slightly larger than the measured values.

Key words Railway subgrade; Gravelly clay; Composite foundation; Field test; Numerical calculation; Stress

(责任编辑 赵其文)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0105-04

基坑被动区软土层加固宽度的数值分析

郭亚磊¹, 江辉煌²

(1. 中国铁道科学研究院, 北京 100081; 2. 中国铁道科学研究院深圳研究设计院, 广东 深圳 518000)

摘 要 结合深圳市一实际工程, 采用数值模拟方法, 研究基坑被动区软土层加固宽度对基坑桩锚(撑)支护结构的影响规律。结果表明: 坑底被动区加固对减小围护桩变形、受力及坑外地表沉降有效; 同时坑底被动区软土层加固存在最优加固宽度, 在加固宽度大于最优加固宽度时, 围护桩变形、受力及坑外地表沉降基本处于稳定状态; 考虑安全、经济等多方面的因素, 在以减小围护结构变形、内力和地面沉降为主要目标时, 建议基坑被动区软土层最优加固宽度取坑底软土层厚度的3~4倍。

关键词 基坑支护; 被动区加固; 受力与变形; 地面沉降; 数值模拟

中图分类号 TU94+1; TU432 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.26

当基坑围护结构嵌固段有软土层时, 常采用水泥深层搅拌桩、旋喷桩等方法加固被动区。但对于如何确定合理的加固范围, 以及在设计计算中如何考虑加固土的作用等问题, 现行规范和相关手册均没有详细交代。

在基坑坑底加固的研究方面, 文献[1]对某地铁车站深基坑加固和未加固两种设计方案进行全过程数值模拟, 认为三轴水泥搅拌桩对于软土深基坑加固效果显著, 能够有效地减少围护结构的侧向位移和地表沉降; 文献[2]以武汉地铁2号线积玉桥站为背景, 认为被动区加固对变形的控制非常显著, 但加固宽度与加固深度都存在一个有效范围, 当超出该有效范围后, 加固效果的提高幅度不显著; 文献[3]对深厚饱和软黏土中有支撑的板式支护结构的基坑工程进行研究, 认为合理加固深度宜为开挖深度的0.55倍, 合理加固宽度宜为开挖深度的0.36~0.45倍; 文献[4]认为加固深度取4m, 加固宽度与挡墙的嵌固深度比值取0.6

~0.8时, 方案可行且经济。

然而, 以上学者主要针对基坑被动区加固范围与开挖深度的关系进行研究, 并没有探究加固范围与坑底软弱土层的关系。因此, 本文将结合深基坑工程实例, 对坑底被动区加固对基坑变形的控制效果进行深入分析, 并了解坑底被动区软土层加固宽度与坑底软土层厚度的关系。

1 工程概况

该地下道路工程位于深圳市前海合作区, 全长194m, 开挖深度约11.1~12.3m, 基坑深度范围内主要为填土层或淤泥质土层等软弱土层, 基坑支护安全等级为一级。基坑全线采用钻孔灌注桩+两道混凝土内支撑的支护形式, 同时采用裙边式水泥深层搅拌桩加固。灌注桩采用C30混凝土, 直径1.2m, 间距1.4m, 软土层以下嵌固深度8.2m, 止水帷幕为直径0.6m的高压旋喷桩。基坑平面布置如图1所示。

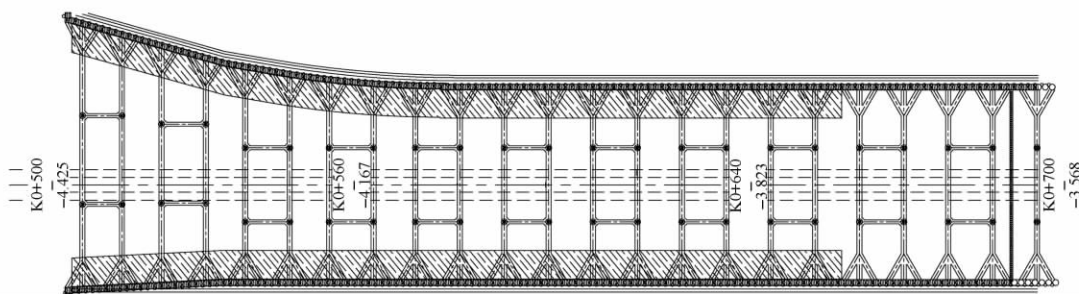


图1 基坑平面布置

收稿日期: 2016-09-14; 修回日期: 2016-12-20

作者简介: 郭亚磊(1991—), 女, 硕士研究生。

E-mail: 18911658808@163.com

为了有效保护基坑周边的建筑物、管线及道路的安全, 本工程需要严格控制基坑的变形。根据地区深基坑变形控制要求^[5], 一级基坑围护桩顶部(深层)水

平位移限制值取 30 mm(45 mm) 和 0.2% (0.4%) 基坑深度的较小值。在本工程中, 基坑开挖深度为 11.3 m 处, 围护结构的桩顶及深层水平位移限制值分别为 22.6 mm 和 45 mm。

2 数值模型及计算内容

本文选取工程的典型剖面, 采用通用岩土有限元软件 PLAXIS, 进行非线性弹塑性有限元模型分析。

2.1 土层参数

土体采用摩尔-库伦本构模型, 用 15 节点的平面应变单元模拟; 按照等效弯矩原理, 将灌注桩等效为 0.96 m 厚的板, 采用线弹性材料, 用板单元模拟; 第一道支撑刚度系数为 $k = 150 \text{ MN/m}$, 第二道支撑刚度系数为 $k = 180 \text{ MN/m}$; 考虑桩土相互作用的界面性状, 取强度折减因子为 0.7。具体土工参数如表 1 所示。

表 1 土的物理参数

名称	天然密度 / (g/cm^3)	变形模量 / MPa	泊松比	黏聚力 / kPa	内摩擦角 / ($^\circ$)
填土	1.90	10	0.25	10	12
淤泥质土	1.70	8	0.35	7	5
砾质黏土	2.00	28	0.22	20	20
加固土	1.80	50	0.25	25	20
全风化岩	2.05	70	0.23	35	30
强风化岩	2.20	120	0.22	50	35
C30	2.40	30 000	0.20		

2.2 模型剖面图

模型剖面、具体模式尺寸如图 2 所示。考虑模型的对称性, 只取基坑的一半进行分析。基坑底部边界采用竖向位移约束, 两侧边界采用水平向位移约束。图 2 中 B 代表坑底被动区软土层加固宽度, H 代表坑底软土层厚度。已知本工程中坑底软土层厚度 H 为 3.8 m, 加固宽度 B 为 6.8 m。本文矢量方向以指向基坑内侧为正, 以竖直向下为正。

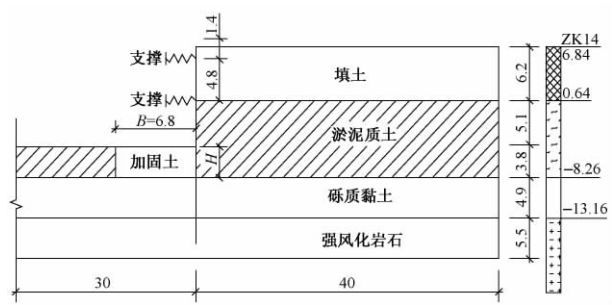


图 2 模型剖面(单位: m)

2.3 工况模拟

施工工况模拟: ①自重应力生成步, 即激活所有土体, 冻结所有结构, 施加重力, 进行原始状态计算; ②激活围护结构, 位移清零; ③加固步, 即坑底被动区加固;

④开挖步, 即分层开挖及支撑架设。

2.4 计算分析

将排桩水平位移的数值模拟结果与实际检测数据进行对比分析, 可以得到图 3。

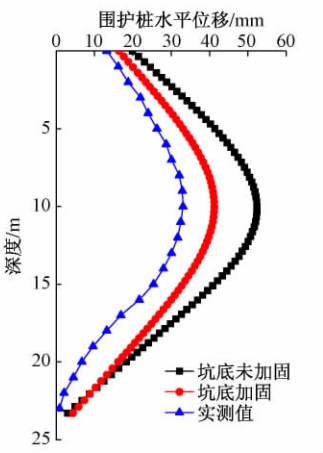


图 3 围护桩水平位移

监测数据与数值模拟结果趋势基本一致, 有限元模型合理; 对比分析加固前后的数值模拟结果, 可知加固效果明显, 深层最大水平位移从 52.4 mm 减小到 41.2 mm, 桩顶水平位移从 19.88 mm 变为 16.42 mm, 可以满足围护结构的位移限值要求。下面将在本模型基础上进一步探究加固宽度控制基坑变形的有效性。

3 加固宽度探究分析

首先对于实际工程即坑底软土层 $H = 3.8 \text{ m}$, 分析不同加固宽度对基坑性状的影响规律, 总结出初步结论; 然后改变坑底软土层厚度, 具体以 $H = 2.0 \text{ m}$ 和 $H = 6.0 \text{ m}$ 时为例, 进一步模拟分析, 对第一步所得结论进行验证及补充。具体工况如表 2。

表 2 计算工况

坑底软土层厚度 H	加固宽度 $B = nH$ (n 为整数)						
3.8 (实际工程)	0	1	2	3	4	5	10
2.0	0	1	2	3	4	5	10
6.0	0	1	2	3	4	5	10

3.1 坑底软土层厚度 $H = 3.8 \text{ m}$ 时

为了进一步归纳分析规律, 下文从地面沉降、围护桩侧向变形和正截面弯矩这几个方面具体展开。计算结果如图 4、图 5 所示。

由图 4 坑底软土层不同加固宽度时围护桩的水平位移分布曲线可知: 随着加固宽度的增大, 水平位移呈变小趋势, 未加固时最大值为 52.4 mm, 加固 10 倍坑底软土层厚度时, 变为 33.2 mm, 降幅为 36.6%, 说明加固被动区对于减小围护桩水平变形十分有效; 围护

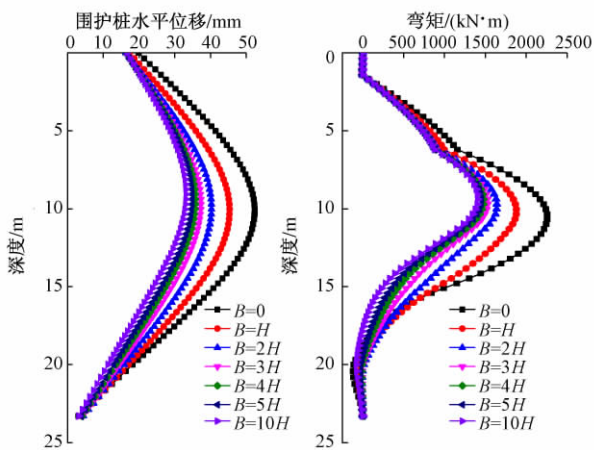


图 4 不同加固宽度时围护桩水平位移及弯矩分布

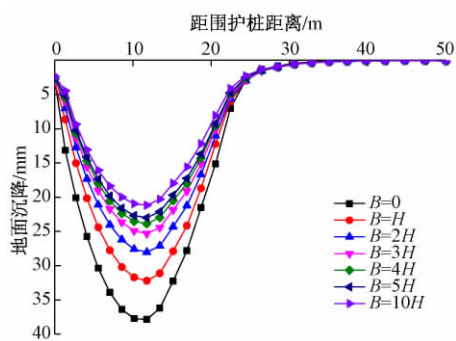


图 5 不同加固宽度时的坑外地表沉降分布

桩水平位移降幅随着加固宽度的增大逐渐减小,这表明随着加固宽度的增大,加固效果逐渐减弱,应存在一个最优加固宽度,在加固宽度达到最优加固宽度后,进一步增大加固宽度对限制桩的变形意义不大。

围护桩最主要的内力为正截面弯矩,决定桩的截面尺寸和配筋数量,所以在计算分析中将围护桩正截面弯矩作为主要对象之一。根据图 4 坑底不同加固宽度时的围护桩弯矩图,可知与围护桩水平位移变化规律相似:随着加固宽度的增大,围护桩正截面弯矩逐渐减小,最大值从 2 258.0 kN·m 逐渐变为 1 407.6 kN·m,降幅为 37.7%,坑底被动区加固对于减小围护桩正截面弯矩效果显著;随着加固宽度的增大,围护桩正截面弯矩值降幅逐渐减小,加固的效果逐渐减弱。

由图 5 可知,坑外地表沉降随加固宽度的变化规律与图 4 相似。结合实际工程案例,总结分析坑外地表沉降、围护桩水平位移以及正截面弯矩等与坑底软土层被动区加固宽度的关系,可得到结论如下:

- 1) 坑底加固可以有效的减小坑外地表沉降、围护桩水平位移及正截面弯矩;
- 2) 不同加固宽度的加固效果大致可以分成 3 个阶段:在 $n = 0 \sim 2$ 之间时,加固效果最为显著;在 $n = 2 \sim 4$ 之间时,加固效果开始减缓;在 $n \geq 4$ 时,继续增大加固宽度的加固效果可以忽略。

3.2 坑底软土层厚度 $H = 2.0, 6.0$ m 时

为了验证 3.1 中结论的适用性,改变坑底软土层厚度,其他条件不变,进一步讨论坑底软土层加固宽度对围护结构受力以及变形、地面沉降的影响规律。

图 6 为围护桩最大水平位移与坑底不同加固宽度的关系曲线,可知在 $H = 2.0, 3.8, 6.0$ m 这 3 种不同的坑底软土层厚度时,三条关系曲线表现出极大相似性:在加固宽度 $B < 2$ 倍的坑底软土厚度 H 时,围护桩水平位移最大值降幅很显著;在 $B = 2H \sim 4H$ 时,围护桩水平位移最大值降幅变缓;在 $B \geq 4H$ 时,降幅基本上可以忽略不计。

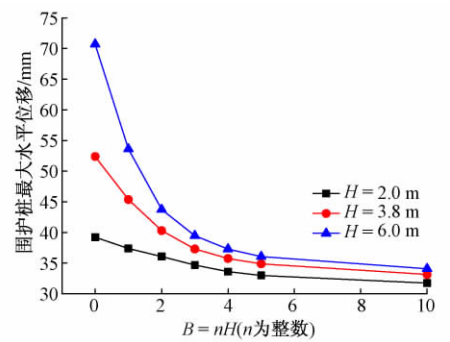


图 6 不同加固宽度时围护桩最大水平位移

图 7 与图 8 分别为围护桩最大正截面弯矩、地表最大沉降值与坑底不同加固宽度的关系曲线,都表现出与图 6 相似的规律性。

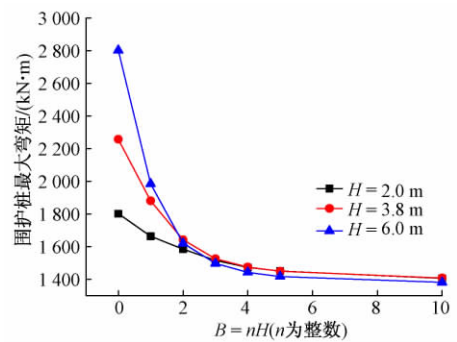


图 7 不同加固宽度时围护桩最大弯矩

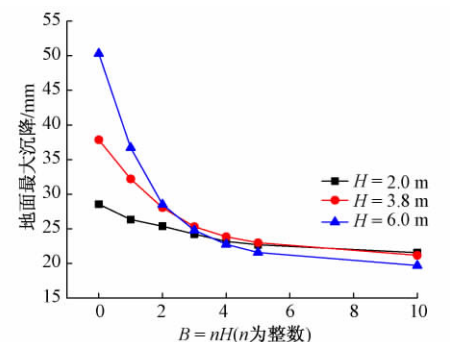


图 8 不同加固宽度时地表最大沉降值

这进一步表明 3.1 中结论的合理性和适用性,可以推广到其他坑底软土层厚度中。

4 结 论

结合实际工程案例,通过数值分析方法,研究坑底被动区软土层加固宽度与加固作用效果之间的关系,可以得到如下结论:

1) 基坑被动区软土层加固对于控制基坑变形以及围护结构受力十分有效;

2) 基坑被动区软土层加固存在最优加固宽度,在加固宽度小于该宽度时,加固效果明显,在加固宽度大于该宽度时,继续增大加固宽度对于控制基坑变形以及围护结构受力意义不大;

3) 综合考虑安全、经济等各方面因素,在以减小围护结构变形、内力和地面沉降为主要目标时,基坑被

动区软土层合理加固宽度宜取坑底软土层厚度的 3 ~ 4 倍。

参 考 文 献

- [1] 朱志祥,刘少祎. 某地铁车站软土深基坑加固效果研究[J]. 地下空间与工程学报,2014,10(3):716-720.
- [2] 郑俊杰,章荣军,丁烈云,等. 基坑被动区的位移控制效果及参数分析[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29(5):1042-1051.
- [3] 马海龙. 基坑被动区加固对支护影响的研究[J]. 岩土工程学报,2013,35(增2):573-578.
- [4] 陈富强,杨光华,曾进群. 软土基坑坑内加固对重力式挡墙的影响研究[J]. 广东水利水电,2009,12(12):1-4.
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部,国家质量监督检验检疫总局. GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.

Numerical Analysis on Reinforcement Width of Soft Soil in Passive Zone of Foundation Pit

GUO Yalei¹, JIANG Huihuang²

(1. China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China; 2. Shenzhen Research and Design Institute, China Academy of Railway Sciences, Shenzhen Guangdong 518000, China)

Abstract Based on the actual project in Shenzhen, the influence of the reinforcement width of soft soil layer on the pile-anchor retaining structure in foundation pit was studied by numerical simulation method. The results show that the passive zone reinforcement of the pit bottom is effective in reducing the deformation and stress of retaining piles, and the settlement of ground surface; There is an optimal reinforcement width of the soft soil layer in the passive zone of the pit bottom, and when the reinforcement width is larger than the optimal reinforcement width, the deformation and stress of retaining pile, and ground surface settlement are basically in stable state; Considering safety, economic and other aspects, aiming at reducing the stress and deformation of retaining wall, and decreasing the ground settlement, optimal reinforcement width is suggested 3 ~ 4 times the thickness of the soft soil layer of the pit bottom.

Key words Foundation pit support; Passive zone reinforcement; Force and deformation; Ground settlement; Numerical simulation

(责任编辑 孟庆伶)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0109-04

高速列车引起的负风压对轨道吸声板稳定性的影响

尹 镔, 蔡成标, 郭 宇

(西南交通大学 牵引动力国家重点实验室, 四川 成都 610031)

摘 要 基于空气动力学理论建立了列车通过无砟轨道的数值模型, 分析高速列车以不同速度通过无砟轨道时轨道板表面的空气压力, 并与实测值进行了对比, 验证了模型的可靠性。同时建立了列车-吸声板轨道空气动力计算模型, 计算了吸声板的表面压力, 积分得到列车引起的负风压对吸声板的向上的“吸力”, 并与其自身重量比较, 进行安全性校核。研究结果表明: 吸声板的铺设减小了列车底板与轨下结构之间的距离, 导致吸声板表面空气压力较轨道板表面压力有所增大, 且随着列车速度提高增幅加大; 在本文算例中的吸声板设计条件下, 列车速度达到 385 km/h 时, 吸声板自重可以克服列车引起的负风压, 并有一定安全余量。

关键词 高速铁路; 无砟轨道; 吸声板; 数值模拟; 现场测试; 压力; 高速列车; 负风压

中图分类号 U238 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.27

我国高速铁路为减轻轨下结构基础的破坏程度及减小轮轨相互作用力, 通常采用弹性较好、刚度较低的扣件系统。同时由于无砟轨道轨道板/道床板对声波的低吸收作用导致无砟轨道轮轨噪声较有砟轨道更为强烈^[1], 在无砟轨道轨道板或道床板表面铺设吸声板是降低轮轨辐射噪声的有效途径^[2-4]。由于高速列车运行于铺设了吸声板的无砟轨道上时, 列车底板至吸声板表面的距离较其与未铺设吸声板轨道的轨道板表面的距离减小, 在列车通过所引起的负风压作用下, 吸声板铺设的安全性需要校核。

目前国内外开展了许多关于高速列车气动性能的研究。Garcia 等^[5]研究了车体底部与有砟轨道周边的流场特性, 但未针对无砟轨道进行研究。肖军等^[6]采用 CFD 软件分析了高速列车通过铁路双线 32 m 简支梁桥上时, 对该型桥梁不同位置断面空气动力特性的影响规律。Raghunathan 等^[7]研究了 ICE 列车车底结构对气动阻力的影响, 但未考虑轨道结构对其影响。程淞^[8]采用 Fluent 流场数值计算软件进行接触网、挡风墙及车辆受到大风空气动力影响的计算, 对挡风墙设置的安全性进行研究。赵迎辉^[9]建立了平地、路堤和桥梁 3 种线路模型, 研究了线路环境对会车过程中列车的气动性能和车辆动力学特性的影响。黄涛等^[10]基于计算流体力学, 采用滑移网格方法数值模拟

了在有、无横风 2 种环境下高速列车以 300 km/h 速度通过不同无砟轨道模型的空气动力学性能, 研究了车体底板及转向架的表面压力特性。程爱君等^[11]分析了隧道内瞬变压力、洞口微气压波与隧道长度、列车速度的关系, 并结合现场实测结果, 得出了动车组通过特定隧道时隧道内瞬变压力界限值与洞口微气压波。

以上研究均未对轨道结构所承受的空气压力进行研究。列车运行过程中带动列车周围空气随之运动, 形成列车风。列车风导致列车附近空气压力产生波动, 使周围线路结构及建筑物表面承受较大的气动压力。随着列车速度的提高, 列车风效应会迅速增强。在车体与轨道之间的狭窄空间内, 铺设轨道吸声板后, 其所承受的气动压力不容忽视, 特别是负风压对轨道吸声板的“吸引作用”。

以下通过理论分析并结合现场测试结果, 研究高速列车引起的负风压对轨道吸声板的影响。

1 列车流体计算模型

为仿真模拟高速列车通过时轨道板表面和轨道吸声板表面的空气压力场, 掌握其气动压力分布特性, 根据三维流体动力学理论, 建立了三维流体仿真计算模型, 如图 1 所示。以 CRH2 型高速列车为研究对象, 采用 3 车编组(头车、中间车和尾车), 全长 75 m。

列车周围流场近似处理为三维非定常不可压缩流场。选用标准 $k-\varepsilon$ 两方程湍流模型。该湍流模型在理论研究及实际应用中均得到比较满意的结果^[12-13], 其控制方程^[14]为

收稿日期: 2016-12-19; 修回日期: 2016-12-29

作者简介: 尹镔(1987—), 男, 博士研究生。

E-mail: 719951657@qq.com

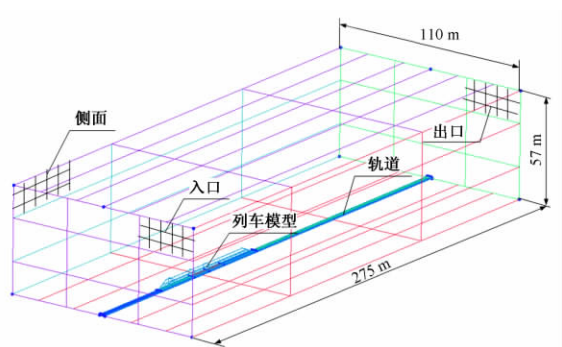


图1 三维流体动力仿真计算模型

$$\frac{\partial(\rho\varphi)}{\partial t} + \text{div}[\rho(\mathbf{u} - \mathbf{u}_l)\varphi] = \text{div}(\Gamma \text{grad}\varphi) + S$$

式中： ρ 为空气密度； φ 为流场通量； t 为时间； \mathbf{u} 为流场速度矢量； \mathbf{u}_l 为列车运动速度矢量； Γ 为扩散系数； S 为源项。

根据列车运行情况，设定边界条件如下：

①地面和轨道设为壁面边界条件，根据相对运动，地面和轨道拥有与入口风速相同的速度；

②列车设为壁面边界条件，但与地面和轨道边界不同的是列车表面速度为0，即固定不动；

③入口设为等速边界条件，入口风速为列车运行速度，方向与列车运行速度方向相反；

④出口设为压力边界条件；

⑤顶面和侧面离列车和轨道较远，气流在此处可自由流动，设为开放边界条件，即流体可以自由进出该界面。

2 无吸声板时模型验证

2.1 数值计算结果

利用建立的仿真计算模型，计算了列车速度为250, 300, 350, 385 km/h时轨道板表面的气动压力分布。

不同行车速度条件轨道板表面最大空气压力计算值见表1。

表1 轨道板表面最大空气压力计算值

行车速度/(km/h)	正压/Pa	负压/Pa
250	919	-679
300	1 444	-935
350	1 954	-1 268
385	2 267	-1 457

2.2 现场测试结果

为了验证上述计算结果，课题组搭载津秦客专联调联试列车，开展了轨道板表面空气压力的测试工作。

空气压力传感器布设在轨道板的中间，如图2所示。现场首先采用AB胶及3M胶带将木质底座固定在轨道板表面，然后将空气压力传感器固定在木质底座的凹槽中。

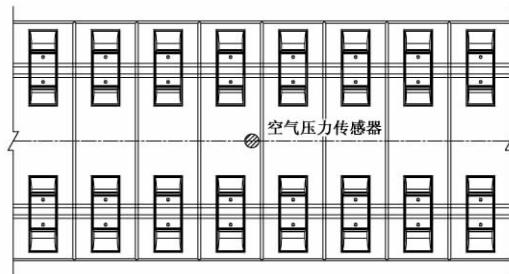


图2 轨道板表面空气压力传感器布设位置

通过测试获取了重联16节编组CRH380B高速动车组速度250, 300, 350 km/h时轨道板表面空气压力。350 km/h行车条件下轨道板表面空气压力时程曲线见图3。

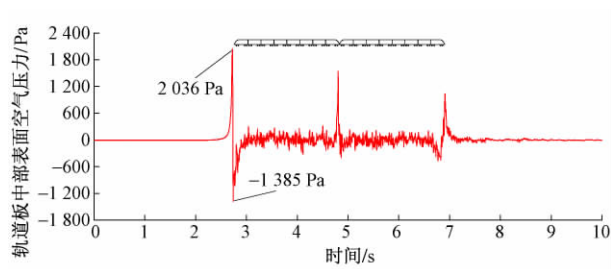


图3 行车速度350 km/h条件下轨道板表面空气压力时程曲线

通过对现场测试数据进行分析，得到了不同行车速度条件下轨道板表面空气压力最大值，并将其与前述理论计算结果进行对比，见表2。

表2 轨道板表面空气压力测试值

行车速度/(km/h)	正压/Pa		负压/Pa	
	津秦实测	与计算值的偏差	津秦实测	与计算值的偏差
250	932	1.4%	668	1.6%
300	1 484	2.7%	964	3.0%
350	2 036	4.0%	1 385	8.4%

从表2可知：

1) 列车以不同行车速度通过时，轨道板表面最大空气正压力的计算值与实测值误差在4%以内，吻合较好；

2) 列车以不同行车速度通过时，轨道板表面最大空气负压力的计算值与实测值误差相对较大，最大误差为8.4%。这与计算条件与实际测试条件难以完全

一致等因素有关。

综上可知,采用仿真模型计算轨道板表面的最大空气压力是合理的。

3 轨道吸声板表面的空气压力

前述计算与现场测试的是未铺设吸声板时轨道板表面的空气压力,而评价高速列车引起的负风压对轨道吸声板的“吸引力”大小,需要已知铺设吸声板后吸声板表面的空气压力分布和大小。轨道吸声板铺设现场如图4所示。



图4 无砟轨道吸声板铺设现场

应用前述建立的三维流体动力计算模型,在轨道板表面铺设吸声板后进行计算,各行车速度下吸声板表面空气压力云图见图5。

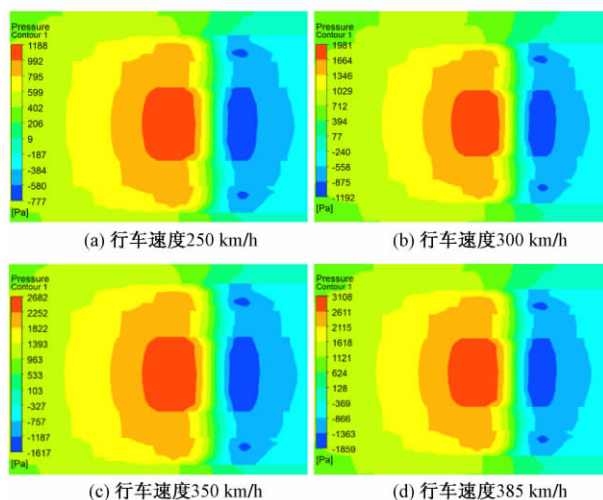


图5 不同行车速度下吸声板表面空气压力云图

由图5可知:随着列车速度上升,轨道吸声板表面最大正压和负压均呈现增大趋势。在行车速度350 km/h条件下,轨道吸声板表面最大正压为2 682 Pa,最大负压为1 617 Pa;在行车速度385 km/h条件下,轨道吸声板表面最大正压为3 108 Pa,最大负压为1 859 Pa。

4 吸声板的稳定性分析

结合轨道吸声板表面空气压力计算结果,进行负风压的影响分析。以铺设在轨道板中部的吸声板为研

究对象,其几何尺寸见图6。表面面积为0.58 m²,厚度为0.2 m。

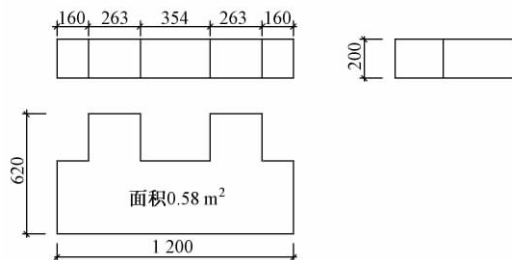


图6 轨道吸声板几何尺寸(单位:mm)

根据压力分布图,在车速为350 km/h时,计算得到空气负压对轨道吸声板产生的“吸力”为688.46 N,轨道吸声板自重905 N。可见,轨道吸声板依靠自重能克服350 km/h行车条件下高速列车引起的负风压对轨道吸声板产生的“吸力”。车速为385 km/h时,空气负压对轨道吸声板产生的“吸力”为790.37 N,仍然小于吸声板自重。可在吸声板底部采用砂浆将其与轨道板进行粘结以进一步提高吸声板稳定性。

5 结论与建议

本文应用ANSYS.CFX流体动力学分析模块建立了列车-轨道空气动力仿真计算模型,计算了列车通过无砟轨道时轨道板表面的空气压力,并通过现场试验验证了模型结果的正确性。建立铺设有吸声板的无砟轨道列车模型,计算列车通过时轨道吸声板表面的负风压值,得到吸声板表面吸力,并与其自重进行比较。

研究表明,在行车速度385 km/h条件下,列车负风压对轨道吸声板产生的“吸力”小于吸声板自重,并具有一定安全余量。

为保证安全,可通过在吸声板底部采用粘接砂浆将吸声板与轨道板进行粘结进一步提高吸声板稳定性。

参 考 文 献

- [1] 杨新文. 高速铁路轮轨噪声理论计算与控制研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2010.
- [2] 杨新文, 翟婉明, 刘荣珍. 铁路无砟轨道吸声板降噪效果分析[J]. 中国铁道科学, 2010, 31(6): 38-42.
- [3] 曾庆华, 徐志胜, 吴军, 等. 无砟轨道用水泥基吸声板降噪效果评价[J]. 铁道劳动安全卫生与环保, 2009, 36(3): 148-150.
- [4] 马筠. 对无砟轨道吸声板降噪措施效果的评价与分析[J]. 铁道劳动安全卫生与环保, 2008, 35(3): 111-114.
- [5] GARCIA J, CRESPO A, BERASARTE A, et al. Study of the Flow Between the Train Underbody and the Ballast Track[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics,

- 2011, 99(10): 1089-1098.
- [6] 肖军, 李小珍, 刘德军. 高速列车运行对铁路简支箱梁空气动力特性的影响[J]. 铁道建筑, 2015(11): 1-5.
- [7] RAGHUNATHAN R S, KIM H D, SETOGUCHI T. Aerodynamics of High-speed Railway Train [J]. Progress in Aerospace Sciences, 2002, 38(6): 469-514.
- [8] 程淞. 电气化铁路强侧风条件下列车防风研究[J]. 铁道建筑, 2009(6): 90-92.
- [9] 赵迎辉. 高速交会列车的气动性能及车辆动力学特性研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2012.
- [10] 黄涛, 李田, 张继业. 无砟轨道结构对高速列车气动性能的影响[J]. 力学季刊, 2014, 35(4): 604-614.
- [11] 程爱君, 马伟斌. 铁路隧道变截面空气动力学效应分析[J]. 铁道建筑, 2016(1): 29-32.
- [12] 于梦阁, 张继业, 张卫华. 桥梁上高速列车的强横风运行安全性[J]. 机械工程学报, 2012, 48(18): 104-111.
- [13] 刘加利, 张继业, 张卫华. 高速列车车头的气动噪声数值分析[J]. 铁道学报, 2011, 33(9): 20-26.
- [14] YU M G, ZHANG J Y, ZHANG W H. Multi-objective Optimization Design Method of the High-speed Train Head [J]. Journal of Zhejiang University (Science A), 2013, 14(9): 631-641.

Influence of High Speed Train-induced Negative Air Pressure on Stability of Sound Absorption Panels of Ballastless Track

YIN Qiang, CAI Chengbiao, GUO Yu

(State Key Laboratory of Traction Power, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract Based on aerodynamic theory, a numerical model was established by simulating high speed train moving forwards on ballastless track. Slab surface air pressures induced by train were analyzed in different train speeds. The computational air pressures were compared with field test data, and the numerical model was validated by comparison. Moreover, an aerodynamic model of train-track sound absorption panel was established to calculate the surface pressures on sound absorption panels. The upward suction force on sound absorption panel was obtained by the integration of negative air pressure, which was compared with the self-weight of sound absorption panel to assess its stability. Results show that the distance between vehicle floor and track structure is shortened while sound absorption panels are laid on track slabs, which causes air pressure on sound absorption panel surface is larger than that on track slab surface, and the difference increases with train speed. Under the design condition of sound absorption panel considered in this paper, the train-induced negative air pressure can be overcome by the weight of sound absorption panel to keep its stability while the speed is 385 km/h, and there is a safety margin.

Key words High speed railway; Ballastless track; Sound absorption panel; Numerical simulation; Site test; Pressure; High speed train; Negative air pressure

(责任编辑 李付军)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0113-04

小阻力扣件节点数量对钢轨纵向阻力的影响

闫子权, 李彦山, 李子睿, 张 欢

(中国铁道科学研究院 铁道建筑研究所, 北京 100081)

摘 要 结合我国高速铁路小阻力扣件系统的现场应用情况, 首先采用有限元仿真软件对不同类型小阻力扣件的节点数量与钢轨纵向阻力之间的关系进行了研究。结果表明: 不同扣件节点数时测得的钢轨纵向阻力换算成单扣件节点后的钢轨纵向阻力略有差异, 其主要原因是单扣件节点所承受的钢轨重力有所变化, 但该因素影响很小; 钢轨纵向阻力与扣件节点数量之间存在线性关系。然后通过室内试验对加载位置、加载方式、钢轨滑移量等因素进行了分析, 确定采用拉钢轨的加载方式, 钢轨滑移量按 3 mm 控制进行小阻力扣件钢轨纵向阻力测试。结果显示: 不同扣件节点数时测得的钢轨纵向阻力换算成单扣件节点后的钢轨纵向阻力基本相当。试验结果与理论分析结果相吻合。

关键词 高速铁路; 钢轨纵向阻力; 理论分析; 试验研究; 小阻力扣件; 加载方式; 钢轨滑移量

中图分类号 U213.4 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.28

我国高速铁路建设过程中不可避免地采用长大连续梁。在无缝线路设计过程中为减小梁轨相互作用力, 通常采用钢轨伸缩调节器或在桥上设置小阻力扣件, 但当列车通过钢轨伸缩调节器时, 由于车轮从尖轨向基本轨或从基本轨向尖轨过渡, 列车车轮运动轨迹突变, 存在无法避免的不平顺, 影响列车高速运行时的舒适性, 同时为确保运营过程中钢轨伸缩调节器的功能正常, 养护维修部门需投入大量精力对其进行养护^[1-2]。采用小阻力扣件可有效解决钢轨伸缩调节器的上述弊端, 因此在长大跨度桥梁无缝线路设计中一般采用小阻力扣件。

对于小阻力扣件的研究, 以往主要集中于单节点扣件的钢轨纵向阻力、无缝线路附加力等问题^[3-5], 而对于单节点与多节点扣件钢轨纵向阻力的关系鲜有研究, 因此本文结合我国高速铁路小阻力扣件系统的现场应用情况, 对不同类型小阻力扣件系统的钢轨纵向阻力进行有限元分析和室内测试, 探讨小阻力扣件钢轨纵向阻力与节点数量之间的关系。

1 小阻力扣件钢轨纵向阻力有限元分析

小阻力扣件现场使用时均为多节点状态, 而目前国内国外均未进行过多节点状态下钢轨纵向阻力的研

究, 利用有限元仿真分析软件建立 WJ-7 型和 WJ-8 型小阻力扣件分析模型, 对多节点状态下的钢轨纵向阻力进行理论计算。

1.1 模型建立及参数选取

为分析不同扣件节点数量时的钢轨纵向阻力, 模拟室内试验工况, 分别建立了 WJ-7 型和 WJ-8 型小阻力扣件 8 节点仿真分析模型, 见图 1。模型中, 钢轨、绝缘轨距块、复合垫板等各零部件均采用实体单元^[6], 钢轨类型为 60 kg/m, 长度为 6 m, WJ-7 型和 WJ-8 型扣件节点间距分别取 629 mm 和 650 mm。

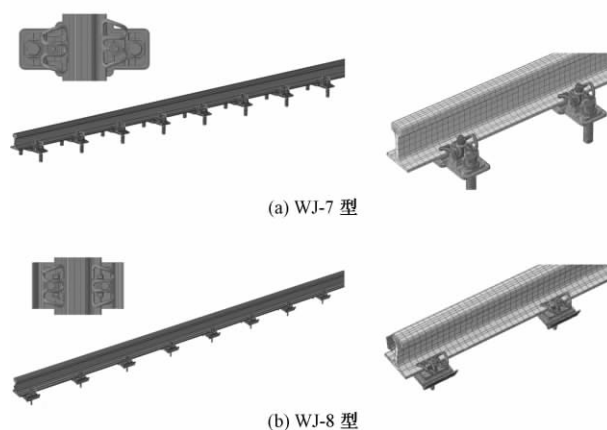


图1 小阻力扣件仿真分析模型

根据《机械设计手册》(第5版)^[7], 钢轨与复合垫板不锈钢板之间的静摩擦系数取 0.15, 绝缘轨距块与钢轨之间的静摩擦系数取 0.30。分析过程中, X2 型弹条的扣压力按设计值取 6 kN。

收稿日期: 2016-12-05; 修回日期: 2016-12-25

基金项目: 中国铁路总公司科技研究开发计划(2015G001-4)

作者简介: 闫子权(1985—), 男, 助理研究员, 博士。

E-mail: yanziquan@163.com

1.2 理论计算结果

在钢轨一端施加逐渐增大的拉力,当钢轨相对于垫板滑动时,此时的拉力即为钢轨纵向阻力。由于 WJ-7 型扣件和 WJ-8 型扣件与钢轨及复合垫板接触部位的材质相同^[8-9],故摩擦系数一致,且均采用 X2 型弹条,因此 2 种扣件计算所得的钢轨纵向阻力一致。不同扣件节点数量时的钢轨纵向阻力见表 1。

表 1 不同扣件节点数量时的钢轨纵向阻力

扣件节点数量/ 个	钢轨纵向阻力 计算值/kN	换算成单扣件节点后的 钢轨纵向阻力/kN
1	5.07	5.07
2	9.83	4.92
3	14.57	4.86
4	19.32	4.83
5	24.08	4.82
6	28.82	4.80
7	33.58	4.80
8	38.32	4.79

由表 1 可知:不同扣件节点数时测得的钢轨纵向阻力换算成单扣件节点后的钢轨纵向阻力略有差异,其主要原因是单扣件节点所承受的钢轨重力有所变化,但该因素影响很小。钢轨纵向阻力与扣件节点数量之间存在线性关系,即 $P = n \cdot f$ 。其中 n 为节点数量, f 为单个扣件节点提供的钢轨纵向阻力。

2 小阻力扣件钢轨纵向阻力室内试验研究

为了分析不同工况下高速铁路无砟轨道小阻力扣件的钢轨纵向阻力,同时验证多节点扣件钢轨纵向阻力的理论计算结果,在室内对 WJ-7 型和 WJ-8 型小阻力扣件不同节点工况下的钢轨纵向阻力进行了测试。

2.1 试验方法研究

由于试验过程中的加载位置、加载方向及相对滑移量对钢轨纵向阻力均可能造成影响,为验证试验条件对测试结果的影响,研究了室内试验方法,以确保多节点工况下钢轨纵向阻力的试验方法合理。考虑扣件类型不影响试验结果,因此只选取 WJ-8 型扣件进行测试。

2.1.1 加载位置的确定

由于钢轨纵向阻力是由钢轨与扣件轨下垫板间的摩擦力和钢轨与扣件扣压件间的摩擦力的合力产生。该合力在钢轨轨底位置,为防止弯矩对测试结果产生影响,加载位置取轨底处更为合理,见图 2。该加载位置也与《高速铁路扣件系统试验方法 第 1 部分:钢轨纵向阻力的测定》(TB/T 3396.1—2015)^[10]及《铁路应用-轨道-扣件系统试验方法 第 1 部分:钢轨纵向



图 2 钢轨纵向阻力试验的加载位置

阻力的测定》(EN 13146-1)^[11]中单节点扣件钢轨纵向阻力试验方法中规定的加载位置一致。

2.1.2 加载方式和试验次数的确定

采用拉钢轨和推钢轨两种加载方式进行 8 节点 WJ-8 型小阻力扣件的钢轨纵向阻力测试,测试过程为先拉后推,重复 4 次,试验时钢轨长度为 6 m。测试结果见图 3。

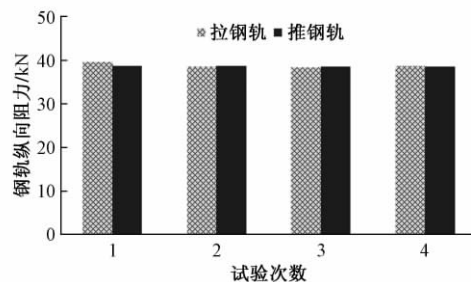


图 3 不同加载方式和试验次数时的钢轨纵向阻力

由图 3 可知:①两种加载方式时测试的钢轨纵向阻力基本相同;②除第一次拉钢轨时由于扣件刚组装未经历加载测试,钢轨纵向阻力偏大,剩余 3 次测试结果基本一致。鉴于测试结果,参考 TB/T 3396.1 中的试验方法,确定采用拉钢轨的加载方式,试验次数 4 次,第 1 次结果不计,取后 3 次的平均值作为测试结果。

2.1.3 钢轨滑移量的确定

为考察不同钢轨滑移量对钢轨纵向阻力测试结果的影响,对 8 节点 WJ-8 型小阻力扣件分别进行了钢轨滑移 3 mm 和 20 mm 两种试验条件下的测试。测试结果见图 4。

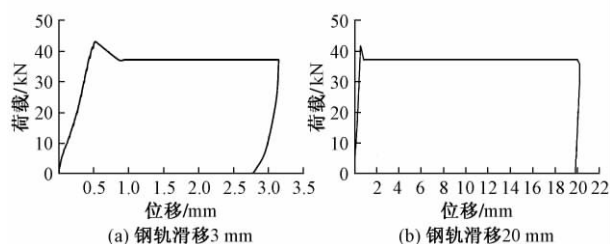


图 4 不同钢轨滑移量时荷载-位移曲线

由图 4 可知,钢轨滑移量大小对钢轨纵向阻力的测试结果基本没有影响。参考 TB/T 3396.1 中的试验方法,钢轨滑移量按 3 mm 控制。

2.2 多节点扣件钢轨纵向阻力测试

根据 2.1 节确定的试验方法,分别对 WJ-7 型和 WJ-8 型扣件不同节点数量时的钢轨纵向阻力进行测试。为消除钢轨轨底粗糙度对试验结果的影响,测试过程中采用同一根钢轨,长度为 6 m,未安装扣件节点处用辊轮支撑钢轨。测试现场见图 5。

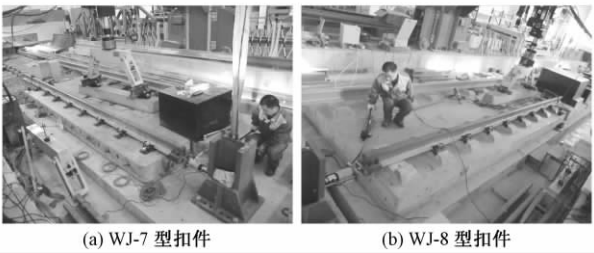


图 5 8 节点扣件钢轨纵向阻力测试现场

试验时,先进行 1 个节点的钢轨纵向阻力测试,随后逐渐增加扣件节点数量,直至 8 个扣件节点。测试结果见表 2。测试结果与近十年来 WJ-7 型和 WJ-8 型扣件单节点钢轨纵向阻力测试值(4.6~5.0 kN)^[12-13]基本吻合。由于钢轨长度为 6 m,当扣件节点数量较少时钢轨自重会造成钢轨纵向阻力测试值略微偏大。

表 2 多节点扣件钢轨纵向阻力测试结果

扣件类型	扣件节点数/个	钢轨纵向阻力/kN	换算成单扣件节点后的钢轨纵向阻力/kN
WJ-7 型	1	5.1	5.1
	2	10.1	5.0
	3	15.0	5.0
	4	19.8	5.0
	5	24.7	4.9
	6	29.5	4.9
	7	34.3	4.9
	8	39.3	4.9
WJ-8 型	1	5.1	5.1
	2	10.1	5.1
	3	15.2	5.1
	4	20.1	5.0
	5	24.9	5.0
	6	29.4	4.9
	7	34.0	4.9
	8	38.6	4.8

由表 2 可见,不同扣件节点数时测得的钢轨纵向阻力换算成单扣件节点后的钢轨纵向阻力基本相当;

钢轨纵向阻力与扣件节点数量之间存在线性关系。试验结果和理论分析结果基本一致。

3 结论

1) 测试过程中,为防止弯矩对测试结果产生影响,加载位置取轨底处更为合理;加载方向对钢轨纵向阻力的测试结果没有影响;钢轨滑移量大小对钢轨纵向阻力的测试结果基本没有影响,且参考 TB/T 3396.1 中的试验方法,钢轨滑移量按 3 mm 控制。

2) 有限元分析和室内试验结果均表明:不同扣件节点数时测得的钢轨纵向阻力换算成单扣件节点的钢轨纵向阻力略有差异,其主要原因是单扣件节点所承受的钢轨重力有所变化,但该因素影响很小;钢轨纵向阻力与扣件节点数量之间存在线性关系。

参 考 文 献

[1] 蒋金洲,卢耀荣.我国客运专线桥上无缝线路采用小阻力扣件的建议[J].铁道建筑,2007(11):90-93.

[2] 蒋金洲.桥上无缝线路钢轨附加纵向力及其对桥梁墩台的传递[J].中国铁道科学,1998,19(2):67-75.

[3] 曾真,付廷龙,马红超,等.小阻力扣件有荷阻力取值分析[J].路基工程,2011(1):19-21.

[4] 戴公连,朱俊樸,闫斌,等.大跨度重载铁路连续梁桥的小阻力扣件适应性[J].华南理工大学学报(自然科学版),2015,43(4):48-55.

[5] 徐庆元,陈秀方.小阻力扣件桥上无缝线路附加力[J].交通运输工程学报,2003,3(1):25-29.

[6] 郝文化,ANSYS 土木工程应用实例[M].北京:中国水利水电出版社,2005.

[7] 闻邦椿.机械设计手册[M].5 版.北京:化学工业出版社,2010.

[8] 国家铁路局.TB/T 3395.4—2015 高速铁路扣件 第 4 部分:WJ-7 型扣件[S].北京:中国铁道出版社,2015.

[9] 国家铁路局.TB/T 3395.5—2015 高速铁路扣件 第 5 部分:WJ-8 型扣件[S].北京:中国铁道出版社,2015.

[10] 国家铁路局.TB/T 3396.1—2015 高速铁路扣件系统试验方法 第 1 部分:钢轨纵向阻力的测定[S].北京:中国铁道出版社,2016.

[11] European Committee for Standardization. EN 13146-1 Rail-way Applications-Track-Test Methods for Fastening Systems-Part 1: Determination of Longitudinal Rail Restraint[S]. Brussels: CEN Management Centre,2012.

[12] 客运专线扣件系统研究课题组.WJ-7 型扣件系统研究与开发[R].北京:铁道科学研究院,2006.

[13] 客运专线扣件系统研究课题组.WJ-8 型扣件系统研究与开发[R].北京:铁道科学研究院,2006.

文章编号: 1003-1995(2017)02-0116-04

滑动状态下地基刚度对轮轨接触特性的影响

王海新, 吴亚平, 刘 振

(兰州交通大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730070)

摘 要 高速铁路作为国民经济的基础设施, 沿线分布长、区域广, 因各地区土质不同造成地基刚度也不一样。本文通过建立轮对三维有限元热机耦合分析模型, 参照合理地基刚度, 研究分析了全滑动状态下地基刚度的改变对轮轨接触特性的影响。结果表明: 地基刚度的改变对轮轨接触区域的温升影响并不明显; 全滑动状态下轮轨接触区热量较为集中, 使得接触斑的面积相对于静态分析时增加了 2.2 倍左右; 全滑动状态下的等效应力由机械应力、热应力叠加而成, 并且热应力居于主导地位。

关键词 轮轨滑动; 地基刚度; 轮轨接触特性; 有限元; 数值模拟

中图分类号 U213.2⁺13 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.29

为适应国民经济的发展, 铁路运输线路越来越长, 跨越区域越来越大, 不同地段铁路路基刚度的差异势必会造成轮轨接触特性的变化。文献[1-4]都曾利用数值解和解析解进行了轮轨接触特性的计算。文献[5]利用轮轨三维非线性有限元模型, 研究分析了静态下地基刚度对轮轨法向接触应力的影响, 结果表明: 地基刚度的减小也会引起法向接触应力的降低, 但过小的地基刚度也会引起地基变形增加, 影响列车的长期运营。文献[6]从地基刚度对轮轨接触的动力响应分析中得出选取合理的地基刚度可以降低地基刚度对轮轨接触应力和位移等接触特性的影响, 并通过对车速、轮重对轮轨竖向位移、接触应力和加速度的影响进行分析得出了合理的地基刚度区间为 600 ~ 1 000 MPa。文献[7]验证分析了轨下地基刚度的改变对轮轨冲击荷载的动力响应的影响, 认为轮轨低频的冲击荷载响应受地基刚度的影响明显, 并建议在轨道结构中采用弹性设计。文献[8]验证分析道岔轨下刚度的变化对轮轨动力性能的影响, 道岔轨下弹性的增加可以很好地减轻轮轨之间的垂向相互作用, 进而提高道岔线路以及车辆的动力性能。文献[9]利用有限元模型分析了地基刚度对轨底及基床表层动应力的影响规律, 针对不同的路堤高度以及基础变形情况提出了基础临界刚度值, 并建议路堤高度 4.5 m 时高速铁路地基刚度取值的合理范围。

综上所述, 轨下地基刚度对机车轨道接触特性的影响得到了众多专家的关注, 并取得了很多突破性的进展, 但在现有的文献资料中关于轮轨滑动状态下的地基刚度影响分析还相对较少。高速、重载列车在短时间内高加速牵引、紧急制动或长大坡道运行时极易发生轮轨之间的全滑动现象, 轮轨的许多损伤, 例如擦伤、磨耗等都与滑动接触有关, 因此十分有必要对轮轨滑动接触特性做进一步的研究。

为了明确全滑动状态下地基刚度的变化对轮轨接触特性的影响, 本文利用有限元分析软件 ANSYS 建立三维非线性轮轨接触模型, 应用瞬态动力学分析方法, 通过变换轮轨的地基刚度来研究地基刚度对轮轨接触特性的影响。此项研究将有利于高速列车的地基及轮轨接触的设计。

1 轮轨接触模型

1.1 接触理论

假设轮轨的接触条件适用于 Hertz 接触理论, 把轮轨之间的接触关系当作一个半空间平面上作用一个圆柱体, 该理论同时给出了轮轨之间接触区域的压力分布

$$p_0(x_1, x_2) = p_0 \sqrt{1 - \frac{x_1^2}{a^2} - \frac{x_2^2}{b^2}}$$

式中: p_0 表示接触区域的最大接触压力; a, b 分别代表接触斑纵横方向的长、短半轴。椭圆接触斑的长、短半轴及最大接触压力的计算公式为

$$a = m \left[\frac{3Gp}{4(A+B)} \right]^{1/3} \quad (1)$$

收稿日期: 2016-09-01; 修回日期: 2016-11-15

基金项目: 国家自然科学基金(51236003)

作者简介: 王海新(1990—), 男, 硕士研究生。

E-mail: 1311394846@qq.com

$$b = n \left[\frac{3Gp}{4(A+B)} \right]^{1/3} \quad (2)$$

$$p_0 = \frac{3F}{2\pi ab} \quad (3)$$

式中: A, B 由轮轨曲面的主相对曲率半径决定; m, n 与 A, B 有关, 具体计算可由轮轨摩擦学^[10]一书得到; F 为车轮轴重; $p = 3F/(4b)$ 为横向单位计算荷载; G 由轮轨的泊松比和弹性模量决定

$$G = \frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2} \quad (4)$$

1.2 有限元模型

本文利用 ANSYS 有限元分析软件, 建立了轮对三维有限元热机耦合分析模型, 该模型选用 $\Phi 915\text{DLM}-28$ 型踏面和 60 kg/m 型钢轨。为了协调计算规模与计算机的内存, 同时考虑接触区域的接触应力和热应力集中的现象, 接触区域部分采用细网格单元划分, 远离应力集中区域采用粗网格单元划分, 粗、细网格之间利用过渡单元处理, 接触单元分别采用 Contact 174 号单元和 Targt 170 号单元, 整体模型选用 Solid 226 号耦合单元, 同时地基刚度采用 Surf 154 号面单元来模拟, 有限元整体模型如图 1 所示。依据文献 [11], 选取车

轮的纵向滑行速度为 1 m/s , 滑行距离为 100 mm 。依据文献 [6], 模型分别选取地基刚度值为 $500, 750, 1\ 000\text{ MPa}$ 。

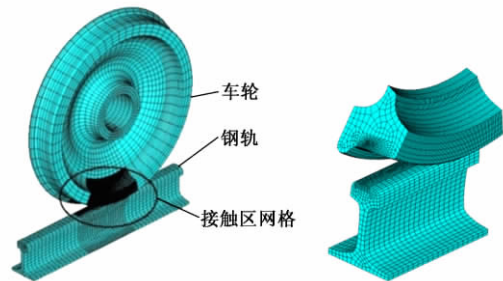


图 1 三维轮轨接触有限元模型

1.3 材料参数

材料参数的选取对于轮轨摩擦热计算结果的精度起决定性作用, 因此在有限元模拟中应充分考虑模型材料的热力学参数, 在以往的轮轨数值模拟中, 比如轮轨摩擦热、裂纹以及疲劳损伤等方面, 材料参数与温度的关系很少受到重视, 这在计算原理以及材料属性上是不可靠的。本文的材料参数取自于文献 [12] 中引用的一组轮轨材料试验数据, 如表 1 所示。

表 1 随温度变化的材料特性与摩擦系数

温度 / ℃	泊松比	热膨胀系数 / ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	热传导系数 / ($\text{W}/\text{m}\cdot^{\circ}\text{C}$)	弹性模量 / GPa	屈服应力 / MPa	比热容 / ($\text{J}/\text{kg}\cdot^{\circ}\text{C}$)	抗拉强度 / MPa
25	0.30	11.0	47.7	209	608.0	490.1	1 000.0
100	0.30	11.6	48.9	207	608.0	499.9	998.9
650	0.36	14.8	57.8	105	502.0	571.5	985.7
1 000	0.39	15.7	63.4	50	237.9	617.1	740.9
1 540	0.40	16.1	76.4	21	7.0	671.8	42.0

2 结果分析

2.1 接触区温度

在整个滑动过程中, 各基础刚度 ($500, 750, 1\ 000\text{ MPa}$) 下的轮轨接触区最高温度均是逐渐增大后趋于稳定。模型在 $0.000\ 4\text{ s}$ 时刻静力分析结束, 滑动开始, 此时刻的接触温度分别达到 $25.488\ 1, 25.457\ 1, 25.362\ 1\text{ }^{\circ}\text{C}$, 此后均在 $0.023\ 74\text{ s}$ 达到各自接触区域的最高温度, 分别为 $833.4, 832.28, 822.78\text{ }^{\circ}\text{C}$, 并且各地基刚度下最高温度值波动频次逐渐增强, 这可能是因为轮轨全滑动产生的大量的热导致轮轨变形增大所致。 500 MPa 的地基刚度的最高温度在同一时刻几乎都比其余两种温度曲线高, 其平均温度比另外两种高

$1.45\text{ }^{\circ}\text{C}$, 而后两种平均温差仅为 $0.3\text{ }^{\circ}\text{C}$, 由于相对于 $800\text{ }^{\circ}\text{C}$ 的高温来说温差值极小, 所以可以认为在文献 [2] 给出的合理基础刚度范围内, 不同刚度造成的温差可以忽略不计。

2.2 接触斑分析

图 2 为 500 MPa 地基刚度下的接触斑, 其它地基刚度下的接触斑具有相似特征。地基刚度为 $500, 750, 1\ 000\text{ MPa}$ 时, 静态分析后接触斑的面积分别达到 $76.95, 76.74, 76.66\text{ mm}^2$, 最大接触压力依次为 $1\ 450, 1\ 500, 1\ 500\text{ GPa}$; 温度最高时间点的瞬态分析接触斑的面积分别达到 $171.50, 175.86, 176.39\text{ mm}^2$, 最大接触压力依次为 $920, 949, 953\text{ MPa}$; 在任一地基刚度下, 接触斑的面积从静态到瞬态均增大了 2 倍之多, 这是因为轮轨滑动摩擦产生大量的摩擦热, 加大了轮轨接

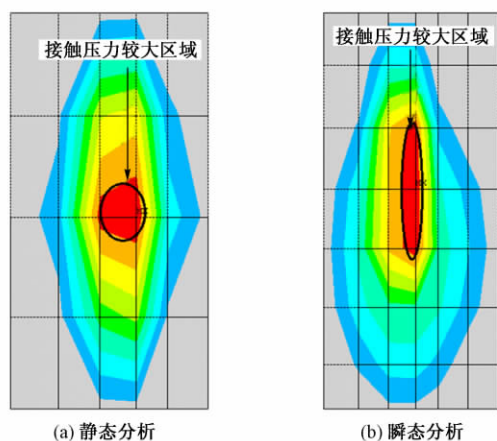


图2 500 MPa 地基刚度下的接触斑

触部分的形变,从而增加了接触斑的面积;在静态和瞬态分析中,随着基础刚度的增大,轮轨接触斑面积逐渐减小,接触压力也逐渐增大,这说明轨下基础刚度的增加,使基础变硬,增加了轨下支撑能力,从而使轮轨接触面积减小,接触面积减小而轮轨所受机械力不变,接触压力势必增加,所以轮轨接触区压力随着地基刚度的增大而增大。

2.3 等效应力分析

图3为500 MPa地基刚度下,静态分析结束时刻等效应力横向切片图和温度最高时刻等效应力横向切片图,其它地基刚度下的切片图具有相似特征。各工况下等效应力最大值均发生在接触表面的次表层上,并且应力梯度围绕应力中心逐级下降;随着地基刚度的增加,静态分析后最大等效应力分别达到665,654,631 MPa,相应的最大等效应变依次为0.008 469,0.007 724,0.006 978。由于在一定的轮轨机械力作用下,接触斑的面积随地基刚度的增加而减小,同时接触区的最大等效应变也依次减小,因此最大等效应力随地基刚度的增大而减小;瞬态分析中,该时刻等效应力值均为596 MPa,而等效应变分别为0.096 5,0.092 6,0.081 2,前者取值相同而后者却依次降低,说明此时的等效应力由热应力、机械应力叠加而成,机械应力受

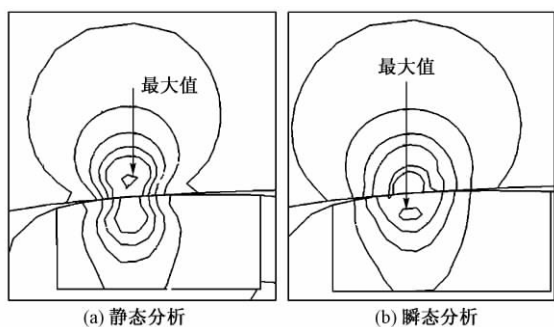


图3 500 MPa 地基刚度下的等效应力横向切片

接触斑的面积影响较大,而热应力与接触区的温度有关,所以热应力在2种应力的叠加过程中占主导地位。

3 结论

1) 滑动状态使接触区域产生大量的热,在500,750,1 000 MPa地基基础刚度下,500 MPa基础刚度的轮轨接触区最大高温值稍大于其他2种工况,从总体来看,不同地基刚度的接触区温度差相差较小。

2) 轮轨接触斑的面积随着地基刚度的增加逐渐变小,轮轨之间的全滑动状态使得大量的热迅速在接触区积聚,各地基刚度下的轮轨接触区均在0.023 74 s达到最高温度,并且接触斑的面积增大到静态时的2.2倍左右。

3) 静态分析中,轮轨接触区的等效应变、等效应力均随地基刚度的增大而变小,此时机械应力占主导地位;而在最高温时刻,等效应变随地基刚度的增加而减小,等效应力数值却保持相等,此时等效应力由机械应力和热应力叠加而成,并且热应力处于主导地位。

参 考 文 献

- [1] 卢萍,崔大宾,王宁. 轮轨接触应力数值计算方法[J]. 润滑与密封,2009(7):28-32.
- [2] 邓维礼,肖南,永远. 基于超声技术轮轨接触状态监测的数值模拟[J]. 西南交通大学学报,2014,49(6):1073-1077.
- [3] 干锋,戴焕云,高浩,等. 铁道车辆不同踏面等效锥度和轮轨接触关系计算[J]. 铁道学报,2013,35(9):19-24.
- [4] 孙琼,陈泽深,臧其吉. 轮轨接触温升及其数值分析研究[J]. 中国铁道科学,1997,18(4):14-24.
- [5] 许贵满,吴亚平,段志东,等. 轮轨三维非线性静态接触应力及其影响因素分析[J]. 兰州交通大学学报,2013,32(4):70-71.
- [6] 吴亚平,许贵满,段志东,等. 地基刚度对三维非线性轮轨接触的动力影响[J]. 铁道工程学报,2014,31(5):32-34.
- [7] 练松良,刘富. 轨道刚度变化对轮轨冲击荷载的动力影响[J]. 同济大学学报(自然科学版),2002,30(4):427-430.
- [8] 罗雁云,朱剑月. 线路道岔轨下刚度改变对轮轨动力性能影响研究[J]. 电力机车与城轨车辆,2004(5):9-12.
- [9] 宫全美,张达石. 高速铁路地基刚度的合理取值范围[J]. 同济大学学报(自然科学版),2004,32(10):1390-1393.
- [10] 金学松,刘启跃. 轮轨摩擦学[M]. 北京:中国铁道出版社,2004.
- [11] 吴磊,温泽峰,金学松. 轮轨摩擦温升有限元分析[J]. 铁道学报,2008,30(3):19-25.
- [12] 肖广文. 钢轨焊接接头伤损分析[D]. 成都:西南交通大学,2009.

Influence of Foundation Stiffness on Wheel-rail Contact Characteristics in Sliding State

WANG Haixin, WU Yaping, LIU Zhen

(School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou Gansu 730070, China)

Abstract Being the infrastructure of the national economy, high speed railway is widely distributed, and the foundation stiffness due to the regional soil is different. Based on the wheel-rail three-dimension finite element heat engine coupling analysis model, with reference to the reasonable foundation stiffness, this paper analysed the influence of the foundation stiffness change on the wheel-rail contact characteristics in full case of sliding mode. The results show that the change of the foundation stiffness does not have obvious effects on temperature rise of the wheel-rail contact area. The heat of wheel-rail contact area is relatively concentrated in case of full sliding mode, so that the area of the contact spot increases by about 2.2 times compared with the static analysis. The equivalent stress of full sliding mode is composed of mechanical stress and thermal stress, and the latter is dominant.

Key words Wheel-rail sliding; Foundation stiffness; Wheel-rail contact characteristics; Finite element; Numerical simulation

(责任编辑 孟庆伶)

(上接第 115 页)

Influence of Node Number of Small Resistance Fastener on Rail Longitudinal Resistance

YAN Ziquan, LI Yanshan, LI Zirui, ZHANG Huan

(Railway Engineering Research Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract Combing with the field application of the small resistance fastening systems in high speed railways, the relationship between the number of fastener nodes and rail longitudinal resistance with different types of small resistance fasteners was studied by using finite element simulation software. The result show that the measured rail longitudinal resistance with different fastener nodes is slightly different from the transformed rail longitudinal resistance with a single fastener node, which is mainly due to the changing rail gravity born by a single fastener node, while this factor has little effect, and there is a linear relationship between the rail longitudinal resistance and the number of fastener nodes. The factors such as loading position, loading mode and rail slippage were analyzed by laboratory tests, the loading mode of pulling rail was determined, the rail longitudinal resistance test with small resistance fasteners was carried out by controlling rail slippage within 3 mm. The results indicate that the measured rail longitudinal resistance with different fastener nodes is basically same as the transformed rail longitudinal resistance with a single fastener node, and the experimental results agree well with the theoretical analysis.

Key words High speed railway; Rail longitudinal resistance; Theoretical analysis; Experimental study; Small resistance fastener; Loading mode; Rail slippage

(责任编辑 葛全红)

文章编号: 1003-1995(2017) 02-0120-05

沪昆高铁北盘江特大桥聚氨酯固化道床 施工质量控制技术

赵 健

(中国铁路总公司 工程管理中心, 北京 100844)

摘 要 聚氨酯固化道床是一种新型的轨道结构, 兼备有砟轨道和无砟轨道的优点, 可在有特定需要的区段铺设。沪昆高铁北盘江特大桥主桥为跨度 445 m 的上承式钢筋混凝土拱桥, 设计的聚氨酯固化道床轨道结构受温度和徐变作用影响比较小, 有利于线路的稳定且维修方便。本文介绍了碎石道床填筑和聚氨酯固化道床浇注施工质量控制技术, 并对线路质量进行了动态测试。测试结果表明, 北盘江特大桥聚氨酯固化道床能够满足列车运行安全性和稳定性要求, 同时也适应高速铁路大跨度桥梁变形的要求, 轨道平顺性良好, 质量控制措施效果显著。

关键词 高速铁路; 质量控制; 动态测试; 聚氨酯固化道床; 填筑; 浇注

中图分类号 U213.2⁺41 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.30

1 工程概况

沪昆高铁北盘江特大桥位于贵州省安顺市和黔西南州交界处, 连接岗乌隧道与光照隧道, 全长 721.25 m, 主桥采用 1 孔 445 m 上承式钢筋混凝土拱桥, 设计速度为 300 km/h。受温度及徐变作用影响, 桥面竖向变形较大, 为确保轨道平顺性, 该桥轨道结构设计采用聚氨酯固化道床^[1], 这也是固化道床首次在我国高速铁路正线上应用。

轨道结构设计为正线钢轨采用 60 kg/m、无螺栓孔 U71MnG 钢轨; 钢轨伸缩调节器采用与正线相同材质的在线热处理钢轨; 轨枕采用长 2.6 m III c 型有挡肩混凝土轨枕, 按每公里铺设 1 667 根, 钢轨伸缩调节器设置地段采用配套轨枕; 扣件采用弹条 V 型扣件, 在伸缩调节器基本轨侧设置小阻力扣件^[2]。

聚氨酯固化道床采用单层道床, 水洗特级道砟, 单线道床顶面宽度 3.6 m, 道床厚度 ≥ 0.35 m, 道床顶面应低于轨枕承轨面 40 mm, 且不应高于枕中顶面。在道床与梁面间满铺排水垫 (三维复合排水网)。跨区间无缝线路设计锁定轨温 $(30 \pm 5) ^\circ\text{C}$ 。在主桥 1 号墩和 4 号墩处各设置 1 组单向钢轨伸缩调节器 (共 4 组)。钢轨伸缩调节器基本轨部分的设计伸缩量为

± 300 mm, 伸缩调节器基本轨部分布置于主桥侧, 尖轨部分布置于引桥侧。在伸缩调节器基本轨一侧设置小阻力扣件, 伸缩调节器尖轨一侧采用常阻力扣件。固化道床断面如图 1。

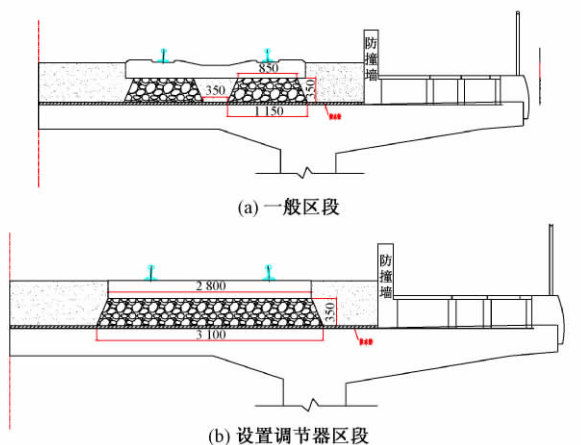


图 1 聚氨酯固化道床结构断面设计 (单位: mm)

2 固化道床施工工艺流程及施工质量控制

2.1 施工工艺流程

聚氨酯固化道床施工是在稳定碎石道床内, 浇注由异氰酸酯、多元醇等组成的混合料, 混合料在道砟间发泡、膨胀后凝固, 使聚氨酯挤满道砟间空隙, 并牢固粘结道砟颗粒, 形成固化道床。固化道床主要是在现场施工, 施工关键工序有碎石道床填筑和聚氨酯固化道床浇注。这 2 个工序的施工也是质量控制的关键。

收稿日期: 2016-12-05; 修回日期: 2016-12-25

作者简介: 赵健 (1976—), 男, 高级工程师, 博士。

E-mail: 15135028@qq.com

北盘江特大桥聚氨酯固化道床施工工艺流程见图2。道床施工决定浇注进有砟道床里的液体流动的充分性以及聚氨酯和道砟的粘接强度。有砟道床的密实度主要影响固化道床线路的平顺性。浇注施工质量决定固化道床的成形、承载强度和轨面变形。

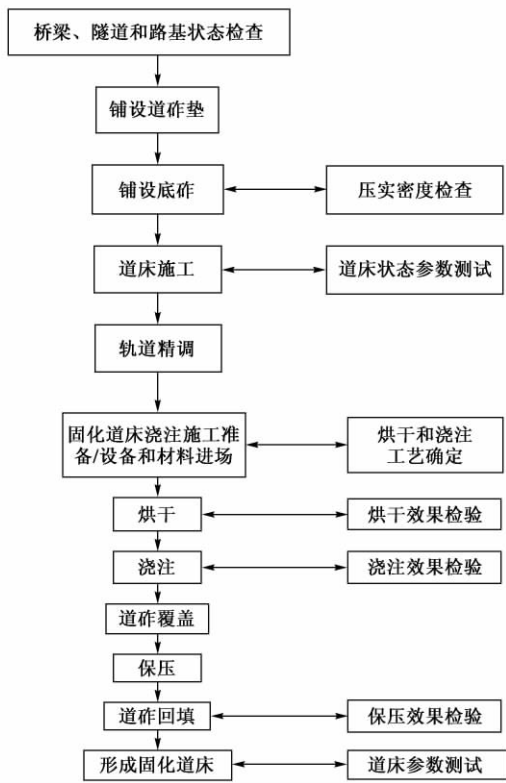


图2 北盘江聚氨酯固化道床施工工艺流程

2.2 碎石道床施工质量控制

聚氨酯固化道床施工主要采取现场浇注工艺,密实稳定的碎石道床是减少固化道床工后沉降、保持线路长期稳定性的关键因素;但过渡的大机捣固又容易造成捣固破碎脏污,影响后续聚氨酯浇注施工作业的顺利进行。因此,应研究适应聚氨酯施工的有砟道床施工技术,使浇注前碎石道床密实稳定、道砟颗粒表面洁净。

2.2.1 道砟质量及清洁度质量控制

北盘江特大桥聚氨酯固化道床采用水洗特级道砟,道砟质量对整个聚氨酯固化道床的施工质量至关重要,因此在道砟出厂、运输、存储和上砟的各个环节对质量进行控制。

道砟出厂前提供清洁度检验报告、道砟材质检验报告和道砟加工质量检验报告。厂内清洗后的道砟装车前对路用高边车车箱也必须进行清洗。临时存砟场用压路机压实,然后采用C20混凝土进行场地硬化,厚度30 cm,设置排水坡和拦水沟,防止道砟污染。道砟存放时采用防水布覆盖。道砟运至桥上后,对有污染的底层道砟进行二次清洗,清洗前首先对道砟进行

浸泡,再用水洗振动筛进行清洗,确保上道时道砟表面清洁度控制在0.17%以下。

2.2.2 碎石道床填筑工艺研究

依照《有砟轨道铁路铺砟整道施工作业指南》(铁建设[2009]141号)^[3],新建铁路碎石道床包括铺轨前预铺道砟、铺轨后分层上砟整道及轨道精调3个阶段。时速200 km及以上轨道,经历分层上砟整道和轨道精调作业后,碎石道床累计经8~10次大机捣固冲击。对于聚氨酯固化道床施工,过度捣固一方面会使道床破碎粉化严重,道砟颗粒表面污染影响聚氨酯发泡体和道砟间的粘接力,另一方面由于破碎粉末填满了道砟间的空隙,影响聚氨酯材料的下渗,导致固化道床成形不完全,影响承载能力、稳定性和耐久性。为此,北盘江特大桥聚氨酯固化道床碎石道床施工采用“少捣多稳”的填筑工艺,尽量减少大机捣固次数,加强动力稳定作业。既能减轻道床因捣固破碎,又能使道床密实稳定。碎石道床优化填筑工艺见图3。

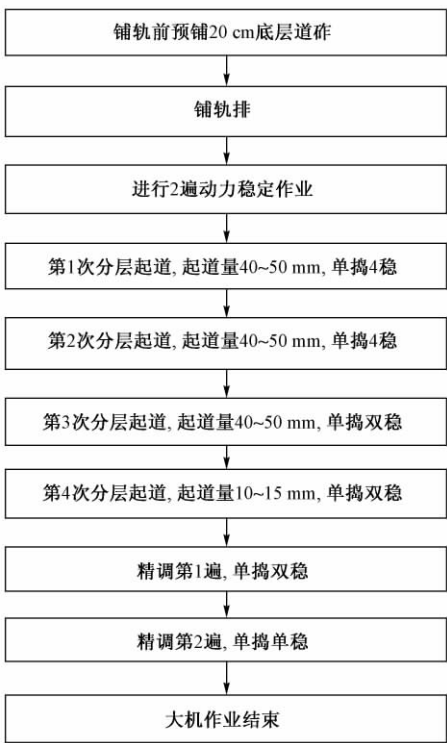


图3 碎石道床优化填筑工艺

填筑施工中,大机累计捣固仅有6次,而动力稳定共17次。动力稳定车作业走行速度为1.5 km/h,振动频率为29 Hz。浇注前碎石道床状态参数见表1。

表1 北盘江特大桥碎石道床状态参数

项目	密度 / (g/cm ³)	支承刚度 / (kN/mm)	横向阻力 / (kN/枕)	纵向阻力 / (kN/枕)
测试值	1.97	100	9.3	15
标准值	≥1.65	≥90	≥12	≥14

由表 1 可知,除了横向阻力较标准值偏低之外,其余参数均符合标准要求。横向阻力偏低是由于浇注施工要求扒平枕盒道砟和砟肩道砟,测量的道床断面没有设置砟肩堆高^[4-5]。

表 2 为北盘江特大桥完成轨道精调作业后碎石道床粒径分布情况。可以看出,新建道床中粒径 >22.4 mm 的道砟占 89.54%,即累计 6 次的大机捣固作业,碎石道床中产生了约 10.5% 的脏污,其中粒径 10~22.4 mm 细小颗粒占 7.6%,还有粒径 1 mm 以下粉末含量 0.55%。粒径 1 mm 以下的石粉粉末不仅影响道砟颗粒与聚氨酯材料的粘结,还填充道床内部的空隙,阻碍聚氨酯混合液在道床内部的正常流动,影响固化道床的成形和承载能力。

表 2 北盘江特大桥完成轨道精调作业后碎石道床粒径分布情况

粒径范围/mm	含量/%
>22.4	89.54
22.4~10.0	7.60
10~5.0	1.10
5.0~2.5	0.32
2.5~1.0	0.28
<1.0	0.55

北盘江特大桥固化道床施工中,道砟清洁度和填筑施工质量控制措施达到了预期目的,道砟虽然有破碎,但不妨碍浇注聚氨酯施工,同时实现了道床的稳定密实,“少捣多稳”创新了有砟道床施工工艺。

2.3 固化道床浇注施工及质量控制

2.3.1 聚氨酯材料质量控制

聚氨酯原材料批量生产前应进行型式检验,提供以下检测报告: A, B 组分特性检测报告、聚氨酯泡沫体材料物理力学性能检测报告、聚氨酯工作性能检测报告、聚氨酯泡沫环保检验报告和聚氨酯结构体检测报告。聚氨酯材料进场时,应对原材料品种、数量、包装、标志、质量证明书等进行核查验收,并按规定进行贮存,做好防泄漏和防雨水工作^[6]。

2.3.2 浇注施工过程中的质量控制

1) 施工准备

施工准备包括设备运行情况检查、固化材料工作性能调试、扒砟、烘干工艺确定、冷却工艺确定、浇注工艺确定等。具体方法: ①每天浇注前,检查浇注小车、烘干设备的状态。②对材料工作性能进行调试,达到要求后方可进行浇注施工;同时留模塑泡或自由泡样本,并标明日期,用于后期对施工质量的追溯检验。

③固化道床浇注前,将枕盒内道砟扒开至高于轨枕底面 5 cm 处。④确定烘干、冷却工艺,由于道床厚度及潮湿程度不一样,为保证烘干效果,每天通过烘干、冷却、道床开挖检查等方式确认烘干温度、烘干时间及冷却作业时间。同时,确认道床深度,为浇注量的调整提供依据。⑤对已固化的道床进行开挖检验,检查道床的固化深度、截面尺寸、充盈效果,以便及时调整改进、确定浇注工艺。

2) 浇注作业

道床烘干冷却后,道床的温度为 15~30℃,道床相对湿度应低于 30%,道床侧面溢出气体的湿度应不高于 20%~30%。检查贮料罐内原材料存量和温度、混合压力、混合比例等参数,各管路无泄漏。移动浇注小车到浇注工位进行浇注,浇注施工中为确保表面聚氨酯固化材料与道砟粘结为一体,现场应及时覆盖道砟,道砟离钢轨底面约 8~10 cm。浇注作业见图 4。



图 4 聚氨酯固化道床浇注作业

浇注施工中,同时应进行保压,浇注小车装配保压砧码,在浇注同时就能保压,待浇注小车向前移出已浇注轨枕后,后边的平车向前继续完成保压,保压时间应保持 500~1 000 s。用水准仪监测轨面高程,确保浇注施工中线路高程变化在 2 mm 内。浇注完成后,把道砟回填至枕盒内,将聚氨酯固化道床覆盖,并将道床整理成标准断面。

3) 固化道床断面成形质量

固化施工完成后检查成形质量,浇注的固化道床顶面尺寸为 85~90 cm,底部尺寸为 125~130 cm,固化深度为 35 cm,并且轨枕底部固化道床填充饱满,浇注点与浇注点之间能够联为一整体,纵、横向阻力均大于浇注前测试值,道床刚度较浇注前提高了 80%,轨面高程变化在 2 mm 内。各项检测结果均满足技术条件^[6]和验收标准^[7]要求,顺利通过静态验收。

3 线路质量动态试验

3.1 平顺性测试结果

图 5 为联调联试期间综合检测车检测结果,除在

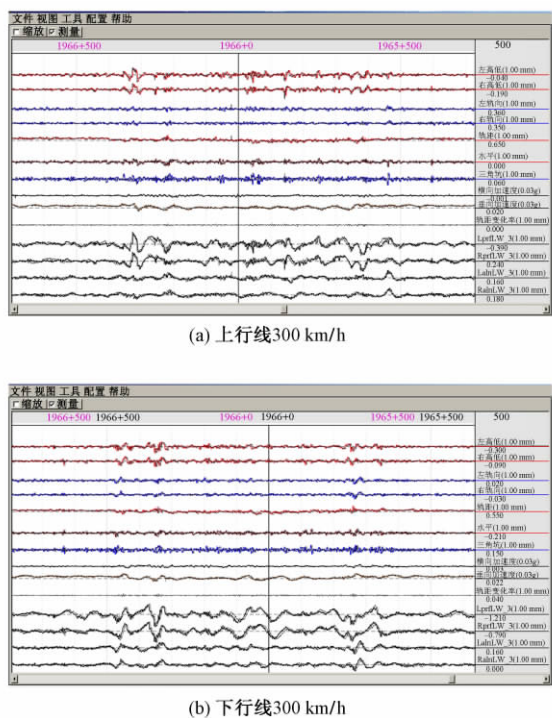


图5 上行线和下行线的波形对比

下行线出现峰值 -5.25 mm 和 -3.35 mm 的长波长高低 I 级超限外(按 $300\sim 350\text{ km/h}$ 标准评价),轨道平顺性良好。

3.2 安全性测试结果

分别在拱跨的跨中和墩顶位置布置测点,测试日间高温和夜间低温条件下高速列车通过时安全性和稳定性。试验期间列车最高通过速度 330 km/h。

拱跨跨中位置桥面温度最高 37.4 ℃, 最低 25.3 ℃, 相差 12.1 ℃; 钢轨温度最高 45.8 ℃, 最低 26.2 ℃, 相差 19.6 ℃。高温时段跨中位置脱轨系数最大为 0.17, 轮重减载率最大为 0.19, 轮轴横向力最大为 12.1 kN; 低温时段跨中位置脱轨系数最大为 0.13, 轮重减载率最大为 0.16, 轮轴横向力最大为 10.9 kN。

拱跨墩顶位置桥面温度最高 36.1℃,最低 24.7℃,相差 11.4℃;钢轨温度最高 42.8℃,最低 26.0℃,相差 16.8℃。高温时段墩顶位置脱轨系数最大为 0.09,轮重减载率最大为 0.17,轮轴横向力最大为 11.0 kN;低温时段墩顶位置脱轨系数最大为 0.09,轮重减载率最大为 0.14,轮轴横向力最大为 12.5 kN^[7-8]。

无论是日间高温时段还是夜间低温时段,各项安全参数实测最大值均较小,在安全限值之内,能够满足列车运行安全性和稳定性要求,同时也适应高速铁路大跨度桥梁变形的要求。

4 结论与建议

聚氨酯固化道床施工阶段的质量控制对于固化道床运营后的平顺性和耐久性非常重要。目前固化道床轨道结构还是新技术,只在特定需要的区段铺设,及时总结质量控制的经验,对于固化道床的推广应用具有重要意义^[9-10]。北盘江特大桥聚氨酯固化道床是该项技术的首次工程应用,以下经验值得借鉴。

1) 道砟质量的把控对于保证聚氨酯固化道床施工质量至关重要,应在道砟出厂、运输、存储和上砟的各个环节对道砟质量进行控制。

2) 北盘江特大桥碎石道床上砟整道施工共进行 6 次捣固, 17 次稳定作业。采用“少捣多稳”的工艺是可行的, 既减少了道床脏污, 也保证了道床的密实。

3) 浇注施工时要确保道床干燥,控制好材料反应性能,并在浇注后及时对轨道进行保压,确保轨道的平顺性。

4) 建议把保压设备设计成独立单元,保证保压及时,并能保证时长,使固化道床在运营后能够长期保持轨道平顺性。

参 考 文 献

- [1] 王红. 铁路有砟道床聚氨酯固化技术的发展及应用[J]. 铁道建筑, 2015(4): 135-140.
- [2] 国家铁路局. TB 10621—2014 高速铁路设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2015.
- [3] 中华人民共和国铁道部. 铁建设[2009]141号 有砟轨道铁路铺砟整道施工作业指南[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2009.
- [4] 李朝锋. 高速客运专线铁路铺设无砟轨道过渡段结构设计[J]. 铁道标准设计, 2009(7): 1-4.
- [5] 曾树谷. 铁路散粒体道床[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1997.
- [6] 中国铁路总公司. TJ/GW 115—2013 聚氨酯泡沫固化道床暂行技术条件[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2014.
- [7] 中华人民共和国铁道部. TB 10754—2010 高速铁路轨道工程施工质量验收标准[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2011.
- [8] 中华人民共和国铁道部. TB 10761—2013 高速铁路工程动态验收技术规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2013.
- [9] 中国铁道科学研究院. 聚氨酯固化道床施工轨道变形控制技术 & 养护维修技术研究[R]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2016.
- [10] 中国铁道科学研究院. 聚氨酯固化道床关键技术深化研究[R]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2014.

(下转第 128 页)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0124-05

槽型钢轨移动式闪光焊接工艺与施工组织研究

王莹莹¹, 李 力², 宋宏图², 高振坤², 李金华²

(1. 中国铁道科学研究院, 北京 100081; 2. 中国铁道科学研究院 金属及化学研究所, 北京 100081)

摘 要 现代有轨电车轨道采用 60R2 槽型钢轨, 该钢轨属于特殊断面重轨, 60R2 槽型钢轨焊接一直是现代有轨电车无缝线路施工的技术难点。本文通过对 60R2 槽型钢轨闪光焊接原理分析, 焊接工艺调试并结合闪光焊接接头各项力学性能检验, 最终确定了适合 60R2 槽型钢轨闪光焊接的施工工艺; 同时结合现场施工组织, 总结了相应的现场移动闪光焊接工艺特点、施工组织流程及各工序质量控制关键。经检测, 槽型钢轨移动式闪光焊接接头达到了焊接标准的各项要求, 焊接质量良好。

关键词 有轨电车; 60R2 槽型钢轨; 焊接工艺; 现场试验; 施工组织

中图分类号 U213.9+2 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.31

现代有轨电车因其平稳舒适、车辆技术先进、沿轨道运行安全、交通服务品质好、环境友好、节约资源等特点成为城市新型绿色交通工具。国内沈阳、苏州、武汉等城市相继规划建设, 前景广阔。由于槽型钢轨埋设于路面, 仅轨顶及沟槽部分露出路面, 使公共汽车和有轨电车可以同时行驶在路上^[1]。

武汉大汉阳现代有轨电车全长近 20 km, 除车场线外, 全线均采用跨区间无缝线路, 正线全部采用 60R2 槽型钢轨, 60R2 槽型钢轨属于特殊断面重轨^[2], 其轨头非对称处有一道宽约 3 cm 的护槽。槽型钢轨标准长度是 25 m, 1 km 双线线路接头达 160 个, 焊接工作巨大。无缝线路槽型钢轨现场焊接是有轨电车轨道施工的技术难点^[3-4], 目前国内外对槽型钢轨焊接主要采用铝热焊和电弧焊, 铝热焊接头质量不高, 而采用电弧焊焊接一个接头时间过长, 无法满足无缝线路施工要求^[5]。

在武汉现代有轨电车槽型钢轨试验段无缝线路施工过程中, 采用由中国铁道科学研究院研制的槽型钢轨移动闪光焊机对其进行长钢轨焊接及应力放散与锁定, 形成了 60R2 槽型钢轨移动式闪光焊接工艺和施工组织成套技术, 经现场运用, 其施工效率和质量能够满足要求。

本文通过对槽型钢轨移动式闪光焊接工艺进行调试, 总结了 60R2 槽型钢轨移动式闪光焊接工艺的特点及注意事项, 并对焊接接头的力学性能进行了检验, 结果表明焊接工艺及各项力学性能均满足相关要求。

在此基础上确定了槽型钢轨移动式闪光焊接的施工组织要求。

1 焊接接头工艺原理及性能检验

1.1 工艺原理

闪光焊是压力焊的一种, 通过 2 个金属工件端面接触, 端面的接触点导电并形成闪光^[6], 接触电阻产生的电阻热加热工件端面, 当温度达到一定程度时, 工件接触面的金属熔化形成液态金属层, 此时迅速施加顶锻力, 使高温金属产生塑性变形, 在结合面产生共同晶粒, 获得致密的热锻组织^[7], 形成对接接头。闪光焊接接头是在电阻热及机械(力)联合作用下形成的, 脉动闪光焊由闪平、预热、闪光烧化、加速烧化、顶锻和保压等过程组成。

2.2 工艺调试

槽型钢轨现场移动式闪光焊接的质量与焊接工艺参数关系密切, 因此需不断调整焊接工艺参数, 以使焊接接头能达到焊接标准的各项要求。因槽型钢轨属于特殊断面重型轨, 轨腰及轨底较普通 60 kg/m 轨薄^[8], 在参数调节过程中需在闪平、脉动加热及连续加热 3 个环节中保持一定的状态。闪平阶段要调整参数使槽型钢轨保持有效烧化, 脉动加热阶段要实现真正有效的持续加热, 连续加热阶段需保持闪光不中断并采用较小的电流^[9]。槽型钢轨焊接工艺参数见图 1。

2.3 接头性能检验

槽型钢轨移动式闪光焊接接头的性能检验参照《城市轨道交通用槽型钢轨闪光焊接质量检验标准》(CECS 429:2016)进行。槽型钢轨移动式闪光焊接接头质量的具体要求如表 1 所述。

收稿日期: 2016-06-28; 修回日期: 2016-09-15

作者简介: 王莹莹(1983—), 女, 博士研究生。

E-mail: Biying.1957@163.com

	阶段1	阶段2	阶段3	阶段4	阶段5	阶段6	阶段7	阶段8	设定值范围
时间/s	25	25	20	18	3	3	3	3	0~150
电流/V	375	330	300	280	370	370	380	380	250~400
前进快速/(mm/s)	0.7	2.3	2.5	2.7	1	0.45	0.4	0.3	0.15~3
前进慢速/(mm/s)	0.6	2.1	2.4	2.6	1	0.3	0.4	0.3	0.15~3
后退慢速/(mm/s)	0.7	1.4	1.5	1.3	1	0.2	0.15	0.15	0.15~3
后退快速/(mm/s)	1	1.5	1.6	1.4	1	0.35	0.2	0.15	0.15~3
电流1/A	200	300	200	200	150	180	180	180	0~1000
电流2/A	290	370	330	340	230	220	240	260	0~1000
电流3/A	300	370	330	340	300	300	300	300	0~1000
电流4/A	350	500	500	450	350	350	350	350	0~1000
位移/mm	7	6	5	4.5	5	2	2	2	0~20
加速烧化阶段									
电压/V	375	250/400	带电顶锻时间/s		0.8	0/2	<div>参数组名称为: 武钢实验12.▼ 删除</div> <div>当前焊接参数传送时间: 2015/12/1 8:50:47 <input checked="" type="checkbox"/> 启用保存的参数</div> <div>PLC参数查询 传送 关闭</div>		
速度1/(mm/s)	0.25	0.15/2	总顶锻时间/s		5	1/10			
速度2/(mm/s)	0.28	0.15/2	最大顶锻量/mm		12.5	5/20			
速度3/(mm/s)	0.3	0.15/2	顶锻后推瘤时间/s		0.5	0/10			
速度4/(mm/s)	0.35	0.15/2	推瘤后保压时间/s		10	10/300			
速度5/(mm/s)	0.4	0.15/2	手动阶段电压/V		370	250/400			

图 1 槽型钢轨移动式闪光焊接工艺参数

表 1 槽型钢轨移动式闪光焊接接头质量要求

序号	检验项目		要求
1	外观	平直度	垂直方向:0~0.3 mm;水平方向: -0.5~0.5 mm
		表面质量	表面不平度不应大于 0.2 mm;焊接接头及周围槽型钢轨表面不应有裂纹、明显压痕、划伤、碰伤、打磨灼伤等损伤
2	超声波探伤		1) 轨头部位: < $\phi 3$ 长横孔当量
			2) 轨腰部位: < $\phi 3$ 竖孔当量
			3) 轨底部位: < $\phi 3-6$ dB 竖孔当量
			4) 轨头轨腰轨底缺陷当量比上述规定低 3 dB,且延伸长度应 < 6 mm
			5) 焊缝中不应存在平面状缺陷
3	落锤		落锤高度 $h=2.7$ m,2 次不断
4	静弯	轨头受压	静弯压力 $F \geq 1\,300$ kN,不断
		轨头受拉	静弯拉力 $F \geq 1\,200$ kN,不断
5	疲劳		最小疲劳荷载 $F_{\min}=85$ kN,最大疲劳荷载 $F_{\max}=420$ kN 支距: 1.0 m; 载荷循环次数: 2×10^6 , 不断
6	拉伸		平均屈服强度 $R_m \geq 880$ MPa; 断面伸长率 $A \geq 6\%$
7	冲击		冲击吸收功平均值 $KU_2 \geq 6.5$ J
8	硬度		轨顶面及纵断面测试线应满足 $1.05H_p \geq H_j \geq 0.90H_p$, $H_{j1} \geq 0.8H_p$, 宽度 $w \leq 20$ mm
9	显微组织		焊缝、热影响区: 珠光体加少量铁素体, 不应有马氏体

通过调整电压、电流、顶锻量等工艺参数后,60R2 槽型钢轨焊接接头型式检验满足 CECS 429:2016 要求。

表 2 为槽型钢轨焊接接头冲击与拉伸性能试验结果。由表 2 可知,焊接接头平均冲击功可达 16.2 J,高于标准 6.5 J 的要求;拉伸试验平均屈服强度 R_m 及断面伸长率 A 均高于标准要求^[9]。试验结果表明,槽型

钢轨移动式闪光焊接接头具有良好的冲击韧性及较高的屈服强度。

表 3 为槽型钢轨焊接接头布氏硬度试验结果,图 2 为槽型钢轨移动式闪光焊接洛氏硬度软化区曲线。可知,焊接接头硬度满足标准要求,且接头硬度接近槽型钢轨母材硬度。

表 2 槽型钢轨焊接接头冲击与拉伸性能试验结果

试验项目		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	试验结果	标准要求
冲击试验	KU_2/J	10.7	23.1	19.1	10.3	20.4	13.2	19.8	16.9	9.2	19.2	16.2	6.5
拉伸试验	R_m/MPa	1 046	1 001	998	1 066	1 015	969	933	971	1 007	1 044	1 005	880
	$A/\%$	13.0	11.5	10.5	9.5	9.5	6.0	15.0	16.0	15.0	11.0	11.7	6.0

表 3 槽型钢轨焊接接头布氏硬度试验结果

试验项目	试验结果	标准要求
母材平均硬度 H_p	296	
焊接接头平均硬度 H_j	266	轨顶面测试线应满足 $1.05H_p \geq H_j$
软点平均硬度 H_{j1}	253	$\geq 0.90H_p$, $H_{j1} \geq$
接头比母材 H_j/H_p	0.90	$0.8H_p$
软点比母材 H_{j1}/H_p	0.85	

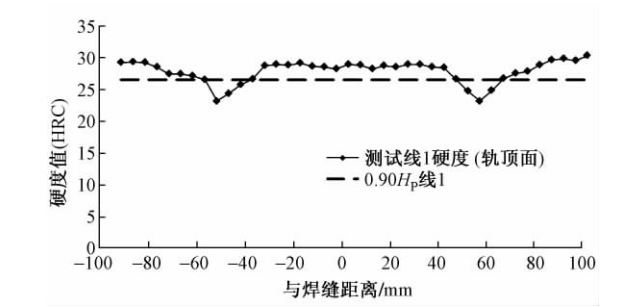


图 2 槽型钢轨移动式闪光焊接洛氏硬度软化区曲线

综合检验结果,槽型钢轨移动式闪光焊接接头具有良好的力学性能,且接头通过了落锤试验,完全满足城市轨道交通用槽型钢轨闪光焊接质量检验标准要求。

2.4 接头显微组织观察

对槽型钢轨焊接接头进行显微组织观察,焊缝和热影响区显微组织主要为珠光体和少量铁素体,未见异常组织马氏体或魏氏体出现(见图 3)。

3 施工组织及要点

3.1 施工组织流程

施工组织流程如图 4 所示。

3.2 施工要点

3.2.1 施工准备

1) 根据施工计划,调试并确定工艺参数

由于 60R2 槽型钢轨属于特殊断面重轨,因此采用中国铁道科学研究院研制的移动式槽型焊轨机进行焊轨。60R2 槽型钢轨截面积为 7 616 mm²,较普通 60 kg/m 轨的 7 690 mm² 截面积略小,但槽型钢轨轨腰及轨底较薄,为了尽量避免灰斑的产生,在工程开始前期,即需要对闪光焊机的电压、电流、位移、压力、顶锻量等焊接工艺参数进行调试,使所焊接的接头达到型

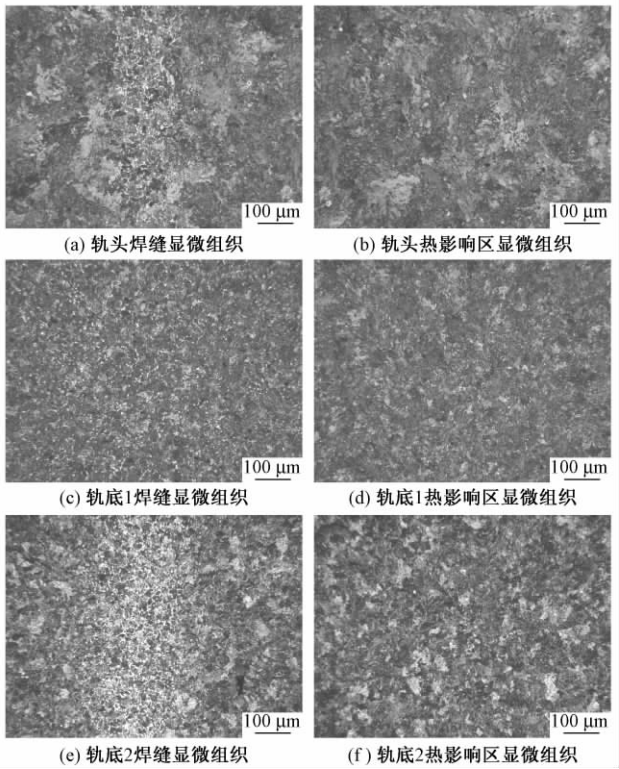


图 3 槽型钢轨焊缝及热影响区显微组织

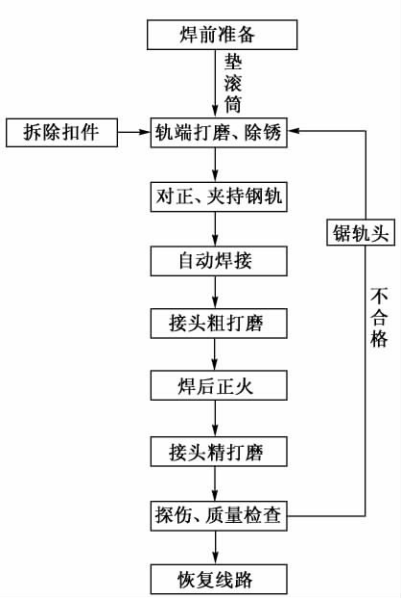


图 4 施工组织流程

式检验相关要求。对辅助的拉轨器、撞轨小车、锯轨机等需根据槽型钢轨端面变化,提出相应要求。

2) 槽型钢轨焊前准备工作

焊接前必须检查钢轨端面垂直度和钢轨端面、轨腰导电面除锈质量,使其满足焊接要求。将两待焊轨端抬起一定高度进行焊机对位夹持,抬起高度应根据轨枕和扣件类型确定。检查左右股单元轨节接头相错量,不宜超过 100 mm,对超出部分在焊接前进行锯除。

焊接前松开待焊轨头后方 10 m 范围内的扣件及前方一节待焊轨的扣件(长钢轨焊接时长度为 500 m,应力分散与锁定时单元轨节长度为 1 000 m),待焊轨接头前方长钢轨下每隔 12.5 m 安放一个滚筒,以便可以减少钢轨纵向移动阻力,滚筒中心线必须与钢轨承轨槽中心线保持在同一直线上,以确保滚筒的同步性。

在待焊钢轨的非焊接端用撞轨器撞轨,同时用拉伸器在焊接端配合拉伸。

槽型钢轨长钢轨焊接时不需预留搭接量,直接按照预设参数焊接即可。在单元轨节焊接时,应根据焊接参数的设定,预留搭接量作为槽型钢轨消耗量。单元轨节槽型钢轨焊接采用拨弯的方法预留顶锻量,曲线段长约 30 m,距离待焊焊缝 50 ~ 70 m 处向单元轨节终点方向拨。直线段左右股钢轨均往轨道中心方向拨,曲线段左右股钢轨往砟肩方向拨,拨移量约为 0.7 m,即可满足钢轨消耗量 35 mm 的要求。

3.2.2 焊接、粗磨、精磨、探伤、质检和恢复线路

待槽型钢轨铺设进承轨槽后,即可进行现场焊接。槽型钢轨移动式闪光焊接施工示意如图 5 所示。焊机机组行走待焊槽型钢轨上。扣配件和临时夹板需要满足工程车行车要求。闪光焊机机头通过起重臂调整到待焊钢轨接头处,先焊接一股槽型钢轨,待焊接完成后调整起重臂将焊机机头调整到另一股槽型钢轨接头处,启动焊机完成焊接。然后焊机机组继续沿施工方向进行焊接作业。

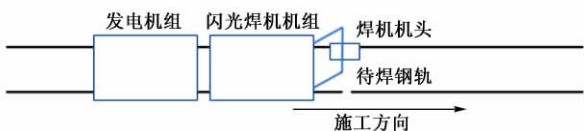


图 5 槽型钢轨移动式闪光焊接施工示意

焊接、粗磨、精磨和探伤过程按照《移动式闪光焊现场焊接作业指导书》进行。槽型钢轨焊接接头平直度允许偏差按表 4 执行。

表 4 槽型钢轨焊接接头平直度允许偏差

位置	允许偏差/(mm/m)
轨顶面	0 ~ +0.3
轨头内侧工作面	-0.3 ~ +0.3
轨底	0 ~ +0.5

3.2.3 热处理

在对焊缝进行正火热处理后,用压力为 0.15 ~ 0.2 MPa 的压缩空气对焊缝及热影响区风冷 2 min,提高焊缝区硬度。

4 施工难点

1) 焊前准备过程中需针对 60R2 槽型钢轨的特殊性进行处理,60R2 槽型钢轨轨腰及轨底较普通 60 kg/m 钢轨薄,为了防止灰斑产生应严格按照型式检验确定的工艺参数进行焊接,焊接完成后由技术人员对焊接曲线进行研判,以确保槽型钢轨焊接接头质量。同时积累对 60R2 槽型钢轨的焊接经验。

2) 打磨前应测量焊缝 5 m 范围内水平及垂直方向的平直度,确定合适的打磨进刀量,对焊缝两侧 4.5 m 范围内轨顶面和轨头侧面工作边进行仿型打磨。轨头及轨底上圆角在 1 m 范围内应圆顺,母材打磨深度不得超过 0.2 mm。

5 结束语

槽型钢轨移动式闪光焊是一种新型的应用于现代公共交通领域的槽型钢轨焊接技术,在采用此技术进行焊接作业时,需要对焊接工艺进行严格调试,并对工艺流程、设备维护及检修、焊后接头热处理、质量检查等各个环节进行严格的施工组织,确保焊接接头质量符合现行标准,保证工程施工质量。

参 考 文 献

- [1] 李京增,李力,李金华.现代有轨电车轨道结构探析[J].现代城市轨道交通,2014(5):55-59.
- [2] 沈景炎.对现代有轨电车建设与发展的思考[J].交通与运输,2013(5):1-3.
- [3] 丁静波.现代有轨电车系统轨道工程关键技术分析[J].铁道标准设计,2015(8):22-25.
- [4] 丁韦,张宪良,赵国,等.钢轨闪光焊接头过热区缺陷的形成机理及预防方法[J].铁道建筑,2015(11):96-99.
- [5] 丁韦,李力,高振坤,等.槽型轨及其焊接技术在城市轨道交通中的应用[J].现代城市轨道交通,2014(1):92-94.
- [6] 孙启政,王凯.接触焊机理的探索[J].航空精密制造技术,2001(37):20-24.
- [7] 冯秋元,李廷举,丁志敏,等.闪光对焊技术研究现状及发展趋势[J].材料科学与工艺,2008(16):49-53.
- [8] 李京增,李金华,李力,等.苏州现代有轨电车槽型钢轨移动闪光焊接质量控制[J].铁道建筑,2015(5):147-150,157.
- [9] 李京增,胡玉堂,田甜,等.槽型钢轨闪光焊接头与铝热焊接头的性能试验研究[J].铁道建筑,2013(6):144-146.

Study on Mobile Flash Welding Technology and Construction Organization for Groove Rail

WANG Yingying¹, LI Li², SONG Hongtu², GAO Zhenkun², LI Jinhua², HU Yutang²

(1. China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China; 2. Metal & Chemistry Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract 60R2 groove rail is used in the track of modern tramway, which belongs to the special cross-section heavy rail. The 60R2 groove rail welding has been the technical difficulty in the construction of the seamless line of the modern tramway. In this paper, through the principle analysis of rail flash welding, welding process debugging and the flash weld joint mechanical properties test, suitable construction technology for 60R2 groove rail flash welding was finally determined. Combined with the site construction organization, this paper summarized the characteristics of the welding process, the construction process and the quality control of each process. After testing, mobile flash welding joints of groove rail meet the requirements of the welding standards, welding quality is good.

Key words Tramway; 60R2 groove rail; Welding process; Field test; Construction organization

(责任审编 周彦彦)

(上接第 123 页)

Construction Quality Control Technology of Polyurethane-stabilized Ballast Bed on Beipan River Super Bridge of Shanghai – Kunming High Speed Railway

ZHAO Jian

(Engineering Management Center, China Railway Corporation, Beijing 100844, China)

Abstract Polyurethane-stabilized ballast bed is a new type of track structure, which has the advantages of ballast track and ballastless track and could be laid in sections with specific requirements. Beipan river main bridge is the deck-type reinforced concrete arch bridge with 445 m span in Shanghai-Kunming high speed railway and the temperature and creep effect has little influence on the track structure with polyurethane-stabilized ballast bed, which could be propitious to railway line stability and convenient maintenance. This paper introduced the construction quality control technology of the gravel ballast bed filling and polyurethane-stabilized ballast bed pouring and dynamic test of the railway line quality was carried out. The test results indicate that polyurethane-stabilized ballast bed of Beipan river super bridge could meet the requirements of train running safety and stability and also adapt to the requirements of long span bridge deformation in high speed railway at the same time, the track regularity is good and the quality control measures are effective.

Key words High speed railway; Quality control; Dynamic test; Polyurethane-stabilized ballast bed; Filling; Pouring

(责任审编 葛全红)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0129-04

朔黄铁路综合检测列车定位同步技术研究

彭丽宇¹,王登阳²,张俊生¹

(1.朔黄铁路发展有限责任公司,河北 肃宁 062350;2.中国铁道科学研究院 基础设施检测研究所,北京 100081)

摘 要 为了解决在朔黄铁路综合检测列车检测过程中,检测数据时空基准统一的需求,检测列车采用了融合电子标签、GPS 和网络授时技术的定位同步系统,通过 GPS 授时和检测列车精确定位,并通过专用网络,实现了全车各检测系统在时间和里程上的同步。该定位同步技术的实现,使得综合检测列车多专业检测系统在同一时间、同一里程截面处的检测数据得到了统一,为精确定位伤损里程位置、多专业整合分析同里程断面处线路病害状态及原因提供了必要条件。

关键词 综合检测列车;定位同步技术;电子标签;GPS;时间同步;数据同步

中图分类号 U216.3 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.32

1 国内外定位同步技术

目前国外研制成功并投入使用的综合检测列车在定位同步系统上都有各自丰富的经验。意大利 MERMEC 公司在列车定位同步系统上的实力较强,其定位同步系统结合了点式应答器、DGPS 和多普勒雷达等多种方式,输出定位信息和时钟信息,定位精度控制在 2 m 以内。英国 DeltaRail 公司定位同步系统的定位同步方式主要有 GPS + INS、S&C 检测、应答器检测、时间标签、手工同步、路况检测等,这些定位同步方式经过集中处理后,输出实时的经/纬度、里程和时间信息,发布给全车各系统。美国 Ensco 公司的定位同步系统主要是在每个距离脉冲上加上唯一的 ID 标签,对以时间或距离采样的数据进行同步,远程系统能在任何时刻开始或停止,能修正错误的脉冲信号^[1]。

我国的定位同步技术已经走在了世界前列。目前已经投入使用的 CRH380-002 高速综合检测列车(见图 1)中,定位同步系统采用实时光纤通信技术,实现整列车时钟、速度和里程信息的同步传输和控制,将高速电子标签、DGPS + INS 和光电编码器 3 种定位同步技术结合,实现列车高速运行状态下的精确定位,里程同步信息最大传输时延 < 1 ms,同步系统最大定位误差 < 1 m^[2]。各国先进检测列车定位同步系统对比见表 1。



图 1 国内自主研发的 CRH380-002 高速综合检测列车

表 1 各国先进检测列车定位同步系统对比

国家	型号	最高检测速度/(km/h)	定位同步系统实现方式
日本	East-I	275	采用转速传感器和每公里一个的地面点进行定位修正
法国	IRIS320	320	具有统一测速定位及统一时钟信息,定位信息包括:转速传感器、应答器、惯性系统、线路特征数据
意大利	Archimede	220	测速定位的信息包括:4 个转速传感器、单点系统、多普勒测速雷达、数字标签及应答器、DGPS
英国	NMT	200	定位方式主要有 GPS + INS、应答器检测、时间标签、手工同步、路况检测,输出实时的经/纬度、里程和时间信息
中国	CRH380-002	380	定位方式主要有高频差分 GPS + INS、高速电子标签、高精度光电编码器、时间标签、手工同步、实时光纤同步,输出实时的经/纬度、里程、时间信息、线路特征等行车信息

2 朔黄铁路综合检测列车特点和定位同步方案研究

2.1 朔黄铁路综合检测列车概述

朔黄铁路西起山西省神池县,东至河北省黄骅市,

收稿日期:2016-07-17;修回日期:2016-10-20

作者简介:彭丽宇(1979—),男,高级工程师,硕士。

E-mail: 10000367@shenhua.cc

正线总长 614 km,属国家 I 级、双线、电气化、重载铁路,是我国西煤东运的第 2 大通道,在全国铁路路网中占有重要地位^[3]。朔黄铁路综合检测列车如图 2 所示,由 3 节车厢组成,最高运行时速为 120 km,检测时速为 80 km,是国内外首列专门用于货运重载铁路的综合检测列车。



图 2 朔黄铁路综合检测列车

朔黄铁路综合检测列车集成了轨道检测、接触网检测、通信检测、信号检测、路基检测、钢轨探伤、轴温探测设备检测、定位同步等系统,采用激光摄像、图像高速实时处理、射频、雷达、超声波、光电惯性平台等技术,是重载铁路检测项目最全、检测技术最先进的一列综合检测列车^[4]。朔黄铁路综合检测列车能够对线路路基道床、钢轨、供电设施、路边设备等基础设施进行立体动态检测,并将各种基础设施的检测信息有机结合起来进行综合分析,从而得到线路上各基础设施病害发展趋势,作为对线路设备维修的主要参考依据。

2.2 定位同步系统方案

朔黄铁路综合检测列车定位同步系统是采用了国内 CRH380-002 高速综合检测列车的技术体系,并综合考虑成本与效率,结合朔黄铁路检测特点开发的一套专用系统。朔黄铁路综合检测列车实现了在检测过程中,动态精确定位线路里程,并在多个检测系统间实现时间、里程的同步,是综合检测列车各检测系统时间和里程的统一基准,是对检测系统进行综合分析的前提。朔黄铁路综合检测列车在检测时,每个标签处的里程定位精度可达 2 m,时间同步精度 0.1 s。

2.2.1 定位同步技术方案

朔黄铁路综合检测列车定位同步系统采用高速工业级 RFID 电子标签技术作为主要里程定位源,结合差分 GPS 定位系统、高分辨率光电编码器和高精度数据采集设备进行定位数据修正,实现车辆在运行状态下的自动、实时、高精度的里程定位。定位同步系统原理框图如图 3 所示。铁路沿线安装电子标签,使得系统可以不受地理环境的影响,克服了以往定位系统易受山谷、隧道、桥梁等地理环境影响的缺点,只要在需要识别的线路特征点预设电子标签,系统即可准确定位该点里程,并自动采集该点的 GPS 定位信息用以日后辅助定位^[5]。

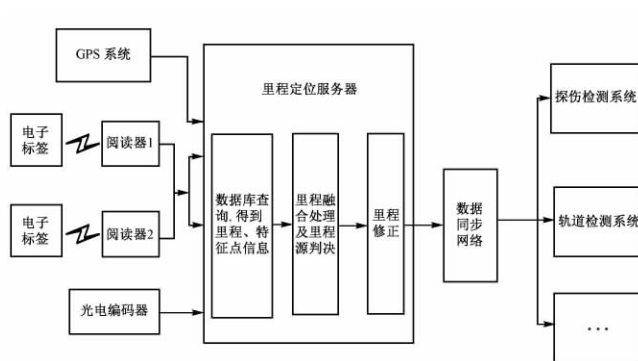


图 3 定位同步系统原理框图

电子标签定位技术原理如图 4 所示。检测列车 2 号车厢两侧各装有一个标签阅读器,在检测列车行驶过程中,当阅读器接收到预设于接触网支柱上的电子标签信号后,会立即激活标签,并连续 3 次读取此点电子标签数据进行数据校验,经过校验无误后,将标签内置数据信息发送给定位同步服务器,服务器自动判断是近侧还是远侧的标签后,从数据库中获取里程并经过位移精确修正后,同步检测各个系统里程^[6]。

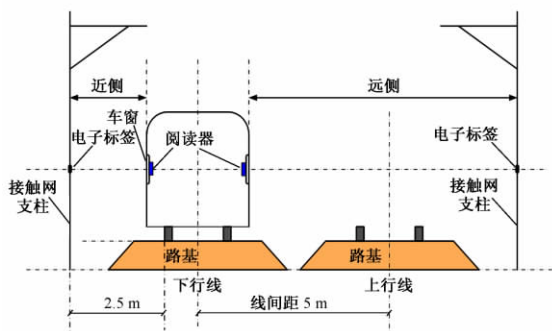


图 4 电子标签定位原理示意图

2.2.2 数据同步技术方案

朔黄铁路综合检测列车由 3 节车体组成。其定位同步系统数据同步网络结构如图 5 所示,以定位同步系统为主体,与环境视频监视系统、列车数据网络统称为综合系统,主要设备安装于 2 号车厢。为了实现全车位于不同断面的检测系统同步采集编码器脉冲信号、同步接收里程和时间信息,定位同步系统利用车内部署的 3 个冗余光纤环网,分别传输这些同步信号和数据,保证了数据同步的高可靠性、准确性和实时性^[7]。

2.2.3 时间同步技术

为了与地面检测中心时间同步,定位同步系统同时提供全车时间同步功能(见图 5)。系统采用 GPS 时间作为基础时钟源,利用时间服务器为整车各个系统提供 NTP 网络时间同步服务^[8]。车载检测系统由于涉及多个系统,为避免 GPS 时钟在通过隧道、桥梁、车站等 GPS 信号遮挡区段获取不到时间信息的问题,

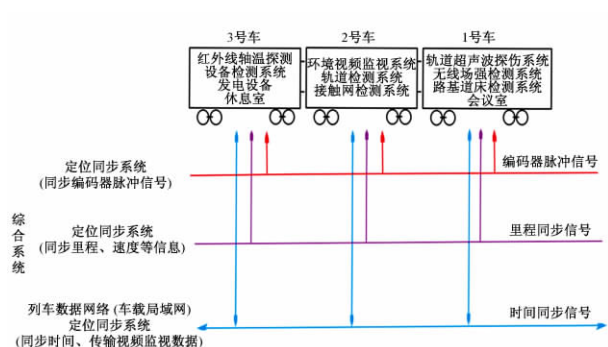


图5 定位同步系统数据同步网络结构

系统采用高定稳性的 HQ-OCXO 振荡器维持时间的精确性,提供连续、精确的时间信息。

3 定位同步系统组成

3.1 车载系统

定位同步系统里程同步环网构架如图6所示。定位同步系统由里程同步服务器接收 GPS 和列车左右电子标签阅读器信息,结合光电编码器脉冲信号,以光电编码器脉冲信号为基准实现里程同步功能。在铁路沿线安装电子标签,平时主要以电子标签的信息为主,利用电子标签信息进行里程修正。在无电子标签的线路,可通过 GPS 方式进行定位,两者相互补充互为备份^[9]。

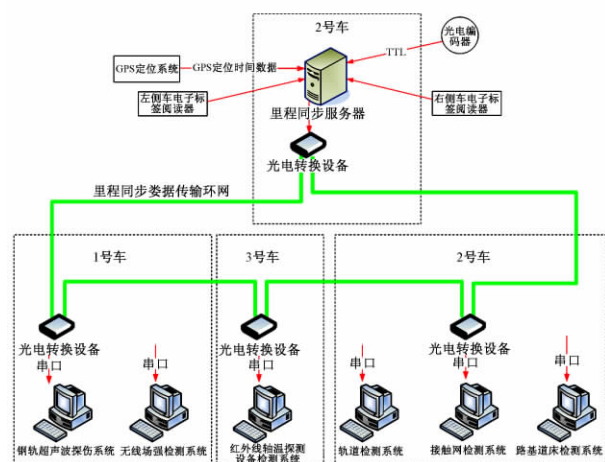


图6 定位同步系统里程同步环网架构示意

里程同步服务器将实时里程、速度等行车信息通过专用数据协议与各个检测系统的里程进行同步,并显示各个检测系统里程同步通信状态,车内部署了一个里程同步专用冗余光纤环网(见图6)。列车数据网络和编码器脉冲传输网络亦采用类似架构。

3.2 地面电子标签

朔黄铁路所处环境多为山区,隧道较多,因此最为可靠和精确的定位方式为安装地面电子标签,利用车

载设备实时读取标签信息进行里程定位。此定位精度可达到 2 m 以内,完全可满足综合检测列车对定位精度的要求。

电子标签的安装方式为:线路上每 5 ~ 6 km 安装电子标签,同一里程处上下行线路地面点各装一块,在长短链里程跳变处以及重要里程地面点另行安装。在线路上每个标签安装位置的同一横截面上,分别采集上下行轨道中心点处的 GPS 定位经/纬度。综合以上定位信息,建立精确定位数据库,并且当线路因维修等原因里程标改变时,只需要使用数据库编辑工具对数据库进行更改,而无需对地面标签或 GPS 进行布点重新作业^[10]。安装完成的电子标签如图7所示。

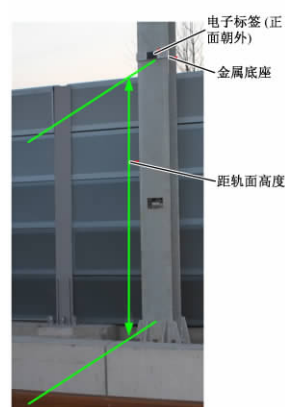


图7 安装完成的电子标签

朔黄铁路沿线电子标签的安装,得到朔黄铁路工务部门的大力支持和协助。在综合检测列车检测的过程中,列车经过电子标签进行里程修正,每 2 个电子标签之间,系统自动利用编码器进行信号补偿,维护里程值的准确性。检测列车经过半年的运用,定位同步系统在实际检测过程中应用效果良好。

4 结语

朔黄铁路是我国重要的重载铁路,其重载路基、轨道、牵引供电、通信、信号等基础设施之间关联性强,影响因素多。为保障列车运输安全,不仅需要对基础设施进行高质量动态检测,同时需要对检测数据进行综合分析,对高速列车运行品质及基础设施状态变化规律做出评价,为高速铁路运营安全评估和指导养护维修提供技术支撑。

定位同步技术在朔黄铁路综合检测列车的应用,实现了铁路动态综合检测中精确定位和时间同步的要求,该技术的应用不仅提高了工务、电务、供电等部门查找病害、消除病害的效率,而且为各个检测系统提供了统一的坐标平台,为多专业检测数据融合智能分析奠定了基础。

参 考 文 献

- [1] 许贵阳. 客运专线综合检测列车技术方案的研究和应用[J]. 铁道建筑, 2008(2): 95-98.
- [2] 李海浪, 王卫东, 康洪军. CRH380B-002 高速综合检测列车总体架构设计[J]. 铁道建筑, 2014(2): 109-112.
- [3] 贾晋中, 司道林. 朔黄铁路小半径曲线轨道钢轨打磨目标型面研究[J]. 铁道建筑, 2014(4): 15-20.
- [4] 曹广河. 朔黄铁路综合检测车系统研制[C]//2014 年铁路重载运输技术交流会论文集. 北京: 中国铁道出版社, 2014.
- [5] 夏博光, 王卫东, 王登阳. 基于 CPⅢ 的动态精确定位技术的应用与探讨[J]. 铁道建筑, 2012(6): 123-125.
- [6] 王瑞峰, 马学霞, 王彦快. RFID 技术的定位改进算法在铁路隧道人员定位中的应用[J]. 铁道学报, 2012, 34(10): 68-71.
- [7] 夏博光. 基于 RFID 技术的高速综合检测列车时空校准系统研究[D]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2011.
- [8] 王登阳, 杨超. 高速综合检测列车时空同步技术[J]. 铁路技术创新, 2012(1): 16-19.
- [9] 陶仁浩. 基于增量式光电编码器的高精度位置检测技术研究[D]. 南京: 南京航空航天大学, 2012.
- [10] 张玉民, 王登阳, 韩强, 等. 基于 RFID 定位技术在高速铁路动态检测中的应用[J]. 铁道建筑, 2013(10): 114-117.

Research on Location Synchronization Technology of Comprehensive Inspection Train for Shuozhou – Huanghuagang Railway

PENG Liyu¹, WANG Dengyang², ZHANG Junsheng¹

(1. Shuohuang Railway Development Co., Ltd., Suning Hebei 062350, China; 2. Infrastructure Detection Research Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract In order to meet the needs of unification of inspection data space-time standard during the inspection process of comprehensive inspection train, location synchronization system which fuses electronic tags, GPS and network time service technique has been adopted, and then GPS time service and accurate positioning have been realized. At the same time, all the inspection systems of comprehensive inspection train have realized synchronization in time and mileage through dedicated network. The realization of location synchronization technique enables all the inspection systems of comprehensive inspection train to unify the inspection data in same time and mileage. All these provide the necessary conditions for accurate positioning of mileage of rail breakage and multi-specialty confluence analysis of breakage conditions and reasons.

Key words Comprehensive inspection train; Location synchronization technology; Electronic tags; GPS; Time synchronization; Data synchronization

(责任审编 周彦彦)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0133-04

有砟轨道道床断面检测系统的研制

孙淑杰, 王 凡, 戴 鹏, 赵鑫欣

(中国铁道科学研究院 基础设施检测研究所, 北京 100081)

摘 要 为满足铁路现场有砟轨道道床高效养护维修的需要, 研制了一套基于激光扫描技术的有砟轨道道床断面检测系统。该系统配备高精度激光扫描传感器, 在车辆高速运行的状态下实时获取有砟轨道道床区域的高精度点云信息, 并通过多坐标系变换进行空间映射从而建立基于轨道坐标系的道床三维模型, 最后基于凸集理论和空间分析算法模型实现了有砟轨道道床断面缺陷和盈/欠砟量的快速自动检测。铁路线路试验表明该系统能够快速高效地检测有砟轨道道床状态, 为铁路有砟轨道道床养护维修提供准确、可靠的数据。

关键词 铁路线路; 养护维修; 有砟轨道; 盈/欠砟量; 激光扫描; 点云; 道床; 坐标转换

中图分类号 U213.7U216.3 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.33

1 概述

轨道道床是均匀传递荷载、提供轨道纵横向阻力和弹性的轨道框架基础, 道床状态的好坏直接关系着线路轨面状态的稳定和铁路行车的平稳、安全。目前运营时间较长的既有线路出现了较多的道床脏污板结、翻浆冒泥、不均匀沉降等有砟轨道道床病害。这些病害大部分都是由人工发现, 作业效率低、偏差大且不能及时掌握整体线路的道床状态。

伴随着大量高速铁路有砟轨道新线路的修建与开通运营, 对有砟轨道道床的检测和维修提出了更高要求^[1-3]。除了现有的病害之外, 有砟轨道道床的顶面位置、砟肩宽度和堆高的状态如果不满足规范的要求可能会造成无缝线路胀轨、轨枕横向阻力减弱、道砟飞溅等危害, 将会给高速列车的运行安全带来巨大的安全隐患。依靠传统的检测维修方式已无法满足现实的需要, 但目前尚无有效的动态检测方式来进行快速检测评估。为此需要加强有砟轨道道床断面检测技术的研究, 开发有砟轨道道床断面动态检测系统, 安装在既有检测车辆上对线路进行定期巡检, 实现有砟轨道道床状态的快速动态检测评估, 为线路维修部门提供准确可靠的线路有砟轨道道床状态信息, 及时组织整修维护, 保证行车安全。

国外研究机构或公司已开展了相关的研究。其中德国 Fraunhofer IPM 的 RTS 系统、俄罗斯 TVEMA 的超高速扫描系统和意大利 Mermec 的 T. SIGHT 5000 系统均具备有砟轨道道床断面轮廓检测功能。目前国内日常检测运营领域还没有专用于有砟轨道道床断面动态检测的装备, 现有国产的 DPZ440 配砟车上安装的中国铁道科学研究院铁道建筑研究所研制的道床轮廓测量系统(BPD)主要在配砟车低速施工时使用, 无法满足高速动态检测的需要。

国内外检测系统除了意大利 Mermec 的 T. SIGHT 5000 采用摄像技术外, 均采用激光扫描技术来实时获取道床断面数据。激光扫描技术是伴随着激光测距技术的发展而形成的一种新型测量技术^[4-5]。它的巨大优势在于可以快速扫描被测物体, 不需反射棱镜就可快速、直接地获取目标物的高精度空间数据, 非常适合建筑物表面、三维空间和断面轮廓的测量, 具有快速、实时、准确、可靠的特点。此外激光扫描技术受外界光的干扰少, 能够在复杂的环境下使用。

2 有砟轨道道床断面检测系统的原理与组成

有砟轨道道床断面检测系统采用激光扫描技术作为道床断面基础数据获取方式。通过设计精密机械结构将高精度激光扫描传感器安装到专用检测车辆上, 在车辆运行过程中连续不断地测量有砟轨道道床区域的空间距离信息。经空间坐标变换将距离信息转换成二维空间坐标信息, 通过基准捕捉和坐标修正算法形成基于轨道坐标系的有砟轨道道床断面轮廓图。将之与标准道床断面轮廓图进行比对来自动识别道床缺陷

收稿日期: 2016-11-03; 修回日期: 2016-12-05

基金项目: 中国铁道科学研究院基金(1451JJ5202; 1551JJ9403)

作者简介: 孙淑杰(1982—), 男, 助理研究员, 硕士。

E-mail: sjsun@rails.cn

位置,基于算法模型自动识别轨枕并进行道床盈/欠砟量统计分析,输出相关数据及报表。

检测系统主要由高精度激光扫描传感器组件、供电控制单元、数据采集与分析服务器、里程定位同步单元和软件系统组成。系统总体结构如图 1 所示。

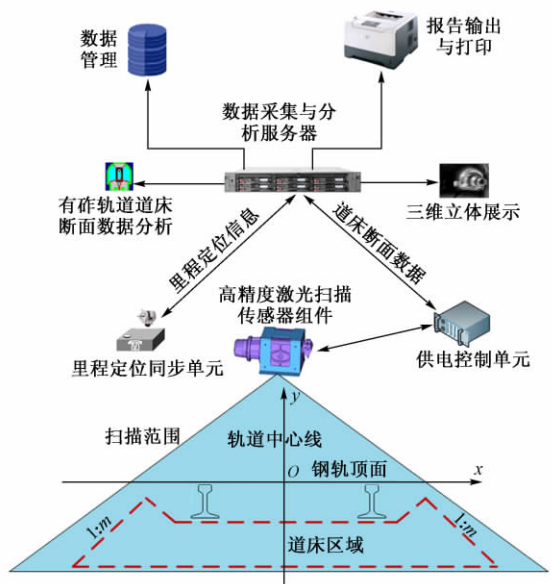


图 1 有砟轨道道床断面检测系统总体结构示意图

2.1 硬件组成

高精度激光扫描传感器组件由高精度激光扫描传感器和安装支架组成。该组件安装在车头专用平台上,平台距轨面高度约 1.5 m,承重 ≤ 20 kg,采用由两级气缸联动控制的可伸缩精密滑轨结构,保证在车辆

高速运行时不会产生颤动和变形。平台的伸缩可通过车内控制器远程操控,操作简单方便。电气布线采用可伸缩式绞链防止线缆损伤。平台不用时缩回到车头内部,采用 IP68 级别的密封装置进行防护;使用时伸出到车钩前端,保证传感器扫描断面不受任何遮挡。

供电控制单元安装在车内机柜里,用于远程控制高精度激光扫描传感器组件的供电和大容量数据传输。它集成了工业级电源、控制电路、工业级网络交换机模块、脉冲分配器等设备。

里程定位同步单元由 GPS、射频标签阅读器、轴头编码器、控制电路等组成,能够实时获取高精度的里程定位信息,同时为各系统提供高精度的里程修正信息。

数据采集与分析服务器由数据采集软件、数据分析软件、计数板卡、串口卡、高速数据网卡等组成,能够实时获取里程定位同步单元发送的修正信息,进行里程修正;接收轴头编码器发送的脉冲信号,累加计算线路里程;通过数据采集软件实时采集存储有砟轨道道床断面数据;通过数据分析软件进行数据的分析处理、展示和报表打印控制。

2.2 软件系统

软件系统数据处理流程见图 2,包含数据采集软件和分析软件两部分,基于 VS2012 开发环境,采用了模块化和分层的开发理念,架构健壮,实时性高,可扩展性强,具备较好的移植性,能够在不同的 windows 操作系统环境下正常运行,软件界面简洁友好,操作方便快捷,功能简单实用。

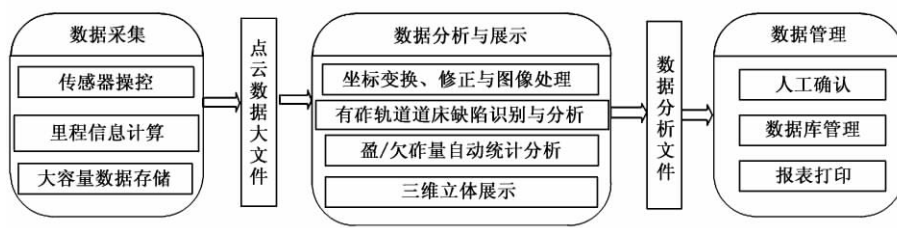


图 2 有砟轨道道床断面检测系统数据处理流程

数据采集软件用于实现在检测车高速运行状态下的有砟轨道道床断面原始数据的实时采集与存储,集成了传感器、计数板卡、串口卡、高速数据网卡等多种硬件设备,综合运用了多线程交互、虚拟内存映射、文件快速索引和数据同步技术,实现了大容量数据的同步实时采集与存储,具备设备标定、参数配置、里程速度接收计算、二维和三维显示控制、区段采集等功能。

数据分析软件对数据采集软件存储的大文件数据进行预处理;运用并行处理、虚拟内存映射、特征识别、点云建模、快速图像处理等技术快速重绘基于轨道坐

标系的有砟轨道道床断面轮廓;依靠快速的数据分析算法模型进行精细的分析处理,自动输出有砟轨道道床断面缺陷数据及道床不同区域的盈/欠砟量数据;基于三维点云建模技术生成道床三维立体图,能够形象展示有砟轨道道床的三维轮廓;能够对缺陷数据和盈/欠砟量数据进行浏览、检索、编辑和归类管理,并按照特定格式打印生成相关报表。检测和现场相关人员可以很方便地根据报表内容指导现场养护维修。

2.3 算法分析

有砟轨道道床标准剖面划分为中间、左外侧和右

外侧3个区域。基于点云处理、特征识别和图像处理技术,依据不同区段的道床特征建立轨枕智能识别、有砟轨道道床断面轮廓缺陷分析和道砟盈/欠砟量统计分析算法模型,自动对道床区域进行缺陷分析和砟量评估。

1) 轨枕智能识别

钢轨和轨枕铺设在有砟轨道道床上,其中轨枕(Ⅲ型枕)每公里大约铺设1 680根。在有砟轨道道床断面动态检测和分析过程中,轨枕是最主要的干扰源。要保证检测系统数据分析的可靠性,必须有效地识别这些干扰源并进行屏蔽处理。这就是轨枕智能识别模型的功能。该模型的分析对象为断面二维离散点数据,通过捕捉轨枕识别区内的二维离散点的分布特征建立特征分类识别器,自动对符合轨枕特征的断面进行识别并作屏蔽处理。

2) 道床断面轮廓缺陷分析

基于凸集理论,采用空间投影比对方法,自动识别二维离散点在有砟轨道道床标准断面模型中的分布位置。对于缺陷区域着红色,正常区域着绿色,不符合标准轮廓的区域着蓝色。

3) 道床盈/欠砟量统计分析

依据有砟轨道道床标准剖面数据建立标准线性方程 $F_1(x), F_2(x), \dots, F_N(x)$ 。

以实际采集的连续点云建立实测线性方程 $f_1(x), f_2(x), \dots, f_N(x)$ 。

以连续的实测线性方程的起点和终点为积分起止点,进行累加积分运算 $\sum_{i=0}^{N-1} \left\{ \int_{x_i}^{x_{i+1}} [f_i(x) - F_i(x)] dx \right\}$ 可得盈/欠砟面积,乘以距离值就可得到当前位置的

盈/欠砟量。

3 现场试验

有砟轨道道床断面检测系统安装在综合巡检车上,在试验线上进行了现场试验。通过数据分析软件对采集的现场大文件数据进行道床断面分析处理,轨枕智能识别算法能有效地识别轨枕断面,如图3所示。当识别为轨枕时中间区域被自动屏蔽,显示绿色。典型的道床缺陷如图4所示。对比图3、图4可知轨枕断面与床缺陷断面特征差异非常明显。图4中有2处缺陷区域,其中中间区域有道砟越过轨枕中部,右侧砟肩区域道砟欠砟。道床盈/欠砟量可以从图5得到,可以依据不同的压缩间隔和里程区段进行分析输出,宏观掌握整体道床盈/欠砟量状态。从现场运用情况看,有砟轨道道床断面检测系统安装快捷方便,运行可靠稳定,能够快速获取线路详细的有砟轨道道床断面轮廓,分析并输出有砟轨道道床断面缺陷数据和盈/欠砟量数据,方便运维单位有针对性地开展线路整修作业。

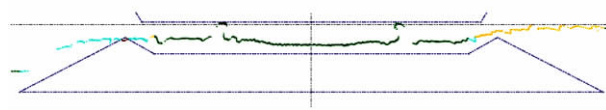


图3 轨枕识别

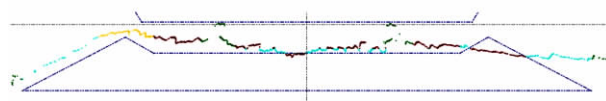


图4 有砟轨道道床缺陷

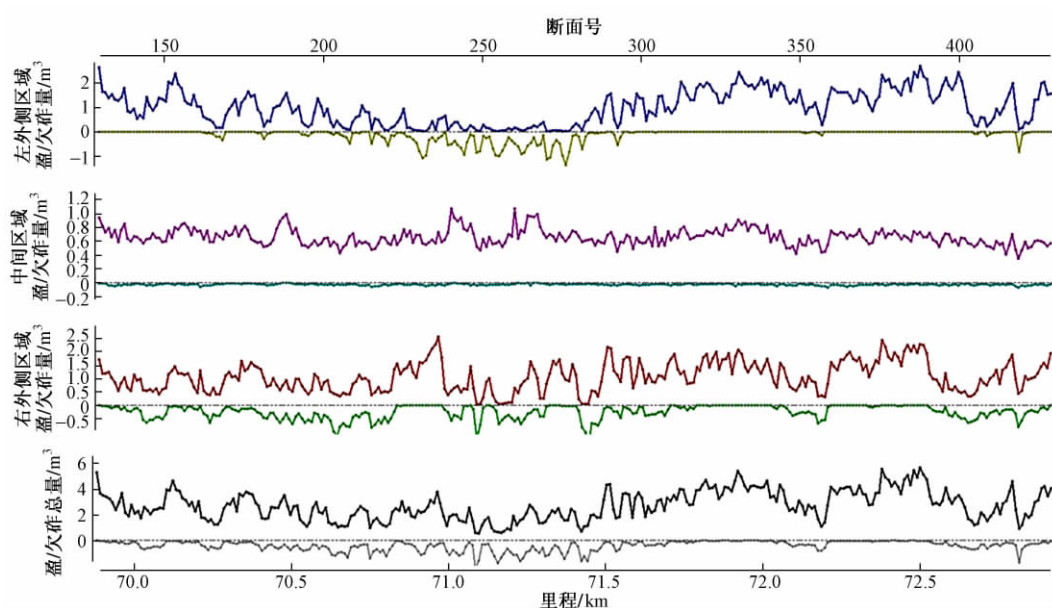


图5 道砟量统计

4 结语

有砟轨道道床断面检测系统实现了运营线路有砟轨道道床断面状态的快速动态检测评估,提供了准确、可量化的有砟轨道道床断面缺陷数据和盈/欠砟量数据。工务部门现场能够全面地掌握线路不同区段的道床缺陷状态及盈/欠砟量的分布情况。依此可以科学规划现场施工作业方案,精细计算配砟量,合理安排运砟车辆和作业人员,显著提升现场维修作业的效率,极大地降低运营维护成本,直接创造巨大的经济效益。该系统安装方式灵活,不受安装平台限制,可以定期地对铁路线路进行巡检,为铁路道床的精细化维修作业提供重要的检测设备。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国铁道部. TG/GW 116—2013 高速铁路有砟轨道线路维修规则(试行) [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2015.
- [2] 国家铁路局. TB 10621—2014 高速铁路设计规范 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2015.
- [3] 中国铁路总公司. TG/01—2014 铁路技术管理规程(高速铁路部分) [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2014.
- [4] 牛怀军. 道床轮廓测量系统的研制 [J]. 铁道建筑, 2008 (1): 96-99.
- [5] 刘维桢, 孙淑杰. 基于激光扫描技术的铁路限界检测系统 [J]. 铁路技术创新, 2012(1): 56-59.

Research and Manufacture of Detection System of Ballast Track Bed Cross-section

SUN Shujie, WANG Fan, DAI Peng, ZHAO Xinxin

(Infrastructure Inspection Research Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China)

Abstract To meet the need of efficient maintenance and repair of railway ballast track bed, a set of detection system for ballast track bed cross-section based on laser scan technology was developed. The system was equipped with high precision laser scanning sensor. It can acquire real-time high precision point cloud information within the railway ballast bed area when the train is in high speed. The 3D models of ballast bed with the basis of track coordinate system was established by using multi-coordinate transformation and space mapping method. Finally, based on convex set theory and spatial analysis algorithm model a fast automatic detection for cross-section defects of ballast track bed and the amount of surplus/lack ballast was achieved. Railway test results show that the system can efficiently detect the state of ballast track bed, and provide accurate and reliable track bed data for the maintenance of track bed.

Key words Rail track; Maintenance; Ballast track; Amount of surplus/lack ballast; Laser scan; Point cloud; Track bed; Coordinate transformation

(责任编辑 李付军)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0137-05

GO4S-III-CN-SH 型道岔清筛机清筛作业施工方法

李 欢

(中国神华轨道机械化维护分公司, 天津 300467)

摘 要 国内首台 GO4S-III-CN-SH 型道岔清筛机于 2015 年 3 月投入使用。该清筛机两侧各有一套侧切式挖掘机构, 在作业中两侧机构可互换, 基本可实现道岔区域全覆盖清筛作业。该道岔清筛机除了能完成单开道岔的清筛作业外, 还具有筛通交叉渡线的能力。本文系统地总结该道岔清筛机多次试验性作业的经验, 阐述了道岔清筛的施工组织方案和道岔、交叉渡线的作业方法。

关键词 铁路线路; 大型养路机械; 道岔机械化清筛; 施工组织方案; 交叉渡线

中图分类号 U216.66 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.34

道岔机械化清筛是铁路线路维护中的一个难题。20 世纪 80 年代初从国外引进的 RM76 型道岔清筛机作业效率较低, 不能满足天窗内完成 1 组道岔清筛作业的要求。2011 年国内研制出 CQS-550 型道岔清筛机。其工作原理是人工开槽后, 将伸缩式底梁、挖掘链穿入轨排下, 在作业中逐渐调节伸缩式底梁的宽度来实现道岔清筛作业^[1]。该机型辅助作业时间较长, 因此目前道岔维护仍以人工清筛为主, 不仅效率较低而且维护效果不理想。2015 年 3 月国内首台 GO4S-III-CN-SH 型道岔清筛机投入使用。经过多次试验表明该机械可适应各种道岔的清筛作业, 且作业效率满足 180 min 完成 1 组 12 号道岔的清筛作业要求。

1 设备简介

1.1 整体结构

GO4S-III-CN-SH 型道岔清筛机(见图 1), 由美国 HARSCO 公司设计制造, 中国神华轨道机械化维护分公司试验使用。该清筛机全长 25.286 m, 质量 148.9 t, 最高自走行速度为 100 km/h, 最高拖挂速度为 120 km/h, 最小运行通过半径 150 m, 最小作业通过半径 180 m。全车动力由卡特匹勒 857 kW 的 C27 发动机提供, 另外装有 30 kW 的辅助发电机给照明、空调、增压器、起复泵、应急泵等供电。道岔清筛机采用液压驱动, 高速走行时由 4 根车轴提供动力, 低速走行时由 6 根车轴提供动力, 制动系统采用 JZ-7 型制动机。道岔清筛机采用 Jupiter II 控制系统, 使得设备操



图 1 GO4S-III-CN-SH 型道岔清筛机

作、检修较为方便。

1.2 工作原理

GO4S-III-CN-SH 型道岔清筛机两侧各有 1 套侧切式挖掘机构(见图 2)^[2]。单侧挖掘机构由挖掘轮及挖掘链组成。道岔地段转辙机、信号机等设备、设施较多, 作业中遇障碍时 2 套机构可互换作业, 这种结构特点可实现道岔区域全覆盖清筛作业, 另外侧切式的结构及 6 100 mm 的有效清筛宽度具有筛通交叉渡线的能力。

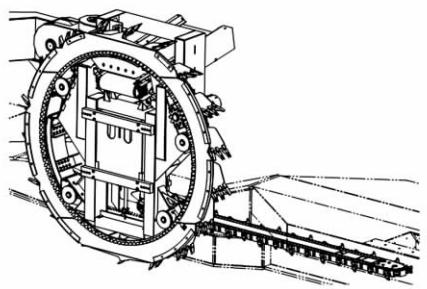


图 2 侧切式挖掘机构

收稿日期: 2016-09-19; 修回日期: 2016-11-23

作者简介: 李欢(1986—), 男, 工程师, 硕士。

E-mail: 11655793@shenhua.cc

作业中, 挖掘链切入枕底后, 挖掘链高速转动将枕底石砟输送至挖掘轮前方, 挖掘轮通过转动将石砟传

送至挖掘轮输送带,然后依次通过挖掘轮输送带、Ⅰ级主输送带、Ⅱ级主输送带将石砟传送至振动筛,经振动筛筛分后的合格石砟通过两侧的布砟输送带回填至枕底,不合格的石砟经Ⅰ级污土输送带、Ⅱ级污土输送带抛至线路两侧或物料运输车上。

1.3 主要技术参数

设备筛分效率为 $275 \text{ m}^3/\text{h}$,挖掘链挖掘深度可在枕下 $220 \sim 440 \text{ mm}$ 范围内调节,最大清筛宽度为 6100 mm ,污土距线路中心最大抛出距离为 6200 mm 。

2 施工组织安排

2.1 设备组成及编组

道岔清筛机组现有 5 台设备,编组顺序为道岔清筛机→物料车→过渡平板车→轨道车→道岔捣固车。道岔清筛机污土抛送方向与作业方向相反,物料车需连挂在道岔清筛机后部。

2.2 作业人员

道岔清筛机安排有操作人员 5 人、车长 1 人,作业号位分布见图 3。一号位负责车上各种操作;二号位控制Ⅱ级污土输送带及刮砟犁,并做好线路回检;三、四号位分别负责 A、B 侧布砟输送带的操作,观察各工作装置的工作情况,配合一号位操作机械避让障碍;五号位负责线路巡视;车长主要负责设备监控及协调工作。

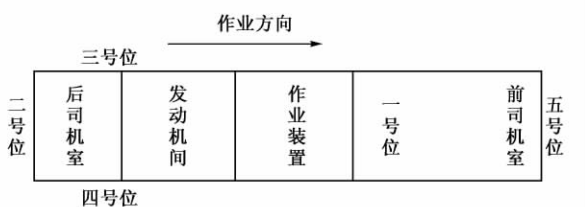


图 3 作业号位分布

道岔捣固车操作人员 6 人,物料车操作人员 1 人,轨道车司机 2 人,地面配合人员 40 人。

2.3 施工方案

1) 确定机械作业方向,根据需要将机组调头;

2) 确定选用 A 侧或 B 侧作业,如需转换作业端,确定转换位置并做好标记;

3) 确认作业地段电缆距枕底不得小于 550 mm ;收放车地段,作业侧影响施工的设备、设施距枕端不得小于 1600 mm ,作业地段不得小于 1400 mm 。不满足作业条件的地段,与配合单位共同确认拆装方案;

4) 遇无法拆卸及避让的障碍,确定跳过障碍及再次放车的具体位置并做好标记;

5) 确认作业地段的石砟情况,石砟量不足时制订

卸砟计划;

6) 遇无法清筛彻底的区域,安排人工进行清筛。

2.4 施工流程

施工前预卸石砟。如需拆除转辙机等影响施工的设备设施,在封锁命令下达后由配合单位在 30 min 内完成拆除工作,拆卸转辙机时需确认道岔锁闭^[3-4]。

1) 清筛作业。清筛机到达作业起始地点,在指定作业侧开始放车,挖掘出 6000 mm 长度的导槽,降下挖掘链,切入,开始作业。挖掘链切入同时,清筛机缓慢后退,减小挖掘链切入阻力,同时将作业起始地段清筛彻底。将挖掘轮挖掘深度控制在轨枕以下 350 mm 左右,并保持与钢轨平行,挖掘链挖掘深度控制在轨枕以下 300 mm 左右,并保持与枕底平行。将作业速度控制在 2 m/min 左右。作业中,道岔清筛机如需转换作业端、避让或跳过障碍时,车下号位严密配合,指挥一号位摆动或切出挖掘链,提起挖掘轮和挖掘链,避免工作装置与线路设备、设施碰撞,在下一作业起点再次放车。

2) 石砟处理。根据施工方案要求,调整振动筛内石砟分配挡板,选择仅保留中层石砟或保留上层及中层石砟。三、四号位及时调整左、右布砟带确保石砟回填均匀。清筛机后人工跟进补砟,确保捣固石砟量充足。物料车配合作业时,二号位按规程操作避免物料车超载、偏载。没有物料车配合时,二号位及时调整Ⅱ级污土输送带,避让接触网杆等并使污土抛落至指定位置。曲线或长岔枕地段清筛作业时,1 号位通过调整振动筛倾斜按钮,使振动筛保持水平,保证石砟回填均匀。

3) 线路回检。清筛机作业完成后,人工回填缺砟地段,并进行线路回检,发现线路几何尺寸异常时,及时通知施工负责人。

4) 捣固。捣固车跟进进行捣固作业,注意电容盒等影响捣固的设备、设施。

5) 防护。作业过程中,各作业车现场防护员做好本车防护。

6) 调试。机械清筛、捣固作业完成后,机组连挂返回车站。车组通过后人工及时进行道床整理、安装拆除的设备、设施,调试道岔。地面人员对作业后的线路进行回检,确认车辆、材料、工具等无侵入限界,确认线路达到开通条件后通知施工负责人。施工负责人与驻站联络员确认具体作业地点及限速条件。

7) 试运行。限速条件按相关施工组织方案要求,开通后第 1 列限速 25 km/h ,第 2 列限速 45 km/h ,第 3 列限速 60 km/h ,次日复捣后恢复正常速度运行。

2.5 作业节点时间控制

清筛机作业开始放车约 5 min, 挖掘轮开槽约 6 min, 挖掘链切入约 4 min; 清筛作业约 60 min; 作业结束留有 3~4 孔的龙门口, 挖掘链切出、收车及人工合龙门口约 15 min; 转换作业端约 15 min; 捣固约 60 min。

2.6 各配合单位主要配合内容

道岔机械清筛施工过程复杂, 需要各单位之间协作配合。施工主体单位为工务机械段, 配合单位有工务段、通信段、信号段、供电段、车务段等, 各单位共同协调编制施工计划。工务机械段与各配合单位签订施工配合协议。各单位主要配合内容如下。

1) 工务。监管; 拆除影响施工的障碍物; 将线路两侧影响施工的备用轨等移至距枕端 2 m 以外; 将影响捣固的轨距拉杆紧靠轨枕。

2) 通信。确认并标识通信光缆、电缆位置。确保通信电缆埋深距枕底不小于 550 mm。

3) 信号。拆除影响施工的道岔转辙机等; 确认并标识信号电缆位置, 确保信号电缆埋深距枕底不小于 550 mm; 捆绑连接线; 恢复转辙机等设施, 并调试。

4) 供电。确认并标识供电电缆位置, 确保供电电缆埋深距枕底不小于 550 mm; 测量、调节接触网导高及拉出值。

5) 车务。拆除转辙机时, 用钩锁器锁闭道岔。

2.7 安全卡控

在清筛全过程中, 应从人身、设备、作业、线路等方面进行安全卡控。

1) 施工协调会上, 与配合单位确认安全注意事项及配合内容。

2) 在施工班前会上, 对作业任务进行布置, 并制订好安全预案。

3) 作业现场, 驻站联络员、现场防护员保持联系, 及时通报来车情况, 做好防护。

4) 运行、作业过程中, 班组长严格遵守标准化运行、作业流程。

5) 做好外委施工人员的安管理工作。

6) 成立应急小组, 应对紧急情况。

3 道岔清筛施工方案分析

根据以上施工组织安排, GO4S-III-CN-SH 型道岔清筛机在 9 号、12 号道岔及交叉渡线成功进行了多次清筛作业, 以下对 12 号道岔及复式交分道岔施工技术方案进行分析。

3.1 12 号道岔清筛作业施工技术方案

2015 年 10 月 16 日在大准铁路十九沟站 4 号道岔

进行了道岔清筛作业。该道岔为 P60-12 号单开道岔, 道岔全长 37.8 m, 实际清筛作业长度约为 50 m。4 号道岔清筛作业平面图如图 4, 图中粗线区域为计划清筛作业地段, 箭头指示为清筛机作业方向, 虚线表示机械转换作业端位置。清筛机在 4 号道岔直股上作业。

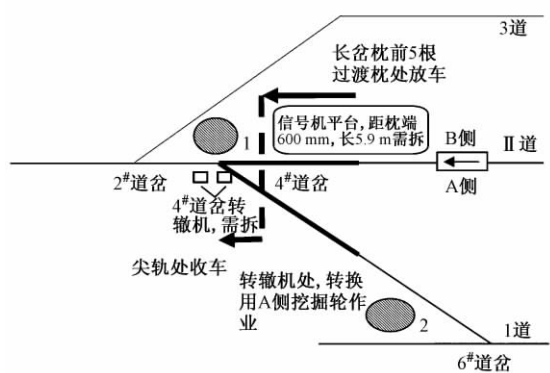


图4 4#道岔清筛作业平面

作业现场前期调查时发现, 1 道与 II 道线间距为 5 m, 6 号道岔距 4 号道岔 43 m, 6 号道岔阴影区 2 影响放车地段 A 侧挖掘机构作业, 因此确定该次施工在直股上进行。起始作业端确定为 B 侧, 且须拆除 B 侧的信号机平台。3 道与 II 道线间距为 5.3 m, 2 号道岔距 4 号道岔 49 m, 2 号道岔阴影区 1 影响收车地段 B 侧挖掘机构作业, 须拆除转辙机及平台。同时确定在清筛机通过转辙机前完成作业端转换。当日实际作业中纯作业用时 93 min, 转换作业端用时 16 min。作业地段岔枕处最大清筛宽度 4.9 m, 过渡枕处最大清筛宽度 5.1 m, 机械可将宽枕地段清筛彻底。

3.2 交叉渡线清筛作业施工技术方案

2015 年 10 月 3—5 日, 在大准铁路岱海电厂站 3 号—9 号交叉渡线试验施工, 其平面图如图 5, 线间距为 6.5 m。共利用 3 个天窗点完成交叉渡线的清筛作业。3 日完成 9 号、3 号道岔的清筛作业; 4 日完成 5 号、7 号道岔的清筛作业; 5 日完成渡线区的清筛作业。图中粗线区域为计划清筛作业地段, 箭头指示为清筛机作业方向, 虚线表示机械转换作业端的位置。

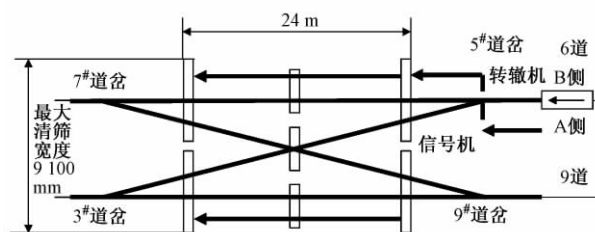


图5 交叉渡线平面

5 号道岔为 P60-12 号单开道岔, 对 5 号道岔进行清筛作业时, 放车地段为避让转辙机, 首先采用 A 侧挖掘机

构作业,在收车地段为避让信号机,通过转辙机后转换为 B 侧挖掘机构作业。交叉渡线 4 组单开道岔施工技术相同,5[#]道岔作业完毕撤出的同时就可在 7[#]道岔上继续作业,因此同一侧的 2 组道岔宜在同一天完成。

渡线区域的施工方案为:道岔清筛机进入 6 道使用 B 侧挖掘机构完成图中上部分渡线区的清筛作业,用时 75 min,转线进入 9 道使用 A 侧挖掘机构完成图中下部分渡线区的清筛作业,用时 90 min。作业现场渡线区要求最大清筛宽度为 9 100 mm。本次作业中挖掘链摆动至 90°,渡线中心部分清筛彻底,重叠清筛

区域约为 200 mm,实现了渡线区域的彻底清筛。

4 作业效率分析及总结

4.1 作业效率分析

通过对多次施工的作业数据进行总结分析,优化施工组织方案及清筛技术方案,严格控制各时间节点,在 2015 年大准铁路秋季集中修时,道岔清筛机作业速度有了很大提升。2015 年大准铁路秋季集中修道岔机械清筛完成情况见表 1,其中清筛时间为启动挖掘轮至挖掘轮停转期间的作业时间。

表 1 2015 年大准铁路秋季集中修道岔机械清筛完成情况

日期	施工地点	作业道岔	作业缓冲区/m	道岔类型	清筛时间/min	作业量/m	转换作业端时间/min
2015-10-09	唐公塔	3 [#] 道岔		12 号	80	50	17
2015-10-10	唐公塔	15 [#] 道岔		12 号	25	50	18
2015-10-11					65		
2015-10-12	薛家湾	3 [#] 道岔	10	12 号	85	59	15
2015-10-13	十九沟	1 [#] 道岔		12 号	74	50	
2015-10-14	十九沟	3 [#] 道岔		12 号	97	50	14
2015-10-16	十九沟	4 [#] 道岔		12 号	77	50	16
2015-10-17	十九沟	2 [#] 道岔	13	12 号	101	62	
2015-10-18	北黄土沟	1 [#] 道岔		12 号	63	50	
2015-10-19	丹洲营	2 [#] 道岔		9 号	50	43	17
2015-10-20	北黄土沟	2 [#] 道岔		12 号	62	54	
2015-10-21	丹洲营	26 [#] 道岔		12 号	62	55	
2015-10-22	樊家圪圙	1 [#] 道岔		12 号	63	50	
		2 [#] 道岔		12 号	85	49	
2015-10-24	丹洲营	27 [#] 道岔		12 号	49	50	
2015-10-25	丹洲营	55 [#] 道岔		12 号	56	50	13

根据统计,12 号道岔施工纯清筛时间最快纪录为 49 min,作业速度最高可达到 3 m/min 左右,为捣固及配合单位的作业留下了充足的时间。根据对大量作业数据的统计分析,得出 P50-9[#]道岔平均作业效率约为 65 min/组,如需换端作业,作业效率约为 80 min/组;P60-12[#]道岔平均作业效率约为 85 min/组(如图 6,平均清筛时间约 75 min,收放车时间约 10 min),如需换端作业,作业效率约为 100 min/组。2015 年 10 月 22 日,道岔清筛机在大准铁路樊家圪圙站尝试进行了 1 个天窗完成 2 组道岔的试验作业,最终在 270 min 顺利完成了 2 组道岔的作业任务。

4.2 设备特点分析

国产 CQS-550 型道岔清筛机,开挖与回填工作口需 20~30 min,拆装挖掘链及导槽需 20 min 左右。如果在岔后开挖工作口则耗时更长,因此对 CQS-550 型道岔清筛机作业方向也有了一定限制。

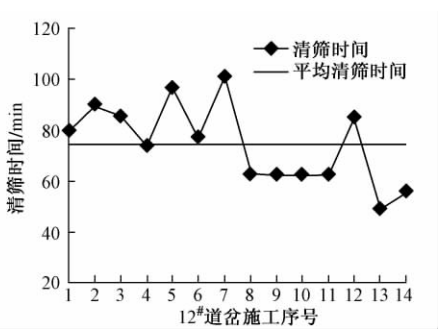


图 6 12[#]道岔清筛作业效率分析

GO4S-Ⅲ-CN-SH 型道岔清筛机能在约 10 min 内完成放车、开挖导槽、挖掘链切入等,大大节省了辅助作业时间。当作业中遇影响施工的障碍时,侧切式的挖掘机构使得清筛机可通过换端或切出后越过障碍等方法避让障碍。GO4S-Ⅲ-CN-SH 型道岔清筛机的结构特点使得设备对作业方向没有要求,且具有清筛渡

线区域的能力,这些也都是 CQS-550 型道岔清筛机不具备的优点。

5 结语

针对国内首台 GO4S-Ⅲ-CN-SH 型道岔清筛机,在数十次施工试验中,通过不断完善施工组织流程、优化施工工艺,并经过多次整改,最终使其具有稳定的设备性能。该设备顺利完成了大准铁路 2015 年秋季集中修的生产任务,证明了其具有清筛各种类型道岔及渡线的作业性能,也为后续其他的道岔机械清筛积累了经验。

参 考 文 献

- [1]李洪升,胡斌.道岔清筛机的设计与应用研究[J].铁道建筑,2011(1):119-121.
- [2]杨斌,王发灯,王鹏.侧切式清筛技术分析及应用展望[J].铁道建筑,2015(7):130-133.
- [3]张巨华.利用大型机械实现机械清筛道岔施工组织研究[C]//工务委员会.铁路大型养路机械论文集.北京:中国铁道出版社,2005:109-110.
- [4]刘富存.大型养路机械清筛道岔作业方法初探[J].中国机械,2015(7):64-66.

Construction Method for Ballast Cleaning Operation of GO4S-Ⅲ-CN-SH Type Turnout Cleaning Vehicle

LI Huan

(China Shenhua track mechanical maintenance branch, Tianjin 300467, China)

Abstract The first GO4S-Ⅲ-CN-SH type turnout cleaning vehicle in China was put in use in March 2015. Each side of the machine is equipped with a set of side-cutting digging mechanism. The cutting digging mechanisms can be exchanged during working, therefore the cleaning machine can cleaning all the area of turnout. It can work not only on single-opened turnout but also intersecting cross-over. This paper systematically summarized the experiences of multi-time field tests of GO4S-Ⅲ-CN-SH type turnout cleaning vehicle, and introduced construction organization schemes and working methods on single-opened turnout and intersecting cross-over.

Key words Rail track; Large maintenance machinery; Turnout mechanical cleaning; Construction organization schemes; Intersecting cross-over

(责任编辑 李付军)

声 明

本刊重申:稿件凡经本刊发表,即视为作者同意授权本刊代理其作品电子版信息有线和无线互联网络传播权;并且本刊有权授权第三方进行电子版信息有线和无线互联网络传播。本刊支付的稿费已包括上述使用方式的费用。作者如不同意,请投稿时申明。

《铁道建筑》编辑部

文章编号: 1003-1995(2017)02-0142-04

川藏铁路工程地质特征及地质选线原则

宋 章, 张广泽, 蒋良文, 欧阳吉

(中铁二院工程集团有限责任公司 地质创新工作室, 四川 成都 610031)

摘 要 拟建川藏铁路以大高差的地貌、复杂活跃的地质构造、混杂多变的地层岩性、高地应力场及高地温等特征为其典型的工程地质背景; 区域地质灾害具有“三大二强一多”的工程地质特点, 即地形高差大、地灾速度大、地灾规模大, 新构造运动强烈、地震频繁强烈及地灾种类繁多。本文基于相关资料分析、现场勘测, 对拟建川藏铁路沿线的工程地质特征进行了分析, 并概述了其对工程的影响, 在此基础上, 从工程地质的角度, 提出了拟建川藏铁路工程地质选线原则。

关键词 川藏铁路; 工程地质; 夷平面; 傍山隧道; 地质选线

中图分类号 U212; P642 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.35

川藏铁路东起四川成都, 经雅安、康定、昌都、林芝至西藏拉萨, 作为西藏及沿线地区的重要东出通道, 为全国铁路网“十三五规划”的重要组成部分。川藏铁路行走于印度洋板块与欧亚板块碰撞而隆升的青藏高原地带; 穿越横断山、唐古拉山、喜马拉雅山三大山脉, 跨越雅鲁藏布江、金沙江、澜沧江、怒江、雅鲁藏布江五大水系。沿线山高谷深, 新构造运动活跃, 地层岩性混杂, 地震频繁, 气候恶劣多变, 内外动力地质作用强烈, 崩滑、泥石流等重力地质灾害和高温热水、高地应力等内动力地质灾害极其发育^[1]。川藏铁路将是迄今为止人类历史上最具挑战性的铁路建设工程, 工程地质灾害将成为全线的关键控制性节点, 关乎川藏铁路建设及后期运营的成败。本文通过相关资料的分析, 通过遥感解译工作, 结合笔者在 2010 年至 2015 年多次现场勘测, 对拟建川藏铁路沿线的主要地质特征进行分析, 并评价其对铁路工程选线的影响。

1 主要工程地质特征

1.1 大高差的地貌特征

拟建川藏铁路地貌形态主要受青藏高原地貌隆升的影响, 总体地势西高东低。雅安处于青藏高原的东部边缘, 以盆地丘陵地貌形态为主; 从雅安至康定, 为我国地势第二梯度的四川盆地过渡到第三梯度的青藏高原, 地势急剧隆升抬起, 为典型的“V”形高山峡谷地

貌; 康定之后已走向高原面, 地貌形态主要以丘状高原及构造侵蚀形成的深切峡谷地貌为其总体特征。

拟建川藏铁路主要通过横断山区, 其新构造运动强烈, 地壳以抬升为主, 在地貌上表现为 3 级平面和 3 级过渡带(图 1), 即高原夷平面、高原盆地夷平面、高原谷地面和高原面-高原盆地过渡带、高原盆地-高原谷地过渡带、高原深切河谷区。夷平面平缓开阔, 场地稳定, 是川藏铁路通过的最佳区域; 而夷平面之间的斜坡过渡带, 地形陡峻, 存在着不同形式和规模的地质灾害^[2-4]。

1.2 复杂活跃的地质构造特征

1) 区域构造复杂

拟建川藏铁路雅安至林芝段穿过华南板块(Ⅲ)、滇藏板块(Ⅳ)及印度板块(Ⅴ)3个一级构造单元(图 2)。从东向西依次穿过华南板块(Ⅲ)之扬子板块(Ⅲ₁)、松潘-甘孜活动带(Ⅲ₆)、羌北-昌都-思茅微陆块(Ⅲ₇)及藏滇板块(Ⅳ)之羌中南-唐古拉-保山陆块(Ⅳ₁)、冈底斯-腾冲活动带(Ⅳ₂)及印度板块(Ⅴ)之喜马拉雅逆冲板片(Ⅴ₁)6个二级构造单元; 区域大地构造极其复杂。

2) 新构造运动活跃

滇西北和青藏高原自第四纪以来高程平均隆升 3 500 ~ 4 000 m, 印度板块目前仍以 4.8 ~ 6.4 cm/a 的速度向北漂移和俯冲, 所形成的应力场为本区新构造运动的主控力。川藏铁路所经的川西及藏东南地区, 新构造运动十分强烈, 且具明显的继存性。印度板块在渐新世 ~ 中新世完成在雅鲁藏布江缝合带的拼合和西亚利克 A 型俯冲带形成后, 仍在向北运动, 全区仍作整体抬升、斜掀和差异性的上升运动。主要表现为

收稿日期: 2016-07-11; 修回日期: 2016-11-15

基金项目: 国家铁路局科技研究计划(KF2014-019); 中国铁路总公司科技研究开发计划(2013G014-B)

作者简介: 宋章(1977—), 男, 高级工程师, 博士。

E-mail: szhn03@126.com

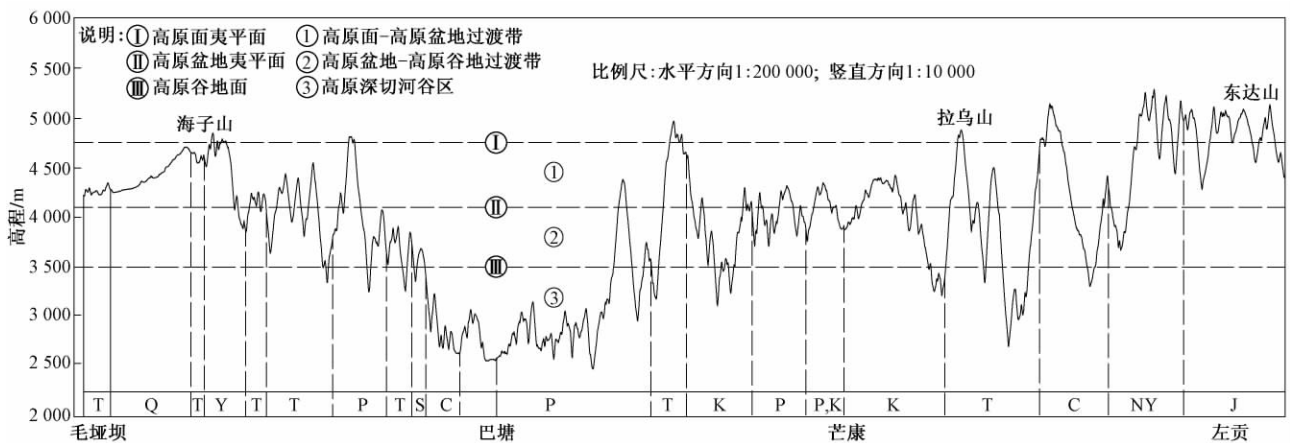


图1 川藏铁路毛垭坎—左贡段沿线夷平面展示

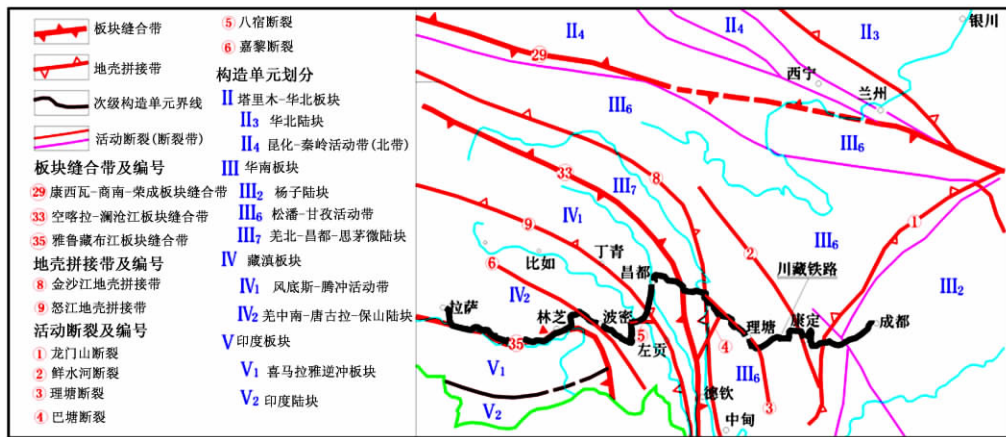


图2 拟建川藏铁路构造纲要

高原的隆升、活动构造、地热显示及地震活动。

川西及西藏地区自晚第三纪以来一直保持上升运动,西藏地区运动量愈南愈大。根据我国30多年积累的精密复测水准点资料,平均上升速度一般可达12 mm/a;珠穆朗玛峰海拔8 848.13 m,是世界第一高峰,现在仍以12~50 mm/a的速度上升。川西上升速率稍慢。构造性的谷地,断陷盆地均下降,并接受了巨厚沉积物,而山地也多呈断块或线带式的隆升,同时河流强烈下切,从而构成本区高原、高山峡谷地形。产生了隆升、沉陷的明显差异。

本区活动构造主要为老构造的活化和新构造形成。由于本区仍处于印度板块北移的压应力场之中,所以区内构造活动带表现出多期性,这些运动更明显的表现在一系列强烈活动的断裂构造带上,如测区板块缝合带断裂有澜沧江断裂、雅鲁藏布江断裂,地壳拼接地带断裂有龙门山断裂、金沙江断裂、怒江断裂,此外还发育鲜水河断裂、甘孜-玉树断裂、理塘断裂、巴塘断裂、玉龙希断裂、八宿断裂、嘉黎断裂、米林-鲁朗断裂等其它活动断裂。

1.3 频繁强烈的地震特征

拟建川藏铁沿线主要包括12个潜在震源区,其中几个潜在震源区的特性如下述。

1) 龙门山潜在震源区。呈东北-南西方向展布,是国内有名的地震带,带内曾发生过6.0~6.9级地震5次,8级地震1次。最大地震为2008年汶川8.0级地震。龙门山断裂带单条断裂上的滑动速率估计在1 mm/a左右,估计8级大地震的复发间隔在2 000~3 000 a。

2) 鲜水河潜在震源区。西北向东南延伸,测区地震最多、最强的一条地震带,自1700年以来,在这条地震带上发生7级以上地震即达9次,最近一次为1973年2月6日在炉霍雅德发生的7.6级地震。

3) 理塘-雅江潜在震源区。包含了北西向和北东向两个比较显著的地震活动区域,地震活动比较活跃,最显著的两次地震活动是1948年的理塘7.3级地震和2001年的雅江6.0级地震。

4) 巴塘-盐井潜在震源区。该区对应北东走向的巴塘全新世活动断裂,近代地震也十分活跃。目前已

知的最大地震为 1870 年的巴塘 7.2 级地震,最近的强震是 1989 年的巴塘 6.6 级强震群活动。

5) 波密-通麦潜在震源区:该区北西向的易贡藏布左旋走滑断裂带是该区的主控震构造。该区历史上发生过 7~8 次 5.0~6.0 级地震。最近一次中强震是 2003 年发生在波密-墨脱之间的 5.7 级地震。

6) 主喜马拉雅潜在震源区:以近东西走向的以主喜马拉雅逆冲构造带为控震构造带的地震活动带,该地震密集带中的地震密集,强度大、频度高。通麦-林芝一带,1938—1967 年的 29 年中,已发生大于或等于 6 级地震 8 次,最大地震是 1950 年 8 月 15 日的墨脱-察隅 8.6 级地震。

1.4 混杂多变的地层岩性特征

测区地层大体以平武-汶川-二郎山为界,分东西两大部份。东部岩浆岩活动不显著,西部岩浆岩分布广泛;地层岩性十分复杂。地层年代从震旦系至新生界均有分布。主要有:①砂岩、板岩、千枚岩为主的沉积岩、变质岩;②以花岗岩为主的侵入岩;③以灰岩为主的可溶岩。

各时代的地层岩性主要有震旦系的片麻岩、白云岩等;寒武系的砾岩、砂岩、千枚岩等;奥陶系为碎屑岩、板岩、灰岩;志留系为页岩、粉砂岩。泥盆系的砂岩、碎屑岩、结晶灰岩、白云岩、石英片岩、大理岩、千枚岩等;石炭二迭系的安山质火山岩、大理岩、凝灰岩、石灰岩、砂岩、千枚岩;二叠系的灰岩、页岩、砂岩、火山角砾岩、凝灰岩等;三迭系的砂岩、泥岩、页岩、白云岩、杂色板岩、片岩;侏罗系的砂页岩、砂岩、泥岩、黏土岩等。白垩系的砖红色砾岩和泥岩;第三系的粉砂岩、砂砾岩、泥岩、岩盐、石膏等;第四系除河流冲、洪积层外,常有现代冰川、古冰川之冰积、冰碛层,和湖积、残积层;零星分布滑坡、泥石流等不良地质体形成的堆积层。

1.5 高寒恶劣的气候特征

拟建川藏铁路沿线气象大致可按以下 5 个地区划分。

1) 雅安之前四川盆地区。气候温湿,雨量充沛,最高气温可达 35℃,最低气温约 -5℃,年平均气温为 15℃左右,年降雨量在 950~1 750 mm 之间。

2) 鹧鸪山-雅安-二郎山区。该区为高原过渡带,气温和降雨量随海拔的升高而递减。

3) 川西高原区。该区多为高山峡谷,相对高差较大,气候垂直分带显著,因南北向河流引导,气候受印度洋暖流和我国西北部干旱气候的相互、交替影响,构成了气候多变,雨量较少,年、日温差较大等特点。低谷地带,夏季最高气温可达 35~40℃,高山台地冬季最低气温可降至 -15~-20℃,冰雪霜冻时间较长。

有的昼夜温差达 30~35℃。高山谷地因受南北气团的相互影响,在炎热的夏天也常发生暴风雪或冰雹,年降雨量在 600~900 mm 之间。

4) 藏东高原区及深切峡谷区:该区的江、河上游多呈东西向走向,中下游河谷多呈南北走向,受印度洋暖流影响,属高原海洋性气候和大陆性气候,年平均气温多在 7~10℃之间,最高气温可达 30℃,最低气温可降至 -20~-30℃。西藏高原空气稀薄,太阳幅射强,日照长,形成年温差小(约差 15℃),而日温差大(约差 30℃),阴坡与阳坡温差大等特点。降雨量 450~1 127 mm 之间,一般以波密-通麦-东久为中心,向东西两侧递减,在 5—9 月降雨量约占全年的 90%。

1.6 高应力场及高温热水特征

由于区域构造复杂、新构造运动活跃,沿线地层岩性混杂多变、岩质软弱不均,高地应力作用下硬质岩岩爆及软岩大变形问题突出,对长大深埋隧道影响大。

此外,区域地处西南地热带,该地热带沿雅鲁藏布江经三江并流区,折向东南经高黎贡山进入云南腾冲火山区,这是我国大陆上地热活动最强烈的地带。地下热水密集区常沿晚近期有强烈活动的断裂带呈条状分布,金沙江、澜沧江、怒江、鲜水河、理塘、巴塘、嘉黎等深大断裂都有大量的温泉分布,相当数量温泉属高温泉,水温 > 60℃,属高温热水系统。高地温和高温热水对隧道影响大。

2 沿线地质灾害对工程的影响特征

川藏铁路地处印度洋板块与亚欧板块挤压碰撞形成的造山带,区域地质灾害具有“三大二强一多”的工程地质特点,即地形高差大、地灾速度大、地灾规模大,新构造运动强烈、地震频繁强烈及地灾种类繁多。该区高山峡谷密布,地质灾害体运动距离远、动能大;山岭褶皱紧密,断裂成束,怒江、澜沧江、金沙江沿深大断裂发育,地质构造复杂,地质灾害频发。这都是控制川藏铁路选线、勘察、设计、施工和运营的主要瓶颈^[5-6]。沿线重大不良地质问题主要有以下几方面。

1) 深大活动断裂与高频高烈度地震。区域属印欧板块碰撞形成的造山带,深大活动断裂发育,高烈度地震暴发频繁,错断、震坏及地震次生灾害对铁路工程危害大。

2) 高山峡谷重力地质灾害。主要包括崩塌、滑坡、错落、泥石流、水毁、岩屑坡和生长期高陡岩质岸坡等,分布于沿线江河岸坡地带。因地形高差大、地灾规模大、速度大,破坏力极强。

3) 特殊岩土。因沿线活跃的新构造运动、复杂多变的地层岩性及复杂的气候差异性等特征,冰水堆积

体、冻土、冻岩、高原软土和松软土、蚀变岩、岩盐、石膏等特殊岩土发育,对川藏铁路路基及隧道影响甚大。

4) 高地应力。区域属喜马拉雅运动形成的造山带,构造挤压强烈,伴有岩浆侵入,构造地应力场值普遍较高,加之深埋长大隧道多,故高地应力作用下的岩爆与大变形问题突出。

5) 高温热水。区域地处西南地热带,该地热带沿雅鲁藏布江经三江并流区,折向东南经高黎贡山进入云南腾冲火山区,这是我国大陆上地热活动最强烈的地带。高地温和高温热水对隧道影响大。

3 工程地质选线原则

根据沿线地形地貌特征、地质构造特征及其工程地质特征,川藏铁路工程地质选线具有以下原则。

1) 铁路选线应充分利用高原夷平面,尽量缩短在斜坡过渡带的长度,不宜沿深切河谷走行,从而降低高山峡谷崩塌、滑坡、泥石流等重力地质灾害影响。

2) 沿线地形起伏大,长大隧道多,不宜简单采用长直线定线,应控制隧道埋深以减小施工地质风险,选择有利的辅助坑道以缩短工期。

3) 沿线断裂构造发育,铁路选线应避免顺断裂带行进或小角度与断裂相交。尽量避免跨越活动断裂,无法避免时应与之大角度相交,并采用简易工程通过,如低矮路堤、简支梁矮桥或小隧道,严禁高墩、大跨、特殊结构桥梁。

4) 沿线季节性冻土发育的坡麓堆积区,应贯彻“路堤优于路堑,桥梁优于路基,阳面优于阴面”的综合地质选线原则。

5) 线路应尽量采用明线工程通过地热异常区,必须采用隧道时,则以傍山浅埋为宜,以减小工程处理难度。

6) 沿线高地应力场区线路走向尽量与区域最大主应力方向平行或具有较小的夹角,减小隧道洞室开挖后的切向应力影响。

7) 线路横穿世界上著名的横断山三江构造带,铁路选线总体走向应靠北,穿过河流上游切割较浅、构造线分散的高原区,不宜横穿南部河谷深切、构造线成束的峡谷区,有利于避免线路大起大落、减小构造影响和工程规模,从而降低工程风险。

8) 对于冰川泥石流发育的然乌至林芝段,应针对每条沟的泥石流的风险等级,结合铁路线路走向,或跨(桥梁跨越)或隧(隧道)或避(绕避)进行综合定线。

参 考 文 献

- [1] 中国地质科学院地质力学研究所. 滇藏铁路沿线地壳稳定性调查评价报告[R]. 北京: 中国地质科学院地质力学研究所, 2008.
- [2] 中国中铁二院工程集团有限责任公司. 新建铁路成都至拉萨线成都至康定段可行性研究(第四篇 地质) [R]. 成都: 中国中铁二院工程集团有限责任公司, 2013.
- [3] 中国中铁二院工程集团有限责任公司. 铁路工程地质实例(西南及相邻地区分册) [Z]. 北京: 中国铁道出版社, 2011.
- [4] 张永双, 曲永新, 赵希涛, 等. 青藏高原东南缘第四纪工程地质概论[M]. 北京: 地质出版社, 2010.
- [5] 吕光东, 何竹, 金建立. 川藏公路西藏段主要地质灾害及成因分析[J]. 中国西部科技, 2009, 8(2): 7-8.
- [6] 邹强, 崔鹏, 杨伟. G318 川藏公路段泥石流危险性评价[J]. 山地学报, 2013, 31(3): 342-348.

Engineering Geological Features and Geological Route Selection Principle of Sichuan-Tibet Railway

SONG Zhang, ZHANG Guangze, JIANG Liangwen, OUYANG Ji

(Geological Innovation Studio, China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract Based on the typical engineering geological background and the features of the proposed Sichuan-Tibet railway such as geomorphology with large height difference, the intricate and active geological structure, the hybrid and multifarious formation lithologic, the high stress field and ground temperature, the regional geological disasters presents the engineering geological characteristics of “three large, two strong and one ample”, which means the large topography height difference, large disaster velocity, large-scale disaster, strong neotectonics, strong frequent earthquake and ample disaster variety. Through the related data analysis and field survey, the engineering geological characteristics of the proposed Sichuan-Tibet railway were analyzed, its impact on engineering was discussed, and the principle of geological route selection for the proposed Sichuan-Tibet railway from the perspective of engineering geology was put forward.

Key words Sichuan-Tibet railway; Engineering geology; Planation surface; Tunnel adjacent to mountain; Geological route selection

(责任编辑 孟庆伶)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0146-05

聚丙烯纤维增强泡沫轻质混凝土力学性能试验研究

王武斌^{1,2}, 赵文辉^{1,3}, 苏 谦^{1,3}, 黄俊杰^{1,3}, 桂 波^{1,3}

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学 陆地交通地质灾害防治技术国家工程
实验室, 四川 成都 610031; 3. 西南交通大学 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

摘 要 针对浇筑密度 700 kg/m^3 的泡沫轻质混凝土掺加 6 种长度(3, 6, 9, 12, 15, 19 mm)、不同掺量的聚丙烯纤维, 开展抗压强度试验、劈裂抗拉强度试验和抗折强度试验, 研究聚丙烯纤维对泡沫轻质混凝土力学性能的影响。结果表明: 当纤维长度为 3, 6, 9, 12 mm 时, 泡沫轻质混凝土的抗压强度、弹性模量、劈裂抗拉强度、抗折强度均随着纤维掺量的增加先增大后减小; 当纤维长度为 15, 19 mm, 掺量 $\leq 0.2\%$ 时, 其抗压强度、弹性模量、劈裂抗拉强度、抗折强度与基准值相比稍微增加, 掺量 $> 0.2\%$ 时, 各参数随着纤维掺量的增加而减小; 纤维长度 6 mm、掺量为 0.6% 时泡沫轻质混凝土的无侧限抗压强度、劈裂抗拉强度与抗折强度达到最大值。

关键词 工程材料; 力学性能; 抗压强度试验; 劈裂抗拉试验; 抗折试验; 泡沫轻质混凝土; 聚丙烯纤维

中图分类号 U214.1⁺8 **文献标识码** A **DOI:** 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.36

泡沫轻质混凝土是近些年发展的一种新型材料^[1]。它以水泥、掺合料等为主要胶凝材料, 加入外加剂和水制成浆, 然后再与一定比例细小的稳定气泡群混合搅拌形成流体, 在施工现场或工厂浇筑成型、养护而成的含有大量的、微小的、独立的、均匀分布气泡的轻质混凝土材料^[2]。由于该材料具有自重轻、施工方便、性能稳定、直立性强、隔热性能好、环境影响低等优点^[3-7], 已经从屋面保温隔热层^[8]、地暖绝热层^[9]等建筑保温领域逐渐扩展应用到岩土工程领域^[10-12]。据 2014 年的统计结果, 其年用量已超过 2 500 万 m^3 。中国正处于大规模建设阶段, 至少要持续 30 年, 泡沫轻质混凝土的应用范围和用量还将日益扩大, 但泡沫轻质混凝土容易产生裂缝, 影响其在一些工程中的应用。

纤维是改善水泥基材抗裂性和韧性有效组分之一。聚丙烯纤维作为一种低弹模、高延性纤维, 具有耐酸碱、韧性和阻裂性良好、价格低廉等优点, 备受国内外专家的关注。通过在水泥基材中掺加适量的聚丙烯纤维, 在保证经济的前提下, 可提高水泥基材的抗拉强度, 阻止基材中原有微裂缝的扩展, 延缓新裂缝的产

生, 提高基材的变形性能从而改善基材的韧性与抗冲击性等^[13-15]。

针对浇筑密度为 700 kg/m^3 的泡沫轻质混凝土掺加 6 种长度(3, 6, 9, 12, 15, 19 mm)、不同掺量的聚丙烯纤维, 开展抗压强度试验、劈裂抗拉强度试验和抗折强度试验, 分析聚丙烯纤维对泡沫轻质混凝土的抗压强度、弹性模量、劈裂抗拉强度、抗折强度的影响, 为工程建设提供一定的参考依据。

1 原材料与试验方法

制备泡沫轻质混凝土试件的水泥为普通硅酸盐水泥 P. O42.5; 纤维选用处理后的聚丙烯纤维, 性能指标见表 1。

表 1 聚丙烯纤维的物理力学性能指标

密度 / (g/cm^3)	线密度 / dtex	单丝当 量直径 / μm	长度 / mm	抗拉 强度 / MPa	断裂伸 长率 / %	拉伸 模量 / GPa
0.75	15	40	3, 6, 9, 12, 15, 19	300	15	8.5

制备泡沫轻质混凝土试件的方法: 首先分别称取水泥、水及纤维, 将纤维在水内搅拌均匀后, 加入水泥充分搅拌均匀, 再加入体积密度约为 30 kg/m^3 的泡沫, 搅拌至符合要求, 将制备好的泡沫轻质混凝土料浆浇筑到模具中, 24 h 后拆模, 并将试件移入养护室进行养护。试验中水泥浆的水灰比为 0.6, 浇筑密度误差不超过 1%, 故下述分析中, 对试件的质量差异给予

收稿日期: 2016-10-02; 修回日期: 2016-12-20

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金(2682014BR048); 中国铁路总公司科技研究开发计划(2015G002-K); 四川省科技计划(2016JY0005)

作者简介: 王武斌(1983—), 男, 实验师, 硕士。

E-mail: 15908147006@126.com

忽略。

为了较好地分析纤维掺量对泡沫轻质混凝土各力学指标的影响,本次试验的试件采用同一条件下养护,减小外部环境差异对试件的影响。试件龄期均为28 d。其中纤维掺量为纤维质量与水泥质量的比值。有关泡沫轻质混凝土试验参照《蒸压加气混凝土性能试验方法》(GB/T 11969—2008)执行。抗压强度试验和劈裂抗拉强度试验试件尺寸为100 mm×100 mm×100 mm,抗折强度试验试件尺寸为40 mm×40 mm×160 mm,每组3个试件,各力学参数均取3个试件的算术平均值。

2 试验结果和分析

2.1 抗压强度试验

2.1.1 无侧限抗压强度

对于脆性破坏的泡沫轻质混凝土试件,取应力-应变峰值点作为其无侧限抗压强度值^[16]。图1为泡沫轻质混凝土无侧限抗压强度与纤维掺量关系曲线。

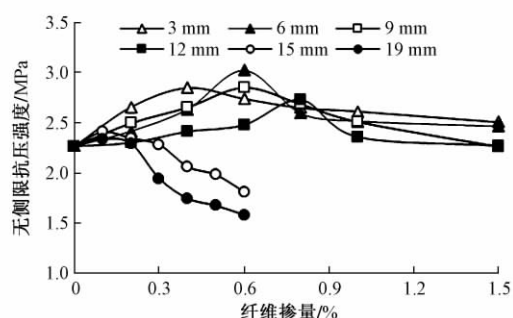


图1 泡沫轻质混凝土无侧限抗压强度与纤维掺量关系曲线

由图1可知:当纤维长度为3,6,9,12 mm时,泡沫轻质混凝土的无侧限抗压强度随着纤维掺量的增加先增大后减小,最大值分别为2.848,3.022,2.850,2.729 MPa,相对应的纤维掺量分别为0.4%,0.6%,0.6%,0.8%,与基准值(纤维掺量0,无侧限抗压强度为2.267 MPa)相比分别增加了25.6%,33.3%,25.7%,20.4%,且聚丙烯纤维的最优掺量随着纤维长度的增加而增大;当纤维长度为15,19 mm,掺量 $\leq 0.2\%$ 时,其无侧限抗压强度与基准值相比稍微增大,当掺量 $>0.2\%$ 时,无侧限抗压强度随着纤维掺量的增加而减小。

2.1.2 弹性模量

图2为泡沫轻质混凝土弹性模量与纤维掺量的关系曲线。

由图2可见,当纤维长度为3,6,9,12 mm时,泡沫轻质混凝土的弹性模量均随着纤维掺量的增加先增大后减小,最大值分别为313.03,335.67,312.97,

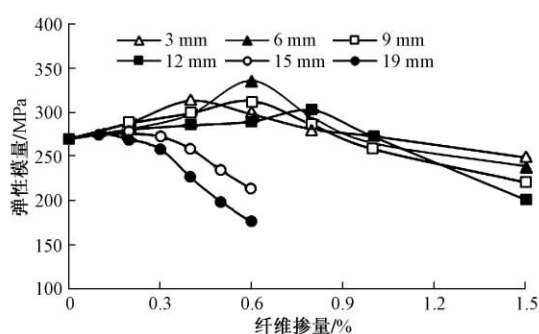


图2 泡沫轻质混凝土弹性模量与纤维掺量关系曲线

302.42 MPa,与基准值(纤维掺量为0,弹性模量为269.789 MPa)相比分别增加了16.0%,24.4%,16.0%,12.1%;纤维长度为15,19 mm时,泡沫轻质混凝土的弹性模量出现与无侧限抗压强度相同的现象,即纤维掺量较低时,弹性模量增大,当纤维掺量较高时,弹性模量随纤维掺量的增加而减小。

2.1.3 破坏模式

图3为泡沫轻质混凝土试件抗压强度试验破坏形态。

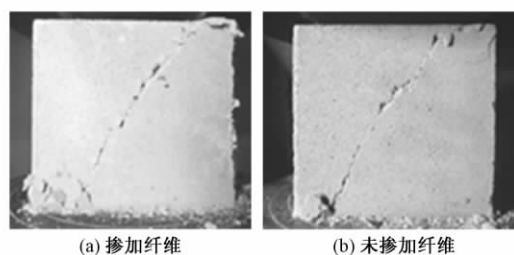


图3 泡沫轻质混凝土试件抗压强度试验破坏形态

由图3可见:参加纤维前后试件均表现为剪切破坏;参加纤维的泡沫轻质混凝土试件破坏时,随着裂缝的扩展,可看见裂缝处存在大量纤维丝,且出现纤维拔出现象;未参加纤维的泡沫轻质混凝土破坏时,在破裂面附近则出现成块脱落现象。

图4是泡沫轻质混凝土抗压强度试验应力-应变曲线。可以看出曲线主要分为4个阶段:调整阶段、弹性阶段、脆性破坏阶段、点屈服阶段。与未参加纤维试件相比,参加纤维试件达到抗压强度后会出现脆断现

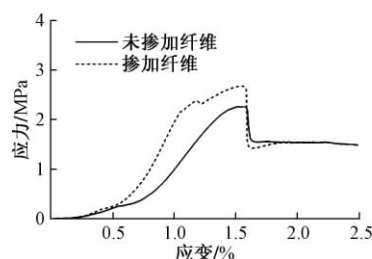


图4 泡沫轻质混凝土抗压强度试验应力-应变曲线

象,但由于纤维的作用,试件整体抗压强度增加,导致试件在脆性破坏阶段应变区间较宽大,在点屈服阶段应力陡降后会出现一定的上升。

2.1.4 机理分析

对于长度较短的纤维(3,6,9,12 mm),当纤维掺量较少时,其能够均匀分布在泡沫轻质混凝土浆液中,形成三维错向支撑网,在单体与单体内部形成一种桥梁结构,阻止材料硬化初期裂缝的产生。另外,在竖向荷载作用下,试件内部的纤维网能约束试件的侧向变形,从而提高泡沫轻质混凝土的抗压强度和弹性模量。当纤维掺量较多时,纤维在泡沫轻质混凝土浆液中分散效果不理想,密实度下降,导致抗压强度和弹性模量下降。对于长度较大的纤维(15,19 mm),低弹性模量的聚丙烯纤维在泡沫轻质混凝土浆液中会出现弯曲现象;当掺量增多时,纤维出现成团现象,纤维越长成团现象越严重,造成试件内部不密实,所以在掺量较低时泡沫轻质混凝土无侧限抗压强度增大,掺量较高时无侧限抗压强度减小。

2.2 劈裂抗拉强度试验

2.2.1 劈裂抗拉强度

图5为泡沫轻质混凝土劈裂抗拉强度与纤维掺量关系曲线。

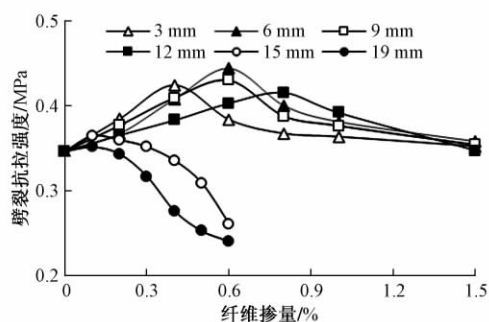


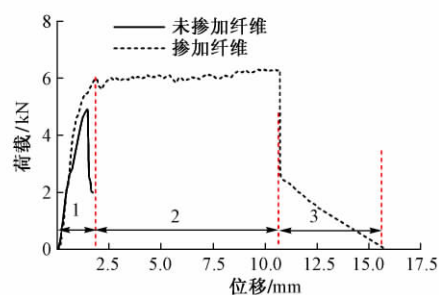
图5 泡沫轻质混凝土劈裂抗拉强度与纤维掺量关系曲线

由图5可知:当纤维长度为3,6,9,12 mm时,泡沫轻质混凝土的劈裂抗拉强度随着纤维掺量的增加先增大后减小,最大值分别为0.424,0.444,0.430,0.415 MPa,与基准值(纤维掺量为0,劈裂抗拉强度为0.347 MPa)相比分别增加了22.2%,28.0%,23.9%,19.6%;当纤维长度为15,19 mm,纤维掺量 $\leq 0.2\%$ 时,劈裂抗拉强度大于基准值,而后随着纤维掺量的增加出现减小现象。

2.2.2 破坏模式

图6和图7分别为泡沫轻质混凝土试件劈裂抗拉强度试验荷载-位移曲线和破坏形态。

由图6可知:掺加纤维泡沫轻质混凝土荷载-位移曲线大致分为弹性阶段、裂缝扩展阶段、纤维单独作用



1-弹性阶段;2-裂缝扩展阶段;3-纤维单独作用阶段

图6 荷载-位移曲线

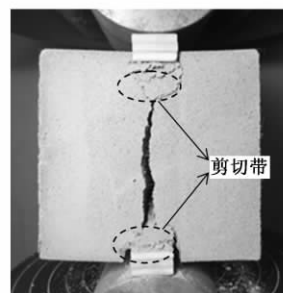


图7 掺加纤维试件劈裂抗拉强度试验破坏形态

阶段3个阶段;未掺加纤维泡沫轻质混凝土在荷载达到峰值后,试件从中间裂开,荷载急剧减小;掺加纤维泡沫轻质混凝土荷载峰值明显大于未掺加纤维时,达到荷载峰值后,随着位移的增加荷载几乎保持不变,当位移达到某值时,荷载突然减小,而后随着位移的增加荷载减小至0。掺加纤维泡沫轻质混凝土试件,在荷载作用下垫板与试件接触部分抗压强度达到极值,出现屈服状态,随着位移的增加剪切带逐渐形成;在剪切带的作用下抗拉强度达到极限,试件裂开,水泥基体退出工作状态,纤维单独作用,而后伴随着纤维部分被拉断(见图7),裂缝逐渐变大,至纤维全部被拉断,荷载为0。

2.3 抗折强度试验

2.3.1 抗折强度

图8为泡沫轻质混凝土抗折强度与纤维掺量关系曲线。可知:当纤维长度为3,6,9,12 mm时,泡沫轻

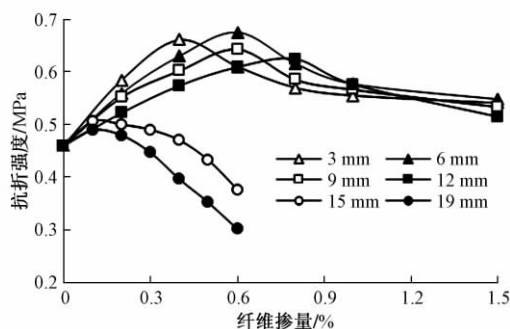


图8 泡沫轻质混凝土抗折强度与纤维掺量关系曲线

质混凝土的抗折强度随着纤维掺量的增加先增大后减小,最大值分别为 0.660,0.675,0.642,0.624 MPa,与基准值(纤维掺量为 0,抗折强度为 0.460 MPa)相比分别增加了 43.5%,46.7%,39.6%,35.7%;当纤维长度为 6 mm、掺量为 0.6% 时,泡沫轻质混凝土的抗折强度最大。

2.3.2 破坏模式

图 9 和图 10 分别为泡沫轻质混凝土抗折强度试验荷载-位移曲线和破坏形态。

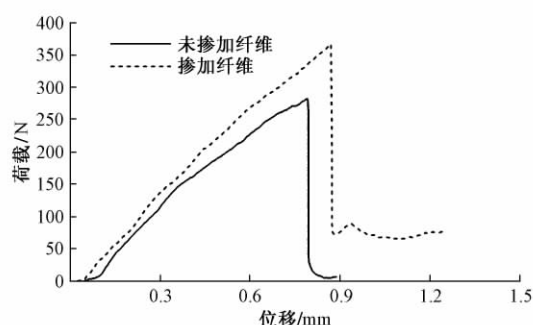


图 9 荷载-位移曲线



图 10 掺加纤维试件抗折强度试验破坏形态

从图 9 可以看出:①未掺加纤维泡沫轻质混凝土试件荷载达到峰值后陡降至 0,裂缝产生后瞬间扩展,试件断裂。②掺加纤维泡沫轻质混凝土试件荷载达到峰值后也存在陡降现象,但荷载下降至一定值后,随着位移的增长荷载下降缓慢;试件裂缝瞬间扩展,但裂缝宽度很小,随着裂缝的扩展,裂缝内能够看到纤维受拉,当位移值很大时能够看到拉断的纤维出现卷曲现象(见图 10)。

2.3.3 机理分析

由聚丙烯纤维对泡沫轻质混凝土抗折强度和破坏形态的影响可知,聚丙烯纤维的掺加可明显增加泡沫轻质混凝土的韧性。究其原因:①在泡沫轻质混凝土中掺加聚丙烯纤维后,聚丙烯纤维与水泥基体粘结强度较高,当应力自基体传递给聚丙烯纤维时,纤维因变形而消耗能量,使试件达到初裂时的荷载及宏观变形增大。②因聚丙烯纤维的延伸率较大,试件开裂后纤维

能够跨越在裂缝两边,阻止裂缝的扩展。所以,纤维泡沫轻质混凝土的抗折强度明显提高。

3 结论

1) 当纤维长度为 3,6,9,12 mm 时,泡沫轻质混凝土的无侧限抗压强度、弹性模量、劈裂抗拉强度和抗折强度随着纤维掺量的增加先增大后减小;当纤维长度为 15,19 mm,掺量 $\leq 0.2\%$ 时,其无侧限抗压强度、弹性模量、劈裂抗拉强度和抗折强度与基准值相比稍微增加,当掺量 $> 0.2\%$ 时,各参数随着纤维掺量的增加而减小。

2) 纤维长度 6 mm、掺量为 0.6% 时,泡沫轻质混凝土的无侧限抗压强度、劈裂抗拉强度与抗折强度达到最大值,分别为 3.022,0.444,0.675 MPa,与基准值相比,分别提高了 33.3%,28.0%,46.7%。

3) 掺加纤维前后,泡沫轻质混凝土均表现为明显的脆性,但掺加纤维可明显增加泡沫轻质混凝土的韧性。

参 考 文 献

- [1] 何国杰,郑颖人,杨晨曦. 气泡混合轻质土的吸水特性和抗冻融循环性能[J]. 后勤工程学院学报,2008,24(4):6-8.
- [2] 唐明,徐立新. 泡沫混凝土材料与工程应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [3] 横田聖哉,三嶋信雄. 気泡混合軽量土を用いた人工軽量地盤[J]. 土と基礎,1996,44(5):5-8.
- [4] OTANI J, MUKUNOKI T, KIKUCHI Y. Visualization for Engineering Property of In-situ Light Weight Soils with Air Foams[J]. Soils and Foundations,2002,42(3):93-105.
- [5] KIKUCHI Y, NAGATOME T, FUKUMOTO H, et al. Absorption Property Evaluation of Light Weight Soil with Air Foam Under Wet Sand Condition[J]. Journal of the Society of Materials Science,2008,57(1):56-59.
- [6] SATOH T, MITSUKURI K, TSUCHIDA T, et al. Field Placing Test of Lightweight Treated Soil Under Seawater in Kumamoto Port[J]. Journal of the Japanese Geotechnical Society Soils & Foundation,2001,41(5):145-153.
- [7] KIKUCHI Y, NAGATOME T, MIZUTANI T, et al. The Effect of Air Foam Inclusion on the Permeability and Absorption Properties of Light Weight Soil[J]. Soils and Foundations,2011,51(1):151-165.
- [8] 孙懿璘. 加气混凝土隔热屋面热工性能的实验研究[D]. 广州:华南理工大学,2013.
- [9] 谷亚新,王延钊,王小萌. 不同工艺泡沫混凝土的研究进展[J]. 混凝土,2013(12):148-152.
- [10] 李英姿. 气泡混合轻质土在加固软土地基中的应用[J]. 岩土工程界,2008,11(4):66-68.

- [11] 张小平,包承纲,李进军. 泡沫轻质材料在岩土工程中的应用[J]. 岩土工程技术,2000(1):58-62.
- [12] WATABE Y, NOGUCHI T. Site-investigation and Geotechnical Design of D-runway Construction in Tokyo Haneda Airport [J]. Soils and Foundations,2011,51(6):1003-1018.
- [13] 李启金,李国忠,杜传伟. 改性聚丙烯纤维对发泡水泥性能的影响[J]. 复合材料学报,2013,30(3):14-20.
- [14] 李学英,马新伟,韩兆祥,等. 聚丙烯纤维混凝土的工作性与力学性能[J]. 武汉理工大学学报,2009,31(5):9-12.
- [15] SOROUSIAN P, KHAN A, HSU J W. Mechanical Properties of Concrete Materials Reinforced with Polypropylene or Polyethylene Fibers [J]. ACI Materials Journal,1992,89(6):535-540.
- [16] KIM T H, KANG G C, PARK L K. Development and Mechanical Strength Properties of a New Lightweight Soil [J]. Environmental Earth Sciences,2014,72(4):1109-1116.

Experimental Study on Mechanical Performance of Foamed Light Concrete Reinforced by Polypropylene Fiber

WANG Wubin^{1,2}, ZHAO Wenhui^{1,3}, SU Qian^{1,3}, HUANG Junjie^{1,3}, GUI Bo^{1,3}

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China; 2. National Engineering Laboratory for Technology of Geological Disaster Prevention in Land Transportation, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China; 3. MOE Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu Sichuan 610031, China)

Abstract According to foamed light concrete with the pouring density of 700 kg/m^3 which was mixed with polypropylene fiber of six different length that are 3, 6, 9, 12, 15 mm and 19 mm and different fiber contents, the compressive strength test, splitting tensile strength test and flexural strength test were carried out to study the effect of polypropylene fiber on mechanical performance of foamed light concrete. The results show that the compressive strength, elastic modulus, splitting tensile strength and flexural strength of foamed light concrete first increases and then decreases with the increase of fiber content when the fiber length is 3, 6, 9 mm and 12 mm, the compressive strength, elastic modulus, splitting tensile strength and flexural strength has a slight increase compared with the reference value when the fiber length is 15 mm, 19 mm and the fiber content is less than 0.2%, each parameter decreases with the fiber content increasing, and the unconfined compressive strength, splitting tensile strength and flexural strength reaches a maximum when the fiber length is 6 mm and the fiber content is 0.6%.

Key words Engineering material; Mechanical performance; Compressive strength test; Splitting tensile test; Flexural test; Foamed light concrete; Polypropylene fiber

(责任审编 葛全红)

文章编号: 1003-1995(2017)02-0151-05

填料性质对砂土填充沟隔振效果的影响试验研究

冯桂帅, 刘晶磊, 张瑞恒, 王一峰, 侯恩品

(河北建筑工程学院 土木工程学院, 河北 张家口 075000)

摘要 为了研究砂土填充沟对高速列车产生的振动波能的隔振效果, 通过室内砂土填充沟隔振模型试验, 分析了砂土粒径、含水率及密度对砂土填充沟隔振效果的影响。结果表明: 在本文试验条件下, 在近场主动隔振中砂土填充沟具有明显的隔振效果, 降振幅度最大达 80.20%; 对于中低频振动, 填充沟边缘处的隔振效果极为显著, 距沟边缘越远隔振效果越弱; 填充砂粒径的变化对隔振效果的影响并不显著; 填料不宜选用级配优良的砂土; 对于中低频振动砂土含水率越大隔振效果越明显, 而高频振动不受砂土含水率的影响; 填充砂密度与周围土体密度差的越大, 砂土填充沟隔振效果越显著。

关键词 高速铁路; 铁路路基; 隔振; 模型试验; 砂土填充沟; 粒径; 含水率; 密度

中图分类号 TU435 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.02.37

高速铁路的建造和运营对周边建筑、附近地下设施以及铁路沿线周边居民的生活和工作环境产生了不可忽视的影响。其振动危害问题日益突出, 已成为一种环境公害^[1-4]。因此, 各种隔振措施应运而生。目前工程中一般采用空沟、填充沟、排桩等波阻屏障吸收振动波能量, 达到隔振效果。根据隔振的方式和目的的不同, 屏障隔振可分为 2 种: ①将屏障设置在振源附近阻止波能输出的主动隔振; ②将屏障设置在保护体附近阻止波能输入的被动隔振^[5-8]。本文采用室内模型试验, 主要研究近场主动隔振措施中砂土填充沟对高速列车产生的振动波能的隔振效果。

国内外很多学者对于高速铁路振动问题的产生机理以及各种隔振措施的工作原理做了深入的研究, 并获得了大量的研究成果。文献[9]运用非饱和孔隙介质理论阐述了平面 S 波在非饱和土中的传播特性, 详细地分析了平面 S 波在非饱和土体自由边界处的反射问题, 根据边界条件得出了在非饱和土边界处 4 种反射波的振幅反射率的理论表达式, 并进行了数值计算。在此基础上, 文献[10]用同样的方式着重分析了 P1 波在非饱和土地基表面的反射特性, 结果表明: 各反射波的振幅系数与能量反射系数不仅与入射角有关, 也

受到土体饱和度的影响。根据上述波在土体中的传播及衰减规律, 研究者设计了砂土填充沟作为隔振措施并对其进行深入研究。文献[11]采用时间域边界元数值方法, 分析了隔振沟对列车交通荷载引起的建筑物振动的隔振效果, 计算结果表明: 采用隔振沟可使建筑物框架结构的杆内力减小 80%; 随填充沟深度、宽度的增加, 填充材料相对于周边的土体越软, 隔振效果越好。在二维平面有限元分析的基础上, 文献[12]利用有限元软件 ANSYS 建立路基-屏障-大地有限元模型对比分析了典型连续屏障空沟、填充沟的不同屏障参数对高速铁路引起的环境振动的隔振效果, 表明隔振沟越深隔振效果越明显, 增加沟宽对屏障的隔振效果影响很小, 填充材料与土体的波阻抗差别越大, 其隔振效果越好。

由以上的研究可知, 填充沟隔振措施由于施工方便且效果显著, 在实际工程中得到了大量应用。但大部分学者只考虑了填充沟宽度、深度等因素对于隔振效果的影响, 并没有考虑填料本身性质的影响。此外, 高速铁路减(隔)振措施研究目前主要使用的是数值分析方法, 由于参数选用与实际工况存在差异, 计算结果并不十分可靠。针对以上问题, 本文采用 1g 条件下的室内模型试验, 研究砂土填充沟隔振措施填料本身性质对隔振效果的影响。

1 试验概况

试验采用长、宽、高分别为 2.0 m × 1.5 m × 1.5 m 的钢制模型试验箱, 箱内填充粒径 < 5 mm 的粉质黏土颗粒, 并控制其含水率在 10% 左右。粉质黏土分 3 次

收稿日期: 2016-11-10; 修回日期: 2016-11-26

基金项目: 河北省青年拔尖人才计划(BJ2016018); 张家口市科技局科技计划(1511074B)

第一作者: 冯桂帅(1992—), 男, 硕士研究生。

E-mail: fengguishuai_1014@163.com

通信作者: 刘晶磊(1981—), 男, 副教授, 博士。

E-mail: kingbest_1118@163.com

装入箱体并分层夯实,确保顶层土表面平整。另外,填土过程中始终控制土体含水状态,使密度处于 $1\ 600 \sim 1\ 700\ \text{kg/m}^3$ 。考虑到钢制箱体对振动波的反射作用势必会对传感器的数据采集过程产生干扰,因而在试验箱内部四周及底部铺设 $50\ \text{mm}$ 厚挤塑式聚苯乙烯板,并确保挤塑式聚苯乙烯板与箱体紧密接触,以此来消除反射波的干扰。简谐荷载模拟及数据采集使用 WS-Z30 型振动台控制系统。该系统包括信号发生器、激振器、电荷放大器、功率放大器、加速度传感器、数据采集控制仪、加速度计放大器等。

为研究砂土填充沟对路基本体振动的影响及其影响因素,选取了粗(粒径 $0.25 \sim 0.50\ \text{mm}$)、细(粒径 $<0.25\ \text{mm}$)、中(粗砂和细砂按质量比 $1:1$ 配比而成) 3 种粒径的干砂砂样(含水率 2%),以及含水率分别为 5% 、 10% 的 2 种细砂砂样进行试验。主要设置了 7 个填充沟工况进行对比试验研究,各工况砂土参数见表 1。

表 1 各工况砂土参数

工况	粒径/mm	含水率/%	密度/(kg/m^3)
1	$0.25 \sim 0.50$	2	1 184
2	<0.50	2	1 184
3	<0.25	2	1 184
4	<0.25	5	1 184
5	<0.25	10	1 184
6	<0.25	10	1 393
7	<0.25	10	1 641

注:工况 2 试样为工况 1 试样和工况 3 试样等质量混合所得。

考虑到填充砂势必会与沟侧土体混合,造成填砂污染,另外也为防止高密度填砂时沟底水分流失,造成参数数值失控,试验时在填充沟内部四周及沟底紧贴沟壁铺设了一层薄膜塑料布防止砂料污染和水分流失。

试验采用了 5 个加速度传感器,均布设在土体表面长边方向的中轴线上。其中 1[#] 传感器布设在填充沟前侧,距离激振器 $10\ \text{cm}$, 2[#] ~ 5[#] 传感器布设在填充沟后侧,距离激振器分别为 $50, 70, 90, 120\ \text{cm}$ 。填充沟平面尺寸为 $10\ \text{cm} \times 120\ \text{cm}$, 深度为 $300\ \text{mm}$, 垂直于传感器轴线,位于 1[#] 与 2[#] 传感器正中。传感器布置如图 1 所示。

相似理论要求室内模型试验应能够模拟出实际工况^[13],因此选定激振力频率范围为 $20 \sim 300\ \text{Hz}$ 的简谐波来进行激振试验,传感器采样频率为 $5\ 000\ \text{Hz}$,采样时间为 $3\ \text{s}$ ^[14]。李志毅等^[15]通过实测和理论计算

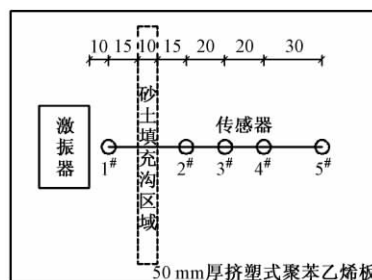


图 1 传感器布置(单位: cm)

指出,高速列车引起地面振动的频率在 $100\ \text{Hz}$ 左右,属于高频范围,在距轨道近处出现,随距轨道距离增大衰减为中频($40 \sim 100\ \text{Hz}$),距轨道 $15\ \text{m}$ 以上时主要由低频控制。因此,本试验分别采用低频 $20\ \text{Hz}$ 、中频 $80\ \text{Hz}$ 及高频 $300\ \text{Hz}$ 3 个激振频率进行试验,以模拟轨道交通荷载引起的土体振动,分别得到不同频率下各测点处的加速度。

2 试验结果分析

为合理描述砂土填充沟后土体的振动,采用时域曲线上有限个振动曲线加速度幅值的平均值来描述土体的振动情况。

2.1 砂土填充沟隔振效果分析

将无隔振措施和工况 1[#] 砂土填充沟隔振措施进行对比,将其在 $20, 80, 300\ \text{Hz}$ 激振频率作用下的试验结果进行比较,来研究砂土填充沟的隔振效果。

$80\ \text{Hz}$ 激振频率条件下, 2[#] 加速度传感器采集的部分时域曲线见图 2。可见砂土填充沟具有明显的隔振效果。

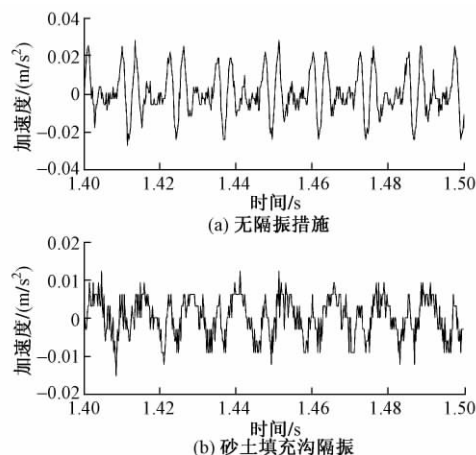


图 2 $80\ \text{Hz}$ 激振频率条件下有无隔振措施加速度时域曲线

砂土填充沟的隔振效果见表 2。可见:对于 $20\ \text{Hz}$ 的激振频率加速度减小幅度在 $10.59\% \sim 34.84\%$, 2[#] 传感器处于沟边附近,减幅最大;对于 $80\ \text{Hz}$ 的激振频率加速度减小幅度在 $18.70\% \sim 32.05\%$, 最大值也处

表 2 砂土填充沟的隔振效果

频率 / Hz	距离 / cm	加速度 / (10 ⁻³ m/s ²)		加速度减 小幅度 / %
		无隔振措施	砂土填充沟隔振	
20	50	8.07	5.26	34.84
	70	6.29	4.21	33.10
	90	4.91	3.39	30.92
	120	3.56	3.19	10.59
80	50	8.62	5.86	32.05
	70	6.33	5.14	18.70
	90	5.51	4.34	21.27
	120	4.68	3.80	18.70
300	50	26.39	7.44	71.79
	70	12.75	4.17	67.30
	90	10.42	2.95	71.73
	120	10.34	2.06	80.09

于沟边附近;对于 300 Hz 激振频率,加速度减小幅度在 67.30% ~ 80.09%,减振效果异常显著。综上所

述,砂土填充沟具有显著的隔振效果,尤其是对于高频振动。同时对于中低频振动沟边附近减振效果最为明显,随着与沟边距离的增加,隔振效果趋于平缓。

2.2 填充砂粒径对隔振效果的影响

表 3 对比了工况 1(粗砂)、工况 2(中砂)、工况 3(细砂)试验结果。可见:①对 20 Hz 激振频率加速度减小幅度均值达到了 28.72%,对 80 Hz 激振频率为 28.50%,对 300 Hz 激振频率达到了 75.59%;以 300 Hz 激振频率下的振动效果为例,距离激振器分别为 50,70,90,120 cm 的 4 个传感器在 3 个工况下采集到的振动加速度减小幅度极差分别为 1.85,4.20,3.15,1.80 m/s²,可见粒径对于减隔振效果的影响并不显著。②工况 2 较工况 1 和工况 3 隔振作用要弱一些。12 组数据有 9 组数据中砂加速度减小幅度小于粗砂和细砂,达到了 75%。说明砂土颗粒粒径的变化对隔振效果的影响并不显著,颗粒级配较好的砂土并不是填充沟的理想填料,填料颗粒成分应力求粒组单一化。

表 3 填充砂粒径对隔振效果的影响

频率 / Hz	距离 / cm	加速度 / (10 ⁻³ m/s ²)				加速度减小幅度 / %		
		无隔振措施	粗砂	中砂	细砂	粗砂	中砂	细砂
20	50	8.07	5.26	5.56	5.55	34.84	31.09	31.16
	70	6.29	4.21	4.54	4.52	33.10	27.92	28.13
	90	4.91	3.39	3.20	3.64	30.92	34.75	25.79
	120	3.56	3.19	3.21	3.20	10.59	9.81	10.19
80	50	8.62	5.86	6.55	6.02	32.05	24.04	30.18
	70	6.33	5.14	4.75	5.18	18.70	24.93	18.17
	90	5.51	4.34	4.56	4.53	21.27	17.19	17.77
	120	4.68	3.80	3.87	3.73	18.70	17.21	20.38
300	50	26.39	7.44	6.48	7.93	71.79	75.44	69.94
	70	12.75	4.17	4.33	4.29	67.30	66.06	66.34
	90	10.42	2.95	3.28	2.80	71.73	68.55	73.16
	120	10.34	2.06	2.25	2.24	80.09	78.22	78.29

2.3 填充砂含水率对隔振效果的影响

表 4 对比了工况 3、工况 4 和工况 5 3 种工况的隔振效果。可见:①对 20 Hz 激振频率 2[#]传感器处含水率 2% 时加速度减小 31.16%,含水率 5% 时加速度减小 37.85%,含水率 10% 时加速度减小 41.17%,加速度减小值呈现出增加的趋势,表明同一振动频率下减振效果随砂土含水率增加越发显著;②分别计算不同振动频率下距离激振器不同距离处传感器在 3 种含水率工况下的加速度减小值的标准差,20 Hz 激振频率时为 0.21 ~ 7.07,80 Hz 激振频率为 2.52 ~ 4.61,300 Hz 激振频率为 0.99 ~ 2.66,可见随频率的增大含水率对隔振效果的影响减小,对于高频振动可以认为

不存在影响。综上所述,填充砂含水率对中低频振动的隔振效果存在影响,且同一频率情况下含水率越大隔振效果越显著。

2.4 填充砂密度对隔振效果的影响

表 5 对比 3 个密度不同的填充砂工况(工况 5、工况 6、工况 7)的隔振效果。可见:沟内填充砂密度与周位土体密度差值越大,隔振效果越显著。以 80 Hz 激振频率下距离激振器 50 cm 处加速度传感器采集的加速度值为例,工况 5 加速度值较无隔振措施减小 35.22%、工况 6 减小 11.99%、工况 7 减小 3.71%,填充沟内砂土密度与沟周土体密度越接近,沟后土体减振效果越不显著。填充沟内砂土密度对隔振效果有影响,

表 4 砂土含水率对隔振效果的影响

频率 / Hz	距离 / cm	加速度 / (10 ⁻³ m/s ²)				加速度减小幅度 / %		
		无隔振措施	含水率 2%	含水率 5%	含水率 10%	含水率 2%	含水率 5%	含水率 10%
20	50	8.07	5.55	5.01	4.75	31.16	37.85	41.17
	70	6.29	4.52	3.98	3.64	28.13	36.70	42.17
	90	4.91	3.64	3.48	3.27	25.79	29.07	33.44
	120	3.56	3.20	3.21	3.22	10.19	9.99	9.76
80	50	8.62	6.02	5.78	5.59	30.18	32.97	35.22
	70	6.33	5.18	4.97	4.74	18.17	21.39	25.11
	90	5.51	4.53	4.22	4.03	17.77	23.40	26.91
	120	4.68	3.73	3.49	3.30	20.38	25.49	29.47
300	50	26.39	7.93	7.13	6.74	69.94	73.00	74.46
	70	12.75	4.29	3.89	3.62	66.34	69.51	71.62
	90	10.42	2.80	2.69	2.29	73.16	74.21	78.07
	120	10.34	2.24	2.10	2.05	78.29	79.69	80.20

表 5 填充砂密度对隔振效果的影响

频率 / Hz	距离 / cm	加速度 / (10 ⁻³ m/s ²)				加速度减小幅度 / %		
		无隔振措施	1 184 kg/m ³	1 393 kg/m ³	1 461 kg/m ³	1 184 kg/m ³	1 393 kg/m ³	1 461 kg/m ³
20	50	8.07	4.75	6.25	7.77	41.17	22.49	3.71
	70	6.29	3.64	4.47	6.08	42.17	29.02	3.39
	90	4.91	3.27	4.15	5.09	33.44	15.47	-3.67
	120	3.56	3.22	3.40	3.53	9.76	4.72	1.01
80	50	8.62	5.59	7.59	8.30	35.22	11.99	3.71
	70	6.33	4.74	6.02	6.11	25.11	4.81	3.45
	90	5.51	4.03	5.39	5.51	26.91	2.06	-0.04
	120	4.68	3.30	4.31	4.71	29.47	7.88	-0.66
300	50	26.39	6.74	8.26	21.24	74.46	68.71	19.54
	70	12.75	3.62	6.36	10.07	71.62	50.08	20.99
	90	10.42	2.29	5.92	9.28	78.07	43.22	10.95
	120	10.34	2.05	4.50	8.88	80.20	56.51	14.13

沟内填土与沟周土体密度差值越大,隔振效果越显著。

参 考 文 献

3 结 论

- 1) 在近场主动隔振中,砂土填充沟具有明显的隔振效果,且填充沟边缘处隔振效果最为显著,距填充沟边缘越远隔振效果越弱。
- 2) 填充砂粒径的变化对于沟后土体隔振效果的影响并不显著,对于低、中、高频振动均未表现出明显的变化规律。
- 3) 填充沟填料不宜选用级配优良的砂土。
- 4) 填充砂含水率的变化对于中低频振动的减隔振效果有影响,对于高频振动影响不大。激振频率一定时,含水率越大隔振效果越明显。
- 5) 填充砂密度的变化对隔振效果影响很显著,且其与周围土体密度差值越大,隔振效果越显著。

[1] 张同伟,赵莹莹,赵阳阳. 高速铁路路基动力响应有限元分析[J]. 工程抗震与加固改造,2013,35(4) : 54-60.

[2] 盛涛,张善莉,单伽程,等. 地铁振动的传递及对建筑物的影响实测与分析[J]. 同济大学学报(自然科学版) ,2015,43(1) : 54-59.

[3] CHEN W Y, CHEN G X, XIA T D, et al. Energy Flux Characteristics of Seismic Waves at the Interface between Soil Layers with Different Saturations [J]. SCIENCE CHINA Technological Sciences, 2014, 57(10) : 2062-2069.

[4] 罗锐,雷晓燕,刘庆生. 地屏障在铁路环境振动治理工程中的应用研究[J]. 铁道工程学报,2009,26(1) : 1-6.

[5] KATTIS S E, POLYZOS D, BESKOS D E. Vibration Isolation by a Row of Piles Using A 3-D Frequency Domain BEM [J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering,

- 1999,46(7):13-28.
- [6] ADAM M, ESTORFF O. Reduction of Train-induced Building Vibrations by Using Open and Filled Trenches [J]. Computer and Structure, 2005, 83(1): 1-24.
- [7] CELEBI E, SCHMID G. Investigation of Ground Vibrations Induced by Moving Loads [J]. Engineering Structure, 2005, 27(14): 1981-1998.
- [8] 徐岩, 张楠. 不同隔振措施隔振效果的试验研究 [J]. 港工技术, 2015, 52(4): 68-71.
- [9] 陈炜昀, 夏唐代, 刘志军, 等. 平面 S 波在非饱和土自由边界上的反射问题研究 [J]. 振动与冲击, 2013, 32(1): 99-103.
- [10] 陈炜昀, 夏唐代, 黄睿, 等. P1 波在非饱和土地基表面的反射特性 [J]. 工程力学, 2013, 30(9): 56-62.
- [11] 徐斌, 徐满清, 闵崇武. 填充沟对轨道交通荷载被动隔振效果的 BEM-FEM 耦合分析 [J]. 南昌工程学院学报, 2011, 30(3): 9-14.
- [12] 刘腾, 雷晓燕. 高速铁路连续屏障减振效果分析 [J]. 华东交通大学学报, 2012, 29(6): 1-5.
- [13] 张鲲鹏, 陈哲武. 结构试验相似理论研究及实例分析 [J]. 低温建筑技术, 2015, 37(7): 42-45.
- [14] 张鼎. 典型工程及地质条件下地屏障的隔振机理理论分析及数学模型 [D]. 北京: 北京交通大学, 2009.
- [15] 李志毅, 高广运, 冯世进, 等. 高速列车运行引起的地表振动分析 [J]. 同济大学学报(自然科学版), 2007, 35(7): 909-914.

Experimental Research for Influence of Filling Properties on Vibration Isolation Effect of Sand-filled Trench

FENG Guishuai, LIU Jinglei, ZHANG Ruiheng, WANG Yifeng, HOU Enpin

(School of Civil Engineering, Hebei University of Architecture, Zhangjiakou Hebei 075000, China)

Abstract To research the vibration isolation effect of sand-filled trench on vibration wave energy produced by high speed trains, the influences of sand particle size, moisture content and density on vibration isolation effect of sand-filled trench were studied by model tests. The results show that under the experimental conditions in this paper, in the situation of near field active vibration isolation, sand-filled trench has a significant influence on vibration isolation effect and vibration reducing ratio can reach 80.20%. For medium and low frequency vibration, the effect at the edge of the trench is quite obvious, and the farther it is from the trench edge, the weaker the vibration isolation effect is. The sand particle size doesn't have an obvious influence on vibration isolation effect. Sands with fine grading shouldn't be selected for sand-filled trench. For medium and low frequency vibration, the greater the sand moisture content is, the more obvious the vibration isolation effect is, but for high frequency vibration the vibration isolation effect is not affected by sand moisture content. With the increase of the density difference between surrounding soil and sand, the vibration isolation effect of sand-filled trench becomes more significant.

Key words High speed railway; Railway subgrade; Vibration isolation; Model test; Sand-filled trench; Particle size; Moisture content; Density

(责任编辑 李付军)