

基于废胶粉改性轻质混凝土的疲劳损伤特性研究

梁庆庆, 赖世锦, 左海平
(柳州铁道职业技术学院, 广西 柳州 545616)

摘 要: 文章通过试验研究了废胶粉掺量对改性轻质混凝土力学性能的影响, 确定了相应的配合比, 并通过静力弯曲试验和疲劳试验对其疲劳损伤特性进行分析。结果表明: 当橡胶粉掺量在 2%~10% 时, 废胶粉改性轻质混凝土的干密度、吸水率和抗压强度随着掺量增加而降低, 但仍能满足规范要求; 废胶粉掺量增加虽然导致峰值荷载和抗折强度下降, 但改善了混凝土韧性; 废胶粉改性轻质混凝土的疲劳寿命显著高于普通混凝土, 但随应力水平增加有所减小; 该改性混凝土疲劳损伤破坏可分为变形迅速发展、变形平稳增长和变形急剧破坏三个阶段, 废胶粉掺量的增加有效提升了抗裂和抗疲劳性能。研究成果可为工程实际应用提供一定的理论依据和实践支持。

关键词: 废胶粉; 改性泡沫混凝土; 配合比设计; 疲劳性能

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.001
文章编号: 1673-4874(2025)07-0001-03

0 引言

随着我国工业的不断发展, 汽车保有量逐年上升, 由此产生了大量废旧橡胶, 其回收处理已成为一大难题, 对环境产生了极大的负面影响^[1-2]。为提高废旧橡胶的回收利用率, 不少学者提出将橡胶加入混凝土中, 在提高混凝土使用性能的同时, 以期减轻废旧轮胎导致的生态压力^[3]。姜天华等^[4]通过试验系统研究了橡胶体积掺量、玄武岩纤维体积掺量和玄武岩纤维长度 3 个因素对玄武岩橡胶混凝土性能的影响, 并提出了相应的受压应力-应变模型。阎亮等^[5]通过三点弯曲断裂试验研究了橡胶掺量对混凝土断裂性能指标的影响。薛刚等^[6]通过自由落锤冲击试验和有限元模拟研究了橡胶混凝土路面的抗冲击性能。

由于传统轻质混凝土抗疲劳性能相对较差, 导致其在路基长期使用中的应用受到限制。将废旧橡胶粉掺入泡沫混凝土中, 可以在保持泡沫混凝土轻质特性的同时, 提高其抗疲劳损伤能力。基于此, 本文通过试验研究了废胶粉掺量对改性轻质混凝土力学性能的影响, 确定了相应的配合比, 并通过静力弯曲试验和疲劳试验对其疲劳损伤特性进行研究。试验所得结果可为工程实际应用提供一定的理论依据和实践支持。

1 混凝土制备

混凝土制备所用主要材料为 P·O 42.5 普通硅酸盐水泥、60 目废旧轮胎橡胶制成的橡胶粉、细度 225 目的粉煤灰、LG-2258 复合型发泡剂、粒径为 0.08~2 mm 的 ISO 标准细砂以及 FM-550 醇醚改性多羟基聚合物制成的稳泡剂, 相关技术指标如表 1 至表 5 所示。

基金项目: 柳州铁道职业技术学院校级课题“FRP 网格-ECC 复合桥面连接板服役特性及设计方法研究”(编号: 2025-KJA01); 广西高校中青年教师科研基础能力提升项目“FRP 增强 ECC 桥面连接板优化设计及力学性能研究”(编号: 2022KY1400); 2025 年度广西高校中青年教师科研基础能力提升项目《钢-混梁桥负弯矩区 TPE 组合桥面结构受力特性及控裂计算》(编号: 2025KY1578); 柳州铁道职业技术学院校级课题“桥梁负弯矩区超高延性桥面结构受力机理及抗裂性能研究”(编号: 2025-KJA07)

第一作者简介: 梁庆庆(1983—), 副教授, 研究方向: 土木工程。

表 1 水泥技术指标表

比表面积 /(m ² ·kg ⁻¹)	密度 /(g·cm ⁻³)	初凝时间 /min	终凝时间 /min	3 d 抗压强度 /MPa	3 d 抗折强度 /MPa	28 d 抗压强度 /MPa	28 d 抗折强度 /MPa	安定性
330	3.0	212	330	25.7	5.6	54.1	7.9	合格

表 2 橡胶粉技术指标表

灰分 /%	铁含量 /%	纤维含量 /%	堆积密度 /(g·cm ⁻³)
≤0.4	≤0.2	1.5	0.315

表 3 粉煤灰化学成分及含量表 单位: %

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	O	K ₂ O	S	TiO ₂
42.5	36.2	1.97	4.8	11.0	0.50	1.31	1.14

表 4 发泡剂技术指标表

pH 范围	活性含量 /%	固体物含量 /%	发泡倍数	沉降 /mm	泌水量 /mL
6.5~7.5	≥22	≥20	>22	<10	<85

表 5 骨料技术指标表

堆积密度 /(g·cm ⁻³)	表观密度 /(g·cm ⁻³)	SiO ₂ 含量 /%	烧失量 /%	含泥量 /%
1.50	2.55	>96	<0.5	<0.2

采用上述原材料制备废胶粉改性轻质混凝土,具体步骤如下:

(1)预先计算各成分用量,采用电子秤称量所需的水泥、橡胶粉、粉煤灰、骨料。选用 JJ-5 型号的水泥胶砂搅拌机,清洗并晾干搅拌锅,在干燥状态下,加入称量好的水泥、粉煤灰和骨料,搅拌 1~2 min,再加入橡胶粉搅拌 1 min,最后加入适量水,搅拌至混合物具有良好的流动性。

(2)清洗并晾干塑料桶,按照 1:1:20 的比例依次加入发泡剂、稳泡剂和水,选用 LM-6160 型号的高速搅拌器,在转速 1 200 r/min 的条件下,搅拌 4~5 min,至泡沫均匀稳定。

(3)将步骤(2)制备得到的泡沫根据配合比加入步骤(1)制备得到的废胶粉混凝土浆体中,并将其搅拌均匀。为避免泡沫挂壁导致两者的融合度不足,每搅拌 2 min 便使用刮刀刮下锅壁上的泡沫,至泡沫和浆体融合均匀。

(4)根据试验需要制备 100 mm×100 mm×100 mm 和 100 mm×100 mm×300 mm 的模型,在模具内部均匀涂抹脱模剂,缓慢倒入浆液,轻敲外壁使其内部填充均匀;磨平上表面并采用保鲜膜覆盖以减少水分蒸发;放置阴凉处干燥 48 h 后,进行脱模、贴标签处理,放入标准养护箱中养护,并采用鼓风干燥箱进行烘干。

2 配合比设计

本文配合比设计目标参考《泡沫混凝土砌块》(JC/T 1062—2007)制定,并根据实际情况调整。所制备的泡沫混凝土密度等级为 B08 级,考虑到橡胶粉密度低于骨料密度,故选取材料干表观密度范围为 700~800 kg/m³,抗压强度值应当 >1.5 MPa,吸水率范围为 15%~25%。

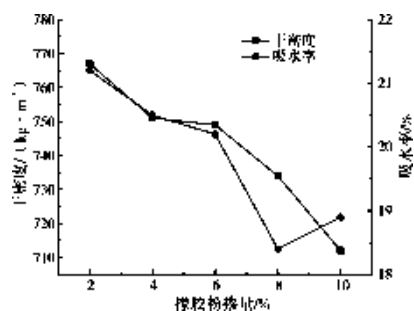
为确定橡胶粉掺量的合理范围,以保障废胶粉改性轻质混凝土的成型并满足强度和密度标准,本文设置了橡胶粉掺量分别为 2%、4%、6%、8%、10% 的 5 个配合比混凝土试验组。按照前述流程,制备尺寸为 100 mm×100 mm×100 mm 的试块,通过理论计算确定当橡胶粉掺量为 0 时,单个试块的水泥、粉煤灰、骨料质量之和为 667 g,掺入一定量的橡胶粉需要减少等体积的骨料。水料比为 0.55,胶凝材料占总干物料的比例为 80%,其中水泥掺量为 70%,粉煤灰掺量为 30%。发泡剂、稳泡剂掺量为水泥质量的 2%。进行干密度、吸水率和标准养护 7 d、28 d 和抗压强度的试验,每项试验均需使用 3 个试块,求其均值,所得结果如图 1 所示。

由图 1(a)可知,废胶粉改性轻质混凝土的干密度随着橡胶粉掺量的增加而降低,且下降速率不断加快。这主要是因为橡胶粉质量远小于骨料质量,使用橡胶粉等体积替代骨料,会导致试件密度降低,其掺量越大,则密度降低越明显。此外,随着橡胶粉掺量的增加,在试件制备过程中出现了明显的结团现象,这主要是由于橡胶粉太细导致的。虽然在试件制备过程中,已采用碾压措施使其分散,但结团无法完全消除,从而导致试块内部空气量增大,孔隙率增加,进一步引发干密度降低。

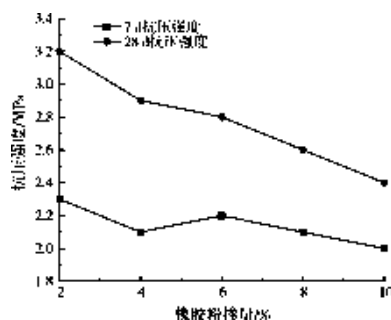
废胶粉改性轻质混凝土的吸水率随着废胶粉掺量的增加,总体呈降低趋势。这主要是橡胶具有一定的憎水性。当体积相同时,随着橡胶粉掺量的增加,试件内部水分含量会有所减小。由于橡胶粉相对较细,与混凝土内部孔隙比黏连,从而导致孔隙连通率降低,进一步减小试件吸水率。当橡胶粉掺量为 10% 时,吸水率上升的主要原因是橡胶粉结团导致其无法有效降低孔隙连通率,从而导致贯通孔隙增加,吸水率增高。

由图 1(b)可知,废胶粉改性轻质混凝土的抗压强度随着橡胶粉掺量的增加而降低。这主要是因为橡胶粉无法与水、胶凝材料发生反应,故而导致试件水化反应减弱,内部黏结性能降低。此外,由于橡胶粉具有弹性,随着外部压力的施加,橡胶粉较其他成分变形较大,从而导致裂缝产生并不断扩展,橡胶粉掺量越高,则裂缝越明显,故抗压强度降幅也越大。相较于废胶粉掺量 2% 的情况,当废胶粉掺量 10% 时,标准养护 7 d 和 28 d 的抗压强度降幅分别为 13% 和 23%。这主要是因为橡胶粉掺量的增大使混凝土水化反应速率不断降低,故而在标准养护 7 d 时,试件抗压强度随橡胶粉掺量的变化幅值较小,但其总体强度也相对较低。

综合可知,在 2%~10% 橡胶粉掺量下,该配合比下废胶粉改性轻质混凝土的力学性能均满足要求,故认为上述配合比设计合理。



(a)干密度、吸水率变化规律



(b)抗压强度变化规律

图 1 改性轻质混凝土力学性能变化规律曲线图

3 疲劳损伤特性研究

为研究废胶粉改性轻质混凝土的疲劳损伤特性,本研究进行了橡胶粉掺量分别为 0、2%、6%、10% 的静力

弯曲试验,以及橡胶粉掺量分别为 0、2%、6%、10%,应力水平分别为 0.6、0.7、0.8 的疲劳试验。所用试件尺寸为 100 mm×100 mm×300 mm,标准养护时间为 28 d,每项试验准备 3 个试验试件和 1 个备用试件,结果取试验试件的均值。

静力弯曲试验采用应变采集仪测量应变,具体步骤如下:

(1)用砂纸打磨光滑并擦拭干净试块底部,标记应变片位置。

(2)在试件底部位置黏贴一定数量的应变片。

(3)采用 1/4 桥接线方法、以 2 kN 的预压力连接应变片和数据采集仪,并对接触情况进行检查。进行试验并及时记录数据。

静载弯曲试验结果如表 6 所示。由表 6 可知,随着橡胶粉掺量的增加,试件的峰值荷载和抗折强度不断减小,相较于未掺入橡胶粉时,峰值强度的降幅分别为 10.86%、19.00% 和 29.41%,抗折强度的降幅分别为 11.11%、22.22% 和 28.89%。这主要是因为当橡胶粉包裹水泥时,极易发生应力集中,且阻碍了试件内部孔隙的连通,故而橡胶粉掺量的增加会导致试件峰值荷载和抗折强度降低。随着橡胶粉掺量的增加,试件的峰值挠度明显增大,其增幅分别为 5.52%、22.07% 和 44.83%。这主要是因为橡胶粉具有弹性,可以改善试件的韧性,从而降低了试件的峰值挠度。

表 6 静载弯曲试验结果表

橡胶粉掺量 /%	峰值荷载 /kN	抗折强度 /MPa	峰值挠度 /mm
0	2.21	0.45	0.145
2	1.97	0.40	0.153
6	1.79	0.35	0.177
10	1.56	0.32	0.210

疲劳试验采用电液伺服疲劳试验机进行,其步骤如下:

(1)清理试件和压力机表面,将试件置于可动支座上,调整支座间距至 200 mm。

(2)在确保控制器与计算机连接的前提下,启动试验机。

(3)设置为位移控制方式,保障接触面与时间贴合,切换为负荷控制方式,将循环荷载均值作为预压值进行施加。

(4)采用荷载控制模式进行加载,确定加载波形为正弦波、加载频率为 10 Hz、循环特征值为 0.1。

(5)试件破坏后,设备自动停止,记录循环次数并正确关闭设备。

疲劳试验结果如图 2 所示。由图 2 可知,当应力水平相同时,掺入橡胶粉的改性轻质混凝土疲劳寿命相对较大,且随着橡胶粉掺量的增加,混凝土疲劳寿命也有所

增大。而当橡胶粉掺量相同时,随着应力水平的增加,混凝土的疲劳寿命明显减小。

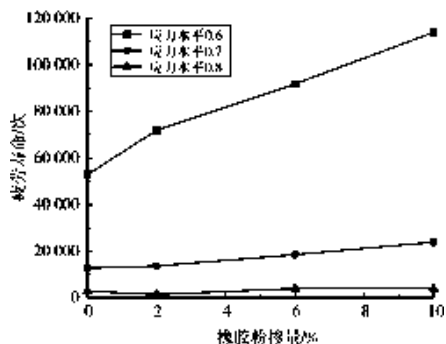


图 2 疲劳试验结果曲线图

由于在橡胶粉掺量为 2%、6%、10%,应力水平为 0.6、0.7、0.8 的情况下,试件的 $\epsilon-N$ 曲线变化规律基本一致,所以本文以橡胶粉掺量为 2%、应力水平为 0.6 的情况进行分析,其结果如图 3 所示。由图 3 可知,总应变 ϵ 随疲劳荷载循环次数 N 的变化大致可以分为 3 个阶段:

(1)变形迅速发展阶段。荷载施加初期,试件总应变快速增加,其循环次数约为总疲劳寿命的 5%。这主要是因为试件受到荷载作用,其内部孔隙遭到破坏,出现微小裂缝,从而导致应变快速增加。

(2)变形平稳增长阶段。该阶段试件总应变随着疲劳荷载循环次数的增加而缓慢上升,其循环次数约为总疲劳寿命的 85%。这主要是因为橡胶粉可以吸收疲劳荷载能量,对内部裂缝的发展具有一定的限制作用,但同时试件内部的能量累积导致了第三阶段的产生。

(3)变形急剧破坏阶段。该阶段试件总应变随着疲劳荷载循环次数的增加急剧增大,其循环次数约为总疲劳寿命的 10%。这主要是因为试件在第二阶段累积了大量能量,使裂缝迅速发展贯通,从而导致橡胶粉失去作用,试件发生整体破坏。

分析不同橡胶粉掺量试件的 $\epsilon-N$ 曲线变化规律可知,试件第二阶段会随着橡胶粉掺量的增加而逐渐平稳,即其抗裂和抗疲劳性能均有所提高。

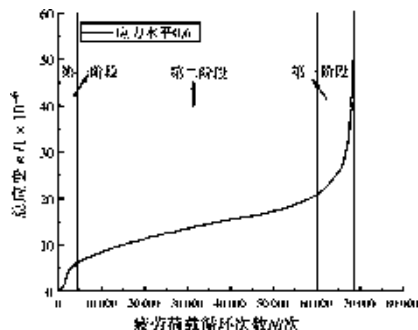


图 3 $\epsilon-N$ 变化规律曲线图

(下转第 7 页)

SBS/碳纳米管复合改性沥青抗紫外老化性能研究

蓝群力,黄伟伟,范慧冬,刘洋,周益生

(广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200)

摘要: 为了增强 SBS 改性沥青的抗紫外老化性能,文章研究制备 SBS/碳纳米管复合改性沥青,模拟沥青在自然环境中的紫外老化过程,并对比了紫外老化前后沥青的流变性能和微观结构变化。采用动态剪切流变仪和低温弯曲梁流变试验探究沥青高低温流变性能,通过红外光谱试验分析沥青紫外老化机理。结果表明:碳纳米管与 SBS 复合后,能够有效提升沥青的高温流变性能,但会对温度敏感性产生不利影响;当碳纳米管掺量较低时,能够提升 SBS 改性沥青的低温抗裂性能,而当掺量达到 0.6% 时,过量的碳纳米管团聚会导致沥青在低温下出现应力集中现象,降低其应力松弛性能;紫外老化后,沥青中发生氧化反应,聚合物分子发生破坏,表现为沥青强度的提升和低温脆性增加;碳纳米管掺入后与聚合物分子结合,可防止聚合物被破坏,从而有效提升了 SBS 改性沥青的抗紫外老化性能。综合考虑 SBS/碳纳米管复合改性沥青的各项性能,碳纳米管最佳掺量为 0.4%,宜 $\leq$ 0.6%。

关键词: 公路工程;SBS;碳纳米管;流变性能;抗紫外老化

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.002

文章编号: 1673-4874(2025)07-0004-04

0 引言

苯乙烯-丁二烯-苯乙烯(SBS)改性沥青以其卓越的路用性能在我国高等级沥青路面中广泛应用^[1]。然而,在长期服役中,除受车辆荷载和长期热氧老化的影响外,沥青还会受到太阳辐射中紫外线的影响,引发紫外老化现象^[2-3]。

为了提升 SBS 改性沥青的抗紫外老化性能,现有研究多采用在 SBS 改性沥青中添加紫外吸收剂等方式进行改善。肖志薇^[4]分别采用纳米氧化锌和纳米二氧化钛与 SBS 复合,发现两种纳米材料对于沥青抗紫外老化性能可提升 6.55%~14.1%。Yang 等^[5]将二氧化钛与还原氧化石墨烯复合掺入 SBS 改性沥青后发现,与单一的二氧化钛相比,加入还原氧化石墨烯后 SBS 改性沥青的抗紫外老化性能显著提升。Zhang 等^[6]对紫外老化前后碳纳米管/SBS 复合改性沥青研究后发现,碳纳米管可以有效缓解沥青紫外老化过程中聚合物的降解。同常见的纳米材料相比,一维纳米材料碳纳米管具有强度高、比表面积大、密度小、与聚合物结合较好等优点^[7]。然而,目前关于碳纳米管改性沥青的研究多集中于对沥青性能的影响,缺乏 SBS/碳纳米管复合改性沥青紫外老化后性能变化、微观结构以及紫外老化机理的分析。

基于此,本文将碳纳米管与 SBS 改性沥青进行复合,模拟沥青紫外老化,并对紫外老化前后沥青高低温流变性能以及微观结构进行探究,评价沥青性能差异,分析沥青紫外老化机理,为 SBS 改性沥青抗紫外老化性能研究提供参考。

1 原材料与试验方案

1.1 原材料

本研究采用的基质沥青为京博石化有限公司生产的 70# 基质沥青,其基本性能见表 1。碳纳米管为成都无机化学有限公司生产的多壁碳纳米管,外观为黑色粉末

状,基本性能见表 2。SBS 聚合物由巴陵石油化工公司生产,型号为 YH-791H。

表 1 基质沥青基本物理性能表

项目类别	单位	数值
密度(15℃)	g/cm ³	1.029
针入度(25℃,100 g,5 s)	0.1 mm	74
软化点	℃	47.5
延度(5 cm/min,10℃)	cm	40

表 2 碳纳米管基本物理性能表

类别	单位	数值
直径	nm	4~16
长度	μ m	15~30
比表面积	m ² /g	260~290
密度	g/cm ³	0.05~0.10

1.2 改性沥青制备

采用高速剪切法制备改性沥青。将基质沥青加热至流动状态,加入占沥青质量分数 5% 的 SBS,在 160℃ 下以 4 000 rpm 的转速剪切 30 min。SBS/碳纳米管复合改性沥青的制备过程:(1)称取一定量流动状态的 SBS 改性沥青;(2)分别加入占基质沥青质量分数 0.2%、0.4% 和 0.6% 的碳纳米管,以 8 000 rpm 的转速在 160℃ 下剪切 60 min,使碳纳米管充分分散,即制得 SBS/碳纳米管复合改性沥青。为了便于分析,下文基质沥青、SBS 改性沥青和不同碳纳米管掺量下复合改性沥青分别简写为 JZ、SBS、2M、4M 和 6M。

1.3 试验方案

1.3.1 紫外老化模拟

将沥青放置在室内紫外环境箱内模拟沥青的紫外老化过程,紫外光源为 UV500W 紫外灯泡,控制环境温度为 50℃,紫外照射时长为 200 h。

第一作者简介: 蓝群力(1995—),硕士,工程师,主要从事公路工程管理工作。

1.3.2 动态剪切流变试验

为了分析沥青在紫外老化前后高温流变性能变化, 采用动态剪切流变仪对沥青进行温度扫描和频率扫描试验。温度扫描试验温度为 $46^{\circ}\text{C} \sim 76^{\circ}\text{C}$, 温度间隔 6°C , 加载应变 1% , 加载角频率为 10 rad/s 。频率扫描试验温度为 $40^{\circ}\text{C} \sim 80^{\circ}\text{C}$, 温度间隔 10°C , 加载应变为 1% , 角频率范围为 $0.1 \sim 100 \text{ rad/s}$ 。

1.3.3 低温弯曲梁流变试验

在 -18°C 环境下对紫外老化前后沥青进行弯曲梁流变试验, 得到劲度模量 S 和蠕变速率 m 两个指标, 以此来评价沥青低温抗裂性能。

1.3.4 微观性能试验

使用赛默飞公司生产的 IS5 型红外光谱试验仪对不同老化状态下的沥青进行测试, 分析老化前后不同沥青官能团变化情况。

2 结果与讨论

2.1 抗车辙性能

温度扫描试验得到沥青紫外老化前后复数模量变化如图 1 所示。由图 1(a) 可知, 对于未老化状态下的沥青, 改性沥青的复数模量显著高于基质沥青, 且当温度 $< 52^{\circ}\text{C}$ 时, 复合改性沥青的复数模量要大于 SBS 改性沥青。这表明 SBS 在充分溶胀后形成的网状结构能够有效提升沥青强度, 同时, 碳纳米管的加入进一步提升了沥青强度。随着温度提升, SBS 改性沥青的复数模量要逐渐高于 0.2% 和 0.4% 碳纳米管掺量下的复合改性沥青, 且 SBS 改性沥青复数模量随温度升高而降低的速率要低于基质沥青及复合改性沥青, 这表明 SBS 改性沥青的

温度敏感性要更佳。由图 1(b) 可知, 经过紫外老化后, 复数模量均有所增大, 同时不同沥青间复数模量差距减小。这是由于长时间的紫外光作用改变了沥青胶体结构, 同时破坏了 SBS 聚合物结构, 从而导致沥青强度提升, 复数模量增加。

2.2 复数模量主曲线

将不同温度下沥青频率扫描结果转化为 60°C 下复数模量主曲线见图 2。由图 2 可知, 在未老化状态下, 相较基质沥青, 改性沥青在全频率域内复数模量均要更高, 这与温度扫描结果一致。对比 SBS 改性沥青与复合改性沥青的主曲线可知, 在低频率范围内, SBS 改性沥青的复数模量要高于复合改性沥青, 在高频范围内, 二者之间相差并不显著。在紫外老化后, 所有沥青的复数模量主曲线均呈现向上移动的趋势, 这表明紫外老化后沥青的强度提升, 从而使高温流变性能得到增强。同时, 对比不同沥青老化前后复数模量主曲线上移程度可以看到, 基质沥青和 SBS 改性沥青的上移幅度要明显高于复合改性沥青。

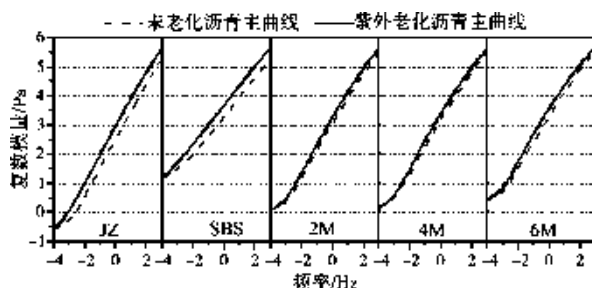


图 2 不同沥青 60°C 下复数模量主曲线图

2.3 低温蠕变性能

不同沥青在 -18°C 下劲度模量与蠕变速率见图 3。劲度模量 S 表征低温下沥青强度, S 越大则低温下沥青越硬越脆, 更容易发生开裂^[8]。由图 3(a) 可知, 在未老化状态下, SBS 改性沥青的 S 要略低于基质沥青。掺入碳纳米管后, 在 0.2% 和 0.4% 两个掺量下, 复合改性沥青的 S 要低于 SBS 改性沥青, 而 0.6% 掺量下复合改性沥青的劲度模量反而增大。在紫外老化后, 所有沥青的劲度模量均增大, 基质沥青、SBS 改性沥青和 0.2% 、 0.4% 、 0.6% 碳纳米管掺量下 S 相比未老化时分别增加 47.3% 、 60.4% 、 55.3% 、 56.9% 和 50.2% 。这表明紫外老化后, 沥青低温硬度增加, 更容易发生脆裂。

蠕变速率 m 表征沥青在低温条件下的应力松弛性能, m 越大则沥青低温下产生的温度应力消散越快, 低温性能越好。由图 3(b) 可知, 紫外老化前后不同沥青 m 值的变化表现出相同的趋势, 即基质沥青 m 值最小, 其次是 SBS 改性沥青, 复合改性沥青的 m 随着碳纳米管掺量增加呈现先增大后减小的趋势。这是由于 SBS 改性沥青中形成的聚合物网状结构能够有效地传递和消散应力, 提升沥青低温抗裂性能。当碳纳米管掺量过高形成团聚现象, 将导致沥青内部应力无法及时传递, 进而降低其低温抗裂性能。在紫外光作用下, 改性沥青中聚合物结构发生破坏, 使得应力松弛性能减弱。

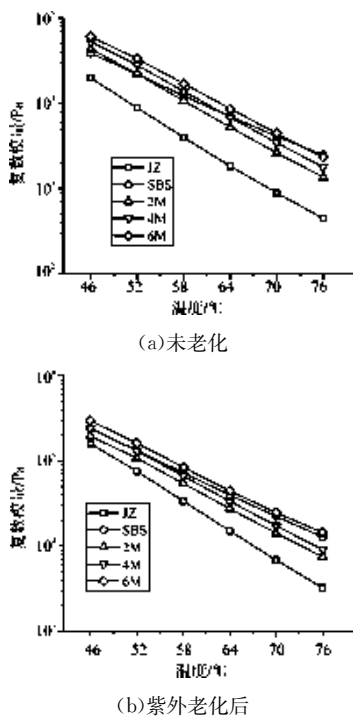


图 1 不同沥青紫外老化前后复数模量与温度关系曲线图

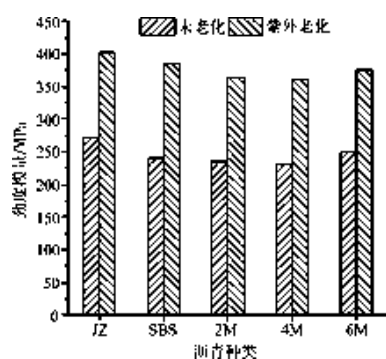
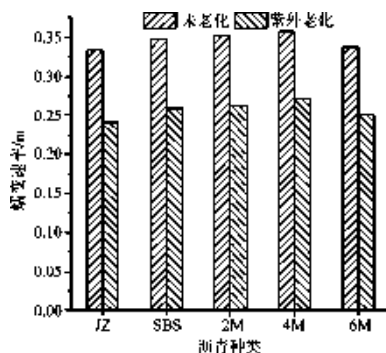
(a) 劲度模量 S (b) 蠕变速率 m

图3 不同沥青 BBR 试验结果柱状图

2.4 红外光谱分析

为了分析紫外老化机理,对老化前后沥青进行红外光谱试验,结果如图4、图5所示。由于不同碳纳米管掺量下复合改性沥青红外光谱图没有明显变化,为了便于观察,图中仅展示基质沥青、SBS 改性沥青和 0.6% 碳纳米管掺量下复合改性沥青谱图。由图4可知,2918 cm^{-1} 和 2855 cm^{-1} 处两个吸收峰是长链烷烃中 C-H 键的非对称和对称伸缩振动。在 1600 cm^{-1} 处的吸收峰是苯环中不饱和键导致,表明沥青中含有芳香族成分。在 1455 cm^{-1} 和 1375 cm^{-1} 处,是甲基上的 C-H 键非对称和对称弯曲振动引起的吸收峰。可以注意到,与基质沥青相比,SBS 和复合改性沥青在 966 cm^{-1} 和 699 cm^{-1} 处有两个特征吸收峰,分别是 SBS 聚合物中丁二烯嵌段和苯乙烯嵌段中不饱和碳氢键引起的。由图5可知,老化后沥青在 1700 cm^{-1} 和 1030 cm^{-1} 处峰强增加,这分别是沥青中羰基和亚砷基所引起的。这表明沥青在紫外老化过程中出现氧化现象。

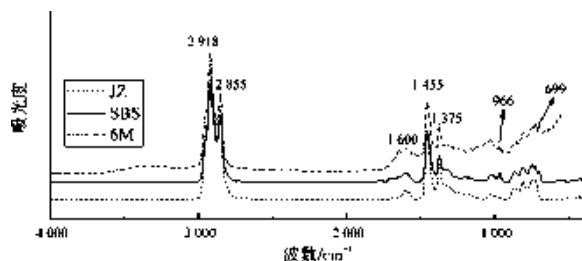


图4 不同沥青未老化状态下的红外光谱图

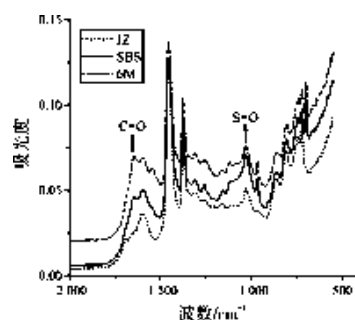


图5 紫外老化后不同沥青的红外光谱图

为了分析沥青老化前后官能团特征峰强度变化,采用半定量方法按式(1)计算沥青羰基、亚砷基、丁二烯和苯乙烯四处特征峰指数,并按式(2)计算老化指数,从微观角度评价不同沥青抗紫外老化性能^[9]。计算结果见表3。

$$I_m = \frac{A_m}{A_{1455} + A_{1375}} \quad (1)$$

$$AI_m = \frac{I_m}{I'_m} \quad (2)$$

式中: I_m ——特征峰指数;

m ——羰基、亚砷基、丁二烯和苯乙烯;

A_m ——对应该特征峰面积;

A_{1455} 和 A_{1375} ——1455 cm^{-1} 和 1375 cm^{-1} 处特征峰面积;

AI_m ——对应特征峰老化指数;

I_m ——紫外老化后特征峰指数;

I'_m ——未老化状态下对应特征峰指数。

表3 不同沥青各特征峰老化指数计算结果表

沥青种类	JZ	SBS	2M	4M	6M
$AI_{\text{羰基}}$	1.558	1.313	1.245	1.041	1.137
$AI_{\text{亚砷基}}$	2.056	1.2913	1.213	1.084	1.181
$AI_{\text{丁二烯}}$	—	0.711	0.826	0.881	0.865
$AI_{\text{苯乙烯}}$	—	0.597	0.691	0.744	0.732

由表3可知,不同沥青的 $AI_{\text{羰基}}$ 和 $AI_{\text{亚砷基}}$ 均 >1 , 而 $AI_{\text{丁二烯}}$ 和 $AI_{\text{苯乙烯}}$ 均 <1 。这是由于在紫外光作用下,沥青发生氧化现象,使沥青中羰基和亚砷基峰强增加,同时紫外光的作用会导致 SBS 改性沥青中聚合物破坏,导致丁二烯与苯乙烯峰强降低^[10]。可以看到,基质沥青的 $AI_{\text{羰基}}$ 和 $AI_{\text{亚砷基}}$ 要显著高于改性沥青,尤其是 $AI_{\text{亚砷基}}$, 几乎为改性沥青的两倍。这表明紫外光作用能够使得沥青中硫元素活性增强,更易发生氧化。对比 SBS 改性沥青与复合改性沥青的 $AI_{\text{羰基}}$ 和 $AI_{\text{亚砷基}}$ 可知,碳纳米管的加入降低了沥青的羰基和亚砷基老化指数,但当碳纳米管掺量 $>0.6\%$ 时反而增加。对比 SBS 与复合改性沥青的 $AI_{\text{丁二烯}}$ 和 $AI_{\text{苯乙烯}}$ 可知,碳纳米管的加入增加了丁二烯和苯乙烯的老化指数,这是由于碳纳米管能够与聚合物结合,增加其稳定性。同样的,当碳纳米管掺量 $>0.6\%$ 时,其 $AI_{\text{丁二烯}}$ 和 $AI_{\text{苯乙烯}}$ 反而降低,这说明复合改性沥青中碳

纳米管存在最佳掺量,应为 0.4%。

3 结语

本文将 SBS 与碳纳米管复合对沥青进行改性,通过室内试验模拟沥青紫外老化过程,并对老化前后沥青进行高低温流变性能试验以及微观结构分析试验,得到如下结论:

(1)将碳纳米管与 SBS 复合后,碳纳米管表面的共轭 π 键能够与聚合物结合,从而提升沥青高温流变性能,但会对温度敏感性产生不利影响。

(2)碳纳米管的掺入能够有效提升 SBS 改性沥青抗紫外老化性能,降低老化后沥青硬度,缓解沥青复数模量主曲线上移趋势。

(3)当碳纳米管掺量较低时,能够提升 SBS 改性沥青低温抗裂性能,然而当其掺量达到 0.6% 后,过量的碳纳米管产生团聚导致沥青内部低温下产生应力集中,降低了沥青抗裂性能。

(4)在紫外光作用后,沥青中硫元素活性增强,更容易发生氧化反应,且紫外老化后 SBS 改性沥青中不饱和键发生断裂,使得聚合物破坏,沥青性能劣化。

综合高低温性能与抗紫外老化性能可知,使用碳纳米管与 SBS 改性沥青进行复合,能够有效增加沥青高温性能,同时提升其抗紫外老化能力,且碳纳米管掺量在 0.4%~0.6% 为宜。

参考文献

- [1]张永辉.SBS 改性沥青和橡胶粉改性沥青机理及路用性能研究[D].西安:长安大学,2016.

- [2]刘国锋,郝培文,黄凌,等.紫外老化对复合改性沥青混合料路用性能影响[J].科学技术与工程,2023,23(34):14797-14805.
- [3]徐艳玲,朱洪洲,青亮,等.紫外老化作用下 PPA/SBR 改性沥青胶浆及混合料高低温性能研究[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2023,42(8):30-37.
- [4]肖志薇.热分析方法在纳米材料/SBS 改性沥青中的性能研究[D].长沙:长沙理工大学,2021.
- [5]YANG J, MUHAMMAD Y, YANG C, et al.Preparation of TiO₂/PS-rGO Incorporated SBS Modified Asphalt with Enhanced Resistance Against Ultraviolet aging[J]. Construction and Building Materials, 2021,276(1):121461.
- [6]ZHENG X, XU W, XIE S.Study on Ultraviolet Aging Mechanism of Carbon Nanotubes/SBS Composite-Modified Asphalt in Two-Dimensional Infrared Correlation Spectroscopy[J]. Materials, 2021, 14(19):5672.
- [7]WANG R, YUE J, LI R, et al.Evaluation of Aging Resistance of Asphalt Binder Modified with Graphene Oxide and Carbon Nanotubes[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2019,31(11):04019274.
- [8]WEN Y, MA F, FU Z, et al.Evaluating the Low-temperature Creep Properties of Polyphosphoric Acid-Polymer Composite Modified Asphalt[J]. International Journal of Pavement Engineering, 2023, 24(1):2211210.
- [9]ZHAO M, DONG R.Reaction Mechanism and Rheological Properties of Waste Cooking Oil Pre-desulfurized Crumb Tire Rubber/SBS Composite Modified Asphalt[J]. Construction and Building Materials, 2021,274(6):122083.
- [10]眭南,郎进.纳米复合材料对 SBS 改性沥青热与紫外老化性能影响[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2022,46(2):319-322,329.

收稿日期:2025-03-03

(上接第 3 页)

4 结语

为解决传统轻质混凝土抗疲劳性能较差及大量废旧橡胶需回收处理的难题,本文对混凝土原材料和制备方法进行了详细说明,通过试验研究确定了废旧橡胶粉掺量对改性轻质混凝土力学性能的影响和相应的配合比,并对其疲劳损伤特性进行分析,得到如下结论:

(1)当橡胶粉掺量在 2%~10% 时,废胶粉改性轻质混凝土的干密度、吸水率和抗压强度等力学性能指标随着橡胶粉掺量的增加而出现了明显的降低,但仍能满足规范要求。

(2)静力弯曲试验结果表明,虽然橡胶粉掺量的增加会导致改性轻质混凝土的峰值荷载和抗折强度出现一定程度的下降,但是会对其韧性进行改善。

(3)疲劳试验结果表明,废胶粉改性轻质混凝土的疲劳寿命明显高于普通混凝土,但随着应力水平的增加,疲劳寿命有所减小。

(4)废胶粉改性轻质混凝土的疲劳损伤破坏可以分为变形迅速发展、变形平稳增长和变形急剧破坏 3 个阶

段,橡胶粉掺量的增加可以有效提升改性轻质混凝土的抗裂和抗疲劳性能。

参考文献

- [1]周锐,王保田,王斯杰,等.不同粒径组废旧轮胎橡胶颗粒改良膨胀土性能试验研究[J].长江科学院院报,2023,40(10):115-122.
- [2]殷长燕.掺废旧橡胶颗粒的水泥混凝土路面和易性及力学性能研究[J].公路,2023,68(5):326-329.
- [3]梁毅,杨卿松,林书立,等.橡胶-玻璃粉改性透水路面板强度和冻融性分析[J].科学技术与工程,2024,24(17):7305-7311.
- [4]姜天华,莫定聪,万聪聪,等.玄武岩橡胶混凝土基本力学性能及受压应力-应变曲线[J].硅酸盐通报,2023,42(11):4063-4071,4121.
- [5]阎亮,黄健,郭壮,等.公路用橡胶混凝土断裂性能测试[J].公路,2024,69(6):318-322.
- [6]薛刚,牟一飞,董亚杰.橡胶混凝土路面板抗冲击性能研究[J].公路,2024,69(5):76-83.

收稿日期:2024-07-17

不同温拌剂对橡胶改性沥青混合料性能的影响研究

袁光华, 蒙晓新, 麻敬新, 韦志杰, 李赞

(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章研究不同温拌剂(Sasobit, Evotherm DAT 和 Aspha-Min 三种)对橡胶改性沥青混合料性能的影响, 重点评估其在高温稳定性、低温抗裂性和水稳定性方面的表现。采用车辙试验、低温弯曲试验和冻融劈裂试验对三种温拌剂进行了对比研究, 结果表明: Evotherm DAT 和 Aspha-Min 在高温稳定性、低温抗裂性和水稳定性方面优于其他温拌剂, 特别是 Evotherm DAT, 其各项性能指标均优于 Sasobit 和 RA-HMA; 冻融劈裂强度比(TSR)测试结果显示, Evotherm DAT 和 Aspha-Min 的水稳定性较强, 适合在高温、低温及湿润环境下应用。研究结果可为温拌橡胶改性沥青的工程应用提供理论支持和技术依据。

关键词: 温拌沥青; 橡胶改性; 温拌剂; 耐高温稳定性; 低温抗裂性

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.003

文章编号: 1673-4874(2025)07-0008-04

0 引言

随着社会经济的不断发展, 交通基础设施建设面临日益复杂的挑战, 尤其是在低温环境条件下, 传统沥青混合料常常表现出低温抗裂性差、易发生热裂以及疲劳性能不佳等问题^[1]。这些问题在寒冷地区的道路建设和养护中尤为突出, 会直接影响道路的耐久性和使用安全。传统的热拌沥青施工温度较高, 不仅能源消耗大, 而且施工过程中有害气体的排放对环境造成了较大负担^[2-3]。因此, 研究和开发能够提高低温环境下性能且降低施工温度的沥青材料, 已成为道路工程领域的重要课题。

温拌沥青作为一种新型环保材料, 具有在较低施工温度下生产和施工的优势。通过添加温拌剂, 可使沥青在较低的温度下保持良好的流动性, 从而减少施工时的能源消耗和有害气体排放。温拌技术不仅符合绿色施工的要求, 还能改善沥青的工作性能和施工性能。然而, 温拌沥青在低温环境下的性能, 特别是抗裂性、耐久性和抗车辙性等仍存在一定的挑战^[4]。为了解决这一问题, 橡胶改性技术逐渐被引入到温拌沥青中, 橡胶颗粒的添加能够显著提高沥青的弹性、低温抗裂性能及耐久性, 进而提高其在恶劣环境下的使用寿命。在温拌沥青的研究中, 温拌剂的选择至关重要。目前常见的温拌剂包括 Sasobit、Evotherm DAT 和 Aspha-Min, 这些温拌剂能够显著降低沥青的黏度, 使其在较低温度下具有良好的施工性能^[5-6]。不同温拌剂对沥青的性能具有不同的影响, 选择合适的温拌剂能够更好地满足低温环境下的施工要求和路用性能。

本文研究了不同温拌剂对橡胶改性沥青混合料在高温稳定性、低温抗裂性和水稳定性方面的影响。通过车辙试验、低温弯曲试验和冻融劈裂试验, 评估了 Sasobit、Evotherm DAT 和 Aspha-Min 三种温拌剂的性能。

1 温拌橡胶改性沥青混合料配合比设计

1.1 原材料及级配

本研究采用 70# 道路石油沥青作为基础胶结料, 其技术指标符合《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》(JTG E20—2011)^[7]。为提高低温抗裂性与弹性恢复能力, 掺入 18% 废胎胶粉(OR)(粒径 0.3~0.6 mm, 目数 40~60 目), 胶粉经低温粉碎工艺处理。橡胶改性沥青的制备采用湿法工艺, 在 170 ℃ 下剪切搅拌 45 min, 确保胶粉充分溶胀(溶胀率 > 120%) 并形成连续弹性网络结构。老化后的橡胶沥青性能如表 1 所示。

表 1 橡胶沥青性能参数表

测试指标	单位	技术要求	实测值
针入度(25 ℃)	0.1 mm	50~70	62.5
软化点	℃	≥55	58.9
弹性恢复(25 ℃)	%	≥75	83.5
低温弯曲蠕变速率(-10 ℃)	MPa ⁻¹	≥5.0 × 10 ⁻⁴	6.8 × 10 ⁻⁴

粗集料选用玄武岩机制碎石(粒径为 9.5~16 mm), 采用多级嵌挤级配设计, 粗集料间隙率 $VCA \leq 40\%$, 确保混合料骨架稳定性; 细集料粒径为 0.075~4.75 mm 石灰岩机制砂, 棱角性指数 ≥ 40 s, 砂当量 $\geq 75\%$, 严格控制含泥量($< 0.5\%$); 填料为石灰石矿粉(粒径 0.075 mm 通过率 $\geq 90\%$) 与 1.5% 硅酸盐水泥复配, 水泥水化产物(C-S-H 凝胶)可填充橡胶沥青界面微孔, 提升抗水损性能(冻融劈裂强度比 $TSR \geq 85\%$)。考虑研究地区常用路面结构类型选取 AC-13 级配, 并结合规范《公路沥青路面施工技术规范》(JTG F40—2004)及低温环境性能优化要求, 设计颗粒级配如图 1 所示。

第一作者简介: 袁光华(1989—), 工程师, 主要从事道路桥梁工程专业技术工作。

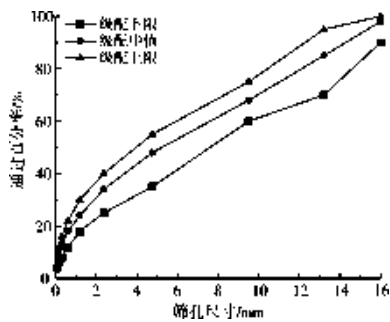


图1 级配曲线图

表2 粗集料检测结果表

指标	单位	技术要求	检测值
压碎值	%	≤12	10.2
洛杉矶磨耗损失	%	≤16	14.8
针片状颗粒含量	%	≤8	5.3
吸水率	%	≤1.0	0.8
表观密度	g/cm ³	≥2.60	2.83
黏附性等级	级	≥4	5

表3 细集料及填料检测结果表

材料	指标	单位	技术要求	检测值
细集料	含泥量	%	≤1.0	0.5
	砂当量(SE)	%	≥60	78
	棱角性指数	s	≥30	38
	吸水率	%	≤2.0	1.2
	表观密度	g/cm ³	≥2.50	2.68
	矿粉粒度	%	≥90	93
填料	水泥掺量	%	—	1.5
	比表面积	m ² /kg	≥300	415

1.2 混合料拌和及压实温度

根据 Superpave 设计方法,混合料的拌和温度应既能确保沥青与集料之间的充分混合,又能保持沥青的工作性^[8]。基于 Superpave 设计体系的体积分析法原理,本研究采用等孔隙率法建立温拌沥青混合料温度-性能关联模型。该方法通过控制试件孔隙率恒定(设计值为 4.0%±0.5%),量化不同温拌剂对沥青工作性能的影响机制。通过马歇尔击实试验,获取不同温拌剂作用下橡胶改性沥青的空隙率-拌和温度曲线,结果如图 2 所示。

由图 2 可知,在空隙率相同时,掺加温拌剂后改性沥青混合料的击实温度与橡胶沥青热拌混合料的击实温度相比均有所下降。当规定空隙率为 4% 时,橡胶沥青热拌混合料与分别掺加 Sasobit、Evotherm DAT、Aspha-Min 的温拌沥青混合料的击实温度分别为 175.2℃、146.8℃、157.4℃和 165.9℃。3 类温拌剂对于温度下降的作用效果各不相同,其中 Sasobit 温拌剂的降温效果最好,将击实温度从 175.2℃降低至 146.8℃,温度降幅高达 16.2%。

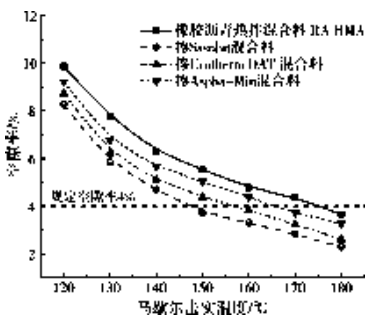


图2 不同温拌剂下改性沥青混合料的空隙率变化曲线图

1.3 混合料最佳沥青用量

为了确定最佳沥青用量,本研究采用了马歇尔设计法,在试验中调整沥青含量(在 4%~7% 进行调整)。根据马歇尔试验结果,使用 Sasobit 温拌剂时,最佳沥青用量为 5.22%;使用 Evotherm DAT 时,最佳沥青用量为 5.41%;使用 Aspha-Min 时,最佳沥青用量为 5.65%。结合具体的施工需求,可在不同温拌剂的选择下优化沥青用量,从而提高路面施工的质量和可持续性。

2 温拌橡胶改性沥青性能研究

2.1 耐高温稳定性

对不同类型的温拌沥青混合料进行了车辙试验,测试其在高温下的抗车辙能力和车辙深度结果如图 3 所示。由图 3 可知,使用 Evotherm DAT 温拌剂的沥青混合料在抗车辙能力方面表现最优,动稳定度为 4 967 次/mm,且车辙变形量为 2.04 mm,明显优于其他混合料;其次为 Aspha-Min 温拌剂的沥青混合料,其动稳定度为 4 742 次/mm,车辙变形量为 2.06 mm。Sasobit 温拌剂的混合料动稳定度为 4 415 次/mm,车辙变形量为 2.21 mm,表现相对较差。RA HMA 的动稳定度为 4 218 次/mm,车辙变形量为 2.24 mm,性能最差。这表明,Evotherm DAT 和 Aspha-Min 在改善沥青混合料的高温稳定性方面具有显著优势。

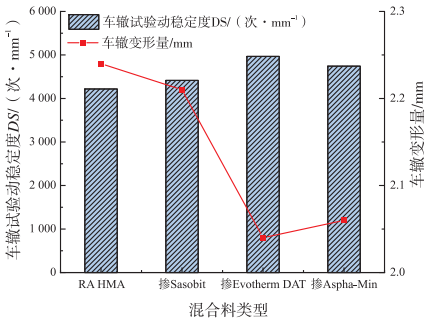


图3 不同温拌剂改性沥青混合料的耐高温特性柱状图

2.2 低温抗裂性能

为了评估混合料在低温条件下的抗裂性能和韧性,本研究采用了低温弯曲试验来进行测试,根据目标研究区域的实际温度,设置低温环境温度为 -15℃。低温弯曲试验可以模拟低温条件下的沥青混合料受拉伸作用

时的应力应变行为,从而为混合料的低温抗裂性提供重要依据。不同温拌剂下橡胶沥青混合料的低温弯曲试验结果如图4所示。

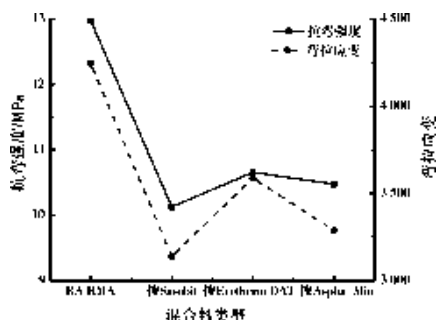


图4 不同温拌剂改性沥青混合料的抗弯拉特性曲线图

由图4可知,使用RA HMA混合料的抗弯强度最大(12.98 MPa),表明其在低温条件下具有较好的韧性,但其较高的弯拉应变(4.245.79)可能导致低温抗裂性较差。相比之下,使用Sasobit、Evotherm DAT和Aspha-Min温拌剂的混合料表现出较低的抗弯强度,分别为10.12 MPa、10.65 MPa和10.47 MPa,表明其在低温下具有较好的抗裂性能和韧性。特别是Evotherm DAT,其抗弯强度为3.588.14 MPa,低于RA HMA,显示出较为适中的刚性,具有较好的低温抗裂性能。

2.3 水稳定性

为了评估温拌橡胶改性沥青混合料在水作用下的稳定性,本研究采用了冻融劈裂试验来测试其抗水损害性能;通过计算冻融劈裂强度比(TSR)来比较不同温拌剂下沥青混合料的水稳定性,规范要求 $TSR > 80\%$ 。冻融劈裂结果如表4所示。

表4 不同混合料冻融劈裂试验结果表

类型	冻融前 劈裂强度 /MPa	冻融后 劈裂强度 /MPa	冻融劈 裂强度比 /%
RA HMA	0.781	0.638	90.2
Sasobit	0.891	0.726	89.1
Evotherm DAT	0.814	0.682	91.3
Aspha-Min	0.836	0.704	92.4

由表4可知,使用Aspha-Min的混合料在冻融循环后的水稳定性最优,其冻融劈裂强度比(TSR)为92.4%,表现出较强的抗水损害能力;其次是Evotherm DAT,其TSR为91.3%,显示出较好的低温抗裂性和水稳定性。以上结果表明,不同温拌剂的选择对橡胶沥青混合料的水稳定性具有显著影响,Aspha-Min和Evotherm DAT在改善沥青混合料水稳定性方面具有明显优势。

综上所述,Evotherm DAT和Aspha-Min温拌剂在提高沥青混合料的耐高温稳定性、低温抗裂性和水稳定性方面具有明显的优势,适合在高温、低温和湿润环境下使

用。研究结果为不同温拌剂在沥青混合料中的应用提供了科学依据,特别是对于寒冷、湿润等复杂环境下的道路建设,Evotherm DAT和Aspha-Min的温拌剂具有较强的应用前景。

3 温拌橡胶改性沥青混合料施工关键技术

3.1 原材料选择及控制

温拌橡胶改性沥青混合料采用的基质沥青通常是经过改性处理的SBS改性沥青,并掺入废胎胶粉(CR)进行橡胶改性。混合料中的集料应满足严格的质量标准,特别是粗集料的清洁度、干燥性和颗粒形状必须符合要求,以确保良好的胶结性能。施工前,对原材料的质量进行严格检查,并确保所有原材料储存条件符合规范,避免潮湿和污染影响施工质量。

3.2 温拌剂的精准添加与混合均匀性

常用的温拌剂如Sasobit、Evotherm DAT和Aspha-Min具有不同的性能特征,应根据施工环境和温拌沥青混合料的实际情况进行配合比调整。在混合过程中,确保温拌剂能够均匀分布在沥青中,并通过充分搅拌使其与基质沥青和橡胶颗粒形成稳定的胶结体系。

3.3 拌和与摊铺施工

拌和过程中的温度应保持在规定范围内,避免温度过低导致沥青黏度过大,影响混合料的流动性与施工性。施工过程中,应确保沥青混合料在运输、摊铺和压实前的温度保持稳定。在摊铺环节,施工人员应严格控制摊铺厚度与均匀性,确保混合料的层间黏结良好,避免因层次不均导致路面出现裂缝或低温裂纹。

压实是确保沥青混合料密实度的关键环节。压实温度应控制在 $120^{\circ}\text{C} \sim 140^{\circ}\text{C}$,过高或过低的压实温度都会影响混合料的最终密实度和稳定性。施工过程中,压路机应选择适当的速度和压实次数,确保混合料的压实度达到规范要求,从而提高路面的抗车辙性和耐久性。

4 结语

本文通过对不同温拌剂下橡胶改性沥青混合料的性能研究,得出了以下关键结论:

(1)Evotherm DAT和Aspha-Min温拌剂在提高沥青混合料的抗车辙能力和低温稳定性方面具有显著优势,表现出较好的高温抗车辙性能。相比之下,Sasobit和RA HMA的高温性能较差,尤其是RA HMA,在动稳定性和车辙变形量上表现最差。

(2)Evotherm DAT温拌剂的混合料表现出较为适中的刚性和优异的低温抗裂性,弯拉应变低于RA HMA,显示出较强的低温韧性。

(3)Aspha-Min和Evotherm DAT在改善沥青混合料的水稳定性方面具有明显优势,冻融劈裂强度比分别为92.4%和91.3%,表现出较强的抗水损害能力。

(下转第57页)

粉煤灰—矿渣复合改性混凝土耐久性与自养护技术

周立飞, 许红松, 沈丹婷, 钟增玲, 刘志刚
(广西长兴工程建设有限公司, 广西 南宁 530200)

摘 要: 文章通过对不同工况下混凝土的抗碳化性能、抗冻融性能和抗硫酸盐侵蚀性能的对比, 分析了粉煤灰和矿渣对混凝土耐久性的影响。试验结果表明, 较低的水胶比(0.36)和适量掺入粉煤灰(65 kg/m^3)与矿渣(65 kg/m^3)可以显著提高混凝土的抗碳化和抗冻融性能, 但过多掺入粉煤灰和矿渣会降低其耐久性。基于试验结果, 提出了自养护建议: 水胶比为 0.36, 粉煤灰用量为 65 kg/m^3 , 矿渣用量为 65 kg/m^3 , 早期保湿养护, 定期检查维护, 避免极端环境。这些措施可有效提高混凝土的耐久性, 减少维护成本, 延长结构使用寿命, 为实际工程应用提供理论依据和技术支持。

关键词: 粉煤灰; 矿渣; 混凝土耐久性; 自养护技术

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.004

文章编号: 1673-4874(2025)07-0011-04

0 引言

随着全球工业化进程的加速, 混凝土作为最广泛应用的建筑材料之一, 其耐久性问题日益受到关注^[1]。混凝土结构在自然环境中长期受到多种物理、化学因素的侵蚀, 如碳化、冻融循环和硫酸盐侵蚀等, 这些因素显著影响其使用寿命和安全性^[2]。因此, 如何提高混凝土的耐久性成为材料科学与工程领域的重要研究课题。

粉煤灰和矿渣作为工业副产品, 不仅具有潜在的经济价值, 还因其独特的化学和物理特性, 在改善混凝土性能方面展现出巨大潜力^[3]。粉煤灰的微集料效应和火山灰反应能够有效提高混凝土的密实性和抗渗性, 从而增强其耐久性^[4]。矿渣则因其高活性和良好的水化特性, 能够显著提升混凝土的强度和抗化学侵蚀能力^[5]。近年来, 将粉煤灰和矿渣复合使用的研究逐渐增多, 结果表明这种复合改性方法能够在一定程度上提高混凝土的综合性能, 尤其是在抗碳化、抗冻融和抗硫酸盐侵蚀等方面^[6]。

然而, 目前对于粉煤灰—矿渣复合改性混凝土的自养护技术研究仍处于探索阶段。自养护技术通过利用混凝土内部的水分和化学反应生成物, 实现对混凝土的持续养护, 从而进一步提高其耐久性^[7]。这种技术不仅能够减少对外部养护的依赖, 还能有效降低因养护不当导致的混凝土性能下降问题。

本研究旨在深入探讨粉煤灰和矿渣对混凝土抗碳化性能、抗冻融性能和抗硫酸盐侵蚀性能的影响, 并通过试验结果总结粉煤灰—矿渣复合改性混凝土的自养护技术, 为实际工程应用提供理论依据和技术支持。

1 原材料性能介绍

混凝土的性能在很大程度上取决于其原材料的性能。本研究中, 混凝土的主要组成部分包括水泥、粉煤灰

和矿渣, 这些材料的性能指标如下:

(1) 水泥。本研究选用 P·O 42.5 普通硅酸盐水泥, 其性能指标符合国家标准《通用硅酸盐水泥》(GB 175—2023)的要求。

(2) 粉煤灰。本研究选用 F 类 II 级粉煤灰, 其细度为 11.2%, 需水量比为 99%。

(3) 矿渣。本研究选用 S95 级矿渣粉, 其流动度比为 102%, 28 d 活性指数为 100%, 比表面积为 $430 \text{ m}^2/\text{kg}$ 。

2 试验方案设置

本研究的试件设计严格遵循国家规范与行业标准, 以确保试验结果的准确性和可靠性。在不同耐久性性能的试验中, 试件的尺寸、养护条件和试验流程均经过精心设计。

2.1 试件设计

(1) 抗碳化性能试验: 采用 $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ 的立方体试件, 养护龄期达到 26 d 时, 取出试件并在 60°C 下烘干 48 h, 以去除试件内部的水分, 从而更准确地评估其抗碳化性能。烘干后的试件进行相关试验, 以测定其碳化深度等指标。

(2) 抗冻融性能试验: 采用 $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ 的棱柱体试件, 养护龄期达到 24 d 时, 取出试件并在水温 $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ 条件下浸泡 4 d, 以模拟冻融循环前的初始状态。浸泡后的试件进行相关试验, 以测定其在冻融循环后的强度变化和质量损失等指标。

(3) 抗硫酸盐侵蚀性能试验: 采用 $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ 的立方体试件, 养护龄期达到 26 d 时, 取出试件并在 $(80 \pm 5)^\circ\text{C}$ 下烘干 48 h, 以去除试件内部的水分, 从而更准确地评估其抗硫酸盐侵蚀性能。烘干后的试件进行相关试验, 以测定其在硫酸盐溶液中的质量变化和强度变化等指标。

第一作者简介: 周立飞(1985—), 工程师, 主要从事公路工程试验检测工作。

表 1 不同试验的试件设计表

试验	试件	养护
抗碳化	立方体试件 100 mm×100 mm×100 mm	养护 26 d 后, 60℃ 下烘干 48 h
抗冻融	棱柱体试件 100 mm×100 mm×400 mm	养护 24 d 后, 在水温 (20±2)℃下浸泡 4 d
抗硫酸盐侵蚀	立方体试件 100 mm×100 mm×100 mm	养护 26 d 后, 在 (80±5)℃下烘干 2 d

2.2 试验工况

本研究共设置 3 组工况, 每组制作 3 个试件, 分别用于 3 个试验。混凝土强度等级均为 C40, 其余参数详见表 2。

表 2 不同试验的工况设置表

工况	水胶比	粉煤灰/(kg·m ⁻³)	矿渣/(kg·m ⁻³)
一	0.40	0	0
二	0.36	65	65
三	0.40	90	60

对比不同工况下混凝土的耐久性能, 以系统地评估粉煤灰和矿渣对混凝土耐久性的影响, 为后续的自养护技术研究提供基础数据。

2.3 试验过程

2.3.1 混凝土抗碳化性能试验

(1) 试件经石蜡和画线处理后放入碳化箱, 将箱内湿度及 CO₂ 浓度分别控制在 (20±2)℃、(70±5)% 和 (20±3)%。

(2) 达到指定龄期后取出试件破型, 喷涂酚酞酒精溶液并干燥, 每隔 2 cm 测碳化深度, 精确至 0.5 mm。

2.3.2 混凝土抗冻融循环性能试验

(1) 浸泡后擦干试件并编号, 称重记录初始质量 W_0 , 测量初始动弹性模量。

(2) 将试件盒放入冻融箱, 加水没过试件顶部 5 mm, 开始冻融试验。

(3) 每次冻融循环在 2~4 h 完成。

(4) 每隔 25 次冻融循环取出试件, 观察外观损伤, 称重, 测量动弹性模量并记录数据, 直至动弹性模量损失 >40% 或质量损失率 >5% 时终止试验。

2.3.3 混凝土抗硫酸盐侵蚀(干湿循环)试验

(1) 试件经烘干冷却后放入干湿循环试验机。

(2) 启动试验机, 将 5% Na₂SO₄ 溶液抽入试验箱, 溶液没过试件表面 20 mm, 按程序进行干湿循环, 每次循环总时间 (24±2)h。

(3) 指定周期时取出试件进行抗压强度试验并观察表面破损。

(4) 耐蚀系数达 75%、试验周期达 150 次或达到目标试验次数时终止试验。

3 试验结果与分析

3.1 碳化影响研究

如图 1 所示为不同工况下混凝土的碳化深度随循环周期(天数)的变化情况。其中, 工况一(水胶比 0.4, 粉煤灰 0 kg/m³, 矿渣 0 kg/m³)的碳化深度增长较为缓慢, 30 d 时碳化深度约为 5 mm; 工况二(水胶比 0.36, 粉煤灰 65 kg/m³, 矿渣 65 kg/m³)的碳化深度增长速度适中, 30 d 时碳化深度约为 7 mm; 工况三(水胶比 0.4, 粉煤灰 90 kg/m³, 矿渣 60 kg/m³)的碳化深度增长最快, 30 d 时碳化深度约为 9 mm。

由此可以推断:

(1) 较低的水胶比通常会提高混凝土的密实性, 从而降低碳化深度。由图 1 可知, 工况二的碳化深度增长速度适中, 说明较低的水胶比对提高混凝土的抗碳化性能有一定作用。

(2) 适量掺入粉煤灰和矿渣可以在一定程度上提高混凝土的抗碳化性能, 而过多掺入粉煤灰和矿渣会降低混凝土的抗碳化性能。

总的来说, 适量掺入粉煤灰和矿渣可以提高混凝土的抗碳化性能, 但过多的掺量会降低混凝土的抗碳化性能。此外, 较低的水胶比有助于提高混凝土的抗碳化性能。因此, 在实际工程应用中, 应合理控制水胶比和粉煤灰、矿渣的掺入量, 以达到最佳的抗碳化效果。

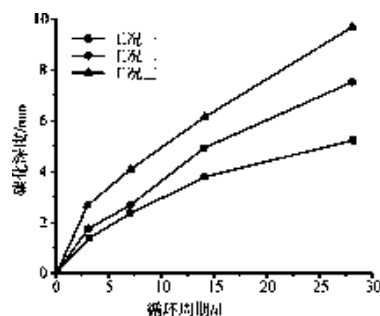


图 1 不同工况下混凝土的碳化深度变化曲线图

3.2 冻融影响研究

如图 2 所示为不同工况下混凝土的质量损失率随冻融循环次数的变化情况。其中, 工况一的质量损失率在循环次数较少时相对较低, 但随着循环次数的增加, 质量损失率逐渐上升, 180 次循环后质量损失率约为 1.8%; 工况二的质量损失率在循环次数较少时也较低, 但随着循环次数的增加, 质量损失率上升速度较工况一稍快, 180 次循环后质量损失率约为 1.6%; 工况三的质量损失率在循环次数较少时最低, 但随着循环次数的增加, 质量损失率上升速度最快, 180 次循环后质量损失率约为 1.9%。由此可以推断:

(1) 较低的水胶比通常会提高混凝土的密实性, 从而降低冻融循环中的质量损失率。由图 2 可知, 工况二在循环次数较少时的质量损失率较低, 说明较低的水胶比对提高混凝土的抗冻融性能有一定作用。

(2) 工况一未掺入粉煤灰和矿渣,质量损失率在循环次数较少时较低,但随着循环次数的增加,质量损失率逐渐上升。工况二掺入了适量的粉煤灰和矿渣,质量损失率在循环次数较少时也较低,但随着循环次数的增加,质量损失率上升速度较工况一稍快。工况三掺入了较多的粉煤灰和矿渣,质量损失率在循环次数较少时最低,但随着循环次数的增加,质量损失率上升速度最快。

总的来说,适量掺入粉煤灰和矿渣可以提高混凝土的抗冻融性能,但过多的掺量会降低混凝土的抗冻融性能。此外,较低的水胶比有助于提高混凝土的抗冻融性能。因此,在实际工程应用中,应合理控制水胶比和粉煤灰、矿渣的掺入量,以达到最佳的抗冻融效果。

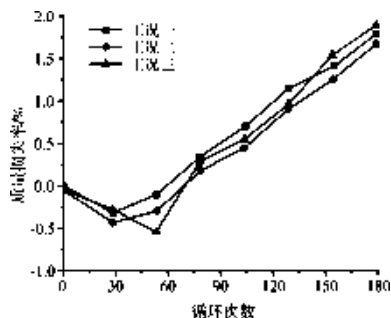


图2 不同工况下混凝土冻融循环对比曲线图

3.3 硫酸盐侵蚀研究

如图3所示为不同工况下混凝土的耐侵蚀系数随循环周期(天数)的变化情况。其中,工况一的耐侵蚀系数在15 d时约为95%,30 d时约为90%,45 d时约为85%,60 d时约为80%。工况二的耐侵蚀系数在15 d时约为95%,30 d时约为90%,45 d时约为85%,60 d时约为80%。工况三的耐侵蚀系数在15 d时约为100%,30 d时约为95%,45 d时约为90%,60 d时约为85%。

由此可以推断:

(1) 较低的水胶比通常会提高混凝土的密实性,从而提高其抗硫酸盐侵蚀性能;工况二在循环周期内的耐侵蚀系数下降速度较慢,说明较低的水胶比对提高混凝土的抗硫酸盐侵蚀性能有一定作用。

(2) 工况一未掺入粉煤灰和矿渣,耐侵蚀系数下降较快,说明普通混凝土在抗硫酸盐侵蚀方面性能较差。工况二掺入了适量的粉煤灰和矿渣,耐侵蚀系数下降速度较慢,表明适量掺入粉煤灰和矿渣可以在一定程度上提高混凝土的抗硫酸盐侵蚀性能。工况三掺入了较多的粉煤灰和矿渣,耐侵蚀系数下降速度最快,说明过多掺入粉煤灰和矿渣会降低混凝土的抗硫酸盐侵蚀性能。

总的来说,适量掺入粉煤灰和矿渣可以提高混凝土的抗硫酸盐侵蚀性能,但过多的掺量会降低混凝土的抗硫酸盐侵蚀性能。此外,较低的水胶比有助于提高混凝土的抗硫酸盐侵蚀性能。因此,在实际工程应用中,应合理控制水胶比和粉煤灰、矿渣的掺入量,以达到最佳的抗硫酸盐侵蚀效果。

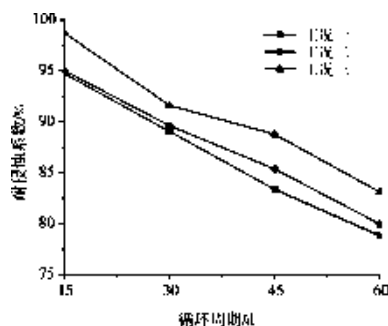


图3 不同工况下混凝土抗侵蚀系数对比曲线图

4 混凝土自养护建议

根据试验结果,为了提高混凝土的耐久性并实现自养护,提出以下建议:

(1) 合理选择水胶比。水胶比对混凝土的耐久性有显著影响。较低的水胶比可以提高混凝土的密实性,从而降低碳化深度和质量损失率。建议在实际工程中选择水胶比为0.36,以达到较好的抗碳化和抗冻融性能。

(2) 适量掺入粉煤灰和矿渣。适量掺入粉煤灰和矿渣可以提高混凝土的抗碳化性能和抗冻融性能,但过多的掺量会降低混凝土的耐久性。建议在实际工程中,将粉煤灰用量控制在 65 kg/m^3 ,矿渣用量控制在 65 kg/m^3 ,以达到最佳的综合性能。

(3) 优化养护条件。在混凝土浇筑后的早期阶段,应保持混凝土表面的湿润,以促进水泥的水化反应。可以采用覆盖保湿材料或定期洒水的方法,确保混凝土在养护期内不出现干燥现象。

(4) 定期检查和维修。在混凝土结构使用过程中,应定期检查其表面状况,及时发现并处理可能出现的裂缝和损伤。对于暴露在恶劣环境中的混凝土结构,可以考虑采用防护涂层或修复材料,以延长其使用寿命。

(5) 环境控制。在混凝土养护和使用过程中,应尽量避免其暴露在极端环境中,如高温、高湿度、冻融循环和化学侵蚀等。可以通过调整施工时间、使用遮阳设施和防冻措施等方法,减少环境对混凝土的影响。

通过以上自养护技术,可以有效提高混凝土的耐久性,减少维护成本,延长结构的使用寿命。

5 结语

本研究通过对比不同工况下混凝土的抗碳化性能、抗冻融性能和抗硫酸盐侵蚀性能,探讨了粉煤灰和矿渣对混凝土耐久性的影响,并提出了相应的自养护建议。得出主要结论如下:

(1) 水胶比的影响。较低的水胶比(如0.36)可以显著提高混凝土的抗碳化性能和抗冻融性能,但对硫酸盐侵蚀性能的影响相对较小。因此,在实际工程中,应优先选择较低的水胶比以提高混凝土的耐久性。

(下转第109页)

钢渣高模量沥青混合料高温稳定性影响因素研究

卢振龙

(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 为提高沥青混合料高温抗车辙性能, 掺入高模量改性剂(HM)及钢渣制备钢渣高模量改性沥青混合料, 通过正交试验分析和灰关联分析方法进行影响因素关联性研究。结果表明: 掺入适量的钢渣及高模量改性剂对混合料高温稳定性起促进作用, 钢渣掺量从 20% 提高至 100% 时混合料动稳定度提升约 12.9%, 当 HM 掺量从 0.3% 提高至 0.5% 时混合料动稳定度提升约 16.9%; 混合料高温稳定性影响因素作用排序为: 温度 > HM 掺量 > 钢渣掺量; 钢渣高模量沥青混合料较优的掺配方式为钢渣掺量 60% 和 HM 掺量 0.5%, 经试验验证各项路用性能均能满足相关规范要求。

关键词: 沥青混合料; 钢渣; 高模量改性剂(HM); 配合比设计

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.005

文章编号: 1673-4874(2025)07-0014-03

0 引言

近年来, 人们的出行方式及物流运输方式正不断变化, 专用货车占比不断提高, 公路运输正朝着重载化方向发展^[1]。不断增大的交通荷载和复杂的环境因素综合影响, 加速了沥青路面的破坏, 导致路面在未达到设计寿命时, 提前出现了裂缝、车辙、坑槽等病害, 严重影响了道路行车的安全性, 增加了道路运营养护成本^[2]。对此, 国内外学者开展了大量的试验研究, 以期延长沥青混凝土路面的使用寿命, 其中高模量改性剂被认为能够增加沥青混合料的刚性, 具备较好的高温稳定性和耐疲劳性能。唐新国^[3]基于 DSR 试验比对了 SBS 改性沥青和 PR、益道 R 两种高模量改性剂改性沥青, 研究发现高模量改性剂能大幅提高沥青的高温性能。刘东海等^[4]通过车辙试验比对了 SBS 改性沥青混合料和 HDM 高模量沥青混合料, 研究发现高模量沥青混合料高温稳定性较 SBS 改性沥青混合料明显提高。钢渣是炼钢工业的附带产物, 目前被作为固体废弃物堆积处理, 利用率较低。钢渣表面构造粗糙, 颗粒强度较高, 使用钢渣替代部分集料能有效改善沥青混合料的高温稳定性^[5]。柳力等^[6]采用钢渣替代粗集料制备 ARAC-13 沥青混合料, 混合料高温稳定性明显改善, 动稳定度提高了 23.2%。已有研究表明, 高模量改性剂和钢渣对沥青混合料高温稳定性改善均有促进作用, 然而高模量改性剂和钢渣在沥青混合料体系中复合应用研究相对较少。因此, 本文通过车辙试验研究钢渣和高模量改性剂对沥青混合料高温稳定性影响, 并验证其他路用性能, 为钢渣高模量沥青混合料应用推广提供参考。

1 试验原材料

1.1 沥青

试验采用 70# 基质沥青, 主要性能检测结果见表 1。

1.2 粗集料

粗集料选用辉绿岩和自然陈化 12 个月的钢渣, 粒径规格为 10~16 mm、5~10 mm、3~5 mm, 主要性能指标见表 2。

表 1 沥青基本性能检测结果表

项目	单位	实测值	技术要求
针入度(25℃)	0.1 mm	76	60~80
延度(15℃)	cm	>100	≥100
软化点	℃	49.0	≥46
动力黏度(60℃)	Pa·s	190	≥180
质量变化	%	-0.25	≤±0.8
RTFOT 残留物			
残留针入度比	%	67	≥61
残留延度(10℃)	cm	7	≥6

1.3 细集料

细集料采用辉绿岩机制砂, 粒径规格为 0~3 mm, 主要性能指标见表 3。

1.4 外加剂

试验采用直投式高模量改性剂(HM), 其性能指标见表 4。

2 沥青混合料组成设计

试验采用 10~16 mm、5~10 mm、3~5 mm、0~3 mm 辉绿岩集料进行混合料级配组成设计, 级配曲线见图 1, 辉绿岩、钢渣采用等体积替代方法替换, 保证混合料体积组成不变, 降低混合料体积组成变化对试验结果的影响。高模量改性剂采用外掺法, 掺量为沥青用量的百分数。

3 沥青混合料高温稳定性影响因素研究

3.1 正交试验设计

前期研究工作表明, 钢渣掺量、HM 掺量、温度是影响钢渣高模量沥青混合料高温稳定性的主要因素。因此, 采用 $L_9(3^3)$ 设计正交试验, 其中因素 A 钢渣掺量水平为: 20%、60% 和 100%; HM 掺量水平为: 0.3%、0.4% 和 0.5%; 温度水平为: 60℃、70℃ 和 80℃。采用车辙动稳定度试验测试沥青混合料的动稳定度及车辙深度, 正交试验设计及试验结果见表 5。

作者简介: 卢振龙(1973—), 高级工程师, 主要从事道路桥梁施工管理工作。

表 2 粗集料主要性能指标检测结果表

项目	单位	钢渣			辉绿岩			技术标准
		10~16 mm	5~10 mm	3~5 mm	10~16 mm	5~10 mm	3~5 mm	
表观相对密度	—	3.389	3.333	3.380	2.922	2.914	2.933	≥2.9
压碎值	%	15.4	—	—	13.5	—	—	≤22
洛杉矶磨耗值	%	13.5	16.2	—	13.2	12.6	—	≤22
吸水率	%	2.04	2.10	2.24	0.35	0.40	0.46	≤3.0
针片状颗粒含量	%	8.2	—	—	9.7	—	—	≤12
水洗法<0.075 mm 颗粒含量	%	—	6.7	—	—	10.8	—	≤18
磨光值	—	0.2	0.3	0.5	0.1	0.1	0.4	≤1
f-CaO 含量	%	48.7	—	—	47.6	—	—	≥42
f-MgO 含量	%	—	—	—	—	—	—	—

表 3 细集料辉绿岩机制砂性能检测结果表

检验指标	单位	辉绿岩	技术要求
表观相对密度	—	2.924	≥2.50
砂当量	%	70.83	≥65
亚甲蓝值	g·kg ⁻¹	2.4	≤25
棱角性(流动时间)	s	41.8	≥30
含泥量(<0.075 mm 的含量)	%	1.7	≤2

表 4 高模量改性剂主要性能指标表

密度/(g·cm ⁻³)	熔融指数/(g·min ⁻¹)	软化点/℃	颗粒直径/mm
0.93~1.06	7~9	135~150	2~5

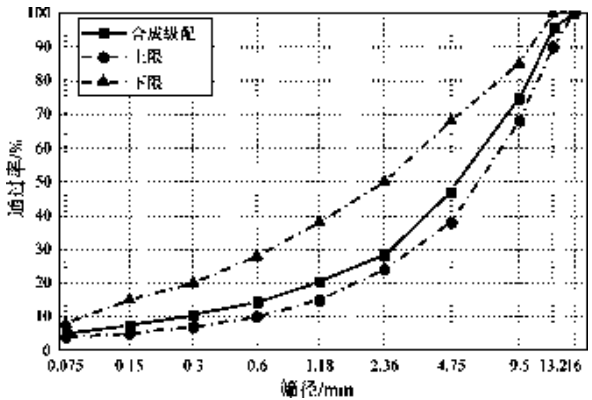


图 1 矿料合成级配曲线图

R 值越大表明因素对指标的影响越大,由表 5 分析可知,随着试验温度的升高,钢渣高模量沥青混合料动稳定度下降显著,80℃温度水平下沥青混合料动稳定度较 60℃温度水平下降了约 46.4%,温度是影响混合料高温稳定性的主要因素。随着钢渣掺量和 HM 掺量的提高,混合料动稳定度有所提高,钢渣掺量 100% 水平的沥青混合料动稳定度较钢渣掺量 20% 水平下提高了约 12.9%,高模量改性剂 HM 掺量 0.5% 水平的沥青混合料动稳定度较 HM 掺量 0.3% 水平下的沥青混合料提升了

表 5 高温稳定性正交试验设计及试验结果表

试验编号	钢渣掺量/%	HM 掺量/%	温度/℃	动稳定度/(次·mm ⁻¹)
1	20	0.3	60	7 142
2	20	0.4	70	6 416
3	20	0.5	80	4 780
4	60	0.3	70	7 144
5	60	0.4	80	4 825
6	60	0.5	60	8 738
7	100	0.3	80	3 327
8	100	0.4	60	8 239
9	100	0.5	70	7 064
K1	6 112.67	5 871.00	8 039.67	—
K2	6 902.337	6 493.33	6 874.67	—
K3	6 210.00	6 860.67	4 310.67	—
R	789.67	989.67	3 729.00	—

约 16.9%。这可能是由于高模量改性剂能与沥青充分融合成新的高聚物,在轮碾压实作用下被挤压延展,形成致密的网状结构,提高了混合料抗变形能力,并且高模量改性剂掺入提高了沥青软化点,降低混合料温度敏感性。而钢渣表面结构粗糙多孔隙,增大了沥青与骨料间的黏结面积,提高了界面黏结强度。此外,钢渣的棱角丰富,能增大骨料间的嵌挤作用,形成稳定的骨架结构,进而提高钢渣高模量沥青混合料的高温稳定性。

3.2 灰色关联度分析

3.2.1 灰色关联度计算方法

灰色关联度分析方法通过确定分析序列、数据无量纲化处理、计算灰色关联系数和灰色关联度等手段,评价多种影响因素分别对某项指标的影响程度,具备较高的系统性、科学性,在道路行业中有了较为广泛的应用^[7],数据分析步骤如下:

(1)确定分析序列:

$$\begin{aligned} X_1' &= [x_1'(1), x_1'(2), \dots, x_1'(n)] \\ &\vdots \\ X_m' &= [x_m'(1), x_m'(2), \dots, x_m'(n)] \end{aligned}$$

系统的参考序列为：
 $X_0' = [x_0'(1), x_0'(2), \dots, x_0'(n)]$
(2)数据无量纲化：

$$x_i(k) = \frac{x_i'(k)}{x_i'(1)} \tag{1}$$

式中： $i = 0, 1, 2, \dots, m; k = 1, 2, \dots, n$ 。

(3)计算灰色关联系数：

$$\xi_i(k) = \frac{\min |x_0(k) - x_i(k)| + \rho \cdot \max |x_0(k) - x_i(k)|}{|x_0(k) - x_i(k)| + \rho \cdot \max |x_0(k) - x_i(k)|} \tag{2}$$

式中： ρ ——分辨系数，通常取 0.5。

(4)计算灰色关联度：

$$\gamma_i = \frac{1}{m} \sum_{k=1}^m \xi_i(k) \tag{3}$$

3.2.2 灰色关联度计算及因素分析

以动稳定度为参考序列，钢渣掺量、HM 掺量、温度作为比较序列，计算各影响因素的灰色关联度，评价各影响因素与混合料高温稳定性能的相关性，计算结果见表 6。

表 6 以动稳定度为参考序列的灰色关联度计算结果表

试验 编号	下列各因素的灰色关联系数		
	钢渣掺量	HM 掺量	温度
1	1.000 0	1.000 0	1.000 0
2	0.957 1	0.839 0	0.894 2
3	0.872 7	0.694 5	0.773 4
4	0.531 3	0.999 9	0.931 6
5	0.493 8	0.775 1	0.775 1
6	0.560 7	0.836 5	0.910 3
7	0.333 3	0.809 3	0.723 2
8	0.370 8	0.926 5	0.936 5
9	0.361 1	0.769 9	0.927 4
γ_i	0.560 1	0.831 3	0.859 0

由表 6 可知，灰色关联度从小到大的影响因素依次为钢渣掺量、HM 掺量和温度，灰色关联度分析结果与正交试验分析结果一致。表明温度因素与钢渣高模量沥青混合料动稳定度相关性最大，其次是 HM 掺量，而钢渣掺量的相关性最小。因此，在钢渣高模量沥青混合料配合比设计及工程应用时，应重点关注温度对混合料性能的影响，加强混合料原材料相关温度指标的控制，如沥青软化点等，同时合理调整 HM 掺量和钢渣掺量。

4 路用性能验证

根据正交试验结果分析，当钢渣掺量为 60%、HM 掺量为 0.5% 时，钢渣高模量沥青混合料动稳定度较好，而现场应用时还应验证混合料其他路用性能是否满足相关技术要求。因此，采用钢渣掺量为 60%、HM 掺量为 0.5% 的组合方式制备钢渣高模量沥青混合料，并通过浸水马歇尔试验、冻融劈裂试验验证其水稳定性能，通过 60℃ 车辙试验验证其高温稳定性能，通过 -10℃ 低温小梁弯曲试验验证其低温稳定性能，通过温度 15℃、偏

正弦波加载频率 10 Hz、应变控制水平 600 $\mu\epsilon$ 的四点弯曲疲劳试验验证其耐久性能，通过浸水膨胀试验验证其体积稳定性能，试验结果见表 7。

表 7 钢渣高模量沥青混合料路用性能试验结果表

项目	单位	实测值	技术要求
浸水马歇尔残留稳定度	%	91.2	≥ 85
冻融劈裂残留强度比	%	89.7	≥ 80
动稳定度	次 $\cdot$ mm ⁻¹	8 738	$\geq 2\ 800$
最大弯拉应变	$\mu\epsilon$	2 697	$\geq 2\ 500$
疲劳寿命	次	38 551	—
体积膨胀率	%	0.63	≤ 1

根据表 7 分析可知，钢渣掺量为 60%、HM 掺量为 0.5% 的组合方式制备的钢渣高模量沥青混合料各项路用性能均能满足相关规范要求，同时具备较高的耐疲劳性和体积稳定性。

5 结语

本文通过正交试验和灰色关联度方法分析，以动稳定度为参考量，研究温度、高模量改性剂(HM)掺量和钢渣掺量对钢渣高模量改性沥青混合料高温稳定性影响，得出以下结论：

(1)各因素对钢渣高模量沥青混合料高温稳定性影响作用排序如下：温度>HM 掺量>钢渣掺量。

(2)适当提高钢渣、高模量改性剂掺量对沥青混合料高温稳定性起促进作用，钢渣掺量 100% 水平的沥青混合料动稳定度较钢渣掺量 20% 水平下提高了约 12.9%，高模量改性剂 HM 掺量 0.5% 水平的沥青混合料动稳定度较 HM 掺量 0.3% 水平下的沥青混合料提升了约 16.9%。

(3)钢渣高模量沥青混合料较优的掺配方式为钢渣掺量 60% 和 HM 掺量 0.5%，经路用性能相关试验验证，钢渣高模量沥青混合料高温稳定性、水稳定性、低温抗裂性、抗疲劳性能以及体积稳定性指标均能满足相关技术规范要求，具备较好的推广前景。

参考文献

[1]2023 年交通运输行业发展统计公报[J].中国水运,2024(15):31-35.
[2]杨璐璐,陈长,武文杰,等.沥青路面建设、养护、运营一体化管理技术框架研究[J].公路,2024,69(12):401-408.
[3]唐新国.抗车辙型高模量沥青及混合料高温性能研究[J].西部交通科技,2023(9):57-60.
[4]刘东海,陈建民,段旭瑞,等.高模量改性沥青及混合料高温性能研究[J].公路工程,2024,49(3):121-130,137.
[5]张博皓,王耀正,任晓健,等.陈化钢渣集料特性和其沥青混合料性能分析[J].科学技术与工程,2024,24(30):13145-13152.
[6]柳力,朱晓明,刘朝晖,等.钢渣掺量对橡胶沥青混合料 ARAC-13 性能的影响[J].材料导报,2023,37(10):66-72.
[7]刘亚敏,汪磊,杨振.沥青路面抗滑性能衰减规律及预测模型[J].长安大学学报(自然科学版),2023,43(5):1-10.

收稿日期:2025-03-03

绿色超高性能混凝土工作性能影响因素研究

许红松, 钟增玲, 周立飞, 韦朝龙, 陆艳敬

(广西长兴工程建设有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章研究钢渣粉细度、掺量及钢纤维掺量对绿色超高性能混凝土(GUHPC)力学性能与收缩特性的影响。结果表明, 钢渣粉掺量为10%、细度为400 m²/kg时可优化抗压强度, 掺量>20%后强度下降明显; 钢渣粉的掺入会普遍降低抗拉强度, 细度为200~400 m²/kg时具有较优平衡性; 2%钢纤维掺量可最大程度提高抗压与抗折性能, 3%钢纤维掺量时增幅趋缓, 纤维团聚会影响强度; 400 m²/kg细度钢渣粉及2%钢纤维掺量可有效抑制长期收缩。综合考虑力学与收缩性能, 推荐配合比为: 钢渣粉10%、细度400 m²/kg, 钢纤维1%~2%。研究成果可为GUHPC的工程应用提供理论支撑和优化参考。

关键词: 绿色超高性能混凝土(GUHPC); 钢渣粉细度; 钢渣粉掺量; 钢纤维掺量; 力学性能

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.006

文章编号: 1673-4874(2025)07-0017-03

0 引言

近年来, 随着基础设施建设的迅速发展, 混凝土材料的高性能化、绿色化需求日益迫切^[1]。超高性能混凝土(Green ultra-High Performance Concrete, GUHPC)因其超高强度、高韧性及优异的耐久性, 在桥梁、隧道、海工结构及高层建筑等领域得到了广泛应用^[2-3]。然而, GUHPC因其高水泥用量和钢纤维掺量, 面临着原材料成本高、环境负荷大及早期收缩显著等问题, 这在一定程度上限制了其大规模工程应用^[4]。因此, 如何在保证GUHPC优异性能的同时, 降低其生产成本及碳足迹, 已成为当前研究热点。

钢渣粉是一种典型的冶金固废资源, 主要来源于钢铁冶炼过程^[5]。我国每年产生大量钢渣, 其中一部分经粉磨后可作为矿物掺合料用于混凝土材料体系。然而, 由于钢渣粉的水化活性相对较低, 在混凝土中的应用仍面临诸多技术挑战。现有研究表明, 合理控制钢渣粉的细度和掺量, 可在一定程度上改善混凝土的流变性能及长期力学性能, 同时降低其收缩效应^[6-7]。但目前关于钢渣粉对GUHPC工作性能的影响机制仍缺乏系统研究, 尤其是不同细度钢渣粉对混凝土流变特性、力学特性及体积稳定性的作用机制尚未明晰。此外, 钢纤维作为GUHPC的重要增强组分, 能够有效提升其抗裂性能及延性, 但高掺量的钢纤维往往会导致浆料流动性降低, 影响施工可操作性^[8]。

本研究以GUHPC为研究对象, 重点探讨钢渣粉细度、钢渣粉掺量及钢纤维掺量对GUHPC力学性能及收缩性能的影响规律。研究成果可为未来高性能混凝土的可持续发展提供参考。

1 原材料及试验方案设计

1.1 原材料

本研究采用P·II 52.5级硅酸盐水泥作为主要胶凝材料, 其比表面积为380 m²/kg, 28 d抗压强度≥52.5 MPa。

第一作者简介: 许红松(1987—), 工程师, 主要从事公路工程试验检测工作。

选用三种不同比表面积的转炉钢渣粉(SSP)作为矿物掺合料, 经立磨工艺制备后分别达到200 m²/kg、400 m²/kg、600 m²/kg细度等级, XRF分析显示其CaO(42.3%)、SiO₂(17.6%)、Fe₂O₃(21.8%)含量较高, 活性指数参照《用于水泥和混凝土中的钢渣粉》(GB/T 20491—2017), 经硫酸钠激发后可达0.82。

钢纤维为镀铜平直型钢纤维, 长度为13 mm, 直径为0.2 mm, 抗拉强度≥2 850 MPa, 长径比为65。为提升基体密实度, 掺入比表面积20 000 m²/kg的硅灰(SF), SiO₂含量≥92%。细骨料采用级配石英砂, 粒径为0.15~0.6 mm, 莫氏硬度为7.0。选用聚羧酸系高效减水剂(PCA), 减水率为38%, 固含量为40%。

1.2 配合比设计

基于颗粒最紧密堆积理论, 采用修正 Modified Andreasen and Andersen(MAA)模型进行多组分体系级配优化。最终设计出GUHPC基准配合比如表1所示。本试验中钢渣粉替代率(质量替代水泥): 10%、20%、30%; 钢渣粉细度: 200 m²/kg、400 m²/kg、600 m²/kg; 钢纤维掺量(体积分数): 1%、2%、3%。

为深入探讨不同因素对GUHPC性能的影响, 进一步分析钢渣粉细度、掺量以及钢纤维掺量对GUHPC力学特性及收缩特性的影响。

表1 GUHPC基准配合比表 单位: kg/m³

组分	水泥	钢渣粉	硅灰	石英砂	钢纤维	水	减水剂
基准组	800	0	150	1 100	78~234	160	19.2

2 不同影响因素对GUHPC力学特性的影响

2.1 钢渣粉细度与掺量对GUHPC力学特性的影响

钢渣粉细度及其掺量对GUHPC的抗压强度和抗拉强度具有重要影响。通过试验测得不同细度(200 m²/kg、400 m²/kg、600 m²/kg)及不同掺量(10%、20%、30%)钢渣粉对28d抗压强度的影响, 试验结果如图1所示。

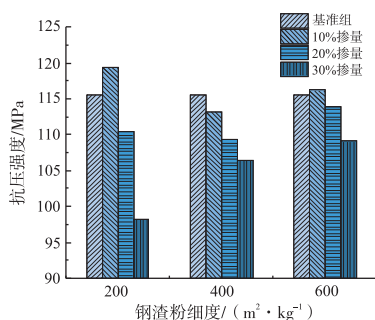


图1 钢渣粉细度与掺量对 GUHPC 抗压强度的影响柱状图

由图1可知,钢渣粉的细度及掺量对 GUHPC 的抗压强度具有显著影响。当细度为 $200 \text{ m}^2/\text{kg}$ 时,钢渣粉掺量为 10% 的抗压强度最高,较基准组提升 3.35%,表明较低细度的钢渣粉可通过微填充效应和潜在活性增强基体强度,而 $400 \text{ m}^2/\text{kg}$ 细度的抗压强度下降可能与颗粒级配调整及水化环境变化有关。随着钢渣粉掺量增加至 20%,抗压强度呈下降趋势,但 $600 \text{ m}^2/\text{kg}$ 细度的抗压性能相对较优,说明较高细度的钢渣粉在一定掺量范围内可促进水化反应,改善基体密实度。然而,当掺量进一步增加至 30% 时,抗压强度大幅下降,尤其是 $200 \text{ m}^2/\text{kg}$ 细度的下降最为显著,这表明过量较粗颗粒的钢渣粉可能削弱基体均匀性,导致强度损失。因此,钢渣粉细度的影响存在非线性关系,低细度在低掺量时可发挥增强作用,而高细度在较高掺量下仍能保持一定的强度水平。

通过试验测得不同细度及不同掺量钢渣粉对 28 d 抗拉强度的影响,试验结果如图 2 所示。由图 2 可知,基准组抗拉强度保持在 20.97 MPa,而掺入钢渣粉后出现不同程度的降低。当钢渣粉掺量为 10% 时, $200 \text{ m}^2/\text{kg}$ 细度的抗拉强度降幅较小 (1.72%), 而 $400 \text{ m}^2/\text{kg}$ 和 $600 \text{ m}^2/\text{kg}$ 细度的抗拉强度分别下降 18.48% 和 20.61%,表明较高细度的钢渣粉对抗拉强度的不利影响更显著。随着掺量增至 20%, $200 \text{ m}^2/\text{kg}$ 和 $600 \text{ m}^2/\text{kg}$ 细度的抗拉强度降幅分别增至 12.01% 和 32.2%, 但 $400 \text{ m}^2/\text{kg}$ 细度的抗拉强度保持稳定 (17.55 MPa)。当掺量进一步增至 30%, $200 \text{ m}^2/\text{kg}$ 和 $400 \text{ m}^2/\text{kg}$ 细度的抗拉强度继续下降 (16.29 MPa 和 17.10 MPa), 而 $600 \text{ m}^2/\text{kg}$ 细度的抗拉强度回升至 19.26 MPa,降幅收窄至 8.15%,表明高掺量下较高细度的钢渣粉可能对抗拉强度有一定的补偿效应。因此,钢渣粉的掺入普遍降低 GUHPC 的抗拉强度,且细度越高、掺量越大,其负面影响越明显。

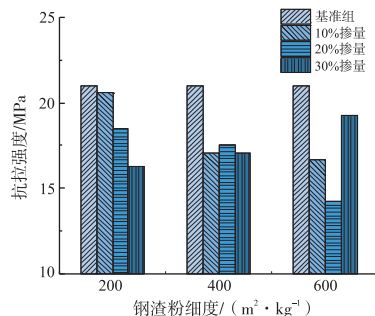


图2 钢渣粉细度与掺量对 GUHPC 抗拉强度的影响柱状图

综上所述,为兼顾抗压强度与抗拉强度,钢渣粉掺量宜控制在 $\leq 10\%$,在确保抗压性能优化的同时,避免抗拉强度显著下降。细度方面, $200 \sim 400 \text{ m}^2/\text{kg}$ 细度较为适宜,可在不同掺量条件下兼顾力学性能的均衡性。

2.2 钢纤维掺量的影响

针对钢渣粉掺量为 10%、细度为 $200 \text{ m}^2/\text{kg}$ 的 GUHPC 试样进行进一步研究,探究钢纤维掺量对 GUHPC 力学性能的影响,试验结果如图 3 所示。由图 3 可知,轴心抗压强度随钢纤维掺量的增加呈先增后降趋势。当未掺入钢纤维时,试样轴心抗压强度为 73.8 MPa。当掺量增至 1% 时,轴心抗压强度大幅提升至 103.95 MPa,增幅达 40.8%,表明钢纤维的增强作用显著,提高了基体的抗压承载能力。继续增加掺量至 2% 时,轴心抗压强度升至 107.28 MPa,但增幅趋缓 (较 1% 掺量仅提升 3.2%)。当掺量增至 3% 时,抗压强度下降至 100.71 MPa,较 2% 掺量降低 6.1%,可能是由于纤维过量掺入导致分布不均,引起局部应力集中,从而削弱基体均匀性。弹性模量变化趋势相对平稳,在 1% 掺量时达到最大值 (34.24 GPa),较无纤维组提升 4.6%,随后在 2% 掺量时略降至 33.28 GPa,3% 掺量时小幅回升至 33.52 GPa。整体来看,钢纤维的掺入对 GUHPC 弹性模量的影响较小,表明其对材料刚度的增强效果相对有限。

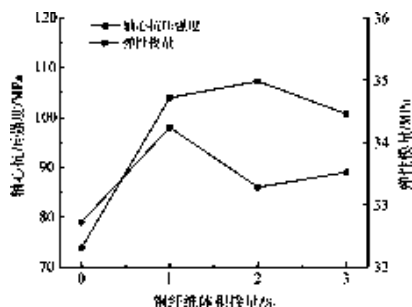


图3 钢纤维掺量对 GUHPC 抗压强度及弹性模量的影响曲线图

钢纤维掺量对 GUHPC 28 d 抗折强度的影响如图 4 所示。未掺钢纤维时,抗折强度为 8.7 MPa。当钢纤维掺量为 1% 时,抗折强度大幅提升至 15.6 MPa,增幅高达 79.3%,表明钢纤维的桥接效应有效改善了混凝土的抗拉及抗折性能。随着掺量增加至 2%,抗折强度进一步提升至 16.8 MPa,增幅较 1% 掺量组提高 7.7%,但增长幅度趋缓。继续增加掺量至 3% 后,抗折强度增至 17.4 MPa,较 2% 掺量组提升 3.6%,但提升效果明显减弱,表明当钢纤维掺量较高时,其增韧作用趋于饱和,过量掺入可能导致纤维分散不均,影响基体内部均匀性。

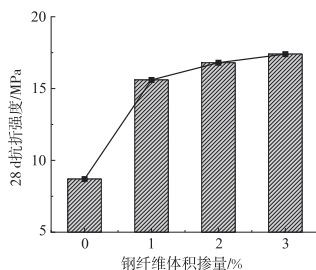


图4 钢纤维掺量对 GUHPC 28 d 抗折强度的影响柱状图

综上所述,建议钢纤维掺量宜控制在 1%~2%,以确保 GUHPC 的力学性能最优,并兼顾施工性能及材料均质性。

3 不同影响因素对 GUHPC 收缩特性的影响

3.1 钢渣粉细度与掺量的影响

基于上述研究可知,钢渣粉的最优掺量在 10%。为探究不同细度钢渣粉对收缩特性的影响,进行了 10% 掺量下不同钢渣粉细度对收缩特性的影响研究,结果如图 5 所示。

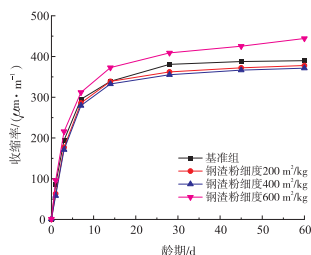


图5 10%掺量下不同钢渣粉细度对收缩特性影响曲线图

由图5可知,基准组60 d收缩率为389.80 $\mu\text{m}/\text{m}$,而掺入细度为200 m^2/kg 、400 m^2/kg 和600 m^2/kg 钢渣粉的试样,60 d收缩率分别为377.86 $\mu\text{m}/\text{m}$ 、371.46 $\mu\text{m}/\text{m}$ 和444.31 $\mu\text{m}/\text{m}$,表现出不同的收缩发展趋势。

在早期(1~7 d),所有试样的收缩均快速增长;7 d时基准组细度为200 m^2/kg 、400 m^2/kg 和600 m^2/kg 的试样收缩率分别达到295.17 $\mu\text{m}/\text{m}$ 、285.94 $\mu\text{m}/\text{m}$ 、279.54 $\mu\text{m}/\text{m}$ 和312.02 $\mu\text{m}/\text{m}$,可见在一定范围内($\leq 400 \text{ m}^2/\text{kg}$)细度越高,试样的收缩率越低;28 d时,400 m^2/kg 细度试样的收缩率最低(355.22 $\mu\text{m}/\text{m}$),相比基准组降低6.71%,说明该细度级别的钢渣粉有助于优化长期收缩性能。然而,600 m^2/kg 细度试样在60 d时的收缩率最高,达444.31 $\mu\text{m}/\text{m}$,较基准组高14.00%,表明过细的钢渣粉可能因吸水性增强,导致收缩加剧。

综上,钢渣粉的掺入对 GUHPC 的收缩性能具有一定的调控作用,其中400 m^2/kg 细度表现最佳,能有效降低长期收缩。建议钢渣粉细度控制在400 m^2/kg 左右,以平衡 GUHPC 的早期与长期收缩性能,提高材料的体积稳定性和耐久性。

3.2 钢纤维掺量的影响

选取钢渣粉掺量为 10%、细度为 400 m^2/kg 的 GUHPC 试样,通过改变钢纤维掺量,进一步研究钢纤维掺量对 GUHPC 收缩特性的影响,结果如图 6 所示。由图 6 可知,60 d时基准组收缩率最高(444.15 $\mu\text{m}/\text{m}$),而 1%、2%、3% 钢纤维掺量试样的收缩率分别为 417.50 $\mu\text{m}/\text{m}$ 、407.32 $\mu\text{m}/\text{m}$ 和 395.89 $\mu\text{m}/\text{m}$,表明钢纤维的掺入可有效抑制 GUHPC 的收缩变形,且钢纤维掺量越大抑制效果越显著。

在早期(1~7 d),所有试样的收缩值均快速增长,7 d时基准组,1%、2%、3% 钢纤维掺量试样的收缩率分别为 334.56 $\mu\text{m}/\text{m}$ 、322.13 $\mu\text{m}/\text{m}$ 、294.84 $\mu\text{m}/\text{m}$ 和 300.62 $\mu\text{m}/\text{m}$,其中 2% 掺量试样的收缩率最小,较基准组降低 11.88%,表明适量钢纤维的桥接作用能约束基体的体积收缩,降低早期变形。28 d时,2% 掺量试样收缩率最低(376.41 $\mu\text{m}/\text{m}$),较基准组降低 10.76%,而 3%

掺量试样的收缩率回升至 372.01 $\mu\text{m}/\text{m}$,说明过量钢纤维可能因分布不均及界面效应增强,使基体局部应力释放受限,导致收缩抑制效果减弱。

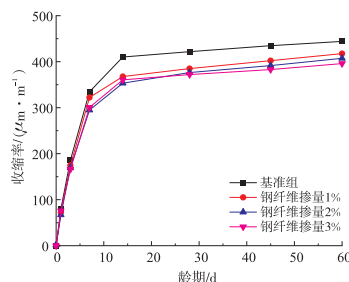


图6 钢纤维掺量对收缩特性的影响曲线图

综上,建议钢纤维掺量控制在 2% 左右,以在抑制收缩的同时,确保材料的均匀性和施工适应性,提高 GUHPC 的耐久性能。

4 结语

本研究围绕绿色超高性能混凝土(GUHPC),系统探讨了钢渣粉细度、掺量及钢纤维掺量对其力学性能与收缩特性的影响,得出以下主要结论:

(1)钢渣粉在 10% 掺量、400 m^2/kg 细度时 GUHPC 抗压强度最优。钢渣粉普遍降低抗拉强度,建议其掺量 $\leq 10\%$ 、细度为 200~400 m^2/kg ,以平衡力学性能。

(2)钢纤维掺量在 2% 时, GUHPC 抗压强度最高(107.28 MPa),钢纤维掺量在 3% 时, GUHPC 因纤维团聚效应而强度下降。

(3)400 m^2/kg 细度钢渣粉可降低 GUHPC 长期收缩。2% 钢纤维掺量的收缩抑制效果最佳,3% 钢纤维掺量时的收缩回升,建议掺量 $\leq 2\%$ 。

因此,推荐配合比为钢渣粉掺量 10%、细度 400 m^2/kg 、钢纤维掺量 1%~2%,该配合比兼顾力学性能与收缩控制,为 GUHPC 优化提供参考。

参考文献

- [1]韩家骅,吕林梅,胡利,等.钢纤维超高性能混凝土动态破坏机制及力学性能增强效应[J].防护工程,2024,46(6):9-17.
- [2]周志辉.高性能混凝土在现代工程中的应用[J].工程与建设,2024,38(6):1426-1428.
- [3]刘胜兵,冯文奇.含粗骨料超高性能混凝土的力学及耐久性[J].混凝土,2024(12):138-144.
- [4]许成祥,金旭,许奇琦,等.钢-PVA 混杂纤维高性能混凝土断裂性能与弯曲韧性试验[J].科学技术与工程,2024,24(22):9510-9519.
- [5]叶晨峰.钢渣激发剂对近海混凝土力学性能和耐久性的影响[J].公路交通科技,2024,41(9):106-112.
- [6]王成刚,刘耀伟,王帅,等.钢渣双掺混凝土力学与耐久性性能试验研究[J].硅酸盐通报,2023,42(8):2846-2855.
- [7]陈羽鑫,刘桥香,阮晔萍.钢渣粒径对光催化钢渣浮露混凝土氮氧化物去除效率及稳定性的影响[J].福建建材,2023(11):1-5.
- [8]王朝熠,罗伟峰,陈信朋,等.钢-聚丙烯混杂纤维对路桥混凝土结构抗渗及耐久性能的影响[J].西部交通科技,2023(11):39-41.

收稿日期:2025-03-01

不同活化方式下橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料性能评价分析

张才, 谭耿

(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 为研究不同活化方式下橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料的性能, 文章分析了未处理、微波处理、熟化处理及预溶胀处理活化后的沥青混合料路用性能, 并基于实际工程项目, 进一步探究了不同活化方式下改性沥青混合料的工程适用性。结果表明: 活化处理有助于提高沥青混合料的路用性能, 其中 MCR-F-MA 改性沥青混合料综合路用性能最优, 但工程适用性较差, 而预溶胀法沥青混合料工程适用性优良, 可大规模使用。

关键词: 沥青混合料; 活化处理; 粉煤灰; 路用性能; 工程适用性

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.007

文章编号: 1673-4874(2025)07-0020-04

0 引言

随着经济的快速发展, 我国高速公路建设稳固前行。截至目前, 我国高速公路总里程数已高达 18×10^4 km。沥青路面具有优良的耐磨性、防水性以及抗裂性, 常被用于高速公路路面材料, 而长期使用条件下沥青路面存在易老化、龟裂等缺点, 此类缺点易导致沥青道路通行能力降低, 耐久性下降^[1]。近年来, 橡胶沥青的出现解决了此类问题, 相较于传统沥青材料, 橡胶的掺入可有效提高沥青混合料的抗老化性与耐久性, 同时橡胶沥青混合料具有良好的绿色经济效益, 但目前对橡胶沥青混合料的研究仍存在不足, 难以将其应用于实际工程^[2]。

目前国内外研究学者对沥青混合料路用性能开展了大量的研究, 主要集中于物理试验、数值模拟以及理论分析三方面。王枫成^[3]探究了废旧塑料在沥青道路工程应用前景, 揭示了废旧塑料对沥青的改性机理; 都伟等^[4]为缓解基层建造过程中对天然石料的消耗, 提出将废旧沥青混合料二次利用, 以确定 RAP 最佳掺量; 陆学元等^[5]基于离散元软件 DEM 构建沥青混合料模型, 进一步探究了不同集料参数及加载条件下混合料的低温劈裂性能; 刘天运等^[6]利用数值模拟软件, 研究了不同加载方式下混合料的压实过程并基于物理试验进一步探究了集料运动特性; 念腾飞等^[7]利用 PFC 离散元软件, 提出了沥青混合料细观尺度模拟方法; 段川等^[8]基于物理试验手段, 探究了不同岩性集料成分与沥青界面的黏附性关系并揭示了相关机理。

上述研究理论从试验、模拟等多角度揭示了改性沥青混合料性能, 但并未对橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料性能进行研究。因此, 本文在前人研究的基础上, 对沥青-橡胶胶粒之间作用机理展开研究, 基于此进一步探讨不同胶粒预处理方式下粉煤灰改性沥青混合料路用性能, 并结合实际工程, 分析改性后沥青混合料工程适用性, 为提高道路材料性能提供科学依据和工程指导。

第一作者简介: 张才(1989—), 高级工程师, 主要从事公路工程施工管理工作。

1 原材料及加工工艺

1.1 原材料

本试验采用材料: 废旧轮胎胶粉、70# 基质沥青、芳烃油及 F 类Ⅲ级粉煤灰等。

1.1.1 废旧轮胎胶粉

40# 废旧轮胎胎粉由丙酮抽出物、炭黑、灰分及橡胶烃组成, 其含量均满足技术要求。

1.1.2 70# 基质沥青

70# 基质沥青由京博公司提供, 其软化点为 46.8°C 、 15°C 延度为 104 cm, 均满足规范要求。

1.1.3 芳烃油

芳烃油由孚润达化工公司提供, 其各项指标如表 1 所示。

表 1 芳烃油各项指标表

成分	质量标准	实测指标
运动黏度/($\text{mm}^2 \cdot \text{s}$)	20~30	23
密度/($\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$)	0.8~1.1	1.08
开口闪点/ $^\circ\text{C}$	≥ 180	213
灰分/%	≤ 0.1	0.03
水分/%	痕迹	无
外观	绿色	绿色

1.1.4 F 类Ⅲ级粉煤灰

F 类Ⅲ级粉煤灰由河北化工公司提供, 其基本性质如表 2 所示。

表 2 F 类Ⅲ级粉煤灰各项指标表

检测项目	检测标准	检测结果
含水量/%	≤ 1.0	0.97
烧失量/%	≤ 15	11.98
三氧化硫含量/%	≤ 3.0	2.36
45 μm 细度方孔筛余/%	≤ 45	21.4
需水比/%	≤ 115	110
有效成分含量/%	≥ 70	78.14

1.2 加工工艺

为改善胶粒表面惰性, 本文利用三种不同活化方式(微波、熟化及预溶胀)对橡胶颗粒预处理。

1.2.1 微波处理

微波处理流程: 将橡胶颗粒均匀铺设放入微波炉中, 为保证微波照射的效果, 单次微波胶粒50 g, 单次微波照射时长约30 s, 间隔1 min, 共计5 min。

1.2.2 熟化处理

熟化处理流程: 将胶粒置于105 ℃环境中干燥, 时间为3 h, 随后将胶粒放入300 ℃高温环境中处理6 h, 加入增黏剂并过筛。

1.2.3 预溶胀处理

预溶胀处理流程: 在胶粒中加入0.5%芳烃油, 密封后放入200 ℃高温环境中烘烤3 h, 以便软化橡胶分子间交联网络, 促进胶粒溶解。

待胶粒处理完毕后, 将活化后胶粉与粉煤灰掺入沥

青混合料中。根据前人研究, 活化后胶粉掺量取15%, 粉煤灰掺量取5%。为便于识别, 如表3所示为不同活化方式下橡胶颗粒-粉煤灰沥青混合料简化名称。

表3 不同活化方式下橡胶颗粒-粉煤灰沥青混合料简称表

活化方式	橡胶颗粒-粉煤灰沥青混合料简称
未处理	RCR-F-MA
微波处理	MCR-F-MA
熟化处理	HCR-F-MA
预溶胀处理	SCR-F-MA

2 橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料制备

2.1 级配设计

本试验橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料采用AC-20密级配, 其级配设计如表4所示。

表4 级配设计表

级配	下列筛孔/mm的通过百分率/%											
	26.5	19	16	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
AC-20 下限	100	89	77	61	49	25	15	11	8	6	3	2
AC-20 中值	100	94	84	69	59	40	29	21.5	16	12	9.5	4
AC-20 上限	100	99	89	79	69	55	43	32	24	18	12	8

2.2 最佳油石比

为确定AC-20橡胶颗粒-粉煤灰沥青混合料的最佳沥青用量, 本文在空隙率相同条件下, 预选不同油石比(3.6%、3.9%、4.2%、4.5%、4.8%), 根据相关规范要求, 制作马歇尔试样并测定其各项指标, 最终根据公式(1)至式(3)确定最佳油石比。

$$OCA_1 = \frac{a_1 + a_2 + a_3 + a_4}{4} \quad (1)$$

$$OCA_2 = \frac{OCA_{\min} + OCA_{\max}}{2} \quad (2)$$

$$OCA = \frac{OCA_1 + OCA_2}{2} \quad (3)$$

式中: OCA ——最优油石比;

a_1 ——密度最大值的油石比;

a_2 ——稳定度最大值的油石比;

a_3 ——目标空隙率的油石比;

a_4 ——沥青饱和度中值的油石比;

$OCA_{\min}$ 、 $OCA_{\max}$ ——计算结果中符合规范内的油石比最小值与最大值。

通过计算结果确定沥青混合料最佳沥青掺量为4.8%。

3 橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料性能评价

为进一步探究不同胶粒预处理方式下橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料路用性能, 本文基于物理试验手段对预处理沥青混合料路用性能进行综合评价, 并对比

不同活化方式下混合料的路用性能。

3.1 车辙试验结果分析

为进一步评价活化胶粒对粉煤灰沥青混合料高温稳定性的影响, 对不同活化方式下的混合料开展车辙试验, 试验结果如图1所示。

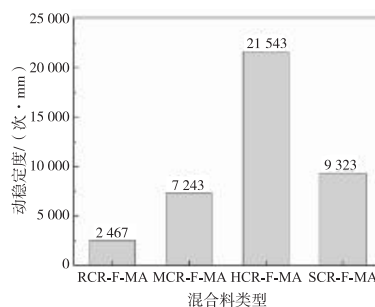


图1 不同橡胶颗粒-粉煤灰沥青混合料动稳定度柱状图

由图1可知, 与RCR-F-MA相比, 经活化处理后沥青混合料的动稳定度均有不同程度的提高, 其中HCR-F-MA混合料动稳定度提升最大, 增加了19 076次/mm, 增幅为773.24%, 而MCR-F-MA混合料动稳定度提升幅度较小, 增幅为193.60%。随加载时间的增加, 不同活化下沥青混合料(MCR-F-MA、HCR-F-MA、SCR-F-MA)稳定变形量分别为1.0 mm、0.3 mm及0.7 mm, 与未活化的RCR-F-MA相比均有不同程度的降低, 与动稳定度结果较为一致。出现该现象的主要原因是: HCR-F-MA混合料黏弹性最大, 而黏弹性的增大有助

于抵抗变形,即荷载作用下弹性变形与抗塑性变形能力均提高,车辙深度减小,同时考虑到 HCR-F-MA 混合料黏度增加能加强沥青与集料之间吸附力,因此 HCR-F-MA 混合料的高温稳定性优良。

3.2 低温弯曲试验结果分析

本研究中采用低温弯曲小梁试验对改性沥青混合料的低温抗裂性能进行了研究,试验过程严格按照《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》(JTG E20—2011)进行^[9]。通过小梁试验破坏弯拉应变进行研究,具体计算方法如下:

ε_B = 6hd / L² (4)

式中:ε_B——试样破坏时最大的弯拉应变/με;
L——试样长度/mm;
h——试件的中部高度/mm;
d——试样发生破坏时中部挠度/mm。

试验结果如图 2 所示。

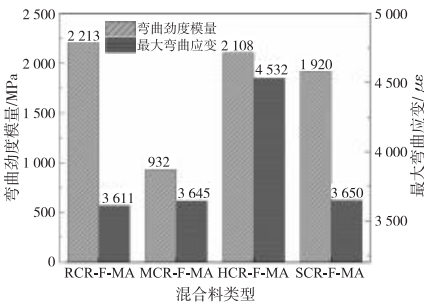


图 2 不同橡胶颗粒-粉煤灰沥青混合料弯曲试验结果柱状图

由图 2 可知,经过活化处理后混合料的最大弯曲应变均有不同程度的提高,与未活化 RCR-F-MA 相比,MCR-F-MA 与 SCR-F-MA 混合料最大弯曲应变增加了 34 με、39 με,增幅仅为 0.94% 与 1.1%,HCR-F-MA 混合料增幅最大,为 25.5%。最大弯曲应变可反映低温下混合料弹性情况,因此 HCR-F-MA 混合料柔韧性与低温抗裂性较佳,这是由于活化后沥青混合料的低温松弛能力提高所导致。弯曲劲度模量降低则代表低温性能提高,经活化处理后的沥青混合料弯曲劲度模量均降低,其中微波活化下沥青混合料低温性能最佳。总体而言,不同活化方式下沥青混合料低温性能均满足规范要求。

3.3 浸水马歇尔试验结果分析

为进一步探究不同活化方式下橡胶颗粒-粉煤灰沥青混合料水稳性,本文对改性沥青混合料开展浸水马歇尔试验,分析浸水 0.5 h 及 48 h 的试样稳定度,同时确定试样残留稳定度,试验结果如图 3 所示。

由图 3 可知,各橡胶颗粒-粉煤灰沥青混合料残留稳定度均>85%,满足规范要求。同时与未活化混合料相比,经过活化处理后的沥青混合料强度均有所提高,其中 MCR-F-MA 沥青混合料稳定度最高,其值分别为 2 250 kgf(0.5 h)、2 038 kgf(48 h),相较于未处理沥青混合料提高了 70.3%、66.8%。同时可以发现改性沥青混

合料稳定度随浸水时间的增加而减小。通过浸水 0.5 h 与浸水 48 h 沥青混合料稳定度来计算残留稳定度,其中 SCR-F-MA 混合料残留稳定度最高,为 92.1%,RCR-F-MA 混合料残留稳定度最低,为 88.4%,两者相差 3.6%。该现象说明活化处理有助于提高沥青混合料的水稳性,使其抗水损伤性提高。

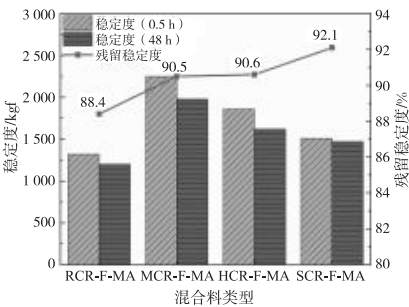


图 3 不同橡胶颗粒-粉煤灰沥青混合料水稳性柱状图

3.4 路用性能综合评价

将各指标中最大值设为基础值,分析不同活化方式下改性沥青混合料各指标占比,进而综合评价不同沥青混合料路用性能。如表 5 所示为不同橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料路用性能综合评价指标。

表 5 不同橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料路用性能综合评价指标表

混合料类型	动稳定度	最大弯曲应变	水稳定度(0.5 h)	水稳定度(48 h)	残留稳定度
RCR-F-MA	0.11	0.80	0.59	0.61	0.96
MCR-F-MA	0.34	0.80	1.00	1.00	0.98
HCR-F-MA	1.00	1.00	0.83	0.82	0.98
SCR-F-MA	0.43	0.81	0.67	0.74	1.00

由表 5 可知,HCR-F-MA 改性沥青混合料动稳定度以及最大弯曲应变最优,即动稳定性与低温抗裂性好,MCR-F-MA 改性沥青混合料水稳性好,SCR-F-MA 改性沥青混合料残留稳定度最佳,而未经活化处理 RCR-F-MA 沥青混合料各项指标均较差。总体而言,熟化活化后橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料综合性能最好,未处理橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料性能最差。

4 工程比选

根据上述研究成果,本文以实际工程为例,进一步分析不同活化条件下橡胶颗粒-粉煤灰沥青混合料路用性能。依托工程位于广西某高速公路段,主线全程约 90 km,路基宽度为 26 m,双向四车道,设计车速为 100 km/h。

根据前文可知 HCR-F-MA 改性沥青混合料综合路用性能最优,然而在实际工程建设施工过程中发现 HCR-F-MA 改性沥青混合料制作程序繁琐,耗能大,同

(下转第 112 页)

玄武岩纤维增强水泥稳定碎石基层材料力学特性研究

杜海彬¹,周巧云²

(1. 广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200;2. 广西新发展交通集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要: 文章依托广西某东西向高速公路项目,开展室内试验,研究玄武岩纤维掺入的水稳碎石材料力学特性,并通过修筑含玄武岩纤维的水稳碎石基层现场试验段进行验证。结果表明:玄武岩纤维与水泥稳定碎石在充分发挥自身材料优势下结合,形成了高性能的道路基层复合材料;水泥剂量为4%时,掺加0.6‰纤维的试件相比于不掺纤维试件,28 d抗压强度提高了15.3%,间接抗拉强度(劈裂强度)提高了25%;现场试验段调查检测进一步验证了玄武岩纤维掺入的水稳碎石材料具有良好的路用性能,也有较高的实用价值和推广前景。

关键词: 玄武岩纤维;水泥稳定碎石基层;纤维体积掺量;室内试验;现场试验段

中图分类号: U416.214 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.008

文章编号: 1673-4874(2025)07-0023-03

0 引言

自改革开放以来,我国公路建设快速发展,高等级公路网体系逐步完善。为应对重载交通需求,“强基薄面”设计理念被广泛采用,即通过强化半刚性基层提升结构承载力,同时减薄沥青面层以降低造价^[1-2]。水泥稳定碎石作为典型半刚性基层材料,凭借高强度、高刚度、良好水稳定性及施工便捷性,成为高等级公路的核心结构层。其板效应不仅能有效扩散荷载应力,还可降低沥青面层弯拉应力,显著提升路面抗疲劳性能,充分验证了该结构的经济性与技术合理性^[3]。

然而随着半刚性基层的广泛使用,其缺陷也逐渐暴露出来。如在重载交通以及昼夜温差大等极端环境条件下,干燥收缩与温度收缩效应叠加荷载应力,易引发基层内部应力集中,形成贯穿性裂缝。这些裂缝在冻融循环与重载作用下向面层反射,导致网裂、唧浆^[4]等次生病害,严重缩短道路使用寿命。研究表明,降低水泥剂量虽可减少收缩裂缝,却会削弱材料核心强度优势^[5],形成“强度-抗裂”矛盾。

针对这一矛盾,本文提出在水泥稳定碎石中掺入玄武岩纤维的方案,通过纤维与基体的协同作用,既保留材料原有的强度特性,又显著提升抗拉应变能力,从源头抑制微观裂纹生成与扩展。研究成果为破解半刚性基层固有缺陷提供新思路,对延长路面服役周期、降低全生命周期成本具有重要实践价值。

1 试验准备

1.1 原材料性质

本次试验使用某工厂生产的P·O 42.5级普通硅酸盐水泥。玄武岩纤维以火山岩(玄武岩)为原料,经1450℃~1500℃高温熔融后通过铂铑合金漏板拉丝而成。其性能介于碳纤维和玻璃纤维之间,具有优异的

力学性能、耐高温和耐腐蚀性,成本低于碳纤维,性价比突出。本试验选用25 mm的玄武岩纤维短切丝,具体参数如表1所示。试验用粗集料、细集料技术指标均满足规范要求。

表1 玄武岩纤维性能参数表

纤维半径 / μm	密度 / $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	纤维长度 / mm	拉伸强度 / MPa	弹性模量 / GPa
4.2	2.58	25	4 350	110

1.2 试验方案

(1)试验选用25 mm短切玄武岩纤维,设定4种纤维体积掺量分别为0.4‰、0.6‰、0.8‰、1‰。为避免早期开裂,水泥剂量以规范上限6.0%为警戒值,设置3.0%、4.0%、5.0%、6.0%四组掺量,其中4.0%为基准剂量,并设无纤维基准组以对比性能差异。

(2)安排XWY00-C4和XWY06-C4的两组配合比(玄武岩纤维掺量为0,水泥剂量为4%;玄武岩纤维掺量为0.6‰,水泥剂量为4%)进行7 d、28 d、90 d三种龄期的试验,选定28 d龄期为标准养护龄期。

(3)试件采用静力压实法成型,试验操作参照《公路工程无机结合料稳定材料试验规程》(JTG E51—2009)执行,试验方案详见表2。

2 试验结果分析

2.1 无侧限抗压强度试验

2.1.1 玄武岩纤维掺量对抗压强度的影响

由图1可知,7 d龄期时纤维掺量影响微弱,至28 d龄期则表现出明显关联性。当纤维体积掺量 $\leq 1.0\text{‰}$ 时,抗压强度随掺量增加显著提升。以4.0%水泥剂量组为例,掺入0.6‰纤维后,28 d强度从5.92 MPa增至6.92 MPa,增幅达16.9%。值得注意的是,当纤维掺量 $< 0.4\text{‰}$ 时,抗压强度增长平缓, $> 0.6\text{‰}$ 后呈现陡升趋势。

第一作者简介:杜海彬(1984—),工程师,主要从事工程施工管理工作。

表2 试验方案表

内容	XWY00-C4、 XWY06-C4 养护龄期/d	其余配合 比养护龄 期/d	每龄期试 件数量 /个	试件 规格 /mm	试件 总数 /个
无侧限 抗压强度	7、28、90	7、28	13	$\phi 150 \times 150$	234
劈裂强度	7、28、90	28	13	$\phi 150 \times 150$	156

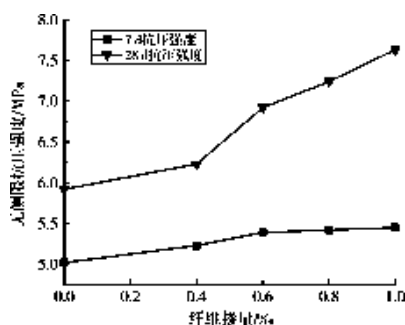


图1 纤维掺量对无侧限抗压强度的影响曲线图

2.1.2 养护龄期对抗压强度的影响

如图2所示,水泥稳定碎石材料的强度由骨料嵌挤与水泥水化胶结双重机制主导,而玄武岩纤维的增强效应则通过纤维-基体界面黏结随龄期增长逐步显现。试验数据显示,7 d龄期时0.6‰纤维掺量仅使抗压强度提升7.4%,此时水泥水化尚未充分形成有效界面黏结;至28 d龄期,纤维复合试件强度达6.92 MPa,较普通试件提升16.9%,其增长率为28.4%,显著高于普通试件的17.9%。机理分析表明,随着养护进程推进,纤维与胶结物形成三维网状结构,通过机械嵌锁与化学黏结协同作用增强整体性,从而实现强度跃升,这一过程在纤维掺量 $\geq 0.6\text{‰}$ 后尤为显著。

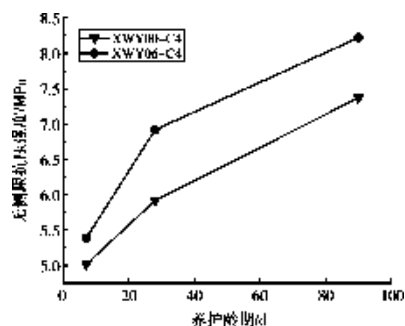


图2 养护龄期对无侧限抗压强度的影响曲线图

2.1.3 水泥剂量对抗压强度的影响

如图3所示,当玄武岩纤维体积掺量固定为0.6‰时,试件抗压强度随水泥剂量呈现非线性增长特征:水泥剂量从3%增至4%时强度显著跃升,而在4%~6%则表现为线性增长。机理研究表明,低水泥剂量下水泥浆不足导致纤维-基体界面黏结失效,纤维成为骨料嵌挤的物理隔断;当水泥剂量 $>4\%$ 时,充分的水化胶结物形成连续相,通过包裹纤维与骨料构建三维网络结构,实现

应力有效传递,使强度提升幅度随剂量增加稳定增长。

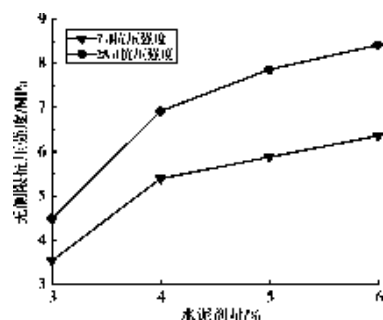


图3 水泥剂量对无侧限抗压强度的影响曲线图

2.2 劈裂试验

2.2.1 玄武岩纤维掺量对劈裂强度的影响

如图4所示,当玄武岩纤维掺量控制在 $<1.0\text{‰}$ 时,水泥稳定碎石的劈裂强度随掺量增加而提升。当纤维掺量为0.6‰时,28 d强度提升28%;当纤维掺量 $<0.4\text{‰}$ 时强度增长缓慢, $\geq 0.6\text{‰}$ 后显著跃升,与抗压强度规律一致。纤维通过均匀分散形成三维网状结构,增强裂缝阻隔和应力传递,从而提高材料抗拉性能。

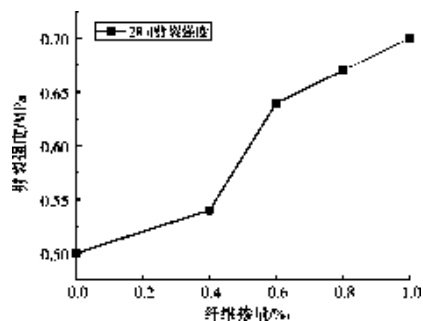


图4 纤维掺量对劈裂强度的影响曲线图

2.2.2 养护龄期对劈裂强度的影响

如图5所示,不掺与掺加玄武岩纤维的水泥稳定碎石劈裂强度均随龄期增长而提升,但纤维增强效应随养护时间显著放大。4%水泥剂量下,0.6‰掺量的7 d强度为0.41 MPa,较普通试件仅提高20.6%;至28 d时,纤维试件强度达0.64 MPa,较普通试件提升28%,表明纤维增强作用需结合充分水化才能高效发挥。

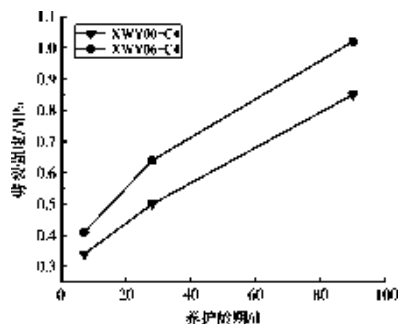


图5 养护龄期对劈裂强度的影响曲线图

2.2.3 水泥掺量对劈裂强度的影响

如图6所示,0.6‰玄武岩纤维掺量下,劈裂强度随水泥剂量变化规律与无侧限抗压强度变化规律高度一致。水泥剂量从3%增长至6%时,劈裂强度基本呈线性均匀变化。

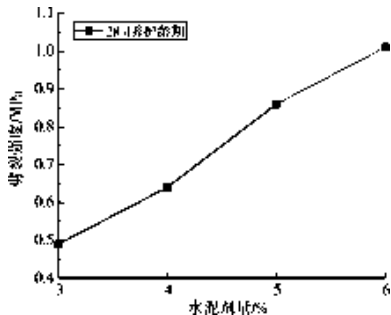


图6 水泥剂量对劈裂强度的影响曲线图

3 现场试验段研究

本文依托工程为广西某东西向高速公路项目,对推动周边地区旅游资源开发及带动沿线产业发展具有重要意义。本次试验段总长200 m,整体式路基总宽24.5 m,横断面组成形式为:24.5 m=2×(0.75 m土路肩)+2×(3 m硬路肩)+2×(0.5 m路缘带)+2×(7 m车道)+2 m中分带。根据交通量大小,结合前期室内试验结果,上基层玄武岩纤维体积掺量取0.6‰及水泥掺量为4%;下基层和底基层不掺玄武岩纤维,水泥掺量分别为4.5%、5%。试验段路面结构层如图7所示。

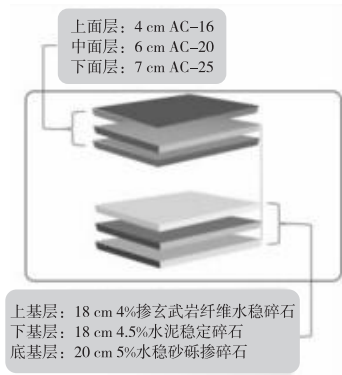


图7 试验段路面结构示意图

通过对试验路铺筑过程中以及后续的取芯样、现场调查、经济性分析等研究,得到以下结果。

根据表3数据,掺加玄武岩纤维的试验段相较于普通段,其材料在7 d、90 d的抗压强度以及劈裂强度均更大。但由于现场施工中混合料级配控制以及其拌和条件均达不到室内实验室标准,故其力学试验指标略低于室内试验指标。根据表4调查结果,试验段掺加玄武岩纤维后,基层表面平整性提高并消除了裂缝影响。

我国高速公路平均造价约3 000万元/km,其中建材占比50%。本次200 m试验段18 cm上基层需水泥稳定碎石420 m³。掺入0.6‰玄武岩纤维(密度为2.58 g/cm³)使

每公里造价增加10.3万元,但将产生显著经济效益:水泥掺量可从4.5%降至3.0%,每公里节约水泥151 t(节省6万元);纤维增强抗裂性减少沥青层反射裂缝,延长道路寿命降低养护成本,同时提升行车舒适性和路面美观度。综合计算,纤维改性技术通过材料替代和性能提升实现经济性平衡,具有推广价值。

表3 力学测试结果表

试验项目	7 d 抗压强度/MPa	90 d 抗压强度/MPa	7 d 劈裂强度/MPa	90 d 劈裂强度/MPa
室内试验	5.25	8.13	0.38	0.99
试验段	5.07	7.88	0.35	0.81
普通段	4.49	7.02	0.29	0.66

表4 试验段调查结果表

路段位置	基层表面平整性	横向裂缝数量	纵向裂缝数量
试验段	表面平整,无碎石松散剥落现象	无	无
普通段	四处表面不平整,有碎石剥落现象且存在两条车辙状轮迹	3处6 cm长3 mm宽 1处10 cm长3 mm宽	无

4 结语

本文依托广西某东西向高速公路项目,首先开展室内试验,体系化研究了玄武岩纤维掺入的水稳碎石材料力学特性,并修筑含玄武岩纤维的水稳碎石基层试验段进行验证,得出如下结论:

- (1)玄武岩纤维与水泥稳定碎石在发挥各自性能优势下结合在一起,能形成优良的新型混合材料用于道路基层。
- (2)水泥剂量为4%时,掺加0.6‰纤维的试件相比于普通试件,28 d抗压强度提高了15.3%,劈裂强度提高了25%。
- (3)通过现场试验段验证,掺玄武岩纤维的水稳碎石具有施工工艺简便、摊铺效果良好的优点。由于基层材料使用量大,出于整体造价及安全储备考虑,现场建议玄武岩纤维体积掺量控制在0.6‰~0.8‰。

参考文献

[1]肖晶晶.掺玄武岩纤维水泥稳定碎石耐久性能研究[J].湖南交通科技,2024,50(4):78-82.
[2]孙涛,陶云汉.玄武岩纤维增强再生水泥稳定碎石力学特性研究[J].山西交通科技,2024(5):18-21,31.
[3]吕飞.抗裂嵌挤型玄武岩纤维水泥稳定碎石性能研究[D].扬州:扬州大学,2024.
[4]陶云汉.玄武岩纤维再生水泥稳定碎石力学与干缩特性研究[D].徐州:中国矿业大学,2023.
[5]杨文斌.公路工程水泥稳定碎石基层施工技术[J].中国水泥,2024(5):98-100.

收稿日期:2025-03-03

基于桩板联合支护的边坡抗震效果试验研究

黄伟伟,秦容容,邱肇恒,冯威雄,戚祖会

(广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200)

摘要:文章基于振动台试验,研究了桩板联合支护结构在不同地震强度下的力学行为及抗震效果。通过分析抗滑桩的应变、土压力、加速度响应和桩身位移等关键参数,揭示了桩板联合支护结构在地震荷载下的抗震特性。结果表明,当地震幅值超过0.4 g时,抗滑桩的拉应变最大值由基岩界面上方转移至下方,土压力出现“卸荷效应”,桩顶加速度响应减小;桩顶累计位移与加速度峰值之间呈较强相关性。研究成果为桩板联合支护结构在强震条件下的加固设计提供了理论依据和技术支持。

关键词:抗滑桩;边坡加固;抗震性能;振动台试验;地震响应

中图分类号: U416.1⁺4 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.009

文章编号: 1673-4874(2025)07-0026-03

0 引言

随着我国基础设施建设的不断发展,尤其是在山区和丘陵地区,边坡稳定性问题日益严峻^[1]。边坡失稳不仅对交通安全构成严重威胁,还可能引发灾害性后果,影响人民生命财产安全。因此,如何有效评估并提高边坡的稳定性,成为岩土工程领域亟待解决的重要问题^[2]。特别是在地震等极端工况下,边坡的动态响应和稳定性问题更加复杂,需要更加精准的加固技术和防灾措施^[3-4]。

桩板联合支护技术作为一种重要的边坡加固方法,凭借其较强的适应性和经济性,广泛应用于高陡边坡的加固工程中^[5]。该技术通过结合抗滑桩-板共同作用,增强边坡的抗滑能力与约束力,尤其在面对地震等动态荷载作用时,其表现出的结构稳定性与抗震性引起了广泛关注。然而,地震作用下,桩板联合支护结构的抗震效果仍未得到充分研究,尤其是在地震下结构的力学行为和变形特征尚不明确。尽管已有不少研究探讨了静态和动态条件下的边坡加固措施,但现有研究多集中于静力学分析,地震等动态荷载下桩板联合支护结构的抗震性能尚未得到系统的试验验证^[6]。

本文基于振动台试验,模拟边坡在地震下的响应,重点分析桩板联合支护结构在地震荷载作用下的力学行为及抗震效果。通过系统研究抗滑桩的应变、土压力分布、加速度响应及桩身位移等关键参数,本研究旨在揭示桩板联合支护结构在地震作用下的力学特性,为优化边坡加固设计、提高边坡抗震性能提供理论依据和技术支持。

1 工程概况

本研究针对山区某基覆型边坡进行试验研究,该边坡位于典型的山区地质环境中,坡体结构由松散土体及岩层交替组成,坡面呈现出典型的缓倾斜型坡形。该区域地质条件复杂,且处于地震活跃区,因此其稳定性问题尤为突出。近年来,由于地震频发及外部环境因素的影响,该边坡发生过多次小范围的滑动和局部失稳现象,严

重威胁了交通安全和周边居民的生命财产安全。

该边坡的下方岩层坡度为27°,上方岩层坡度为54°,坡面上的基岩层分布较为稳定,但松散碎石土层的变形性较强,容易受外部荷载影响发生滑移。考虑到该边坡在地震荷载作用下的稳定性问题,本研究设计了桩板联合支护加固方案,旨在通过试验研究探索桩板联合支护结构在抗震工况下的效果。

2 抗滑桩加固公路边坡试验设计

2.1 模型简化

为了简化试验模型并便于分析桩板联合支护结构的抗震效果,模型的建立依据实际工程中边坡的地质特征和荷载条件,进行了必要的简化和假设。边坡的土体和岩体层次采用分层模型进行简化,对于坡体中的土层,假设其为均质的松散碎石土体,忽略其内部非均匀性和微观结构的差异。岩层部分则简化为一个整体,基岩的摩擦系数和强度特性假设为稳定且一致。基于Bockingham π 定理推导相似关系,最终本研究的相似比为1:50。建立的模型图如图1所示,模型整体长度为300 cm,高度为225 cm。下方基岩界面角度为27°,上方基岩界面角度为54°。抗滑桩的横截面尺寸为80 mm×60 mm,高为85 cm,其中25 cm部分埋设于基岩中,作为锚固段,其余部分则为悬臂段。板放置抗滑桩后侧,板高为60 cm,厚为2 cm。经过室内试验获取模型岩土体参数如表1所示。桩板结构则使用C30强度的混凝土进行浇筑。

表1 模型材料参数表

材料	重度 /(kN·m ⁻³)	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /°	含水率 /%
滑坡体	21.5	3	38	16
基岩	23.5	2 000 000	42	3.8

2.2 仪器布设方式

试验中仪器布置方式如图2所示。在边坡模型中布

第一作者简介:黄伟伟(1982—),工程师,主要从事公路工程施工管理工作。

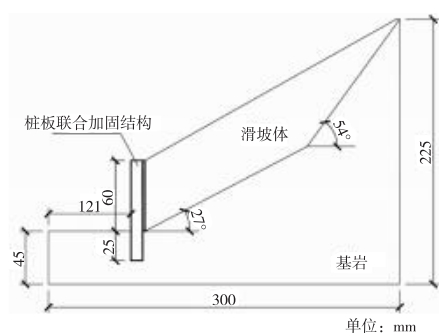


图1 边坡模型图

设了多种类型的传感器,涵盖了位移、土压力、应变和加速度等关键参数。在抗滑桩顶部布设了1个可伸缩式位移计。沿桩身布设了7个加速度传感器(A1~A7),同时黏贴了应变片,桩板结构后侧放置了5个土压力传感器。此外,在边坡内部布设了11个加速度传感器,用于监测斜坡的动态响应。

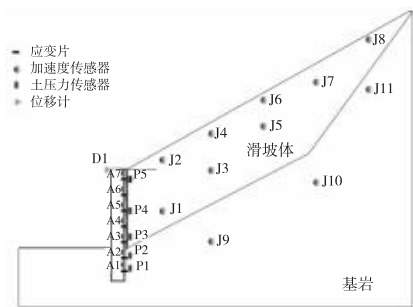


图2 仪器布设方案示意图

2.3 加载工况

选择了标准的EL波作为地震波形进行加载^[7]。EL波具有代表性,能够较好地反映实际地震中的动态特性。加载过程从0.1 g开始,逐步增加至0.6 g,逐步递增的加速度水平模拟了不同强度的地震荷载。

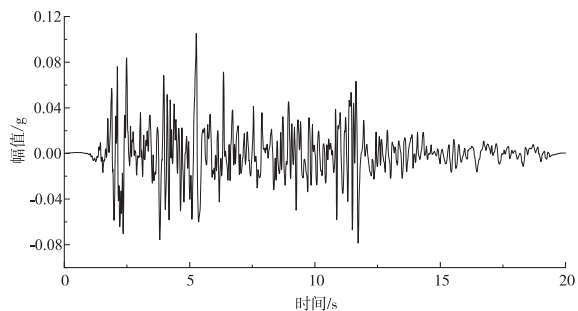


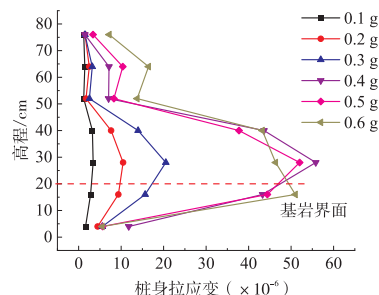
图3 EL波时域图

3 结果分析

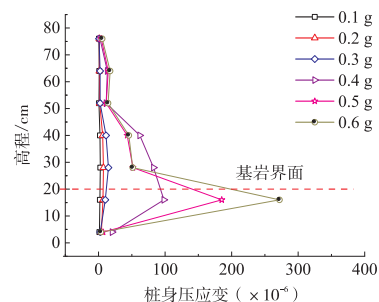
3.1 抗滑桩应变分析

不同加载强度EL波作用下的抗滑桩拉-压应变如图4所示。由图4(a)可知,当加载强度为0.1~0.3 g时,桩身拉应变随EL波幅值的增加而增大,并且在基岩界面

上方达到最大;当加载强度达到0.4 g时,桩身拉应变显著增加,并且当EL波幅值 >0.4 g后,桩身的拉应变逐渐减小;当EL波幅值为0.6 g时,桩身最大拉应变向基岩界面下方转移。这表明当地震波幅值 >0.4 g后,桩身发生了损伤,服役性能逐渐劣化。通过对比图4(a)和图4(b)可知,桩身压应变远大于拉应变,当EL波幅值达到0.4 g时,压应变同样显著增加,并且最大值发生在基岩界面下方处。



(a)拉应变



(b)压应变

图4 抗滑桩拉-压应变分析曲线图

3.2 土压力分析

提取各级振动荷载下桩后土压力峰值进行研究,结果如图5所示。由图5可知,当EL波幅值在0.1~0.2 g时,桩后动土压力峰值较小;当EL波幅值为0.3 g时,基岩界面上方处的动土压力峰值显著增加;当EL波幅值为0.4 g时,动土压力峰值突然增加至6.8 kPa;当EL波幅值 >0.4 g后,可以发现动土压力峰值的最大值降低。综合抗滑桩的拉-压应变分析可知,当幅值 >0.4 g后,桩身发生损伤,桩后土体存在“卸荷效应”,导致了动土压力峰值的降低。

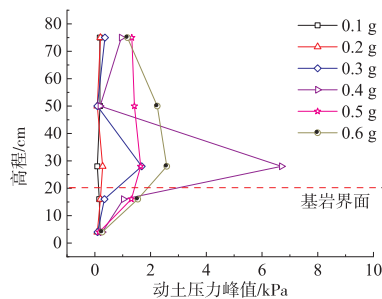


图5 动土压力峰值分析曲线图

3.3 加速度响应分析

加速度放大系数是指在地震作用下,结构内部某一位置的加速度相对于基准加速度(通常是振动台或地面加速度)的放大倍数。加速度放大系数可以有效捕捉到这种加速度的放大效应,尤其是在结构的高频响应区域^[7]。由于篇幅限制,本文仅讨论抗滑桩的加速度放大系数,结果如图6所示。由图6可知,沿高程方向抗滑桩的加速度响应先减小后增加,在基岩内部和模型抗滑桩的顶部分别达到最大值。当EL波幅值达到0.4 g后,可以看到抗滑桩顶部的加速度响应有所减小,这是因为抗滑桩发生了损伤,导致地震波向上传递的过程中发生了能量损失。

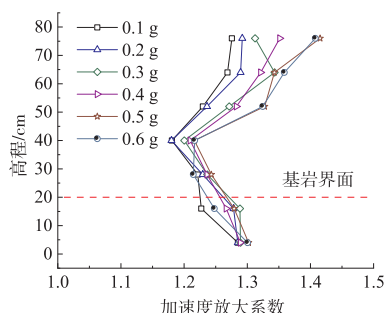


图6 抗滑桩加速度响应分析曲线图

3.4 桩身位移分析

EL波作用下桩顶累计位移如图7所示。由图7可知,当幅值 <0.3 g时,桩顶累计位移较小,表明此时桩板结构的服役性能较好,斜坡与支护结构未发生整体性的损伤;当幅值 >0.4 g后,可以看到桩体累计位移显著增加,表明强震作用下,桩板联合加固方式服役性能逐渐降低,桩和坡体逐渐发生破坏。针对加速度峰值和桩顶累计位移进行多项式拟合,发现累计位移 y 和加速度峰值 x 满足如下关系式:

$$y = 1\,001.8x^3 - 4\,559.7x^2 + 6\,642.3x - 64.1 \quad (1)$$

该拟合方程的 $R^2 = 0.99$,表明拟合效果较为理想。

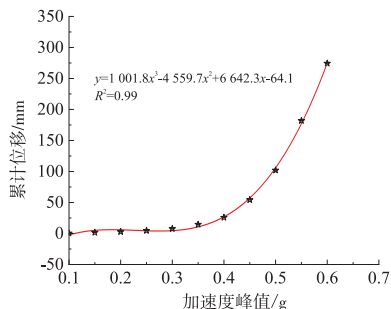


图7 累计位移分析曲线图

4 结语

本研究通过振动台试验模拟了边坡在地震荷载下

的响应,重点分析了桩板联合支护结构在不同地震强度下的力学行为及抗震效果。通过对抗滑桩的应变、动土压力、加速度响应和桩身位移等关键参数的系统研究,得出主要结论如下:

(1)EL波幅值较低时,桩身拉应变随幅值的增加而增大,最大值出现在基岩界面上方。当幅值 >0.4 g后,拉应变最大值有所降低,并且最大值向基岩界面下方转移。

(2)随着地震荷载的增加,桩后土体的动土压力峰值显著增大。当EL波幅值达到0.3 g时,动土压力峰值快速上升,并在0.4 g时达到最大值。超过此荷载幅值后,动土压力峰值有所回落,表明桩后土体存在“卸荷效应”,与桩体的损伤密切相关。

(3)加速度放大系数分析表明,抗滑桩的加速度响应沿高程方向呈现先减小后增加的趋势。当地震荷载 >0.4 g时,桩顶的加速度响应减小,反映出桩体损伤导致的能量损失。

(4)当地震荷载幅值 <0.3 g时,桩顶的位移较小,表明桩板联合支护结构具有较好的抗震性能;当幅值 >0.4 g时,桩顶位移显著增加,表明桩体和坡体逐渐发生破坏。通过拟合分析发现,桩顶累计位移与加速度峰值之间存在较强的相关性。

本研究表明,桩板联合支护结构在地震荷载作用下的表现具有一定的动态响应和损伤特征。0.4 g为临界状态,当地震波幅值 >0.4 g后,桩体和支护结构的抗震性能逐渐降低,提示了在高强度地震条件下,结构的稳定性可能受到显著影响。

参考文献

- [1]成文海,李晨阳,邵世斌.粉质黏土复合边坡稳定性对桩基影响机制分析[J].公路,2025,70(1):198-204.
- [2]贾志波,陶连金,潘菁,等.基于修正抗滑桩模型的地震边坡稳定性研究[J].振动与冲击,2024,43(24):14-23.
- [3]代和树,李龙起.h型桩加固边坡动力响应特性及破坏模式研究[J].三峡大学学报(自然科学版),2025,47(1):50-56.
- [4]曲宏略,朱梦佳,董望旺,等.锚索抗滑桩加固边坡震害机理分析[J].地震工程学报,2024,46(5):1001-1008,1020.
- [5]严琼,曹振生,王猛,等.路堑高边坡桩板墙加固方案设计优化研究[J].中外公路,2022,42(6):12-17.
- [6]李大纪,卢洲云.基于Midas/GTS数值模拟分析的某边坡桩板墙优化设计[J].西部交通科技,2017(11):9-13.
- [7]王通,刘先峰,袁胜洋,等.灰岩崩塌体斜坡动力响应与损伤识别[J].中国铁道科学,2023,44(6):13-24.

收稿日期:2025-03-10

养护条件对冷再生沥青混合料性能的影响研究

农生鹏, 吕榜勤, 温惠丹, 黎江, 曾祥成
(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章系统分析了乳化沥青与泡沫沥青冷再生混合料在不同养护周期和温度条件下的性能演变规律。结果表明, 养护条件显著影响混合料的水分迁移特性与力学性能; 泡沫沥青冷再生混合料整体表现出优于乳化沥青混合料的力学性能, 回弹模量水平更高。研究结果可为优化冷再生混合料养护工艺、提升路面性能提供理论依据。

关键词: 冷再生混合料; 乳化沥青; 泡沫沥青; 养护周期; 养护温度

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.010

文章编号: 1673-4874(2025)07-0029-04

0 引言

在道路基础设施建设快速发展的背景下, 沥青路面再生技术因其资源循环利用和环境友好特性, 已成为提升道路可持续性的关键技术。其中, 冷再生技术以其节能环保、施工简便和经济高效的优势, 在国内外道路养护领域得到广泛应用^[1]。作为冷再生技术的两大主要类型, 乳化沥青冷再生技术通过特制改性乳化沥青恢复旧路面材料性能^[2], 而泡沫沥青冷再生技术则利用高温发泡沥青与矿料拌和, 实现材料的再生^[3]。研究表明, 与传统沥青路面修复方法相比, 冷再生技术可降低施工成本40%~50%, 显著提高资源利用率^[4]。

冷再生混合料的性能发展高度依赖于养护过程, 该过程涉及水分迁移、黏结剂固化及骨料-黏结剂界面强度的形成, 对早期强度及长期稳定性具有决定性影响^[5]。然而, 当前冷再生技术在工程实践中仍面临性能波动较大、早期强度增长缓慢等挑战, 这主要源于养护条件对混合料性能演化的复杂影响机制^[6-8]。养护温度、湿度等环境因素不仅影响水分蒸发速率, 还决定了黏结剂固化进程及界面黏结能力, 从而最终影响混合料的力学性能与耐久性^[9-10]。

鉴于养护条件对冷再生混合料性能的关键作用, 深入研究其影响机理具有重要的理论价值与工程指导意义。本文以乳化沥青和泡沫沥青冷再生混合料为研究对象, 结合试验研究, 探讨不同养护条件下混合料的水分迁移特性、力学性能发展规律及其作用机制。研究成果将为优化冷再生混合料养护工艺、提升工程质量提供理论支撑, 并为冷再生技术的规范化应用提供技术指导。

1 原材料及配合比设计

1.1 原材料

本研究所用原材料均经过严格筛选与检测, 以确保试验的可靠性和代表性。再生沥青混合料(RAP)来源于湖南境内长沙至临湘段高速公路, 如表1所示为RAP三档矿料筛分试验结果, 其级配和沥青含量符合规范要求。乳化沥青选用慢裂型阳离子乳化沥青, 性能指标见表2; 泡沫沥青由70#基质沥青经专业设备发泡设备制备, 发泡温度为160℃, 发泡用水量为2%, 以确保泡沫沥青的膨胀率和半衰期达到最佳性能, 基质沥青性能指标见表3。新集料采用石灰岩, 筛分结果见表4。此外, 试验采用自来水作为拌和用水, 水泥选用32.5级硅酸盐水泥, 以增强混合料的早期强度和稳定性。

表1 RAP筛分试验结果表

项目	筛孔尺寸/mm												
	31.5	26.5	19	16	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
通过率/%	0~5	100	100	100	100	100	95.3	65.2	42.1	25.4	12.3	7.2	4.1
	5~10	100	100	100	100	100	15.4	5.3	3.2	2.1	1.6	1.1	0.8
	10~30	100	97.3	85.2	72.1	55.3	20.1	5.2	3.1	2.6	2.1	1.8	0.6

表2 乳化沥青性能指标表

检测指标	单位	试验结果
破乳类型	—	慢裂
离子类型	—	阳离子
常温储存稳定性(1 d)	%	0.3
残留分含量	%	68.5
蒸发残留物	针入度(25℃)	0.1 mm
	延度(15℃)	65.0

表3 70#基质沥青性能指标表

检测指标	单位	试验结果
针入度(25℃, 100 g)	0.1 mm	72
软化点	℃	48
延度(15℃, 5 cm/min)	cm	120
闪点	℃	280
密度	g·cm ⁻³	1.03
TFOT	质量变化	%
	针入度比	%
	延度	cm

第一作者简介: 农生鹏(1992—), 工程师, 主要从事桥梁与路面现场施工管理工作。

表 4 新集料筛分试验结果表

项目	筛孔尺寸/mm												
	31.5	26.5	19	16	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
通过率/%	100	100	70.4	38.2	14	0.8	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

1.2 配合比设计

配合比设计依据《公路沥青路面再生技术规范》(JTGF41—2008)进行,采用粗粒式级配设计冷再生混合料,如表5所示。本研究RAP掺量为80%,并掺加新集料,以优化混合料的级配和力学性能。通过马歇尔设计

方法,确定了乳化沥青冷再生混合料的最佳含水量为4.5%,最佳沥青含量为4.6%;泡沫沥青冷再生混合料的最佳含水量为5.3%,最佳沥青用量为3.0%,两种冷再生混合料中均掺加1%的水泥。

表 5 冷再生混合料设计级配表

类型	下列筛孔尺寸/mm 的通过百分率/%												
	31.5	26.5	19	16	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
乳化沥青冷再生混合料	100	92.5	78.3	70.2	60.5	50.8	32.4	23.1	15.7	10.9	8.4	6.1	5.2
泡沫沥青冷再生混合料	100	93.2	85.6	75.8	67.3	48.9	31.7	20.8	16.2	12.3	9.8	8.3	7.6

2 试验方案

本研究通过试验全面评价不同养护条件下冷再生混合料的性能演变规律。采用旋转压实法成型试件,尺寸为 $\phi 100\text{ mm}\times 100\text{ mm}$,压实次数为30次,以模拟实际工程中的压实效果。成型过程中严格控制拌和温度和压实速率,确保试件密实度一致。设计了三组养护温度(25℃、40℃和60℃)和四个养护周期(1d、3d、7d和14d)的组合试验方案。其中,25℃模拟常温养护条件,40℃和60℃分别模拟夏季高温和加速养护条件。养护过程中,采用恒温恒湿箱严格控制环境条件,并监测混合料含水率。在完成指定养护周期后,进行了多维度的性能测试:通过间接拉伸强度测试评估抗裂性能和界面黏结强度;通过动态模量测试分析不同应力水平下的刚度响应。每组试验设置三个平行试件,并通过多次测量控制误差。

至初始值的18%,即短时间内流失了82%的水分,并在3d后趋于稳定;在40℃条件下,混合料在2d内流失了80%以上的水分,3d后水分流失趋势与60℃条件下相似;在25℃条件下,水分流失速率较慢,8d后含水率降至初始值的约20%。这些结果进一步验证了养护温度对泡沫沥青冷再生混合料水分迁移行为的显著影响。

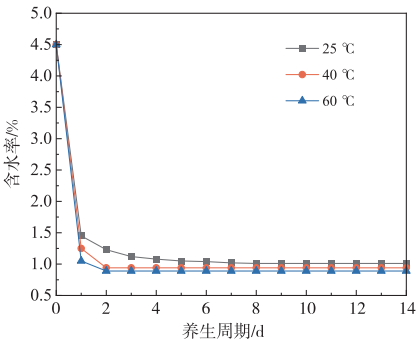


图 1 乳化沥青冷再生混合料含水率变化情况曲线图

3 试验结果与分析

3.1 养护温度对含水率的影响

如图1和图2分别展示了乳化沥青和泡沫沥青冷再生混合料在不同养护温度(25℃、40℃和60℃)下,14d养护周期内试件含水率的变化规律。结果表明,两种冷再生混合料的含水率均随养护时间延长而逐渐降低,最终趋于稳定,但不同养护温度下的水分流失速率存在显著差异。对于乳化沥青冷再生混合料,水分流失速率与养护温度呈正相关。在25℃条件下,混合料的含水率在3d内降至初始值的25%,并在9d后达到稳定状态;在40℃条件下,含水率降至初始值的25%仅需1d,并在3d后趋于稳定;在60℃条件下,水分流失加速,仅需2d即可达到恒定含水率。这表明,随着养护温度的升高,乳化沥青冷再生混合料的水分迁移和蒸发过程显著加快。泡沫沥青冷再生混合料也表现出对养护温度的显著敏感性。在60℃条件下,混合料的含水率在1d内迅速降

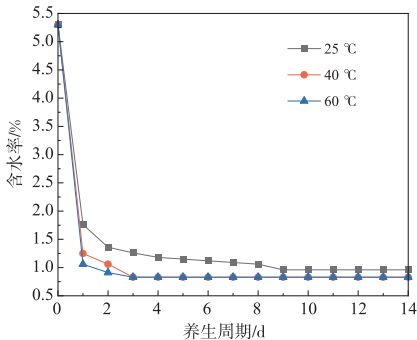


图 2 泡沫沥青冷再生混合料含水率变化情况曲线图

综合来看,两种冷再生混合料的水分流失规律呈现出明显的温度依赖性和时间阶段性。水分流失速率与养护温度呈正相关,温度越高,水分迁移和蒸发过程越加速。水分流失主要集中在前3d,随后逐渐趋于稳定。在

所有养护温度条件下,混合料的含水率最终均会达到一个恒定值,表明水分蒸发过程基本完成。然而,两种混合料的水分流失行为存在一定差异。泡沫沥青冷再生混合料在高温(60℃)下的水分流失速率明显更快,这可能与泡沫沥青的发泡结构和物理特性有关,导致其水分迁移更加迅速。而乳化沥青冷再生混合料在低温(25℃)下的水分流失相对较慢,可能与乳化剂的作用机制有关,乳化剂在低温下对水分的控制作用较强。总体而言,养护温度和混合料的特性共同决定了水分流失过程的差异和发展趋势。

3.2 养护条件对混合料劈裂强度的影响

如图3展示了两种沥青冷再生混合料的劈裂强度变化规律。由图3可知,温度对劈裂强度的影响呈现先升后降的趋势,两种混合料在40℃时均达到峰值强度,而在25℃和60℃时强度分别降低10%~15%。这一现象表明,40℃是黏结剂(乳化沥青或泡沫沥青)活性最佳的温度范围,能够有效促进固化反应和强度形成。当温度降至25℃时,黏结剂反应速率减慢,导致强度较低;而温度升至60℃时,过高的温度可能导致黏结剂部分软化或老化,从而削弱混合料的整体性能。养护时间对劈裂强度的影响表现为强度随时间的延长逐步增加,且前7 d的增长速率显著高于后7 d。以40℃条件下的数据为例,泡沫沥青冷再生混合料在前7 d的强度增长速率>80%,而后7 d的增长速率<10%;乳化沥青冷再生混合料也表现出类似的趋势,前7 d的强度增长速率约为90%,后7 d仅增长速率约10%。这种规律表明,混合料的强度发展主要集中在前7 d,此时黏结剂的活性和固化反应最为活跃,而后7 d反应趋于平稳,强度增长显著放缓。此外,混合料类型对劈裂强度的影响也十分显著。泡沫沥青冷再生混合料在所有温度条件和养护时间下的劈裂强度均比乳化沥青冷再生混合料高出20%~30%。这种差异主要归因于泡沫沥青具有更好的黏结性能和集料包裹性,能够更有效地增强混合料的整体强度;而乳化沥青的黏结性能相对较弱,导致强度发展较慢。

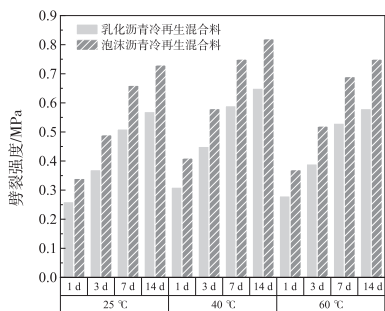


图3 冷再生混合料劈裂强度变化情况柱状图

综上所述,40℃是两种混合料劈裂强度的最佳温度条件,劈裂强度随养护时间延长逐步增加,且前7 d的增长速率显著高于后7 d。泡沫沥青冷再生混合料因其优异的黏结性能,在各条件下均表现出更高的劈裂强度,适合用于中高交通量道路;乳化沥青冷再生混合料尽管强

度较低,但成本较低且施工方便,更适合用于中等交通量道路。在实际工程中,应根据具体需求、交通量、环境温度和施工条件进行合理选择。

3.3 养护条件对混合料回弹模量的影响

图4展示了乳化沥青和泡沫沥青冷再生混合料的回弹模量随养护时间和温度的变化规律。分析结果表明,两种混合料的回弹模量均随养护时间的延长而不断提高,且温度越高,增长幅度越大。例如,乳化沥青在60℃下14 d的回弹模量较1 d提高约85%,而在25℃下增幅约70%,表明高温可加速材料硬化,提高刚度性能。此外,泡沫沥青的回弹模量在所有条件下均高于乳化沥青,尤其在1~3 d的早期养护阶段,其模量比乳化沥青高出50%以上。这一差异可能归因于泡沫沥青更强的胶结作用和较快的水分蒸发,使其在早期即具备更高的强度。值得注意的是,温度对回弹模量的影响尤为显著。两种混合料在60℃下养生1 d的回弹模量均较25℃下提高4~6倍,说明高温可显著加快强度增长,并在长期养护中持续改善性能。

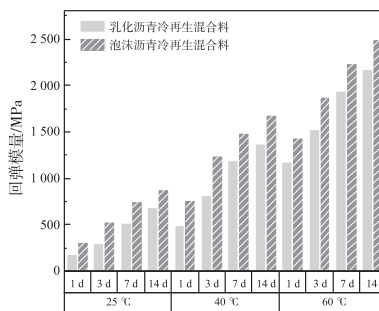


图4 冷再生混合料回弹模量变化情况柱状图

综合来看,泡沫沥青在早期强度形成方面优于乳化沥青,而两者的回弹模量均随时间和温度的升高而提高。在工程应用中,应根据施工环境和项目需求合理选择冷再生技术。例如,在高温地区或需快速通车的工程中,泡沫沥青更具优势,而在低温项目中,乳化沥青可能是更经济的选择。合理优化材料与施工方案,有助于提升路面耐久性和工程质量。

4 结语

本研究通过试验分析了养护温度对乳化沥青和泡沫沥青冷再生混合料含水率、劈裂强度及回弹模量的影响,得出以下主要结论:

(1)水分流失速率与养护温度呈显著正相关,温度越高,水分迁移和蒸发过程越快。水分流失主要集中在前3 d,随后趋于稳定。泡沫沥青在高温条件下的水分流失速率更快,这可能与其发泡结构有关,而乳化沥青在低温条件下的水分蒸发相对缓慢,主要受乳化剂作用的影响。

(2)养护温度对劈裂强度的影响呈现先升后降的趋势,40℃为最佳养护温度,在该温度下混合料的劈裂强度达到最高值。劈裂强度在前7 d增长显著,后7 d趋于

(下转第75页)

既有路堤墙上方泡沫轻质土路基换填沉降与变形分析

陈勇华¹, 邓华², 李昌衡¹, 韦炳福¹

(1. 广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200; 2. 广西桂商实业投资有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章通过有限元方法研究了某路堤墙上方换填泡沫轻质土路基加宽的变形特性与稳定性。结果表明, 典型工况下, 加宽后的路基最大沉降约为9.41 mm, 既有路堤墙最大水平位移为1.55 mm, 两者均满足规范要求; 采用泡沫轻质土减载换填法提高了加宽路基的稳定性, 滑动安全系数由原路基 1.72 提升至 3.47; 随着泡沫轻质土换填厚度增加, 路基沉降减小, 当换填厚度从0.5 m增至2.5 m时, 5 m路基沉降降幅达 50.4%; 路基稳定系数随泡沫轻质土密度增加呈先增大后减小趋势, 密度为500 kg/m³时稳定系数达到最大值 3.47。

关键词: 数值模拟; 泡沫轻质土; 路肩墙; 路基加宽; 换填减荷

中图分类号: U416.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.011

文章编号: 1673-4874(2025)07-0032-05

0 引言

随着我国早期修建的高速公路交通量日趋饱和, 亟须对既有高速公路进行改扩建增加通行能力。在既有路基加宽工程中, 如何确保新旧路基的稳定性和变形协调性, 成为研究人员关注的焦点。有关路基拓宽的研究成果较多, 刘宏山等^[1]依托深汕高速公路改扩建工程, 基于有限元模型对“挡墙+填土路基方案”“泡沫轻质土路基方案和填土加宽+泡沫轻质土抬高路基方案”进行了比较, 其研究成果为采用泡沫轻质土加宽抬高路基项目提供了指导; 张万茂^[2]通过数值模拟研究了山区泡沫轻质土加宽路基对旧管涵的影响, 得出了涵顶填土高度宜 <4 m的结论, 且路基尽可能选用轻质填料的结论; 曹禄来等^[3]依托广东广佛江高速公路研究了软土路基换填的变形特性, 基于常规土+CFG桩与泡沫轻质土换填路基建立有限元模型, 分析了两种路基加宽方法的路基路面沉降规律; 王集琦^[4]利用 ABAQUS 软件模拟泡沫轻质土路堤墙不均匀沉降和墙背土压力的规律, 并探究了影响路堤变形的因素; 盘训学等^[5]依托深汕西高速公路项目, 基于有限元模型研究了泡沫轻质土路基抬高加宽工程分幅施工的路基路面差异沉降变形规律, 同时探讨了填筑材料对路基路面变形影响; 刘盼^[6]基于 ABAQUS 软件构建了泡沫轻质土路基的有限元模型, 研究不同结构形式在静载与列车动荷载作用下帮宽宽度、填筑高度对路基应力应变规律的影响。

近些年, 路基加宽工程中常遇见既有路堤墙上方加宽路基的情况, 常规的解决方案如下: (1) 拆除既有挡墙按重新设计建设; (2) 对既有挡墙进行加宽加高, 以满足挡墙承载力要求。两者均需对原地面进行开挖施工, 再新建或加固挡墙, 工期长、造价高。本文对某高速公路路堤墙上方路基加宽进行研究, 既有路堤墙的坡脚埋设有通信光缆和电缆, 为避免迁移管线, 采用泡沫轻质土减载换填的方法, 即先挖除一部分路堤墙上方路基填土进行

减载, 再采用泡沫轻质土换填的方法进行路基加宽, 通过计算减载换填量, 以满足既有路堤墙的承载力要求。通过有限元方法研究挡墙结构上方泡沫轻质土路基换填加宽的变形特性与稳定性, 并经实际应用验证, 该方法取得了良好的应用效果。

1 工程项目

1.1 项目概述

某高速公路互通立交改造工程在 K3+950~K4+735 桩号在既有路堤墙上方采用泡沫轻质土进行加宽, 加宽宽度为 4~5 m。下伏岩层主要由海陆交互相沉积淤泥质粉质黏土、粉、细砂、残积粉土和冲积层粉质黏土, 基底为石炭系下统石凳子组灰岩、泥岩、泥质粉砂岩、砂岩及其风化层。

1.2 路堤墙上方路基加宽方案

泡沫轻质土路基采用零附加荷载的加宽方案, 即开挖部分路基边坡土体进行卸载, 然后换填轻质土减少路基附加荷载, 使新旧路基沉降量在允许范围内, 还要保证既有路堤墙的承载力和路基整体稳定性满足要求。路基减载换填剖面如图 1 所示。

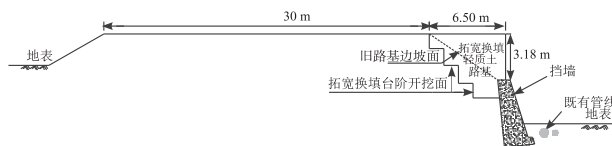


图1 路基加宽换填后典型断面示意图

2 有限元数值模型

2.1 模型简化参数设置

选取路基的典型断面尺寸建立三维有限元数值模型。根据圣维南原理, 取有限元模型几何尺寸为施工区域长度的3~5倍以上, 模型尺寸为50 m×16 m×20 m,

第一作者简介: 陈勇华(1978—), 高级工程师, 主要从事高速公路建设管理与研究工作。

如图 2 所示。

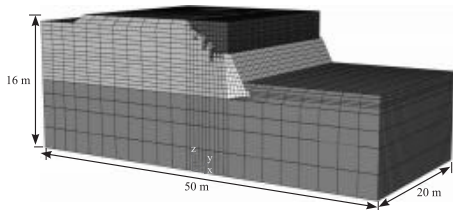


图 2 三维有限元整体计算模型图

既有路堤墙与既有路基在长期的自重荷载作用下,视两者为协同作用,数值模型中两者直接连接,泡沫轻质土与既有路基采用接触连接。本文对数值模型做出以下几点假设:(1)既有路基边坡台阶开挖施工前,地基土、既有路基、地基与挡墙已完成固结变形;(2)地基土服从 Mohr-Coulomb 强度准则,既有路基填土满足 Cam-clay 本构,泡沫轻质土、挡墙混凝土、路面选用弹性本构;(3)不考虑地下水影响。

2.2 参数选取与接触作用设置

基于项目的实地地质勘探资料以及室内土工试验,所用值模拟计算数据分别见表 1 和表 2。

表 1 数值仿真计算参数取值一览表

材料名称	密度 /(kg·m ⁻³)	弹性模量 /MPa	泊松比	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /°
沥青混凝土路面	2 420	1 200	0.28	—	—
挡土墙	2 500	25 000	0.25	—	—
泡沫轻质土	500	500	0.23	—	—
杂填土	1 850	62	0.3	30	22.5
粉细砂	1 720	26	0.33	32	22.5

表 2 剑桥本构参数计算取值一览表

材料名称	密度 /(kg·m ⁻³)	静止土压力系数 k ₀	孔隙比 e ₀	λ	K	M	泊松比
淤泥	1 920	0.784	1.44	0.41	0.041	1.2	0.4
粉质黏土	1 860	0.66	1.21	0.73	0.038	1.17	0.35
既有路基填土	1 800	0.52	0.92	0.88	0.122	1.4	0.33

表 2 中,λ 为塑性体积模量对数,即土样等向固结曲线在 v-lnp 平面的斜率;K 为土体弹性对数体积模量,即试样卸载曲线在 v-lnp 平面上的斜率;M 为土样应力比,其计算公式如式(1)所示:

$$M = \frac{6\sin\varphi}{3 - \sin\varphi} \tag{1}$$

泡沫轻质土既有路基土基底之间的接触面采用库仑摩擦接触面进行表征,其中“罚函数(Penalty)”的摩擦系数数值设为 0.7^[7]。该依托项目为主干道,经过换算车辆等效荷载取值为 20 kPa。

2.3 边界条件与网格划分

如图 2 所示,模型左右侧限制法向位移面(U1=0);

限制模型前后法向位移(U2=0);固定模型的底部位移,即限制 X、Y、Z 的移动(U1=U2=U3=0);模型顶部为自由边界。

泡沫轻质土与挡墙是重点分析的对象,模型进行单元网格划分由该区域向模型四周由密至疏的原则划分,该模型共划分 54 976 个单元,70 537 个节点且单元类型为 C3D8 实体单元。

2.4 工况计算说明

根据实际施工工序,数值模型中设置了四个典型的数值计算工况,以评估路基的沉降规律和整体安全性,如表 3 所示。

表 3 有限元模型计算工况表

序号名称	有限元模型计算内容	分析内容
工况 1	初始地应力生成计算	施工前,模型变形清零,但内部存在应力的状态
工况 2	既有路基一次性台阶开挖成型计算	既有路基与挡墙变形附加应力
工况 3	泡沫轻质土路基分层回填计算	换填施工后,路面与挡墙结构变形
工况 4	改扩建后路基结构强度折减模型计算	路基改扩建后的安全稳定系数值

3 有限元结果分析

3.1 不同工况下路基结构响应分析

为了获得泡沫轻质土路基换填施工引起路基变形的响应,提取工况 1 至工况 3 对应的变形与应力云图,见图 3 至图 5。图 3 为工况 1 对应下有限元模型地应力平衡计算结果,其主要为获取模型在长期的自重与车辆荷载作用下生成的内部应力,用于模拟地应力。由图 3 可知,模型的最大位移处于 10⁻⁵ m 量级,竖向土压力最大值约 534.4 kPa。

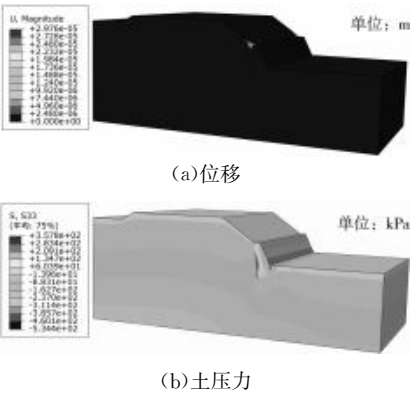


图 3 工况 1 模型位移与应力云图

图 4 为工况 2 时的施工工况,即对既有路基台阶开挖完成时所对应的竖向位移与剪应力云图。如图 4(a)所示,既有路基台阶开挖完成后,由于卸载引起基底面隆起,其隆起最大值约为 6.73 cm;开挖造成既有路面沉降,最大沉降值为 7.04 mm,整体上既有路基边坡开挖施工

不会引起路基发生失稳。图 4(b)为路基结构 X 、 Z 方向的剪应力云图。由图 4(b)可知,既有路基开挖后,在挡墙墙趾出现剪应力集中现象,其最大值为 431.5 kPa,未超出 C25 强度混凝土抗拉强度允许值(1.78 MPa)。

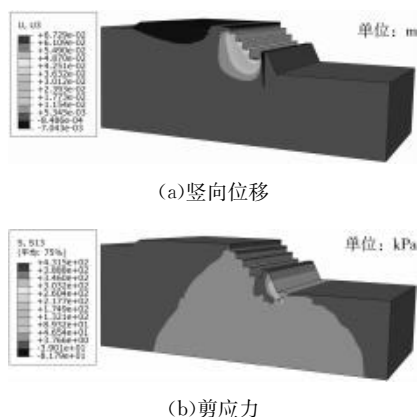


图 4 工况 2 下模型位移与应力云图

图 5 为路基改扩建完成时(工况 3)对应的路基结构竖向位移与剪应力云图。如图 5(a)所示,泡沫轻质土路基换填施工完成后,其路基换填的基底面仍然为隆起的现象,而新旧路面最大沉降值约为 9.41 mm,整体上路基换填施工后的路基变形满足相应规范变形要求^[8]。如图 5(b)所示为路基换填完成时路基结构 X 、 Z 方向的剪应力云图。由图 5(b)可知,在挡墙剪应力由脚趾向顶部蔓延,其剪应力最大值仍然位于墙脚位置处,其最大值为 650.4 kPa,未超出 C25 强度混凝土抗拉强度允许值,挡墙混凝土结构不会发生开裂。

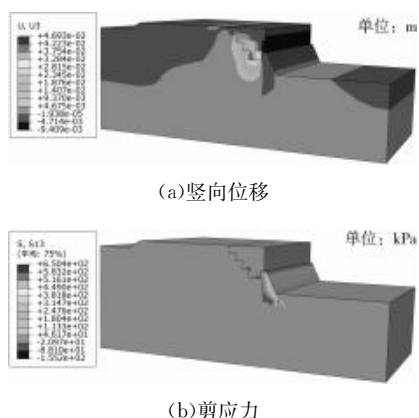


图 5 工况 3 下模型位移与应力云图

3.2 工后路基结构变形分析

提取泡沫轻质土路基换填施工完成时(工况 3)对应的路面横向沉降与挡墙内部水平位移曲线,分别如图 6 与图 7 所示。

图 6 显示,路面左侧沉降较小,说明右侧路基改扩建施工对其左侧路基路面扰动小。随着路面与路基换填边缘距离的减小,路面的竖向位移先逐渐隆起后沉降,最大隆起值约为 3.88 mm,路面最大沉降值为 8.49 mm,路

面靠近挡墙的位置沉降趋于稳定。路面沉降现象说明,换填路基采取台阶状可以有效地减小路面不均匀沉降。

图 7 显示,挡墙水平位移呈现线性分布,即在挡墙水平位移由其顶部最大值沿着高度逐渐减小,其顶部最大水平位移值为 1.554 mm,底部最大水平位移值 0.52 mm,位移趋势向着路基外部侧移。这是由于泡沫轻质土路基加宽后,挡墙受到侧向土压力的作用,导致挡墙发生侧向略微的位移,该现象符合客观规律。

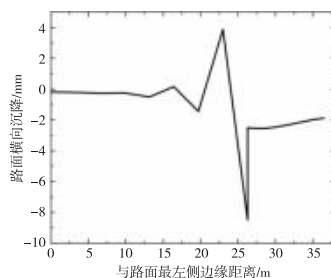


图 6 路面横向沉降曲线图

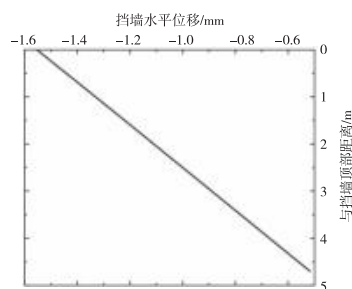


图 7 挡墙水平位移曲线图

3.3 路基稳定性分析

采用强度折减法分别对改扩建前与改扩建后的路基稳定系数进行计算,既有路基潜在的滑动面塑性云图见图 8。路基改扩建前后对应的路基整体滑动安全系数分别为 1.72 与 3.47。改扩建路基前的塑性破坏滑动面经过挡墙顶部;路基改扩建后路基的塑性滑动面则经过挡墙底部,说明泡沫轻质土路基结构发挥了类似挡墙的作用,抑制了既有路基填土的变形。

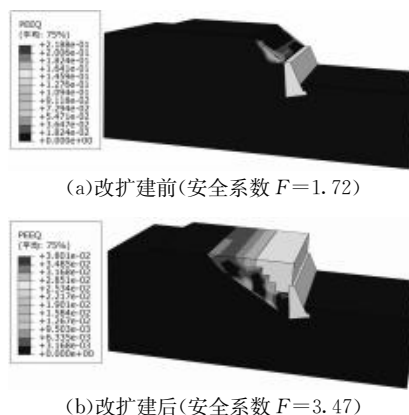


图 8 路基改扩建前后滑动面塑性云图

为了获取泡沫轻质土密度与路堤整体结构安全稳定性之间的关系,分别计算了换填不同泡沫轻质土密度后对应的路基安全系数数值,其计算结果见图9。由图9可知,换填泡沫轻质土密度为 300 kg/m^3 、 500 kg/m^3 、 700 kg/m^3 、 900 kg/m^3 的路基下,其对应路基安全系数数值分别为4.15、3.47、3.31、1.86,路基安全系数数值随着回填泡沫轻质土的密度增大而减小。

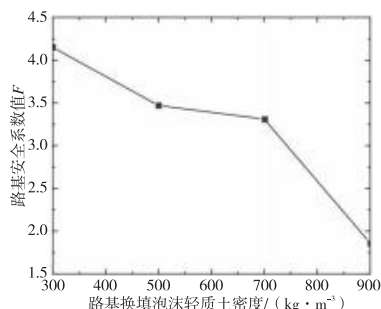


图9 路基改扩建后不同泡沫轻质土密度与路基安全系数关系曲线图

4 路基变形与稳定性的影响因素分析

4.1 路基换填厚度敏感性分析

采用有限元数值计算模型对泡沫轻质土换填厚度与不同路基高度间的影响关系时,选取的泡沫轻质土换填厚度 h 分别为0.5 m、1 m、1.5 m、2.0 m与2.5 m,路基高度 H 分别为5 m、7 m、9 m,其轻质土换填厚度与路基高度关系如图10所示。

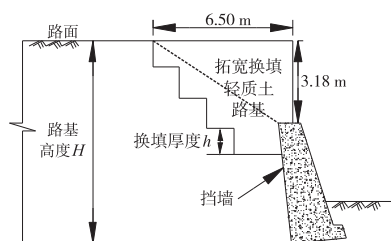


图10 轻质土换填厚度与路基高度的关系示意图

通过有限元数值计算,分别提取不同轻质土换填厚度与路基高度对应的工后路面顶部最大沉降值,并整理曲线图如图11所示。

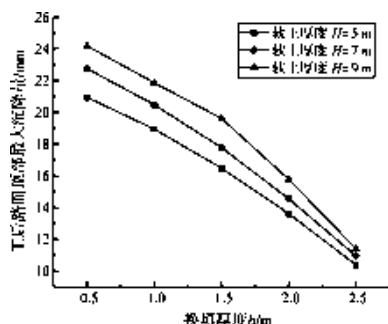


图11 不同换填厚度下路面工后沉降曲线图

根据图11可知,在恒定路基高度条件下,采用泡沫轻质土换填技术能有效控制工后沉降,且沉降抑制效果

与换填厚度呈正相关关系。该材料的轻质特性可显著降低地基附加应力,当换填层厚度从0.5 m增至2.5 m时,5 m路基工后最大沉降由20.94 mm降至10.39 mm,降幅达50.4%。类似规律在7 m和9 m路基工况中更为显著,分别实现51.9%和52.9%的沉降缩减率,充分验证了增加换填厚度对路基变形的控制作用。

对比图11中不同路基高度的沉降特征发现,在相同换填厚度(1.5 m)情况下,路基高度由7 m增至9 m时,最大沉降量从17.77 mm上升至19.61 mm,增幅约9.4%。而当换填厚度提升至2.5 m时,虽然路基高度从5 m增至9 m,但工后沉降仅从10.39 mm缓增至11.39 mm,增幅控制在<8.8%。这反映出加大换填厚度可有效抵消因路基增高带来的附加应力影响,尤其在高路基工况中具有显著的技术优势。

数值分析结果表明,相较于单纯调整路基高度,合理增加轻质土换填厚度对工后沉降的控制更具工程实践价值。当换填层达到2.5 m时,即便在9 m高路基条件下,工后沉降仍能稳定在<11.4 mm,充分体现了该材料在路基换填工程处理中的优越性能。

4.2 泡沫轻质土密度敏感性分析

泡沫轻质土密度直接决定地基(路基)上的附加荷载值大小。根据有关研究,泡沫轻质土的密度可控制在 $300\sim 1\,600\text{ kg/m}^3$,且泡沫轻质土密度增大,相应的强度参数也增大。基于上述考虑,在改变轻质土密度量值并对其相应的强度参数值(即轻质土弹性模量)改变后再进行计算。结合工程经验,现分别讨论换填泡沫轻质土密度为 300 kg/m^3 、 500 kg/m^3 、 700 kg/m^3 、 900 kg/m^3 的路基路面工后的变形与路基稳定性。

根据数值模拟计算显示,换填不同泡沫轻质土密度作用下对应工后的路面最大沉降值曲线如图12所示。同时,为研究路面工后最大沉降值与换填泡沫轻质土密度之间的关系,对图12中的数据点进行拟合,从而获得多项式的数学表达式,如式(1)所示。

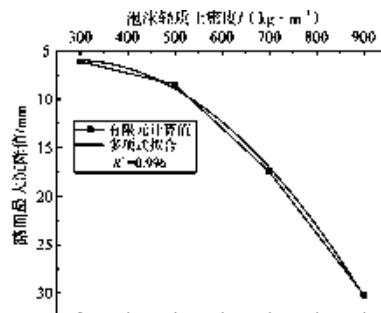


图12 密度与路面工后最大沉降值关系图

换填的泡沫轻质土密度与路面工后的最大沉降值表达式:

$$s = 6.46 \times 10^{-5} \rho^2 - 0.0369 \rho + 11.251 \quad (1)$$

式中: s ——路面的最大沉降值/mm;

ρ ——泡沫轻质土密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)。

(下转第39页)

钢渣粗集料对热拌沥青混凝土力学性能的影响研究

黄丽丹¹,方兴¹,戴海发¹,吉富键¹,钟海²

(1. 广西交建工程建设集团有限公司,广西 南宁 530006;2.广西壮族自治区交通运输综合行政执法局,广西 南宁 530021)

摘要:为探讨钢渣粗集料的使用对热拌沥青混合料力学性能的影响,文章选用两种类型的沥青混合料(AC-5 和 AC-10)和两种粗骨料(石灰石和钢渣),制备 4 组热拌沥青混合料试件,通过马歇尔稳定性、间接拉伸刚度模量、蠕变刚度和间接拉伸强度等试验,评估沥青混合料的力学特性,并对试样的电敏感性进行研究。结果表明,钢渣作为粗集料能有效改善热拌沥青混合料的力学性能和导电性。

关键词:钢渣;混凝土;力学性能;导电性;马歇尔稳定性

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.012

文章编号: 1673-4874(2025)07-0036-04

0 引言

热拌沥青混合料(HMA)作为现代道路建设的重要材料,其性能优劣直接关系到道路的使用寿命和行车安全^[1]。在 HMA 中,集料作为主要的骨架成分,对混合料的整体性能起着决定性作用^[2]。

近年来,HMA 行业多聚焦于将各类废弃物有效利用的研究^[3]。这些废弃物包括工业废弃物(如纤维素废弃物、木质素、炉渣和粉煤灰)、城市/生活废弃物(如焚化炉渣、废橡胶、废玻璃和屋顶瓦片)以及采矿废料(如煤矿废料)^[4]。废弃物的大量产生对环境造成影响,促使相关研究人员寻求技术合理、经济高效且环境友好的新材料应用途径^[5]。

钢渣作为炼钢过程的副产品,具有较高的强度和耐久性,在高摩擦和对耐磨性要求较高的工业道路、十字路口和停车区域得到了广泛应用^[6]。

目前,国内外学者对钢渣在沥青混合料中的应用已经进行了大量研究^[7-9]。这些研究主要集中在钢渣的物理化学性质、力学性能和环保性能等方面。然而,关于钢渣粗集料在热拌沥青混合料中的具体应用及其对沥青混合料性能影响的研究还相对不足。

因此,本文旨在探讨钢渣对不同类型热拌沥青混合料力学性能的影响,为进一步优化 HMA 路面材料的工程实践提供理论支持和技术指导。

1 试验材料

1.1 材料性能分析

本研究选用 AC-10 和 AC-5 沥青混合料。这些沥青混合料来自于某石油再生公司。表 1 为沥青混合料物理性能试验结果。

破碎的石灰石骨料采购自采石场,而钢渣作为第二类粗骨料则直接从某钢铁制造厂获得。石灰石和钢渣骨料的性能见表 2。

表 1 沥青混合料的物理性能试验结果表

性能	沥青混合料类型	
	AC-10	AC-5
25℃时的比重/(g·cm ⁻³)	1.036	1.035
25℃时的延展性/cm	100	100
针入度(100 g,5 s)/0.1 mm	90	138
软化点/℃	48.0	46.7
熔断点/℃	-27.2	-21.4
运动黏度(135℃)/(m ² ·s ⁻¹)	354	236
渗透指数 PI	-0.15	0.87
渗透黏度数 PVN	-0.53	0.68

表 2 石灰石和钢渣骨料的基本性能表

性能	石灰石骨料			钢渣骨料
	粗	细	填料	
磨耗损失/%	29	—	—	20
硫酸钠(Na ₂ SO ₄)/%	3.74	—	—	8.56
比重/(g·cm ⁻³)	2.627	2.639	2.632	3.017

本研究采用 Leo Evo 40VP 型号 SEM,针对钢渣与石灰石样品,分别设定 10 kV 与 20 kV 工作电压,并在 17~18 mm 工作距离下获得清晰图像,如图 1、图 2 所示。

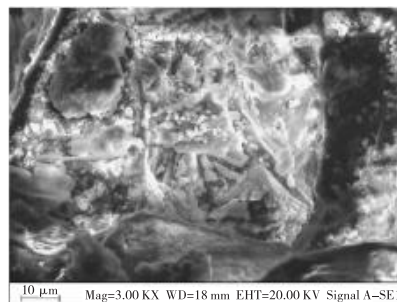


图 1 钢渣的 SEM 微观形貌图

第一作者简介:黄丽丹(1990—),工程师,主要从事交通施工管理工作。

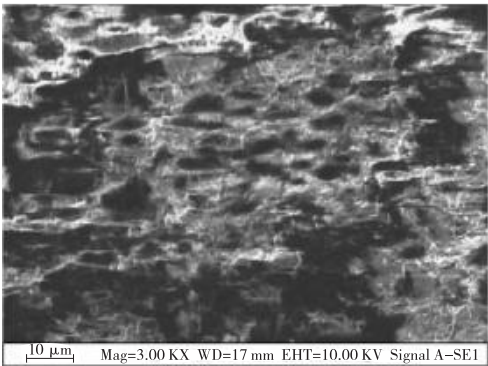


图2 石灰石的 SEM 微观形貌图

图 1 与图 2 直观揭示了两者在纹理与形态上的显著差异。具体而言,钢渣展现出比石灰石更为粗犷的表面纹理,这一特性对沥青混合料的黏附性能具有重要影响。同时,钢渣表面密布着清晰的孔隙结构,凸显了其多孔材料的本质,与石灰石形成鲜明对比。

如表 3 所示为钢渣的化学成分组成,表 4 为骨料级配情况。

表 3 钢渣化学成分表 单位: %

CaO	游离 CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	MgO	Iron(FeO 和 Fe ₂ O ₃)	MnO	Na ₂ O	K ₂ O	S	CaO/SiO ₂
47~55	6.5	7.5~15	1.2~1.7	1.3~1.5	20~26	3.5~5.3	—	—	—	3.7~6.25

表 4 骨料级配表

筛分尺寸/mm	累计通过百分比/%	
	钢渣骨料	石灰石骨料
19.0	100	100
12.5	95	93
9.5	88	85
4.75	65	62
2.00	39	37
1.18	24	22
0.600	18	16
0.300	14	13
0.150	10	9
0.075	6	5

1.2 样品制备

本研究采用两种不同的骨料类型制备马歇尔试样。第一种为石灰石骨料(包括粗粒、中粒和细粒),第二种使用钢渣骨料代替石灰石骨料的粗粒。

将两种骨料以及 AC-10 和 AC-5 级沥青混合料送入≥165℃的高温烤箱中预热,确保沥青混合料充分软化,骨料干燥无水分。预热后的沥青混合料加入到预热的骨料中,并通过搅拌设备在30~45 s内完成均匀混合。制备两组马歇尔试样:一组为传统全石灰石骨料与沥青混合料混合的控制试样(AC-10/LS 与 AC-5/LS),另一组则为钢渣骨料替代粗粒石灰石的创新试样(AC-10/SS 与 AC-5/SS)。为提升试验结果的可靠性,每种沥青混合料试样均独立制备了 3 份,以供后续详细测试与分析。

2 试验方法

2.1 马歇尔稳定性、流值和马歇尔商数试验

根据美国材料试验协会 ASTM D1559 标准,对不同沥青混合料的压实试件进行马歇尔稳定性和流动性试

验。根据最大体积密度、最大稳定性、总混合料中的 4% 空隙率以及沥青填充骨料中的 80% 空隙率,确定最佳的沥青混合料含量。马歇尔商数(MQ)为稳定度与流值之比,可以用来衡量材料在使用过程中抵抗永久变形的能力。MQ 值越高,表示混合料越硬,表明其具有较高的抗压强度。

2.2 间接拉伸刚度模量试验(ITSM)

间接拉伸刚度模量被认为是路基和基层的一个非常重要的性能特征。ITSM 是一种无损试验,用于测量刚度特性的潜在平均值。试验由通用试验机(UTM-5P)进行;间接拉伸刚度模量通过式(1)计算:

$$S_m = \frac{L(\nu + 0.27)}{DT} \tag{1}$$

式中: S_m ——间接拉伸刚度模量/MPa;
 L ——施加的垂直载荷峰值/MPa;
 D ——从两次或多次施加载荷脉冲获得的水
平变形的平均振幅/mm;
 T ——试样的平均厚度/mm;
 ν ——泊松比(通常为 0.35)。

2.3 蠕变刚度试验

进行非约束静态单轴蠕变试验的条件为:(1)标准试验温度为 40℃,如遇高温则试验温度为 60℃;(2)以 0.01 MPa 的预载荷应力 2 min;(3)试验期间的恒定加载应力为 0.1 MPa;(4)试验持续时间:加载 1 h,卸载 1 h。在试验期间,测量轴向变形随时间的变化,以计算初始高度、轴向应变 ϵ 及任何加载时间下的蠕变刚度模量 S_{mx} :

$$S_{mx} = \frac{\sigma}{\epsilon} \tag{2}$$

2.4 间接拉伸强度(ITS)试验

使用马歇尔装置在 51 mm/min 的加载速率下进行间接拉伸强度试验。采用平行作用的压缩载荷加载圆柱形试样。这些试验用于研究沥青混合料的拉伸特性,该特性与路面的抗裂性能相关。

通过式(3)计算 ITS ：

$$ITS = \frac{2P_{\max}}{\pi TD} \quad (3)$$

式中： $P_{\max}$ ——最大施加载荷/kN；

T ——试样的厚度/mm；

D ——试样的直径/mm。

3 结果分析

3.1 马歇尔稳定性和流动性

本研究制备了 AC-10/LS、AC-5/LS、AC-10/SS 和 AC-5/SS 四种沥青混合料试样。表 5 展示了压实后试样的马歇尔设计参数,这些值为三次试验的平均结果。

表 5 马歇尔设计参数试验结果表

物理性质	混合料类型			
	AC-10/LS	AC-5/LS	AC-10/SS	AC-5/SS
最佳沥青含量/ %	5.0	4.85	5.8	5.2
骨料体积比重/ ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	2.634	2.634	2.760	2.760
混合料比重/ ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	2.392	2.385	2.455	2.466
空隙率/%	2.53	2.9	2.93	3.29
矿物集料空隙 率/%	13.51	13.65	15.92	15.05
马歇尔稳定度/ kN	17.46	16.50	20.19	19.54
流值/mm	2.97	2.86	2.32	2.29
$MQ/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	5.88	5.77	8.70	8.53

如表 5 所示,钢渣热拌沥青混合料表现出更高的马歇尔稳定度和更低的流值。马歇尔稳定度反映了混合料抗推挤和车辙的能力,是评估其耐久性的关键指标。此外,含有钢渣粗集料的试样显示出比对照混合物更高的 MQ 值。综合分析显示,在所测试的热拌沥青混合料试样中,AC-10/SS 沥青混合料表现出最佳的性能。

3.2 间接拉伸刚度模量和蠕变刚度

图 3 显示了 0℃、20℃ 和 40℃ 时不同热拌沥青混合料试件的间接拉伸刚度模量结果。

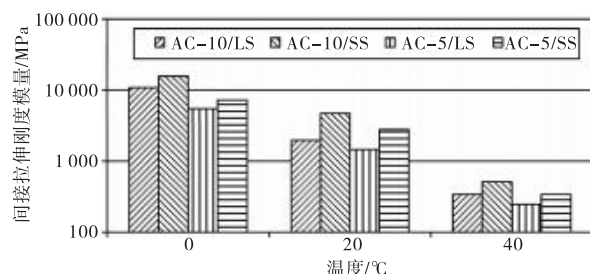


图 3 不同热拌沥青混合料试件的间接拉伸刚度模量值对比柱状图

由图 3 可知,在所有测试温度下,含有钢渣的热拌沥青混合料试件的刚度模量均显著高于石灰石热拌沥青混合料试件。特别是在 20℃ 时,检测到 AC10/SS 和 AC-5/SS 的间接拉伸刚度模量值显著改善,与 AC-10/LS 和 AC-5/LS 沥青混合料相比,间接拉伸刚度模量值分别增加了 2.4 和 1.9 倍。在用钢渣骨料制备的样品中,与 AC-5/SS 热拌沥青混合料相比,AC-10/SS 热拌沥青混合料表现出更优异的间接拉伸刚度模量值。

蠕变刚度的测试结果见图 4。由图 4 可知,含有钢渣的热拌沥青混合料在 40℃ 和 60℃ 的标准测试温度下显示出更高的蠕变刚度值,显示其抗永久变形的能力显著提升,且 AC-10/SS 热拌沥青混合料的蠕变刚度显著优于 AC-5/SS 热拌沥青混合料。综合间接拉伸刚度模量和蠕变刚度测试结果表明,AC-10/SS 热拌沥青混合料具有更为优越的性能。

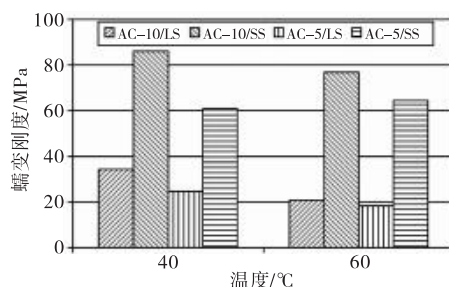


图 4 不同热拌沥青混合料的蠕变刚度对比柱状图

3.3 间接抗拉强度

间接拉伸强度试验结果如图 5 所示。

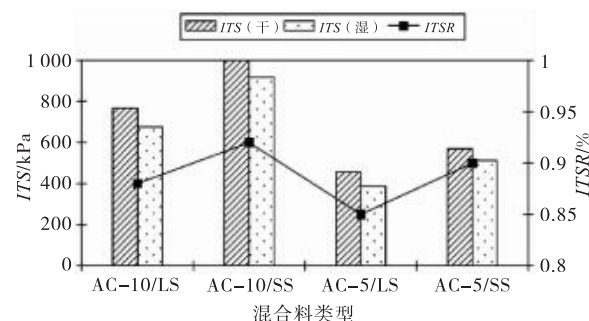


图 5 不同热拌沥青混合料的间接拉伸强度试验对比柱状图

图中展示了不同配合比混合料的干态间接抗拉强度 (ITS 干)、浸水-干燥循环后间接抗拉强度 (ITS 湿) 及其抗拉强度保持率 ($ITSR$)。结果表明,采用钢渣粗集料(SS)的试件在 ITS (干)和 ITS (湿)均显著优于石灰石(LS)试件,且 $ITSR$ 提高约 8%,尤其在 AC-10 高沥青含量体系中效果最明显。该试验验证了钢渣替代天然骨料不仅能显著提升混合料的基础力学性能,还能有效增强其抗水损害能力,充分体现了工业固废资源化利用对提高路面结构耐久性的积极意义。

4 结语

本研究通过深入探讨钢渣粗集料对沥青混合料力

学性能的影响,得出以下结论:

(1)钢渣作为 AC-10/SS 和 AC-5/SS 沥青混合料中的粗集料,可显著提升混合物的稳定性,同时降低其流动性,体现在更高的马歇尔商数(MQ),这对于提高混合料的刚度和抗永久变形能力具有重要意义。

(2)间接拉伸刚度模量测试结果显示,含有钢渣粗骨料的热拌沥青混合料在各测试温度下的刚度模量均优于含有石灰石粗骨料的热拌沥青混合料,尤其在 20℃ 时表现最为突出,这对于改善热拌沥青混合料的抗蠕变性能尤为重要。

(3)含有钢渣粗集料的热拌沥青混合料表现出较高的间接抗拉强度(ITS),显示其优异的黏结性能,有助于增强混合料对水损伤的抵抗力。

本研究成果不仅为钢渣在道路工程中的广泛应用提供了理论支持和实践指导,也为道路工程领域的新材料研发提供了有益的探索方向。未来的研究方向可以进一步探索钢渣混合料在不同环境条件下的长期稳定性和可持续性,以及其在实际工程应用中更广泛的应用潜力。⑦

参考文献

[1]冯建良.热拌沥青混合料施工节能减排技术及工程应用[J].交通

世界,2016(28):118-119.

[2]赵岩.沥青混合料细集料标准研究[D].天津:河北工业大学,2011.

[3]徐世法,徐立庭,郑伟,等.热再生沥青混合料新技术及其发展展望[J].筑路机械与施工机械化,2013,30(6):39-43.

[4]刘洪波,丁嘉铭,邵海迪,等.工业固废在沥青混合料中的研究现状[J].黑龙江大学学报(自然科学版),2023,40(5):581-587.

[5]冉彦立.自密实混凝土在废旧混凝土再生中的应用——再生堆砟混凝土初步试验研究[D].保定:河北农业大学,2016.

[6]陈冀东,武旭,张富奎,等.钢渣作为集料在道路工程中的均质性应用研究[J].公路,2021,66(1):82-86.

[7]赵英.钢渣在沥青混凝土中的应用研究[J].四川水泥,2023(3):1-3.

[8]苏利民.钢渣在沥青混凝土中的应用研究进展[J].广东建材,2018,34(3):76-78.

[9]宁武强,兰江.钢渣改性沥青混合料路用性能研究[J].西部交通科技,2024(2):19-21,58.

收稿日期:2025-03-01

(上接第 35 页)

图 12 还表明,密度的增大引发路面沉降值的增大,其中,轻质土密度为泡沫轻质土密度为 300 kg/m³、500 kg/m³、700 kg/m³以及 900 kg/m³下路面工后的最大沉降值分别为 6.12 mm、8.49 mm、17.47 mm 与 30.18 mm,其最大沉降值随着密度增加增长率分别为 27.9%、51.4%与 42.1%。可见,随着换填泡沫轻质土密度值增加,其路面工后最大沉降值也逐渐增加,但是随着轻质土密度的增加其影响率逐渐减小。

5 结语

本文依托某路堤墙上方采用泡沫轻质土加宽工程,采用三维有限元数值模型研究了路堤墙上方泡沫轻质土路基换填加宽的变形特性与稳定性问题,得出以下主要结论:

(1)路堤墙上方采用泡沫轻质土路基减载换填加宽的方法,对路基路面和挡墙结构的变形影响较小,整体变形满足规范要求。

(2)路基换填泡沫轻质土能够有效提高路基的整体稳定性,路基安全稳定系数随着泡沫轻质土密度的增加呈现先增大后减小的趋势。

(3)增加泡沫轻质土换填厚度可以有效控制工后沉降,且沉降抑制效果与换填厚度呈正相关关系;随着泡沫

轻质土密度的增加,路面工后最大沉降值逐渐增加,但增长率逐渐减小;路基安全系数值随着回填泡沫轻质土的密度增大而减小。⑦

参考文献

[1]刘宏山,刘敏,罗枫,等.泡沫轻质土加宽抬路路基方案比选与变形数值分析[J].广东公路交通,2024,50(5):11-16.

[2]张万茂.山区高速公路改扩建涵洞拼接特性及路基差异沉降控制研究[D].长沙:中南大学,2023.

[3]曹禄来,胡迎斌,余鹏琪,等.泡沫轻质土在软土地区高速公路改扩建中的应用[J].公路交通技术,2023,39(2):75-81.

[4]王集琦.轻质土在占地受限高速公路路基加宽中的应用技术研究[D].石家庄:石家庄铁道大学,2020.

[5]盘训学,姜峰林.泡沫轻质土抬高加宽路基变形规律研究[J].路基工程,2023(2):74-78.

[6]刘盼.高速铁路泡沫轻质土近接路基结构荷载传递与时空变形特性研究[D].兰州:兰州交通大学,2023.

[7]孔祥武,姜峰林,刘贤旺.高烈度地震区域泡沫轻质土路堤稳定性分析[J].路基工程,2022(4):144-149.

[8]广西交通运输标准化技术委员会.高速公路改扩建路基技术规范:DB45/T 2561—2022[S].南宁:广西壮族自治区市场监督管理局,2022:14.

收稿日期:2025-03-10

公路工程施工中隔震桩支护路基基坑的开挖地表变形研究

杜掀^{1,3}, 郑涛^{1,3}, 卢超波^{1,2,3,4}

(1. 广西壮族自治区公路隧道安全预警工程研究中心, 广西 南宁 530007; 2. 广西道路结构与材料重点实验室, 广西 南宁 530007; 3. 广西交投集团有限公司, 广西 南宁 530007; 4. 高等级公路建设与养护技术、材料及装备交通运输行业研发中心, 广西 南宁 530007)

摘要: 文章通过建立物理试验模型, 设置不同工况研究不同隔震桩桩长及挡土墙距隔震桩不同距离时, 基坑开挖引起的地面沉降, 并利用数字图像相关技术对地表沉降进行监测。结果表明: 隔震桩进入土体滑移面时, 可以有效控制地表沉降位移; 挡土墙距隔震桩的距离越大, 地表沉降越小, 且桩长87 cm、挡土墙距隔震桩28 cm工况下的地表沉降一直稳定在1 mm左右; 相同桩长条件下, 挡土墙距隔震桩距离越大, 隔震桩水平位移越小, 桩长87 cm时, 挡土墙距隔震桩28 cm比18 cm时水平位移降低54.54%; 当桩长过长时, 隔震桩虽可有效加固土体, 但隔震桩的造价较高。因此结合上述试验结果分析, 将桩长设定为73 cm, 挡土墙距隔震桩28 cm时, 可有效控制地表的沉降位移。

关键词: 公路工程; 隔震桩; 路基基坑; 开挖; 地表变形

中图分类号: U416.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.013

文章编号: 1673-4874(2025)07-0040-03

0 引言

由于城市化的快速发展和空间限制, 许多公路工程部分路段不可避免地紧邻现有高层建筑、地铁隧道等结构物。而路基基坑的开挖会导致土壤卸载和地面沉降, 从而威胁现有结构物的安全^[1]。为减少地表沉降, 保护现有结构免受较大变形的影响, 工程实践中广泛采用隔震桩对路基基坑进行加固^[2]。因此, 研究隔震桩对路基基坑开挖引起的地面变形的影响, 对于评估现有结构的安全性和适用性至关重要。

目前针对开挖引起的地面或现有结构变形的研究较多。于建游等^[3]研究刚性挡土墙后无黏性窄回填土在平移运动模式下的滑移面。研究结果表明, 回填土的宽度/高度比至少要达到0.5, 才能确保足够宽的回填土使滑移面不受模型边界的太大的影响。方金文^[4]提出两阶段方法, 用于估算新基坑开挖对现有建筑造成的变形。在该方法中, 开挖引起的附加应力利用Mindlin解法求得。宋少辉等^[5]进行一系列三维数值模拟, 研究基坑开挖对附近地面和现有隧道变形的影响, 将隔震桩被简化为截断墙, 并使用板单元进行模拟。研究结果表明, 如果截断墙发生较大的横向位移和拐点, 将无法限制地表的沉降位移。祝李京等^[6]进行物理模型试验, 研究隔震桩的存在对基坑开挖引起现有道路变形的影响。试验结果表明, 隔震桩对地表沉降控制的性能取决于隔震桩的类型。如果隔震桩完全埋入地下, 现有地表沉降位移就会明显减小, 而如果隔震桩部分埋入地下, 地表沉降位移则会增大^[7]。

目前关于公路工程施工中隔震桩支护路基基坑对开挖地表沉降的研究较少, 尽管隔震桩对地面或现有结构变形的影响已被广泛研究, 但上述研究仅限于隔震桩

的间距和直径, 而桩的位置对地面变形也很重要。基于此, 本文通过建立物理试验模型, 设置不同工况, 模拟研究不同隔震桩桩长及挡土墙距隔震桩不同距离时, 基坑开挖引起的地面沉降, 并利用数字图像相关技术对地表沉降进行监测。

1 物理模型试验

1.1 路基基坑土壤物理性质

某公路工程路基基坑使用的风干砂比重为2.71。最大和最小孔隙率分别为0.83%和0.35%。平均粒度(d_{50})约为0.5 mm, 均匀系数($C_u = d_{60}/d_{10}$)约为5.5。如表1所示为风干砂物理力学参数。

表1 风干砂物理力学参数表

风干砂	密度 ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	内摩擦角 / $^\circ$	黏聚力 /kPa	弹性模量 /kPa	泊松比
数值	15	18	10	23	0.2

1.2 物理模型

为深入研究隔震桩支护基坑过程中的地表变形规律, 本文通过建立物理模型箱, 以模拟深基坑开挖过程中的地表变形, 物理模型箱长度为0.89 m, 宽度为0.4 m, 回填高度约为1.1 m^[8]。物理模型由刚性钢架、挡土墙、隔震桩、钢结构、电机和线性可变位移传感器(LVDT)组成。物理模型箱正面由钢化玻璃制成, 用于测量地表土壤的移动。通常, 土-钢墙和土-玻璃墙界面摩擦角小于砂的内摩擦角。因此, 模型试验条件可假定为平面应变。挡土墙通过钢支撑与两个电机相连, 同时使用电机移动挡土墙来实现深基坑开挖。如图1所示, 为防止泥土进入矩形钢箱, 在挡土墙与钢箱之间的缝隙中使用毛刷进

第一作者简介: 杜掀(1994—), 硕士, 工程师, 主要从事岩土工程材料研究工作。

行填充^[9]。本研究使用厚度为15 mm、宽度为39.5 cm的木板来模拟隔震桩。假定相似比为10,且考虑到模拟各向同性桩测试材料的可行性,设定桩的弹性模量为 6×10^6 kN/m²。同时,为了防止土壤穿过桩基,使用了海绵填充桩基和矩形盒子之间的空隙^[10]。

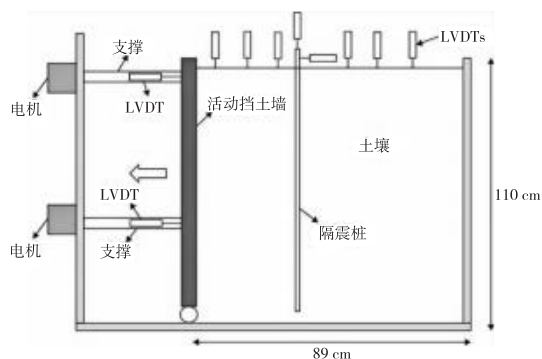


图1 挡土墙物理模型箱示意图

1.3 试验方法

使用大型料斗将土壤从5 cm高处倒入矩形箱中。通过在制备过程中保持极小的倾注高度,获得相对密度为 $1.46 \sim 1.55$ g/m³的中密砂,且通过移动挡土墙来模拟深基坑开挖,挡土墙位移变化通过两个电机以1 mm/min的速度在两个刚性结构间移动来实现。测试过程中使用数码相机记录土壤变形^[11]。总共进行3次试验,以研究桩的长度和挡土墙位置对地面变形的影响。本文共设定4种桩长,分别为0 cm、40 cm、73 cm、87 cm,挡土墙距隔震桩的距离设定为3类,分别为0 cm、18 cm、28 cm,物理模型试验参数工况设定见表2。土壤表面沉降和桩的位移通过行程为50 mm的LVDT进行监测,数字图像相关技术(DIC)用于确定地面变形,同时对地表沉降进行3 d、7 d、14 d的监测,以评估监测时间与地表沉降的变化。

表2 物理模型试验参数设定表

工况	桩长/cm	挡土墙距隔震桩的距离/cm	桩体是否深入土体滑移面
D1	0	0	无
D2	40	18	无
D3	73	18	是
D4	87	18	是
D5	40	28	是
D6	73	28	是
D7	87	28	是

2 结果与讨论

2.1 地表沉降变化

通过LVDT监测开挖地表变形,进一步探究隔震桩桩长及其与挡土墙距离对地表沉降的影响,试验结果如

图2所示。随着监测时间增加,地表沉降数值逐渐减小,由于时间增加,土体固结程度提高,且土体受自重的影响,土颗粒间的孔隙体积逐渐被挤压减小。同时,桩体也会发生垂直沉降,当桩体沉降量趋于稳定时,桩端周围土壤的沉降量也会下降。由图2可知,当监测时间为3 d时,D1工况由于没有隔震桩,地表最大沉降高达10 mm,而D2工况的地表最大沉降为6 mm,主要由于隔震桩尚未进入土体滑移面,此时隔震桩的位移较大,进一步导致地表沉降变化幅度较大。而当桩体深入土体滑移面且挡土墙距隔震桩18 cm时,D3~D4工况的地表沉降均 <3 mm,表明隔震桩可以有效控制地表沉降。随着挡土墙距隔震桩的距离增加,D5~D7工况的地表沉降明显小于D2~D4工况,且D7工况的地表沉降一直稳定在1 mm左右。当桩长为40 cm时,对地表沉降的改善效果较差。因此,隔震桩长度上存在一定的分界点,当桩长过短时,隔震桩无法加固土体,易使地表沉降增加;而当桩长过长时,虽可有效加固土体,但桩的造价较大。因此,设计合理的桩长,可以增强对地表沉降位移的控制效果。

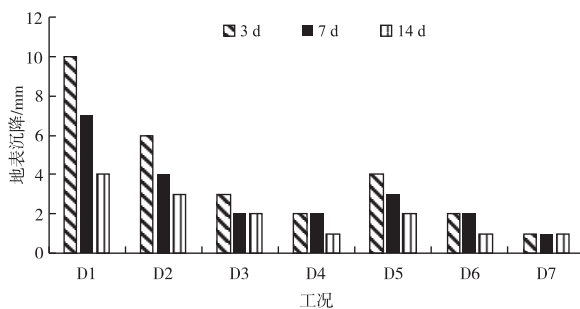


图2 地表沉降变化柱状图

2.2 基于数字图像相关技术的地表沉降位移分析

利用数字图像相关技术,对D1、D4、D7工况的地表沉降位移进行分析(监测时间14 d)。由图3(a)可知,地表沉降随着深度的增加而减小,在靠近挡土墙的地表观察到明显的沉降,最大沉降介于9.4~11.2 mm,与LVDT测得的地表沉降数值较为相近(10 mm)。由于D4工况的隔震桩已深入土体滑移面,因此地面沉降变化幅度较小。由图3(b)可知,D4工况的最大沉降介于1.3~1.9 mm。而D7工况的最大沉降介于0.6~1.3 mm,与LVDT测得的数据较为相似,见图3(c)。

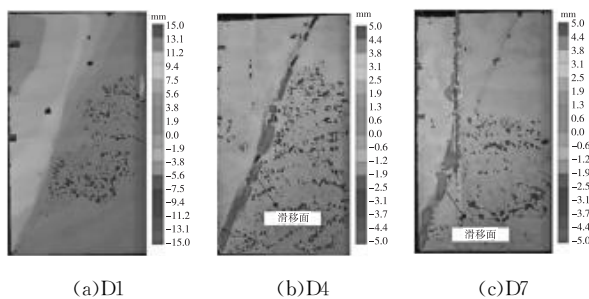


图3 基于数字图像相关技术的不同工况下地表沉降位移云图

2.2 隔震桩位移变化

2.2.1 隔震桩水平位移

如图4所示为挡土墙距隔震桩距离不同时隔震桩水平位移变化情况,随着隔震桩距挡土墙距离的增加,隔震桩水平位移逐渐减小。当挡土墙距隔震桩距离从0 cm变化到18 cm时(D1~D2工况),水平位移降低幅度逐渐增大,主要因为桩离挡土墙越近时,导致桩后滑动的土量更大,因此当挡土墙的距隔震桩距离较小时,隔震桩水平位移的增加速率较大。而相同挡土墙距隔震桩距离为18 cm时,随着桩长增加,隔震桩水平位移从35 mm降低到22 mm(D2~D4工况),D2、D3、D4工况较D1工况分别下降36.36%、47.27%、60%。可以观察到,当挡土墙距隔震桩距离为28 cm时,D7工况隔震桩水平位移远低于D4工况。相同桩长条件下,挡土墙距隔震桩距离越大,隔震桩水平位移越小,D7工况的水平位移较D4工况降低54.54%,D6工况的水平位移较D3工况降低24.13%,D5工况的水平位移较D2工况降低14.28%。主要原因是当挡土墙远离隔震桩时,受土体变形的范围限制,土体颗粒的位移对隔震桩影响较小^[12],进一步导致隔震桩水平位移数值较小。同时,隔震桩桩长越长,桩嵌入土体的深度越大,隔震桩水平位移也会呈下降趋势,但考虑到桩长越长,施工造价越高,因此桩长为73 cm,挡土墙距离隔震桩28 cm时,可有效控制隔震桩的水平位移。

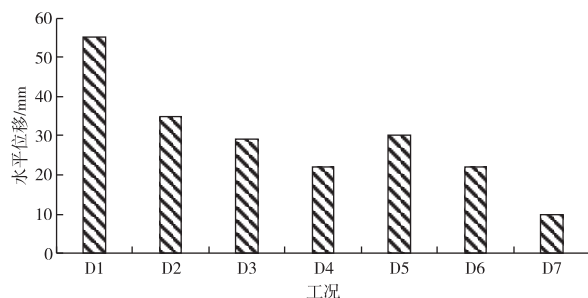


图4 隔震桩水平位移变化柱状图

2.2.2 隔震桩垂直位移

如图5所示为隔震桩的垂直沉降变化图。由于假定桩为刚性,则桩的沉降量可以反映桩端周围土壤的沉降量。根据桩是否充分伸入滑移面,隔震桩沉降变化规律可分为两组:D1~D2工况及D3~D7工况。D1和D2工况的隔震桩位于滑移面之上或刚刚伸入滑移面,受滑移

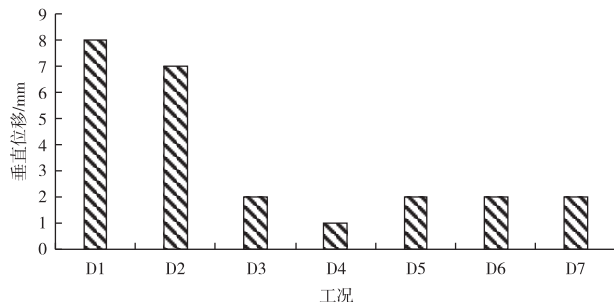


图5 隔震桩垂直位移变化柱状图

面不稳定状态影响,桩体易发生倾斜及沉降,因此导致桩的垂直沉降量随着挡土墙距隔震桩距离的增加而增加,D1和D2工况的垂直位移分别为8 mm、7 mm。而当D3~D7工况隔震桩位于滑移面之下时,隔震桩垂直位移明显较低,平均垂直位移为2 mm,主要因为隔震桩充分伸入滑移面时,桩端承受的荷载较大,桩体不易发生沉降,导致桩端周围的基土沉降量变小,这与图2所示的DIC分析结果一致。

3 结语

为降低公路工程路基基坑开挖过程中的地表沉降,减少对公路工程旁边既有结构物的影响,本文通过建立物理试验模型,研究不同隔震桩桩长及其与挡土墙不同距离下,路基基坑开挖引起的地面沉降,并利用数字图像相关技术对地表沉降进行监测,主要结论如下:

(1)当桩长为40 cm时,对地表沉降的改善效果较差。

(2)隔震桩长度上存在一定的分界点,桩长过短时,隔震桩无法加固土体,易使地表沉降增加;而桩长过长时,虽可有效加固土体,但造价较高。

因此结合上述试验结果分析,将桩长设定为73 cm,挡土墙距离隔震桩28 cm时,可有效控制地表的沉降位移。

参考文献

- [1]陈念,张强,汪小刚,等.深埋隧洞地下水分层水力联系地表深孔监测技术与工程应用[J].清华大学学报(自然科学版),2024,64(7):1226-1237.
- [2]杨春宇,尹航,郭爽,等.北斗/GNSS和精密水准测量综合方法在老采空塌陷区地形变监测中的应用[J].测绘通报,2024(5):142-146.
- [3]于建游,杜宪.路桥膨胀土区域地表变形三维时序InSAR监测方法[J].工程勘察,2024,52(5):54-59.
- [4]方金文.盾构隧道掘进地表沉降监测数据分析及模型研究[J].城市勘测,2024(2):142-146.
- [5]宋少辉,吴学睿,赵乐文.基于GPS-IR的复杂寒区地表冻融状态监测研究[J].地理空间信息,2024,22(4):65-70.
- [6]祝李京,覃亚伟,江承建.复杂地质条件土层参数对暗挖的影响与地表沉降监测[J].粘接,2024,51(4):161-164.
- [7]刘伟明,刘瑞蒙,李天宏,等.某矿山地下开采对地表建(构)筑物的安全影响[J].黄金,2024,45(3):15-19.
- [8]郭超杰,张兆江,刘阔,等.基于时序InSAR技术的上海城区地表沉降监测及风险分析[J].测绘与空间地理信息,2024,47(2):29-31,35.
- [9]王雨萌,关凯,朱万成,等.基于现场监测与数值模拟结合的采动诱发围岩失稳与地表沉降研究[J].东北大学学报(自然科学版),2024,45(2):234-243.
- [10]岳建刚,曹乾贵,杨莹.基于多源监测数据的采空区地表及结构体协同变形研究[J].铁道建筑技术,2024(1):209-213.
- [11]陈旺,胡永祥,陈日晓,等.深基坑工程不同施工阶段对其围护结构及临近在役铁路路基稳定性影响分析[J].水利水电技术(中英文),2024,55(增刊1):137-143.
- [12]彭浩然,廖小平,胡平,等.金沙江大桥丽江岸重力锚碇基坑边坡稳定性分析及加固措施[J].铁道建筑,2022,62(9):151-156.

收稿日期:2025-03-10

干法再生塑料对高掺量 RAP 沥青混合料性能的影响分析

黄小媚

(广西交科工程建设有限公司, 广西 南宁 530007)

摘要: 文章为提升高掺量再生沥青路面材料(RAP)的路用耐久性,制备含再生塑料(EPE)的 RAP 改性沥青混合料,RAP 掺量为 50%,对照组设置为基质沥青混合料;采用间接拉伸强度、间接拉伸模量、冻融劈裂强度比、汉堡车辙深度、疲劳应变作为评价指标,研究了不同再生次数下干法再生塑料对高掺量 RAP 沥青混合料的性能影响。试验结果表明,含有 EPE 的 RAP 改性沥青混合料在两次再生后,其间接拉伸模量与基质沥青混合料相似;与基质沥青混合料相比,所有 RAP 改性沥青混合料的高温稳定性、水稳定性和抗疲劳性能都表现出更优异的性能。综上所述,用 EPE 改性的 RAP 改性沥青混合料能够在多个热再生周期循环使用,而不会影响其路用性能。

关键词: 道路工程;RAP;再生塑料;路用性能;干法直投

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wocst.2025.07.014

文章编号: 1673-4874(2025)07-0043-04

0 引言

在沥青路面建养并重的背景下,旧沥青混合料作为不可再生资源,其回收对于发展循环经济是至关重要的^[1]。在沥青路面的养护过程中会产生大量的再生沥青路面材料(RAP),RAP 的再利用对节约集料和沥青以及减少废物处理或储存成本具有经济效益^[2-3]。然而,由于回收工艺、机械性能和耐久性等技术问题限制了高掺量 RAP 在沥青混合料中的应用^[4]。此外,湿热环境、超载等因素也影响 RAP 沥青路面的使用寿命和路用性能^[5]。因此,聚合物改性剂是改善 RAP 沥青路面耐久性的可行方法,但许多聚合物改性技术的高成本往往会限制高掺量 RAP 的广泛应用。

在此背景下,众多研究者对废弃塑料的回收利用日益关注,据估计,全球每年产生的塑料废物约为 700×10^8 t,由于其固有的低生物降解性,促使研究者探索有效再利用废弃塑料的创新应用^[6]。废弃塑料作为沥青改性材料在一定程度上缓解了其处置问题,也能提高沥青混凝土的路用性能^[7]。废弃塑料的掺入方式包括湿法和干法,研究表明湿法添加可以提高沥青的高温性能,而这种改性方法仅限于熔点相当低的再生塑料,而通过干法向沥青混合料中添加再生塑料,可改善其压实性、抗车辙性和抗疲劳开裂性^[8-9]。

综上所述,目前的研究大多是针对各种再生塑料对提高沥青及其混合料的性能影响,而掺入再生塑料对高掺量 RAP 的路用性能影响研究仍然较少。考虑到再生塑料作为沥青改性剂的 RAP 再生利用效应,和高掺量 RAP 沥青混合料的高值化养护利用的重要性,本研究旨在研究干法再生塑料对 RAP 沥青混合料的性能影响,评价以 50%RAP 的高掺配比例进行不同次数的热再生循环回收,研究干法再生塑料对高掺量 RAP 沥青混合料进行多次热再生的可行性。

作者简介: 黄小媚(1990—),工程师,主要从事公路试验检测工作。

1 原材料与试验方法

1.1 原材料

(1)基质沥青:采用泰普克 70# A 级道路石油沥青,其相关指标满足技术要求。

(2)集料:粗细集料均采用广西当地所产石灰岩碎石,矿粉也由石灰岩磨细所得,满足技术要求。

(3)再生剂:采用由植物衍生物制备得到的生物基再生剂,其技术指标如表 1 所示。

表 1 再生剂性能指标表

检测指标	单位	测试值
外观	—	深褐色液体
25℃密度	g/cm ³	0.90
25℃黏度	cP	100
闪点	℃	230
倾点	℃	0

(4)改性剂:采用增强型再生塑料(EPE)作为改性剂,外观呈黑色颗粒,尺寸为 3~5 mm,其技术指标见表 2。

表 2 EPE 性能指标表

检测指标	单位	测试值
外观	—	黑色颗粒
25℃表观密度	g/cm ³	0.5
熔点	℃	170

1.2 沥青混合料制备

如图 1 所示为本次试验沥青混合料的设计级配曲线,基质沥青混合料与改性沥青混合料均采用该级配。改性沥青混合料的制备方法如下:采用干法直投的方式将 EPE 掺入沥青混合料中,即先将沥青重量为 6% 的 EPE

添加到热集料中干拌90 s,随后分别加入基质沥青和矿粉拌和,选用 170 ± 5 °C 的搅拌温度制备 EPE 改性沥青混合料,油石比均设置为 5%,其体积参数均满足技术要求。

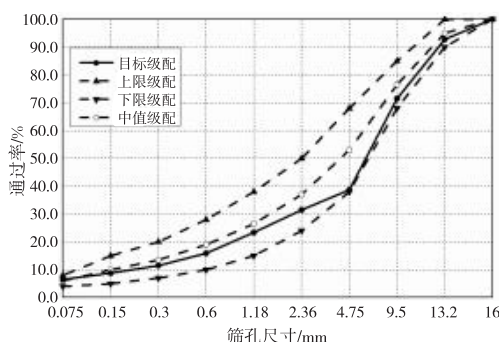


图1 AC-13C级配曲线图

1.3 RAP 沥青混合料制备

将前文制备的基质沥青混合料和 EPE 改性沥青混合料分别放置在托盘中,随后将托盘在 135 °C 的烘箱中放置4 h,以模拟短期老化;短期老化后将托盘取出冷却,并再次放入95 °C 的烘箱中加热5 d,以模拟长期老化效果。考虑本次试验 RAP 掺量固定为 50%,在 RAP 的老化沥青未完全与基质沥青混合前,每次再生过程中添加 2.5% (混合料总重量) 的基质沥青和 4.5% (老化沥青重量) 的再生剂。将基质沥青与 RAP 混合料手动搅拌 1 min,然后在 160 °C 的搅拌温度下放入烘箱中搅拌 10 min,以确保材料均匀,上述过程为 1 次再生。

本次试验制备的所有 RAP 沥青混合料结果如表 3 所示。

表3 本次试验制备试样汇总表

混合料类型	材料组成	再生次数	试样缩写
基质沥青混合料	100% 基质沥青	0	RA0
RAP 基质沥青混合料	50% RAP(RA0) + 50% 基质沥青 + 再生剂	1	RA1
	50% RAP(RA1) + 50% 基质沥青 + 再生剂	2	RA2
	100% 基质沥青 + EPE 改性剂	0	ERA0
RAP 改性沥青混合料	50% RAP(ERA0) + 50% 基质沥青 + 再生剂	1	ERA1
	50% RAP(ERA1) + 50% 基质沥青 + 再生剂	2	ERA2
	50% 基质沥青 + 再生剂		

1.4 试验方法

采用间接抗拉强度试验评价混合料的强度特性,基于欧洲混合料评价指标 EN 12697—23 要求,加载速率为 50 mm/min,在 25 °C 条件下试件放置4 h,根据试件受到的峰值载荷计算出的最大拉应力直到失效破坏。间接抗拉强度的计算公式如式(1)所示:

$$\text{间接拉伸强度}/\text{kPa} = \frac{2P}{\pi dh} \times 1\,000 \quad (1)$$

式中: P ——峰值荷载/N;

d ——试件直径/mm;

h ——试件厚度/mm。

采用间接拉伸模量试验评价混合料的弹性刚度。根据欧洲混合料评价指标 EN 12697—26 规定,在试样上施加规定的水平应力。测试温度设置为 10 °C、20 °C 和 30 °C,间接拉伸模量可以用式(2)计算:

$$\text{间接拉伸模量}/\text{MPa} = \frac{F(v+0.27)}{zh} \quad (2)$$

式中: F ——施加荷载/N;

v ——泊松比;

z ——弹性水平变位值;

h ——试件厚度/mm。

采用冻融劈裂强度比来表征混合料的水稳定性,其定义为冻融循环和未冻融循环试件的强度之比。

开展汉堡车辙试验评价混合料在水浴条件下的抗车辙性能,汉堡车辙试验在达到20 000次加载次数或最大车辙深度为20 mm时终止。车辙蠕变速率和车辙深度比可用式(3)和式(4)表示:

$$\text{车辙蠕变速率}/(\text{mm} \cdot 10^{-3}) = \frac{(d_{10\,000} + d_{5\,000})}{5} \quad (3)$$

式中: $d_{10\,000}$ ——10 000 次加载次数的车辙深度/mm;

$d_{5\,000}$ ——5 000 次加载次数的车辙深度/mm。

$$\text{车辙深度比}/\% = \frac{100(d_n - d_0)}{h} \quad (4)$$

式中: d_n —— n 次加载次数的车辙深度/mm;

d_0 ——初始车辙深度/mm;

h ——试件厚度/mm。

根据欧洲混合料评价指标 EN 12697—24 要求,在应力控制模式下施加重复载荷,采用间接拉伸疲劳试验表征混合料的疲劳寿命。疲劳寿命的计算公式如式(5)所示:

$$\text{疲劳寿命(次)} = k_{\epsilon} \left(\frac{1}{\epsilon_0} \right) n_{\epsilon} \quad (5)$$

式中: ϵ_0 ——初始应变/ $(\mu\text{m} \cdot \text{mm}^{-1})$;

k_{ϵ} 、 n_{ϵ} ——材料参数。

2 结果与讨论

2.1 间接拉伸强度

间接拉伸强度试验结果如图 2 所示。由图 2 可知, RAP 改性沥青混合料的强度值均显著高于 RAP 基质沥青混合料,这说明 EPE 的加入提高了混合料的黏聚力和抗拉强度。在第一次再生循环后, RA1 和 ERA1 的间接拉伸强度明显高于对照组(RA0),这表明再生能提高混合

料的抗拉强度。与 ERA0 相比, ERA1 和 ERA2 的强度值有所下降,这是因为添加了再生剂。由此可见,在所有再生次数中,添加 EPE 改性剂对 RAP 沥青混合料的抗拉强度没有负面影响。

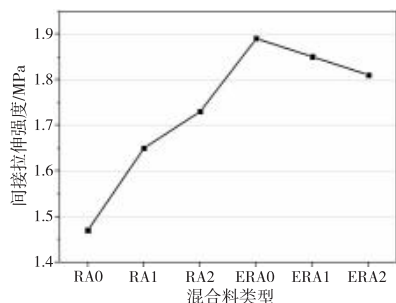


图2 各混合料间接拉伸强度曲线图

2.2 间接拉伸模量

图3显示了在3种不同温度下混合料的间接拉伸模量。在所有测试温度下, RAP 改性沥青混合料的间接拉伸模量都明显高于 RAP 基质沥青混合料,这说明 EPE 改性剂对高掺量 RAP 沥青混合料的刚度有积极影响。当再生次数为1时,与 RA0 相比, RA1 和 ERA1 的间接拉伸模量都有所降低,尽管 RA1 和 ERA1 的再生剂剂量不同,但在所有测试温度下,两者的间接拉伸模量相似,这证实了 EPE 改性沥青的性能与基质沥青相似。在多次再生中,与 RAP 基质沥青混合料相比, RAP 改性沥青混合料的间接拉伸模量变化不大,这说明再生次数的增加没有促进混合料的严重老化,表明采用 EPE 和再生剂能有效改善高掺量 RAP 沥青混合料的抗老化性能。

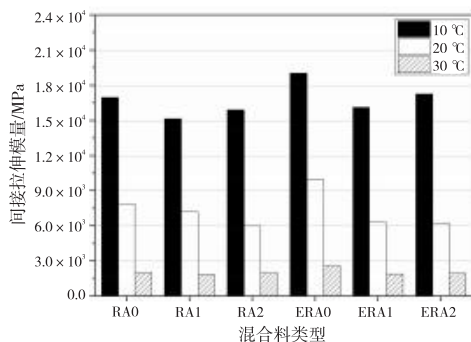


图3 间接拉伸模量柱状图

2.3 冻融劈裂强度比

RAP 沥青混合料的冻融劈裂强度比结果如图4所示。由图4可知,所有混合料的冻融劈裂强度比都较高。RAP 基质沥青混合料的水稳定性优于 RAP 改性沥青混合料,这说明 EPE 使得 ERA0 的冻融劈裂强度比略微降低。此外,与 RA0 相比,第一次再生循环的 RA1 和 ERA1 的冻融劈裂强度比略有下降,而第二次再生循环的混合料冻融劈裂强度比最高。这说明经过两次再生后, RAP 改性沥青混合料的水敏感性呈上升趋势。

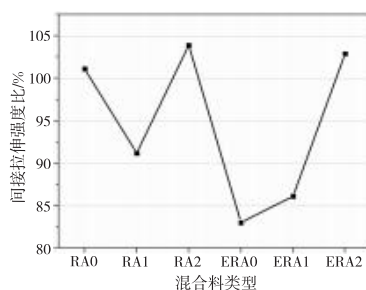


图4 冻融劈裂强度比曲线图

2.4 汉堡车辙试验

图5显示了6种 RAP 沥青混合料的汉堡车辙试验结果。由图5可知, RAP 改性沥青混合料与 RAP 基质沥青混合料的高温稳定性存在差异。与对照组 (RA0) 相比, RA2 的车辙深度、蠕变速率和车辙深度比均明显减少,这说明 EPE 能明显改善高掺量 RAP 沥青混合料的高温性能。针对蠕变速率指标, ERA1 的蠕变速率比 RA1 高,这是由于在 ERA1 的再生阶段使用了不同的再生剂剂量,但混合料的蠕变速率变化对于其车辙深度比没有影响。

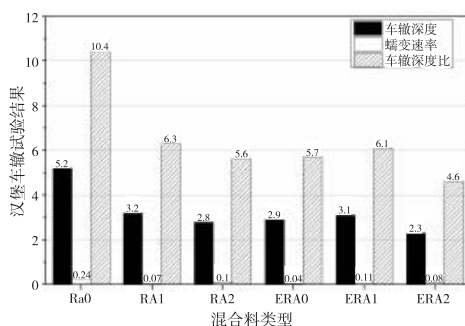


图5 汉堡车辙试验柱状图

2.5 间接拉伸疲劳性能

如图6所示为6种 RAP 沥青混合料的疲劳寿命。由图6可知,通过干法加入 EPE 提高了沥青混合料的疲劳寿命;相反,与其他 RAP 沥青混合物相比,对照组 (RA0) 的初始应变值最低,具备较差的抗疲劳性能。同时可以发现,对于 RAP 改性沥青混合料,再生次数的增加会使混合料的初始应变值下降,不利于混合料的疲劳

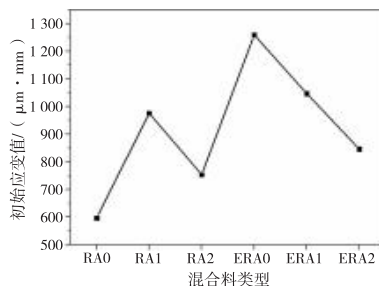


图6 间接拉伸疲劳性能曲线图

(下转第 194 页)

高填方路基应力应变监测分析

赵李宁

(山西交通控股集团有限公司太旧高速公路分公司,山西 晋中 030600)

摘要: 为分析高填方路基应力应变的变化规律,文章结合施工案例,采用现场监测法展开研究。分析现场监测结果得出:在施工期间路基沉降量较大,且在工后沉降增幅较小,路基结构稳定;在整个施工期间路基边坡下部水平位移最大,各部位变形量增幅也较小;有涵洞的路基基底土压力相对较小,且各监测断面土压力实测值均小于理论值,路基整体结构稳定。

关键词: 高填方路基;应力;应变;现场监测;沉降

中图分类号: U416.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.015

文章编号: 1673-4874(2025)07-0046-03

0 引言

在山岭重丘区高速公路施工中,常采用高填方路基,而这种类型的路基应力和应变均较大,会直接影响工后路基的稳定性。通过对已建成的高填方路基开展调查可知,工后容易出现不均匀沉降、边坡滑塌等病害^[1],因此对高填方路基开展研究具有一定的实用意义。高填方路基填筑高度大、土石方工程量大、造价高,路基固结变形大,应在施工中做好应力应变现场监测^[2-3]。本文以高填方路基为研究案例,选取有代表性断面对路基沉降、边坡水平位移展开监测,并对比分析有无涵洞两种情况下路基基底土压力变化情况,作为判定依据以确定路基工后稳定性。

1 工程概况

某高速公路采用双向四车道建设标准,主要路段分布在山岭重丘区,沿线地势起伏高度大,最大高差可达460 m,地形条件复杂。施工沿线多高填深挖路基,施工难度大,工程投资高,工程造价>1亿元/km。路基设计宽度为28 m,设计车速120 km/h,沿线有多处大桥、隧道、通道和涵洞,土石方总工程量为 $659 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。本文研究路段位于第十五合同段施工范围,其中K35+425~K42+230段为填方路基,K38+526~K39+352段为高填方路段,就近选取土方弃方填料,填方高度为18.5 m。第十五合同段施工范围位于山岭地区,平均海拔高度为800~1350 m,整体地势走向西高东低。沿线地质条件较好,地质构造结构稳定,山上覆盖大量植被,发生泥石流灾害可能性较小。高填方路段下部分布有多个涵洞和通道,其中大容量涵洞主要采用拱涵。该路段地层自上而下分别为亚砂土、淤泥质黏土、强风化砂岩,地质条件良好,地基承载力较高。

2 路基应力应变现场监测方案

为了分析高填方路基应力应变变化规律,在路基上部埋设测点和仪器开展现场监测。K38+526~K39+352段高填方路基下部有两座拱涵,本文选取其中一座

拱涵(中心桩号K38+825)上部路基作为分析对象。应变监测内容包括路基沉降和水平位移,应力监测选取K38+845断面进行对比分析,监测内容为基底土压力。路基沉降通过在路基中心线和两侧路肩布置沉降板进行监测^[4-5];水平位移主要通过将土压力盒布置在路基基底进行监测,测点布置如图1所示。

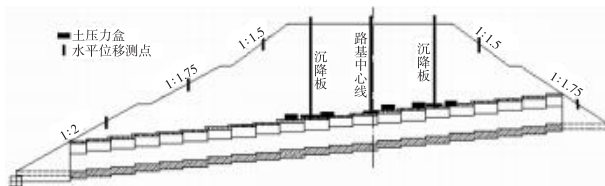


图1 路基测点布置示意图

沉降板采用铁板制作,上部测杆包裹PVC保护套管,随路基填高加长测管,采用水准仪观测沉降^[6];水平位移采用全站仪观测。施工过程中注意保护测线和土压力盒,开挖引渠布置测线,测线外侧用PVC管保护^[7-8]。路基应力应变现场监测频率如下:施工期间第1个月为1次/2 d,第2~3个月为1次/5 d,第4个月至运营通车为1次/10 d,运营通车以后为1次/月。

3 高填方路基应力应变监测结果分析

3.1 沉降现场监测结果分析

为验证涵洞上部填方路基的稳定性,本文以K38+825处涵洞上部路基作为研究对象,分析路基沉降变化规律。在施工过程中采用水准仪对监测断面三个沉降板开展观测,监测总时长为317 d,其中路基填筑施工期间135 d,工后182 d,整理数据绘制沉降曲线如图2所示。

分析沉降数据可知,在施工期间路基沉降速率较快,完工后沉降速率增幅减缓。在施工期间由于路基填方高度不断增加,路基沉降量增速较快,尤其是前152 d增幅最大,平均增速为0.08 mm/d,152 d后沉降速率有所下降,逐渐趋稳,在206 d以后路基各部位沉降基本停止增长。另外,路基中心部位沉降量最终达到13.4 mm,在观测期间沉降量和沉降增速均高于两侧路肩。左右两侧

作者简介: 赵李宁(1989—),工程师,主要从事道路桥梁施工与管理工作。

路肩最终沉降量分别为12.5 mm和12.1 mm,二者比较接近。因此,路基各部位沉降量主要出现在路基施工期间,完工后路基中心和左右路肩沉降量分别增加2.2 mm、2.0 mm和2.1 mm,工后沉降增量均较小,不会影响路基稳定。

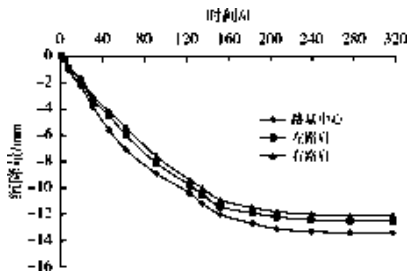


图2 K38+825 涵洞监测断面沉降变化曲线图

3.2 水平位移现场监测结果分析

利用全站仪对各级边坡上部测点水平位移开展监测,本文同样取 K38+825 处涵洞上部路基作为研究对象,路基左侧边坡自上而下测点编号为 Z-01、Z-02、Z-03,右侧边坡自上而下测点编号为 Y-01、Y-02。整理监测数据,得出各测点水平位移如图3所示。

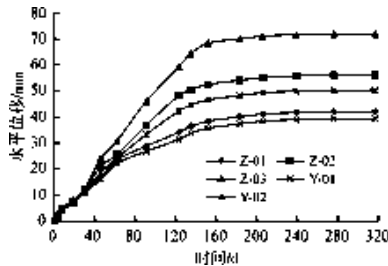


图3 K38+825 涵洞监测断面水平位移变化曲线图

分析监测结果可知,路基水平位移随时间增长逐渐增加,同样是在施工期间增长速度较快,工后增长速度逐渐变慢并稳定,且下部边坡水平位移大于上部边坡。在路基施工期间各测点水平位移增长速度较快,其中前153 d增长速度最快,而后增长速度下降,工后183 d基本稳定。路基左侧 Z-01、Z-02、Z-03 三个测点水平位移最终分别为42.1 mm、56.2 mm和71.9 mm,右侧 Y-01、Y-02 测点最终水平位移分别为39.4 mm和50.3 mm,路基左侧边坡下部水平位移比右侧大,分析原因是左侧边坡高度较大,路基边坡部位承受的填土荷载也较大。路基边坡各部位在监测期间所产生的水平位移均 ≤ 72 mm,总体变形量较小,不会影响路基边坡稳定。

3.3 土压力现场监测结果分析

为了掌握路基基底位置应力变化规律,通过布置土压力盒开展监测。选取 K38+845 断面(无涵洞)和 K38+825 断面(有涵洞),土压力盒自路基左侧向右侧编号,分别为 TY-01~TY-05,施工过程中土压力盒没有损坏。在路基填筑施工期间利用土压力盒对基底土压力开展监测,由于五个位置路基基底土压力变化趋势基

本一致,且压力值相差不大,因此只取 TY-01、TY-03、TY-05 三个测点开展分析,测点土压力变化曲线如图4和图5所示。

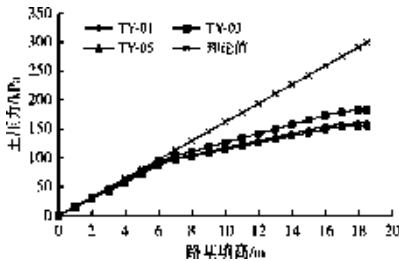


图4 K38+845 监测断面土压力变化曲线图

分析土压力监测结果,得出随填方高度增加基底土压力不断增加,且路基基底中心位置土压力略高于两侧,随填方高度增加土压力增长速度不断下降。在路基填筑初期土压力增长速度较快,尤其是当填筑高度 <7 m, TY-01、TY-03、TY-05 三个测点土压力分别达到98.8 kPa、103.2 kPa和97.4 kPa,分别占填筑完成时土压力的61.6%、56.3%、62.5%,占比较大。当填筑高度 >7 m,土压力增长速度不断下降,尤其填筑至顶部土时的压力增幅更小。当填筑高度 <7 m时,土压力实测值与理论值接近;当填筑高度 >7 m后,土压力实测值均明显低于理论值。

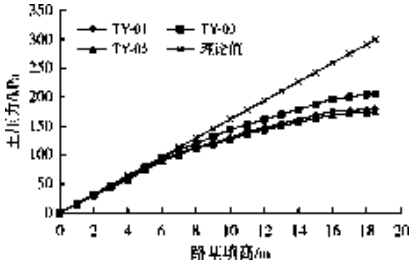


图5 K38+825 涵洞监测断面土压力变化曲线图

分析土压力监测数据,可知 K38+825 断面路基基底土压力曲线变化趋势与 K38+845 断面相似,且土压力略低,土压力实测值均低于理论值。在路基填筑初期土压力增长速度均较快,填筑高度 <7 m时增速最快,随填方高度进一步增加土压力增速不断下降。与 K38+845 断面土压力监测数据相比,K38+825 断面土压力有大幅下降,土压力实测值均低于理论值。路基填筑至最大高度时 K38+845 断面土压力最大值为205.2 kPa,而 K38+825 断面土压力最大值为183.2 kPa,相比增加12%。分析原因是涵洞在路基内部起到了“土拱”作用,可以将作用在路基基底的填土自重荷载传递至路基两侧,改善路基基底受力状态,降低基底土压力。另外,通过与其他断面监测数据进行进一步对比分析可知,距离涵洞越近土压力越小,越远土压力越大,即受到涵洞“土拱”作用的影响也越小。

(下转第86页)

天然骨料与再生沥青在道路基层中的性能研究

黄祥

(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 为验证高掺量再生沥青料(reclaimed asphalt pavement, RAP)在道路基层中的工程适用性,文章对水泥结合天然集料(NA-C)与50%RAP+50%天然集料+5%水泥的冷再生底基层(RAP-C)进行对比。通过轻型弯沉仪(LWD)、落锤式弯沉仪(FWD)回算及探地雷达(GPR)厚度校核,评价不同材料在施工后短期与运营早期的承载能力与稳定性。结果表明: LWD表面模量显示, RAP-C与NA、NA-C在压实完成后的承载能力差异不显著; GPR三次复测的结构层厚度一致,验证了试验段施工质量与层间均匀性; FWD回算模量在800 kPa与1 700 kPa两级加载下均表现出轻微应力硬化, RAP-C与对照组的模量差异绝对值均 $<14\%$, 1 700 kPa下的模量较800 kPa平均提升约30%。研究表明高掺量RAP与天然集料复配的冷再生底基层具有与天然集料底基层具有相当的承载能力与稳定性,可作为常规底基层的可行替代方案。

关键词: 再生沥青混合料; 热再生; 底基层; 传统骨料

中图分类号: U416.26 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.016

文章编号: 1673-4874(2025)07-0048-03

0 引言

当前道路养护规模持续扩大,资源环境约束日益趋严,使路面材料循环利用成为行业共识。RAP来源稳定、回收体系成熟,可在保证结构性能的前提下显著降低天然骨料消耗与全寿命碳排放,已在面层与基层获得广泛应用^[1]。从结构受力与耐久性出发,底基层是实现RAP高掺量利用的关键层位,但其在现场工况下的承载稳定性、应力依赖性以及层厚均匀性仍需系统验证。

既有研究表明, RAP掺入可通过颗粒级配优化与胶结/嵌挤效应改善无机结合料体系的强度与刚度,但不同材料体系与工况下的性能提升具有差异性。Adhikari等^[2]从室内力学角度评估了多种基体中掺RAP的力学与耐久特性; Mousa等^[3]在试验室对RAP作为基层或底基层的可行性进行了论证; 封文琦^[4]从结构受力与反射裂缝抑制角度讨论了RAP作柔性底基层的优势。然而,在同一路段将未结合材料与高掺量RAP冷再生材料进行并列对比,并结合LWD、FWD与GPR三种非破坏性方法开展多时点、分级荷载的现场评估,这类研究仍相对不足,限制了对RAP在底基层工程应用的定量认知。

基于此,本文在同一试验路段设置水泥结合天然集料(NA-C)以及50%RAP+50%天然集料+5%水泥的冷再生底基层(RAP-C)。通过LWD获取压实后表面模量,采用FWD在800 kPa与1 700 kPa两级典型加载下回算分层模量,并以GPR多次复测校核结构层厚与均匀性,重点识别底基层的承载能力、应力硬化特征与早期稳定性。研究验证了高掺量RAP冷再生底基层与常规方案在现场工况下的等效性,厘清了应力水平对模量表征的影响规律,为RAP在底基层的工程化推广提供实证依据与参数参考。

1 试验

1.1 试验材料

RAP是一种经过再加工的沥青铺装材料,其融合了沥青和骨料,通常被重新用于热拌沥青(Hot Mix Asphalt, HMA)或冷再生混合物中^[5]。RAP的粒径分布受到多种因素的影响,包括铣削/破碎技术、路面骨料类型、铣削深度,以及铣削设备牙齿间距和磨削速度等。为确保材料的均匀性和粒径分布的一致性,在本研究中采用了烘箱干燥后的筛分分析方法,对天然骨料和RAP进行了细致的粒径分布测定,每个样本均进行了三次重复测试以确保结果的可重复性,天然骨料和RAP的属性如表1所示。RAP的粒径分布呈现了从中等到细的典型梯度,这通常与铣削过程中磨损层及基层的粒径分布相似。

表1 天然骨料和RAP的基本属性表

属性	天然骨料	RAP
密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	2 650	2 300
含水率/%	1.5	2.2
粒径范围/mm	0.1~20	0.1~25
吸水率/%	0.5	1.8
抗压强度/MPa	80	70

1.2 试验方法

1.2.1 试验分组与路面结构

在同一路段设置三类底基层材料: NA-C(天然集料+5%水泥)和RAP-C(50%RAP+50%天然集料+5%水泥)。两段连续试验区(各30 m $\times$ 5 m)采用相同摊铺与压实工艺,上覆统一为15 cm水泥处理基层+10 cm AC面层。RAP-C的配合比与各材料投料比例见表2(试验混合料配合比); 为保证可比性, NA与RAP-C的目标级配按图1(集料分级曲线)控制,使中细料段尽量一致以形成相近的骨架与压实度。

作者简介: 黄祥(1990—), 工程师, 研究方向: 路面施工。

表 2 试验混合料配合比表

材料	掺比/%	备注
天然集料	50	用于对照组
RAP	50	用于试验组
水泥	5	用于结合剂
水	5	用于混合料制备

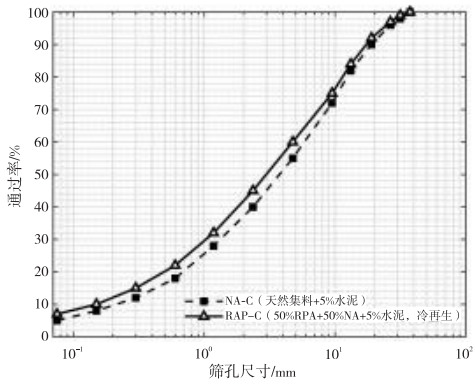


图 1 两种底基层分级曲线图

1.2.2 现场测试体系与工况设置

为获取压实质量、层厚均匀性及分层模量,开展LWD、GPR、FWD 三类非破坏性测试,测线统一沿内、中、外三条车道布设,测点间距约5 m。各设备与关键参数见表 3(试验过程中使用的设备和参数),现场测试均在施工压实后24 h内完成,并记录含水率与地表温度以便结果解释。

表 3 试验过程中使用的设备和参数表

设备	参数/型号	备注
轻型弯沉仪(LWD)	测试载荷:7~120 kN	用于评估未结合层的承载能力
落锤弯沉仪(FWD)	标准载荷:30~50 kN	用于评估路面结构的完整性
探地雷达(GPR)	频率:600 MHz, 1 600 MHz	用于测量路面各层厚度

LWD 测试:用于评估压实完成后底基层的表面动模量 E_{vd} 。加载板直径300 mm,冲击加载按表 3 范围执行;每测点连续冲击 3 次,首击就位、取后两次挠度均值由仪器计算 E_{vd} 。各材料组统计均值±标准差,同时绘制代表性测点载荷—挠度曲线以佐证压实质量与初期稳定性。

GPR 厚度核查:采用表 3 所列的600 MHz、1 600 MHz 地耦合双通道天线,手推 4~5 km/h;横坐标为测线距离,纵坐标为双程走时,经速度标定可换算深度。以主反射同相轴识别结构界面并反演层厚,分层约定:Z1 = 面层+水泥处理基层,Z2 = 底基层,Z3 = 上路基;结果用于层厚均匀性评价并作为 FWD 反演厚度输入。

FWD 回算:采用表 3 所列落锤系统,通过调节落锤高度在表 3 载荷范围内实现等效接触应力800 kPa与 1 700 kPa两级加载(满足 JTG 3450—2019 基层评价压力

并兼顾重载代表性)。以 GPR 实测层厚为输入进行多层弹性反演,重点分析 Z2(底基层)回算模量 E 。

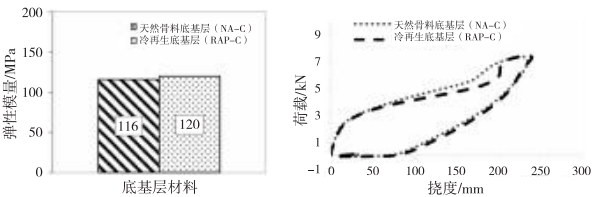
1.2.3 质量控制与一致性

按图 1 控制级配,采用最佳含水量±0.5% 施工;三组采用一致碾压工艺与遍数,现场弯沉与干密度抽检合格;同步记录温度与含水率,用于结果解释与必要敏感性核查;GPR 层厚优先作为 FWD 反演厚度输入,降低厚度不确定性对模量对比的影响。

2 结果与讨论

2.1 LWD 测试结果

采用 LWD 评估未结合、水泥结合和冷再生混合物的承载能力,通过测量施加荷载时的表面偏转来计算表面模量。在施工压实工序完成后,立即对底基层进行一系列的 LWD 测试,并计算表面模量的平均值,测试结果如图 2 所示。结果表明,两种混合料在性能上并没有表现出显著的差异。这一发现表明,即使在 RAP 含量较高的情况下,底基层的性能也与完全使用天然集料的底基层相似。



(a)底基层表面模量对比 (b)代表性测点载荷—挠度曲线

图 2 LWD 测试结果示意图

2.2 GPR—FWD 联合评估结果

2.2.1 GPR 层厚与结构均匀性

图 3 为内、中、外三条测线的 GPR 雷达剖面。Z1 为面层+水泥处理基层、Z2 为底基层(研究对象)、Z3 为上路基,三次复测所得 Z1、Z2 厚度的均值与离散度基本一致,层厚波动处于仪器误差范围,表明试验段层厚与密实度均匀、层间结合良好。该结果为 FWD 回算提供了可靠的厚度输入,降低了厚度不确定性对模量反演的影响。

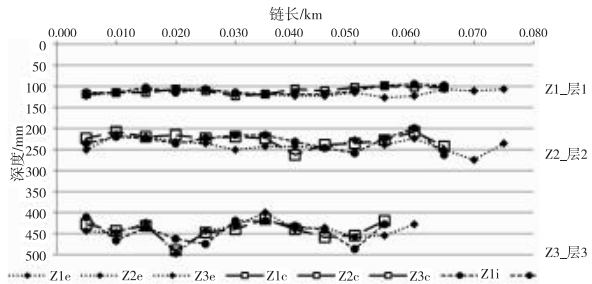


图 3 试验车三种路线的 GPR 测试结果曲线图

2.2.2 FWD 回算模量与应力依赖

依据《公路路基路面现场测试规程》(JTG 3450—2019)的常用评价压力,选取800 kPa与 1 700 kPa两级加载开展 FWD 测试并回算分层模量。不同加载水平下的

结构/路基模量如图4所示;图5、图6分别统计在800 kPa和1 700 kPa时底基层(Z2)的回算模量及其偏差。

如图4所示,在FWD两级加载(800 kPa与1 700 kPa)下,整体结构(含各分层)的回算模量随加载水平同步上移,表明存在一致的应力硬化趋势;进一步聚焦底基层Z2,如图5与图6所示,在800 kPa时两组材料(NA-C、RAP-C)的Z2回算模量处于同一数量级,RAP-C相对NA-C的差值绝对值均 $<14\%$,而当加载提高至1 700 kPa时,两组Z2模量整体抬升,平均增幅约30%(NA略高),组间相对高低顺序基本保持不变,RAP-C仍与NA-C接近;偏差统一按“相对NA的百分差”计算,RAP-C在两级加载下均稳定落于 $\pm 14\%$ 区间内,佐证RAP-C在现场工况下与常规方案具有等效的承载刚度与良好的应力适应性。

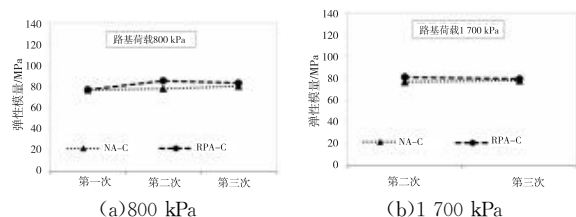


图4 800 kPa和1 700 kPa加载水平下的路基模量变化曲线图

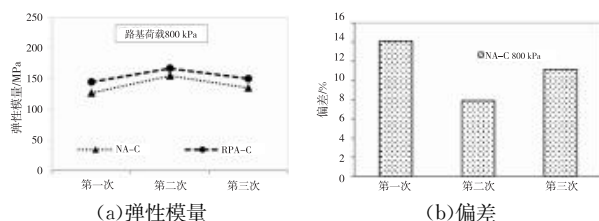


图5 800 kPa加载水平下的底基层模量测试结果示意图

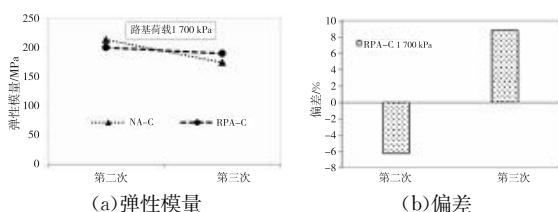


图6 1 700 kPa加载水平下的底基层模量测试结果示意图

2.2.3 应力提升比例与工程意义

为度量承载能力对应力水平变化的敏感性,图7给出各组底基层在800 kPa和1 700 kPa加载水平下的模量提升比例。两组材料均表现为正增幅,RAP-C与NA-C差异较小,表明高RAP掺量的冷再生底基层对重载工况具有良好的承载适应能力。

在道路建设和基础工程中,无论是使用天然还是再生材料作为底基层,都显示出通过增加施加应力来提升其性能的潜力。这种性能提升对于承受各种类型的交通载荷至关重要。随着施加到材料表面的应力增加,底基层的性能也随之增强。

通过对比不同时间点的测试结果,可以评估这些材

料在不同应力水平下的非线性响应特性。该指标既能反映材料在实际工况下的耐久性与承载能力,也可为原料选型与施工参数优化提供依据。

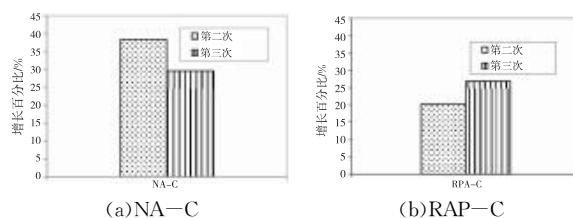


图7 800 kPa和1 700 kPa加载水平下的模量提升比例柱状图

3 结语

在本研究中,探讨了将50%天然骨料与50%再生沥青路面(RAP)混合制成的底基层的性能。为了全面评估这种混合物的短期和长期性能,进行了一系列现场测试,包括LWD和FWD与GPR的测试。这些测试结果随后与完全使用天然骨料制成的混合物的性能结果进行了细致的比较。得出结论如下:

(1)施工后立即进行的LWD测试显示,含50% RAP的混合物与传统的仅含天然骨料混合物在性能上无显著差异。尽管时间历程分析揭示,RAP混合物在底基层材料中吸收的能量略高,但两种混合物的偏转峰值几乎相同,表明其具有相似的承载能力。

(2)GPR测试结果表明,试验车辆的厚度呈现出高度的均匀性。在施工后不同时间进行的测试未发现厚度变化,这表明材料的密度和完整性在时间上保持稳定。

(3)在不同时期进行的FWD测试,施加了不同水平的应力,结果证明含RAP底基层和仅含天然骨料底基层的弹性模量值非常接近。此外,不同应力水平的测试揭示了两种材料的低应力硬化行为,即随着表面施加应力的增加,底基层的性能也随之提高。这种性能的提升有助于底基层承受更广泛的交通载荷,从而避免性能过早失效。

参考文献

- [1] 颜华平, 曾成福, 卜胤. 基于RAP回收再生机制的热再生沥青路面关键技术应用[J]. 交通节能与环保, 2023, 19(5): 164-167.
- [2] Adhikari S, Khattak M J, Adhikari B. Mechanical characteristics of Soil-RAP-Geopolymer mixtures for road base and subbase layers[J]. International Journal of Pavement Engineering, 2020, 21(4): 483-496.
- [3] Mousa E, El-Badawy S, Azam A. Evaluation of reclaimed asphalt pavement as base/subbase material in Egypt[J]. Transportation Geotechnics, 2021(26): 100414.
- [4] 封文琦. RAP料作为柔性底基层的分析评价[J]. 北方交通, 2015(10): 113-117.
- [5] 夏旭, 王鹏飞, 孙向进, 等. 废旧沥青混合料厂拌热再生技术综述[J]. 现代交通与冶金材料, 2024, 4(4): 23-33, 40.

收稿日期: 2024-11-21

不同盐碱浓度对土壤蒸发过程与裂纹特性的影响研究

周思茂
(广西北投交通养护科技集团有限公司,广西 南宁 530201)

摘要: 文章分析了不同盐碱浓度下路基盐渍土的蒸发过程、特性、裂缝发展和影响因素,基于试验过程和分形维数理论,采用含水量、蒸发速率和裂缝的分形维数来表征与路基稳定性相关的盐渍土性质。研究成果可为盐渍土的开裂和蒸发特性提供数据和理论上的支持。
关键词: 盐碱浓度;蒸发试验;裂纹;分形维数
中图分类号: U416.1+66 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.017
文章编号: 1673-4874(2025)07-0051-04

0 引言

盐渍土分布广泛,严重影响着工业、农业和基础设施^[1]。盐渍土的化学状态在独特的干旱和半干旱气候条件下会发生改变,其易膨胀、水稳定性差和对土壤的腐蚀性特征,可导致路基膨胀、沉降和泥浆化。随着气候变化和人类活动加剧,盐渍土的工程地质问题日益凸显,其由于土壤塑性较大,在高温暴露条件下可能出现水分丧失、体积收缩和变形^[2],由此诱发的土壤收缩开裂已成为路基病害的主要诱因,严重影响路面的稳定性^[3]。

硫酸盐和氯化盐是盐渍土的主要成分,对土壤的性质产生重要影响,并引起各种工程问题。比如,盐渍土路基的开裂随着季节和环境湿度的循环而变化,并直接与温度相关,这种损坏从道路一侧开始,逐渐向道路中心发展,形成交织的裂缝和隆起。

近年来,众多学者围绕盐渍土的水盐运移机制展开研究,王智慧等^[4]通过室内蒸发试验证实氯盐型盐渍土的蒸发速率与含盐量呈正相关;小强万等^[5]采用数字图

像技术量化了硫酸盐渍土的裂缝发育特征,发现高盐碱浓度会显著增大裂缝分形维数。

目前已有研究鲜有针对路基病害中盐渍土开裂和蒸发特性的,且缺少对路基土裂缝发展的定量分析^[6]。因此本研究基于试验过程和分形维数理论,全面分析了不同盐碱浓度下路基盐渍土的蒸发过程、特性、裂缝发展和影响因素,采用含水率、蒸发速率和裂缝的分形维数来表征与路基稳定性相关的盐渍土性质,为了解盐渍土开裂和蒸发特性提供了数据和理论上的支撑。

1 材料和方法

1.1 土壤

试验中使用的土壤取自新疆,在深度0.5~1.0 m的弱盐碱地下水环境中采集。在进行试验前,将土壤试样进行晾晒并碾碎,通过2 mm筛除去较大颗粒。土壤的物理性质如表1所示。为了模拟盐碱污染的影响,向土壤中添加了初始质量分数为38%的硫酸钠(Na_2SO_4)。

表1 土壤的物理性质和力学性质表

密度/($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	液限/%	塑限/%	塑性指数	黏聚力/ kPa	内摩擦角/ $^\circ$	压缩系数/ MPa^{-1}	压缩模量/ MPa
1.68	66.26	38.68	30.42	58.13	22.15	0.267	10.116

1.2 试验准备

向土壤中加入蒸馏水,并充分搅拌均匀。将硫酸钠(Na_2SO_4)加入土壤试样中,制备初始含水率为100%的饱和泥浆。将盐碱浓度分别设置为0 mol/L、0.12 mol/L、0.24 mol/L和0.36 mol/L。将土壤试样放置在直径为 $\phi 19.5$ cm高5 cm的密封圆形玻璃容器中储存10 d。总共准备4组含有不同盐碱浓度的试样,每组平行测试3个土壤试样,试验参数详见表2。

表2 试验参数表

试验组	盐碱浓度/($\text{mol} \cdot \text{L}^{-1}$)	试样数量	土壤试样厚度/mm
1	0	3	5
2	0.12	3	5
3	0.24	3	5
4	0.36	3	5

作者简介:周思茂(1989—),硕士,工程师,主要从事养护工程、公路工程项目管理工作。

将试样与电子天平一同放置在25℃和相对湿度为60%的恒温烘房中进行干燥。在干燥过程中,计算机每3h记录一次重量变化。通过计算试样的蒸发速率和含水量,分析蒸发的特性。蒸发面积计算如下:

$$E_a = \frac{\Delta m}{S} \cdot T \quad (1)$$

式中: Δm ——土壤的重量变化,等于蒸发水的重量;

S ——土壤试样的表面积;

T ——蒸发时间。

1.3 试样中裂缝的图像处理

在干燥过程中,使用数码相机记录土壤试样裂缝的发展过程。对记录的图像进行处理,通过中值滤波方法消除数字噪声和干扰,突出裂缝,以提高图像质量。采用阈值分割方法对图像进行二值化,根据目标物体(裂缝)与对象背景(未开裂的土壤表面)之间的灰度阈值差异,进一步区分裂缝与土壤表面其他部分。在本研究中,采用分形维数定量描述系统不规则性的参数,定量表征土壤表面裂缝的发展。其中,相似维数用于表征岩土体和地质结构的分形特征的参数,假设整体 S 由 N 个小个体组成。这些小个体用 $S_i (i=1,2,\dots,N)$ 表示。如果将这些小个体放大 $1/r_i$ 倍,其可以与整体($0 < r_i < 1$)相似,相似维数表示如下:

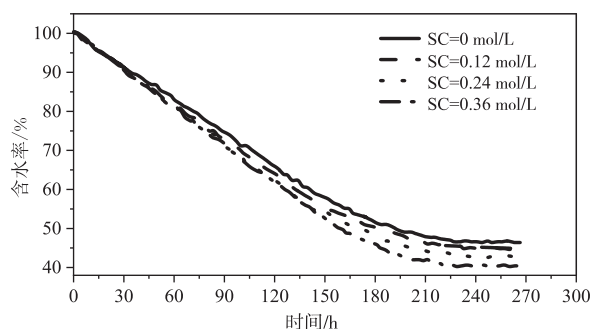
$$D_s = \frac{\ln N}{\ln(1/r)} \quad (2)$$

2 试验结果

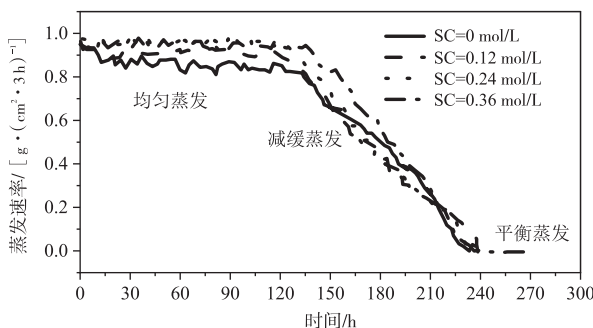
2.1 盐渍土的蒸发过程

水蒸发导致土壤表面含水量降低,逐渐干燥,引发土壤开裂、沉陷变形、土壤盐碱化和沙漠化,还导致路面的开裂和下沉。含水率随着干燥时间变化的特征如图1(a)所示,含水率随着干燥时间的增加而减少。在前120h的干燥时间内,含水率与干燥时间呈线性下降趋势,并且随着盐碱浓度的增加,土壤含水率分别降至65.39%、62.75%、61.94%和61.19%。在干燥时间从120h到225h的过程中,含水率的下降趋势减缓,并且随着盐碱浓度的增加,分别降至46.57%、44.58%、43.07%和40.47%。在干燥时间达到225h后,土壤含水率逐渐趋于稳定,在盐碱浓度为0 mol/L、0.12 mol/L、0.24 mol/L和0.36 mol/L的条件下,分别保持在46.39%、44.05%、42.70%和40.27%。此外,含水率的减少趋势随着盐碱浓度的增加逐渐加剧,表明盐分可能加剧土壤水分的流失。蒸发受气候和含水量的影响,也受土壤性质的影响。在干燥时间内,土壤中不同盐碱浓度的蒸发过程可分为均匀蒸发阶段、减缓蒸发阶段和平衡蒸发阶段,如图1(b)所示。

最初的土壤试样在恒定的湿度和温度条件下处于饱和状态,表现为均匀蒸发。毛细水可以完全补充土壤表面被蒸发减少的水分,表明蒸发力大于或接近土壤表



(a) 土壤含水率



(b) 土壤蒸发速率

图1 不同盐碱浓度下的土壤含水率和蒸发速率示意图

面水分的分子力。在前120h的干燥时间内,蒸发速率保持稳定,与含水率变化一致。这表明该阶段的蒸发受湿度和温度等环境条件控制。在这个阶段,不同盐碱浓度条件下的平均蒸发速率分别为0.86 g/(cm²·3h)、0.93 g/(cm²·3h)、0.95 g/(cm²·3h)和0.95 g/(cm²·3h)。随着时间的增加,蒸发速率降低,土壤含水率随盐碱浓度的增加而持续减少。由于含水率较低,深层水分渗透到试样表面的速率远远落后于表面水分分子的丧失速率,从底部到试样表面的水流不足以维持恒定的蒸发速率,导致蒸发速率降低。当含水量降至一定水平时,蒸发开始减缓。在干燥时间从120h到240h的过程中,平均蒸发速率随盐碱浓度增加降至0.45 g/(cm²·3h)、0.45 g/(cm²·3h)、0.46 g/(cm²·3h)和0.53 g/(cm²·3h)。直到干燥时间达到240h,土壤停止蒸发。这表明土壤含水率逐渐成为控制蒸发速率的因素,这个阶段将一直持续,直到土壤表面变干。

当含水率降至环境湿度以下时,蒸发和吸水过程逐渐平衡,呈现出缓慢平衡蒸发的特征。土壤的表面和内部都非常干燥,土壤中没有足够的水分可以被输送到表面,导致表面蒸发的终止。在这个阶段,土壤表面含水率等于残余含水率,蒸发速率为零。此外,盐碱浓度对蒸发速率没有显著影响。

2.2 不同盐碱浓度条件下土壤的开裂特征

盐碱浓度对裂缝发展程度具有一定的影响。在干燥过程中,含水率的减少导致土壤的负压减小和体积收缩,破坏了骨架结构,并由于内部水分流失和土壤收缩的

不均匀性而产生拉应力。当拉应力超过土壤的抗拉强度时,裂缝就会出现。分形维数可以定量表征裂缝发展的程度,如图2所示,早期干燥时裂缝无法形成,表明分形维数为零。此外,随着盐碱浓度的增加,裂缝出现的时间滞后。在干燥100 h和220 h时,分形维数逐渐增加,盐碱浓度越高,裂缝出现的时间越长。干燥至220 h后,由于裂缝不再发展,分形维数基本保持不变。

根据裂缝特征,裂缝的发展可分为三个阶段:准备阶段、发展阶段和稳定阶段。随着盐碱浓度的增加,裂缝发生的时间逐渐减少,裂缝发展的时间逐渐增加。随着含水量的减少,拉应力逐渐增加并积聚能量,使裂缝更容易产生。随着干燥时间的推移,裂缝首先出现在土壤表面。由于土壤中的负压作用,相邻的裂缝相互连接形成了土壤中的主裂缝。在发展阶段,新的裂缝开始从主裂缝中分支出来,形成了次生裂缝。次生裂缝所形成的大面积裂块中,分支裂缝进一步发展,从而形成了完整的次生裂缝网络。在裂缝的稳定阶段,即使蒸发继续,土壤表面也不会出现新的裂缝。随着干燥的进行,现有的裂缝逐渐扩展,直至最终稳定。表面上看,裂缝形态基本上没有变化,但实际上裂缝宽度和深度都已增加。

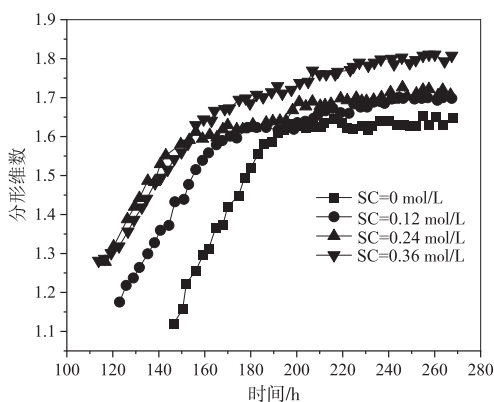
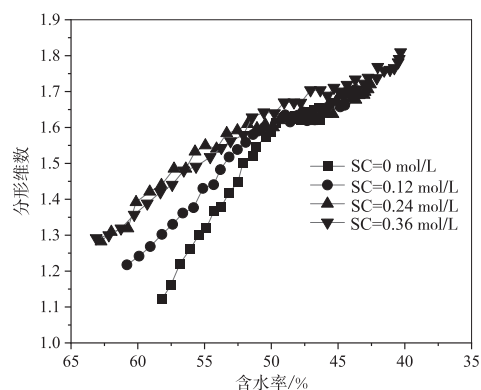


图2 分形维数图

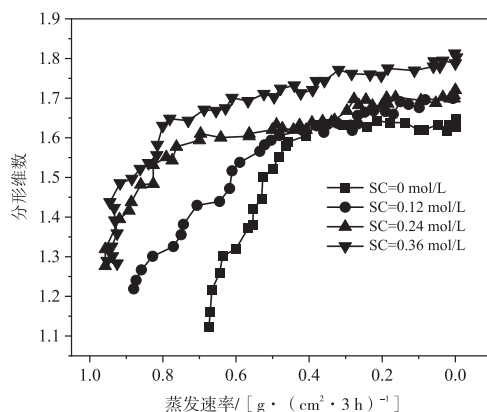
2.3 分形维数与含水量和蒸发率的关系

在本研究中,裂缝网络的发展过程被分为不同阶段,分形维数则用来定量地表征这些不同阶段的裂缝特征。裂缝开始形成时,分形维数呈现较低的值,因为裂缝尚未完全发展。随着时间的推移和裂缝的不断扩展,分形维数会逐渐增加,反映了裂缝网络的复杂性和覆盖面积的增加。如图3(a)所示为在不同盐碱浓度下,分形维数随含水量变化的情况。随着含水率的减少,分形维数逐渐增加,最终提升约50%。同时,随着盐碱浓度的增加,分形维数也增加,盐碱浓度为0.36 mol/L时,提升最为明显,分形维数达到1.81,表明盐分有助于裂缝的发展。如图3(b)所示,蒸发速率越高,分形维数发展越快。

随着蒸发速率的降低,分形维数逐渐稳定。在高盐碱浓度下,高蒸发速率导致裂缝的产生,而在相似的盐碱浓度下,分形维数保持稳定,盐碱浓度为0.36 mol/L、蒸发速率降到零时,分形维数最终达到最高值1.82,这表明在稳定阶段蒸发速率对裂缝的影响较小。



(a) 含水率



(b) 蒸发速率

图3 分形维数变化曲线图

2.4 盐碱浓度对含水率和开裂时间的影响

如图4所示,随着盐碱浓度的增加,裂缝的发展时间和含水率均呈上升趋势,而残余含水率则呈下降趋势。在盐碱浓度分别为0 mol/L、0.12 mol/L、0.24 mol/L和0.36 mol/L的情况下,裂缝的含水率分别为58.16%、61.8%、62.9%和64.01%,而残余含水率则分别为46.39%、44.05%、42.70%和40.27%。结果表明,盐碱与土壤发生反应,降低了土壤的亲水性和吸附性,导致土壤的残余含水率降低且裂缝发生时间延长。随着裂缝发生时间的增加,土壤颗粒之间的黏结减弱,进而促使裂缝扩展。在高盐碱浓度下,土壤在较高的含水率下出现裂缝,表明盐碱可以降低土壤的抗拉强度,从而削弱土壤结构的稳定性。

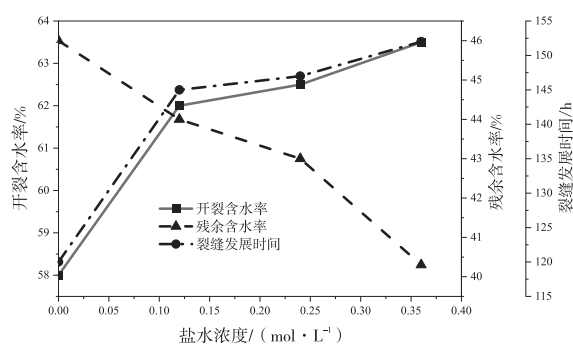


图4 开裂含水率、残余含水率和开裂持续时间变化曲线图

2.5 盐碱浓度对开裂程度和蒸发速率的影响

如图5所示,随着盐碱浓度的增加,最大分形维数和平均蒸发速率均增加,表明盐分对裂缝发展和土壤蒸发速率具有显著影响。在裂缝稳定阶段,最大分形维数分别为1.65、1.7、1.71和1.81,随着盐碱浓度的增加而逐渐上升,进一步强调了盐分加剧裂缝的发展趋势。盐分的存在导致土壤聚集结构的瓦解,从而为水分蒸发提供了更多的空间和通道,使得土壤的蒸发速率增加。这种加速的蒸发速率导致土壤中的水分迅速流失,进而促使裂缝的形成和扩展。盐分含量的增加加剧了土壤裂缝的发展,进而对路基土的稳定性产生不利影响。

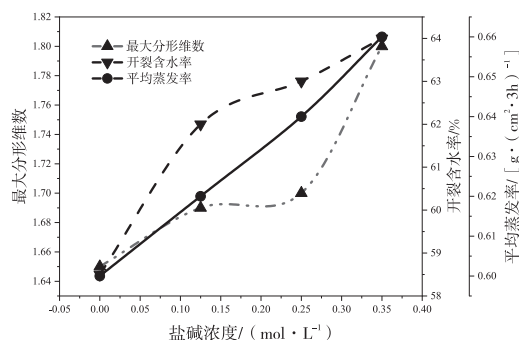


图5 最大分形维数、平均蒸发率和开裂含水率变化曲线图

3 结语

本文对盐渍土在不同盐碱浓度下的蒸发裂纹特性进

行了深入研究,通过试验观察和数据分析,得出以下结论:

(1)盐渍土在蒸发过程中经历了均匀蒸发阶段、减缓蒸发阶段和平衡蒸发阶段。初期,含水量呈线性下降,随后在中期逐渐减缓,最终在高盐碱浓度下保持稳定。这一过程与土壤含水量的变化趋势一致。

(2)裂缝的发展经历了裂缝准备阶段、裂缝发展阶段和裂缝稳定阶段。随着盐碱浓度的增加,裂缝的发生时间逐渐减少,裂缝的发展时间逐渐增加。在高盐碱浓度下,裂缝以较高的蒸发速率开始产生,且在相近的盐碱浓度下分形维数保持稳定。裂缝的最终分形维数随盐碱浓度的增加而逐渐增加。

(3)盐分与土壤发生反应,降低了土壤的亲水性和吸附性,导致残余含水量减少和裂缝发生时间延长。盐渍土中的盐分可能导致土壤聚集体结构的瓦解,为水分蒸发提供了通道,导致高蒸发速率。

综上所述,本研究通过对盐碱土的蒸发裂纹特性进行深入分析,为工程实际中盐碱土路基的设计和管理提供了有益的参考,有助于制定有效的预防和维护策略,提高路基的长期稳定性。

参考文献

- [1]魏博娴. 中国盐碱土的分布与成因分析[J]. 水土保持应用技术, 2012(6):27-28.
- [2]孙慧霞,王晖,张元东. 土壤盐碱化防治措施概述[J]. 河南水利与南水北调, 2008(8):100-101.
- [3]喻学福. 浅谈盐碱土对公路路基的危害及处治措施[J]. 河南科技, 2014(16):74.
- [4]王智慧,王志慧. 土壤盐碱化防治措施概述[J]. 内蒙古水利, 2016(1):71-72.
- [5]小强万. 盐渍土路基施工技术研究[J]. 智能城市应用, 2021,4(5):62-64.
- [6]万健. 吉林省西部地区盐渍土水分迁移及路基处理措施研究[D]. 长春:长春工程学院, 2017.

收稿日期:2024-10-20

包裹碎石桩复合地基模型试验分析

张明
(山西晋通公路工程监理有限公司,山西 晋城 048000)

摘要: 文章以某公路工程软基处治为研究背景,采用模型试验研究包裹碎石桩加固效果,并与现场监测结果对比确定试验结果的可靠性。结果表明:包裹碎石桩复合地基承载力明显高于传统碎石桩;桩身土压力较高,桩体刚度大;桩周土压力浅层传统碎石桩较大,深层包裹碎石桩较高;包裹碎石桩桩周土体孔隙水压力低于传统碎石桩,且消散效果均较好。

关键词: 包裹碎石桩;模型试验;地基承载力;桩身应力;桩间土应力

中图分类号: U416.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.018

文章编号: 1673-4874(2025)07-0055-03

0 引言

公路沿线软弱地基路段由于含水量高、承载力低,不能直接填筑路基。软基处理不当会造成路基不均匀沉降,诱发产生裂缝、沉陷等病害^[1]。碎石桩具有排水效果好、施工简便、成本低等技术优势,被广泛用于公路软基处理^[2-3]。然而,传统碎石桩由于桩身外侧受桩间土约束不足,在上部荷载作用下容易产生鼓胀变形,降低加固效果^[4]。包裹碎石桩是在碎石桩外部包裹土工合成材料^[5],可进一步约束桩体的侧向变形,提高桩身高度。本文以公路软基处治为研究背景,采用模型试验研究包裹碎石桩加固效果,并与现场监测结果对比确定试验结果的可靠性。

1 依托工程概况

某公路工程主要线路位于平原微丘区,其中 K34+265~K34+562 段途经水田和鱼塘,地表上部有大量淤泥、软塑状粉质黏土,土体处于饱和状态,含水量高。粉质黏土厚度为3.5~6.2 m,现场地基承载力检测结果平均为60 kPa,土质软弱,强度低,地基承载力严重不足,判定为软弱地基。下伏基岩为红砂岩强度较高,稳定性较好,该路段设计采用填方路基,路基填方最大高度为19.2 m。拟采用包裹碎石桩对软弱地基进行加固处理,设计桩径为0.5 m,呈正三角形布置,桩间距为1.5 m,桩长为4.5~7 m,桩端置于岩层上部。

2 包裹碎石桩复合地基模型试验方案设计

2.1 模型箱设计

以上述工程项目为研究背景,建立包裹碎石桩模型试验方案。模型与工程实际尺寸采用相似比设计^[6-7],其中长度相似比取 10,桩径相似比取 5,长径比取 7,密度和重力加速度取 1,土工材料套筒抗拉强度取 100,应力取 10,质量和力取 1 000。试验用模型箱尺寸为 100 cm×100 cm×100 cm,箱内分三层填入土体,自下而上分别为 15 cm厚硬土、75 cm厚软黏土、5 cm厚碎石垫层,软黏土顶部铺设一层无纺布土工布。硬土模拟下部砂岩层,软黏

土取自施工现场,含水量为 39%,箱内填土分层填筑,每层5 cm,模型箱内部布置如图 1 所示。

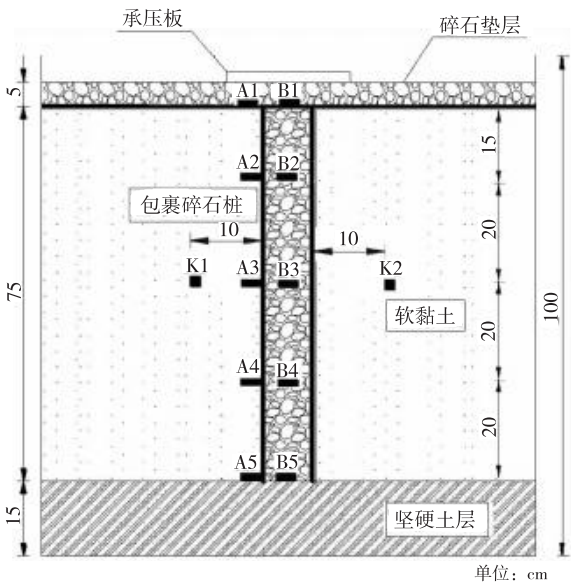


图 1 模型箱内部布置示意图

2.2 加载方案

本试验采用动态疲劳加载系统^[8],加载荷载可精确至0.1 kN,可通过手动或自动施加荷载。试验检测项目包括沉降、桩身应力、桩间土应力、孔隙水压力,传感器布置如图 1 所示,其中 A1~A5 土压力计埋设在桩周土体中,用于检测桩间土应力,B1~B5 土压力计埋设在桩体内部,用于检测桩身应力,K1 和 K2 为孔隙水压力计。

2.3 试验方案

桩身碎石采用级配碎石,含泥量≤5%,最大粒径≤20 mm,经取样检测不均匀系数>5,级配良好。外部包裹材料选用土工布,抗拉强度为 10 kN/m。试验分三组,分别为未处理软基、传统碎石桩和包裹碎石桩复合地基,开展试验对比分析。加载装置对准桩顶中心进行加载,利用加载臂对承压板进行分级加载,每级加载 10 kPa,分 12 级加载,卸载分 6 级,每级20 kPa。

作者简介:张明(1987—),工程师,主要从事道路与桥梁施工与管理工作。

3 包裹碎石桩复合地基模型试验结果分析

3.1 地基承载力

分别对三种地基模型开展静载试验,试验最大加载120 kPa,单级加载10 kPa,整理试验结果绘制荷载 P -沉降 S 曲线如图2所示。

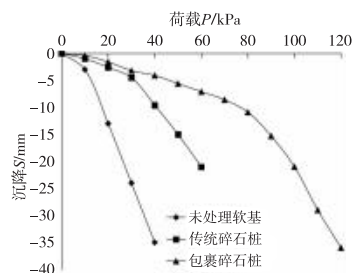


图2 荷载 P -沉降 S 曲线图

分析试验结果得出,未经处理的地基承载力很低,采用传统碎石桩处理后地基承载力有所提升,而包裹碎石桩处治后地基承载力明显提升。未处理软基、传统碎石桩地基和包裹碎石桩复合地基分别在加载荷载20 kPa、40 kPa和100 kPa时出现明显沉降,可认定为地基结构破坏。传统碎石桩复合地基承载力高于未处理地基,但由于桩周土体对桩体约束力不足造成碎石桩变形鼓胀,进而造成沉降量大幅增加,地基结构破坏。包裹碎石桩由于增设土工织物,限制了桩身的变形,只有在加载荷载较大时才出现大变形,相比其他两种地基承载力大幅提升。根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2012)中的相关规定,确定未处理软基、传统碎石桩地基和包裹碎石桩复合地基三种地基极限承载力分别为20 kPa、38 kPa、96 kPa,相比未处理地基,包裹碎石桩复合地基承载力分别提升0.9倍和3.8倍。

3.2 桩身轴应力

利用桩身内部布置的土压力计对不同深度桩身应力开展监测,收集B1~B5不同深度土压力计监测桩顶应力 N_D 和桩身轴应力 N_z ,取 N_z/N_D 比值分析桩身应力分布情况,如图3所示。

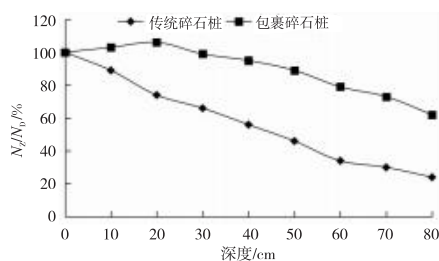


图3 桩身应力比变化曲线图

对比分析计算结果可知,传统碎石桩和包裹碎石桩在深度为80 cm位置 N_z/N_D 分别为24.2%和64.3%,包裹碎石桩明显高于传统碎石桩,说明包裹碎石桩桩身刚度较大。另外,在接近桩顶时, $N_z/N_D > 100\%$,这是由于桩身刚度过大,桩土刚度差异过大产生负摩阻力造成的。

总之,包裹碎石桩桩身刚度高于传统碎石桩,加固有效深度也较高,加固效果更好。

3.3 桩周土压力

利用土压力计监测不同深度桩周土压力,绘制三种地基桩周土压力分布曲线如图4所示。

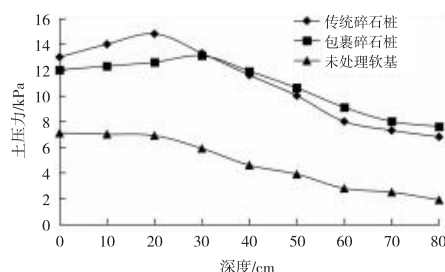


图4 桩周土压力曲线图

分析监测结果得出,在深度 < 30 cm时,未处理地基桩周土压力最小,传统碎石桩土压力最大,包裹碎石桩居中。这是由于传统碎石桩产生的鼓胀变形较大,对土体挤压产生土压力变大,导致桩周土压力增加,尤其在浅层产生的鼓胀变形较大。而包裹碎石桩强度较大,所产生的鼓胀变形较小,相比土压力也较小。在深度 > 30 cm,包裹碎石桩地基由于承载了更多的上部荷载,桩周土压力超过传统碎石桩。

3.4 孔隙水压力

为了保证监测结果的准确性,分别在桩体左右各布置一个孔隙水压力计,分析桩周土体孔隙水压力变化规律,绘制曲线如图5所示。

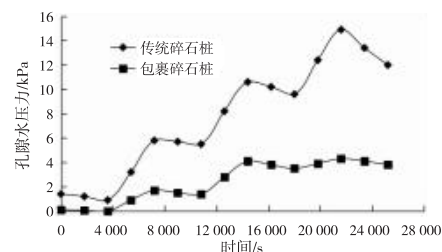


图5 孔隙水压力变化曲线图

分析监测数据可知,随加载荷载的增加,桩周土体孔隙水压力不断升高,且传统碎石桩高于包裹碎石桩地基。每级加载后孔隙水压力先迅速升高,后随时间增加逐渐下降,说明桩身排水效果好,有利于孔隙水压力消散。由于传统碎石桩桩身刚度较小,桩周土体所承受的荷载较大,孔隙水压力也较高,而包裹碎石桩刚度大,可以承受较大的荷载。另外,每次加载后包裹碎石桩地基孔隙水压力下降幅度也较大,说明土工织物具有较好的透水效果,不会影响孔隙水压力消散。

3.5 试验结果与现场监测结果对比分析

在施工现场选取有代表性的10 m $\times$ 10 m试验区域,在试验区域施作试桩,埋设土压力计和孔隙水压力计,对现场桩身土压力和孔隙水压力开展监测,与试验结果进行对比分析,如图6和图7所示。

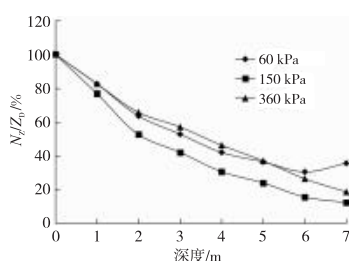


图6 桩身轴应力对比分析曲线图

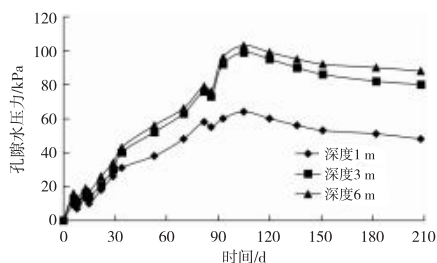


图7 孔隙水压力对比分析曲线图

对比分析现场监测数据与试验数据可知,随深度增加 N_z/N_0 比值越来越小,说明桩身轴应力随深度增加不断下降,这与模型试验结果基本一致。同时,包裹碎石桩复合地基桩周土体孔隙水压力随填方高度增加而增加,同样在施工间歇期和完工后出现下降,且填层厚度较小时孔隙水压力消散速度较快。继续增加填方高度时,孔隙水压力上升,与模型试验结果一致。

4 结语

依托工程项目,通过开展对比试验分析包裹碎石桩对软弱地基的加固效果,得出以下结论:

- (1)对比分析结果,包裹碎石桩地基承载力最大,约为未处治地基的4.8倍,也明显高于传统碎石桩复合地基,按照试验结果现场地基加固后承载力能够达到设计要求。
- (2)包裹碎石桩各深度 N_z/N_0 值均较高,说明桩身

刚度高于传统碎石桩,也有利于增加加固深度,提升软基加固效果。

(3)在深度 <30 cm时碎石桩出现鼓胀变形,尤其传统碎石桩浅层鼓胀变形较大,桩周土压力明显高于包裹碎石桩;深度 >30 cm时包裹碎石桩地基承载了更多的上部荷载,土压力高于传统碎石桩。

(4)加载荷载越高,桩身和桩周土体所承受的荷载也越大,孔隙水压力越高,相比包裹碎石桩刚度较大,桩周土体孔隙水压力较小,两种桩体均有利于孔隙水压力消散。

(5)经与现场监测结果对比,得出包裹碎石桩复合地基轴应力与孔隙水应力变化趋势基本一致,说明试验结果准确,用于指导现场施工。●

参考文献

- [1]江泊洵,盛春花,任佳丽,等.碎石桩复合地基抗剪特性物理模型试验与数值模拟[J].长江科学院院报,2023,40(11):111-117.
- [2]李检保,罗正东,谢测坤,等.竹筋格栅套筒碎石桩复合地基承载变形特性研究[J].人民长江,2023,54(7):134-139,209.
- [3]杨榕,张建经,王志佳,等.粉质黏土中包裹式散体材料桩复合地基承载特性[J].科学技术与工程,2023,23(19):8358-8369.
- [4]闫力伟,张建经,王志佳,等.包裹碎石桩在粉质黏土地基中的承载特性研究[J].科学技术与工程,2023,23(18):7924-7934.
- [5]毕俊伟,李兆雄,张恒,等.土工织物包裹碎石桩复合地基承载特性模型试验[J].广州建筑,2023,51(3):57-60.
- [6]李丽华,曹毓,刘巨强,等.不同加筋方式下碎石桩复合地基承载性能试验研究[J].岩石力学与工程学报,2023,42(12):3085-3094.
- [7]刘梦捷,常光磊.碎石桩与包裹碎石桩复合地基现场静载试验对比研究[J].公路,2022,67(9):61-69.
- [8]欧阳芳,吕文强,常光磊.包裹碎石桩复合地基固结排水性能模型试验研究[J].工程技术研究,2021,6(18):1-4.

收稿日期:2024-08-29

(上接第10页)

研究结果为不同温拌剂在沥青混合料中的应用提供了科学依据,尤其是对于寒冷和湿润等复杂环境下的道路建设,Evothrm DAT 和 Aspha-Min 具有更广泛的应用前景。●

参考文献

- [1]朱玉玺,郭福成,李英杰,等.紫外老化对温拌沥青黏附力及分子量的影响[J].公路交通科技,2024,41(10):56-64.
- [2]何盛,汤雄,何兆益,等.基于低温性能的温拌沥青及混合料性能研究[J].应用化工,2024,53(8):1785-1791.
- [3]蔡海泉.泡沫温拌沥青混合料在养护工程中的应用及环境影响研究[J].公路,2024,69(5):447-451.
- [4]王万展,曾良球,曾俐豪,等.RAP 掺量对再生沥青混合料性能的

影响研究[J].西部交通科技,2024(7):11-13,160.

- [5]郑鹏.温拌橡胶改性沥青混合料路用性能[J].黑龙江交通科技,2025,48(1):5-9.
- [6]张慧军.温拌再生 SBS 改性沥青混合料的路用性能[J].山东交通科技,2023,(5):13-16.
- [7]交通运输部公路科学研究院.公路工程沥青及沥青混合料试验规程:JTG E20—2011[S].北京:人民交通出版社,2011:21-30,111.
- [8]交通部公路科学研究所.公路沥青路面施工技术规范:JTG F40—2004[S].北京:人民交通出版社,2005:30.
- [9]纪伟,魏建军,郭晓冬.Superpave 方法与马歇尔方法对沥青混合料性能影响对比试验研究[J].公路,2023,68(3):353-357.

收稿日期:2025-03-10

氧化石墨烯含量对 SEBS 改性沥青及混合料性能的影响研究

贾睿

(新疆交通规划勘察设计研究院有限公司, 新疆 乌鲁木齐 830006)

摘要: 文章为研究不同用量氧化石墨烯(GO)对氢化苯乙烯-丁二烯嵌段共聚物(SEBS)改性沥青及混合料路用性能的影响,采用针入度、软化点、5℃延度以及离析试验,对 GO/SEBS 复合改性沥青胶结料的高低温性能和储存稳定性进行评价;基于高温车辙试验、低温小梁弯曲试验、冻融劈裂抗拉强度和浸水马歇尔试验,考察 GO/SEBS 复合改性沥青混合料的高温稳定性、低温抗裂性和水稳定性。结果表明:一定量的 GO 可以明显减小针入度和增大软化点,5℃延度虽有提升但并不明显;适量的 GO 可以大幅度提高沥青混合料的动稳定性、低温弯拉应变、残留稳定度、劈裂抗拉强度比,明显提升沥青混合料的高温抗车辙能力、低温抗开裂性能和水稳定性;综合各方面性能,GO 用量宜为 0.5%。

关键词: GO; SEBS; 复合改性沥青; 沥青混合料; 路用性能

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.019

文章编号: 1673-4874(2025)07-0058-04

0 引言

沥青路面具有良好的行车舒适性和易维修养护的特点,目前约 85% 以上的新建道路路面结构形式采用沥青路面,但在沥青路面的应用中出现了诸多棘手问题,实际工程发现沥青路面处在复杂多变的气候环境和外部交通荷载下,在运营期内便出现了裂缝、车辙等损坏,对行车舒适性和安全性造成了严重威胁^[1]。研究表明^[2-3],沥青混合料的路用性能主要取决于沥青胶结料,因此研究人员为提高沥青混合料路用性能,将研发新的改性沥青材料作为主要研究方向,其中 SBS 改性沥青广泛应用于各等级新建、改扩建道路中。有研究表明^[4-5],SEBS 相对于 SBS 改性剂在改善沥青性能方面表现更优异,但单一 SBS 或 SEBS 改性沥青都无法满足未来交通发展需求,两种或多种改性剂复合改性已成为当前沥青路面改性技术的新方向。

氧化石墨烯是一种物理化学性能优异、力学性能较高的新型纳米材料,具有比表面积大、分散性好的特点。刘爱华等^[6]分析氧化石墨烯对橡胶沥青的常规宏观性能和微观作用机理,结果发现氧化石墨烯可改善橡胶沥青的贮存稳定性、温度敏感性和高温稳定性,氧化石墨烯在橡胶沥青中主要以物理共混形式存在;赵艳^[7]分析氧化石墨烯改性沥青的高低温流变性能和老化性能,结果发现氧化石墨烯可明显增强沥青的高温抗车辙性能、抗老化能力,但也随之削弱了沥青的低温抗裂能力;于瑞恩^[8]分析氧化石墨烯和聚氨酯对沥青性能的协同作用影响,结果发现氧化石墨烯提高了沥青的抗热氧老化能力及温度敏感性,改善了改性沥青的高温性能。本研究基于氧化石墨烯纳米改性剂与 SEBS 聚合物改性剂的双重特性,对复合改性沥青常规性能和沥青混合料的路用性能展开室内试验研究。

作者简介: 贾睿(1991—),工程师,主要从事公路桥梁设计工作。

1 试验原料

1.1 原料性能

氧化石墨烯外观呈黑色粉末状,纯度高达 99.8%,为江苏某纳米材料科技有限公司生产的多层石墨烯。SEBS 改性剂是 SBS 经加氢后的聚合物,是巴陵石化生产的线形 YH-503,嵌段比 33/67,300% 定伸强度为 6.0 MPa,拉伸强度为 25 MPa,本研究 SEBS 掺量取 4.5%(占沥青质量的百分数)。沥青采用辽宁石化盘锦 70# 基质沥青,其基本技术性能见表 1。粗集料、细集料分别选用玄武岩碎石、石灰岩机制砂,填料选用石灰岩矿粉,各项技术指标满足《公路沥青路面施工技术规范》(JTG F40—2004)的要求。

表 1 基质沥青技术性能表

技术指标	单位	检测结果	规范要求
密度(15℃)	g/cm ³	1.035	实测
针入度(25℃,5s,100g)	0.1mm	68.5	60~80
软化点	℃	49.4	≥46
15℃延度	cm	115	≥100
质量变化	%	-0.12	≤±0.8
RTFOT 后	残留针入度比(25℃)	65	≥61
	残留延度(15℃)	18.6	≥15

1.2 改性沥青制备

将桶装基质沥青在 135℃±5℃恒温烘箱环境中加热至熔融流质(时间约 1.5h),称取一定质量的热熔沥青倒入金属器皿中,然后置于电炉(垫石棉网)上加热至 165℃±5℃并缓慢加入定量 4.5% 的 SEBS 改性剂,用玻璃棒沿同一方向匀速搅拌至 SEBS 完全融入沥青中,采用高速剪切机以 3000 rpm 速率持续剪切 45 min,完成

SEBS 改性沥青制备:将定量的氧化石墨烯缓慢加入刚制备好的 SEBS 改性沥青中,不断搅拌至氧化石墨烯完全分散于改性沥青中,然后开启高速剪切机以4 000 rpm速率剪切45 min,制备完成氧化石墨烯(GO)/SEBS 复合改性沥青。以上整个制备过程中需控制温度在165 ℃±5 ℃。

2 沥青常规性能

为分析 0.1%、0.3%、0.5%、0.7%、0.9% 五种氧化石墨烯用量(占基质沥青质量的百分数)对 SEBS 改性沥青性能的影响,采用针入度试验(25 ℃)、软化点试验、延度试验(5 ℃)和离析试验分别探讨 GO/SEBS 复合改性沥青的高温、低温和储存稳定性。试验结果见图 1 和表 2。

由图 1(a)可知,随着 GO 用量增加,针入度呈先减小

后增大趋势,在 0.5%GO 用量时针入度达到最小值 50.7 (0.1 mm),相比较 SEBS 改性沥青减小了 13.3%;由图 1(b)可知,软化点随 GO 用量增加呈先增大后减小趋势,在 0.5%GO 用量时达到最大值82.9 ℃,软化点值较 SEBS 改性沥青增大了 9.4%;由图 1(c)可知,GO 对于 SEBS 改性沥青的延度改善作用不明显,在 0.5%GO 用量时达到最大值30.4 cm,较 SEBS 改性沥青增大了 3.4%,但 GO 用量>0.5%后,延度下降较为明显。这说明适量的 GO 可一定程度地改善 SEBS 改性沥青的高温性能和低温性能,可能是由于 GO 具有独特的层片状结构可与 SEBS 的网状结构交织形成更为稳定的空间结构,并阻碍了沥青分子的运动,且石墨烯自身较大的比表面积可吸附沥青油分,提高了沥青的黏度。此外,过量的 GO 容易产生团聚,且在沥青中产生滑动效应,降低了内摩阻力,从而对 SEBS 改性沥青性能产生相反效果。

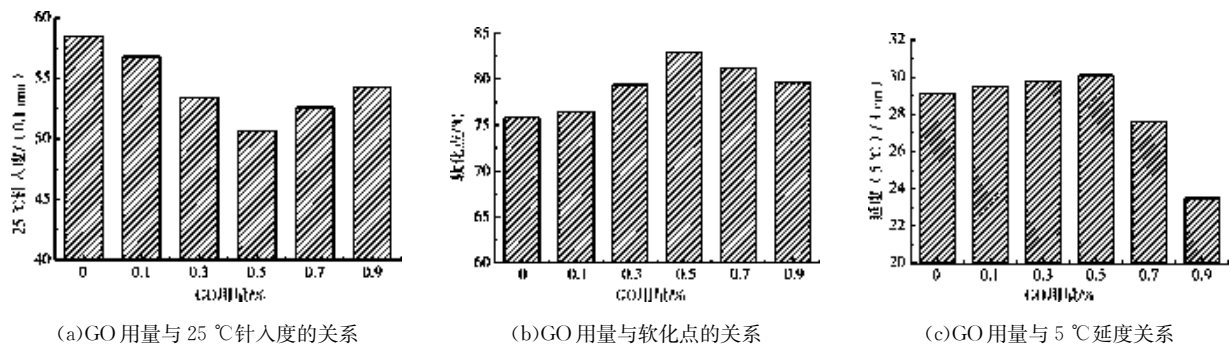


图 1 GO 用量变化对改性沥青三大指标的影响柱状图

表 2 GO 用量与储存稳定性关系表			
沥青改性剂 类型	顶部软化 点/℃	底部软化 点/℃	软化点差值
			实测值 技术要求
4.5%SEBS	76.4	75.6	0.7
0.1%GO+4.5%SEBS	77.1	76.2	0.9
0.3%GO+4.5%SEBS	80.6	79.2	1.4
0.5%GO+4.5%SEBS	83.5	81.7	1.8
0.7%GO+4.5%SEBS	82.7	80.6	2.1
0.9%GO+4.5%SEBS	81.8	79.3	2.4

从表 2 可知,软化点差值随着 GO 用量增大而逐渐增加,但都满足技术规范要求,说明掺加 GO 会增加改性剂与沥青的离析程度,不利于聚合物改性沥青的储存稳定性,实际应用时应对其用量加以控制。

3 沥青混合料路用性能

为进一步判断掺加 GO 对 SEBS 改性沥青混合料路用性能的影响,通过普通车辙试验、低温小梁弯曲试验、浸水马歇尔和冻融劈裂试验,分别评价 GO/SEBS 复合改性沥青混合料的高温、低温、水稳定性。用于验证沥青混合料路用性能的配合比采用 AC-13 矿料级配(见表 3),

并通过马歇尔试验设计法确定 SEBS 改性沥青混合料、GO/SEBS 复合改性沥青混合料的最佳油石比分别为 5.0%和 5.2%。

表 3 沥青混合料级配 AC-13 表												
项目	下列筛孔尺寸/mm 的通过百分率/%											
	16	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075		
级配上限	100	100	85	68	40	38	28	20	15	8		
级配下限	100	90	68	38	24	15	10	7	5	4		
合成级配	100	96.5	76	51.6	32	23	17.5	11.8	7.9	5.5		

3.1 高温稳定性

研究表明^[9],随着极端天气的增多,多地区夏季的温度通常高达40 ℃左右,而黑色沥青路面吸热后将会达到 50 ℃~60 ℃。沥青混合料是一种黏弹性材料,其在长期荷载和高温环境的综合作用下会发生不可逆永久变形,是导致沥青混合料高温稳定性不足的重要原因。目前国内多采用普通车辙试验用于验证沥青混合料高温性能,试验温度为60 ℃,以试验开始运行后45~60 min对应的动稳定度为评价指标,试验结果见图 2。

由图 2 可知,从动稳定度指标看,动稳定度值随 GO 用量增加表现为先增大后减小,0.5%GO/SEBS 对应的

动稳定度最大为4 387次/mm,其相对于 SEBS 改性沥青混合料提高了 20.1%;60 min车辙深度随 GO 用量增加表现为线性下降趋势,并于 0.5%GO 后变化放缓。说明适量 GO 可以改善 SEBS 改性沥青混合料的高温抗车辙能力和抗永久变形性能。这是由于 GO 自身较大的比表面积吸附了沥青中的轻质油分,增大了结构沥青的占比,并限制了沥青的自由流动,提高了沥青与集料在高温状态下的黏结性能。

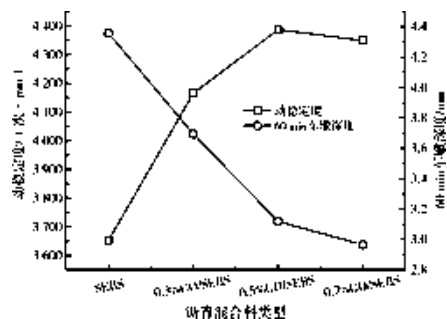


图2 不同沥青混合料车辙试验结果曲线图

3.2 低温抗裂性

沥青混合料作为一种感温性材料,在受到外界温度骤变时会热胀冷缩,在寒冬季节沥青路面会随着温度的突降而在材料结构内部形成温度应力,当这种应力来不及释放且超过材料自身承受的容许应力时,便出现了裂缝,因此沥青混合料需具备良好的低温抗裂性能,以抵抗外界温度的变化。本研究采用低温小梁弯曲试验在小梁试件加载破坏时的最大弯拉应变和劲度模量用来评价 GO/SEBS 复合改性沥青混合料的低温性能,试验温度为 -10°C ,试验结果见图3。

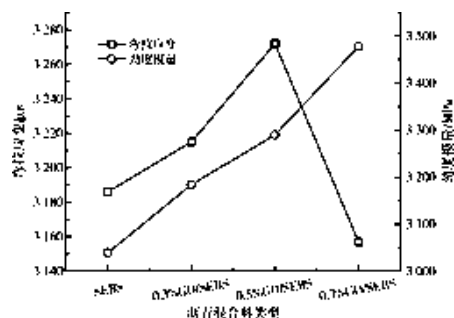


图3 不同沥青混合料低温小梁弯曲试验结果曲线图

由图3可知,弯拉应变指标值随 GO 用量增加表现为先增大后大幅降低趋势,且 0.5%GO/SEBS 的弯拉应变最大为3 272 μe ,但这种改善作用并不明显,仅相对于 SEBS 改性沥青混合料提高 2.7%,劲度模量指标值随着 GO 用量增加而持续增大,说明加入一定量 GO 可小幅度地改善 SEBS 改性沥青混合料的低温抗裂性能,但效果不显著。可能是由于 GO 的特殊片层结构与 SEBS 形成了更为稳固的结构体系,且 GO 吸收了沥青中的轻质组分增加了沥青的黏结力,提高了低温受力状态的抗破坏能力。但加入 GO 会增大改性沥青胶结料的黏度,从而

增加了低温环境中的脆硬程度,加之石墨烯本身的力学性质增加了沥青胶结料的刚度,这两者作用相互抵消,因此对于 SEBS 改性沥青混合料的低温性能影响不显著。随着 GO 用量过大,GO 的抗弯拉力学性能显著提高,且 GO 分散不均匀产生应力集中,从而大幅度降低了改性沥青混合料的低温抗裂性能和应力松弛能力^[10]。

3.3 水稳定性

沥青混合料的强度形成机理主要是依靠沥青胶结料的黏结作用与集料的嵌挤作用,当雨季来临时雨水通过空隙或裂缝渗入材料内部结构后会在行车荷载的反复作用下形成动水压,并不断侵蚀或冲刷沥青与集料界面,使得沥青黏结料脱落并最终形成坑槽等病害。本文采用浸水马歇尔试验中浸水48 h与浸水0.5 h试件稳定度的比值(残留稳定度),以及冻融劈裂强度试验中经冻融循环试验与未经冻融循环试验的抗拉强度比值(劈裂抗拉强度比)评析 GO/SEBS 复合改性沥青混合料的水稳定性,试验结果见图4。

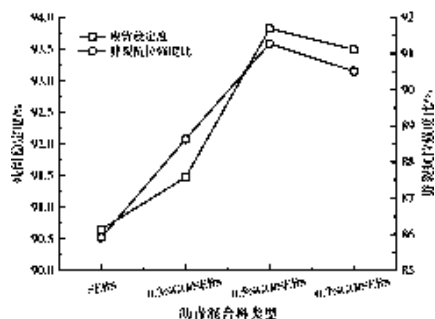


图4 不同沥青混合料水稳定性试验结果曲线图

由图4可知,残留稳定度、劈裂抗拉强度比两个指标都随着 GO 用量增大而表现为先增加后降低,0.5%GO/SEBS 的指标值最大且分别为 93.82%和 91.27%,说明适量的 GO 有助于改善 SEBS 改性沥青混合料的抗水损害性能,但 GO 掺量过大会影响沥青混合料的水稳定性。这是由于 GO 表面大量含氧官能团及较大的比表面积提供沥青足够的黏聚力,适量 GO 可以增加改性沥青胶结料的黏度,增大沥青胶结料与集料的界面黏附性能,从而增强了沥青混合料在有水作用下的抵抗能力和抗冲刷性能,但掺量过大情况下由于 GO 分散不均匀易形成团聚现象,影响了沥青-集料界面黏附效果。

4 结语

(1)三大指标及储存稳定性结果表明,随着 GO 用量不断增大,针入度表现为先减小后增大趋势,软化点先增大后减小,5 $^{\circ}\text{C}$ 延度尽管呈现先增大后减小趋势,但一定量的 GO 对于 SEBS 改性沥青的低温改善作用并不明显,三大指标性能均在 0.5%GO 用量时发挥最佳效果。虽然软化点差值随着 GO 用量增大而增加,但软化点差值均 $\leq 2.5^{\circ}\text{C}$ 。

(下转第 205 页)

改性剂类型对高掺量 SBS 改性沥青性能的影响研究

黄鹏

(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要:为解决高掺量 SBS 改性沥青相容性差的应用难点,文章采用正交试验设计方法,以 9% 掺量的 SBS 改性沥青作为对照组,通过物理性能试验、储存稳定性试验和动态剪切流变试验,研究多聚磷酸(PPA)、硅藻土(DIA)和 SBR 这三种改性剂对高掺量 SBS 改性沥青的性能影响,并在选出最佳改性剂后针对其最佳制备工艺(剪切时间、剪切温度、剪切速率、改性剂掺量)进行研究。结果表明,三种改性剂均能改善高掺量 SBS 改性沥青的储存稳定性,其中 DIA 的综合改善效果最好;DIA/SBS 复合改性沥青的制备工艺也会影响其物理性能和相容性,当 DIA 和 SBS 的掺量分别为 2% 和 9%、剪切温度为 165 ℃、剪切速率为 4 500 r/min、剪切时间为 120 min 时,高掺量 SBS 改性沥青的高低温物理性能和储存稳定性最佳。

关键词:道路工程;改性沥青;SBS;工艺优化;储存稳定性

中图分类号: U414.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.020

文章编号: 1673-4874(2025)07-0061-05

0 引言

沥青混凝土路面以其维护成本低、噪音小、驾驶舒适等优点,已成为高等级公路和城市道路的主要路面结构^[1]。随着公路行车安全意识的增强,一种具有良好透水性和降噪功能的沥青排水路面受到了研究者的广泛关注^[2]。排水路面具有较大的空隙,为路面积水提供了通道,但这也对所用沥青提出了更高的要求,即用于排水沥青路面的胶结料应有足够的黏结能力、水稳定性等^[3]。因此,以高掺量 SBS 改性沥青为代表的高黏高弹改性沥青,已成为排水路面常用的胶结料。

对于 SBS 改性沥青来说,良好的 SBS 均匀性是改性沥青性能稳定的关键。研究表明,随着 SBS 改性沥青中 SBS 掺量的增加,SBS 和沥青之间的相容性变差,当 SBS 作为改性剂的掺量<3% 时,改性效果不明显,而 SBS 掺量>5% 时,SBS 改性沥青的综合性能明显提高,但其储存稳定性显著降低^[4-5]。已有研究发现,多聚磷酸(PPA)可将沥青转化为凝胶结构,减少沥青与聚合物之间的相分离,有效提高高温储存稳定性^[6]。硅藻土(DIA)由于其独特的层状结构,可以提高改性剂与沥青的储存稳定性^[7]。此外,在 SBS 改性沥青中加入 SBR,可使其由不连续形态变为均匀连续的两相结构,形成稳定的网状结构,提高沥青的综合性能^[8]。除了改性剂,制备工艺的优化也可以提高聚合物改性沥青体系的稳定。

综上所述,高掺量 SBS 改性沥青具有良好的黏结能力和水稳定性,是一种理想的排水沥青路面材料,但其储存稳定性是制约其进一步应用的关键因素。已有研究分析不同改性剂或制备方法对 SBS 改性沥青的性能影响,但未综合考虑改性剂类型和制备工艺对高掺量 SBS 改性沥青的性能影响。因此,本研究旨在改善高掺量 SBS 改性沥青的相容性和物理性能,以 SBS 掺量为 9% 的 SBS 改性沥青为研究对象,采用正交试验设计方法,分

析高掺量 SBS 改性沥青制备工艺的影响因素,探讨改性剂类型对高掺量 SBS 改性沥青的性能影响及作用规律。

1 试验材料与方案

1.1 原材料

基质沥青选用 70# 道路石油沥青,其主要技术指标测试结果如表 1 所示。试验使用的改性剂包括 SBS、PPA、DIA、SBR,四种改性剂的主要技术指标测试结果如表 2~5 所示。

表 1 道路石油沥青的试验结果表

检测指标	单位	测试值	规范值
25 ℃ 针入度	0.1 mm	63	60~80
软化点	℃	48.0	≥46
15 ℃ 延度	cm	>100	≥100
15 ℃ 密度	g/cm ³	1.035	实测记录

表 2 SBS 的试验结果表

检测指标	单位	测试值
结构	—	线型
嵌段比	—	40/60
抗拉强度	MPa	25
断裂伸长率	%	750
拉应力	%	4.0

表 3 DIA 的试验结果表

检测指标	单位	测试值
白度	—	90
外观	—	白色粉末
溶胀度	mL/g	10
颗粒尺寸	nm	800

作者简介:黄鹏(1991—),工程师,主要从事道路与桥梁相关研究工作。

表 4 PPA 的试验结果表

检测指标	单位	测试值
P ₂ O ₅ 含量	%	90
密度	g/cm ³	2.17
蒸汽压力	Pa	2.58 × 10 ⁻⁶
比热容	J/g	2.047

表 5 SBR 的性能指标表

检测指标	单位	测试值
外观	—	白色粉末
粒度	目数	40
分子量	—	>20 万
拉伸强度	MPa	31.7
断裂伸长率	%	535

1.2 改性沥青制备

选择 SBS 改性剂掺量为 9% 的 SBS 改性沥青作为研究对象,其中 PPA 掺量为 0.5%、1%、1.5%,DIA 掺量为 1%、2%、3%,SBR 掺量为 2%、4%、6%,所有改性剂掺量均为基质沥青的重量比。改性沥青的制备方式为:将 SBS 缓慢倒入流动态的基质沥青中,采用高速剪切仪进行剪切,剪切速率、剪切时间和剪切温度分别为 3 000 r/min、20 min 和 170 ℃;随后加入定量的改性剂(PPA、DIA 或 SBR),保持相同的剪切速率和剪切温度,剪切 40 min 后提高剪切速率为 4 000 r/min,剪切 60 min 后放入真空烘箱中以 170 ℃ 发育 30 min。表 6 为本次试验所制备的 10 种改性沥青试样。

表 6 试样汇总表

SBS 掺量/%	改性剂类型	改性剂掺量/%	试样缩写
9	—	—	SBS
9	PPA	0.5	S-0.5P
9	PPA	1	S-1P
9	PPA	1.5	S-1.5P
9	DIA	1	S-1D
9	DIA	2	S-2D
9	DIA	3	S-3D
9	SBR	2	S-2R
9	SBR	4	S-4R
9	SBR	6	S-6R

2 结果与讨论

2.1 物理性能

不同改性剂对高掺量 SBS 改性沥青的物理性能影响结果如图 1 至图 4 所示。由图 1 和图 2 可知,不同改性剂对高掺量 SBS 改性沥青的针入度和软化点都有显著影响。除 SBS 改性沥青外,9 种改性沥青的针入度均随改性剂掺量的增加而降低,而软化点变化规律呈相反趋势。其中,PPA 对 SBS 改性沥青的针入度影响最为明

显,而 SBR 对 SBS 改性沥青的软化点影响较大。对于 10 种改性沥青,PPA 掺量为 1.5% 时,改性沥青的针入度最低;当 SBR 掺量为 6% 时,改性沥青的软化点最高。由图 3 可知,当 DIA 和 SBR 掺量分别为 3% 和 2% 时,与 SBS 改性沥青相比,延度值分别提高了 45% 和 10%。此外,由图 4 可知,3 种改性剂的加入对 SBS 改性沥青的黏度都有不同程度的改善,且改善效果随着掺量的增加而增强。

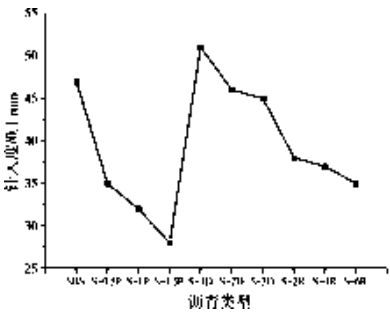


图 1 不同改性沥青的针入度结果曲线图

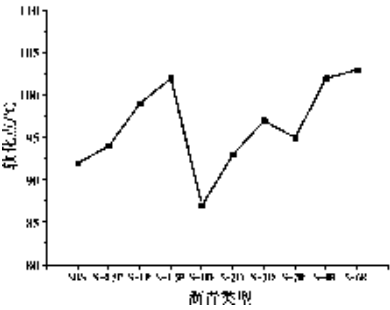


图 2 不同改性沥青的软化点结果曲线图

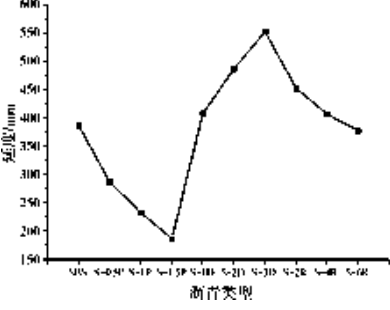


图 3 不同改性沥青的延度结果曲线图

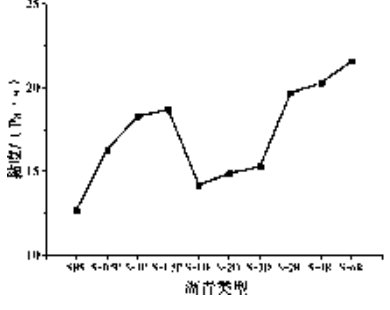


图 4 不同改性沥青的黏度结果曲线图

2.2 抗离析性能

对于聚合物改性沥青来说,良好的分散体系是保证聚合物改性沥青优异性能的关键。通过离析试验得到的软化点差值能较好地评价沥青的储存稳定性。一般认为,高温储存48 h后,软化点差值在 $-2.5\text{ }^{\circ}\text{C}\sim 2.5\text{ }^{\circ}\text{C}$,表明改性沥青的储存稳定性较好。10种改性沥青的离析试验结果如图5和图6所示。

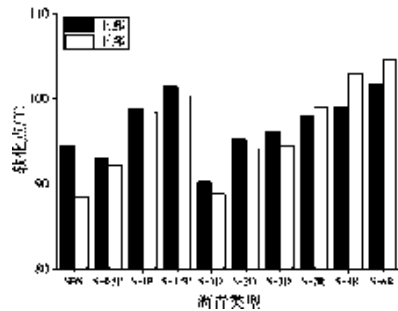


图5 不同改性沥青的上下软化点结果柱状图

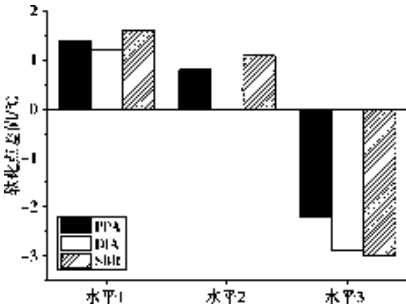


图6 不同改性沥青的软化点差值结果柱状图

由图5可知,SBS改性沥青的储存稳定性较差,软化点差值为 $8\text{ }^{\circ}\text{C}$ 左右,远远大于规范要求的 $-2.5\text{ }^{\circ}\text{C}\sim 2.5\text{ }^{\circ}\text{C}$,这说明沥青与高掺量SBS改性剂的离析现象严重,这是因为二者的分子量和溶解度存在显著差异。同时,由于沥青中有限的轻质组分不能与所有的SBS颗粒溶胀形成稳定体系,因此高掺量SBS改性剂与沥青的储存稳定性不佳。由图6可知,改性剂的加入会显著提高SBS改性沥青的储存稳定性,其中PPA和DIA效果更好。与其他两种改性剂相比,DIA对SBS改性沥青的储存稳定性改善效果最明显,这是因为DIA会与SBS和沥青分子形成穿层剥离结构,从而显著减少聚合物在沥青中的离析。而PPA由于会与沥青中的活性官能团发生磷酸酯化等化学反应,从而增强沥青中内部聚合物的交联作用,提高SBS与沥青之间的界面强度,使聚合物更加均匀地分散,以此提高沥青的储存稳定性。此外,加入适量的SBR也会提高SBS改性沥青的储存稳定性,但当SBR掺量 $>2\%$ 时,改性沥青的相容性变差。这是因为SBS改性沥青的制备温度较高,少量SBR能与之发生剧烈反应,从而提高了体系的相容性,但过量的SBR不能与SBS完全交联,因此更容易发生相分离,使沥青的储存稳定性下降。

2.3 制备工艺优化

综合物理性能和抗离析性能结果,DIA对SBS改性沥青的高低温物理性能和储存稳定性均有较好的改善效果,是一种较为合适的改性剂。为进一步研究高掺量SBS改性沥青的性能表征,采用正交试验设计方法,以剪切温度、剪切时间、剪切速率和改性剂掺量作为影响因素,对DIA/SBS复合改性沥青的制备工艺进行优化。采用4因素3水平的试验设计,正交试验设计见表7,试验结果见表8。

表7 正交试验设计表

水平	因素			
	剪切速率 /($\text{r}\cdot\text{min}^{-1}$)	剪切温度 / $^{\circ}\text{C}$	剪切时间 /min	改性剂掺量 /%
1	3 500	155	60	2
2	4 500	165	90	3
3	5 500	175	120	4

表8 正交试验结果表

项目	方案编号								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
针入度 /(0.1 mm)	46.7	47.2	47.7	47.0	47.8	48.5	47.9	48.3	48.8
软化点/ $^{\circ}\text{C}$	92.2	92.8	92.6	93.4	93.5	93.1	93.0	93.1	93.2
延度/mm	368	401	398	375	465	401	379	477	385
黏度 /($\text{Pa}\cdot\text{s}$)	15.10	14.51	14.18	14.94	14.66	14.01	15.00	14.40	14.07
软化点差 值/ $^{\circ}\text{C}$	1.0	0.7	1.6	0.9	1.1	0.6	1.1	0.3	1.0

由表8可知,不同制备工艺水平下,DIA/SBS复合改性沥青的物理性能有所差异。以软化点差值为例,不同制备工艺得到的DIA/SBS复合改性沥青的软化点差最大值为 $1.6\text{ }^{\circ}\text{C}$,最小值为 $0.3\text{ }^{\circ}\text{C}$,说明制备工艺对DIA/SBS复合改性沥青的性能影响较大,且各因素对其物理性能的影响如图7至图11所示。由图7至图10可知,剪切速率对DIA/SBS复合改性沥青的物理性能影响较小,剪切温度对延度、黏度和针入度的影响约占50%,是影响DIA/SBS复合改性沥青性能的关键因素;剪切时间对软化点的影响最大,对针入度的影响比例与剪切温度相似,DIA掺量对DIA/SBS复合改性沥青的物理性能有明显的影

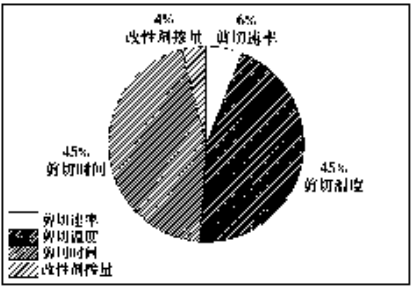


图7 各项因素对针入度的影响比例饼图

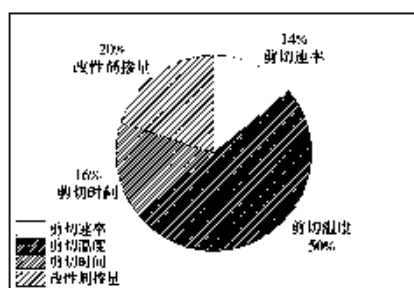


图8 各项因素对延度的影响比例饼图

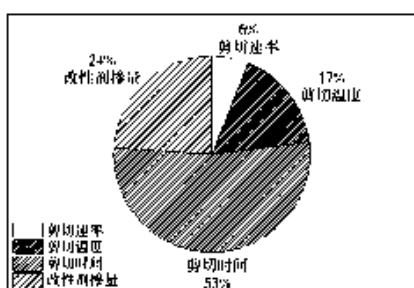


图9 各项因素对软化点的影响比例饼图

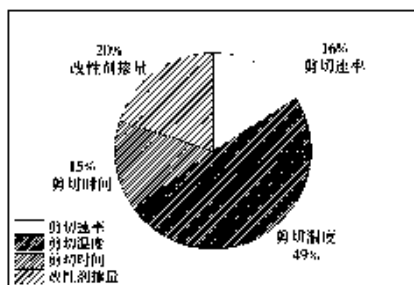


图10 各项因素对黏度的影响比例饼图

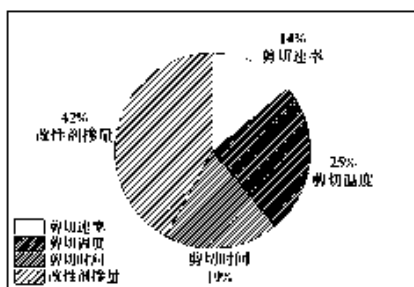


图11 各项因素对软化点差值的影响比例饼图

综上所述,DIA 掺量对 DIA/SBS 复合改性沥青的储存稳定性均有显著影响。在较低的剪切温度和剪切速率下,SBS 分子不能在沥青中充分膨胀,不能与 DIA 和沥青分子形成良好的分散结构;在较高的剪切温度和较长的剪切时间下,DIA、SBS 与沥青分子之间形成的网状结构会被破坏,沥青也会发生老化,从而削弱相容性。由此得出,DIA/SBS 复合改性沥青的最佳制备工艺为剪切时间120 min、剪切温度165℃、剪切速率4 500 r/min,DIA 掺量为2%时,DIA/SBS 复合改性沥青具有相对最佳的储存稳定性。

2.4 相分离比率

为进一步分析 DIA/SBS 复合改性沥青的高温储存稳定性,采用动态剪切流变仪的 LAST 方法,以相分离比率作为评价指标,对不同储存时间(2 d、3 d、4 d、5 d)下的 DIA/SBS 复合改性沥青的储存稳定性进行评价。一般认为,当相分离比率在 $-0.2 \sim 0.2$ 时,认为聚合物改性沥青的储存稳定性较好,超过该范围说明其相容性不足。DIA/SBS 复合改性沥青的相分离比率结果如图 12、图 13 所示。

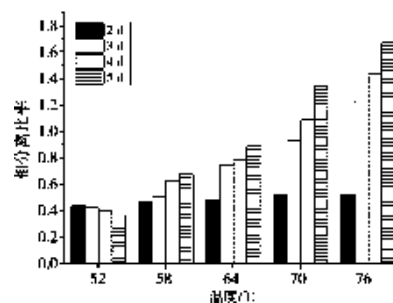


图12 SBS 改性沥青的相分离比率柱状图

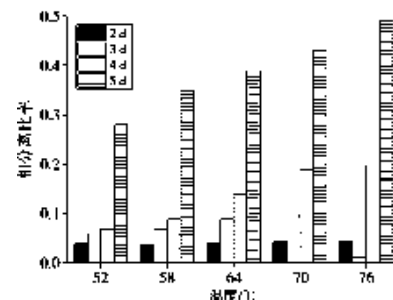


图13 DIA/SBS 复合改性沥青的相分离比率柱状图

由图 12、图 13 可知,当储存时间为2 d时,测试温度对相分离比率影响较小,而当储存时间 >2 d时,相分离比率变化显著,且随着温度的升高,相分离比率呈显著上升趋势。这说明随着储存时间的增加,聚合物改性沥青的分子运动时间增加,连续相进一步形成,其内部结构体系趋于不稳定,因此在不同的测试温度下会表现出不同的流变特性,即高掺量 SBS 改性沥青不应储存太长时间。同时可以发现,在储存时间 <5 d的情况下,加入 DIA 后 SBS 改性沥青的相分离比率满足要求(图 13),而 SBS 改性沥青的相分离比率不满足要求(图 12),说明 DIA 显著改善了高掺量 SBS 改性沥青的储存稳定性。

3 结语

(1) DIA、PPA 和 SBR 三种改性剂有助于改善高掺量 SBS 改性沥青的储存稳定性,提高 SBS 改性的物理性能,但改性效果受改性剂种类的影响较大。其中,DIA 对高掺量 SBS 改性沥青的储存稳定性和低温性能的改善效果最为明显,可以降低温度变化对其性能的影响。

(下转第 67 页)

偏高岭土改良水泥土力学及耐久性能影响研究

李杨

(广西壮族自治区桂中公路发展中心,广西 柳州 545025)

摘要: 为了改善水泥土的工程性能,文章采用偏高岭土等质量替代部分水泥对普通水泥土材料进行改良,基于无侧限抗压强度试验、氯盐侵蚀试验及干湿循环试验,对不同偏高岭土用量改良的水泥土进行力学及耐久性能评价分析。结果表明:偏高岭土改良水泥土的无侧限抗压强度随着养生龄期、氯盐溶液浸泡时间的增长均呈逐渐增大变化,而随着偏高岭土用量或干湿循环次数的增大则均呈先增大后减小变化;适宜偏高岭土的掺入能够促使土粒孔隙填充更充分,从而增强水泥土结构的密实度及抗渗性;偏高岭土的最佳用量建议为3%,有利于提升水泥土的力学强度及耐久性能。

关键词: 偏高岭土;水泥土;无侧限抗压强度;耐久性能;干湿循环

中图分类号: U416.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.021

文章编号: 1673-4874(2025)07-0065-03

0 引言

水泥土材料因其取材便捷、成本低廉、施工简易,同时具备一定的强度和稳定性的优点,被广泛应用于路基填筑、地基加固、边坡支护等工程领域建设中^[1-2]。由于普通水泥土材料中的水泥用量占比较大,而水泥的生产不仅需消耗大量的能源,还伴随着大量的二氧化碳及其他温室气体排放,加之普通水泥土材料在盐蚀环境下的耐久性表现较差,因此研究在降低普通水泥土材料中水泥用量的前提下提升水泥土材料的工程性能,具有重要意义^[3-4]。

近年来,国内外学者对此展开了不少研究,如汤东^[5]探讨了玻璃纤维和玄武岩纤维对水泥土力学性能的影响规律,发现两种纤维的掺入均能显著改善水泥土材料的力学强度,且玄武岩纤维改善效果更优;岳喜兵^[6]研究了废弃硅粉对水泥土强度及抗盐蚀性能的影响规律,结果表明掺入废弃硅粉能显著提高其无侧限抗压强度和抗侵蚀性;Hajer等^[7]研究了不同磷石膏用量对水泥黏土力学特性的影响规律,发现适宜磷石膏有利于提升水泥黏土的力学性能;童生豪^[8]通过室内试验发现掺入一定镍铁渣粉能够有效改善海洋环境下水泥土的抗腐蚀性。偏高岭土是由高岭土在高温环境下煅烧脱水而制成的一种高活性矿掺料,其能与水泥水化产物氢氧化钙发生反应从而生成硅铝酸盐,能够有效促进水泥、混凝土等材料的使用性能,但在水泥土材料方面应用相对较少。基于此,本文通过将不同用量偏高岭土等质量替代部分水泥对水泥土材料进行改良试验,系统探讨了偏高岭土改良水泥土的力学性能及耐久性能,研究旨在为水泥土材料的发展及应用提供参考。

1 试验材料

土样取自广西某高等级道路路堑挖方,取土深度约为3.0~5.0 m,经测试土样液限为39.8%,塑限为

20.3%、最佳含水率为16.9%,塑性指数为18.5,最大干密度为 $1.73\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$,土样各技术指标均满足《公路土工试验规程》(JTG3430—2020)的要求,土样颗粒组成如表1所示。水泥选用P·O42.5级普通硅酸盐水泥,其比表面积为 $371\text{ m}^2/\text{kg}$,初凝、终凝时间分别为138 min、183 min,烧失量为1.1%,3 d、28 d抗压强度分别为25.6 MPa、51.7 MPa,3 d、28 d抗折强度分别为4.6 MPa、8.7 MPa。偏高岭土呈白色粉末状,粒径 $<2\text{ }\mu\text{m}$ 的颗粒占比 $>90\%$,偏高岭土的化学成分如表2所示。水选用市政生活用水。

表1 土样颗粒组成表

项目	粒径/mm					
	5.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0.075
通过率/%	100	98.5	88.6	65.4	35.2	19.1

表2 偏高岭土化学成分表 单位:%

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	其他
52.17	45.15	0.53	0.89	0.26	0.11	0.28	0.15	0.43

2 试验方案

按照《公路路基施工技术规范》(JTG/T 3610—2019)、《公路工程无机结合料稳定材料试验规程》(JTG E51—2009)等进行偏高岭土改良水泥土制备。将风干的土样进行5 mm过筛,加入偏高岭土、水泥和水充分搅拌均匀,采用静压法成型(压实度96%)混合料试件,试件为 $\phi 50\text{ mm}\times h 50\text{ mm}$ 的圆柱体,将其置于温度 $(20\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、相对湿度 $>95\%$ 的环境下养护至相关测试龄期。水泥土材料中外掺剂(水泥和偏高岭土)的用量设计为10%,其中偏高岭土用量设计为0、1.5%、3%、4.5%,分别采用无侧限抗压强度、氯盐侵蚀、干湿循环等试验评价偏高岭土改良水泥土的力学强度和耐久性能。

作者简介: 李杨(1989—),工程师,研究方向:道路与桥梁工程。

3 试验结果与分析

3.1 无侧限抗压强度试验

通过采用电子式万能试验机对水泥土的无侧限抗压强度进行测试,加载速率为1 mm/min。在不同养生龄期,偏高岭土改良水泥土的抗压强度试验结果如图1所示。

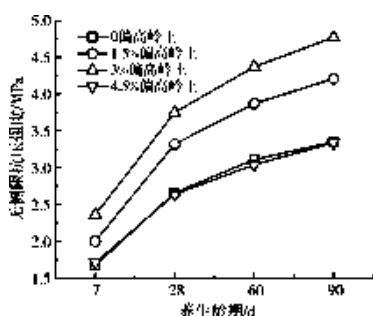


图1 不同养生龄期下无侧限抗压强度变化曲线图

由图1可知,随着养生龄期的增长,偏高岭土改良水泥土的无侧限抗压强度均逐渐增大,其中在龄期为7 d时,0、1.5%、3%、4.5%偏高岭土改良水泥土的无侧限抗压强度分别为1.67 MPa、2 MPa、2.36 MPa、1.71 MPa,原因是在养生初期水泥水化反应产生的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 较少,故其与偏高岭土、土粒仅发生微弱反应,因此抗压强度相对较低;当龄期增至28 d、60 d、90 d时,不同偏高岭土改良水泥土的无侧限抗压强度较于7 d龄期分别增大了54.4%、77.8%、95.3%,原因是水泥与偏高岭土发生了充分的水化反应,伴随产生了大量的凝胶产物能填充于土粒孔隙内部,有效增强水泥土的黏聚力和密实度,进而促进了水泥土材料的力学强度快速增长,但在养生后期水泥土的强度增速有所减缓,分析认为是水泥被消耗以致降低了水化反应产物的生成,同时水泥土结构临近稳定状态,因此无侧限抗压强度的增速呈逐步减缓。

在不同养生龄期下,偏高岭土用量对水泥土的无侧限抗压强度的影响规律如图2所示。

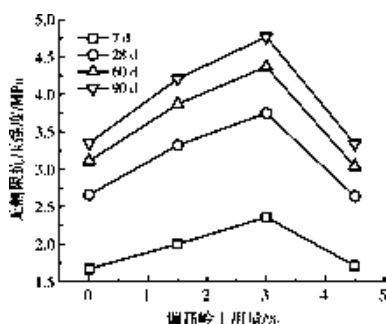


图2 不同偏高岭土用量下无侧限抗压强度变化曲线图

根据图2可知,水泥土的无侧限抗压强度变化趋势均随着偏高岭土用量增加呈先增大后减小,其中未掺加偏高岭土时,7 d、28 d、60 d、90 d龄期水泥土的无侧限抗

压强度分别为1.67 MPa、2.66 MPa、3.11 MPa、3.35 MPa;当偏高岭土用量为3%时,各龄期水泥土的无侧限抗压强度分别增长了41.3%、41.0%、40.5%、42.4%,原因是在掺入一定的偏高岭土后,水化产物与偏高岭土中的 SiO_2 、 Al_2O_3 等成分发生化学反应,生成了大量的水化硅酸钙、水化铝酸钙等胶凝产物填充于土粒孔隙间,使得土体结构密实度显著增强,进而有利于提升水泥土的力学强度;当偏高岭土用量达4.5%时,各龄期水泥土的无侧限抗压强度均出现明显的降低趋势,原因是偏高岭土用量过多,部分偏高岭土无法与水化产物发生化学反应,致使水化胶凝产物减少,故而水泥土的力学强度有所削弱。综上所述,偏高岭土的最佳用量建议为3%,有利于提升水泥土材料的力学特性。

3.2 氯盐侵蚀试验

在确定最佳偏高岭土用量条件下,参照《岩土工程勘察规范》(GB50021—2017)进行偏高岭土改良水泥土的氯盐侵蚀试验,将标养28 d的试件分别置于清水和NaCl溶液中浸泡7 d、14 d、28 d、60 d、90 d,NaCl溶液浓度设计为1.5 g/L、3 g/L、4.5 g/L、6 g/L,试件浸泡完毕后,立即取出并进行无侧限抗压强度测试。偏高岭土改良水泥土的氯盐侵蚀试验结果如图3所示。

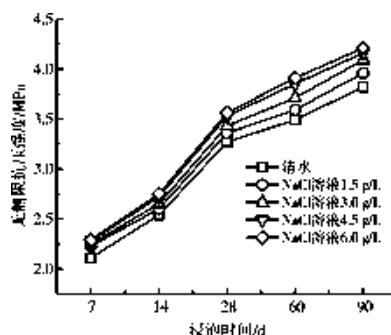


图3 偏高岭土改良水泥土的氯盐侵蚀试验结果曲线图

根据图3可知,相较于标养环境而言,偏高岭土水泥土的无侧限抗压强度在浸水和盐蚀环境中均有所下降,而随着NaCl溶液浓度增大,偏高岭土改良水泥土的无侧限抗压强度呈逐渐增大的变化。其中,当NaCl溶液浓度 <4.5 g/L时,水泥土的强度增幅较大,而当NaCl溶液浓度继续增大后,水泥土强度增幅并不明显,在NaCl溶液浓度为6.0 g/L时,水泥土的90 d无侧限抗压强度达4.21 MPa,相较于清水环境增大了10.2%左右。随浸泡时间增长,偏高岭土改良水泥土的无侧限抗压强度同样呈逐渐增大变化,且浸泡前期强度增幅较大,而浸泡时间达28 d后强度增幅有所减缓。综上发现,浸泡时间和NaCl溶液浓度均对偏高岭土水泥土无侧限抗压强度有一定的影响,原因是在清水和NaCl溶液的环境下,水泥和偏高岭土的水化反应持续进行,形成水化硅酸钙等凝胶状产物,使结构的密实度逐渐提升,抗渗性能也随之增强。此外,凝胶产物有效地阻碍了氯离子的渗透,且硅酸钙还能吸附溶液中的自由氯离子,从而减少氯离子的侵

蚀效应。

3.3 干湿循环试验

将标养 3% 偏高岭土改良水泥土试件放入 40 ℃ 恒温烘箱中进行脱湿,待质量满足要求后取出并风干 30 min,再将试件分别放入清水、NaCl 溶液(4.5 g/L)中增湿直至其质量不变化,即为一次干湿循环,干湿循环次数分别设为 0 次、1 次、3 次、5 次、7 次、9 次、12 次,并依次对各干湿循环次数下的试件无侧限抗压强度展开测试,相关试验结果如图 4 所示。

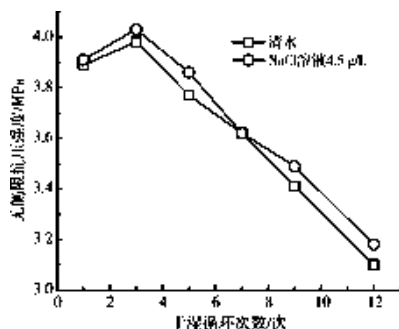


图 4 偏高岭土改良水泥土的干湿循环试验结果曲线图

由图 4 可知,改良水泥土的无侧限抗压强度随着干湿循环次数的增加呈先增大后减小的变化。其中,当干湿次数 < 3 次时,水泥土的无侧限抗压强度呈增大变化,清水和 NaCl 溶液环境下的水泥土强度分别增大了 6.1%、7.5%,表明水泥土材料内部水化反应生成的胶凝产物对土体的强度提升效果要大于干湿循环对土体强度劣化效果;当干湿次数 > 3 次后,水泥土的无侧限抗压强度逐渐降低,表明干湿对土体强度劣化效果逐渐显著。

4 结语

(1) 偏高岭土改良水泥土的无侧限抗压强度随着养

生龄期、NaCl 溶液浸泡时间的增长均呈逐渐增大的变化。

(2) 随着偏高岭土用量或干湿循环次数的增大,水泥土的无侧限抗压强度均呈先增大后减小的变化,偏高岭土的掺入能够促使土粒孔隙填充更充分,从而增强水泥土结构的密实度及抗渗性。

(3) 综合可知,偏高岭土的最佳用量建议为 3%,有利于提升水泥土的力学强度与氯盐侵蚀及干湿环境下的耐久性能。

参考文献

- [1] 杨俊, 王武祥, 杨升辉, 等. 偏高岭土对超轻泡沫混凝土的性能影响研究[J]. 混凝土, 2022, 398(12): 168-171, 175.
- [2] 贺晋瑜, 何捷, 王郁涛, 等. 中国水泥行业二氧化碳排放达峰路径研究[J]. 环境科学研究, 2022, 35(2): 347-355.
- [3] 张迪, 王冬. 1993—2019 年我国各省水泥工艺碳排放量统计分析[J]. 水泥, 2022, 546(8): 19-23.
- [4] Dousti A, Beaudoin James J, Shekarchi M. Chloride binding in hydrated MK, SF and natural zeolite-lime mixtures[J]. Construction and Building Materials, 2017(154): 1035-1047.
- [5] 汤东. 纤维加筋水泥土力学性能研究[J]. 路基工程, 2022, 221(2): 79-83.
- [6] 岳喜兵. 废弃硅粉提升水泥土强度与抗硫酸盐侵蚀试验研究[J]. 公路与汽运, 2020(4): 66-69.
- [7] Hajer F, Mnif, F, Kamoun, et al. Stabilization of clayey soils with Tunisian phosphogypsum: effect on geotechnical properties [J]. Arabian Journal of Geosciences, 2018, 11(23): 760-765.
- [8] 童生豪. 海洋环境下镍铁渣粉水泥土的强度及抗渗性能研究[D]. 福州: 福州大学, 2020.

收稿日期: 2024-08-27

(上接第 64 页)

(2) 对于 9% 高掺量的 SBS 改性沥青, 在加入 2% DIA 和最佳制备工艺为剪切时间 120 min、剪切温度 165 ℃、剪切速率 4 500 r/min 的情况下, DIA/SBS 复合改性沥青具有良好的高低温性能和储存稳定性。

(3) 后续进一步的研究可以探究高掺量 SBS 改性沥青混合料的路用性能, 并应从微观层面深入分析不同改性剂对高掺量 SBS 改性沥青储存稳定性的改性机理。

参考文献

- [1] 庞拓, 仰建岗, 张伟, 等. 高含量 SBS 改性沥青老化性能及老化机理[J]. 科学技术与工程, 2022, 22(15): 6308-6316.
- [2] 周艺, 李泉, 童瑶, 等. 再生剂对 SBS 改性沥青宏观性能与微观结构的影响[J]. 公路, 2022, 67(6): 302-309.

- [3] 刘定清, 施培华. 基于频率扫描方法的 SBS 沥青不同侵蚀条件下流变行为对比分析[J]. 西部交通科技, 2023(12): 104-107.
- [4] 唐艳辉. 高黏改性沥青制备及流变性能研究[J]. 西部交通科技, 2023(5): 70-73.
- [5] 张婷婷, 李进, 付建村. SBS 改性沥青热储存稳定性探讨及其等级划分[J]. 合成材料老化与应用, 2024, 53(2): 57-60.
- [6] 周育名, 张凯, 郭云龙, 等. PPA 复合改性对沥青-集料黏附及其水稳定性影响研究[J]. 中国公路学报, 2024, 37(6): 317-330.
- [7] 王叶丹, 刘勇, 陶敬林. 硅藻土改性沥青胶浆力学性能及老化机理研究[J]. 公路工程, 2023, 48(1): 123-129.
- [8] 赵洲清, 鲁焱焱, 李佳谕, 等. SBR 复配回收橡胶树脂改性沥青性能研究[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2024, 43(5): 17-23.

收稿日期: 2024-10-16

石灰掺量对高速公路低液限黏土路用性能的影响研究

邓志刚, 朱松悦, 何莎莉

(广西交科集团有限公司, 广西 南宁 530007)

摘要: 文章通过极限含水率试验、击实试验和加州承载比试验,研究了石灰掺量对低液限黏土路用性能的影响。结果表明:原土不能满足公路路基填筑的要求,掺入石灰后原土的性质有不同程度的改善,解决了其不能满足施工要求的问题;随着石灰掺量的增加,改良土的塑限提高3%,但最大干密度分别降低9.03%、5.71%和5.98%;随着石灰掺量和压实次数的增加,改良土的加州承载比显著增加至57.3%,最佳含水率也随着石灰掺量的增加而增加。建议工程实际中石灰的最佳掺量为6%。

关键词: 低液限黏土;石灰改性;CBR;压实;液塑限

中图分类号: U416.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.022

文章编号: 1673-4874(2025)07-0068-04

0 引言

我国的黄河和长江流域具有大量的低液限黏土,在该地区高速公路建设中,低液限黏土常被用于路基填料。但由于低液限黏土具有低液限、塑性指数差、强度低、水敏性差等缺点^[1],在路基施工中难以压实。并且随着环境的变化,水迁移现象普遍存在,影响路用性能^[2]。此外,如果在高速公路中长期服役很容易造成路基坍塌和路面开裂,直接影响交通运行的安全。因此,要满足对道路的性能要求,对低液限黏土进行改良至关重要。

目前,对不良土质的改良方法一般有物理(压实)和化学方法,目前常用的化学添加剂包括石灰、水泥和粉煤灰。由于石灰改性成本低、效果好、施工实用,引起了许多研究者的兴趣。周明^[3]研究了干密度和石灰掺量对黄土的水导性和微观结构的影响,由于水导率与干密度呈负对数相关关系,在相同干密度下,添加石灰会使黄土的水导率降低,然而添加石灰会导致干密度降低。王斐^[4]对未经处理和石灰处理的压实黏土特性进行了研究,研究结果表明,石灰处理的黏土具有堆积层,改变了黏土颗粒,并且在颗粒边界处的钙掺量更高。通过对不同水分水平和温度的石灰稳定黄土进行研究,曹志伟^[5]分析了石灰稳定性和高温下内部矿物变化的特征。赵旭东等^[6]研究了10%石灰处理对几种黏土矿物的影响,使用原子吸收装置评估了石灰的消耗对固化时间的影响,揭示了矿物反应的机制以及石灰土路基的短期和长期固化。严赓强等^[7]研究了降低路基填筑过程中黏土和粉砂掺量,发现了石灰和石灰-水泥组合作为稳定剂的稳定性,根据试验结果,石灰稳定土可用于单层施工,石灰与水泥稳定剂的结合使块体的抗压强度比单独使用石灰更大。刘勇超^[8]进行了三轴试验,以评估稳定剂类型、可变养护时间和不同石灰黏土比的影响,试验结果表明,石灰可提高黏土的最大强度,在稳定过程中,石灰和黏土之间的基本相互作用也得到了广泛的研究和阐明。目前关于低

液限黏土的研究较少,而且大多是关于新建路基的研究,少数是关于道路改建和扩建的研究^[9]。上述研究主要集中在石灰改良黏土的机理上,研究对象主要是膨胀土、盐渍土等。

综上所述,石灰在改良膨胀土、红黏土等土壤方面具有良好的应用效果,但仍存在一定的局限性。上述研究多集中在机理上,而对低液限黏土、新路基、改扩建等方面的研究较为缺乏。为了选择具有代表性的低液限黏土,本文将其天然含水率、颗粒级配组成、边界含水率、压实试验结果、加州承载比(CBR值)作为具体的研究指标进行分析,然后通过添加石灰对该黏土进行改性,研究其基本性能指标,研究成果为路基填料施工的最佳石灰掺量提供了参考和指导。

1 试验材料及方法

1.1 低液限黏土性质

本文所用低液限黏土来自某高速公路改扩建工程,选取3个不同工程段的试样进行研究。将3个不同实地原土分别表示为试样A、试样B、试样C。按照《公路土工试验规范》(JTG3430—2020)测定了试样的基本性能。测试结果如表1所示。

表1 试验土基本性质表

试样	试样含水率/%					
	1	2	3	4	5	6
A	24.8	23.3	25.2	28.1	26.1	29.1
B	25.7	25.4	25.5	22.7	24.1	22.7
C	20.6	21.9	20.2	20.3	24.0	21.4

为了分析粒径为0.075~60 mm的试样级配,按照《公路岩土试验规程》(JTG3430—2020)完成了颗粒筛选试验。试验步骤如下:

按规定对试样进行称重,并分批通过2 mm的筛。将粒径>2 mm的试样,由大到小依次通过>2 mm的各级粗

第一作者简介: 邓志刚(1990—),硕士,工程师,主要从事公路路基路面设计工作。

筛。筛子上留下的土壤分别称重。如果2 mm筛下的土过多,可按四分法减少到100~800 g。将粒径<2 mm的试样,由大到小依次通过各级细筛,并通过振动筛进行摇匀,振动时间为10~15 min。筛后土壤的总质量与筛前土壤的总质量之差不大于筛前试样总质量的1%。通过试验得到3个试样级配,如图2所示。试样A(粒径<0.075 mm)的质量百分比为93.2%,试样B(粒径<0.075 mm)的质量百分比为61.8%,试样C(粒径<0.075 mm)的质量百分比为93.5%。

1.2 石灰制备

本文所使用的石灰为现场收集的消化石灰。由于消化石灰含有水分,因此不能直接用于制备本文试样,需要对其进行处理。以下是处理步骤:现场回收的消化石灰试样在105℃的烘箱中干燥24 h。采用0.5 mm孔筛进行筛分,本试验选用粒径<0.5 mm的石灰。

1.3 试验方法

通过CBR试验、压实试验和边界含水率试验3个试验来研究不同石灰掺量下路基填料边界含水率的变化规律。在试验石灰土配合比中,压实度为93%和94%的试样石灰掺量为4%,96%压实度试样的石灰掺量为6%。本文设计了0、1%、2%、4%、6%、8% 6种石灰掺量,并将相应的石灰掺量与试验土混合,制备试验中使用的石灰土。

土的液塑极限由液塑限测试仪进行测定,其反映了土颗粒与水的相互作用,可间接反映土的工程性质^[10]。测试步骤如下:为保证试样含水量控制在液限内,且略大于两者的塑限和中间状态,取处理后的试样200 g,分别放入3个试样容器中。用切土刀混合土壤,然后密封>18 h,刮净表面并调整试样插入测试杯中,读数后完成测试。重复上述步骤。

压实试验是通过锤击土壤试样来确定土壤的压实特性。该试验使用各种压实技术锤击不同含水量的试样,以测试最大干密度和最佳含水率,这是路基工程设计和施工的基础。压实试验采用干式重压实,压实3层,每层压实98次。压实完成后,用脱模仪将圆筒内的试样推出,测定试样的湿密度,然后从试样中心取样测量其含水量。

2 试验结果分析

2.1 极限含水率

极限含水率试验结果如图1所示。随着石灰掺量的增加,3种试样的塑限均有一定程度的增大,但3种试样的液限并没有变得更加明显。试样A的液限、塑限和塑性指数分别为48.9%、21.2%和27.7%;试样B的液限、塑限和塑性指数分别为48.6%、25.2%和23.3%;试样C的液限、塑限和塑性指数分别为39.2%、21.4%和17.8%。

当石灰掺量>6%时,试样A的液限、塑限和塑性指数分别为48.6%、24.2%和24.5%。试样B的塑性指数为19.6%,液限为47.7%,塑限为28.1%。试样C的液限、塑限和塑性指数分别为38.6%、24.5%和14.1%。3种不同类型的试样,其塑料极限分别提高了3%、2.9%和3.1%。试样A的塑限较为稳定,在液限不明显增加的情况下,塑性指数随塑限增加而小幅降低。这是由于石灰改良土中存在一定的离子交换、碳酸化、结晶和火山灰作用,导致各试样的塑限随石灰掺量的增加而增加,而塑性指数相应降低。

综上所述,根据《公路岩土试验规程》(JTJ3430—2020),所有试样的细粒组质量百分比均>50%,所有试样的液限均<50%,塑性指数>7%,表明所有试样均为低液限黏土(CL)。

2.2 压实试验

干密度与含水量的试验结果如图2至图4所示。

由图2(b)、图3(b)、图4(b)可知,试样A、B的最大干密度在石灰掺量为8%时降到最小值,试样C在石灰掺量为6%时降到最小值。试样A最大干密度从1.77 g/cm³下降到1.61 g/cm³,下降幅度为9.03%;试样B最大干密度从1.75 g/cm³下降到1.65 g/cm³,下降幅度为5.71%;试样C最大干密度从1.84 g/cm³下降到1.73 g/cm³,下降幅度为5.98%;试样B、C的石灰掺量>6%时,最大干密度下降幅度较小。同时,随着石灰掺量增加到6%,三个试样的最佳含水量基本达到最大值。试样A最佳含水量由14.1%增加到16.7%,增长幅度为18.4%,试样B最佳含水量由14.5%增加17.2%,增长

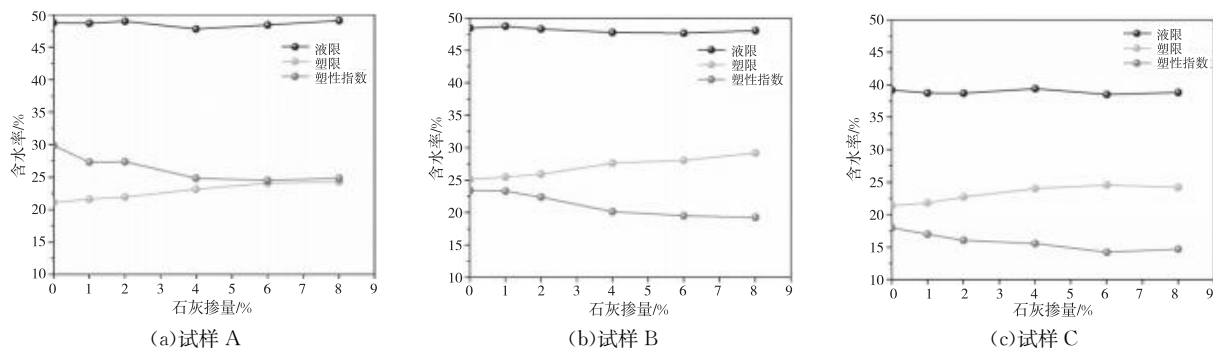
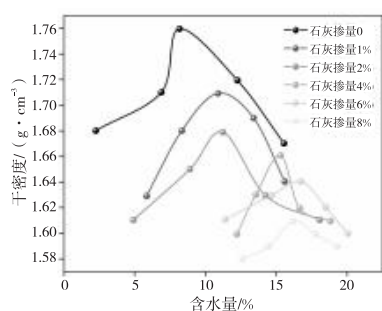
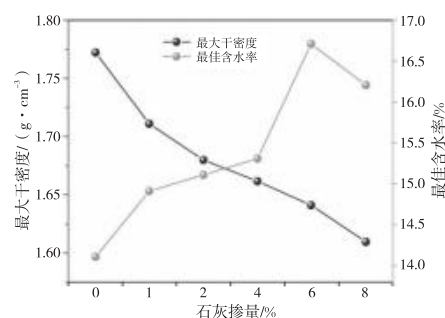


图1 极限含水率试验结果曲线图

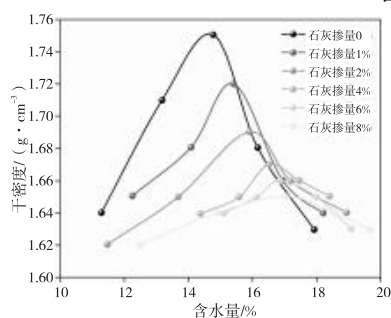


(a)不同含水量下压实曲线

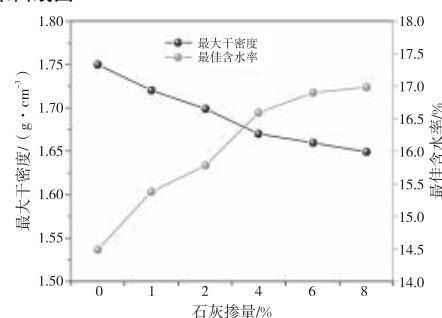


(b)不同石灰掺量下压实曲线

图2 试样A试验结果曲线图

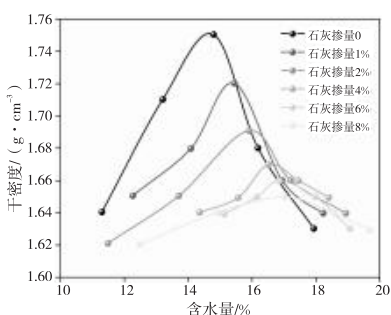


(a)不同含水量下压实曲线

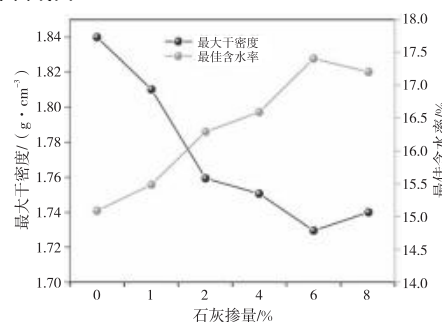


(b)不同石灰掺量下压实曲线

图3 试样B试验结果曲线图



(a)不同含水量下压实曲线



(b)不同石灰掺量下压实曲线

图4 试样C试验结果曲线图

幅度为 18.6%，试样 C 最佳含水量由 15.1% 增加到 17.4%，增长幅度为 15.2%。由试样 B、C 试验结果可知，在当石灰掺量在 6%~8% 时，石灰掺量的增加对低液限黏土的改善效果不再明显，干密度下降幅度较小，最佳含水量基本不变。

改良土的水分消耗是由于石灰中的 Ca^{2+} 与土壤表面的其他阳离子交换所致。同时，由于石灰在土壤中溶解和水化，土壤被实时挤压，需要更多的水分来减少颗粒之间的摩擦，达到最佳的压实效果。因此，石灰掺量不同，耗水量就不同，最佳含水率的变化也不同。由此可以得出，6% 的石灰掺量是改良低液限黏土的合理掺量。

2.3 CBR 试验

采用 CBR 试验测定了路基填料的承载能力和抗变形能力。其承载能力定义为其在局部荷载下承受变形的能力，以标准砾石为基准，采用其相对比 CBR 值表示^[11]。试验前，将制备好的试样浸入水中，为了计算试

样湿密度的变化，将试样从溶液中取出后称重，并让其排水 15 min。根据上述压实试验的结果，本试验试样分别采用 30 次、50 次和 98 次压实制备。在制样过程中，石灰掺量仍为 0、1%、2%、4%、6%、8%，并选择合适的含水率。CBR 测试结果如图 5 所示。

由图 5 可知，随着压实次数的增加，不同石灰掺量稳定土的 CBR 值增大。在相同压实次数的情况下，CBR 值在石灰掺量为 6% 之前的增长幅度较大。当掺量继续增加时，CBR 值增长不明显，曲线趋于稳定。以 98 次压实试验为例，石灰掺量由 0 增加到 6% 时，CBR 值由 5.4 增加到 57.3。当石灰掺量继续增加时，CBR 值不再显著增长，甚至下降到 56.9，说明石灰掺量的增加可以显著提高低液限黏土的水稳定性。由此可见，6% 的石灰掺量是改善该地区低液限黏土的合理掺量。

增加压实次数可以提高不同石灰水平稳定土的 CBR 值，主要有两个原因：(1) 石灰从土壤中吸收水分，

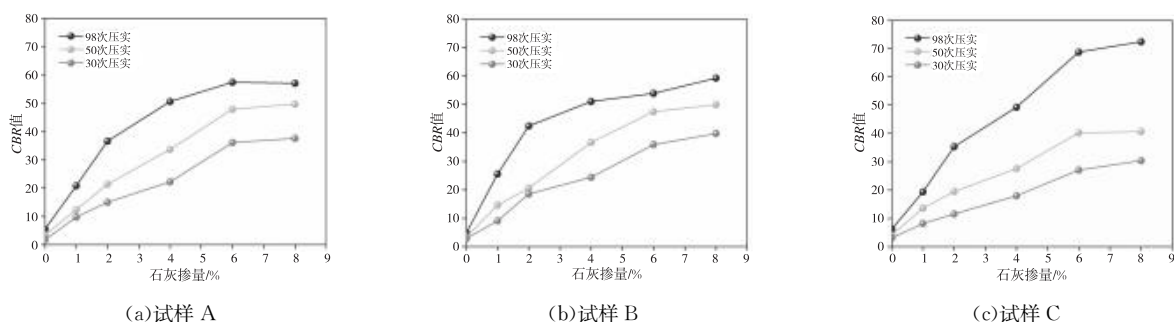


图5 CBR 试验结果曲线图

随着体积的膨胀,释放出大量的热量,使水分蒸发,改善了土壤质量;(2)石灰与大气中的二氧化碳反应形成碳酸钙,碳酸钙是一种弱结合物质,可以在一定程度上提高土的 CBR 值和强度。

2.4 结果讨论

针对上述提到的原工程土不符合填筑要求的问题,本文采用掺入石灰的方法对原土进行改良。同时,通过对比原状土和石灰改良土的基本性质来判断改良效果。

石灰掺入对液塑限的影响不大,三种试样的塑限均在 3% 左右,但石灰掺入对干密度和含水率有很大的影响。随着石灰掺量的增加,含水率与干密度曲线呈现如下规律:

(1)随着石灰掺量的增加,曲线对应的最大干密度逐渐减小,而最佳含水率逐渐增大。

(2)石灰改良对 CBR 值的影响也很明显。随着压实次数的增加,试样的 CBR 值会在一定程度上增加。随着石灰掺量的增加, CBR 值逐渐增大,在石灰掺量达到 6% 时基本稳定。

(3)石灰掺入后,由于石灰与原土的相互作用,可以增强原土的基本物理特性,如液塑限、CBR 值、最佳含水率等,使不符合填筑要求的原工程土能够满足填筑要求。

掺入石灰增强低液限黏土时,会发生离子交换、碳酸化和结晶,导致每个试样的塑限随着石灰掺量的增加而增加,塑性指数也会相应降低。石灰中的 Ca^{2+} 与土壤颗粒表面其他阳离子的交换是导致改良土壤失水的原因。同时,由于石灰在土壤中的溶解和水化作用导致土壤被压缩^[12],因此需要更多的水分来保证压实效果。

与其他处理方法相比,石灰改良具有以下优点:(1)施工方便,不需要来回运输,缩短工期,节约成本;(2)石灰价格低,石灰改良土技术成熟,搅拌简单,没有复杂工序。

3 结语

本研究采用 CBR 试验、压实试验和极限含水率试验来评估石灰改良土的基本性质。本文得出主要结论如下:

(1)石灰改良土的液限基本保持不变,塑限随着石灰掺量的增加而增大,塑性指数逐渐下降。石灰中的离子与土壤交换,使黏土颗粒形成粒状结构。一旦石灰掺量达到 6%,塑限会保持稳定。研究表明,6% 的石灰掺量

为合理掺量。石灰掺量为 6% 时,试样 A、B、C 的最大干密度分别为 1.61 g/cm^3 、 1.65 g/cm^3 、 1.73 g/cm^3 ,最佳含水率分别为 16.7%、17.2%、17.4%。

(2)不同压实次数下试样的 CBR 值均随石灰掺量的增加而显著升高,说明石灰提高了低液限黏土的水稳定性。石灰掺量为 6%、压实次数为 98 次时,试样 A、B、C 的 CBR 值分别为 57.4%、54.2% 和 68.9%。

(3)低液限黏土的最佳含水率和 CBR 值明显受石灰掺量的影响。随着掺量的增加,最佳含水率下降, CBR 值升高。经改良后,低液限黏土的性能均有不同程度提高,可满足路基的填筑要求。根据试验,确定改良土最合理的石灰掺量为 6%。

参考文献

- [1]徐开华,宋常军.不同无机结合料改良含砂低液限黏土工程特性试验研究[J].交通科技,2020(2):115-118.
- [2]郭志明.水泥改良膨胀土在路基工程中的应用[J].建筑技术,2023,54(15):1875-1879.
- [3]周明.复杂条件下湿陷性黄土路基不均匀沉降控制关键技术研究[J].工程建设与设计,2023(21):48-50.
- [4]王斐.路基填料石灰土试验及应用研究[J].运输经理世界,2023(24):149-151.
- [5]曹志伟.黄土路基填料石灰与水泥改良及现场换填效果研究[D].兰州:兰州大学,2023.
- [6]赵旭东,张天彪,杜世富,等.生石灰改良低液限黏土压实特性试验研究[J].建材技术与应用,2023(1):14-18.
- [7]严赫强,白宇帆,徐永福,等.石灰改良土无侧限抗压强度及剪切强度特性研究[J].铁道勘察,2023,49(1):102-106,138.
- [8]刘勇超.再生填料在市政道路的应用研究及生命周期评价[D].南京:东南大学,2022.
- [9]王旭.石灰改良土路基试验段施工技术[J].交通世界,2023(11):89-91.
- [10]王娟华,王军,杨富强,等.界限含水率试验——液塑限联合测定法两点法研究[J].土工基础,2024,38(3):516-519.
- [11]成正伟,高启聚.不同压实度下路基土抗剪强度参数和 CBR 试验研究[J].路基工程,2022(5):70-75.
- [12]徐学翔,张艳美,马丁,等.干湿循环作用下纳米 SiO_2 -石灰改良黄泛区粉土的累积变形特性[J].工业建筑,2023,53(S2):536-540.

收稿日期:2024-12-02

基于 FLAC 3D 的基坑开挖地下水渗流影响分析

古晴

(贺州市交通运输局, 广西 贺州 542899)

摘要: 文章以某市政排水管网基坑工程为工程背景, 基于应力-渗流耦合效应的数值分析方法研究土体渗透系数对基坑位移与内支撑轴力的影响。结果表明: 考虑应力-渗流耦合效应的基坑墙后地表沉降、墙体水平变形与坑底隆起均显著增加, 并随土体渗透系数的增大而增大; 应力-渗流耦合效应对基坑特征位移的影响范围存在一定的局限; 相较于无渗流作用, 考虑耦合效应更贴近于实际工况, 土体渗透系数预估值在 1.0×10^{-3} m/s 左右。

关键词: 基坑开挖; 渗透系数; 基坑位移; 支撑轴力; 数值分析

中图分类号: U443.13 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.023

文章编号: 1673-4874(2025)07-0072-04

0 引言

在城市化快速推动的背景下, 市政排水管网工程作为城市可持续发展的基础保障, 其建设或改造质量将直接决定城市水环境安全, 并可有效避免城市发生内涝^[1]。截至 2022 年底, 全国城市排水管已达 91.35×10^4 km, 同比增长 4.73%, 有效保证了城市环境卫生^[2]。基坑施工安全控制是管网建设的核心环节之一, 为防止施工过程中垮塌、渗水等灾害的发生, 应合理确定开挖方案、支护设计与降水措施。

目前, 众多学者关于基坑施工安全的主要研究方向为地铁站及隧道、地下商城及车库、雨污水管网。何应道^[3]为分析渗流作用对基坑开挖过程变形的影响, 引入实测数据进行对比分析, 确定土体渗透与基坑变形的关系; 钱源兵等^[4]基于渗流-应力耦合数值模拟, 分析了不同开挖及支护参数对建筑基坑稳定性的影响; 赵喆等^[5]构建渗流和无渗流两种基坑开挖支护模型, 分析基坑位移、内力与开挖深度的关系; 孙二小等^[6-7]均考虑地下水渗流与土体应力之间的相互作用, 得出考虑耦合作用更能准确描述基坑实际情况的结论。以上研究均可看出渗流作用对基坑施工稳定性存在明显影响, 鉴于此, 本研究以某市政排水管网基坑工程为背景, 采用数值分析方法构建有无应力-渗流耦合基坑开挖模型, 分析不同土体渗透系数条件下的基坑位移变形、内支撑受力等变化规律, 以期后续基坑降水、加固等设计或施工提供参考文献。

1 背景简介及数值模型

1.1 工程概述

该基坑位于市政排水交汇处, 将采用明挖回填法进行施工。开挖范围为 $8\text{ m} \times 8\text{ m} \times 6\text{ m}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高), 周围土体在降雨条件下可视饱和土层, 厚度为 12 m。为避免渗水出现, 需在开挖面周边修筑 1.5 m 厚的防渗墙, 墙底部位于基坑底部下方 3 m 处。开挖完成后, 使用降水措施将水位降低至开挖基坑底部以下。内支撑采用

尺寸 $0.8\text{ m} \times 0.8\text{ m}$ 的钢筋混凝土, 于开挖深度 2.5 m 进行施作, 其水平间隔 2.0 m, 基坑每一阶段开挖深度为 3.0 m。土层从上到下依次为填土 (4 m)、黏土 (2 m)、砾砂 (2 m)、圆砾 (4 m)。

1.2 数值模型

采用 FLAC 3D 有限差分软件构建有无应力-渗流耦合效应的数值模型, 模型尺寸与监线布置见图 1。土体 (实体单元) 采用 M-C 本构模型, 防渗墙 (实体单元) 与内支撑 (梁单元) 采用 elastic 本构模型, 土体与支护结构的物理力学参数取值见表 1。由图 1 可知, 监测内容分别为墙后地表沉降、墙体水平变形、坑底隆起、内支撑轴力等。周边土体中, 圆砾层为易透水土层, 其渗透系数为影响应力-渗流耦合效应的主要因素, 本文选取圆砾层的渗透系数为 0.25×10^{-3} m/s、 0.5×10^{-3} m/s、 1.0×10^{-3} m/s、 2.0×10^{-3} m/s, 通过模拟不同工况进行对比分析。其中力学边界为地表不约束, 其余侧面选择法向位移约束; 渗流边界为防渗墙、基坑开挖面为不透水边界, 其余侧面为透水边界。在 FLAC 3D 软件的模拟过程中, 渗流模拟与开挖支护交替进行。

2 数值分析结果

2.1 墙后地表沉降

通过墙后地表沉降可直接得出基坑开挖对地表结构物的影响, 在是否考虑应力-渗流耦合条件下, 提取不同土体渗透系数工况的墙后地表沉降, 绘制成基坑墙后地表沉降变化曲线如图 2 所示。

由图 2 可知, 无论是否考虑应力-渗流耦合效应, 墙后地表沉降曲线的整体变化趋势是类似的, 距基坑开挖面越近的地表沉降越大, 当测点距离防渗墙 $>4.9\text{ m}$, 基坑开挖对地表沉降的影响明显减小, 说明该基坑开挖影响范围具有一定范围限制, 可选择墙后 4.9 m 作为安全范围考虑; 考虑应力-渗流耦合的地表沉降明显高于不考虑应力-渗流耦合工况, 最不利工况 (渗透系数 2.0×10^{-3} m/s) 的墙边地表沉降峰值可达 110 mm 左右, 过大的地表沉降会对周边结构物产生影响, 鉴于此, 在土体渗透

作者简介: 古晴 (1987—), 工程师, 主要从事水路建设与运输工作。

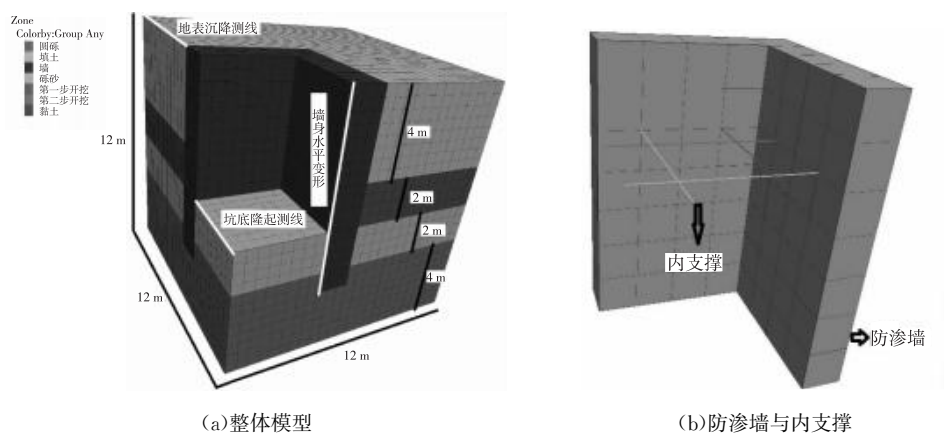


图1 模型尺寸与监测点布置图(1/4 剖面)

表1 基坑周边土体模拟参数取值表

土层	体积模量/MPa	剪切模量/MPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/°	密度/(kg·m ⁻³)	饱和密度/(kg·m ⁻³)	渗透系数/(m·s ⁻¹)
填土	6.0	2.2	20.0	9	1 850	1 970	6.0×10 ⁻⁷
黏土	12.0	4.6	27.5	15	1 970	2 100	2.5×10 ⁻⁹
砾砂	25.0	9.7	0.0	30	2 050	2 260	6.0×10 ⁻⁴
圆砾	32.0	12.8	0.0	32	2 200	2 340	见工况
内支撑	20.0×10 ⁻³	17.1×10 ⁻³	—	—	2 450	—	—
防渗墙	16.0×10 ⁻³	13.7×10 ⁻³	—	—	2 500	—	—

系数较大时,为有效控制地表沉降,建议采取降低水位或周边注浆加固等措施,达到降低周边土体渗透系数的目的,降低地下水渗流对基坑施工安全的影响;当渗流系数越大时,距基坑开挖面越近的地表沉降越发显著,且变化速率越快,不同工况的转折点为4.9 m,说明地下水渗流的影响范围同开挖应力范围保持一致。

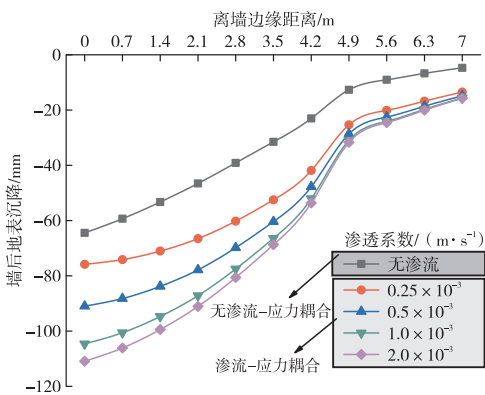


图2 不同渗透系数下的墙后地表沉降曲线图

2.2 墙体水平变形

墙体水平变形可直观看出周边土体对基坑临空面的挤压效应,基于前文所得出的墙后地表沉降相关结论,已知地下水渗流对基坑开挖影响显著,因此对比有无应力-渗流耦合效应下的防渗墙水平位移是十分必要的,其关乎基坑支护结构安全性。如图3所示为不同土体渗

透系数条件下的防渗墙体水平变形变化曲线,其中加入了不考虑应力-渗流耦合的模拟结果进行对比分析。

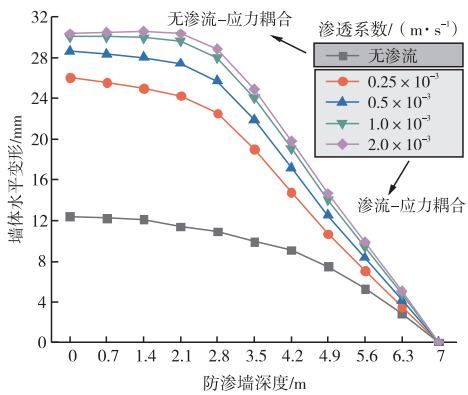


图3 不同渗透系数下的墙体水平变形曲线图

由图3可知,是否考虑应力-渗流耦合效应的墙体水平变形存在巨大差异,说明地下水渗流将显著提高墙体的水平变形;随着土体渗透系数的增大,墙体各部位水平变形持续增大,墙体位移峰值位于墙顶,最不利工况(渗透系数为 2.0×10⁻³ m/s)的墙体水平变形可达 30.4 mm,而不考虑渗流影响的墙体水平位移仅有 12.4 mm,再次验证基坑施工稳定性与地下水渗流息息相关;根据不同渗透系数的墙体水平变形分布曲线可知,位移转折点居于2.1~2.8 m,侧面验证了在基坑开挖2.5 m深度处设置内支撑是较为合理的;墙体位移随着墙

体埋深的增加而减小,墙底位移接近于零,与固定端约束位移要求保持一致,这是由于墙体受地下水渗流作用,导致基坑开挖临空面外侧有效应力升高,从而作用于防渗墙水平应力提高。

2.3 基坑底部隆起

基坑底部隆起作为基坑施工过程中的重要监测指标,其可直观反映土体应力与变形状态,根据前文与既有研究文献结论可知,地下水渗流对基坑施工稳定性影响颇为明显。为评估该基坑工程施工稳定性,通过提取不同渗透系数工况的坑底隆起数值模拟结果,整理形成坑底隆起变形曲线,见图4。

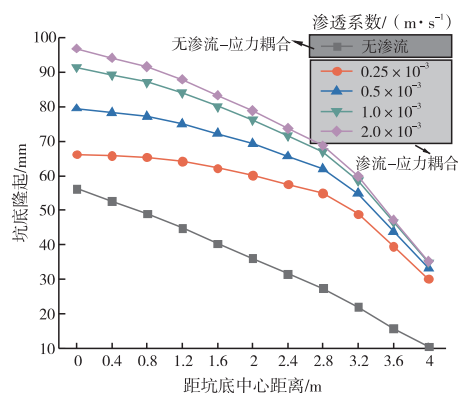


图4 不同渗透系数下的坑底隆起曲线图

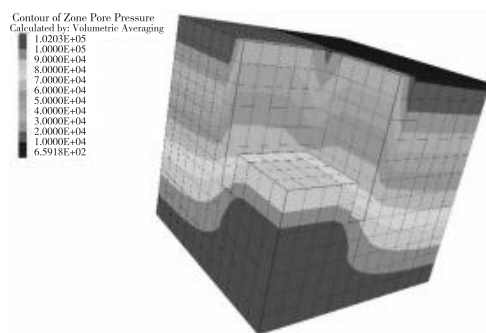
通过分析图4可知,考虑应力-渗流耦合效应的基坑坑底隆起值明显高于不考虑应力-渗流耦合工况,距基坑坑底中心越近的隆起值越大。当测点距坑底中心 >2.8 m后,坑底隆起值显著减小,说明坑底隆起主要发生于坑底中心部位;最不利工况(渗透系数 2.0×10^{-3} m/s)的坑底隆起峰值可达96.8 mm,过大的坑底隆起会造成土体开裂,其可作为基坑即将发生失稳或破坏的预警指标。当土体渗透系数处于较大值时,为有效降低坑底中心隆起,建议尽快采取排水措施,及时将地下水位降低至基坑底部以下,从而确保基坑施工安全性的要求。坑底隆起通常是由于上部土体开挖卸载,导致土体应力重分布,而当应力与渗流发生相互作用后,孔隙水压力立即重分布,其会对土体的抗剪强度与有效应力产生影响,使土体性质劣化,从而严重影响基坑施工稳定性。

2.4 基坑开挖渗流影响分析

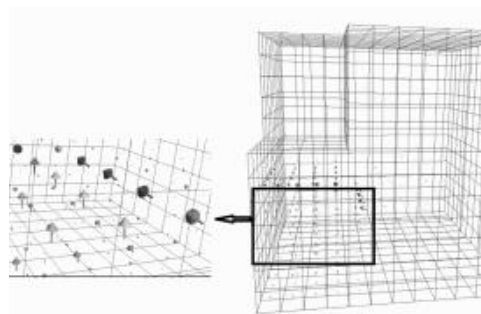
镜像切割出1/4模型进行地下水渗流影响分析,其中基坑孔隙水压力分布与渗流矢量分布云图见图5。不考虑应力-渗流耦合效应条件下,基坑地下水位土体为饱和状态,而水位线以上土体保持干燥状态,而基坑周边地下水受应力-渗流耦合效应的影响,发生水压力传递与流动,导致土体孔隙水压力发生变化,而地下水流动路径与方向也随着基坑逐步开挖而逐渐变化。

分析图5可知,在已知初始地下水压力场保持水平均匀分布的情况下,受到基坑开挖与渗流的双重影响,初始孔隙水压力的平衡状态被打破,基坑开挖临空面的外

侧与内侧产生水位差,进而使地下水发生渗流流动;基坑开挖完成后,基坑上部孔隙水压力较小,孔隙水压力主要集中于基坑坑底下方,孔隙水压力峰值可达102 kPa;地下水渗流主要集中于基坑开挖面坑底以下,可明显看出地下水逐渐从四周向坑底进行汇聚,为有效确保基坑坑底的开挖稳定性,应及时采取措施排水,将水位线降至坑底以下。



(a)孔隙水压力场



(b)渗流矢量

图5 孔隙水压力分布与地下水渗流矢量图

3 模拟与实测数据对比分析

选取内支撑轴力作为对比。由于模型为双向对称结构,因此取基坑开挖完成后第一、第二根内支撑的轴力进行分析即可。内支撑轴力数值模拟与实际测量对比分析过程见图6。

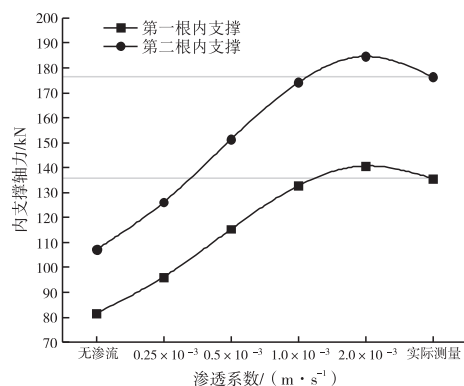


图6 内支撑轴力模拟与实测结果对比曲线图

由图 6 可知,不考虑应力-渗流耦合效应的内支撑轴力远小于实际测量值,而考虑应力-渗流耦合的内支撑轴力随渗透系数的增大而增大;实际测量内支撑轴力结果与渗透系数 1.0×10^{-3} m/s 对应的模拟结果较为接近,无渗流相对于实际测量结果的第一与第二根内支撑轴力误差范围分别为 39.75%、39.20%,而渗透系数 1.0×10^{-3} m/s 对应模拟结果与实测数据的误差分别为 2.21%、1.29%,说明考虑应力-渗流耦合效应的数值结果更符合实际工况,同时通过对比分析模拟与实测,可大致估计土体实际渗透系数在 1.0×10^{-3} m/s 左右。

4 结语

本文以某市政排水管网基坑工程为数值分析背景,通过分析基坑防渗墙后地表沉降、墙体水平变形、基坑坑底隆起以及孔隙水压力分析等内容,进而描述基坑施工稳定性,得出以下结论:

(1)相较于不考虑应力-渗流耦合效应,考虑应力-渗流耦合效应的基坑墙后地表沉降、墙体水平变形、坑底隆起均有明显升高趋势,在考虑渗流影响作用的基础上,以上三种特征位移均随土体渗透系数的增大而增大。

(2)基坑开挖应力-渗流耦合影响范围存在一定范围局限,地表沉降主要影响范围为墙后 4.9 m,墙体水平变形主要集中于墙顶到墙顶以下 2.5 m,其侧面证明了开挖深度 2.5 m 处施工内支撑的合理性,距坑底中心 2.8 m

范围外的坑底隆起值显著减小。

(3)随着基坑逐步开挖,地下水向开挖临空面发生渗流,导致基坑底部孔隙水压力处于较高水平,为有效确保基坑开挖稳定性,建议及时采取排水措施,将水位降低至坑底以下;通过模拟与实测对比分析,证明考虑应力-渗流耦合效应的数值结果更接近于实际工况,土体渗透系数预估值约为 1.0×10^{-3} m/s。

参考文献

- [1]叶君文,王磊磊,洪乾梨,等.基于熵权法与云模型的市政排水管网风险评估研究[J].给排水,2022,58(增刊 1):1062-1067.
- [2]孙思妍.全国人大代表王润梅:推动雨污水分流源头改造实现“一泓清水入黄河”[N].中国建设报,2024-03-06(2).
- [3]何应道.考虑渗流影响的基坑变形规律与稳定性研究[J].水利与建筑工程学报,2020,18(1):28-31,50.
- [4]钱源兵,刘亮.基于渗流应力耦合模型的深基坑支护稳定性数值模拟[J].粉煤灰综合利用,2024,38(2):75-79,86.
- [5]赵喆,马亮,张繁祥.考虑渗流作用的深基坑桩锚支护结构内力与变形研究[J].水利与建筑工程学报,2020,18(6):140-145.
- [6]孙二小,赵玉成.渗流-应力耦合作用下基坑开挖变形性状分析[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2015,28(4):48-52.
- [7]李体康,王媛.渗流应力耦合作用下深基坑开挖变形性状分析[J].水电能源科学,2013,31(5):126-129,83.

收稿日期:2024-08-27

(上接第 31 页)

平缓,表明混合料早期强度发展较快。泡沫沥青混合料的劈裂强度始终高于乳化沥青,适用于中高交通量道路,而乳化沥青混合料因其施工便利和成本优势,更适合中等交通量道路。

(3)回弹模量随养生时间延长而提高,且温度越高,增长幅度越大。两种混合料在 60℃ 养生 1 d 的回弹模量较 25℃ 提高了 46 倍,表明高温有助于加速材料硬化并提升刚度性能。泡沫沥青的回弹模量在早期(1~3 d)显著高于乳化沥青,表明其更强的胶结作用有利于早期强度的形成。

综上所述,养护温度对冷再生混合料的性能有显著影响。40℃ 为最佳养护温度,能够平衡强度发展和水分蒸发速率,最大化提升混合料的力学性能。泡沫沥青混合料在早期强度形成和回弹模量方面表现优越,适合用于高温或需快速通车的工程,而乳化沥青混合料则在低温工程中更具经济性。通过合理选择冷再生技术及养护条件,可以有效优化路面结构性能,提升道路耐久性和施工效率。

参考文献

- [1]马涛,栾英成,何亮,等.乳化沥青与泡沫沥青冷再生技术发展综

述[J].交通运输工程学报,2023,23(2):1-23.

- [2]娄肖飞.乳化沥青冷再生沥青混合料最佳二次压实时间研究[D].重庆:重庆交通大学,2021.
- [3]汤广超.泡沫沥青发泡特性及其冷再生混合料性能研究[J].交通科技,2017(4):149-151,157.
- [4]郝培文,李志刚,徐金枝.泡沫沥青冷再生技术与展望[J].山西交通科技,2022(3):1-7,34.
- [5]马辉,张武兴,赵子力.模拟实际养生条件的乳化沥青冷再生混合料室内养生方式研究[J].公路工程,2025(2):160-167.
- [6]刘秘强.养生条件对乳化沥青厂拌冷再生混合料性能的影响研究[D].重庆:重庆交通大学,2018.
- [7]杭传鹏.不同压实作用对泡沫沥青冷再生混合料宏观性能的影响[J].路基工程,2025(1):115-120.
- [8]朱树青.乳化沥青和泡沫沥青冷再生混合料性能研究[D].济南:山东建筑大学,2015.
- [9]李世德.养生温度对泡沫沥青冷再生混合料性能的影响[J].路基工程,2025(2):90-95.
- [10]杨普新.养生条件对乳化沥青冷再生混合料路用性能影响[J].中外公路,2023,43(4):250-255.

收稿日期:2025-03-05

基于物联网的广西高速公路路面裂缝检测系统

麦生威¹, 李倍安², 刘宪林²

(1. 广西交通投资集团崇左高速公路运营有限公司, 广西 崇左 532200; 2. 广西新祥高速公路有限公司, 广西 崇左 532200)

摘要: 为提高广西高速公路路面裂缝检测效果, 文章研究提出基于物联网的高速公路路面裂缝检测系统。该系统由感知层、数据处理层、网络传输层、应用层组成, 利用感知层的无人机采集高速公路路面裂缝检测图像数据, 并经网络传输层将采集的数据传输至数据处理层, 采用改进遗传算法实施裂缝图像数据预处理后, 通过图像投影特征值对比的方法得出裂缝检测结果, 将该结果传输至应用层用于广西高速公路路面综合管理。实测结果表明: 该系统公路路面裂缝检测精度高达 98.3%, 有效地提升了广西高速公路路面裂缝检测效果。

关键词: 物联网; 高速公路; 裂缝检测系统; 数据处理; 检测精度

中图分类号: U416.06 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.024

文章编号: 1673-4874(2025)07-0076-03

0 引言

我国高速公路的快速发展极大提升了客货运输的效率, 让物资与人员能够高效地流通; 高速公路在促进区域经济协同发展方面发挥了关键作用, 缩小了不同地区间的发展差距; 在日常生活中, 高速公路也为民众出行提供了极大便利, 让人们的出行更加快捷、舒适。但高速公路在长期运营中受多种因素的影响会产生病害, 常见的公路路面病害类型较多, 包括路面破损、龟裂等严重影响路面平整度和舒适度的坑槽; 车辆反复行驶, 在路面形成的车辙; 路面材料老化、磨损或腐蚀等原因, 导致路面松散脱落; 路基沉降不均匀或地下管线铺设不当等原因, 导致路面沉陷等。这些病害不仅影响公路的使用性能和舒适度, 还会对车辆的行驶安全造成潜在威胁^[1]。因此, 高速公路路面裂缝检测非常关键。

目前, 相关学者已经开始对高速公路路面裂缝检测展开深入研究, 如黄平等^[2]将红外与可见光图像融合识别技术应用在路面裂缝检测中, 该技术具有较强的适应性, 可适应不同光照条件, 在各种复杂环境下都能稳定检测裂缝, 适用于不同地区和时段的道路检测任务。但该技术复杂性高, 涉及多源图像的采集、配准和融合算法, 技术实现难度大; 设备成本高昂, 需要同时配备红外相机和可见光相机, 以及相关的数据处理设备, 增加了检测成本, 限制了其在大规模道路检测中的应用。闫卫坡等^[3]将改进的 YOLOv5 模型应用在高速道路裂缝检测中, 该技术检测速度快, 满足实时性要求, 可用于移动检测设备, 如安装在巡检车辆上实时监测道路裂缝。但该技术复杂场景适应性有待提高, 特别是在极端复杂背景(如路面存在大量杂物、水渍等)和光照剧烈变化下, 检测精度下降。物联网是集合通信技术与智能传感器技术的综合应用技术, 利用传感器采集数据, 结合人工智能算法对采集到的数据实施分析处理, 得出数据分析结果, 并利用通信技术, 实现数据高效传输^[4]。本文针对以往方法

的局限性, 研究物联网高速公路路面裂缝检测系统, 将该系统应用在广西高速公路路面裂缝检测中, 并分析其应用效果。

1 工程概况

广西某高速公路为双向四车道, 于 2006 年 12 月建成通车, 路面为沥青混凝土, 全长 87.865 km, 设计行车速度为 100 km/h。该高速公路在长期运行中, 存在许多病害问题, 本文提出采用物联网技术进行该高速公路路面裂缝检测, 提高路面裂缝检测精度, 及时进行裂缝治理。

2 基于物联网的高速公路路面裂缝检测系统

2.1 物联网路面裂缝检测系统总体结构

采用物联网技术, 构建高速公路路面裂缝检测系统, 提高检测效率。系统的总体架构如图 1 所示。

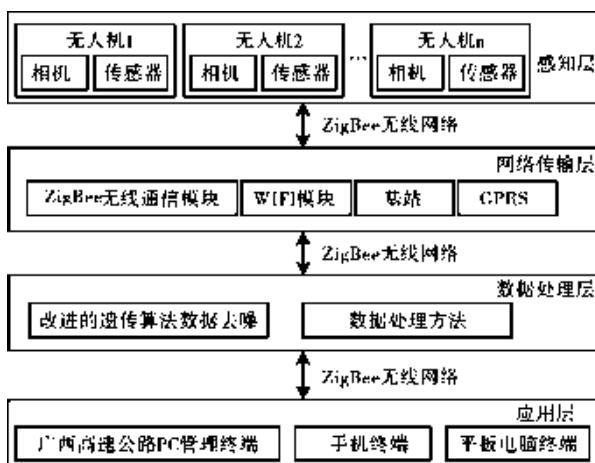


图 1 物联网高速公路路面裂缝检测系统总体架构图

由图 1 可知, 该系统包括感知层、数据处理层、网络传输层、应用层。在高速公路路面裂缝检测中, 通过感知

第一作者简介: 麦生威 (1992—), 工程师, 主要从事高速公路运营管理工作。

层搭载相机与传感器的无人机,采集高速公路路面裂缝图像数据;由 ZigBee 无线网络将所采集的数据传送至数据处理层;运用改进的遗传算法对裂缝图像数据进行预处理,并借助图像投影特征值对比的方法获取裂缝检测结果,将该结果传输至应用层,以服务于高速公路路面的综合管理^[5]。

2.2 图像数据处理

2.2.1 数据去噪方法

采用改进的遗传算法预处理采集的路面裂缝图像数据,对该图像进行去噪处理,计算公式如下:

$$\varepsilon_s(m, n) = A \frac{|m-i|^2 + |n-j|^2}{2\lambda^2} \quad (1)$$

式中: $\varepsilon_s(m, n)$ ——非线性滤波去噪数据;

s ——邻域值;

A ——特定权值;

m, n ——需要去噪处理的图像位置信息;

λ ——滤波系数;

i, j ——图像边缘信息。

$$\varepsilon_l(m, n) = B \frac{|\varepsilon_s(m, n) - g(i, j)|^2}{2\lambda^2} \quad (2)$$

式中: $\varepsilon_l(m, n)$ ——非线性滤波去噪数据;

l ——改进邻域值;

B ——改进权值;

$g(i, j)$ ——图像像素值。

去噪后图像数据用 $\varepsilon(m, n)$ 表示,其计算公式如下:

$$\varepsilon(m, n) = \varepsilon_s(m, n) \cdot \varepsilon_l(m, n) \quad (3)$$

图像采用滤波处理后像素值用 $f(i, j)$ 表示,其计算公式如下:

$$f(i, j) = \frac{\sum_{(m, n) \in V(i, j)} \varepsilon(m, n) \cdot g(i, j)}{\sum_{(m, n) \in V(i, j)} \varepsilon(m, n)} \quad (4)$$

式中: $V(i, j)$ ——图像中心点其他邻域值。

因此,当 $f(i, j) = g(i, j)$ 时,图像去噪效果最好。

经上述过程得出清晰的高速公路路面裂缝图像,为裂缝特征提取奠定基础^[6]。

2.2.2 公路路面裂缝检测方法

在提取图像投影特征值后,采用图像投影特征值对比确定裂缝检测结果。已知 $f_4(i, j)$ 表示预处理后的路面裂缝图像,假设图像大小为 $\alpha \times \beta$ 。对该裂缝图像实施赋值,分别用 1、0 表示裂缝目标点像素值、背景点像素值;再将赋值后图像分别投影在 x 轴与 y 轴上; $x(i)$ 、 $y(i)$ 分别表示高速公路路面裂缝图像向 x 轴、 y 轴投影后的幅度值,具体的计算公式为:

$$\begin{cases} x(i) = \sum_{j=1}^{\beta} f_4(i, j), i = 1, 2, \dots, \alpha \\ y(i) = \sum_{i=1}^{\alpha} f_4(i, j), j = 1, 2, \dots, \beta \end{cases} \quad (5)$$

在路面裂缝检测中,需要通过式(6)得出路面裂缝检测的特征值,具体计算如下:

$$\begin{cases} T_x = \max x(i) - \min x(i) \\ T_y = \max y(i) - \min y(i) \end{cases} \quad (6)$$

式中: T_x 、 T_y ——路面裂缝图像水平、垂直投影特征值。

通过两个特征值的比较得出裂纹的类型,通常情况 T_x 、 T_y 均较小,且纹理分布集中,表示路面为网状裂纹;当 $T_x > T_y$ 时,表示路面裂纹为横向裂纹;当 $T_x < T_y$ 时,表示路面裂纹为纵向裂纹。

2.3 数据传输流程

通信技术是物联网技术核心技术之一,可提高人机数据传输效率,保证数据传输质量与安全性。本研究将物联网的通信技术应用在网络传输层,实现数据的高速传输。数据传输流程如图 2 所示。

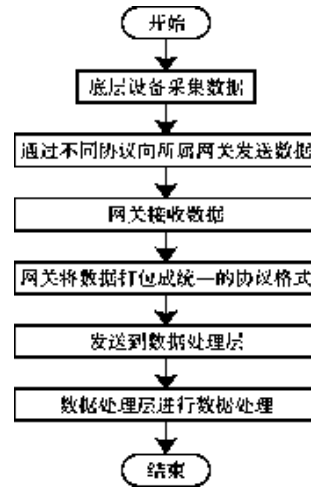


图 2 数据传输流程图

分析图 2 可知,底层设备将采集的高速公路路面裂缝图像数据传输至网关,网关将封装处理这些数据,将其转化为统一格式的数据包,最终向数据处理层发送,以进行数据的处理与分析^[7]。

3 试验分析与结果

3.1 检测精度分析

为验证本文研究系统的应用效果,以检测精度作为评价指标,选取广西某高速公路的 K10+300~K10+600 路段作为试验对象,该路段共有裂缝 60 条。试验对比方法分别为文献[2]的红外与可见光图像融合识别技术在路面裂缝检测方法、文献[3]的改进 YOLOv5 模型路面裂缝检测方法。文献[2]方法、文献[3]方法、本文研究技术分别检测出该路段裂缝数量为 48 条、54 条、59 条,由此计算出三种方法的检测精度,见图 3。

分析图 3 可知,文献[2]方法对应的检测精度为 80%;文献[3]方法对应的检测精度为 90%;本文研究技术的检测精度为 98.3%。通过这三种方法的检测精度对比可知,在此次试验下,本文研究系统在路面裂缝检测精度上明显优于文献[2]方法和文献[3]方法。这表明本文研究系统在识别路面裂缝方面更为精准,采用物联网技术在数据采集、数据处理、数据传输等方面均具有独特优势,比较适合用于广西高速公路路面裂缝检测工作。

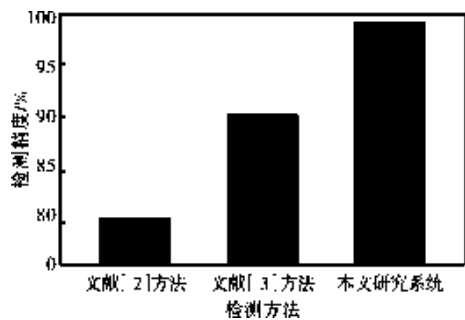


图3 三种方法的检测精度对比柱状图

3.2 检测时间分析

选取9种类型的高速公路路面裂缝数据集,分别采用文献[2]方法、文献[3]方法、本文研究系统进行高速公路路面裂缝检测,统计三种方法的高速公路路面裂缝检测耗时,检测结果见表1。

表1 检测时间对比统计表

裂缝类型	检测耗时/s		
	文献[2]方法	文献[3]方法	本文研究系统
反射裂缝	0.427	0.338	0.216
疲劳裂缝	0.368	0.329	0.222
堆挤裂缝	0.689	0.589	0.498
荷载裂缝	0.898	0.785	0.669
横向裂缝	0.533	0.456	0.433
块状裂缝	0.436	0.425	0.398
网格裂缝	0.865	0.844	0.798
纵向裂缝	0.456	0.421	0.352
非荷载裂缝	0.448	0.422	0.298

从表1数据可以看出,在对各类裂缝的检测中,本文研究系统的检测耗时普遍低于文献[2]方法和文献[3]方法,说明本文研究系统在检测速度上更具优势,能更快速地完成不同类型裂缝的检测工作,在实际应用中可提高检测效率,节省时间成本。

3.3 数据处理能力分析

本文研究的基于物联网的高速公路路面裂缝检测系统,通过改进的遗传算法预处理采集高速公路路面裂缝图像数据,对该图像进行去噪处理,为数据分析提供准确的数据。该系统的图像数据处理效果图见图4。

图4(a)呈现了一条路面裂缝的原始状态,裂缝贯穿画面,周围路面纹理较为粗糙,图像整体细节相对模糊;图4(b)为预处理后图像,相较于图4(a),裂缝的轮廓更加清晰。这表明利用改进的遗传算法预处理采集的高速公路路面裂缝图像数据,通过对原始图像进行降噪处

理,能有效提升图像质量,使裂缝特征更突出,便于后续使用图像投影特征值对比的方法对裂缝进行准确检测、分析和识别。

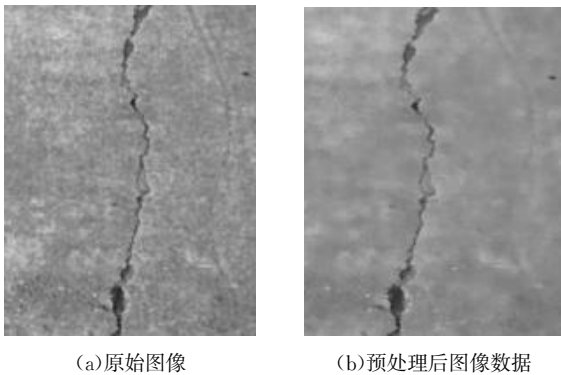


图4 图像处理效果对比示意图

4 结语

高速公路在我国交通运输系统中占有重要的地位,随着高速公路里程数的增长,路面管理的难度增加。采用基于物联网的高速公路路面裂缝检测系统,旨在提升裂缝检测的效率。本文选取广西某高速公路作为实例,深入剖析了该系统的应用成效。试验结果显示,本研究提出的系统在检测效果上具有明显优势,为路面状况的准确评估及后续的维护决策提供了更为坚实的数据基础。

参考文献

[1]何丽娜.基于物联网技术的公路路面病害智能检测方法[J].物联网技术,2024,14(6):18-20.
[2]黄平,李帅,丛阳.红外与可见光图像融合识别技术在路面裂缝检测中的应用[J].黑龙江交通科技,2024,47(8):36-40,45.
[3]闫卫坡,王志斌,任祖跃,等.基于改进YOLOv5模型的高速道路裂缝检测研究[J].软件导刊,2023,22(10):191-197.
[4]贾雨,黄凯宁,王贻龙,等.基于物联网的山体滑坡监测系统设计[J].集成电路应用,2023,40(12):377-379.
[5]黄飞龙.广西平陆高速公路路面养护及病害处置方案研究[J].西部交通科技,2023(10):85-86,100.
[6]吴雯,刘蓓.高速公路路基路面病害特征及养护技术[J].四川建材,2023,49(1):169-171.
[7]陈琳.物联网技术在新型智能交通中的应用研究[J].通讯世界,2023,30(1):10-12.

收稿日期:2025-02-15

富水断层破碎带隧道稳定性分析与注浆优化研究

伍小方,周志纯,贤良华,邹颖林,蒋洪松

(广西长兴工程建设有限公司,广西 南宁 530200)

摘要: 文章以河百高速公路某隧道为依托,构建流固耦合数值模型,分析渗流对围岩稳定性的影响,并对不同注浆加固方式与注浆圈厚度进行优化研究。结果表明:渗流作用使拱顶沉降、拱腰位移及仰拱上拱分别增加 13.1%、66.0%和 20.1%;全帷幕超前注浆可使这三项变形控制率均 $>90\%$,优于全周边注浆方案;注浆圈厚度从3 m增至5 m时加固效果显著提升,而在7 m厚度时边际效应明显。推荐采用全帷幕超前注浆,注浆圈厚度为5 m。研究成果可为富水断层破碎带隧道支护设计与防突水措施提供参考。

关键词: 富水断层破碎带;隧道工程;流固耦合;超前注浆;支护优化

中图分类号: U456.3 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.025

文章编号: 1673-4874(2025)07-0079-04

0 引言

近年来,随着我国交通基础设施建设的不断推进,隧道工程已逐步向地质构造复杂、水文条件恶劣的山区发展^[1]。其中,富水断层破碎带作为一种常见且典型的不良地质体,其在隧道掘进过程中极易引发突涌水、围岩大变形甚至坍塌等灾害,不仅严重威胁施工安全,也显著增加了建设成本与周期^[2-3]。因此,深入开展富水断层破碎带隧道突涌机制及初期支护结构优化研究,具有重要的工程实践意义和理论价值。

当前,对于突涌水灾害的研究主要集中在致灾机理识别、风险评价方法以及支护加固技术等方面^[4-5]。在机理层面,研究表明富水断层带中断裂发育、岩体破碎、渗透性强,是导致突涌水发生的主要条件;在方法层面,流固耦合数值模拟技术的引入,为揭示涌水-应力-变形的演化过程提供了可靠手段^[6];而在工程应对方面,注浆加固作为控制突涌水与改善围岩稳定性的重要手段,其注浆范围、方式与参数设置直接关系到治理效果^[7]。然而,现有研究多聚焦于突涌水诱发机制或单一支护效果的评估,尚缺乏从“渗流-围岩变形-初支响应-注浆优化”全过程视角出发的系统耦合研究。此外,在如何科学选择注浆方式、如何确定最优注浆圈厚度以兼顾安全性与经济性等关键问题上,仍缺乏可推广的工程规律与理论模型。因此,亟须结合实际工程,通过精细化建模与多工况对比分析,提出富水断层隧道支护参数优化路径,以提升类似地质条件下隧道施工的科学性与安全性。

本文以广西河百高速公路某穿越富水断层破碎带的隧道工程为依托,围绕富水断层带突涌机制及初期支护结构优化开展研究,旨在通过系统的数值分析,揭示富水断层带隧道围岩灾变机制,提出切实可行的支护加固优化建议,为类似工程提供可参考的设计依据与技术支撑。

1 工程背景

河池至百色高速公路(简称河百高速公路)在穿越

多断裂构造发育、地下水丰富的山地段落时,面临复杂的工程地质条件。河百高速公路某隧道段穿越一典型高倾角富水断层破碎带,施工过程存在严重的突涌水风险与围岩失稳隐患,成为制约隧道安全掘进的关键控制段。研究区所在断层破碎带倾角约为 66° ,破碎带岩性为砂岩与页岩互层,构造松散,裂隙发育,导水性强,赋存明显面状富水通道。根据地质勘察资料,该段隧道洞身最大埋深约为180 m,隧道断面为双洞双车道设计,净宽约11.25 m,净高约7.9 m,采用复合式衬砌结构体系。

本文以该段隧道为依托,围绕富水断层破碎带隧道工程特性开展系统性模拟与参数研究。

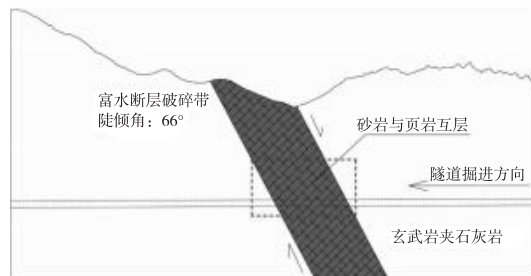


图1 研究区域纵断面图

2 富水断层破碎带隧道工程特性研究

2.1 数值模型的建立

为研究富水断层破碎带对隧道围岩稳定性的影响,基于FLAC 3D建立三维数值模型,模拟隧道开挖过程中围岩-支护-渗流的耦合作用。模型选取典型穿断段布置,如图2所示,模型尺寸为 $120\text{ m} \times 60\text{ m} \times 100\text{ m}$,可充分覆盖断层带及其影响范围。隧道断面为双洞椭圆形,净宽11.25 m,净高7.9 m,采用分步开挖(开挖步和初支见图2)。模型划分为两侧完整围岩区和中部断层破碎带,断层带宽约12 m,倾角 66° ,与隧道轴线斜交。围岩及断层均采用Mohr-Coulomb弹塑性模型,初期支护采用弹性模型,锚杆以cable单元模拟,界面接触通过interface单元实现。

第一作者简介: 伍小方(1977—),高级工程师,主要从事工程施工管理工作。

边界条件设定为底部固定、侧向约束、顶部自由面，模型上边界施加静水压力，模拟富水环境下的渗流效应。断层赋予高渗透系数以反映富水性特征。模型网格采用局部加密策略，总单元数约 18×10^4 个，可确保计算精度与收敛性。

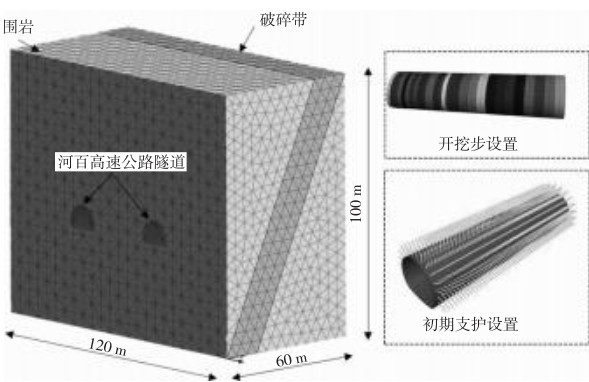


图2 破碎带围岩计算模型图

2.2 参数的确定

为准确模拟富水断层破碎带隧道在渗流作用下的力学响应，模型引入流固耦合分析方法，考虑地下水对围岩结构应力场与塑性区分布的影响。采用FLAC 3D中的渗流模块，耦合应力-渗流过程，结合实际地质资料与相关文献确定各区域材料参数。初期支护采用等效弹性模型，模拟C25喷射混凝土及系统锚杆的协同约束效果。锚杆采用cable单元建模，考虑其轴向拉力控制能力，其抗拉刚度设为300 kN。支护参数参考设计图纸及类似工程经验取值。本次计算中模型的主要参数如表1所示。以上参数综合考虑了工程地质勘察成果、相似工程实际取值以及相关规范推荐值。在后续计算过程中，将在此基础上对比流固耦合对工程的影响及支护加固方案优化研究。

表1 模型材料力学参数表

材料类型	密度 $\rho /$ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量 $E /$ MPa	泊松比 μ	内摩擦角 $\varphi /$ °	黏聚力 $c /$ MPa	渗透系数 $k /$ ($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)
围岩	2 400	800	0.28	30	0.6	1.0×10^{-5}
断层破碎带	2 200	200	0.30	20	0.2	1.0×10^{-3}
初期支护(喷层)	2 400	25 000	0.20	—	—	—

2.3 计算工况

本文设置两组基本计算工况，分别模拟不考虑渗流和考虑渗流条件下的围岩力学响应过程。通过对比分析围岩变形特征、塑性区分布及支护结构应力响应，揭示地下水渗流在富水断层破碎带突涌机制中的关键作用。具体工况如表2所示。

表2 各工况设置表

工况名称	说明
不考虑渗流	常规计算工况，未模拟地下水影响
考虑渗流	模拟富水断层破碎带渗流引起的突涌过程

涌水条件下拱顶沉降显著加剧，控制措施应前置。

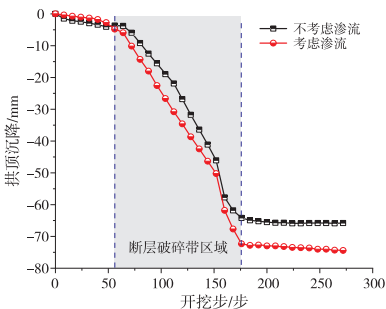


图3 拱顶沉降变化曲线图

2.4 结果分析

2.4.1 围岩变形分析

2.4.1.1 拱顶沉降

两种工况下拱顶沉降变化如图3所示。由图可知，两种工况下拱顶沉降均随开挖推进逐步增大，但渗流工况下变形发展更为剧烈。在进入断层破碎带前(开挖步数 <60 步)，两种工况沉降值差异较小，最大相对沉降差 ≤ 5 mm，说明完整围岩段的变形主要受开挖扰动控制，地下水影响有限；而在断层破碎带内部(60~175步)，拱顶沉降迅速增长，考虑渗流条件下最大沉降约74.41 mm，较无渗流工况下(65.79 mm)增加13.1%，且增幅主要集中于断层中后段，表明水力作用在弱化围岩结构、加剧塑性区扩展方面具有显著推动作用。因此，突

2.4.1.2 拱腰水平变形

提取开挖过程中拱腰的水平变形，结果如图4所示。整体来看，拱腰变形趋势与拱顶沉降基本一致，均表现出明显的阶段性递增特征。但相比拱顶，拱腰水平位移对渗流作用更加敏感，差值更为显著。在进入断层破碎带前(开挖步数 <60 步)，两种工况下拱腰水平位移增长较缓，最大差值 <1 mm，表明在完整围岩段，侧向变形受地下水影响较小。进入断层破碎带后(60~175步)，渗流工况下拱腰变形迅速放大，最终位移达16.76 mm，而不考虑渗流条件下的最大水平位移仅为10.06 mm，二者相差6.7 mm，相对增长幅度高达66.6%，表明水压渗透在结构薄弱区域显著削弱围岩侧向约束能力。拱腰区域对渗流作用更为敏感，是突涌条件下变形控制的薄弱环节；

建议在断层富水段拱腰部位设置加强型注浆帷幕或高强度系统锚杆,以提高侧向支护能力。

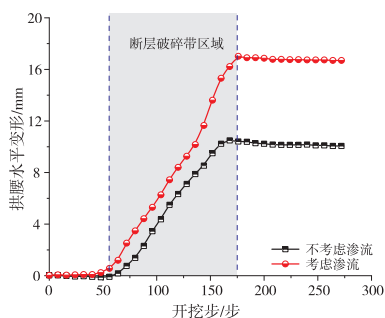


图4 拱腰水平变形曲线图

2.4.1.3 仰拱上拱变形

图5展示了仰拱上拱位移随开挖步数的变化趋势。在两种工况下,仰拱变形均表现出逐步上拱特征,且渗流工况下位移增幅明显高于非渗流工况,说明水力作用对底部结构的扰动同样显著。在进入断层带前(开挖步数 <60 步),仰拱位移值整体较小,约为 -1 mm,且两工况曲线基本重合,说明完整围岩区地下水影响有限。随着开挖进入断层破碎带区域($60\sim 175$ 步),仰拱变形快速发展,考虑渗流工况下仰拱最大上拱位移达 43.44 mm,而不考虑渗流时最大值为 36.15 mm,增幅约为 20.1% 。这一结果表明,地下水渗流可显著降低仰拱基底土体的抗剪强度,导致底部隆起加剧,甚至可能引发仰拱开裂或底鼓失稳等病害。

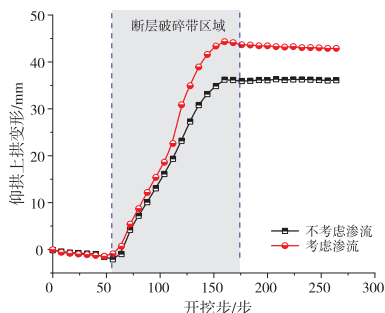


图5 仰拱上拱变形曲线图

2.4.2 塑性区分析

图6为在不考虑渗流与考虑渗流条件下,隧道围岩塑性区的分布情况。两种工况均显示出隧道拱顶、拱腰及仰拱部位为塑性区的主要集中区域,但渗流工况下塑性区范围明显扩大,分布更不对称,破坏程度也显著增强。在不考虑渗流的条件下,塑性区主要分布于掌子面附近的拱顶及拱腰处,围岩塑性发展受限,呈相对对称的“闭合环”形态,表明围岩整体处于可控状态。而在考虑渗流工况下,断层破碎带内部及其两侧塑性区显著扩展,尤其在仰拱及隧道侧墙周缘形成大片塑性扩展区,局部贯通。

综上,富水断层破碎带内隧道结构在开挖过程中受

渗流作用影响显著,围岩塑性区分布范围显著扩展,稳定性明显降低,存在突涌水诱发局部失稳的风险。因此,亟须针对该段地质条件,提出有效的超前治理与加固措施,优化初期支护结构体系,提升围岩承载能力与渗流控制能力。基于前述工况,进一步开展不同注浆加固方式及注浆圈厚度的数值模拟对比,系统评估各类治理方案对隧道稳定性的调控效果。



(a)不考虑渗流 (b)考虑渗流

图6 塑性区计算结果示意图

3 河百高速公路穿越富水断层破碎带的治理措施研究

3.1 模型及参数设置

为进一步分析不同注浆加固工艺在富水断层破碎带条件下的治理效果,在前述数值模型基础上设置多种支护工况,重点比较全周边超前注浆和全帷幕超前注浆两典型方案对围岩稳定性的控制能力。模型几何边界、开挖方式、初期支护布置、地层划分及本构模型均与前文保持一致,仅在注浆体范围与参数方面进行调整。3种工况中,注浆体均布设于掌子面前方 20 m范围内,形成“超前预加固区”。具体加固范围定义如下:

(1)无注浆工况:仅施作初期支护结构,作为对照基准。

(2)全周边注浆工况:在拱顶及拱腰区域环向布置注浆孔,形成“U形”闭合加固圈,不覆盖仰拱。

(3)全帷幕注浆工况:围绕隧道全断面布设注浆孔,注浆范围覆盖拱顶、拱腰与仰拱区域,形成完整闭合注浆帷幕。

注浆材料视为等效固结体,赋予弹性模量及渗透系数,考虑其加固及防渗双重效应。注浆参数取值参考相关规范及工程经验,具体如表3所示。

表3 注浆体参数设定表

工况	覆盖范围	弹性模量 E / MPa	泊松比 μ	渗透系数 k / ($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)
无注浆	—	—	—	—
全周边超前注浆	拱顶+拱腰	1 000	0.25	1.0×10^{-7}
全帷幕超前注浆	拱顶+拱腰+仰拱	1 000	0.25	1.0×10^{-7}

3.2 注浆工况对比

提取不同注浆方式下隧道断面拱顶、拱腰及仰拱的

变形结果,如表 4 所示。

不同注浆方式对隧道围岩稳定性控制效果差异显著。未注浆条件下,拱顶沉降达 74.41 mm,拱腰位移为 16.69 mm,仰拱上拱位移为 42.88 mm,结构变形明显;全周边超前注浆后,拱顶、拱腰、仰拱变形分别下降至 27.49 mm、6.46 mm 和 19.21 mm,控制效果较好;全帷幕超前注浆表现最优,拱顶、拱腰与仰拱最大变形分别仅为 6.84 mm、1.68 mm 和 4.39 mm,变形幅度整体降低 > 90%。结果表明,注浆范围越大,支护刚度与止水效果越强,能有效抑制渗流引发的结构变形。其中,全帷幕注浆可实现对拱部、侧墙及仰拱的同步加固,显著提升结构整体稳定性,是适用于富水断层破碎带的优选加固方案。

表 4 不同注浆工况的位移计算结果表 单位:mm			
工况	拱顶位移	拱腰位移	仰拱上拱
无注浆	-74.41	16.69	42.88
全周边超前注浆	27.49	6.46	19.21
全帷幕超前注浆	6.84	1.68	4.39

3.3 注浆圈厚度优化

在确定全帷幕超前注浆为最优注浆方式的基础上,为进一步提升其加固效果与经济性之间的协调性,本文设置不同注浆圈厚度 3 m、5 m(初始工况)、7 m 进行对比分析,探讨厚度变化对结构变形控制的敏感性,从而确定合理注浆范围,计算结果如表 5 所示。

表 5 各注浆厚度工况下隧道典型部位最大变形结果表			
注浆圈厚度/m	拱顶位移/mm	拱腰位移/mm	仰拱上拱/mm
3	10.74	3.17	7.86
5(初始工况)	6.84	1.68	4.39
7	5.31	1.29	3.56

由表 5 可知,注浆圈厚度由 3 m 增加至 5 m 后,拱顶沉降降低约 36.3%,仰拱变形降低 44.1%,拱腰水平位移降低 47.0%,加固效果明显提升;由 5 m 增至 7 m 后,三部位变形进一步下降,但降幅均 < 25%,边际效应显现,稳定性提升趋于饱和。

综合变形控制效果与施工经济性,5 m 厚度注浆圈在保证结构稳定的同时具备较高性价比,可作为河百高速公路隧道富水断层破碎带段注浆加固设计的推荐厚度。

4 结语

本文以广西河百高速公路穿越富水断层破碎带段

隧道工程为依托,结合工程地质特征与施工风险,构建了考虑流固耦合效应的三维数值模型,系统研究了渗流作用下围岩变形响应及注浆加固措施的优化路径,主要结论如下:

(1)渗流作用显著加剧隧道结构变形。与不考虑渗流相比,拱顶沉降由 65.79 mm 增至 74.41 mm,拱腰水平位移由 10.06 mm 增至 16.69 mm,仰拱上拱由 36.15 mm 增至 43.44 mm,最大增幅分别达 13.1%、66.0% 和 20.1%。同时,塑性区范围扩展明显,围岩稳定性显著下降。

(2)注浆加固措施对围岩控制效果显著提升。采用全周边超前注浆后,拱顶沉降下降至 27.49 mm,拱腰位移降至 6.46 mm,仰拱上拱减至 19.21 mm;采用全帷幕超前注浆后,三项指标进一步降低至 6.84 mm、1.68 mm 和 4.39 mm,较无注浆工况分别减少 90.8%、89.9%、89.8%,支护效果最优。

(3)注浆圈厚度存在最优范围。在全帷幕注浆条件下,注浆圈由 3 m 增至 5 m 时,拱顶、拱腰与仰拱变形分别降低 36.3%、47.0%、44.1%;当厚度增至 7 m 时,进一步下降幅度 < 25%,边际效应显现。综合考虑稳定性与经济性,推荐注浆圈厚度取值为 5 m。

参考文献

[1]田志莹,纪禄凌,李晓逸,等.考虑注浆圈作用下断层区隧道涌水量计算[J].公路交通科技,2024,41(12):198-205.
[2]张恒,徐龙军,彭龙强,等.跨断层铁路隧道精细化建模与力学分析[J].地震工程与工程振动,2024,44(5):1-12.
[3]徐树军.大直径泥水盾构穿越岩溶区与破碎带叠合地层施工技术研究[J].公路,2025,70(3):381-385.
[4]尚海敏,崔庆国,于进庆,等.岩溶山区某隧道工程突涌水风险分析[J].现代隧道技术,2025,62(1):48-55.
[5]谢安然.基于 WBS-RBS 风险识别的高速公路隧道安全管理技术研究[J].西部交通科技,2025(1):119-122.
[6]潘东东,李术才,许振浩,等.岩溶隧道承压隐伏溶洞突水模型试验与数值分析[J].岩土工程学报,2018,40(5):828-836.
[7]张玉印.基于数值模拟的断层破碎带隧道注浆方案优选分析[J].市政技术,2024,42(2):155-163.

收稿日期:2025-03-07

新建隧道爆破施工方式对既有引水隧洞的影响分析

罗捷戈, 廖文娟, 韦柳好, 刘佳鑫, 卢垚

(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章以某新建隧道下穿既有引水隧洞为工程背景, 针对新建隧道爆破施工方式对既有引水隧洞的影响, 提出了一种基于数值模拟的计算分析方法。采用 LS-DYNA 有限元软件模拟了隧道爆破施工的关键参数, 通过 ALE 算法实现了爆破施工的模拟, 并建立了小导洞法和台阶法两种方法下的隧道爆破施工数值计算模型进行分析。结果表明: 小导洞法爆破产生的剩余能量较大, 引水隧洞在爆破发生后将持续收到余震能量; 台阶法在爆破发生瞬间即会产生较高的振动能量, 但爆炸能量几乎在爆破瞬间释放完毕, 后续余震能量较低; 随着与新建隧道顶部的水平距离增加, 两种爆破方法的引水隧洞底振速沿隧道轴线两侧呈凹字形衰减, 小导洞法各测点位置对既有隧道底部的振动影响相对台阶法更小。

关键词: 隧道工程; 爆破施工; 交叠隧道; 数值模拟; 台阶法; 小导洞法

中图分类号: U455.6 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.026

文章编号: 1673-4874(2025)07-0083-04

0 引言

随着我国交通网络的迅速发展, 隧道建设在铁路、公路、城市地铁等交通基础设施中占据了重要地位。然而, 由于地理条件的限制, 新建隧道往往需要与既有引水隧洞平行, 这种设计给施工带来了诸多挑战。特别是在钻爆施工过程中, 新建隧道的爆破作业对既有引水隧洞的结构安全和正常运营构成了潜在威胁。因此, 研究新建隧道钻爆施工对既有引水隧洞的影响具有重要的科学意义和实用价值。

隧道钻爆施工是通过炸药瞬间爆轰产生的高温、高压、高速的冲击波对周围围岩进行压缩的过程, 导致岩体爆炸破碎^[1-3]。这一过程中, 除了岩体破碎外, 还伴随着爆破地震波、岩体崩塌、有毒气体、飞石以及噪声等有害因素。这些有害因素不仅危及施工区域的安全, 还可能对附近环境造成不可挽回的损失。因此, 控制爆破能量的影响范围, 减少对周围围岩的振动, 是确保施工安全和保护既有隧道结构完整性的关键。国内外学者在隧道爆破施工的影响分析方面进行了大量研究, 涵盖了爆破地震波的传播规律、爆破振动速度、位移、加速度以及应力变化特征等方面。闫磊等^[4]研究了大断面浅埋隧道爆破施工对周围岩体的影响, 采用有限元模拟的方法建立了大断面浅埋隧道爆破控制模型, 并分析了爆破振动能量传播规律。梁宇菲等^[5]针对高铁隧道并行引水隧洞爆破施工的振动效应展开研究, 采用有限差分软件建立了并行隧道的三维计算数值模型, 以等效爆破荷载施加的方式模拟了爆破振动行为, 得到了既有引水隧道的振动效应。高军等^[6]建立了基于 D-P 屈服准则的爆破扰动防突涌水最小安全厚度的弹塑性计算方法, 并通过理论计算得到了不同因素对最小安全厚度的影响规律。张博等^[7]采用三维动力有限元分析方法建立了连接洞对既有引水隧洞的爆破影响模型, 得到了引水洞衬砌各测点的振动加速度时程曲线, 并根据振动能量的结果提出了建议的处理措施。

第一作者简介: 罗捷戈(1988—), 工程师, 主要从事路桥工程施工技术管理工作。

从现有相关研究可知, 已有相当一部分学者采用不同的方法对隧道爆破开挖的影响进行了模拟与分析^[8-10], 但对于不同爆破方式的影响行为研究鲜有, 在隧道爆破施工中, 小导洞法和台阶法是两种常见的施工方式。基于此, 本文以某新建隧道爆破施工项目为背景, 采用 LS-DYNA 软件建立了不同施工方法的爆破数值计算模型, 分析了不同施工方法对下穿既有引水隧洞衬砌结构的影响规律, 旨在为新建隧道钻爆施工提供理论依据和技术支持, 确保施工安全和既有引水隧洞结构的安全稳定。

1 工程概况

某新建隧道右洞长6 578 m, 左洞长6 555 m, 为分离式特长隧道。隧道建筑限界为9.75 m(宽)×5.0 m(高), 最大埋深约880 m, 设人字坡, 通风方式为机械通风, 照明方式为灯光照明。隧道 K7+655 段设置一座通风竖井, 高约400 m。隧道拱高685 cm, 是上半圆半径为520 cm的三心圆曲边墙结构, 净空面积(含仰拱)71.48 m², 周长(含仰拱)30.80 m。隧道结构横断面图如图 1 所示。

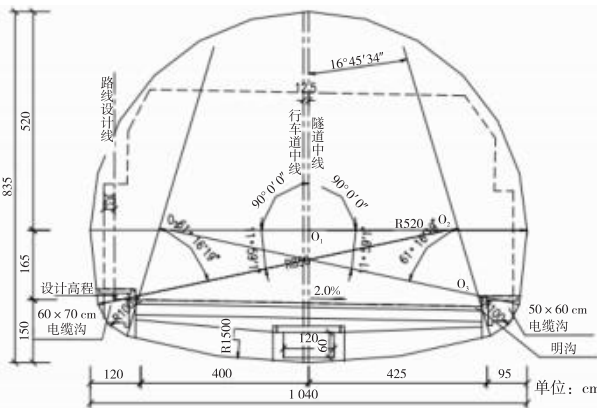


图 1 隧道主洞内轮廓设计图

受地形限制,隧道工程下穿高顶山电站既有引水隧洞,既有引水隧洞距离洞口约135 m,隧道在该位置埋深达161 m。因此隧道拱部开挖轮廓与引水隧洞底部垂直距离为7.4 m,隧道与既有引水隧洞位置关系如图2所示,既有引水隧洞结构横断面如图3所示。

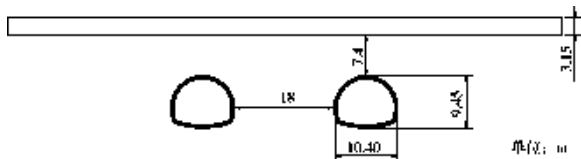


图2 隧道与既有引水隧洞位置关系图
(上部:既有引水隧洞;下部:新建隧道)

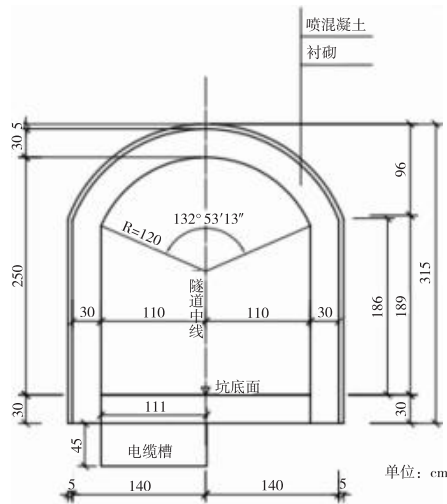


图3 引水隧洞断面图

为了最大限度地减少对高顶山电站既有引水隧洞的影响,克服目前对于引水隧洞准确位置难以确定的不足,在分析上下台阶法钻爆施工影响基础上,提出了新建隧道底部超前小导洞先行再扩挖的建议方案,本文针对新建隧道爆破振动对既有引水隧洞的影响进行数值模拟分析,探讨不同施工爆破方法对上部既有引水隧洞结构的影响。

2 数值模拟

采用 LS-DYNA 有限元软件对新建隧道下穿既有引水隧洞进行数值模拟分析,建模时将新建隧道与既有引水隧洞位置关系考虑为正交下穿关系,新建隧道顶部距既有高顶山电站引水隧洞底部为7.42 m。

2.1 材料模型及参数确定

模型中材料有炸药、空气、混凝土结构以及岩石。炸药选用隧道爆破常用的岩石乳化炸药,密度为1 000 kg/m³,爆轰速度为3 600 m/s。炸药材料采用 LS-DYNA 内嵌的高能炸药材料模型,状态方程用 JWL 描述:

$$P=A\left(1-\frac{\omega}{R_1V}\right)e^{-R_1V}+B\left(1-\frac{\omega}{R_2V}\right)e^{-R_2V}+\frac{\omega E_0}{V}$$
 (1)

式中: A 、 B 、 R_1 、 R_2 、 ω ——常数;
 ρ ——炸药密度;
 D ——爆速;
 E_0 ——初始比内能。

炸药参数取值如表1所示。

表1 炸药参数取值表

$\rho/$ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	$D/$ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	$A/$ GPa	$B/$ GPa	R_1	R_2	w	$E_0/$ GPa	$P_0/$ GPa
1.2	3 600	214	0.182	4.15	1.1	0.35	4.12	18.5

空气材料模型采用空白材料模型 MAT_NULL 来模拟,采用线性多项式状态方程进行描述:

$$P=C_0+C_1\mu+C_2\mu^2+C_3\mu^3+(C_4+C_5\mu+C_6\mu^2)E_0$$
 (2)

式中: C_0 、 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 、 C_5 、 C_6 ——常数参数;
 E_0 ——内能与初始体积比;
 V_0 ——相对体积。

空气状态方程参数取值如表2所示。

表2 空气材料参数取值表

C_0	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	E_0	V_0
0	0	0	0	0.4	0.4	0	2.5×10^5	1.0

岩石受爆炸冲击荷载作用时,需考虑大应变、高应变率及高压条件下材料损伤实效的动态响应,因此本文采用 PK 模型描述大变形、高应变率下混凝土与岩石的材料特性。PK 模型的本构关系如式(3)所示:

$$\sigma_y=\sigma_0+E_h\epsilon^{-p}+(\alpha_1+p\alpha_2)\max[P,0]$$
 (3)

式中: σ_0 ——材料的初始屈服应力;
 σ_y ——材料的屈服应力。两者都表示为有效应力;
 E_h ——用杨氏模量 ϵ^{-p} 等效塑性应变定义的塑性硬化模量。

混凝土参数取值如表3所示。

表3 混凝土参数取值表

$\rho/$ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	μ	弹性模量/ GPa	屈服强度/ MPa	剪切模量/ GPa	破坏 应变
2.4	0.26	30	30	10	1×10^{20}

岩石材料模型考虑与应变率有关和考虑失效的各向同性、随动硬化或各向同性和随动硬化的混合模型。围岩参数的取值如表4所示。

表4 围岩参数取值表

$\rho/$ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	μ	弹性模量/ GPa	抗压强度/ MPa	剪切模量/ GPa	破坏 应变
2.7	0.28	25	93.1	3	1×10^{20}

2.2 模型建立

采用 ALE(Arbitrary Lagrange-Euler)算法进行爆破的数值模拟。基于有限元软件建立工程数值计算模型,

分析新建隧道爆破对正交下穿的既有引水隧洞的影响。为消除边界条件影响,三维模型横向(X 方向)宽度取60 m,纵向(Y 方向)长度取60 m,竖直(Z 方向)高度取30 m。模型中所有材料均采用实体 SOLID164 单元模拟,边界约束为模型前、后、左、右水平约束,模型底面竖向约束,模型顶面为自由边界,同时除了上表面,均设置为无反射边界。炸药采用8孔同时起爆,单孔药量1.2 kg,计算时间为1 s。小导洞模型的单元和节点数目分别为515 844和537 773。上下台阶法模型的单元和节点数目分别为751 044和653 634。分析模型的整体示意和细部关系如图4所示。

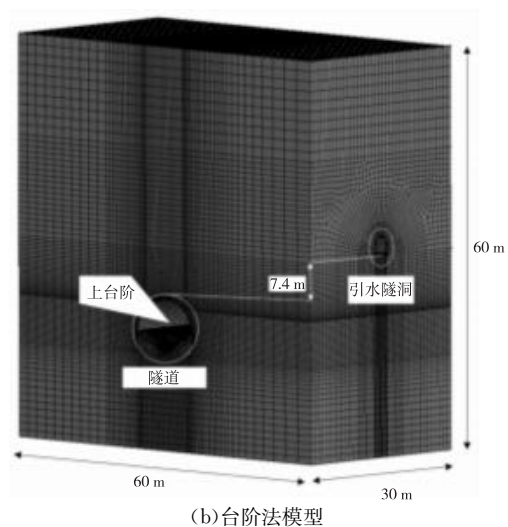
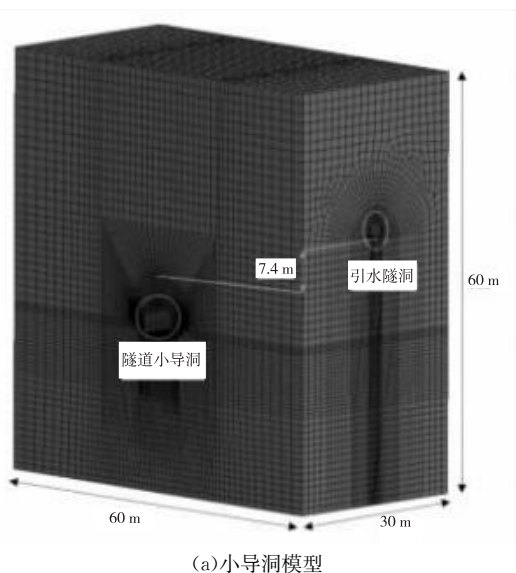


图4 有限元模型图

3 结果分析

采用有限元模型进行计算分析,如图5所示为小导洞模型和台阶法模型洞底测点的振速衰减图。由图5可知,小导洞模型引水隧洞洞底最大振速达到7.12 cm/s,台阶法模型中,引水隧洞洞底最大振速达到13.21 cm/s。

分析两种方法的振动波形可以看出,小导洞法的峰值振动能量相对于台阶法更低,约为台阶法的53.9%,但小导洞法爆破产生的剩余能量较大,引水隧洞在爆破发生后持续收到余震能量。而台阶法在爆破发生瞬间即会产生较高的振动能量,但爆炸能量几乎在爆破瞬间释放完毕,后续余震能量较低,洞底振动加速度 <1 cm/s。

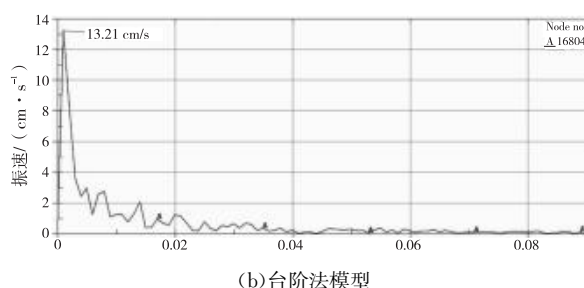
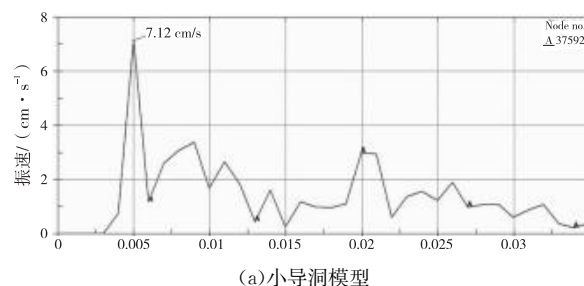


图5 引水隧洞洞底振速衰减曲线图

以炮孔中轴线为准,于引水洞底按1 m间隔总长度为16 m沿左右两侧选取节点振速进行分析,节点选取如图6所示。

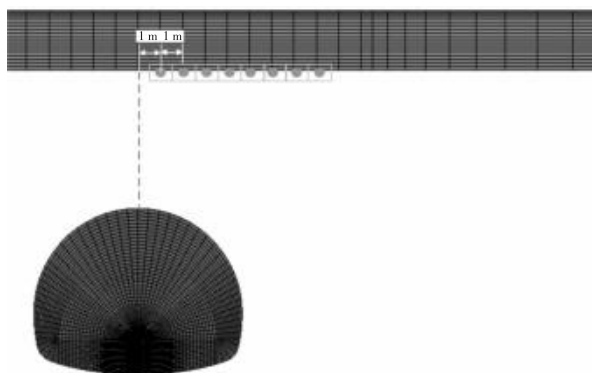


图6 引水隧洞底部振速节点位置示意图

如图7所示为小导洞法和台阶法的各测点振速结果。由图7可知,在小导洞工况和台阶法工况中,引水隧洞洞底振速沿隧道轴线两侧呈凹字形衰减。对小导洞工况,轴线上方振速为4.54 cm/s,轴距为-1 m处振速为4.97 cm/s,轴距为1 m处振速5.06 cm/s;对台阶法工况,轴线上方振速为12.53 cm/s,轴距为-1 m处振速为12.76 cm/s,轴距为1 m处振速13.13 cm/s。不同节点位置的洞底振速结果表明,小导洞法对既有引水隧洞底部的振动影响相对台阶法更小。

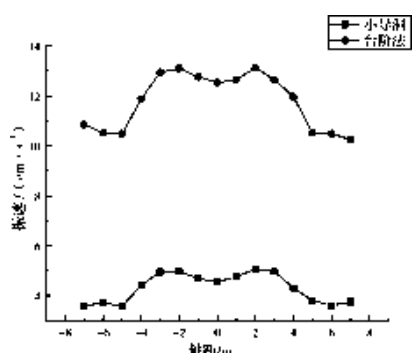


图7 洞底隧道轴线两侧测点振速数据曲线图

4 结果分析

本文针对小导洞法和台阶法爆破施工新建隧道对下穿既有引水隧洞的影响,采用有限元软件建立了爆破施工的数值计算模型,通过 ALE 算法对穿越工程进行爆破的数值模拟,并计算分析了两种施工方法下既有引水隧洞受到的振动影响,得到结论如下:

(1)采用 LS-DYNA 有限元软件建立了新建隧道爆破施工的数值计算分析模型,以 ALE 算法进行爆破的数值模拟,相较于 Lagrange 方法和 Euler 方法,ALE 算法可以避免网格的严重畸变。

(2)小导洞模型和台阶法模型引水隧洞洞底最大振速分别达到 7.12 cm/s、13.21 cm/s。小导洞法爆破产生的剩余能量较大,引水隧洞在爆破发生后将持续收到余震能量。而台阶法在爆破发生瞬间即会产生较高的振动能量,但爆炸能量几乎在爆破瞬间释放完毕,后续余震能量较低。

(3)随着与新建隧道顶部水平距离的增加,两种爆破方法下引水隧洞洞底振速均沿隧道轴线两侧呈凹字形衰减,小导洞法各测点位置对既有引水隧洞底部的振动影响相对台阶法更小。

参考文献

- [1]周楚淮.山区高速公路超小净距隧道施工方案优化研究[J].公路,2024,69(11):385-396.
- [2]徐平,黄琳炎,吴鸿胜.浅埋小净距隧道衬砌爆破振动影响因素分析[J].公路,2024,69(11):364-369.
- [3]望远福,李云赫,赵岩,等.隧道爆破振动中掏槽段的波形预测方法[J].中国测试,2024,50(10):150-156.
- [4]闫磊,姜渝,岳志良,等.大断面超浅埋偏压铁路隧道爆破施工控制与振动传播规律研究[J].振动与冲击,2024,43(22):81-95.
- [5]梁宇菲,邓要,张健,等.高速铁路隧道并行引水隧洞段爆破掏槽区振动效应数值模拟与现场验证[J].现代隧道技术,2024,61(增刊1):375-382.
- [6]高军,阎锡东,祝凤金.爆破开挖条件下隧道穿越富水溶洞的安全厚度研究[J].现代隧道技术,2024,61(增刊1):88-98.
- [7]张博,王一凡,王智阳,等.黑河连接洞开挖爆破对黑河引水洞稳定性的影响[J].水电能源科学,2024,42(10):127-130,114.
- [8]项荣军,刘传鹏,李胜林,等.隧道内部爆破振动传播规律与降噪技术研究[J].爆破,2023,40(4):82-88,200.
- [9]张波.大断面隧道台阶法爆破开挖围岩损伤特征研究[J].爆破,2023,40(1):69-76.
- [10]任文斌,付晓强,俞缙.小净距隧道台阶法开挖爆破振动信号特征分析[J].工程爆破,2022,28(6):119-129.

收稿日期:2025-03-05

(上接第 47 页)

4 结语

本文选取高填方路基施工案例,对路基施工期间和完工后沉降和水平位移开展监测,并对比分析路基下部有无涵洞两种情况下基底土压力的变化规律,得出以下结论:(1)在路基填筑施工期间沉降增速较快,工后沉降增速逐渐放缓并稳定,工后路基各部位沉降增幅均较小,说明路基处于稳定状态;(2)在施工期间路基边坡各测点水平位移增长速度较快,工后逐渐稳定,左侧边坡下部明显高于右侧边坡,且各测点总位移量均较小,路基边坡处于稳定状态;(3)路基基底土压力实测值均低于理论值,当填方高度 <7 m时实测值与理论值接近,当填方高度 >7 m后差异越来越大,下部有涵洞的监测断面土压力较小,且距离涵洞越远土压力越大,说明工后土压力得到了及时消散。

参考文献

- [1]刘健.高填方土石混填路基变形特性分析[J].西部交通科技,2024(6):59-60,113.
- [2]钟明键,陶可.高填方土石混填路基沉降变形特性分析[J].运输经理世界,2024(17):10-12.
- [3]张岩兵.高填方路基沉降监测与影响因素分析[J].交通世界,2024(16):66-69.
- [4]李元韬.山区公路项目陡坡高填方路基变形及稳定性分析[J].交通科技与管理,2024,5(8):95-97.
- [5]李赞.斜坡高填方路基变形与稳定性分析[J].西部交通科技,2024(3):20-23.
- [6]何建,柳佳,张海辉,等.高速公路下伏采空区路基沉降现场监测与分析[J].建材技术与应用,2024(1):47-50.
- [7]李兴,李晓彤.某高速公路高填方路基沉降变形特征研究[J].路基工程,2023(6):202-207.
- [8]胡艳琼,康慧,李鸿洁.山区高填方路基稳定性监测分析与预测[J].福建交通科技,2023(9):6-9.

收稿日期:2024-08-29

大跨 PC 连续刚构桥三维日照温度场下的受力分析

黄宁信,徐益乐,黄发,周金宋,张鲲

(广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200)

摘要:文章以某大跨径 PC 连续刚构桥为工程背景,基于该桥现场实测的三维日照温度场数据,结合 ANSYS 有限元软件模拟计算,模拟了三维日照温度场作用下全桥的温度场分布状况,并以最大正负温差为最不利荷载工况,分析了梯度温度对混凝土箱梁变形及应力的影响规律。结果表明:最大正温差作用下,主梁上挠为 1.70 cm,上缘最大温度梯度应力为 2.94 MPa,位于支座附近;最大负温差作用下,主梁上挠为 1.83 cm,上缘最大温度梯度应力为 1.25 MPa,位于墩顶附近。

关键词:PC 连续刚构桥;三维日照温度场;分布规律;受力状态

中图分类号: U448.23 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wocst.2025.07.027

文章编号: 1673-4874(2025)07-0087-05

0 引言

大跨 PC 连续刚构箱梁桥因其接缝少、刚度好、行车平顺舒适、养护费用少等优点在我国桥梁建设中应用广泛,但在大气及三维日照辐射作用下,容易引起温度裂缝。特别是在温度急剧变化的情况下,使混凝土箱梁顶板或者腹板外表面温度急剧升高或下降,而混凝土箱梁内部受温度影响较小,基本不变,在箱梁内外温差较大时产生温度梯度应力,从而产生裂缝。为研究温度梯度应力对箱梁产生的影响,国内外学者通过将热传导理论与现场温度监测数据相结合,分析了日照辐射、环境温度及风速作用下温度场的分布情况,得出箱梁结构内部沿梁高的温度分布呈非线性,且在不同地域环境、不同风速、不同气象条件下温度梯度模式不同。

为了便于桥梁工程的设计与结构分析,在各国的桥梁设计规范条文中,对于箱梁的温度分布均提出了各自的梯度温度模式。桥梁作为一个纵向长度远远大于宽度和高度的狭长结构,在跨度不同、箱梁布置形式不同、桥址地域特点不同时,全桥的温度场分布情况自然不同,因此规范中温度梯度模式就不能适用于实际工程,须通过现场监测的温度场数据拟合适用该桥的温度梯度模式。通过建立基于实测数据的混凝土箱梁温度场有限元模型,来分析三维日照温差对该地区混凝土箱梁桥的受力响应。

目前,国内外学者针对箱梁的温度场做了大量研究:顾斌等^[1]通过气象资料数据,并基于仿真计算模型分析了 50 年一遇的气象条件下混凝土箱梁的梯度温度模式;Hedegaard 等^[2]通过对混凝土箱梁桥布置温度测点,采集大量的实测数据模拟箱梁桥的温度场分布,分析了其温度效应;Miao 等^[3]通过分析长期监测的钢箱梁温度场数据,建立扁平式钢箱梁的温度梯度模型;顾斌等^[4]提出采用三维日照阴影快速识别法计算大跨混凝土连续箱梁桥的温度效应;张宁等^[5]通过建立 H 形混凝土桥塔模型,分析了高原高寒地区在日照辐射作用下桥塔的温度响应;刘杨等^[6]基于长期监测的温度场数据,分析了南

溪长江大桥钢箱梁在环境温度及日照辐射作用下的温度场分布情况,并提出了相应的梯度温度模式;肖建庄等^[7]基于各项气象参数代表值分析了混凝土箱梁桥的日照温度场,并拟合出竖向梯度温度模式;蒋贇猷等^[8]研究了不同顶板厚度和不同铺装层厚的大跨 PC 连续刚构桥箱梁在温度梯度作用下应力分布;段凯凯^[9]通过长期监测的曲线连续刚构桥墩梁截面的温度场数据,建立 ANSYS 实体模型,分析了该桥在日照辐射作用下的温度效应;李帅^[10]通过拟合出连续刚构桥箱梁截面竖向温度梯度模式,分析了该桥日照温差作用下的静力响应。

从上述国内外学者的关于温度场的研究可以看出,由于现场实测数据较少,测点布置未能完全将全桥的温度场分布模拟出来,无法了解箱梁内部详细的温度变化。虽然通过仿真计算方法可以获得结构温度场的详细变化情况,但也只是针对箱梁的某个截面进行研究,未能沿纵桥向将整个温度梯度模式表现出来。与中小桥不同,大跨度桥梁的结构形式更为复杂,不仅沿箱梁竖向变化,而且沿纵桥向温度场分布也不一样,为了能更准确地计算大跨度桥梁结构的日照温度效应,需建立三维有限元实体模型,将全桥的日照温度场模拟出来。虽然已有大量学者对日照温差效应进行了大量分析和研究,但由于我国幅员辽阔,环境不一,西部地区温差大,桥梁走向也各有不同,日照温差效应仍需进一步研究。本文基于 7 月某日凌晨 06:00 至第二日凌晨 06:00 的温度实测数据对内某大跨度 PC 连续刚构桥日照温度场的变化规律进行研究,并建立 ANSYS 三维实体有限元模型,分析了该桥三维日照温差作用下的静力响应,为桥梁监控及设计人员提供理论参考。

1 箱梁三维日照温度场监测

1.1 工程概况

观测桥梁为某大跨度预应力连续刚构桥,跨径组合为 56 m + 100 m + 56 m,上部箱梁为变截面单箱单室箱梁,箱顶宽 12.80 m、底 6.5 m;支点梁高 6 m,跨中梁高 3 m,从跨中到支点梁高按照 2 次抛物线变化,梁高、底板

第一作者简介:黄宁信(1992—),工程师,研究方向:道路桥梁。

厚度、顶板厚度、腹板厚度沿跨径方向的变化列于表 1，全桥共划分为 9 个梁段，其中 0[#]段长 12 m。该桥主梁混凝土强度等级为 C50，弹性模量 $E = 34\,500\text{ MPa}$ ，泊松比

$\mu = 0.2$ ；桥墩混凝土等级为 C40，弹性模量 $E = 32\,500\text{ MPa}$ ，泊松比 $\mu = 0.2$ ，混凝土线膨胀系数取 1.0×10^{-5} 。该桥的桥型立面示意图如图 1 所示。

表 1 半桥长各截面尺寸表 单位:cm

截面尺寸	截面号											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
腹板厚度	90	90	90	70	70	70	70	70	70	50	50	90
顶板厚度	80	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	80
底板厚度	120	80	69.8	66	61.7	53	44.4	40.1	35.8	32	32	60
梁高	650	600.3	554.4	512.4	468.9	397	344.8	326.2	312.6	304.7	300	300

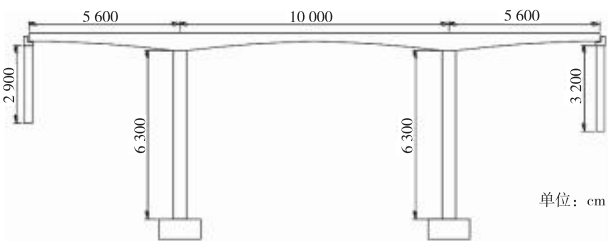


图 1 桥型立面示意图

下部构造方面，主墩采用薄壁空心墩，顺桥向宽度为 5 m，横桥向宽度 6.5 m，墩顶、底实心段长度为 3 m，顺桥向墩壁厚 80 cm，横桥向墩壁厚 120 cm；主墩上端与主梁固接，下端与承台固接。

1.2 测点布置

为研究日照温度场沿纵桥向的变化及沿梁高的温度分布情况，在跨中和墩顶分别选取 2 个箱梁断面作为温度观测面，墩顶温度测点分布如图 2 所示，在箱梁内部布置了 22 个测点，沿顶板、腹板及底板均布置了 3 个测点，以考虑沿厚度方向的温度场变化，并在大气环境中布置了一个温度测点。温度采集，时间为 24 h，每隔 2 h 记录一次数据。记录的温度梯度数据如图 2 所示。

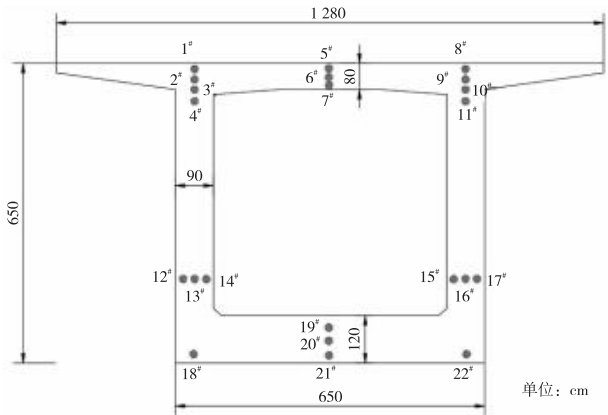


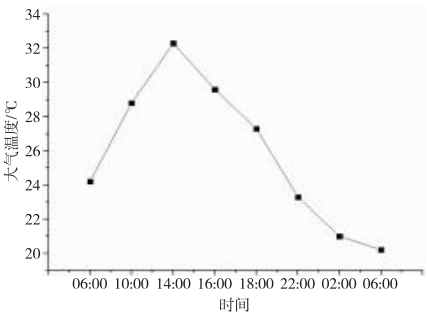
图 2 墩顶温度测点分布图

1.3 温度场监测数据

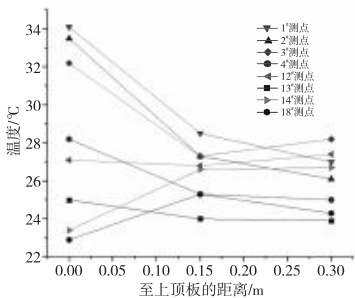
由图 3 可知，最大内外正温差为 7.4℃，最大负温差为 -3.3℃。箱梁腹板沿厚度方向存在温度变化，上游腹板最大正温差为 5.2℃，上游腹板最大负温差为

-3.1℃；下游腹板最大正温差为内外温差为 6.6℃ 下游腹板最大负温差为 -3.0℃。

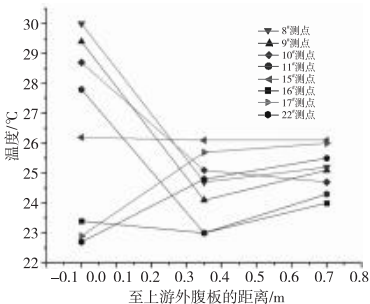
为研究大跨 PC 连续刚构桥在最大正负温差作用下的静力响应，本文取第一日 14:00 的三维日照温度场作为最大正温差工况，取第二日 02:00 的主梁温度场作为最大正温差工况。



(a)环境温度



(b)沿顶板厚度方向的温度变化



(c)上游沿腹板厚度方向的温度变化

图 3 大气温度及箱梁温度梯度变化曲线图

2 三维日照温度场有限元模型

2.1 实体单元模型的建立

为准确模拟在三维日照温度场下大跨 PC 连续刚构桥的静力响应,按照实际尺寸建立 ANSYS 有限元计算模型,如图 4 所示。全桥主梁和桥墩采用实体单元 Solid65 模拟。全桥共划分为 249 456 个单元和 327 880 个节点,桥墩墩底均固结,梁端支点位置采用滑动支座,即仅约束竖向及横向位移。

将 14:00 和第二日 02:00 测得的最大正负温差的温度场数据输入 ANSYS 有限元模型中得出全桥三维日照温度场的分布情况,如图 5 和图 6 所示。



图 4 大跨 PC 连续刚构桥三维实体模型图

图 5 最大正负温差下全桥的温度梯度分布云图



图 6 最大正负温差下全桥的温度梯度分布云图

2.2 最大正负温差的温度梯度分布

由图 5 和图 6 可知,最大正温差下箱梁外表面温度较高,最高温度出现在顶板上缘,且温度上升较快,腹板及顶底板温度变化均滞后于外表面,且外表面温度变化与环境温度变化规律一致,均为正弦曲线变化;在最大负温差下箱梁外表面温度降低也较快,而箱梁内部由于空气不流通,温度最高,出现在腹板内表面,顶板混凝土内部温度较上缘和下缘要高,说明箱梁内部散热较慢,出现正负交替循环变化的温度梯度模式。

3 三维日照温度场模型的受力分析

根据现场测得的温度场数据,将三维日照温度场荷载分为两个工况。

工况一:最大正温差工况。

工况二:最大负温差工况。

由图 7 可知,最大正温差工况下,该桥的最大上挠位移为 1.7 cm,最大负温差工况下,该桥的最大上挠位移为 1.83 cm。



图 7 最大正负温差下全桥的竖向位移云图

由图 8 可知,最大正温差工况下,该桥最大的上缘温度梯度应力为 2.94 MPa,位于支座处;最大负温差工况下,该桥最大的上缘温度梯度应力为 1.25 MPa,位于桥墩位置。

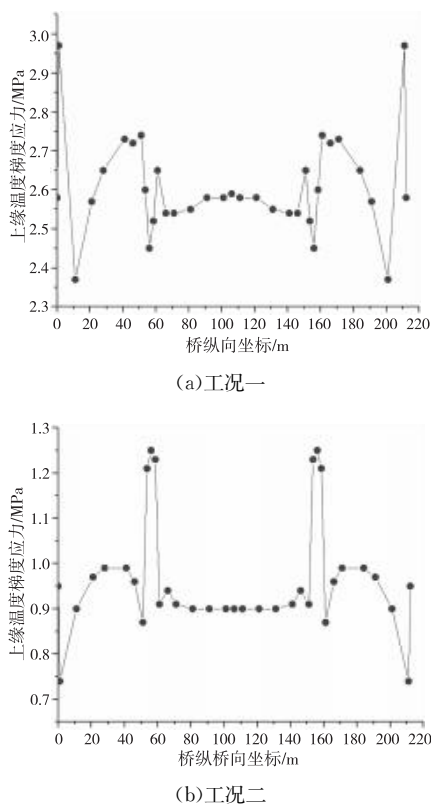


图 8 最大正负温差下主梁沿纵向桥的上缘温度梯度应力曲线图

4 结语

本文基于现场实测的三维日照温度场数据,结合 ANSYS 有限元软件模拟计算,以某大跨径 PC 连续刚构桥为工程背景,模拟了三维日照温度场作用下,全桥的温度场分布状况,并以最大正负温差为最不利荷载工况,对主梁的位移及上缘温度梯度应力进行了分析。主要可总结为如下几点结论。

(1) 基于实测温度数据,建立大跨 PC 连续刚构桥三维日照辐射作用的温度场有限实体模型,通过对温度场分布情况的模拟可知:最大正温差下箱梁外表面温度较高,最高温度出现在顶板上缘,且温度上升较快,腹板及顶底板温度变化均滞后于外表面,且外表面温度变化与环境温度变化规律一致。

(2) 在最大负温差下箱梁外表面温度降低也较快,而箱梁内部由于空气不流通,温度最高,出现在腹板内表面,顶板混凝土内部温度较上缘和下缘要高,说明箱梁内部散热较慢,出现正负交替循环变化的温度梯度模式。

(3) 通过计算最大正负温差两种荷载工况下大跨 PC 连续刚构桥的静力响应,得到的计算结果如下:最大正温差作用下,主梁上挠 1.70 cm,上缘最大温度梯度应力为 2.94 MPa,位于支座附近;最大负温差作用下主梁上挠 1.83 cm,上缘最大温度梯度应力为 1.25 MPa,位于桥墩附近。

(下转第 180 页)

基于 PSO-BP 神经网络的矮塔斜拉桥地震易损性分析

马存祥, 韩斌, 曹杨, 袁光华, 陈剑宏

(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章以某矮塔斜拉桥为工程背景, 提出了一种预测桥梁地震响应的方法——PSO-BP 神经网络法, 该方法可替代部分有限元计算, 节省大量计算成本; 基于 PSO-BP 神经网络建立桥梁地震易损性曲线, 与传统有限元分析法建立的地震易损性曲线做对比以验证该方法的可行性, 并比较了桥梁不同部位的受损程度。结果表明, PSO-BP 神经网络模型预测精度较高, 依据此方法在节省大量计算成本的情况下, 能够在较短时间内预测出桥梁在不同地震强度下的损伤状况; 矮塔斜拉桥的下塔柱顶部比下塔柱底部及上塔柱顶部更易受损。

关键词: 公路桥梁; 地震易损性; 数值计算; 矮塔斜拉桥; 神经网络

中图分类号: U448.27 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.028

文章编号: 1673-4874(2025)07-0091-05

0 引言

桥梁作为交通基础设施的关键组成部分, 其在地震等自然灾害中的抗震性能至关重要。由于桥梁在地震中的破坏模式难以预测, 因此, 近年来桥梁地震易损性分析得到了广泛的关注。

以往的研究中, 大多采用非线性有限元时程分析法得到桥梁的地震响应, 这种方法不仅计算工作量大且计算效率低, 随着算法数学模型的发展, 人工神经网络(Artificial Neural Network, ANN)等可用于非线性时程分析(Nonlinear Time History Analysis, NTHA)的预测方法越来越多地被用于分析桥梁结构的行为预测, 大大降低了计算成本。Liu 等^[1]介绍了一种基于 ANN 的预测方案, 用于生成公路桥梁的易损性曲线, 展示了 ANN 在地震易损性分析中的应用; SHOKRI M 等^[2]指出 ANN 是预测钢筋混凝土桥梁地震性能损伤检测的关键工具之一, 展示了 ANN 在基础设施工程领域的广泛应用; 甘露^[3]通过 BP 神经网络对桥梁影响线模型进行了修正研究, 探讨了考虑模型修正的既有桥梁地震易损性分析方法。尽管 ANN 在处理复杂模式和关系方面具有显著优势, 但其也存在一些普遍的局限性, 尤其是在训练过程中的不稳定性^[4]。

反向传播(Back propagation, BP)神经网络^[5], 是 ANN 的一种实现方式, 其采用了特定的学习算法来训练多层前馈网络, 使其能够学习复杂的非线性关系。BP 算法的提出和发展, 极大地推动了 ANN 在各个领域的应用。然而 BP 算法对初始权重和超参数选择非常敏感, 这限制了其性能和应用范围。为了克服这些限制, 提出了通过粒子群算法(Particle Swarm Optimization, PSO)优化的 BP 算法, 其在多个领域显示出了优越性, 包括但不限于金融预测、医疗诊断和工程设计, 优化后的网络不仅提高了预测准确性, 还增强了模型的稳定性和可靠性^[6-8]。

本文以一座矮塔斜拉桥为工程背景, 建立了 BP 神

经网络与粒子群优化算法相结合(PSO-BP)的桥梁地震响应预测模型, 通过预测结果建立桥梁的地震易损性曲线, 与 NTHA 建立的桥梁地震易损性曲线相对比, 验证 PSO-BP 神经网络在预测桥梁地震易损性分析中的可行性。

1 方法介绍

1.1 桥梁地震易损性分析原理

桥梁地震易损性是指桥梁在地震发生时可能遭受破坏或功能受损的程度。地震易损性的评估旨在确定桥梁的地震风险, 以便采取合适的预防和改善措施。

本文采用“云图法”构建易损性曲线, 选取几十到几百条的地震波, 将这些地震波输入桥梁有限元模型进行非线性时程分析, 得到地震需求 S_d 和地震动强度指标 IM 之间的离散数据点。 S_d 和 IM 之间满足以下关系^[9]:

$$\ln(S_d) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (1)$$

式中: a 和 b ——回归系数。

假设易损性曲线符合正态累积分布:

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}}\right) = \left(\frac{\ln(a) + b \ln(IM) - \ln(S_c)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}}\right) \quad (2)$$

式中: β_c 和 β_d ——地震需求和结构能力的对数标准差, 以地震动峰值加速度 PGA 为地震动参数指标时, $\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}$ 取 0.5。

地震期间桥梁的易损性不仅由地震的直接影响决定, 同时也与材料属性等多种因素相关。研究指出, 地震易损性中的不确定性主要由地震的不确定性引起, 材料的不确定性影响较小^[10], 故本文不考虑材料参数的不确

第一作者简介: 马存祥(1992—), 硕士, 工程师, 研究方向: 桥梁工程。

定性。

1.2 BP 神经网络训练过程

BP 神经网络(图 1)能够学习和存储大量输出-输入模式映射关系,而不需要事先了解这些映射关系的数学描述,非常适合解决一些没有明确算法描述的复杂问题。

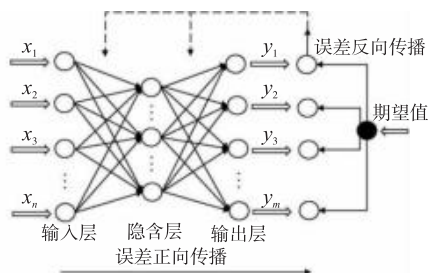


图 1 神经网络结构图

隐含层神经元为 b_m , 输入层 x_n 到输出层 y_m 传递关系如式(3)、式(4)所示:

$$b_m = f(w_{ij}x_n + k_m) \quad (3)$$

$$y_m = f(v_{nm}b_m + p_n) \quad (4)$$

式中: f —— 激活函数;

w_{ij} —— 输入层神经元 i 与隐含层神经元 j 之间的连接权重;

v_{nm} —— 隐含层神经元 m 与输出层神经元 n 之间的连接权重;

k_m 和 p_n —— 对应阈值。

若每次输出值与期望输出值存在较大偏差,将通过反向传播机制进行调整,误差以梯度方式传递给每一层神经元,直至误差达到所需精度。

1.3 PSO 优化 BP 神经网络

BP 神经网络主要依赖于梯度下降法来更新网络的权值和阈值,这种方法虽然能够有效地逼近非线性系统,但得不到全局最优解^[11]。这意味着在训练过程中需要更多的迭代次数来达到满意的误差水平,不仅增加了计算负担,也降低了算法的实际应用效率。为提高预测准确性,加快收敛速度,本研究采用 PSO 优化 BP 神经网络。

PSO 优化 BP 神经网络的步骤:

(1)通过随机分配粒子群中每个粒子的位置和速度,粒子的位置代表了 BP 神经网络中的所有权重和阈值。

(2)每个粒子根据其最佳位置和全局最佳位置来调整其速度和位置,更新公式如式(5)、式(6)所示:

$$v_{id}^{k+1} = wv_{id}^k + c_1r_1(p_{id}^k - x_{id}^k) + c_2r_2(p_{gbest}^k - x_{id}^k) \quad (5)$$

$$x_{id}^{k+1} = x_{id}^k + v_{id}^{k+1} \quad (6)$$

式中: v_{id}^k 、 x_{id}^k —— 粒子 i 在 k 次进化时的速度和位置;

p_{id}^k 、 p_{gbest}^k —— k 次进化后的个体最优和全局最优;

r_1 、 r_2 —— 区间 $[0, 1]$ 的随机数,用以引入随机性避免过早收敛;

w —— 惯性权重;

c_1 、 c_2 —— 学习因子,表示粒子受到个人和群体经验的引导程度。

(3)在新的位置评价每个粒子,计算其适应度,若达到目标精度,输出最优网络权重阈值;如果尚未达到预定的精确度,那么就需对每个粒子所代表的最优解位置以及整体最优解位置进行更新。

(4)检查是否满足终止条件,若满足终止条件,选用代表整体最优解的粒子所确定的权重与阈值来设定 BP 神经网络的参数。

通过这种步骤,PSO 算法能帮助 BP 神经网络避免局部最优,并提高网络的泛化能力^[12]。

2 工程概况和有限元模拟

2.1 工程概况

本文以某矮塔斜拉桥为研究对象,全桥长 351 m,其中主跨长 290 m;主墩高 126.8 m,采用 C40 混凝土,单薄壁墩结构;桥塔高 48 m,采用 C50 混凝土;主梁截面为单箱三室、斜腹板变截面梁,采用 C60 混凝土;上部设置了 13 对斜拉索;桥型布置图如图 2 所示。

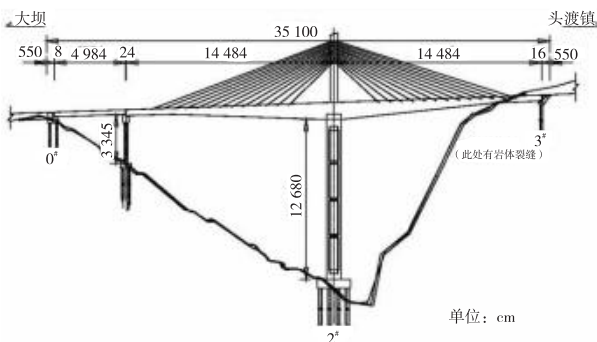


图 2 桥型布置图

2.2 矮塔斜拉桥有限元模型

本研究仅考虑主桥,利用 Midas Civil 软件进行桥梁结构的有限元分析。该模型包含 1 303 个节点和 1 255 个单元,主梁、上塔柱、下塔柱及桩基部分以梁单元形式建模,斜拉索则通过桁架单元进行模拟;采用土弹簧对桩-土作用进行模拟,用较为普遍的“m”法,计算土弹簧刚度,桩基础底部约束所有方向的自由度,模型如图 3 所示。

2.3 地震记录的选择

本研究选择云图法来生成易损性曲线,依据《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01-2020)设计反应谱,从太平洋地震工程研究中心数据库中挑选 130 条地震动记录。由于选取到的地震动记录 PGA 范围较小,对部分地震记录进行合理缩放。

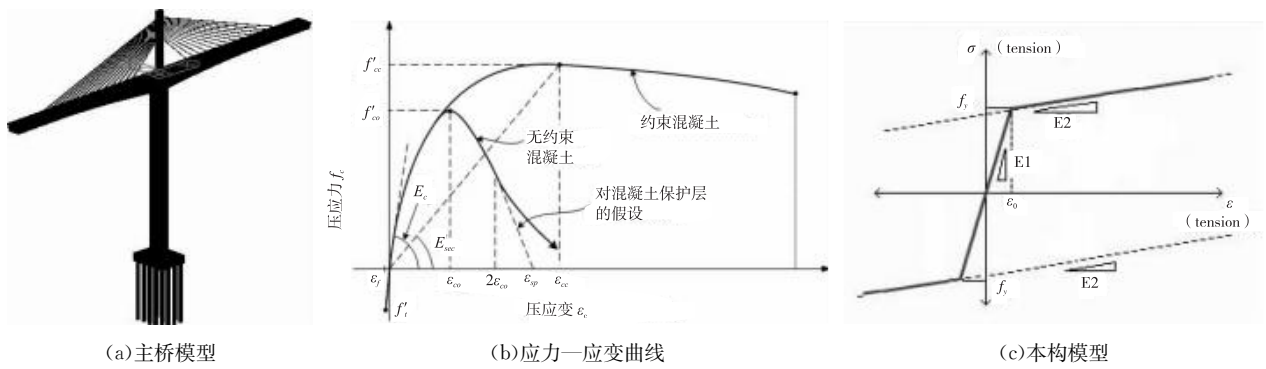


图3 桥梁有限元模型图

2.4 确定损伤指标

在地震作用下,塔柱易发生塑性变形导致结构破坏,本文将塔柱设为易损构件,以下塔柱顶部、下塔柱底部和上塔柱底部作为控制截面,截面曲率作为损伤评价依据,量化下塔柱顶部、下塔柱底部和上塔柱底部的损伤程度,如表1所示。

表1 塔柱损伤状态表

损伤状态	准则
无损伤	$\varphi < \varphi_{cy1}$
轻微损伤	$\varphi_{cy1} \leq \varphi \leq \varphi_{cy}$
中等损伤	$\varphi_{cy} < \varphi \leq \varphi_{c4}$
严重损伤	$\varphi_{c4} < \varphi \leq \varphi_{cmax}$
完全损伤	$\varphi > \varphi_{cmax}$

注: φ_{cy1} 表示钢筋初始屈服曲率, φ_{cy} 表示等效屈服曲率; φ_{c4} 表示混凝土压应变达到 0.004 时的曲率; φ_{cmax} 表示极限压应变时的曲率

各截面损伤指标阈值如表2所示。

表2 各截面曲率损伤指标阈值表

曲率/ m^{-1}	下塔柱顶部	下塔柱底部	上塔柱底部
φ_{cy1}	2.38×10^{-4}	2.93×10^{-4}	1×10^{-3}
φ_{cy}	3.76×10^{-4}	3.37×10^{-4}	1.15×10^{-3}
φ_{c4}	9.08×10^{-4}	1.02×10^{-3}	3.41×10^{-3}
φ_{cmax}	1.22×10^{-3}	1.3×10^{-3}	4.5×10^{-3}

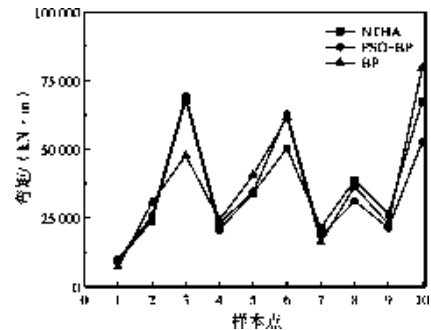
3 PSO-BP 神经网络效果评估

3.1 构建神经网络

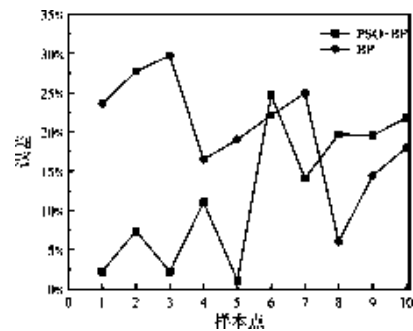
将 130 条地震波的地震动峰值加速度、重要持时、地震波波长等地震参数作为神经网络的输入层。选取 70 条地震波进行非线性时程分析,将所得的 70 组地震响应数据作为神经网络的输出层(10 组测试数据,60 组神经网络训练和验证数据),神经网络训练好后,输入余下的 60 组地震参数预测其地震响应数据。由于输入层的参数差异较大,采用 tanh 函数对数据进行归一化处理,如式(7)所示,将所有数据缩放到 $(-1, 1)$ 之间,有助于控制梯度消失的问题。

$$f(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}} \quad (7)$$

由图4可知,当采用 PSO-BP 神经网络预测时,得到的最大误差是 24%,平均误差则为 12.51%。相比之下,仅使用 BP 神经网络进行预测的最大误差达到了 29%,其平均误差为 17.53%。这说明 PSO 算法对 BP 神经网络的优化结果较为明显,PSO-BP 神经网络可以用于矮塔斜拉桥地震响应的预测。



(a)地震响应预测测试



(b)误差

图4 上塔柱底部截面神经网络测试集结果对比曲线图

上塔柱底部截面、下塔柱顶部截面和下塔柱底部截面 NCHA 计算值和 PSO-BP 神经网络预测值的散点图如图5所示。由图5可知,各截面数据点拟合直线都接近直线 $y = x$,表明 PSO-BP 神经网络预测结果整体上表现较好。

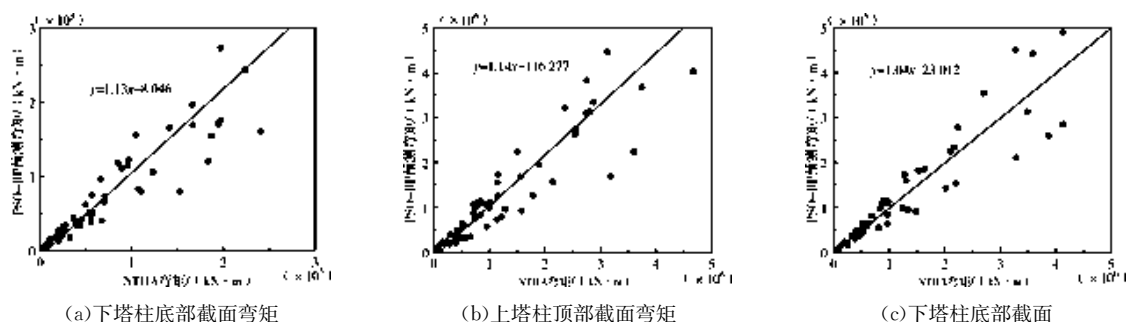


图5 PSO-BP神经网络预测与NTHA计算地震响应对比曲线图

3.2 建立桥梁地震易损性曲线

对结合式(1)和式(2),分别用NTHA和PSO-BP神经网络预测两种方法得到桥梁各部位易损性曲线,如图6所示。

由图6可知,由PSO-BP神经网络模型计算得到的易损性曲线与传统的NTHA法计算的易损性曲线误差较小,超越概率最大误差为0.077, ≤ 0.1 。

本研究中,传统的有限元法需要进行130次时程分析,而PSO-BP神经网络法仅需进行70次时程分析即可获得较高精度的易损性曲线,节约了将近50%的计算工作量,极大提高了计算效率。

4 不同部位易损性比较

为研究更易受损部位,可通过比较各损伤状态下不

同部位的损伤超越概率,如图7所示。

由图7可知,同地震动强度下下塔柱顶部损伤超越概率>下塔柱底部损伤超越概率>上塔柱损伤超越概率,上塔柱发生严重损伤和完全损伤的超越概率较低。

5 结语

本文针对矮塔斜拉桥地震易损性分析计算工作量大的问题,提出了一种基于粒子群优化算法和反向传播神经网络相结合的矮塔斜拉桥地震易损性分析方法,得出结论如下:

(1) PSO-BP神经网络模型在本研究中表现出了高效的地震响应预测能力,展现了良好的预测精度和稳定性。这证明了结合粒子群优化算法优化权重和阈值的神经网络模型在预测地震响应中的有效性。

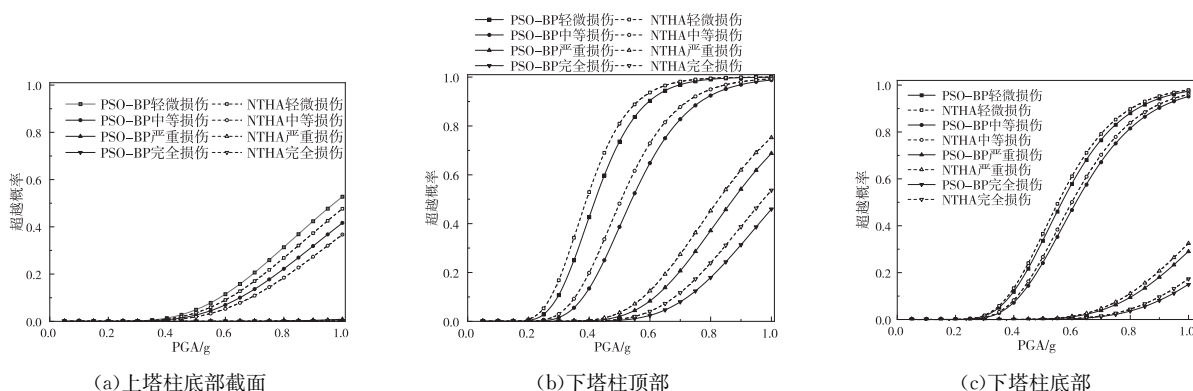


图6 易损性曲线图

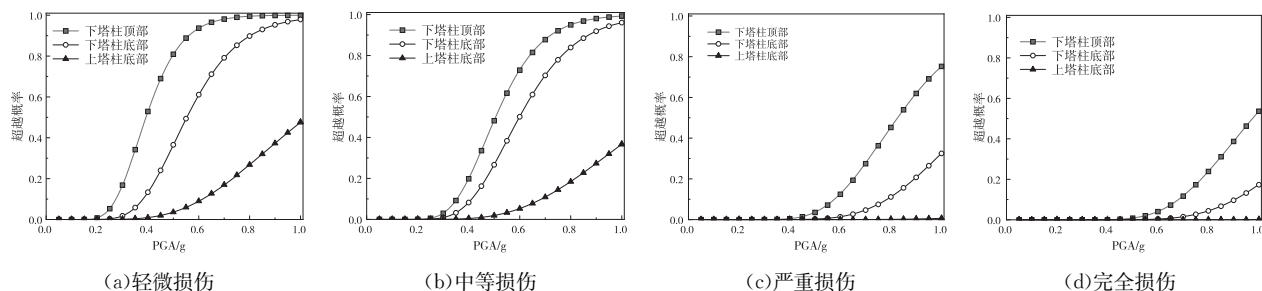


图7 损伤状态曲线图

(下转第230页)

拱桥拱座大体积混凝土施工质量控制方法

梁宝杰,曾明智,徐小群,张焕平,银花雨
(广西公路检测有限公司,广西 南宁 530000)

摘要: 为加强大体积混凝土水化热及温度控制,提升其耐久性,文章研究采用粉煤灰、矿渣粉部分替代水泥的方案优化配合比设计,通过坍落度试验、抗压强度试验、电通量试验等评价混凝土性能,结合现场条件采用多种手段进行现场温度控制。结果表明:采用粉煤灰替代35%的水泥后,混凝土性能较优,具体表现为工作性能良好,60 d抗压强度提升了6.6%,72 h绝热温升降低了8.2℃,56 d电通量降低了42.5%;通过分层浇筑、布设冷却管的方法能有效控制新浇筑混凝土温度,经监测,96 h内混凝土最高温度为48.3℃,内外温差最大为18.6℃,控制效果良好,满足技术要求。

关键词: 大体积混凝土;配合比设计;温度控制;耐久性能

中图分类号: U443.23 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wocst.2025.07.029

文章编号: 1673-4874(2025)07-0095-03

0 引言

钢管混凝土结构拱桥具备工序简单、承载能力强、桥下通航能力好等优点,被广泛应用^[1],其主要通过主拱和边拱传递应力到拱座及基础达到承载的目标^[2],对于混凝土的拱座及基础的承载能力及耐久性具有较高的要求。然而,拱座及基础混凝土浇筑方量大,新浇筑混凝土水化热高,且内外部温差大,易产生温度裂缝、收缩裂缝,影响混凝土的耐久性能^[3-5]。因此,需要通过优化混凝土配合比设计和加强施工过程中质量控制等手段,控制浇筑后混凝土内部温度,降低混凝土早期开裂风险,提升拱座及基础大体积混凝土结构耐久性。

综上,本文以某中承式钢管拱桥项目为背景,研究了拱座大体积混凝土配合比设计及施工过程中质量控制方法,为同类型桥梁大体积混凝土施工提供参考。

1 工程概况

依托项目为广西境内某主跨为360 m中承式钢管混凝土提篮拱桥。其南、北岸拱座均采用分离式扩大基础,设计为C30素混凝土基础,南岸拱座基础左右幅尺寸均为33.0 m×15.7 m×11.5 m,中间设一道连系梁,尺寸为20.6 m×5 m×4.5 m,北岸拱座基础左右幅尺寸均33.0 m×15.7 m×8.5 m,中间不设连系梁。南、北岸拱座设计为C40钢筋防水混凝土拱座,高度均为15 m,分7层浇筑,两岸拱座及基础各层浇筑工程量如表1所示。

表1 两岸拱座及基础工程数量表

项目	内容	数量/m ³
南岸拱座	C30素混凝土基础(第一层:4.5 m)	4 662.9
	C30素混凝土基础(第二层:3.5 m)	3 626.7
	C30素混凝土基础(第三层:3.5 m)	3 626.7
	C40钢筋防水混凝土拱座主体	5 394.0
北岸拱座	C30素混凝土基础(第一层:3.5 m)	3 626.7
	C30素混凝土基础(第二层:5.0 m)	5 181.0
	C40钢筋防水混凝土拱座主体	5 394.0

2 混凝土配合比优化设计

2.1 原材料

为降低混凝土的水化热,提高混凝土的耐久性,优选原材料。水泥:华润P·O 42.5水泥,比表面积为342 m²/kg;粉煤灰:F类Ⅰ级粉煤灰,细度为11.2%;矿渣粉:S95级矿渣粉,比表面积为410 m²/kg;粗集料:采用石灰岩碎石;细集料:石灰岩机制砂;减水剂:苏博特PCA-Ⅰ聚羧酸减水剂。

2.2 配合比设计

为保证拱座大体积混凝土泵送施工的稳定性及结构的耐久性,根据设计文件,结合现场施工条件及原材料性能,设计四组混凝土配合比,如表2所示。

表2 C40拱座混凝土配合比设计表

单位:kg/m³

编号	水泥	粉煤灰	矿渣粉	机制砂	碎石	水	减水剂
A1	384	0	0	818	1 042	157	5.38
A2	288	0	96	818	1 042	157	5.38
A3	248	136	0	818	1 042	157	5.38
A4	230	114	40	818	1 042	157	5.38

第一作者简介:梁宝杰(1990—),工程师,主要从事公路水运工程检测工作。

3 混凝土性能

3.1 工作性能

通过坍落扩展度试验测试混凝土的工作性能,试验结果如表3所示。

编号	坍落度	扩展度
A1	185	450
A2	180	410
A3	210	510
A4	195	490

由表3可知,矿渣粉掺入后混凝土坍落扩展度有所降低,表明矿渣粉不利于混凝土工作性。而A3、A4组混凝土坍落扩展度有所提高,且无离析、无泌水,表明粉煤灰掺入对混凝土工作性能产生了有利影响。为保证混凝土的泵送效果,应优先选择A3、A4组配合比设计,降低堵管风险。

3.2 抗压强度

通过立方体抗压强度试验测得四组混凝土7 d、28 d、60 d抗压强度,试验结果如图1所示。

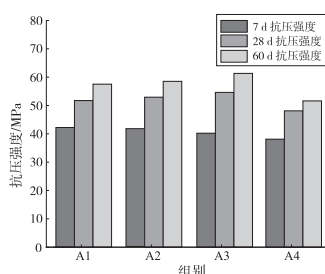


图1 混凝土抗压强度试验结果柱状图

由图1可知,较纯水泥组混凝土A1、A2、A3、A4组的7 d强度有所下降,这是因为粉煤灰、矿渣粉中的活性成分水化速度低于水泥的水化速度,采用部分粉煤灰、矿渣粉替代部分水泥后,混凝土早期强度有所降低。龄期28 d、60 d时,A2、A3混凝土的抗压强度有所提高,较A1组,A2、A3组60 d抗压强度分别提高了1.7%和6.6%,这是因为粉煤灰二次水化能有效填充混凝土孔隙,增加混凝土的密实性,提高混凝土界面黏结强度。而A4组强度较低,表明混凝土配合比设计时应合理控制粉煤灰、矿渣粉等掺合料掺量,掺合料过掺会对混凝土强度产生不利影响。

3.3 绝热温升

根据《大体积混凝土施工标准》(GB 50496—2018)[6],计算各组混凝土水化热,按式(1)计算混凝土的绝热温升,结果分别如图2、图3所示。

$$T(t) = \frac{W \cdot Q}{C \cdot \rho} (1 - e^{-mt}) \quad (1)$$

式中:W——胶凝材料用量/(kg·m⁻³);

Q——混凝土水化热/(kJ·kg⁻¹);

C——混凝土比热/[kJ·(kg·℃)⁻¹];

ρ——混凝土容重/(kg·m⁻³)。

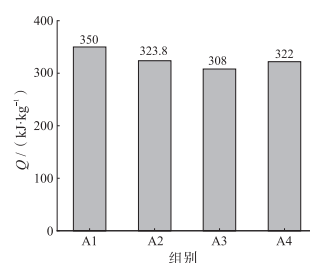


图2 混凝土水化热试验结果柱状图

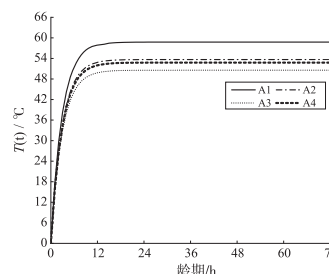


图3 混凝土绝热温升曲线图

由图2、图3可知,12 h内混凝土温度上升明显,随后趋于稳定。较A1组,A2、A3、A4组72 h绝热温升分别为降低了5.1℃、8.2℃、6.0℃,这是因为粉煤灰、矿渣粉水化热远低于水泥的水化热,采用矿渣粉替代25%的水泥后,混凝土水化热减少了26.2 kJ/kg,降低了7.5%,采用粉煤灰替代35%的水泥,混凝土水化热减少了42.0 kJ/kg,降低了12.0%。复掺30%粉煤灰+10%的矿渣粉,混凝土水化热减少了28.0 kJ/kg,降低了8.0%。此外,粉煤灰、矿渣粉水化速度低于水泥,且比热高于水泥,掺入粉煤灰、矿渣粉的混凝土升温速率下降。掺入粉煤灰和矿渣粉后,混凝土水化热降低和温升速率下降,有利于大体积混凝土的温度控制,减少混凝土的早期温度裂缝。

3.4 耐久性能

通过电通量试验检验混凝土的抵抗水、氯离子渗透能力,反映混凝土的耐久性能,试验结果如图4所示。

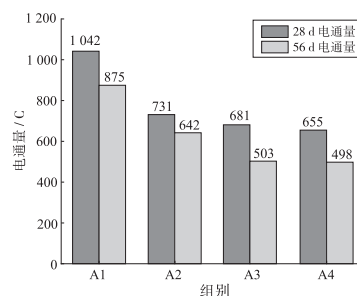


图4 混凝土电通量试验结果柱状图

由图4可知,随着混凝土中胶凝材料水化不断进行,混凝土56 d电通量较28 d电通量均有所降低。A2、A3、A4组混凝土电通量较A1组降低明显,28 d电通量降低了29.8%~37.1%,56 d电通量降低了26.6%~43.1%,粉煤灰、矿渣粉等掺合料相较于水泥更加微细,在混凝土体系中,能发挥微粉填充作用,减少有害毛细孔,提升凝

土结构的致密性。此外,粉煤灰的二次水化反应生成水化硅酸钙等,能有效提升填充混凝土内部孔洞,改善混凝土界面强度,提高混凝土的耐久性。

综上所述,A3组混凝土工作性能、抗压强度、水化温升及电通量等试验结果较优,满足规范技术要求,经试泵后,泵送效果良好,因此,确定A3组配合比为最终方案。

4 施工质量控制方法

温度控制是大体积混凝土施工质量控制的关键,以上研究优化配合比设计能有效降低混凝土水化热,达到降低混凝土温度的目标。此外,施工过程中,项目采用分层浇筑、布设冷却管、实时温度监测等方法,加强混凝土内外温差控制,降低混凝土因温度不均产生开裂的风险。

4.1 分层浇筑

当混凝土单次浇筑数量过大,浇筑时间过长时,混凝土水化放热速度不一致,混凝土内部温度差异过大,温度不均易造成混凝土产生温度裂缝。因此,拱座及基础采用分层浇筑方法,根据现场情况,C30素混凝土拱座基础南岸分3层浇筑,为4.5 m+3.5 m+3.5 m,北岸分2层浇筑,为3.5 m+5.0 m,C40钢筋防水混凝土拱座南北岸均分7层浇筑,1~6层为2 m,第7层为3 m,如图5所示。

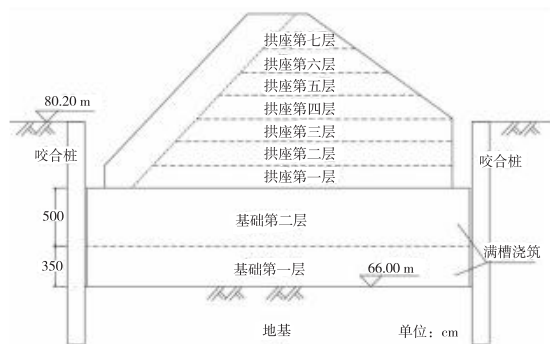


图5 拱座及基础分层浇筑示意图

4.2 布设冷却管

布设冷却管加速混凝土内部散热,控制混凝土内外温差在安全区间内。根据现场需求,冷却管采用公称直径为48 mm、壁厚3.5 mm的标准镀锌水管,管与管之间的连接采用与之配套的接头,冷却管竖向每层间距100 cm,平面纵横向间距均为150 cm,通水流量为2.0 m³/h。

4.3 温度监测

为保证混凝土浇筑质量,加强原材料温度、入模温度及浇筑体温度变化监控。严格控制水泥温度<60℃,混凝土入模温度为5℃~25℃。通过预留测温孔按4 h间隔对新浇筑混凝土内、外温度进行监测,预留测温孔位置如图6所示,监测结果如图7所示。

由图7可知,60 h内新浇筑大体积混凝土内部温度不断升高,最高温度达48.3℃,在40 h时混凝土内外温差最大,达18.6℃,最高温度和最大温差均满足设计要求。混凝土表面温度受环境温度影响变化明显,因此对于新浇筑混凝土应做好保温、保湿措施,避免温、湿度变化引

起混凝土开裂,从而对混凝土结构耐久性产生不利影响。

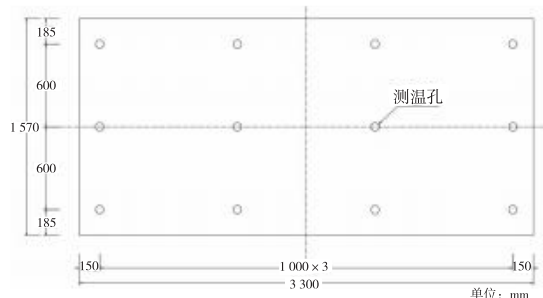


图6 测温孔位置分布示意图

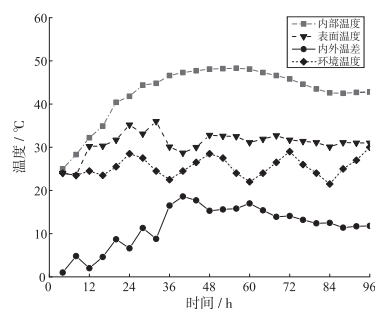


图7 拱座混凝土内外温差监测结果曲线图

5 结语

(1)混凝土体系中掺入适量粉煤灰、矿渣粉,有利于提高混凝土的后期强度,有效降低混凝土水化热,提高混凝土耐久性能。

(2)四组混凝土配合比中,A3组综合试验结果最优,采用粉煤灰替代35%的水泥后,混凝土工作性能良好,60 d抗压强度提升了6.6%,72 h绝热温升降低了8.2℃,56 d电通量降低了42.5%。

(3)通过优化配合比设计、分层浇筑、埋置冷却管等手段能有效控制大体积混凝土温度,经监测,新浇筑混凝土最高温度48.3℃,内外温差最大为18.6℃,满足技术要求。

参考文献

- [1]李友志.钢管拱C80微膨胀自密实混凝土配合比设计研究[J].西部交通科技,2023(7):122-125.
- [2]李兴宇,彭亚东,何维利.中承式拱桥钢骨混凝土组合结构拱座分析[J].特种结构,2023,40(6):52-56.
- [3]何江伟.铁路桥梁大体积混凝土施工与温控技术研究[D].北京:中国铁道科学研究院,2023.
- [4]毕进安.高速公路桥梁承台大体积混凝土配合比设计与温控防裂研究[J].交通科技与管理,2024,5(3):45-47.
- [5]盖珂瑜,龙勇,蒋本俊,等.主塔C60大体积混凝土配合比设计及性能研究[J].混凝土与水泥制品,2024(4):91-95.
- [6]中华人民共和国住房和城乡建设部.大体积混凝土施工标准:GB 50496—2018[S].北京:中国建筑工业出版社,2018:21.

收稿日期:2025-03-10

混凝土灌注顺序对钢管混凝土桁式拱桥受力与变形的影响分析

唐振富¹, 陈家宇¹, 朱勇锋², 吴春风³, 黄春梅¹

(1. 广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200; 2. 广西桂商实业投资有限公司, 广西 南宁 530200; 3. 广西北投环保水务集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 为研究混凝土灌注顺序对钢管混凝土桁式拱桥受力与变形的影响, 文章以某中承式钢管混凝土桁式拱桥为背景工程, 根据桁式拱肋主管位置的不同, 选取了四种典型的混凝土灌注顺序, 分别从外部钢管应力、管内混凝土应力、拱肋变形等方面分析了混凝土灌注顺序对拱肋受力与变形的影响规律。结果表明: 混凝土灌注顺序对钢管混凝土桁式拱桥外部钢管应力与拱肋变形影响相对较小, 对管内混凝土应力影响相对较大, 实桥施工中宜按“先上后下, 先内后外”的灌注顺序进行。

关键词: 拱桥; 桁式; 钢管混凝土; 灌注顺序; 影响分析

中图分类号: U445.57 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.030

文章编号: 1673-4874(2025)07-0098-03

0 引言

钢管混凝土拱桥拱肋外部采用钢管, 内部灌注混凝土, 充分发挥了拱肋管内混凝土灌注前外部钢管轻质高强的材料性能, 及后续阶段混凝土良好的受压性能。相比混凝土拱桥, 其跨径可以做得更大(如跨径575 m的平南三桥), 相比同等跨径钢拱桥, 其造价更低, 经济性更好^[1-2]。

与绝大多数混凝土拱桥施工方法类似, 钢管混凝土拱桥拱肋一般先采用缆索吊装斜拉扣挂施工外部钢管, 待钢管合龙后再进行管内混凝土的灌注, 最终钢管与混凝土组成联合截面共同受力。因此, 在钢管混凝土拱桥施工阶段, 其管内混凝土灌注非常重要, 是整个施工阶段的核心步骤, 而桁式结构的拱肋一般由四根钢管(单侧)通过腹杆、缀杆相连, 其可选择的灌注顺序特别多, 不同的灌注顺序其拱肋受力性能不同, 不仅影响施工阶段结构受力与结构安全, 同时也直接影响拱肋成桥阶段的受力, 因此有必要研究混凝土灌注顺序对钢管混凝土桁式拱桥受力与变形的影响大小, 探索一种相对较为合理的灌注顺序, 不少学者对此作了一定的研究^[3-8]。

本文在学者们研究的基础上, 基于以往管内混凝土灌注的施工经验, 选取某中承式钢管混凝土桁式拱桥作为研究对象, 根据桁式拱肋主管位置的不同, 对混凝土灌注顺序进行分析, 以外部钢管应力、管内混凝土应力以及拱肋变形为评判指标, 研究混凝土灌注顺序对钢管混凝土桁式拱桥受力与变形的影响大小, 从而比选出最优混凝土灌注顺序, 为实际项目管内混凝土灌注施工提供指导意见, 同时为同类项目管内混凝土灌注顺序提供参考与借鉴。

1 背景工程简介

依托项目为广西某城市一座过江桥梁, 主桥采用钢

管混凝土拱桥(中承式), 总长276 m, 拱肋采用钢管混凝土桁式结构, 拱轴线为悬链线(拱轴系数1.2), 矢跨比为1/4。拱肋上、下弦杆为四根 $\phi 1\,000$ mm钢管形成的桁式截面; 截面径向高6 m, 上下弦杆间用 $\phi 457$ mm $\times$ 14 mm的腹杆连接。立面布置如图1所示。

拱脚段处上、下弦管均采用 $\phi 1\,000 \times 24$ mm钢管, 拱顶段采用 $\phi 1\,000 \times 20$ mm钢管, 均灌注C60混凝土。

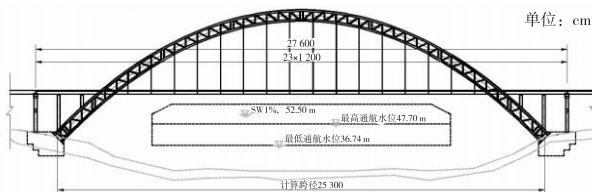


图1 主桥桥型立面布置图

2 结构有限元模型

拱肋管内混凝土灌注施工有限元模型采用 Midas Civil 软件建立, 如图2所示。



图2 管内混凝土灌注施工有限元模型图

采用梁单元对钢箱拱肋、横撑等进行模拟, 全桥共计550个节点、1 225个单元。

桁式拱肋单根钢管混凝土截面为外部钢管与内部混凝土联合而成, 实际施工过程则是先缆索吊装外部钢管至合龙, 再灌注管内混凝土, 这一施工过程可通过 Midas Civil 软件里的施工联合截面进行模拟, 即在外

第一作者简介: 唐振富(1993—), 工程师, 主要从事工程管理、道路桥梁施工工作。

钢管施工阶段激活拱肋联合截面的钢管,再根据管内混凝土的灌注顺序,在相应施工阶段激活联合截面的管内混凝土,如此即可准确无误地模拟出钢管混凝土拱桥管内混凝土灌注施工的全过程,从而得到钢管混凝土灌注过程中拱肋的受力与变形。

基于以上有限元分析原理,选取管内混凝土灌注典型顺序,通过对有限元模型计算结果对比分析,研究混凝土灌注顺序对拱肋受力与变形的影响大小,选出管内混凝土灌注最佳顺序。

3 混凝土灌注顺序的影响分析

3.1 混凝土灌注顺序的选取

钢管混凝土桁式拱桥管内混凝土灌注施工是整个拱桥施工阶段的核心步骤,其桁式拱肋一般由四根钢管(单侧)通过腹杆、缀杆相连,可组成多种灌注顺序(图3),研究起来相对较为复杂。但进一步分析可知,根据钢管位置的不同,可分为上、下、外、内四个方向,因而组成钢管混凝土桁式拱桥管内混凝土典型灌注顺序即四种,具体如表1所示。

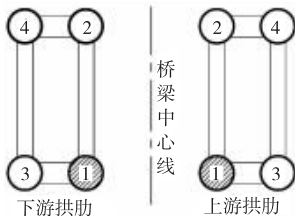


图3 拱肋编号示意图

表1 管内混凝土典型灌注顺序表

灌注顺序	灌注顺序编号	灌注顺序准则
顺序一	1-2-3-4	先下后上,先内后外
顺序二	1-3-4-2	先下后上,先外后内
顺序三	2-1-3-4	先上后下,先内后外
顺序四	2-4-3-1	先上后下,先外后内

基于前文的有限元计算原理,按本节设置的管内混凝土灌注顺序,依次调整结构有限元模型进行管内混凝土灌注顺序的施工模拟,计算不同灌注顺序下桁式拱肋的应力与变形。

3.2 外部钢管应力受混凝土灌注顺序的影响分析

基于前文有限元计算原理及混凝土灌注顺序,通过有限元计算出管内混凝土灌注完成后其关键截面外部钢管应力如表2至表4所示。

表2 拱脚截面外部钢管应力计算结果表 单位:MPa				
拱肋	顺序一	顺序二	顺序三	顺序四
1#	-67.12	-66.75	-68.41	-67.46
2#	-37.11	-34.72	-39.23	-40.40
3#	-69.36	-67.19	-68.99	-66.48
4#	-37.40	-35.73	-36.94	-39.20

表3 1/4拱肋截面外部钢管应力计算结果表 单位:MPa				
拱肋	顺序一	顺序二	顺序三	顺序四
1#	-39.37	-39.68	-39.01	-38.78
2#	-42.05	-42.97	-42.28	-42.31
3#	-39.09	-39.24	-37.98	-38.48
4#	-42.94	-43.09	-43.01	-42.41

表4 拱顶截面外部钢管应力计算结果表 单位:MPa				
拱肋	顺序一	顺序二	顺序三	顺序四
1#	-37.06	-37.30	-36.99	-37.23
2#	-39.64	-39.26	-39.92	-40.11
3#	-37.90	-37.72	-37.66	-37.54
4#	-40.04	-39.65	-40.12	-40.37

分析表2至表4可知,不同混凝土灌注顺序下的钢管混凝土桁式拱桥同一截面处外部钢管应力相差非常小,可见混凝土灌注顺序对外部钢管应力的影响不大,因此桁式拱肋管内混凝土灌注顺序的选择可不考虑其对拱肋外部钢管受力的影响。

此外,进一步对拱肋外部钢管应力分析可知,任意一种灌注顺序下的外部钢管应力水平均较低,其安全富余度均较高,即先将钢管施工至合龙,再选择任意一种灌注顺序进行管内混凝土灌注施工,最终均能使拱肋外部钢管获得较好的受力性能,这也从侧面证明了钢管混凝土拱桥先施工钢管至合龙再灌注管内混凝土这一施工方案的可行性,也是其相比其他类型拱桥的突出优势。

3.3 管内混凝土应力受混凝土灌注顺序的影响分析

基于前文有限元计算原理及混凝土灌注顺序,通过有限元计算出管内混凝土灌注完成后其关键截面管内混凝土应力如表5至表7所示。

表5 拱脚截面管内混凝土应力计算结果表 单位:MPa				
拱肋	顺序一	顺序二	顺序三	顺序四
1#	-6.52	-6.45	-4.26	-1.62
2#	-2.63	-1.17	-3.92	-4.23
3#	-1.62	-4.60	-3.16	-2.81
4#	-2.08	-1.82	-2.17	-2.92

表6 1/4拱肋截面管内混凝土应力计算结果表 单位:MPa				
拱肋	顺序一	顺序二	顺序三	顺序四
1#	-3.54	-3.59	-2.83	-0.95
2#	-2.62	-1.05	-3.93	-3.94
3#	-0.95	-2.49	-1.78	-1.56
4#	-1.87	-1.76	-1.05	-2.75

表7 拱顶截面管内混凝土应力计算结果表 单位:MPa				
拱肋	顺序一	顺序二	顺序三	顺序四
1#	-3.51	-3.55	-2.13	-0.73
2#	-2.13	-0.64	-3.43	-3.45
3#	-0.74	-2.29	-1.61	-1.33
4#	-1.58	-1.20	-1.65	-2.16

分析表 5 至表 7 可知,不同混凝土灌注顺序下钢管混凝土桁式拱桥钢管内混凝土应力相差较大,灌注顺序二时,不同钢管同一截面应力差值最大,最大达 5.28 MPa,相差约 5 倍;灌注顺序一下不同钢管同一截面应力差值相对也较大,最大达 4.90 MPa,相差>3 倍。而灌注顺序三与灌注顺序四下不同钢管同一截面钢管内混凝土应力差值相比灌注顺序一、灌注顺序二要小得多,可见“先上后下”的灌注顺序比“先下后上”灌注顺序其管内混凝土应力更为均匀,截面受力性能更好。

进一步对比灌注顺序一与顺序二、灌注顺序三与顺序四可知,灌注顺序一管内混凝土应力均匀性优于顺序二,灌注顺序三管内混凝土应力均匀性优于顺序四,即“先内后外”优于“先外后内”的灌注顺序。

综合对比以上所有分析可知,管内混凝土应力作为混凝土灌注过程中最为关键的控制环节,其受混凝土灌注顺序影响相对较大,且“先上后下”优于“先下后上”灌注顺序,“先内后外”的灌注顺序优于“先外后内”,因此为使管内混凝土应力更为均匀、截面受力性能更好,实桥混凝土灌注顺序宜遵循“先上后下,先内后外”的准则进行。

3.4 拱肋变形受混凝土灌注顺序的影响分析

拱肋变形也是钢管混凝土桁式拱桥管内混凝土灌注过程中重点关注的环节,其不仅影响施工过程中结构安全,也影响拱桥成桥设计性能。通过有限元计算得管内混凝土灌注完成后其关键截面位移计算如表 8 至表 11 所示。

表 8 1# 拱肋关键截面位移计算结果表 单位:mm				
拱肋截面	顺序一	顺序二	顺序三	顺序四
拱脚	0.00	0.00	0.00	0.00
1/8 拱肋	-21.65	-21.94	-21.68	-21.96
1/4 拱肋	-38.44	-38.52	-38.58	-39.00
3/8 拱肋	-49.32	-49.02	-49.59	-50.02
拱顶	-56.15	-55.72	-56.44	-56.76

表 9 2# 拱肋关键截面位移计算结果表 单位:mm				
拱肋截面	顺序一	顺序二	顺序三	顺序四
拱脚	0.00	0.00	0.00	0.00
1/8 拱肋	-21.85	-22.16	-21.82	-22.05
1/4 拱肋	-38.49	-38.61	-38.58	-38.97
3/8 拱肋	-49.30	-49.04	-49.54	-49.94
拱顶	-56.13	-55.71	-56.39	-56.69

表 10 3# 拱肋关键截面位移计算结果表 单位:mm				
拱肋截面	顺序一	顺序二	顺序三	顺序四
拱脚	0.00	0.00	0.00	0.00
1/8 拱肋	-21.95	-21.87	-21.89	-21.81
1/4 拱肋	-38.66	-38.35	-38.76	-38.82
3/8 拱肋	-49.45	-48.79	-49.69	-49.79
拱顶	-56.28	-55.55	-56.55	-56.60

表 11 4# 拱肋关键截面位移计算结果表 单位:mm				
拱肋截面	顺序一	顺序二	顺序三	顺序四
拱脚	0.00	0.00	0.00	0.00
1/8 拱肋	-22.07	-22.04	-22.04	-21.93
1/4 拱肋	-38.63	-38.36	-38.76	-38.78
3/8 拱肋	-49.42	-48.79	-49.67	-49.74
拱顶	-56.24	-55.53	-56.52	-56.55

分析表 8 至表 11 可知,不同混凝土灌注顺序下同一截面钢管混凝土桁式拱桥拱肋位移几乎相当,可见混凝土灌注顺序对拱肋位移影响相对不大。

进一步分析可知,钢管混凝土桁式拱桥拱肋单根钢管上下通过腹杆牢固连接,横向通过缀杆牢固连接,上下游拱肋则通过横撑牢固连接,各钢管同时同步发生变形,其同一截面不同混凝土灌注顺序下总荷载及拱肋变形相当。因此,中承式钢管混凝土桁式拱桥管内混凝土灌注过程中应以管内混凝土应力控制为主,拱肋变形控制为辅。

4 结语

本文以某中承式钢管混凝土桁式拱桥为研究对象,对比分析了四种典型的混凝土灌注顺序下拱肋外部钢管应力、管内混凝土应力、拱肋变形,结果表明桁式钢管混凝土拱桥外部钢管应力与拱肋变形受混凝土灌注顺序影响不大,管内混凝土应力受混凝土灌注顺序影响相对较大,实桥混凝土灌注过程中宜以管内混凝土应力控制为主,拱肋变形控制为辅,宜按“先上后下,先内后外”的灌注顺序进行。

参考文献

[1]秦大燕,郑皆连,杜海龙,等.平南三桥斜拉扣挂系统扣索拆除研究[J].公路,2022(1):160-165.
[2]肖广生,王志金,游星,等.大跨钢管混凝土拱桥斜拉扣挂体系拆除优化方法研究[J].公路,2023(10):31-34.
[3]关敬文,王楚杰.中承式钢管混凝土拱桥拱肋管内混凝土灌注过程分析[J].西部交通科技,2018(10):124-129.
[4]涂光亚,朱帆,阳弛.大跨度钢管混凝土拱桥混凝土灌注工序分析[J].交通科学与工程,2019,35(2):64-68.
[5]陈世才.大跨度提篮拱桥管内混凝土灌注结构响应研究[J].西部交通科技,2024(3):1-4.
[6]谭中法,许春荣,王志金,等.德余高速公路乌江特大桥拱肋混凝土灌注顺序研究[J].公路,2023(10):17-20.
[7]张忠,丁敬荣,刘鲁涛,等.钢管混凝土拱桥拱肋内灌混凝土比选研究[J].公路工程,2020,45(4):158-161.
[8]张宝恒.混凝土灌注顺序对钢管混凝土拱桥变形和受力影响[J].石家庄铁路职业技术学院学报,2023,22(2):6-11.

收稿日期:2025-03-01

岩溶地区钻孔灌注桩桩底后注浆施工技术

卢垚,陈春艳,李松骏,黄新召,卢福耀

(广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200)

摘要:文章以某国道跨江大桥岩溶地区桩基桩底后注浆施工为例,分析桩底后注浆施工技术原理,阐述后注浆装置布设安装、浆液制备以及后注浆工艺等具体流程,并通过现场静载荷试验,对施工效果进行评估。结果表明,桩底后注浆施工技术在岩溶地区钻孔灌注桩工程中具有显著优势,能有效提高岩溶地区钻孔灌注桩的单桩承载力,保障工程质量与安全,可为类似工程施工提供经验借鉴。

关键词:岩溶地区;钻孔灌注桩;桩底后注浆;承载能力

中图分类号: U443.16 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wocst.2025.07.031

文章编号: 1673-4874(2025)07-0101-03

0 引言

在岩溶地区进行桥梁施工时,地质条件复杂,溶洞、破碎带等岩溶形态广泛分布,给钻孔灌注桩施工带来了极大挑战。传统的钻孔灌注桩施工在岩溶地区易出现桩端沉渣难以清理、桩侧泥皮影响桩身与土体的摩擦力等问题,导致桩基承载能力降低,桩基沉降过大,严重影响了桥梁的安全性与稳定性。

前人在钻孔灌注桩桩端后注浆技术方面已取得一定成果。如勾文章^[1]对公路桥梁钻孔灌注桩桩端后注浆工艺应用技术要点进行了探讨,分析了桩端后注浆加固机理及后注浆装置布设等内容;罗兆奎^[2]针对泥浆护壁钻孔灌注桩桩端后注浆施工技术问题进行了分析总结并提出解决措施;陈涛^[3]通过对比试验研究了桩端后注浆工艺对钻孔灌注桩承载性能和施工耗时的影响;童丹凤^[4]对岩溶区梁式桥大直径灌注桩后注浆技术进行研究,发现桩端后注浆技术能显著提高单桩承载力,减小桩基沉降。

本文依托某国道跨江桥梁工程实际,从技术原理、工艺流程、施工方法等方面详细介绍岩溶地区钻孔灌注桩桩底后注浆施工工艺,并对采用桩底后注浆技术和未采用后注浆技术的钻孔灌注桩进行承载能力对比试验。

1 工程概况

某国道跨江桥梁主桥为(75+180+75)m三跨连续的钢混凝土组合连续梁(中跨跨中采用62 m整体吊装钢箱梁,两侧各4 m的钢混凝土结合段),中墩采用墙式墩,基础采用直径2.2 m钻孔灌注桩,边墩采用框架式桥墩+盖梁形式,基础采用直径1.5 m钻孔灌注桩;引桥采用标准跨径28~29 m的简支变连续小箱梁,3~4跨一联,桥墩采用预应力盖梁+双柱柱式结构,盖梁采用大挑梯形预应力盖梁,立柱尺寸1.5 m×1.5 m(带R=400 mm圆弧),桩基采用直径2.0 m钻孔灌注桩。桩基持力层均为中风化灰岩,根据勘察结果,在钻探揭露的深度范围内,钻孔岩溶能见率为14.18%,场地下伏基岩碳酸盐岩岩

溶发育。因此,全桥所有桩基施工前进行超前钻探,保证每根桩桩底以下3倍桩径且 ≥ 5 m范围内无溶洞或破碎带分布,并采用桩底后注浆工艺,以提高桩的承载能力。

2 技术原理

在岩溶地区,钻孔灌注桩成孔后,桩底往往存在沉渣,桩侧会形成泥皮。桩底后注浆技术通过在桩底预埋注浆管,在灌注桩混凝土达到一定强度后,通过注浆管向桩底注入水泥浆等浆液,同时部分浆液会沿桩侧上返,对桩侧泥皮进行固化,增强桩身与土体之间的摩擦力,其施工原理见图1。

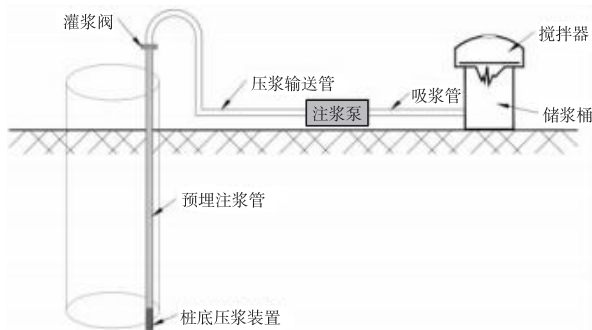


图1 施工原理图

其技术原理主要体现在以下几个方面:(1)浆液填充桩底沉渣的孔隙,使沉渣形成一个强度较高的结石体,增强桩端的承载能力;(2)浆液在压力作用下向桩底周围土体渗透,挤密桩底土体,提高土体的密实度和强度,从而增加桩端阻力;(3)对于存在岩溶空洞的区域,浆液可填充空洞,形成稳定的支撑结构,改善桩的受力条件。

桩底压浆装置由注浆阀和注浆底管组成,安装时与注浆管电焊连接。注浆阀采用止逆注浆阀,其工作原理为:注浆加压时,注浆管内压力大于注浆底管,止逆阀自主打开,关闭注浆泵,打开注浆阀泄压,止逆阀自主关闭,完成注浆。桩底压浆装置详见图2。

第一作者简介:卢垚(1993—),工程师,主要从事公路、桥梁施工技术研究工作。

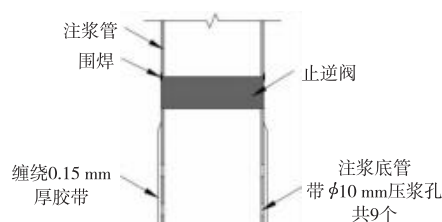


图2 桩底压浆装置图

3 工艺流程

施工前详细勘察场地地质条件,确定岩溶分布情况,准备好施工设备,如钻机、注浆泵等,同时准备好注浆管、水泥等材料。对原材料进行检验,确保其质量符合要求。然后按照常规钻孔灌注桩施工工艺进行钻孔、清孔、钢筋笼下放和混凝土灌注。水下混凝土灌注初凝后终凝前进行清水开塞,成桩7 d且超声波检测合格后制备浆液,进行后注浆施工。施工工艺流程见图3。

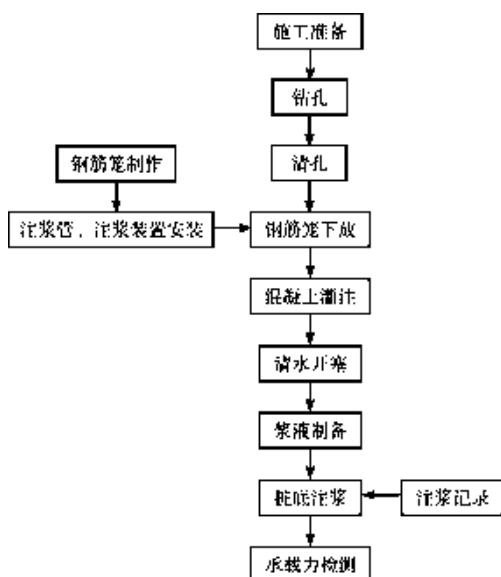


图3 施工工艺流程图

4 施工方法

4.1 注浆管布设及安装

采用声测管兼作注浆管,型号为 DN48 mm×3 mm 钢管。该项目注浆管1.5 m和2.0 m桩径布置3根,2.2 m桩径布置4根,平面上沿钢筋笼圆周均匀布置于内侧,竖向与钢筋主筋平行,其中3根注浆管的布置方法见图4。将注浆管连接紧密并与桩底注浆装置焊接,桩底压浆装置伸出钢筋笼底部100 mm,压浆孔缠绕胶带密封,防止混凝土灌注时堵住注浆管路。在钢筋笼制作完成后,将注浆管绑扎在钢筋笼上,随钢筋笼下放一起完成注浆管的安装。在钢筋笼下放过程中,要注意保护注浆管,避免注浆管被损坏或堵塞。

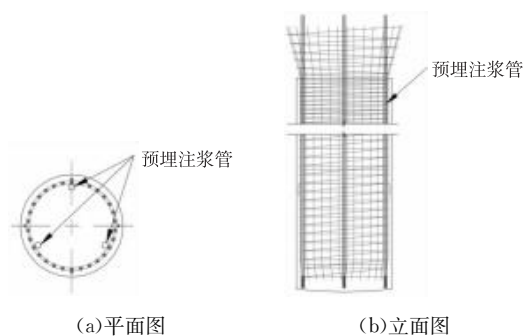


图4 注浆管布置图

4.2 清水开塞

在钻孔灌注桩水下混凝土初凝后终凝前,通过高压清水脉冲冲洗预埋注浆管,破除注浆底管缠绕的胶带和桩底混凝土封闭层,形成注浆通道。采用变频高压柱塞泵分段加压,低压预冲阶段以0.8 MPa压力持续冲洗3 min,软化封闭层;梯度升压阶段按0.2 MPa/5 min逐步升压至设计压力,最大≤3.0 MPa;脉冲开塞阶段,当压力突降≥0.5 MPa时,表明注浆通道已打开,此时切换为脉冲模式,以压力1.2~2.0 MPa交替,频率为1次/10 s,持续5 min。

4.3 浆液制备

根据项目地质条件和设计要求,选择P.O 42.5普通硅酸盐水泥,水灰比控制在0.5~0.6,并加入适量减水剂以改善浆液流动性。在搅拌浆液时,应确保搅拌均匀,搅拌时间≥3 min,以保证浆液的质量。

4.4 桩底注浆

在成桩7 d且超声波检测合格后进行桩底注浆施工,按照“低压渗透,加压劈裂,分次注浆”的方式进行注浆,即让水泥浆先低压渗入,然后逐渐加压进入桩底,分三次进行注浆,依次按照30%、40%、30%的注浆量,每间隔0.5~1 h循环注入。压力表的量程不小于额定压力的1.5倍,桩底注浆压力控制在4~9 MPa,注浆流量控制在40~50 L/min。注浆过程采用注浆压力和注浆量双控的方式判定:(1)当注浆压力和注浆量都达到设计值时,可停止注浆;(2)当注浆压力达到设计终压且注浆量达到设计值的80%时,可停止注浆;(3)当注浆压力未达到设计值但注浆量已达到设计注浆量的1.2倍时,可停止注浆。后注浆过程按照规范要求做好施工记录。

5 承载力对比

通过现场桩基静载试验对岩溶地区钻孔灌注桩桩底后注浆施工后的承载力进行研究。对主桥中墩、主桥边墩和引桥桥墩各选取1根采用桩底后注浆技术的钻孔灌注桩和1根暂未采用后注浆技术的钻孔灌注桩进行承载力对比试验,试验结果见表1。

从表1可知,采用了桩底后注浆施工技术的钻孔灌注桩单桩承载力特征值明显提高。

(下转第145页)

基于全断面预注浆的隧道竖井涌水防治技术

陈家宇¹,唐振富¹,张世师¹,何旺¹,陈鼎²

(1. 广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200;2. 贵港市城市管理监督局,广西 贵港 537100)

摘要: 针对三家村隧道1号竖井的涌水问题,文章提出基于全断面预注浆的涌水防治技术。通过工程地质和水文地质分析,确定竖井的涌水原因,并制定相应的注浆方案;采用旋挖钻进技术进行钻孔施工,并结合前进式和后退式分段注浆的混合式注浆方法,以确保注浆效果;采用预制混凝土封孔的方式,有效封闭注浆孔,保证注浆帷幕的完整性和长期稳定性。钻孔检查结果表明,各检查孔的单孔涌水量均 $<0.3\text{ L}/(\text{min}\cdot\text{m})$,达到预设的检查标准。该技术为隧道的施工安全和质量提供了坚实的技术保障,同时也为类似地质条件下的隧道涌水防治提供了有益的参考和借鉴。

关键词: 隧道竖井;全断面预注浆;涌水防治;混合式注浆

中图分类号: U456.3+2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wocst.2025.07.032

文章编号: 1673-4874(2025)07-0103-04

0 引言

在隧道工程中,涌水问题一直是影响施工安全、进度和质量的关键因素之一,特别是在地质条件复杂、水文地质情况不明的区域,涌水问题尤为突出。三家村隧道作为昌保2标段的重要工程,其1号竖井位于地质构造复杂、地下水丰富的区域,因此涌水防治成为该隧道施工中的重点和难点。本文针对三家村隧道1号竖井的涌水问题,提出基于全断面预注浆的涌水防治技术。全断面预注浆技术是一种有效的隧道涌水防治方法,其通过在隧道开挖前对掌子面前方进行注浆加固,形成注浆帷幕,从而阻断或减弱地下水的渗透通道,达到防治涌水的目的。该技术具有适应性强、注浆效果好、施工效率高等优点,在隧道涌水防治中得到了广泛应用。通过科学的施工方案和优化的注浆工艺,旨在为该隧道的施工安全和质量提供坚实的技术保障,同时也为类似地质条件下的隧道涌水防治提供有益的参考和借鉴。

1 工程概况

本文研究对象为三家村隧道1号竖井,该竖井位于隧道昌宁端约2.9 km处,中心坐标为 $X=2\ 744\ 849.875$ 、 $Y=504\ 826.079$ 。竖井井口标高设计为1 811.9 m,底面高程为1 556.824 m,竖井深度为255.076 m。竖井平面布置图如图1所示。

隧道线路起点位于 $YK30+518.050$ 、 $ZK30+541.910$ 处,终点在隧道左右线 $\pm 2\text{ km}$ 范围内。由于竖井施工断面大,通风、运输路线长,施工难度较高,工期长、成本高。

1.1 工程地质情况

三家村隧道1号竖井区属构造剥蚀侵蚀中山地貌单元,山顶多浑圆,高程在1 800~1 820 m。该区域地质构造复杂,位于柯街—昌宁复背斜近核部偏东翼地段,主要褶皱呈北西西向展布。隧址区山体覆盖层主要由第四系残坡积粉质黏土、碎石土组成,下伏基岩岩性复杂,

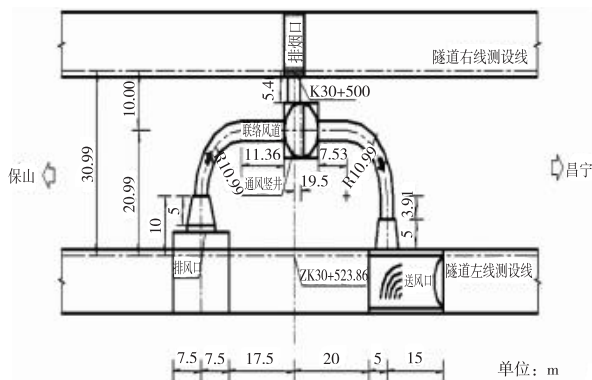


图1 竖井平面布置图

包括新生界下第三系砂岩、砾岩、中生界三叠系英安岩、古生界寒武系回头山组强—中风化灰岩夹变质砂岩等。竖井围岩分为V、IV、III三个等级,施工过程中需确保安全和质量。

1.2 水文地质情况

隧址区地表水不发育,仅在隧道进洞口段穿越一小型溪流。地下水类型可分为第四系松散层孔隙潜水、基岩裂隙水及岩溶水三类。其中,第四系松散层孔隙潜水对隧道施工影响甚微;基岩裂隙水受裂隙发育程度、开启性、充填物等因素制约,水量与季节性降雨量及隧道汇水面积关系较大;岩溶水主要赋存于隧道进口附近段灰岩的裂隙溶隙中,水量分布极不均一。根据竖井施工涌水量评价资料显示,井筒涌水量为 $21.38\text{ m}^3/\text{h}$,施工过程中需加强防治水工作,确保安全施工。

2 涌水状况及原因分析

三家村隧道1号竖井在掘进至垂深约180 m时,遭遇了显著的涌水问题。该位置接近地质预报所示的含水层,井筒涌水量高达 $21.38\text{ m}^3/\text{h}$,显示出含水层水量充沛。特别是在雨季或极端天气下,涌水量呈现增大趋势,

第一作者简介: 陈家宇(1991—),工程师,主要从事公路工程施工管理工作。

并伴有泥沙流出,这对井筒的稳定性构成了严重影响。涌水现象主要集中在井筒的特定段落,尤其是穿越 F32 断层附近,涌水情况尤为严峻。

三家村隧道 1 号竖井涌水问题的频发,主要归因于复杂的地质构造、裂隙发育的基岩、多样的地下水类型以及季节性气候变化等多重因素的共同作用。竖井区域位于地质构造复杂的柯街—昌宁复背斜近核部偏东翼地段,褶皱和断裂发育,特别是 F32 断层为地下水提供了良好的运移通道。此外,隧址区地下水类型丰富,包括第四系松散层孔隙潜水、基岩裂隙水及岩溶水,其中基岩裂隙水是涌水的主要来源,其水量受裂隙发育程度、开启性、充填物及季节性降雨量等因素制约。同时,隧址区地表水虽然不发育,但地下水的贮水条件良好,尤其在风化裂隙带和岩溶发育区,地下水丰富且分布不均,易于在施工过程中引发涌水。加之雨季期间大气降水增多,导致地下水水位上升,进一步增加了井筒涌水的风险。这些因素共同作用,对竖井的稳定性和施工安全构成了严重威胁。

3 基于全断面预注浆的隧道竖井涌水防治方案设计

3.1 预注浆方案选择

针对三家村隧道 1 号竖井复杂的水文地质条件,采用全断面预注浆技术进行涌水防治是切实可行的方案。

3.1.1 注浆加固原理

全断面预注浆技术通过在隧道开挖前对掌子面前方围岩进行注浆加固,形成一道止水帷幕,有效阻隔地下水与隧道的联系。注浆材料通常采用水泥浆、水泥—水玻璃双液浆等,这些材料具有良好的渗透性和凝结性,能够填充围岩裂隙,提高围岩的整体性和抗渗性。

3.1.2 注浆材料

水泥浆适用于大多数地层,特别是裂隙不发育的坚硬岩石。初始阶段采用普通硅酸盐水泥浆,水灰比为 0.8:1。对于裂隙发育或涌水较大的地层,将逐步切换到超细水泥浆,水灰比为 0.6:1,并添加 3% 水泥质量的外加剂,以提高浆液的渗透性和凝结时间。化学浆液适用于裂隙发育、涌水较大的地层,如水玻璃浆(1:1 比例)、聚氨酯浆(A 组分与 B 组分 1:1 比例)、丙烯酸盐浆(单组分)等。

3.1.3 注浆范围

注浆加固范围应根据隧道断面尺寸、围岩条件、地下水情况等因素综合确定。经验公式为:

$$B = (2 \sim 3) D \quad (1)$$

式中: B ——注浆加固范围;

D ——隧道开挖等效直径,取 5 m,因此注浆加固范围为 10~15 m。

对于三家村隧道 1 号竖井,注浆加固厚度应当加大,初始阶段注浆加固范围为开挖轮廓线外 10 m,后期根据地质预报和现场调查结果,在 F32 断层附近涌水量较

大的区域,将注浆范围扩大至开挖轮廓线外 15 m,以确保注浆帷幕的完整性和止水效果。

3.1.4 注浆压力

静水压力计算公式:

$$P_w = \rho gh \quad (2)$$

式中: ρ ——水的密度,1 000 kg·m⁻³;

g ——重力加速度,9.8 m·s⁻²;

h ——水头高度/m。

注浆压力计算公式:

$$P = (2 \sim 3) \times P_w \quad (3)$$

注浆压力应大于静水压力,初始阶段注浆压力为静水压力的 2 倍,即 4 MPa。后期根据现场试验结果,将注浆压力调整为静水压力的 3 倍,即 6 MPa,以确保浆液能够有效渗透到裂隙中。

3.2 预注浆孔位布置

3.2.1 孔位布置原则

针对性:针对涌水严重区域,特别是 F32 断层附近,孔位应进行加密布置,以有效封堵涌水通道。

均匀性:为确保注浆效果,注浆孔应在竖井周围均匀分布,形成完整的堵水帷幕,避免留下注浆死角。

可达性:孔位布置应便于施工设备到达,并确保钻孔的垂直度,以提高注浆作业的效率 and 准确性。

3.2.2 孔深设计

根据注浆范围(预计为 10~15 m)确定孔深,确保注浆帷幕达到设计厚度,从而有效隔离水源。在特殊地质条件下,如断层带或岩溶发育区,孔深可根据实际情况适当加深,以增强注浆帷幕的稳定性和密封性。

3.2.3 孔距与孔径

孔距的确定需考虑围岩裂隙发育程度和涌水量。在三家村隧道 1 号竖井中,孔距控制在 1.5~3.0 m。在涌水严重或围岩裂隙发育的区域,孔距可适当加密。孔径的选择应兼顾注浆材料的流动性和注浆效率。在该项目中,孔径设计为 75~100 mm,以确保注浆浆液能够充分扩散并填充至岩体裂隙中。

3.2.4 孔位布置方案

将竖井划分为若干注浆区域,每个区域根据涌水情况和地质条件分别设计孔位(图 2)。分区布置有助于优化注浆作业流程,提高注浆效率。同时,注浆作业应分阶段进行:

(1)在涌水严重区域(如 F32 断层附近)进行注浆孔施工和注浆作业,以迅速降低涌水量并稳定隧道施工环境。

(2)逐步扩展注浆范围至整个竖井区域。

具体布置情况如下:

(1)第一阶段,在 F32 断层附近,孔距加密至 1.0~1.5 m,以确保该区域的涌水通道得到有效封堵。注浆孔应呈辐射状布置,以形成密集的注浆帷幕。

(2)后续阶段,随着注浆作业的推进,逐渐扩大注浆范围。在每个注浆区域内,注浆孔应均匀分布,并确保相邻注浆孔之间的重叠度,以提高注浆帷幕的整体性和密封性。

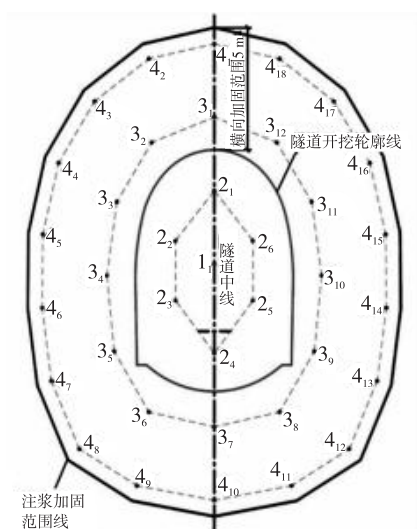


图2 注浆孔孔位布置示意图

3.2.5 注意事项

在进行注浆孔施工时,严格控制钻孔的垂直度和孔深,以确保注浆浆液能够准确到达预定位置。注浆作业前,对注浆材料进行全面检查,确保其质量和性能符合设计要求。注浆过程中,密切关注注浆压力和注浆量的变化,及时调整注浆参数,以确保注浆效果。注浆完成后,进行关水检查,确认注浆帷幕的密封性和稳定性。如有渗漏现象,及时采取措施进行补救。

综上所述,三家村隧道1号竖井涌水防治全断面预注浆孔位布置方案需综合考虑地质构造、水文地质条件以及涌水特征等因素,通过精心设计和优化布局,确保注浆帷幕的完整性和密封性,有效防治涌水问题。

3.3 预注浆施工工艺

3.3.1 施工准备

施工准备是全断面预注浆施工成功的关键,涵盖了多个重要环节以确保施工过程的顺利进行。

(1)在技术准备方面,详细研究隧道设计图纸、地质勘察报告及水文地质资料,了解竖井的地质构造、水文地质条件及涌水特征,并据此编制详细的施工方案,包括注浆材料的选择、注浆参数的设定、孔位的布置及施工工艺等。对施工人员进行技术交底,确保其充分了解注浆施工的目的、工艺流程、操作要点及安全注意事项。

(2)设备准备方面,根据地质条件选择合适的钻孔设备,如潜孔钻、冲击钻等,并准备注浆泵、搅拌机、储浆罐、输浆管等注浆设备,以及压力表、流量计、孔斜仪等检测设备,确保所有设备性能良好。材料准备则包括提前采购水泥、水玻璃、外加剂等注浆材料,并进行质量检验,同时准备防水布、封孔材料、堵漏剂等辅助材料。

(3)现场准备方面,在竖井井口搭建施工平台,完善竖井内排水设施,并设置安全防护设施,如防护网、警示标志等。

(4)人员组织方面,组建专业的施工队伍,包括钻井工、注浆工、质检员、安全员等,并明确各岗位职责,确保

施工过程有序进行。

3.3.2 钻孔施工

钻孔施工是全断面预注浆过程的关键环节,直接关系到注浆效果。三家村隧道1号竖井的地质条件复杂,包含多种岩层,旋挖钻进能够适应各种地质条件,快速钻进并取出岩芯,便于地质勘探和注浆效果检查,通过旋转钻具切削岩石并利用泥浆护壁排渣,实现快速准确的钻孔。具体施工流程如下:(1)根据设计图纸和现场情况准确定位孔位;(2)将旋挖钻机平稳放置于预定孔位,调整至钻杆垂直;(3)根据地质条件制备适宜比例的泥浆用于护壁和排渣;(4)启动钻机缓慢钻进,在这一过程中严格控制速度和压力,确保钻孔垂直度和孔壁稳定;(5)达到设计深度后进行清孔,清除岩屑和泥浆;(6)使用孔斜仪检测钻孔垂直度;(7)记录钻孔过程中的孔深、钻进速度、泥浆比重等参数,为后续注浆提供参考。

钻孔过程中需注意:(1)密切监控钻进速度和泥浆返浆情况,适时调整参数;(2)面对复杂地质条件如断层、岩溶时,应适当调整钻进速度和压力以防孔壁坍塌;(3)钻孔完成后立即保护孔口,防止杂物掉入;(4)钻孔作业应连续进行,避免停工导致的孔壁不稳定。

这些措施确保了旋挖钻进技术在三家村隧道1号竖井全断面预注浆施工中的有效应用,为后续注浆作业奠定了良好基础。

3.3.3 注浆施工

注浆施工是全断面预注浆技术的核心环节,其目的是通过注浆形成有效的止水帷幕,以减少竖井施工过程中的涌水量,确保施工安全。针对三家村隧道1号竖井的复杂地质条件,采用前进式和后退式分段注浆结合的混合式注浆方法,以适应不同的地质需求。

3.3.3.1 混合式注浆方法选择

混合式注浆方法结合了前进式和后退式注浆的优点,适用于地质条件复杂、涌水量大的竖井施工环境。前进式注浆是从孔口开始,向孔底方向进行注浆,适用于裂隙发育、涌水较严重的地层;后退式注浆则是从孔底开始,向孔口方向进行注浆,适用于需要加强孔口附近地层固结的情况。通过两种方法的结合,可以有效地封堵涌水通道,提高注浆帷幕的稳定性。

3.3.3.2 注浆施工流程

按照设计要求配置好注浆材料的比例,并检查注浆设备和材料的状态,确保其处于良好可用状态。随后进行钻孔清理,确保孔内无杂物。注浆时应遵循从外到内、从下到上的顺序,先对涌水严重区域进行注浆。注浆过程中,严格控制注浆压力,避免过高导致围岩破坏或过低影响注浆效果,并实时监测注浆压力以防突变。同时,根据注浆过程中的反馈,适时调整浆液配比以适应不同的地质条件。注浆采用前进式和后退式相结合的方式分段进行,每段长度依据地质条件和涌水情况确定。当注浆压力达到设计值并稳定一定时间后,可结束该孔的注浆作业。注浆结束后,通过钻孔取芯、检查孔涌水量等方法检验注浆效果,并详细记录每个注浆孔的注浆量,以便后

续分析。

3.3.3.3 混合式注浆注意事项

在进行混合式注浆时,需要注意:(1)注浆材料的混合严格按照设计比例进行,以确保浆液性能满足要求;(2)注浆过程中实时监测注浆压力,防止压力突变造成不良后果,并记录每个注浆孔的注浆量,以便后续分析注浆效果;(3)在遇到断层、岩溶等特殊情况时,采取针对性的注浆措施,如增加注浆孔密度、调整浆液配比等,以确保注浆效果,有效应对复杂地质条件,为竖井施工创造安全环境。

3.3.4 封孔施工

针对三家村隧道1号竖井的地质条件和涌水特点,采用预制混凝土封孔的方式,具体工艺为:(1)选择高强度、抗渗性和耐久性良好的C30混凝土,并加入防水剂和微膨胀剂以增强其性能;(2)在注浆施工前预先制作封孔块,严格控制其尺寸和质量,确保封孔块能够紧密填充注浆孔;(3)按照清理孔口、安装封孔块、填充缝隙、固定封孔块和养护的流程进行封孔作业,封孔作业需及时进行,确保封孔块安装到位且缝隙填充密实;(4)在封孔材料达到设计强度前,避免对封孔部位造成振动或撞击,并针对孔壁不稳定或涌水量大的区域采取加强措施。这一封孔施工工艺有效地封闭了注浆孔,保证了注浆帷幕的完整性和长期稳定性,为三家村隧道1号竖井的施工提供了坚实的安全保障。

4 竖井涌水防治效果评估

4.1 注浆效果检查方法

针对三家村隧道1号竖井的涌水防治效果,采用钻孔检查法进行评估。在预注浆区域,特别是在可能存在薄弱环节的位置,布置检查孔,通过钻孔来检查注浆效果,并测定孔内的涌水量。

4.2 检查标准

考虑到注浆完成后,注浆材料与围岩之间可能存在一定的空隙,这可能导致在超前探水时出现少量渗水。结合三家村隧道1号竖井的具体地质情况,设定以下检查标准:单孔检查孔涌水量 $<0.3 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m})$ 。若单孔检查孔涌水量 $>0.3 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m})$,则需进行补充钻孔注浆,直至满足设计要求。

4.3 竖井注浆效果检查

三家村隧道1号竖井注浆完成后,共设置了3个检查孔,每个检查孔深度为35 m,用于检查围岩的加固效果和渗漏情况。检查结果如表1所示。

根据表1钻孔检查结果,三家村隧道1号竖井在实施全断面预注浆措施后,各检查孔的单孔涌水量均 $<0.3 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m})$,达到了预设的检查标准。因此,可以认为竖井的涌水防治措施是有效的。

表1 注浆效果检查结果表

序号	灌满水 时间/s	桶体积 /L	单孔出水量 / $(\text{L} \cdot \text{min}^{-1})$	单孔涌水量 / $[\text{L} \cdot (\text{min} \cdot \text{m})^{-1}]$
1#	90	10	6.66	0.19
2#	95	10	6.31	0.18
3#	94	10	6.38	0.182

虽然当前的注浆效果已经满足了设定的标准,但为了进一步提高涌水防治的效果,可以考虑以下改进措施:(1)优化注浆材料配合比,根据地质情况和涌水特性调整,增强其抗渗性能和黏结力;(2)在保证围岩稳定的基础上,适当提高注浆压力,确保浆液充分渗透裂隙,形成更致密的止水帷幕;(3)在涌水量较大的区域,加密注浆孔数量和密度,以保证注浆效果的均匀性和有效性;(4)针对复杂地质结构,采用多级注浆方法,逐步提高注浆压力和浓度;(5)加强注浆过程中及完成后的监控和检测,及时发现并处理异常情况,确保注浆效果的持续稳定。这些措施将有效提升涌水防治能力,保障隧道施工的安全与顺利进行。

通过以上改进措施,有效提升了三家村隧道1号竖井的涌水防治能力,确保隧道施工的安全和顺利进行。

5 结语

通过全断面预注浆技术的应用,三家村隧道1号竖井的涌水问题得到了有效控制。注浆效果检查结果表明,预注浆措施达到了预期目标,各检查孔的单孔涌水量均 $<0.3 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m})$,满足设计要求。该技术的成功应用为隧道施工提供了安全的环境,保证了施工进度和质量。同时,该研究成果也为类似工程提供了宝贵的经验和技术支持。

参考文献

- [1]刘泉维,杨星,叶守杰,等.地铁双护盾TBM隧道穿越富水断裂带管片壁后回填注浆技术研究[J].现代隧道技术,2023,60(6):255-261.
- [2]梅逸飞.公路隧道突泥涌水段成因及处治技术分析[J].运输经理世界,2024(35):129-131.
- [3]许勇.山岭断层隧道涌突水灾害机理及其注浆防控效应研究[D].重庆:重庆交通大学,2024.
- [4]黄静宇,龙磊,廖丹.特长富水隧道施工涌水防控技术研究[J].江西建材,2023(9):229-230.
- [5]邓艳霞,周涛,王再广,等.破碎富水基岩暗竖井预注浆堵水加固技术研究[J].中国金属通报,2023(6):153-155.

收稿日期:2025-03-05

横撑对中承式钢管混凝土桁式拱桥稳定性的参数影响分析

韦炳福¹, 韦富杰²

(1. 广西桂商实业投资有限公司, 广西 南宁 530200; 2. 广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 横撑作为中承式钢管混凝土桁式拱桥的重要组成部分, 对结构稳定性起到了至关重要的作用。文章以某中承式钢管混凝土桁式拱桥为背景工程, 对横撑形式、横撑位置、横撑对数及横撑厚度等关键参数对结构稳定性的影响进行了分析, 得到不同参数对结构稳定性的影响规律, 为横撑的合理化设计提供参考。

关键词: 拱桥; 中承式; 钢管混凝土; 横撑; 稳定

中图分类号: U448.52 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.033

文章编号: 1673-4874(2025)07-0107-03

0 引言

中承式钢管混凝土桁式拱桥在同等跨径桥梁中凭借其超大的跨越能力、优良的受力性能、较低的工程造价以及独特魅力的外观, 深受桥梁建设者的青睐, 尤其在一些桥下净高相对受限、景观要求更高的大跨径(200~600 m)城市桥梁或公路桥梁建设中, 其优势更加显著, 应用也更为广泛^[1-3]。

作为一种以受压为主的桥型, 中承式钢管混凝土桁式拱桥在运营阶段的稳定性是其行车安全的关键所在, 而横撑作为桁架拱肋横向连接的关键构件, 在整个拱桥受力过程中起到增强横向刚度和优化荷载传递路径的作用, 因此中承式钢管混凝土桁式拱桥的稳定离不开横撑的作用, 横撑是保障结构稳定的关键。然而桁式拱桥的横撑形式相对较多, 横撑的布设与数量也各不相同, 不同的横撑形式与构造也影响着结构稳定性的大小。在进行实际桥梁横撑设计时如何才能使所设计的横撑既能满足结构稳定性的需要, 同时又具有较好的经济性、美观性, 这就需要对不同的横撑参数对结构稳定性的影响进行分析, 从而得到结构稳定受不同横撑参数的实际影响程度, 使所设计的横撑更加合理。对此, 不少学者进行了一定的研究, 但整体上不够全面, 针对性相对较弱, 尤其对中承式钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响有待进一步深入研究^[4-7]。

本文选取横撑几个关键参数, 分析结构稳定性与不同横撑参数间的内在联系, 以及结构稳定系数的变化规律, 为横撑的合理设计提供指导。

1 背景工程

背景工程为广西某城市跨河桥梁。为满足桥下通航净空及景观要求, 主桥采用桁式拱肋中承式钢管混凝土拱桥。桥跨具体布置如图1所示。

该桥上下游拱肋间距为17.0 m, 全桥均匀设置10组X横撑, 采用Q355钢管, 直径为611 mm, 壁厚为16 mm。

背景工程有限元基础模型采用桥梁有限元软件Midas Civil建立, 如图2所示。

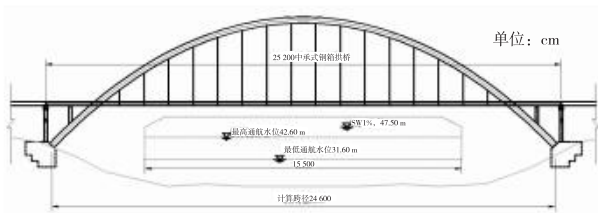


图1 主桥桥型立面布置图



图2 背景工程有限元基础模型图

根据设计图, 横撑选用X撑, 吊杆为桁架单元, 其他均为梁单元, 全桥约束体系则根据设计图的约束体系进行模拟。

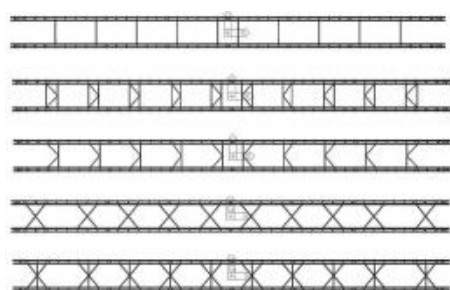
结构稳定性分析荷载为自重及活载(考虑最不利荷载布载), 实际分析时根据不同的横撑形式、位置、数目及厚度, 经结构有限元分析计算, 求得其结构稳定系数。

2 横撑形式对结构稳定性的影响分析

中承式钢管混凝土桁式拱桥常见的横撑形式有I形、△形(I、K组合形)、K形、X形及米字形。现根据五种不同横撑的构造形态, 绘制横撑平面示意图, 依次排列如图3所示。

不同形式的横撑具有其独特的优点和适用范围, 同时, 不同的横撑形式对结构稳定性的影响也不同, 下文以背景工程为研究基础, 研究横撑形式在结构稳定中的影响。

第一作者简介: 韦炳福(1991—), 工程师, 主要从事项目投资、施工及运营管理工作。



注:由上往下依次为 I 形、△形、K 形、X 形及米字形

图 3 不同横撑形式平面示意图

通过对背景工程有限元基础模型中横撑形式的调整,计算不同横撑形式下结构稳定系数,结果如表 1 所示。

表 1 不同横撑形式下结构稳定系数计算结果表

横撑形式	I 形	△形	K 形	X 形	米字形
稳定系数	3.28	5.92	6.76	7.04	7.10

由表 1 可知,结构稳定系数从小到大依次为 I 形<△形<K 形<X 形<米字形,可见横撑形式对结构稳定影响相对较大。

进一步分析可知,除 I 形结构稳定系数偏小外(<4),其他横撑形式均满足设计要求(>4),且 K 形、X 形、米字形三者间稳定系数相差不大,尤其 X 形与米字形间仅相差 0.06,而米字形造价更高,K 形弦杆、腹杆等构件相对更多,施工更为不便,而 X 形景观效果更佳,因此从结构稳定性、美观性、经济性及施工便利性等方面综合考虑,中承式钢管混凝土桁式拱桥横撑可优先考虑 X 形,下文亦采用 X 形横撑进行分析。

3 横撑位置对结构稳定性的影响分析

中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋的构造断面全桥基本是一致的,因此横撑可根据需要在拱肋的拱脚、1/4 拱肋、拱顶等任意位置处进行设置,不同的位置其对结构稳定性的影响也有所不同。以背景工程为研究基础,通过对其有限元基础模型中横撑位置的调整,研究不同横撑位置对中承式钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响。

只考虑一对 X 形横撑,分别设置在拱脚至拱顶的五个等分截面处,计算不同横撑位置下的结构稳定系数,结果如表 2 和图 4 所示。

由表 2 和图 4 可知,横撑位于 1/4 拱肋位置时,结构稳定系数最大,其次为 3/8 拱肋位置,拱脚位置结构稳定系数最小,最大值为最小值 3 倍多,且横撑位于 1/4 拱肋往前至拱顶段的稳定系数大于 1/4 拱肋往后至拱脚段的稳定系数。

由此可见,横撑位置对结构稳定影响相对较大,实桥横撑布设时可优先布设在 1/4 拱肋位置,再依次对称布设在 1/4 拱肋前后位置,最后再布设于拱脚附近位置。

表 2 不同横撑位置下结构稳定系数计算结果表

横撑位置	拱脚	1/8 拱肋	1/4 拱肋	3/8 拱肋	拱顶
稳定系数	0.384	0.543	1.017	0.859	0.561

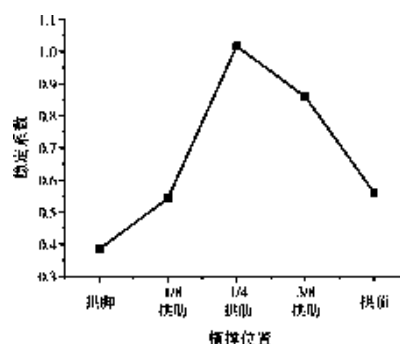


图 4 不同横撑位置下结构稳定系数变化曲线图

4 横撑对数对结构稳定性的影响分析

钢管混凝土拱桥横撑布设多少一般根据结构稳定需要进行确定,若布设过少,结构稳定性可能不足,若布设过多,其材料用量过多,经济性相对更差,造成一定的浪费,因此需对横撑具体布设数量进行研究。

通过对有限元基础模型中横撑对数的调整,对横撑对数对结构稳定性的影响进行分析。如表 3 和图 5 所示。

表 3 不同横撑对数下结构稳定系数表

横撑对数	0	1	2	3	4	5	6	7	8
稳定系数	0.745	1.017	1.36	2.04	4.03	7.04	7.09	7.16	7.19

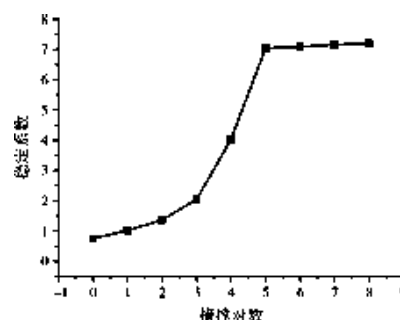


图 5 不同横撑对数结构稳定系数变化曲线图

由表 3、图 5 可知,结构稳定系数前期随横撑对数的增加大致呈指数形式逐渐增大,且前期增大速率逐渐加大,但当横撑对数>5 对时,结构稳定系数几乎不再增大,基本趋于稳定状态。

由此可见,横撑对数在结构稳定中影响也较大,实桥横撑布设时,其横撑对数不能太少,也不宜布设过多,考虑目前中承式钢管混凝土桁式拱桥跨度在 200~600 m,从结构稳定与经济性两方面考虑,中承式钢管混凝土桁式拱桥根据跨度横撑对数取 5~8 对相对合适。

5 横撑厚度对结构稳定性的影响分析

横撑刚度为横撑自身几何属性,其大小与其截面构造尺寸(厚度、直径)成正相关,为便于研究横撑刚度对结构稳定性的影响大小,通过对有限元基础模型中横撑钢

管厚度的调整,计算得到不同横撑厚度下结构稳定系数结果如表4和图6所示。

表4 不同横撑厚度下结构稳定系数表

横撑厚度/mm	4	8	12	16	20	24	28
稳定系数	6.55	6.84	6.96	7.04	7.10	7.15	7.19

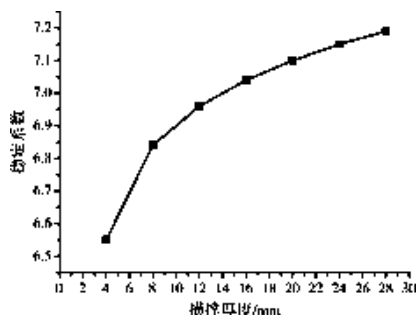


图6 不同横撑厚度下结构稳定系数变化曲线图

由表4、图6可知,随着横撑厚度不断增大,其结构稳定系数大致呈指数形式先增大后逐渐稳定的趋势。因此,实桥横撑设计时选择合适的构造尺寸即可,不宜通过增大横撑构造尺寸来提高结构稳定性。

6 结语

本文以某中承式钢管混凝土桁式拱桥为背景工程,从横撑的形式、布设及横撑厚度等方面进行结构稳定性的参数影响分析,得出主要结论如下:

(1)横撑形式对结构稳定排序为:I形<△形<K形

<X形<米字形,从结构稳定性、美观性、经济性及施工便利性等方面综合考虑建议优先选X形。

(2)横撑位置对结构稳定性影响相对较大,实桥横撑布设时建议优先布设于1/4拱肋位置附近,再向两侧布设,拱脚附近位置宜最后布设。

(3)横撑对数对结构稳定性影响也非常大,从结构稳定与经济性方面考虑,建议根据跨度取5~8对相对合适。

(4)横撑厚度对结构稳定性影响非常小,实桥横撑设计时选择合适的构造尺寸即可,不建议通过增大横撑构造尺寸来提高结构稳定性。

参考文献

- [1]陆宇翔.某大跨上承式钢管混凝土桁式拱桥结构设计与受力分析[J].西部交通科技,2024(5):103-105.
- [2]田卿,何俊荣,尹邦武,等.中承式钢管混凝土桁式拱桥设计[J].世界桥梁,2020,48(1):11-15.
- [3]苏巨峰,周广进,张文涛,等.主跨390 m钢管混凝土提篮拱桥设计研究[J].公路,2024(10):192-199.
- [4]许燕红.横撑布设对钢管混凝土拱桥动力及稳定性影响的探讨[J].黑龙江交通科技,2023(3):102-104.
- [5]黄春梅.横撑形式及拱肋内倾角对CFST提篮拱桥动力特性的影响[J].西部交通科技,2023(11):100-102.
- [6]杜骞,夏修身,陈兴冲,等.基于横撑非线性钢管混凝土拱桥抗震分析[J].兰州交通大学学报,2019,38(4):7-11.
- [7]王海城,黄己伟,刘丹.横撑系统对系杆拱桥动力特性的影响[J].湖北理工大学学报,2019,35(5):36-39.

收稿日期:2025-03-01

(上接第13页)

(2)粉煤灰和矿渣的影响。适量掺入粉煤灰和矿渣(如粉煤灰65 kg/m³,矿渣65 kg/m³)可以显著提高混凝土的抗碳化性能和抗冻融性能,但过多掺入(如粉煤灰90 kg/m³,矿渣60 kg/m³)会降低其耐久性。因此,在实际工程中,应合理控制粉煤灰和矿渣的掺入量,以达到最佳的综合性能。

(3)自养护建议。合理选择合适的水胶比、粉煤灰和矿渣含量,以提高混凝土的密实性和耐久性,同时提高混凝土的抗碳化性能和抗冻融性能;在混凝土养护和使用过程中,应尽量避免其暴露在极端环境中,如高温、高湿度、冻融循环和化学侵蚀等,以减少环境对混凝土的影响。

通过以上结论和建议,可以有效提高混凝土的耐久性,减少维护成本,延长结构的使用寿命,为实际工程应用提供理论依据和技术支持。

参考文献

- [1]李汪阳,程磊科,刘慧慧,等.石灰石粉作为矿物掺合料对机制砂

混凝土力学性能及耐久性的影响[J].混凝土,2024(7):94-98.

- [2]张书华,祁志强,谭光荣,等.冻融循环和碳化作用下面板混凝土的耐久性研究[J/OL].水利水电技术(中英文),1-19[2025-03-02]. https://link.cnki.net/urlid/10.1746.TV.20250214.1425.003.
- [3]王金歌.粉煤灰和矿渣复合掺料对高性能混凝土力学性能和耐久性的影响[J].科技创新,2024(11):185-188.
- [4]赵少华,李世雄,崔小飞.混凝土施工用火山灰与粉煤灰性能对比试验[J].四川水利,2020,41(4):27-30,33.
- [5]廖帅.矿渣粉掺量对混凝土性能与微观结构的影响[J].铁道建筑技术,2024(11):53-56.
- [6]倪坤,廖述聪,王梦宇,等.粉煤灰-矿渣超细复合粉对混凝土耐久性的影响[J].建筑技术,2023,54(19):2324-2327.
- [7]王立成,张磊.混凝土内养护技术研究进展[J].建筑材料学报,2020,23(6):1471-1478.

收稿日期:2025-03-01

钢桥面板横隔板弧形开孔应力强度因子分析

蓝羽生¹, 李养廉²

(1. 广西交建工程建设集团有限公司, 广西 南宁 530006; 2. 广西路建工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 横隔板开裂破坏是钢桥面板主要疲劳失效模式之一。文章介绍了某跨径组合为(140+350+140) m的双塔斜拉桥钢桥面板关键取值参数,并在横隔板弧形开孔处引入初始裂纹,借助实体有限元软件对应力强度因子进行了数值模拟分析。结果表明:在国内钢桥规范标准疲劳车轮载作用下,横隔板弧形开孔细节应力强度因子幅值低于材料扩展阈值,但安全系数较低,钢桥管养过程中应严格控制超载的发生。

关键词: 钢桥面板; 弧形开孔; 初始裂纹; 有限元; 应力强度因子

中图分类号: U443.31 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.034

文章编号: 1673-4874(2025)07-0110-03

0 引言

桥面板作为钢桥主梁截面的顶板,是提供主梁抗弯承载力的重要组成部分,同时因其直接承受活载作用,桥面板也是疲劳领域研究的重要分析对象。钢结构力学性能优异,且钢梁抗弯承载力计算理论成熟,因此通过结构设计能够保障钢梁静力强度满足规范要求,但对于桥面板疲劳性能而言,同时受构造细节设计、加工制造工艺和外部活载等多重因素的耦合影响,疲劳损伤机理复杂,导致桥面板多个构造细节出现多种开裂模式的疲劳裂纹^[1-2]。由于钢桥面板疲劳裂纹具有早发性、隐蔽性等特点,钢桥养护人员检测的疲劳裂纹大多为长大裂纹,致使钢桥面板疲劳性能遭到严重劣化,威胁钢桥结构安全。

1966年建成的英国塞文桥钢桥面板在通车后的第五年就发现了一系列典型疲劳裂纹^[3],此后各国陆续出现了大量的钢桥面板疲劳开裂现象,相关学者也开始重视钢桥疲劳问题的研究。邹晓琴^[4]基于工艺试验研究了不同焊接方式对于钢桥纵肋顶板全熔透疲劳性能的影响;管东银^[5]基于ANSYS有限元软件,采用名义应力法对钢桥纵肋顶板双面焊疲劳寿命进行了评估;邓文宇^[6]采用切口应力法对横隔板处钢桥纵肋顶板不利构造细节疲劳寿命进行了分析研究;张清华等^[7]采用模型试验和有限元相结合方法,对钢桥纵肋顶板焊根疲劳裂纹劣化机理和加固后强化效果进行了研究;李宗奎^[8]基于计算机视觉技术构建了钢桥疲劳裂纹监测方法。钢桥面板疲劳性能是由多个构造细节疲劳抗力共同组成的,近年来相关疲劳问题的研究大多围绕纵肋顶板构造细节而开展,聚焦于制造工艺、残余应力、疲劳抗力、加固技术和裂纹监测等方面,对于钢桥面板横隔板开孔细节疲劳损伤机理的研究相对缺少。本文基于断裂力学原理,从疲劳开裂角度对钢桥面板横隔板开孔细节应力强度因子进行分析,为钢桥构造细节设计和裂纹控制提供参考。

劳开裂案例统计结果中,纵肋与横隔板交叉细节疲劳裂纹占比高,约为开裂总数的38.2%^[9],是钢桥疲劳损伤最为严重的构造细节,其中横隔板开孔疲劳裂纹是主要疲劳失效模式之一,如图1所示。横隔板开孔疲劳裂纹通常裂穿横隔板厚度,沿着横隔板面内斜向下扩展,发展至一定长度后迅速劣化横隔板竖向支承刚度,致使桥面发生过大变形,通常采用黏贴钢板、碳纤维布等方式进行加固。钢桥面板疲劳裂纹源主要为面状形式,通常可简化为半圆形或半椭圆形,断裂力学数值模拟时,为便于分析,可简化为半圆形,半径取0.5 mm^[10]。

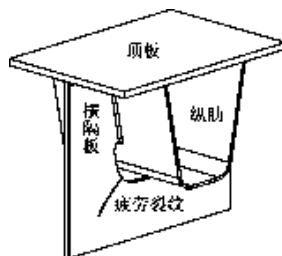


图1 横隔板开孔疲劳裂纹示意图

1.2 应力强度因子

裂纹扩展、停滞与应力强度因子息息相关。由于裂纹尖端应力场存在奇异性,实际求解时往往借助断裂力学理论按照 $J(s)$ 积分进行计算,主要计算公式如式(1)所示:

$$J(s) = \frac{K_I^2 + K_{II}^2}{E(s)} + \frac{1}{2\mu(s)} K_{III}^2 \quad (1)$$

式中: K_I 、 K_{II} 、 K_{III} ——三种基本开裂模式(张开型、滑开型和撕开型,如图2所示)应力强度因子;

$E(s)$ 和 $\mu(s)$ ——材料弹性模量和剪切弹性模量。

1 应力强度因子

1.1 疲劳裂纹

钢桥疲劳裂纹具有多疲劳失效模式特征,在所有疲

第一作者简介: 蓝羽生(1974—),高级工程师,主要从事路桥施工管理工作。

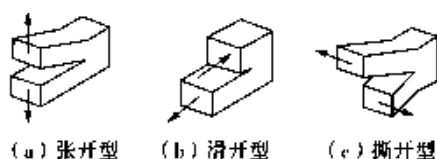


图2 疲劳开裂基本模式图

通过 $J(s)$ 积分与 $I(s)$ 相互作用积分之间的转换关系,三种基本开裂形式的应力强度因子 K_I 、 K_{II} 、 K_{III} 可通过式(2)进行计算^[11]:

$$\begin{cases} K_I = \frac{E(s)}{2} I(s) \\ K_{II} = \frac{E(s)}{2} I(s) \\ K_{III} = \mu(s) I(s) \end{cases} \quad (2)$$

式中, $I(s)$ 相互作用积分通过裂尖真实场和辅助场应力、应变、位移按照定义围线积分计算得到,以上应力、应变、位移具体数值可通过实体有限元软件计算得到。

实际结构疲劳裂纹通常表现为复合型开裂模式,等效应力强度因子 K_{eff} 是综合反映裂纹扩展状况的核心参量,其计算公式见式(3):

$$K_{eff} = \sqrt{K_I^2 + K_{II}^2 + K_{III}^2} / (1 - \nu) \quad (3)$$

式中: ν ——材料泊松比。

2 工程背景

某高速公路按照双向八车道设计,控制性工程为(140+350+140) m 双塔三跨斜拉桥,桥型立面图如图3所示,主梁按照扁平宽幅钢箱梁设计,采用正交异性钢桥面板作为钢梁顶板。由于钢桥面板疲劳应力的局部性,参考相关文献,取慢车道局部节段钢桥面板按照实际尺寸进行分析,慢车道顶板厚度为16 mm,横隔板厚度为14 mm,纵肋横向按照300 mm等间距布置,材料均为Q345qC,横隔板开孔采用圆弧形,横隔板间距为3 000 mm。结合横隔板开孔细节受力特点,模型纵桥向取两跨横隔板,横桥向取3个纵肋进行有限元分析。所选取的节段横断面图如图4所示。

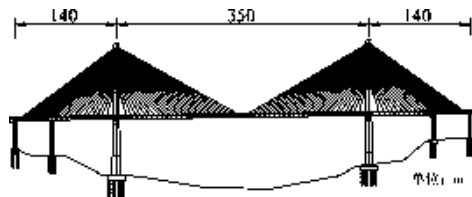


图3 斜拉桥立面图

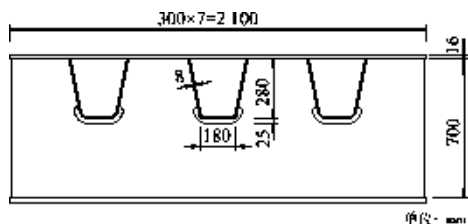


图4 节段横断面示意图

3 有限元模型

基于 ANSYS 有限元软件,对节段几何模型进行有限元分析,开孔部位关键位置位于中间纵肋与横隔板交叉细节开孔处。采用子模型建模技术,将横隔板开孔局部区域设置为子模型,初始裂纹位置位于开孔处应力最大值处;子模型中裂尖采用 Solid95 楔形体二次单元,其余单元采用 Solid92 六面体二次单元,其余区域采用 Solid45 六面体线性单元。有限元模型如图5所示。

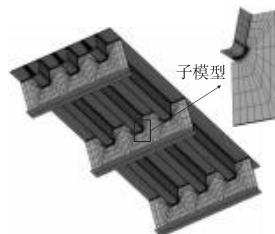


图5 有限元模型图

采用国内钢桥规范标准疲劳车单侧车轮进行加载^[12],横向位置参考相关规范取骑纵肋加载形式。纵向分析步长为100 mm,在两跨范围内依次进行移动加载,共计61荷载步。

4 数值模拟结果

横隔板开孔细节主要受面外荷载作用。经分析,横隔板开孔在 $R=25$ mm圆弧与 $R=73$ mm圆弧相接处应力处于不利状态,将半径 $R=0.5$ mm的1/4圆形初始裂纹引入至该位置,在两跨范围内依次进行加载,取裂纹前缘中心为关键点,以轮载中心线所在位置为横坐标(设中间横隔板对应纵向位置为零),求得三种基本开裂模式应力强度因子及等效应力强度因子变化规律如图6所示。

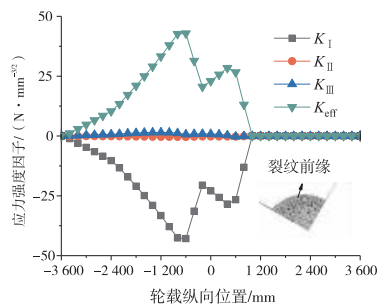


图6 应力强度因子变化规律曲线图

计算结果表明:

(1)横隔板弧形开孔部位三种基本开裂模式应力强度因子中张开型占主导地位,初始裂纹基本不具备滑开效应和撕开效应,进一步表明该细节裂纹失效模式为张开型开裂模式。同时,由于裂纹面不具备三维特征,针对该细节断裂力学相关分析,可将横隔板简化为板单元,采用二维平面裂纹进行分析,以提高计算效率。

(2)当轮载与裂纹位于横隔板同一侧时,初始裂纹主

要受压应力作用,裂纹前缘应力强度因子为零,裂纹处于闭合状态。

(3)当轮载中心线距离中间横隔板600 mm时,等效应力强度因子达到峰值,对应等效应力强度因子幅值为 $42.9 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-3/2}$,小于材料扩展阈值 $63 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-3/2}$,表明横隔板开孔细节在国内钢桥规范标准车轮载作用下初始裂纹扩展能力可控,弧形开孔构造细节设计较为合理。

5 结语

本文通过对某高速公路跨径组合为(140+350+140) m的双塔三跨斜拉桥钢桥面板横隔板弧形开孔细节应力强度因子进行计算分析,所得到的主要结论如下:

(1)横隔板弧形开孔疲劳失效模式为张开型开裂模式,疲劳裂纹表现为平面裂纹特征。

(2)在国内钢桥规范标准疲劳车轮载作用下,该桥横隔板开孔细节等效应力强度因子幅值为 $42.9 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-3/2}$,低于裂纹扩展阈值。近年来,高速公路车流量多呈现重车比例高的特点,横隔板开孔细节仍具有较大开裂风险,建议钢桥管养过程中应严格控制超载现象。

参考文献

- [1]苟文忠,苏晨,韩帅,等.基于结构应力法的正交异性钢桥面板疲劳寿命预测分析研究[J].公路,2024,69(9):149-158.
- [2]陆宇翔,王晓,谭邦宏.铺装层对钢桥面板横隔板处纵肋顶板连

接细节疲劳应力的影响分析[J].西部交通科技,2024(8):131-132,166.

- [3]张清华.钢桥面板疲劳问题:理论方法与工程应用[M].北京:科学出版社,2024:5.
- [4]邹晓琴.正交异性钢桥面板U肋顶板全熔透焊缝制造工艺与疲劳性能研究[J].公路,2024,69(9):72-78.
- [5]管东银.钢桥面板-纵肋单面焊和双面焊构造疲劳寿命对比研究[J].西部交通科技,2024(5):120-121,203.
- [6]邓文宇.基于切口应力法的钢桥面板横隔板处纵肋与顶板焊接细节疲劳寿命评估[J].西部交通科技,2023(8):117-119.
- [7]张清华,李明哲,李俊,等.在役钢桥面板纵肋与顶板焊根疲劳裂纹内焊加固方法[J].交通运输工程学报,2024,24(1):85-99.
- [8]李宗奎.基于计算机视觉的钢桥疲劳裂纹监测检测方法研究[D].成都:西南交通大学,2023.
- [9]张清华,卜一之,李乔.正交异性钢桥面板疲劳问题的研究进展[J].中国公路学报,2017,30(3):14-30,39.
- [10]谢小芳.钢桥面板横隔板交叉细节围焊处应力强度因子分析[J].西部交通科技,2024(11):170-171,179.
- [11]黄云,张清华,郭亚文,等.钢桥面板纵肋与横隔板焊接细节表面缺陷及疲劳效应研究[J].工程力学,2019,36(3):203-213,223.
- [12]中交公路规划设计院有限公司.公路钢结构桥梁设计规范:JTGD64—2015[S].北京:人民交通出版社,2015:29.

收稿日期:2025-03-01

(上接第22页)

时会产生大量有害气体,且经济效益差,不符合目前国家低碳政策要求,因此难以在实际工程中得到推广应用。而微波辐射法制作沥青混合料的过程中需特定设备,经济效益差,同样不符合工程要求。相比于前两种活化方式,预溶胀法仅需密封罐以及工业芳烃油,可大量生产改性沥青混合料,同时污染小、成本低、操作方便,因此通过工程比选后采用SCR-F-MA改性沥青混合料。

5 结语

本文通过对不同活化方式下橡胶-粉煤灰改性沥青混合料开展一系列试验并评价其工程价值,得出了以下结论:

(1)活化处理后沥青混合料路用性能均有所提高,其中HCR-F-MA混合料动稳定度与低温抗裂性提高幅度最高,动稳定度增幅为773.24%,最大弯曲应变增幅为25.5%。

(2)MCR-F-MA沥青混合料水稳定度最高,SCR-F-MA混合料残留稳定度最高。

(3)经熟化活化后的橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青的混合料综合性能最好,未处理橡胶颗粒-粉煤灰改性沥青混合料性能最差。

(4)以实际工程为例,综合分析预溶胀法相较于其余

活化方式,其污染小、成本低、操作方便,更适合运用于实际工程。

参考文献

- [1]徐鸥明,金林通,郭嘉,等.沥青路面抗滑耐久性研究与发展[J].公路,2024(3):6-14.
- [2]李佳航,余承喜,魏鹏飞.城市道路旧沥青路面使用性能恢复设计研究[J].西部交通科技,2023(12):111-113,151.
- [3]王枫成.废旧塑料在沥青道路工程中的应用进展[J].化工新型材料,2024,52(8):225-230.
- [4]都伟,张明欣,王彦敏,等.废旧沥青混合料在路面基层中的应用研究进展[J].材料导报,2024,38(增刊1):298-302.
- [5]陆学元,陈远播,魏星,等.沥青混合料低温劈裂虚拟试验影响因素研究[J].科学技术与工程,2024,24(8):3389-3398.
- [6]刘天运,王修山,张南童,等.不同加载方式下沥青混合料的压实过程与集料运动特性研究[J].力学与实践,2024,46(5):963-974.
- [7]念腾飞,韩召,魏智强,等.考虑骨料形态的沥青混合料细观数值建模方法[J].吉林大学学报(工学版),2025,55(2):639-652.
- [8]段川,王腾,邹晓翎.不同岩性集料与沥青界面黏附机理研究[J].公路,2024,69(1):295-301.
- [9]交通运输部公路科学研究所.公路工程沥青及沥青混合料试验规程:JTGE20—2011[S].北京:人民交通出版社,2011:249-252.

收稿日期:2025-03-01

基于 AHP-DEMATEL 法的滩涂区重力式锚碇基础施工风险评价

方兴,黄丽丹,李梓源,王珑云

(广西交建工程建设集团有限公司,广西 南宁 530006)

摘要:针对滩涂区重力式锚碇基础施工风险要素关联复杂、传统评价方法片面性突出的问题,文章以某跨海悬索桥锚碇工程为例,采用 AHP-DEMATEL 混合模型综合风险评估方法进行分析。通过文献分析与德尔菲法两轮专家调研,筛选出 24 项核心风险指标,涵盖技术、成本、安全三大维度,并构建“权重-因果”双驱动评价框架;采用 AHP 量化指标静态权重,结合 DEMATEL 解析要素动态交互关系,生成综合影响度,突破单一赋权模型局限性。结果表明:施工过程实时监测、地下连续墙施工工艺控制等 12 项风险为关键控制点;违规指挥操作、机械设备误操作等主观因素为核心驱动源;该项目的整体风险等级为中等。该方法通过耦合专家经验与数理模型,为复杂地质条件下锚碇施工风险管控提供了兼具科学性与实操性的决策工具。

关键词:滩涂区;锚碇基础;因素识别;AHP-DEMATEL;模糊综合评价

中图分类号: U443.24 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.035

文章编号: 1673-4874(2025)07-0113-05

0 引言

滩涂区域大跨度锚碇工程具有复杂的基础构造特征,其建设过程常面临诸多不可预见因素,存在较高的施工安全隐患。当前的相关研究对施工风险要素的覆盖不全,评价指标与实际工程特点的关联性较低,影响风险评估的准确性^[1]。针对滩涂地质特点开展锚碇工程技术与非技术维度的风险识别,对保障施工安全具有重要价值。通过文献调研发现,国内外学者在此领域的探讨方向较为相似,多聚焦于确定性结构分析,而对施工过程中变量因素的关注较少。国内关于悬索桥锚碇工程风险识别与评价的系统性研究仍存在空白。沈斌^[2]以润扬长江公路大桥工程为背景,探讨了悬索桥锚碇基坑围护结构设计风险应对策略,为该领域提供了重要研究案例。李金晖^[3]在虎门二桥项目中,从技术规范、政策环境及其他维度解析质量风险要素,运用动态管控方法实现施工质量与风险控制的平衡优化。施洲等^[4]创新性地将专家咨询法与模糊层次分析法相结合,构建了涵盖工程全周期的风险评价模型,并在某特大桥沉井基础施工中验证了其适用性。

针对滩涂地质的特殊工程条件,本研究突破传统定性分析局限,构建融合定性定量方法的综合评估体系。具体实施路径包括:运用德尔菲专家调查法建立风险因素集合,借助 AHP-DEMATEL 混合模型优化指标权重分配,通过模糊数学理论实现施工风险的多维度量化评价。这种复合型分析方法既保留了专家经验判断的优势,又通过数学模型增强了评估结果的客观性,可为类似工程的风险管控提供新思路。研究着重解决现有评估体系中指标关联度不足、权重分配欠科学等问题,通过多方法协同作用提升风险识别的全面性和评估结果的可靠性。

1 AHP-DEMATEL 法模型理论

1.1 层次分析法(AHP)

此方法通过要素间相对重要性构建判断矩阵,经归一化处理获得特征向量,结合一致性检验确定指标权重^[5]。其操作流程涵盖三个核心环节,建立层次架构模型、构造两两比较矩阵、完成权值计算与校验,具有逻辑严谨、层级分明的特点。

1.2 决策实验室法(DEMATEL)

此方法通过专家经验结合数学建模,量化系统要素的因果关联,借助影响度、被影响度及中心度参数,揭示要素在体系中的驱动作用与层级关联。其优势在于构建要素交互网络拓扑,识别核心驱动因素,但需结合其他方法完成权重计算。通过矩阵运算与可视化图谱,可突破传统分析的线性局限,增强复杂系统要素关联的解析能力^[6]。

AHP 与 DEMATEL 在要素重要性评估中存在互补特性。AHP 通过要素间相对重要性评估确定权值,可量化指标权重,但未考虑要素交互影响,且专家评判存在主观性偏差。DEMATEL 聚焦要素关联网络,通过影响度计算揭示因果逻辑,但缺乏自主赋权机制,单一使用易弱化要素自身重要性。两种方法单独应用均存在视角局限,难以全面反映复杂系统本质特征。

本研究构建 AHP-DEMATEL 耦合模型,通过方法优势互补提升权重计算精度。流程设计包含三个核心环节:(1)运用 AHP 获取基础权重参数 W_i ;(2)通过 DEMATEL 计算要素中心度 h_i ;(3)建立综合权重 Z_i 的融合算法。其数学表达式如下:

$$Z_i = h_i W_i / \sum_{i=1}^n h_i W_i \quad (1)$$

式中: h_i ——DEMATEL 法计算中心度;

W_i ——AHP 法计算影响因素权重。

第一作者简介:方兴(1991—),工程师,主要从事交通工程施工及技术管理工作。

该集成方法既继承 AHP 层次化赋权优势,又融入 DEMATEL 要素关联修正机制,通过双重校验机制有效降低单一方法的系统误差,显著提升风险评估模型的科学与适用性。

2 滩涂区重力式锚碇基础施工风险评价体系

2.1 初始风险指标体系

本文通过调研广泛文献,梳理了国内外锚碇基础施工风险指标,运用德尔菲法精心筛选,构建一套风险指标体系。在文献中,直接针对锚碇基础施工风险进行分类的研究较为稀缺,如潘岳^[7]依据施工流程划分风险,李金晖等^[8]则根据基础组成部分来界定风险。此外,部分研究从“人、机、料、法、环”五维度剖析风险^[9-10],而另一些则从技术、成本控制、安全防控等角度进行分类^[11-12]。本文在风险划分上,侧重项目管理视角,参考复杂工程项目的风险分类,整合得出 32 项关键风险因素,并归入技术、成本、安全三大类别,具体内容参见表 1。

表 1 滩涂区锚碇基础施工项目初始风险指标体系表

一级风险指标	二级风险指标
工程技术风险	施工过程实时监测;汛期围堰结构稳定性监控;地下连续墙施工工艺控制;锚固结构选型设计;主缆运输方案实施;锚碇混凝土浇筑工艺控制;预埋组件安装精度;主缆锚固系统装配;预应力体系张拉管理;滩涂区基坑支护措施;施工测量定位偏差;模板系统运输与安装;锚碇基础施工质量;大体积混凝土温控养护
经济成本风险	融资成本波动风险;大型设备使用费用超支;设计变更追加成本;质量返工损失;建材价格波动风险;安全防护投入不足;工期延误成本;劳务成本不可控;利率变动财务压力
作业安全风险	极端天气灾害;临时用电安全管理;结构失稳坍塌;地基沉降隐患;违规指挥操作;消防设施配置缺陷;机械设备误操作;模板支撑体系失稳;职业健康与卫生管理漏洞

项目初始有 32 项风险,但考虑滩涂锚碇特点,部分风险概率极低或不会发生,且部分可整合。故需重新分类,剔除低风险项。

2.2 德尔菲法识别风险指标体系

2.2.1 构建初始问卷

采用德尔菲法对文献调研所得风险进行筛选,依据表 1 信息设计锚碇基础施工风险问卷。调查对象共 115 人,涵盖政府工程人员 22 名、桥梁专业高级工程师 67 名及高校桥梁工程教师 26 名。问卷历时 3 个月,全数有效回收。问卷内容涵盖项目概况、调研意图、风险因素阐释及调查表,旨在全面收集专家意见。

2.2.2 数据协调性验证

为确保评价指标科学性,建立六维评分标尺:重要性从 10 分(极高)至 0 分(极低),以 2 分为梯度递减。针

对被调研人员认知差异设置双重赋权机制:知识来源维度设置经验主导型(权重 1.0);理论主导型(权重 0.75)等类别;熟悉度划分为六个等级,由完全陌生(权重 0)至精通(权重 1)。

研究采用两阶段德尔菲法收集数据,经信效度检验显示,两轮问卷权威度系数均大于 0.7 的效度阈值,符合文献[12]的实证研究标准。运用 Kendall's W 系数量化专家共识水平,其计算模型见式(2):

$$W = \frac{\sum R_i^2 - \frac{(\sum R_i)^2}{N}}{\frac{1}{12} K^2 (N^3 - N)} \quad (2)$$

式中:K——专家组规模;

N——评估指标数;

R_i ——第 i 项指标总分。

该系数区间为[0,1],数值越大表明共识度越高。

通过 SPSS 统计分析工具处理数据,两轮调查的 W 值分别为 0.889 和 0.876,显著高于 0.7 的基准值,证明被调研群体的意见具有高度收敛性。

2.2.3 问卷调研结果

二次问卷结果如表 2 所示。表 2 中一共包括 23 项风险指标内容。

表 2 二次问卷调研风险指标体系表

风险组成	第二层次风险
工程技术风险	锚固结构选型设计;主缆运输方案实施;预埋组件安装精度;主缆锚固系统装配;预应力体系张拉;滩涂区基坑支护措施;大体积混凝土温控养护;施工测量定位偏差;施工过程实时监测;汛期围堰结构稳定性监控;地下连续墙施工工艺控制
经济成本风险	设计变更追加成本;质量返工损失;建材价格波动;安全防护投入不足;工期延误成本;施工方案优劣
作业安全风险	极端天气灾害;临时用电安全管理;结构失稳坍塌;违规指挥操作;机械设备误操作;模板支撑体系失稳

3 案例分析

3.1 工程概况

3.1.1 全桥概况

某大桥系双塔双跨钢桁架悬索桥,主缆与主梁跨径分别为 460 m + 1 480 m + 491 m 和 1 480 m + 453.6 m。该桥采用重力式锚碇,以地连墙为基础,深埋设计。锚碇使用葫芦形连续墙支撑,墙厚 1.2 m,由两段弧构成,带隔挡。墙顶标高为 +25 m,底部为 -22.5~-14.5 m,深度为 39.5~47.5 m。

3.1.2 锚碇基础概况

该桥锚碇基础为深埋扩大式,支护为 1.2 m 厚地下连续墙,由双弧相接并由隔墙分隔成前后区域。基础底设混凝土垫层与变厚底板,上有填芯混凝土及 8 m 顶板,内部构有 16 个分隔仓。

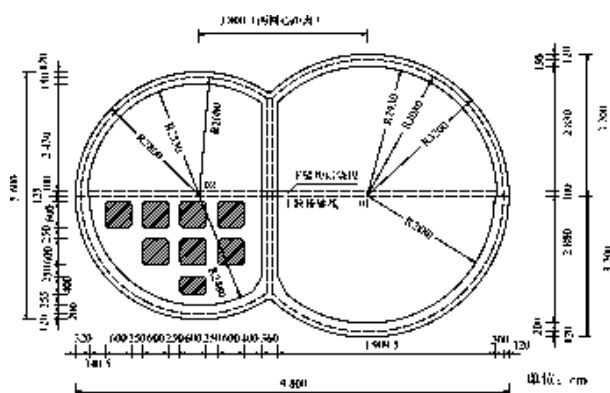


图 1 锚碇基础平面示意图

3.1.3 滩涂区特点

(1)地质构造复杂。该桥所处滩涂地带,地质状况极为复杂,表层覆盖淤泥及淤泥质黏土,底层则隐藏砂质与泥质板岩交错的基岩,且岩层陡峭、存在断裂。此类地质特征,加大了该桥基础建设难度,尤其是锚碇地连墙需穿越复杂多变的地层,深入稳固岩层,施工极具挑战性。

(2)生态区域敏感。该桥位于国家级生态保护区内,生态环境脆弱且敏感。施工过程中需高度谨慎,防止对自然生态造成显著干扰,尤其是泥浆排放问题需妥善处理。

(3)水位波动显著。受季节及气候条件影响,该桥周边水域水位变化剧烈,对施工进度及后续运营构成影响。

3.2 AHP-DEMATEL 法评价

3.2.1 AHP 法确定指标权重

运用 AHP 法计算各级因素权重,汇总一、二级因素权重至表 3,其中综合权重由一级权重与对应二级权重相乘得出。

在表3的一级指标中,工程技术风险权重最高,随后是经济成本风险,而作业安全风险权重相对较低;二级指标中,施工方案优劣风险所占权重最大,显著高于其他风险指标权重值,其次是预应力体系张拉管理、主缆锚固系统装配风险,权重值相对较大风险的指标有设计变更追加成本、建材价格波动风险、结构失稳坍塌风险等。其他风险权重值相对较小,综合排序靠后。

3.2.2 DEMATEL 法确定指标权重

3.2.2.1 计算综合影响度 Z_i

构建影响矩阵 N , 采用 0~5 标度衡量 N_i 对 N_j 的直接影响 (N_i 及 N_j 均为元素), 影响程度分为五级: 无、弱、强、较强、很强。当 $i=j$ 时, N_{ij} (矩阵 N 第 i 行第 j 列数值) 为 0。专家根据此标准评分, 构建直接影响矩阵 N 见式(3)。通过规范化矩阵 B 见式(4)得到综合影响矩阵 T 见式(5), 进而计算影响度 f_i 见式(6)、被影响度 g_i 见式(7)、中心度 H_i 见式(8)、原因度 E_i 见式(9), 最终求得综合影响度 Z_i , 结果汇总于表 4。

$$N = (n_{ij})_{n \times n} = \begin{bmatrix} 0 & n_{12} & \cdots & n_{1n} \\ n_{21} & 0 & \cdots & n_{2n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ n_{n1} & n_{n2} & \cdots & 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

表3 锚碇基础施工风险评价指标权重表

一级 指标	指标 权重	二级 指标	指标 权重	综合权 重值
工程 技术 风险	0.477	锚固结构选型设计	0.067	0.032
		主缆运输方案实施	0.069	0.033
		预埋组件安装精度	0.087	0.041
		主缆锚固系统装配	0.117	0.056
		预应力体系张拉	0.123	0.059
		滩涂区基坑支护措施	0.088	0.042
		大体积混凝土温控养护	0.098	0.047
		施工测量定位偏差	0.078	0.037
		施工过程实时监测	0.095	0.045
经济 成本 风险	0.287	汛期围堰结构稳定性监控	0.079	0.038
		地下连续墙施工工艺控制	0.098	0.047
		设计变更追加成本	0.185	0.053
		质量返工损失	0.089	0.026
		建材价格波动	0.177	0.051
		安全防护投入不足	0.142	0.041
		工期延误成本	0.129	0.037
		施工方案优劣	0.278	0.080
		极端天气灾害	0.103	0.024
作业 安全 风险	0.236	临时用电安全管理	0.142	0.034
		结构失稳坍塌	0.212	0.050
		违规指挥操作	0.179	0.042
		机械设备误操作	0.163	0.038
		模板支撑体系失稳	0.201	0.047

$$B = \left[\frac{N_{ij}}{\max(\sum_{i=1}^n N_{ij})} \right] \quad (4)$$

$$T = B + B^2 + B^3 + \cdots + B^n = (t_{ij})_{mn} \quad (5)$$

式(5)中, t_{ij} 为矩阵 T 中的第 i 行 j 列, 表示 t_{ij} 为 N_i 对 N_j 影响程度。 $i=0, 1, 2, \dots, n, j=0, 1, 2, \dots, n$ 。

$$f_i = \sum_{j=1}^n t_{ij} \quad (6)$$

$$g_i = \sum_{j=1}^n t_{ij} \quad (7)$$

$$H_i = f_i + g_i \quad (8)$$

$$E_i = f_i - g_i \quad (9)$$

3.2.2.2 风险因果关联图

以中心度 H_i 值为横轴,原因度 E_i 值为纵轴,绘制影响因素分布图,如图 2 所示。

表4及图2中,原因型($E_i > 0$)按原因度大小排序包括违规指挥操作、机械设备误操作、极端天气灾害等。排序显示,违规指挥操作、机械设备误操作等为主观因素对其他因素有较大影响,且不易受外界干扰,展现出高度自主性。

表4及图2中,结果型($E_i < 0$)按原因度大小前五项风险排序为:工期延误成本、建材价格波动风险、安全防护投入不足、质量返工损失、设计变更追加成本等。按原因度排序更易受其他因素影响而非影响他人,表明其提升潜力大,需特别关注。其中,施工过程实时监测最敏感,

表 4 综合影响度结果汇总表

风险因素	f_i	g_i	H_i	E_i	Z_i
锚固结构选型设计	0.666	0.823	1.253	0.320	0.035
主缆运输方案实施	0.679	0.918	1.46	-0.323	0.042
预埋组件安装精度	0.704	0.918	1.635	-0.236	0.058
主缆锚固系统装配	0.704	0.918	1.635	-0.264	0.078
预应力体系张拉	0.758	0.863	1.808	-0.368	0.091
滩涂区基坑支护措施	0.774	1.061	1.937	-0.373	0.069
大体积混凝土温控养护	0.805	1.379	2.060	-0.520	0.082
施工测量定位偏差	0.645	1.0167	1.186	-0.362	0.038
施工过程实时监测	0.852	1.458	2.331	-0.561	0.091
汛期围堰结构稳定性监控	0.724	1.1771	1.758	-0.425	0.056
地下连续墙施工工艺控制	0.824	1.338	2.135	-0.533	0.086
设计变更追加成本	0.527	0.321	0.634	-0.200	0.027
质量返工损失	0.582	0.560	1.002	-0.175	0.021
建材价格波动	0.559	0.560	0.738	-0.135	0.030
安全防护投入不足	0.582	0.560	0.884	-0.176	0.028
工期延误成本	0.559	0.560	0.706	-0.027	0.021
施工方案优劣	0.616	0.71	0.622	0.374	0.04
极端天气灾害	0.391	0	0.371	0.626	0.008
临时用电安全管理	0.414	0	0.413	0.581	0.012
结构失稳坍塌	0.475	0.322	0.566	0.494	0.024
违规指挥操作	0.417	0	0.429	0.694	0.015
机械设备误操作	0.417	0	0.498	0.671	0.016
模板支撑体系失稳	0.432	0.322	0.527	0.526	0.021

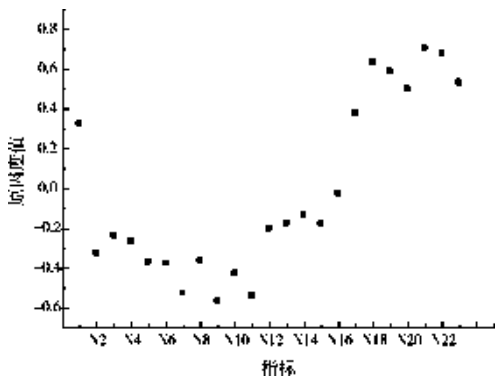


图 2 影响因素因果结构示意图

受系统其他因素制约显著,位于被影响度前列而影响度靠后,彰显其强烈被动性。结合表 4,地下连续墙施工工艺控制、大体积混凝土温控养护亦显被动,受广泛影响而影响有限。相比之下,违规指挥操作、机械设备误操作等作为原因型因素,显著影响其他因素,其影响力度超越所受被影响程度,此结果与模糊 AHP-DEMATEL 法分析吻合,验证了该法在锚碇基础施工风险评估中的有效性与准确性。

中心度揭示了各因素在整体分析中的关键性。表 4 中,23 项因素中心度排序显示,施工过程实时监测、大体积混凝土温控养护、地下连续墙施工工艺控制等位居前

列,凸显其在锚碇基础施工安全评价中的核心地位。提升重要环节关注度至关重要,尤其是锚碇基础施工现场管控方面,需在日常工作中给予更多重视。通过此排序,能更精准地识别并优先处理影响施工安全的关键因素。

表 4 显示施工过程实时监测权重最大,居首要位置。地下连续墙施工工艺控制、大体积混凝土温控养护等 8 项因素,其综合影响度均 >0.05 ,构成第二重要层级,作用显著。其余 15 项因素则影响较小,综合影响度 ≤ 0.05 。分析结果明确了各因素在整体评估中重要性,为优化管理提供了依据。同理可求得三级指标的综合影响度,综合影响度排序与层次分析法计算风险权重排序基本相符。

3.2.3 计算因素影响等级

参照《风险管理—术语》(GBT 23694—2013)、《风险管理风险评估技术》(GBT 27921—2011)等相关标准,对风险概率、影响度及等级进行划分,并结合因素的发生概率和影响分值,综合计算出加权分数,据此确定各因素的影响等级,详见表 5。

表 5 风险等级计算结果表

风险指标	加权分值	风险等级
锚固结构选型设计	6	3 级
主缆运输方案实施	9	3 级
预埋组件安装精度	9	3 级
主缆锚固系统装配	9	3 级
预应力体系张拉	16	4 级
滩涂区基坑支护措施	12	4 级
大体积混凝土温控养护	16	4 级
施工测量定位偏差	12	4 级
施工过程实时监测	12	4 级
汛期围堰结构稳定性监控	9	3 级
地下连续墙施工工艺控制	12	4 级
设计变更追加成本	16	4 级
质量返工损失	9	3 级
建材价格波动风险	9	3 级
安全防护投入不足	12	4 级
工期延误成本	12	4 级
施工方案优劣	16	4 级
极端天气灾害	3	2 级
临时用电安全管理	9	3 级
结构失稳坍塌风险	12	4 级
违规指挥操作	9	3 级
机械设备误操作	9	3 级
模板支撑体系失稳	12	4 级

由表 5 可知,未出现 5 级风险等级指标,但达到风险 4 级的指标较多,包括预应力体系张拉、大体积混凝土温控养护、施工测量定位偏差、施工过程实时监测等 12 项。仅极端天气灾害指标风险等级为 2 级,其他均为 3 级风险等级。风险等级达到 4 级的风险指标均为锚碇基础施工中需重点关注的风险内容。

3.2.4 计算隶属度矩阵

通过专家调研(即问卷参与者)对各项因素的归类判断汇总,可构建指标的隶属度矩阵。指标的重要程度被细分为五级:高、较高、中、较低、低,收集每位专家的评定,整合成评价因素的隶属关系矩阵。 R_1 为工程技术风险隶属度关系矩阵, R_2 为经济成本风险隶属度关系矩阵, R_3 为作业安全风险隶属度矩阵。

$$R_{D1} = \begin{bmatrix} 0 & 0.1 & 0.5 & 0.4 & 0 \\ 0 & 0.3 & 0.4 & 0.3 & 0 \\ 0.2 & 0.4 & 0.4 & 0 & 0 \\ 0.3 & 0.3 & 0.3 & 0.1 & 0 \\ 0.3 & 0.3 & 0.4 & 0 & 0 \\ 0.2 & 0.3 & 0.3 & 0.2 & 0 \\ 0.1 & 0.4 & 0.4 & 0.1 & 0 \\ 0.3 & 0.3 & 0.3 & 0.1 & 0 \\ 0.2 & 0.3 & 0.2 & 0.2 & 0 \\ 0.1 & 0.3 & 0.3 & 0.3 & 0 \\ 0.1 & 0.2 & 0.3 & 0.4 & 0 \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$R_{D2} = \begin{bmatrix} 0.1 & 0.3 & 0.4 & 0.2 & 0 \\ 0.2 & 0.4 & 0.3 & 0.1 & 0 \\ 0.2 & 0.3 & 0.4 & 0.2 & 0 \\ 0.2 & 0.3 & 0.4 & 0.1 & 0 \\ 0.1 & 0.1 & 0.4 & 0.3 & 0.1 \\ 0.3 & 0.4 & 0.3 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$R_{D3} = \begin{bmatrix} 0 & 0.1 & 0.2 & 0.5 & 0.2 \\ 0.1 & 0.1 & 0.3 & 0.5 & 0 \\ 0.1 & 0.2 & 0.4 & 0.3 & 0 \\ 0.1 & 0.2 & 0.4 & 0.3 & 0 \\ 0.2 & 0.2 & 0.3 & 0.3 & 0 \\ 0.1 & 0.2 & 0.4 & 0.3 & 0 \end{bmatrix} \quad (12)$$

3.2.5 模糊综合评价

采用模糊综合评价法评价锚碇基础施工风险等级^[12]。设评价向量为 $B_i (i=1,2,3,4,5)$, 则有:

$$B_1 = w_1 \times R_1 = (0.24, 0.16, 0.365, 0.115, 0.12)$$

$$B_2 = w_2 \times R_2 = (0.186, 0.244, 0.32, 0.15, 0.09) \quad (13)$$

$$B_3 = w_3 \times R_3 = (0.128, 0.152, 0.325, 0.285, 0.11)$$

结合以上矩阵形成总隶属评价矩阵:

$$R = \begin{bmatrix} 0.24 & 0.16 & 0.365 & 0.115 & 0.12 \\ 0.186 & 0.244 & 0.32 & 0.15 & 0.09 \\ 0.128 & 0.152 & 0.325 & 0.285 & 0.11 \end{bmatrix} \quad (14)$$

设综合权重为 w , 锚碇基础施工风险综合权重为:

$$w = (0.477, 0.287, 0.236)$$

锚碇基础项目整体风险综合评价向量 A :

$$A = w \times R = (0.11, 0.185, 0.423, 0.142, 0.13)$$

建立评价语集: $V = (\text{高}, \text{较高}, \text{中等}, \text{较低}, \text{低})$ 。

根据向量 A 评估结果,遵循最大隶属准则,项目综合评价为“中等”档次。据此,项目风险属中等,需强化风

险防范措施。

4 结语

(1)提出“静态权重+动态因果”双维度分析框架,有效克服传统方法忽视要素交互作用的缺陷。通过归一化处理 AHP 权重与 DEMATEL 中心度,显著提升风险排序的客观性。案例验证中综合影响度排序与专家判断吻合度较高。

(2)基于两轮德尔菲法筛选出 24 项关键指标,其中施工过程实时监测、地下连续墙施工工艺控制等 12 项技术风险被列为 4 级高风险,需重点监控;揭示主观因素(违规指挥操作、机械设备误操作)为核心原因型风险,对其优化可降低衍生风险。

(3)工程技术风险为管控重心,需强化预应力体系张拉管理、大体积混凝土温控养护等标准化工艺;经济成本风险中,施工方案优劣对成本超支影响显著,建议引入 BIM 技术优化方案预控;安全风险需建立“人因-设备-环境”联防体系,尤其需规范指挥流程与设备操作培训。

(4)AHP-DEMATEL 法解决了评估体系中指标关联度不足、权重分配欠科学等问题,验证了该法在实际锚碇基础施工工程风险评估中的有效性与准确性。

参考文献

- [1]覃勇.AI 架构在桥梁施工风险识别系统中的应用[J].西部交通科技,2020(3):92-94,121.
- [2]沈斌.几种悬索桥锚碇结构基坑的施工风险分析及对策[J].公路交通科技,2008,5(4):108-112.
- [3]李金晖.虎门二桥锚碇基础施工质量风险防控措施[D].重庆:重庆交通大学,2015.
- [4]施洲,刘东东,纪锋.超大型沉井基础的施工风险评估[J].西南交通大学学报,2021,56(6):1241-1249.
- [5]匡波,韩琳琳.基于 F-AHP 的高边坡安全风险评价体系研究[J].西部交通科技,2024(3):47-49.
- [6]封佩瑶.基于模糊 DEMATEL 模型的建筑施工安全风险关键因素研究[J].安徽建筑,2024,31(12):180-183.
- [7]潘岳.大跨度桥梁锚碇施工风险控制[D].长沙:长沙理工大学,2017.
- [8]李金晖,袁旻恣,路可欣.虎门二桥锚碇基础施工安全风险研究[J].公路交通科技,2022,39(增刊 2):90-95.
- [9]张阿玲,王海渊.高速公路大型交叉施工风险指标体系构建及分级研究[J].公路,2024(10):315-319.
- [10]闫创.基于 LEC 法的桥梁施工安全风险评估[J].铁道建筑技术,2024(10):1-4.
- [11]许立,陈云钢,李瑞涛,等.基于模糊数学的工业区基坑支护施工风险评价[J].建筑技术,2024,55(16):1951-1955.
- [12]张恩重.邻近在建地铁隧道的深基坑施工安全风险评估研究[D].济南:山东建筑大学,2024.

收稿日期:2025-03-05

独塔混合梁斜拉桥桥面吊机优化及作用效果分析

郑北新,郑亮亮,贺锦绣,郭坤明,蓝英福

(广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200)

摘要: 桥面吊机的选型及支点布置直接影响桥梁结构的施工安全及工效。文章以独塔混合梁斜拉桥为工程背景,结合其桥面吊机布置方案,对最不利工况下已安装梁段的受力情况进行了分析,并针对不同横向间距、是否设置局部加劲、增大加载面积等关键因素对桥面吊机作用效果的影响进行了研究。结果表明:原桥面吊机布置方案作用下,钢梁局部最大应力为470.4 MPa,不满足要求,需要对桥面吊机进行优化;桥面吊机作用效果对各关键因素的敏感性由强到弱分别为局部加劲、横向间距、加载面积。在此基础上提出了一种桥面吊机优化方案,该优化方案作用下已安装梁段的结构强度及刚度均满足要求。

关键词: 独塔混合梁斜拉桥;桥面吊机;横向间距;局部加劲;加载面积;作用效果

中图分类号: U448.27 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.036

文章编号: 1673-4874(2025)07-0118-04

0 引言

近年来,独塔混合梁斜拉桥因其边主跨充分利用混凝土和钢材的材料性能、受力性能优越、桥梁跨越能力大、适用性强、经济性和疲劳性能好等优点而逐渐在各种公路和铁路桥梁中得到广泛应用^[1-2]。独塔混合梁斜拉桥边跨混凝土梁通常采用少支点支架法、挂篮悬臂浇筑法、预制拼装法等方法进行施工,主跨钢梁通常利用浮吊和桥面吊机进行悬臂拼装法施工^[3]。桥面吊机的选型及布置直接影响独塔混合梁斜拉桥的施工安全、施工工效及经济性,因此依托某独塔混合梁斜拉桥开展桥面吊机布置优化及作用效果分析具有重要的意义。

相关学者针对斜拉桥的桥面吊机开展了相关研究。张中锋等^[4]依托黄舢长江大桥项目,研究了在通航受限浮吊无法进场的条件下,创新性采用可纵向可变幅的桥面吊机实现混合梁斜拉桥起始段钢箱梁的吊装。艾小军^[5]针对重庆李家沱复线桥的宽幅大吨位钢箱梁节段研发了 QMD225t 型桥面吊机,实现了该项目钢箱梁节段的顺利安装。卢玲霞^[6]通过对大跨径 T 形刚构桥悬臂节段的三种拆除方案的对比分析,提出了采用移动挂篮式轻型桥面吊机拆除 T 形刚构桥悬臂段的施工技术。汪杨惠^[7]针对某钢箱梁斜拉桥采用改进后的菱形纵向可变幅的桥面吊机,有效解决了常规浮吊吊装及门式提梁吊机吊装工艺的弊端,实现了现场从开始阶段就采用桥面吊机吊装钢梁施工。目前针对桥面吊机的研究大多着重于桥面吊机的结构设计及变幅式功能方面,而针对混合梁斜拉桥桥面吊机的选型及支点布置方面的研究较少。本文以某独塔混合梁斜拉桥工程实例为背景,针对其主跨钢梁吊装时桥面吊机的数量及支点布置进行系列研究,得出该混合梁斜拉桥桥面吊机的优化方案,以期为后续同类桥梁桥面吊机的选择及布置提供参考。

1 研究对象

1.1 工程概况

某独塔混合梁斜拉桥跨径布置为(60+60+60+300)m,全长480 m,整体为塔梁固结体系,桥面宽37.5 m(含拉索区),边跨设置2个辅助墩和1个过渡墩,主跨设置1个过渡墩。桥塔高202 m,采用钻石形钢筋混凝土主塔,混凝土采用 C55 混凝土,边跨主梁采用 C60 混凝土箱梁,主跨主梁采用钢箱梁,混凝土箱梁与钢箱梁之间通过钢混结合段连接成整体。全桥结构布置如图1所示。主跨范围内共设置6个观景平台,平台在主梁单侧突出3 m,采用半径为18 m的弧形,通过半径为12 m的弧线过渡到标准梁段。

全桥混凝土箱梁划分为 H1-H8 共8个梁段,混凝土箱梁采用 PK 断面,顶板全宽37.5 m,底板全宽39.96 m,中心线处梁高3.514 m,顶板顶面设双向2%的桥面横坡。混凝土箱梁标准断面如图2(a)所示。全桥钢箱梁顺桥向划分为 A~E 5种梁段类型共22个梁段,各梁段参数如表1所示。钢箱梁采用 PK 型断面,全宽37.5 m(含风嘴),钢梁中心线处梁高3.464 m(内轮廓)。桥面设双向2%横坡。钢箱梁由顶板、平底板及斜底板、中腹板、边腹板、横隔板、风嘴及钢锚箱组成。两中腹板间距为15.9 m,两 PK 箱之间通过钢横梁连接,钢横梁标准间距为3.25 m。钢箱梁横断面图如图2(b)所示。

表1 钢箱梁各梁段参数表

项目	A	B	C	D	E
梁段编号	Y8-Y17	Y6-Y7、 Y18-Y21	Y2-Y5	Y22	Y1
梁段长度/m	13	13	13	7	10.5
梁段数量	10	6	4	1	1
梁段总重量/t	256.8	265.6	284.5	168.4	298.3
风嘴重量/t	27.5	27.5	27.5	27.5	27.5
观景平台重量/t	12.4	12.9	12.5	0	0
净重/t	216.9	225.2	244.5	140.9	270.8

第一作者简介: 郑北新(1992—),工程师,主要从事公路桥梁施工项目管理工。

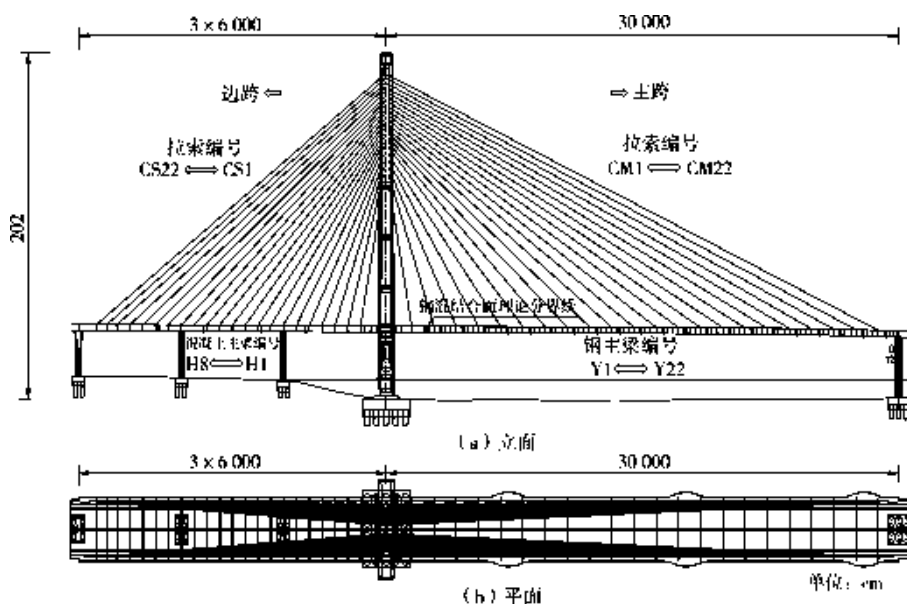
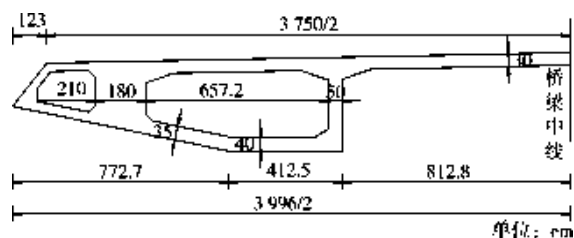
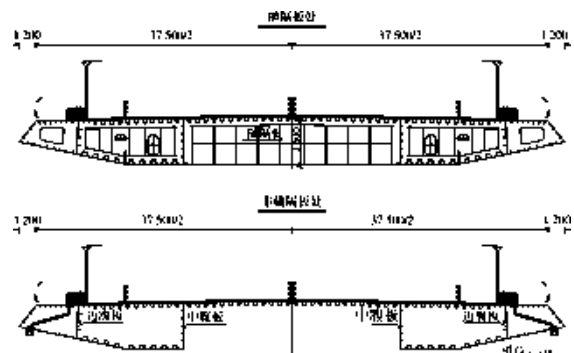


图1 独塔混合梁斜拉桥结构布置图



(a)混凝土箱梁



(b)钢箱梁

图2 箱梁横断面图

1.2 总体施工工艺

桥塔采用液压爬模法逐节段进行施工,混凝土箱梁和钢混结合段采用少支点支架法施工,分段浇筑混凝土,分批张拉预应力筋。具体施工步骤为:塔梁固结段 H1 梁段施工、张拉相应预应力→安装钢混结合段钢梁、同步浇筑 H2 梁段和 H3 梁段混凝土、张拉相应预应力→浇筑 H4 梁段混凝土、张拉相应预应力→浇筑 H5 梁段混凝土、张拉相应预应力→浇筑 H6 梁段混凝土、张拉相应预应力→浇筑 H7 梁段混凝土、张拉相应预应力→浇筑 H8 梁段混凝土、张拉相应预应力。

钢箱梁除了钢混结合段和 Y22 梁段采用浮吊吊装外,其余梁段均采用桥面吊机安装。具体施工步骤为:采用浮吊吊装钢混结合段→吊装桥面吊机于已完成边跨混凝土梁段进行拼装→桥面吊机处于 H1 梁段,安装 CS01、CM01 斜拉索,并张拉至初索力→桥面吊机处于 H2 梁段,桥面安装 CS02、CM02 斜拉索,并张拉至初索力→桥面吊机处于 Y1(钢混结合段),起吊 Y2 梁段,安装 CS03、CM03 斜拉索,并张拉至初索力→桥面吊机前移至 Y2 梁段,起吊 Y3 梁段,安装 CS04、CM04 斜拉索,并张拉至初索力→桥面吊机前移至 Y20 梁段,起吊 Y21 梁段,安装 CS022、CM022 斜拉索,并张拉至初索力,完成合龙。

1.3 桥面吊机概况

该独塔混合梁斜拉桥拟采用290 t变幅式桥面吊机。该吊机自重为207.5 t,单台起吊能力为290 t,横向间距为9.6 m,设置4个前支撑点,作用面积均为300 mm(横向)×720 mm(纵向),间距为(2.4+7.2+2.4) m,设置4个后锚固点,间距为(1.2+8.4+1.2) m。桥面吊机结构布置如图3所示。

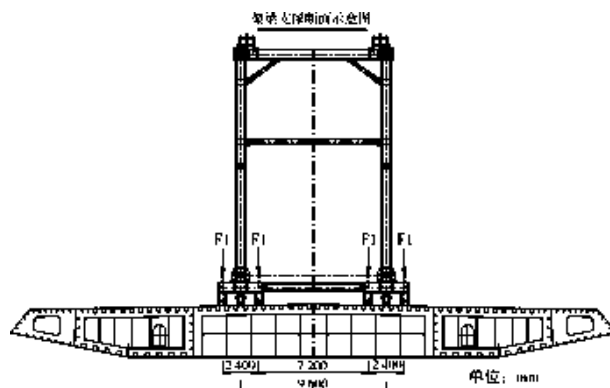


图3 桥面吊机结构布置图

2 桥面吊机作用下梁段受力分析

为了确保桥面吊机作业过程中的安全性,需要对最不利吊装工况下已安装钢箱梁段的受力情况进行分析,因此选择板厚相对较小的 A 梁段作为已安装梁段,选择吊装自重较大的 C 梁段作为分析工况。采用有限元软件建立 4 个 13 m 的 A 梁段的板单元有限模型,有限元模型中对 4 对斜拉索的位置以及已安装梁段的尾部进行固结约束,计算荷载取梁段自重+桥面吊机自重+吊装 C 梁段时前后锚点荷载进行分析。

根据有限元分析结果可得,已安装梁段在桥面吊机最不利吊装工况下竖向位移最大为 35.4 mm,横隔板局部最大应力 470.4 MPa,因此当前桥面吊机布置方案不满足结构强度和安全性的要求,需要对桥面吊机的方案及支点布置进行优化和研究。

3 桥面吊机作用效果关键影响因素研究

3.1 不同横向间距作用效果分析

钢箱梁为 PK 断面,中腹板位置的刚度相对较大,因此选择增大桥面吊机的横向间距,分别选择 11.4 m、12.0 m、15.9 m、16.5 m 的横向间距进行计算分析,得到单台桥面吊机在不同横向间距下已安装梁段的受力情况如表 2 所示。

表 2 桥面吊机在不同横向间距下已安装梁段的作用效果表

横向间距 /m	前支点作用 位置	最大 Mises 应力	竖向位移 /mm
11.4	U 肋正上方	551.7	5.4/-32.3
12.0	U 肋之间	455.3	5.3/-31.3
15.9	U 肋正上方	468.4	4.7/-24.5
16.5	U 肋之间	353.6	4.7/-23.6

由表 2 可知:(1)桥面吊机在制定横向间距时,应重点考虑吊机前后支点作用在钢箱梁的位置,当吊机前后支点作用于 2 个 U 肋之间时,对已安装梁段的受力较为有利;(2)采用单台桥面吊机进行吊装时,增大横向间距能在一定程度上降低已安装梁段的横隔板的局部应力,但效果有限;(3)为了确保悬臂拼装过程中的安全性和桥面吊机的横向稳定性,应考虑对已安装梁段采取局部加劲、增大前支点的作用面积等技术措施对桥面吊机方案进行优化和研究。

3.2 局部加劲后作用效果分析

选择横向间距为 12.0 m 的桥面吊机前支点作用位置处设置局部加劲,加劲方式采用依托已安装梁段最前缘的横隔板位置进行双侧加劲,加劲方案如图 4 所示。依据局部加劲方案,在有限元模型中对应设置加劲,对桥面吊机作用下已安装梁段的应力及位移进行分析。

由图 4 可知,吊机前支点作用区域局部加劲后,梁段竖向位移最大为 30.7 mm,局部最大 Mises 应力为 318.8 MPa,相比局部加劲前降低了约 136.5 MPa,表明局部加劲对改善已安装梁段局部受力效果较好。

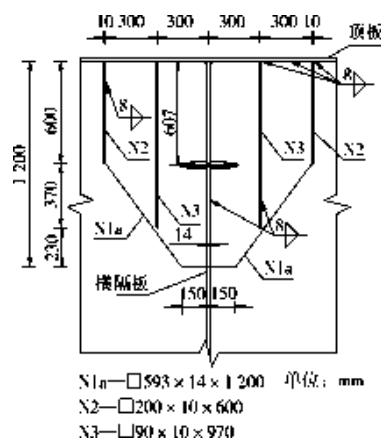


图 4 局部加劲方案示意图

3.3 增大加载面积后作用效果分析

在桥面吊机采用横向间距为 12.0 m 且吊机 4 个前支点作用位置均设置局部加劲的基础上,将桥面吊机前支点的作用面积均由 300 mm(横向)×720 mm(纵向)变为 720 mm(横向)×720 mm(纵向),研究增大桥面吊机前支点的加载面积对已安装梁段受力效果的影响。通过在有限元模型中增大前支点的作用面积,对增大加载面积后桥面吊机作用下已安装梁段的应力进行分析。

由分析结果可知,在设置局部加劲的基础上增大吊机前支点作用面积后,在桥面吊机作用下已安装梁段竖向位移最大为 30.7 mm,横隔板局部最大 Mises 应力为 297.1 MPa,相比原作用面积降低了约 21.7 MPa,表明通过增大吊机前支点作用面积,对已安装梁段端部隔板的局部受力改善效果有限。此外,在实际施工中应进一步考虑荷载不均匀分布对横隔板受力的影响。

4 桥面吊机优化方案

4.1 桥面吊机优化方案

通过上述对桥面吊机方案各关键影响因素的分析可知,桥面吊机作用效果对各关键因素的敏感性由强到弱分别为局部加劲、横向间距、加载面积。综合考虑 PK 型钢箱的结构特征及现场实际情况,提出一种桥面吊机的优化方案,即桥面吊机横向间距设置为 9.6 m,将桥面吊机前支点作用区域由原来的 4 个优化为 8 个,间距为 (1.9+2.5+1.9+3.3+1.9+2.5+1.9)m,设置 4 个后锚固点,间距为 (1.2+8.4+1.2)m,仅对前支点中间的 6 个区域进行局部加劲,吊机前支点的加载面积设置为 600 mm(横向)×720 mm(纵向)。

4.2 桥面吊机优化方案作用效果分析

根据桥面吊机优化方案,对应建立已安装梁段受力分析的板单元有限模型,对最不利工况(梁段自重+桥面吊机自重+桥面吊机吊装 C 梁段时荷载)作用下,已安装梁段的应力云图进行系统分析。

由计算结果可知,桥面吊机优化布置后,在最不利工况作用下,已安装梁段的局部最大 Mises 应力为 (下转第 216 页)

双碳目标下大跨径斜拉桥绿色施工安全评估与低碳运维策略研究

梁大为, 杨露希, 陆文晓, 钟梅, 兰忠实
(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章基于双碳目标, 聚焦大跨径斜拉桥绿色施工的安全评价问题, 提出融合 ANP 法与模糊综合法的高效评估技术。通过参数敏感性分析确定主导风险因素, 构建覆盖结构、环境、施工及绿色技术的综合评估体系。评估结果显示: 主梁偏差、破坏、主塔失稳的安全等级均为Ⅲ级, 拉索破坏为Ⅱ级, 综合安全等级亦为Ⅲ级, 绿色施工绩效评为“良”, 表明桥梁结构及管理维护存在一定风险, 但绿色施工与低碳运维措施可有效减碳。
关键词: 大跨径斜拉桥; ANP 法; 绿色施工安全评价; 模糊综合法; 双碳目标; 低碳运维
中图分类号: U448.27 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.037
文章编号: 1673-4874(2025)07-0121-05

0 引言

近年来, 随着我国经济和交通运输业的快速发展, 道路交通需求持续上升, 大跨径斜拉桥因其独特结构被广泛应用于大跨度桥梁建设中, 但在施工环境、技术和结构等多因素影响下, 其面临诸多安全风险^[1]。在“碳达峰、碳中和”双碳目标背景下, 桥梁作为基础设施建设的重要组成部分, 其碳排放问题也受到高度关注, 桥梁工程在建筑业减排中潜力巨大, 具有绿色低碳转型的现实意义^[2]。目前常用的桥梁安全评估方法如专家法、层次分析法和模糊综合法, 难以应对多因素间的相互依赖关系, 而网络分析法(ANP)和模糊综合法在桥梁安全分析中展现出更强优势, 因此本文引入 ANP 法构建绿色施工安全评价模型, 并融合模糊综合法划分安全等级, 同时纳入绿色技术与低碳运维因素, 提出桥梁结构安全评估与低碳管理一体化解决方案, 助力实现全生命周期碳排放控制, 为绿色桥梁建设提供理论与技术支持。

1 桥梁项目信息

本文以武宣一来宾—合山—忻城高速公路中的武宣黔江特大桥为案例。该桥主桥全长1 330 m, 采用(3×30) m+(56+48+87+618+87+48+56) m+(8×30) m的跨径组合, 位于地势起伏的溶蚀丘陵区, 气候温和、雨量充沛、地质稳定、水化学环境对混凝土具有轻微腐蚀性。项目在施工中广泛应用绿色技术: 如粉煤灰掺量达 30% 的混凝土可降低 15% 碳排放, “永临结合”施工便道减少土地占用与重复建设, 引入边缘计算技术优化设备能耗、塔吊节电率达 18%, 洞渣资源化利用率达 85%、废旧模板再利用率 70% 等, 显著提升施工绿色化水平与碳减排效果。项目桥梁有限元建模视图如图 1 所示。

图 1 为桥梁有限元视图, 图中标注桥梁左边与右边的钢索编号, 左边编号为 E1 至 E15, 右边编号为 Q1 至 Q15。

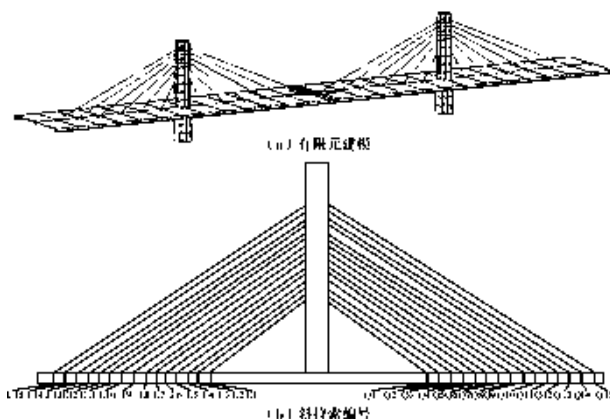


图 1 桥梁有限元视图

2 基于 ANP 法的大跨径斜拉桥绿色施工安全评价建模

2.1 基于 ANP 法的大跨径斜拉桥绿色施工安全影响因素评价模型

大跨径斜拉桥具有卓越的跨越能力和优雅的结构形态, 在现代桥梁工程中被大量地应用。但该类桥梁施工受环境、施工方案、桥梁结构等多因素影响, 难以量化评估^[3]。武宣黔江特大桥位于气候湿润、雨季频繁的武宣地区, 受地质以及气象影响, 对桥梁结构安全带来不利影响。对此, 有效的桥梁施工安全分析就显得十分关键。为了保障桥梁施工的安全和降低碳排放, 本文对桥梁绿色施工安全进行评估, 并采用 ANP 法对相关影响关系进行分析。同时, 引入参数敏感性确定桥梁结构主要风险因素。其中, 定义桥梁结构风险集, 其表如式(1)所示。

$$S = \{S_1, S_2, \dots, S_n\} \quad (1)$$

式(1)中, S_1, S_2 等表示结构影响因素, 包括主梁特性、塔结构性能等。结构影响因素主要通过有限元参数敏感分析获得。考虑环境因素, 其设置为 $E = \{E_1, E_2,$

第一作者简介: 梁大为(1987—), 工程师, 主要从事工程项目安全管理工作。

$\dots, E_m\}$, 其中 E_1, E_2 等可以表示施工现状环境、自然条件以及气象等影响因素。此外, 还需要考虑施工方案因素, 将施工方案集设置为 $L = \{L_1, L_2, \dots, L_p\}$, 其中 L_1, L_2 等可以表示施工水平、施工标准等影响因素。最后, 还需要考虑桥梁施工过程管理与维护因素, 其风险集为 $M = \{M_1, M_2, \dots, M_q\}$, 其中 M_1 与 M_2 等可以表示维修保养措施、检测技术方案、人员素质等影响因素。

为响应双碳目标要求, 引入绿色技术因素集, 表示为 $G = \{G_1, G_2, G_3, G_4\}$, 其中 G_1 表示材料低碳性(权重 0.15), G_2 表示工艺节能率(权重 0.12), G_3 表示资源循环指数(权重 0.10), G_4 表示智能监测覆盖率(权重 0.08)。这些绿色技术因素将与传统安全因素共同构成评价体系, 实现安全与低碳的双重目标。

确定桥梁主要风险因素后, 采用 ANP 法来分析因素间的相互影响关系^[4]。对于 ANP 网络结构中每一对具有相互影响关系的元素, 为了确保因素影响程度评估的准确性, 邀请专家进行两两比较, 使用 1-9 标度法确定它们之间的相对重要性程度, 并构造判断矩阵^[5], 如结构风险集中两个风险因素 S_1 与 S_2 存在相关关系, 根据此构造判断矩阵为 A_{S_1, S_2} , 表达如式(2)所示。

$$A_{S_1, S_2} = \begin{pmatrix} 1 & a_{12} \\ 1/a_{12} & 1 \end{pmatrix} \quad (2)$$

式(2)中, a_{12} 表示因素 S_1 相对于 S_2 的重要性程度。如果专家认为因素 S_1 比 S_2 “稍微重要”, 则将确定因素重要度分值, 根据此可以计算出其他因素的构造判断矩阵, 并通过判断矩阵计算得到各个因素权重。对于每个判断矩阵 A , 通过求解其最大特征值 $\lambda_{\max}$ 及其对应的特征向量 w , 并进行归一化处理, 便可得到元素在局部关系下的权重向量。将特征根引入结构风险判断矩阵中, 新的表达如式(3)所示^[6]。

$$|A_{S_1, S_2} - \lambda I| = \begin{vmatrix} 1-\lambda & a_{12} \\ 1/a_{12} & 1-\lambda \end{vmatrix} = 0 \quad (3)$$

式(3)中, I 表示单位矩阵, 设特征向量为 $w = \begin{pmatrix} w_1 \\ w_2 \end{pmatrix}$, w_1 与 w_2 表示两个结构影响因素特征权重, 代入得到关系 $(A_{S_1, S_2} - \lambda_{\max} I)w = 0$, 通过上述计算便可得到各个元素在不同局部关系下的局部权重向量 w_i 。将所有的局部权重向量按照网络结构中元素的位置关系进行排列, 构建超矩阵 W 。超矩阵中的每一个子块 W_{ij} 对应着元素 i 对元素 j 的影响权重。

此外, 还需要考虑超矩阵 W 无法满足一致性问题, 需要继续计算极限超矩阵, 以保障超矩阵 W 的稳定性。因此, 继续迭代计算超矩阵的幂次方, 即 $W^2, W^3, \dots$, 直到超矩阵收敛到一个稳定的极限状态 W^∞ , 各个元素值稳定不再发生变化。其中, 设定一个收敛阈值 ϵ ^[7]。当相邻两次迭代得到的超矩阵元素差值的绝对值小于该阈值时, 即 $|W^{k+1} - W^k| < \epsilon$, 则认为超矩阵已经收敛到极

限状态^[8]。

2.2 基于模糊综合法的安全等级评价体系构建

上一章节中采用 ANP 法确定的网络层元素构成评价因素集, 其涵盖了结构、环境、施工方案、管理维护以及绿色技术等影响因素。但仅通过 ANP 法无法对桥梁综合风险和碳排放进行量化分析, 因此引入模糊综合法对指标进行量化分析, 并构建安全等级与低碳绩效评估体系^[9]。其中, 首先通过专家法以及问卷调查形式对各个影响因素打分, 以确保因素赋值评价标准。专家由 8 人团队构成, 包括 2 名桥梁领域专家、3 名桥梁施工资深技术人员以及 5 名桥梁质量检测领域专家。所选专家均为桥梁工程领域权威, 通过打分选取均值作为赋值标准。设置设定安全影响评价等级集, 如式(4)所示^[10]。

$$V = \{v_1, v_2, v_3, v_4\} \quad (4)$$

式(4)中, v_1 至 v_4 分别对应低(I)、中等(II)、高(III)、极高(IV)四个影响等级。其中低影响表示桥梁存在一些轻微的不影响整体结构安全的小问题, 但整体性能良好; 中等影响表示桥梁存在一定程度的病害或性能退化, 需要加强监测和维护; 高影响表示桥梁存在较为严重的安全隐患, 需要立即采取修复措施; 极高影响表示桥梁处于危险状态, 可能随时发生垮塌等严重事故。采用问卷以及桥梁领域专家打分形式确定风险因素影响情况。针对每个评价因素 u_i 对各个评价等级 v_j 的隶属程度进行打分, 建立模糊关系矩阵 R ^[11]。接着, 利用 ANP 法求得各因素权重向量 $W = (w_1, w_2, \dots, w_n)$, 与模糊关系矩阵 R 进行模糊合成运算, 得到综合评价向量 B 。采用加权平均法进行模糊运算, 即 $B = W \circ R$, 其中 $\circ$ 表示模糊合成算子, $\oplus$ 表示运算符, 具体运算如式(5)所示^[12-13]。

$$b_j = \bigoplus_{i=1}^n (w_i \cdot r_{ij}) = \min(1, \sum_{i=1}^n (w_i \cdot r_{ij})) \quad (5)$$

最后, 按照最大隶属度原则, 确定桥梁的安全等级。即比较综合评价向量 B 中各元素的大小, 取最大值对应的评价等级作为桥梁的安全等级。 b_j 取值范围 0 至 1, 分别对应 I、II、III、IV 四个影响等级, 对应评估等级范围为: $[0, 0.2)$ 、 $[0.2, 0.4)$ 、 $[0.4, 0.6)$ 、 $[0.6, 1.0)$ ^[14]。

3 案例效果分析

3.1 桥梁绿色施工安全评价

接下来, 对桥梁安全进行分析评估, 采用 Midas Civil 进行桥梁参数敏感分析, 确定结构影响因素。首先分析斜拉索断裂对主梁位移的影响, 从而判断桥梁不同位置位移变化, 具体如图 2 所示。

图 2 中桥梁索编号信息具体参考图 1。由图 2 结果来看, 桥梁斜拉索断裂会对桥梁结构有重要影响, 如图 2(a)至图 2(d)分别为 E15、E1、Q1、Q15 斜拉索位置在断索下的交接竖向位移变化情况。当桥梁斜拉索断裂后, 会导致所对应位置竖向位移发生剧烈变化, 如 E15 断裂位置交接竖向位移达到 10.5 mm, 其他位置也造成不同位移影响。接着继续分析断索对接点对应截面应力影响, 如图 3 所示。

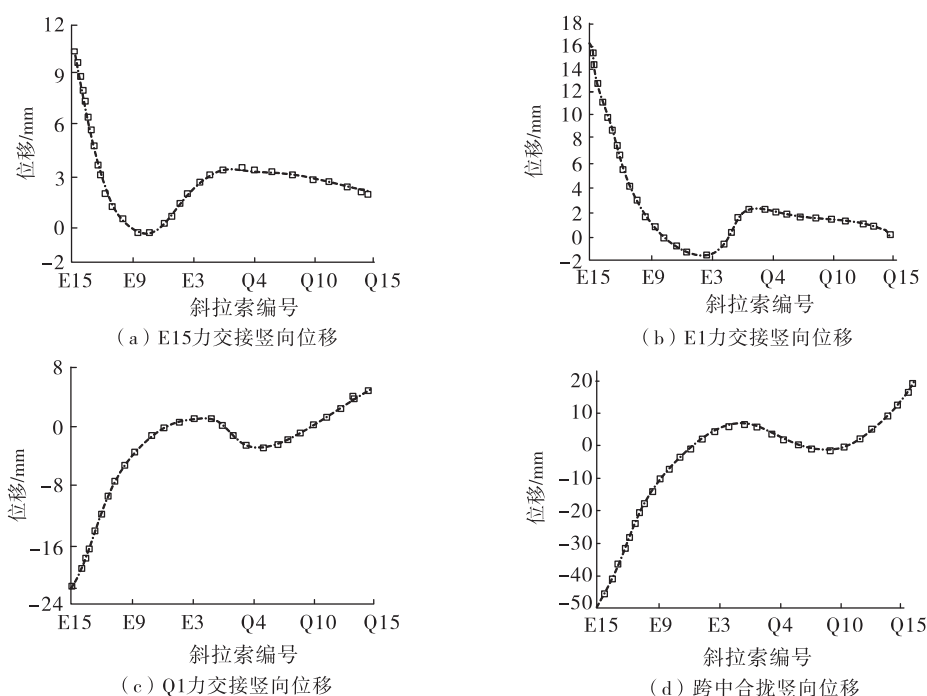


图2 桥梁斜拉索断裂竖向位移变化曲线图

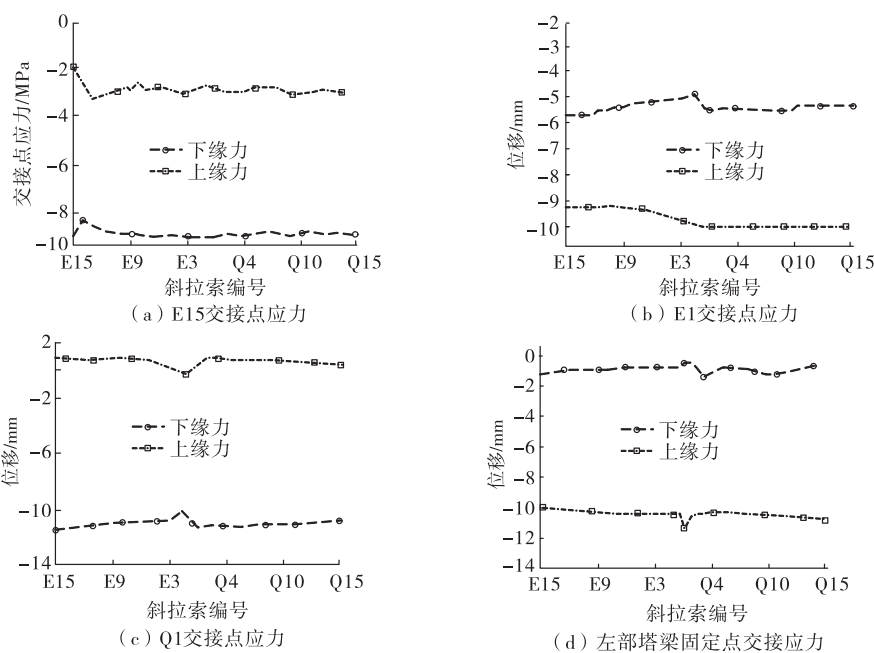


图3 断索对接点对应截面应力影响曲线图

根据图3的分析来看,当斜拉索断裂,桥梁主梁截面将带来较大的应力变化。根据断索影响下的主梁偏移来看,断索也会使桥梁主梁对应点应力出现变化,如编号E1、Q1以及Q15出现断裂时,当应力变化达到峰值点后将直接对桥梁主梁造成破坏。特别是跨中部位Q15以及E15出现断索会对主梁造成最大影响。接着,分析温度因素对桥梁应力以及位移的影响,从而更好地分析温度因素对桥梁的影响,具体如表1所示。

表1中的相关编号参考图1有限元图。根据表1数据来看,温度升高 5°C 时,E1-Q1索对应应力提升了 0.18 MPa ,对应位移增幅为 2.53 mm 。不过,其他部位并不明显。此外,对升温下拉索应力变化以及位移变形量进行分析,结果表明温度对桥梁也有明显的影响。之后,继续对桥梁不同位置的索拉力以及位移进行分析,判断梁容重变化对桥梁的影响,具体如图4所示。

表 1 温度变化对桥梁主塔受力影响表

受力类型	温度变化	桥梁斜拉索编号			
		E1-Q1 索	E8-Q8 索	E15-Q15 索	塔顶
应力/ MPa	原始温度	-9.29	-4.36	-0.54	-0.04
	升温 5℃	-9.11	-4.41	-0.53	-0.04
	升温 10℃	-8.65	-4.10	-0.52	-0.04
位移/ mm	原始温度	-3.55	-3.24	-2.19	-1.59
	升温 5℃	-1.02	-0.35	0.95	1.69
	升温 10℃	1.67	2.66	4.39	5.29

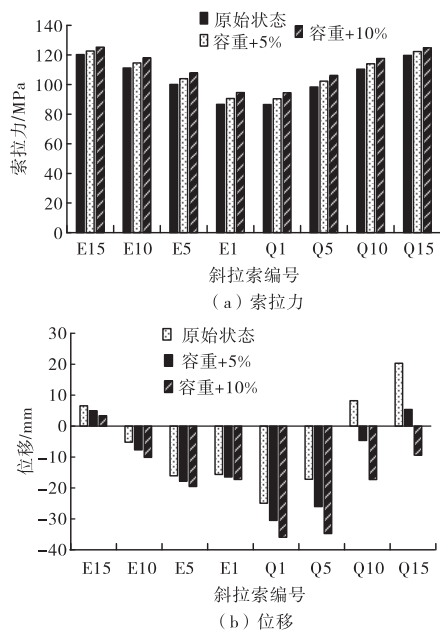


图 4 梁容重变化引起的拉索结构影响柱状图

由图 4 可知,主梁容重的增加会使得拉索应力值增大,同时斜拉索在对应主梁锚固点位移有明显影响,如中间部位 E10、E5、E1、Q1、Q5 均有明显的位移增加,而当桥梁容重达到最大值将会引起拉索断裂。此外,桥梁容重也直接影响桥梁其他部位安全,如主塔等。因此,根据上述敏感性分析以及专家法得到了桥梁结构安全影响因素,并通过 ANP 法建立比较矩阵,得到桥梁结构风险影响指标体系,如表 2 所示。

表 2 桥梁结构安全指标体系表

主要指标	安全因素	权重	主要指标	安全因素	权重
拉索破坏 (A1)	拉索弹性模量	0.012	主塔失稳 (A3)	主梁容重	0.013
	主梁容重	0.015		塔顶偏位	0.107
	温度变化	0.011		E15 断索	0.128
主梁偏差 (A2)	主塔塔顶偏位	0.031	主梁破坏 (A4)	收缩徐变	0.001
	Q1 断索	0.139		Q1 断索	0.056
	E15 断索	0.202		E15 断索	0.044
	主塔塔顶偏位	0.101		温度影响	0.004
	Q15 断索	0.102		拉索弹性模量	0.004
	主梁容重	0.030			

根据表 2 来看,通过上述敏感性分析得到了结构 4 大主要影响指标。接着,通过问卷调查以及专家法对单风险因素进行评估估值,获得桥梁结构单因素偏差情况,从而更好反映出单因素风险影响,如表 3 所示。

表 3 桥梁结构单因素评级结果

单因素	低风险	中度风险	高度风险	极高风险
Q15 断索	6	7	3	0
主塔塔顶偏位	1	8	7	0
Q1 断索	3	9	3	0
主梁容重	7	6	2	0
拉索弹性模量	9	4	1	0
E15 断索	0	4	8	1

根据上述评价结果可以构建模糊关系矩阵 R ,通过对关系矩阵归一化处理得到桥梁风险因素向量排序,结果为 $B_1 = (0.341, 0.055, 0.241, 0.155, 0.187, 0.008)$,根据式(7)计算得到模糊综合评价结果。其中主梁偏差 b_j 值为 0.434 9(Ⅲ级),主梁破坏 b_j 值为 0.554 1(Ⅲ),而主塔失稳 b_j 值为 0.458 6(Ⅲ级),拉索破坏值为 0.256 4(Ⅱ级)。此外,继续对桥梁的环境因素、桥梁结构因素施工方案因素以及管理与维护因素进行评估,综合性安全指标体系如表 4 所示。

表 4 桥梁综合性安全指标体系表

主要指标	安全因素	权重	主要指标	安全因素	权重
环境	施工现状环境	0.082	管理与维护	设备使用	0.075
	自然条件	0.070		设备性能	0.075
	气象	0.052		维修保养措施	0.102
桥梁结构	拉索破坏	0.110	施工方案	检测技术方案	0.112
	主梁偏差	0.083		人员素质	0.105
	主塔失稳	0.111		施工水平	0.110
	主梁破坏	0.112		设计变更	0.112
				施工标准工	0.105

根据表 4 中结果来看,桥梁综合性指标包括环境、桥梁结构、施工方案、管理与维护。为了验证所提出方法的有效性,研究将其与层次分析法(AHP)、模糊综合法及现场实测结果进行对比分析,结果表明,该研究方法在桥梁安全施工评估中的数据更接近实测数据;同时,为全面评估绿色施工成效,研究分析了桥梁施工阶段碳排放构成,其中建材生产占 55%、设备能耗 22%、运输 18%、其他 5%,通过采用高性能混凝土、再生钢材等绿色材料,项目材料碳排放减少约 18%;引入节能施工工艺降低设备能耗 15%,优化运输与使用清洁能源车辆减少运输碳排放 12%,整体施工碳强度比行业基准低 25%,绩效评为“良”。此外,还比较了不同维护策略的碳排与成本效益,结果显示纳米防腐涂层可降碳 42%、自修复混凝土降碳 35%、光纤监测系统降碳 28%,有效提升了桥梁运维阶段碳减排水平,为实现绿色桥梁全生命周期管理提供了可行路径。根据上述分析得到桥梁安全施工综合评价结果,具体如图 5 所示。

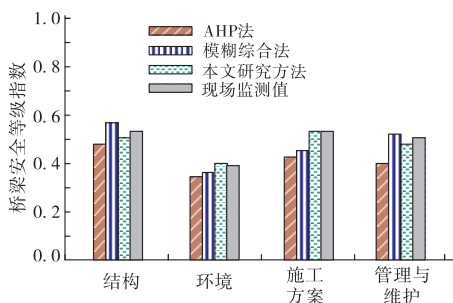


图5 桥梁安全施工综合评价结果对比柱状图

根据图5结果来看,桥梁综合性施工安全等级综合为Ⅲ,三种评估技术均为Ⅲ,但在个别因素评估中不同技术评价有所区别。如在结构评估中,桥梁实测安全等级指数为0.542,本文研究方法监测值为0.538,而模糊综合法的监测值为0.589,AHP法的监测值为0.495,整体看本文研究方法更接近实测。总体来看,本文研究方法利用能够处理复杂的相互依赖和反馈关系,这是AHP无法满足的。同时,桥梁影响因素众多,各个因素独立,而模糊综合法能反映实际决策关系,更准确评估桥梁决策关系,是单一模糊综合法无法实现的。因此,研究所提出的方法整体诊断效果更好。如在环境、施工方案分析等

分析中,本文研究方法安全等级指数更接近实测值,相比AHP以及模糊综合评估法整体精度分别提升10.25%与7.25%。根据最终的评估结果,施工环境因素被评为Ⅱ级,表明桥梁施工受到气候温度、强降雨、暴雪等因素的中等影响。这些因素可能导致施工进度延误、材料损坏以及施工人员的安全风险增加。例如,强降雨可能导致施工现场积水,影响施工设备的稳定性和施工人员的作业安全。施工方案整体评估为Ⅲ级,主要由于跨江悬臂式施工过程中出现了较为严重的人员伤亡事故,而造成该事故原因可能包括施工方案设计不合理、施工监控不到位以及施工人员操作不规范等。在管理与维护方面,整体评价为Ⅲ级,主要问题为桥梁后期维护不到位、检测技术不达标,导致桥梁存在部分腐蚀、生锈等问题。导致桥梁出现该问题可能包括维护资金不足、维护人员专业水平不高以及维护计划不完善等有关。最后,研究采用SPSS进行信度检验。其中,克隆巴赫 α 系数用于衡量量表的内部一致性,值越接近1,表明量表各题项间相关性越高,量表可靠性越强。KMO检验用于评估数据是否适合进行因子分析,值越接近1,说明变量间共同因素越多,数据越适合因子分析。具体如表5所示。

表5 指标体系信度检验表

主要指标	安全因素	克隆巴赫 α 系数	KMO	主要指标	安全因素	克隆巴赫 α 系数	KMO
环境	施工现状环境	0.954	0.821	管理与维护	设备使用	0.945	0.901
	自然条件	0.954	0.845		设备性能	0.971	0.884
	气象	0.948	0.864		维修保养措施	0.964	0.885
	拉索破坏	0.942	0.835		检测技术方案	0.954	0.875
桥梁结构	主梁偏差	0.948	0.846	施工方案	人员素质	0.964	0.876
	主塔失稳	0.953	0.838		施工水平	0.957	0.875
	主梁破坏	0.957	0.831		设计变更	0.958	0.878
—	—	—	—		施工标准工	0.958	0.894

根据表5结果来看,克隆巴赫 α 系数均大于0.9,各个指标均有很高的相关性,满足桥梁评价要求。而凯撒-迈耶-奥尔金(Kaiser-Meyer-Olkin,KMO)值基本在0.8以上,说明研究方法所构建指标体系满足可靠性等要求。

3.2 绿色施工安全决策与低碳运维策略

针对武宣黔江特大跨径斜拉桥的安全评估结果,本文从结构风险、管理维护、施工方案及低碳运维四个方面提出优化建议:(1)结构风险方面,需加强主梁架设监测、优化预拱度设置、提升材料质量与结构设计,强化主塔基础监测与加固处理,同时对拉索实施防腐与定期检测;(2)管理维护方面,应建立完善的制度与责任体系,确保设备定期维护与更新;(3)施工方案方面,强调合理安排施工顺序,优化组织设计,并对关键技术方案的进行多维审查与论证;(4)低碳运维方面,建议构建基于光纤传感与数字孪生的智能监测系统,推广自修复混凝土与纳米防腐涂层等低碳技术,配置运营期碳排放计量仪表,并引入生态边坡碳汇机制,以实现桥梁全生命周期的碳减排与

安全保障。

4 结语

大跨径斜拉桥因其卓越的跨越能力与结构美学,在跨江跨海工程中发挥重要作用,而在“双碳”目标背景下,桥梁工程不仅需确保施工安全,更需实现绿色低碳发展。本研究以武宣黔江特大桥为例,结合ANP法识别安全影响因素,借助Midas Civil软件建模及专家法确定关键风险点,并通过模糊综合法划分安全等级和低碳绩效,评估结果显示桥梁结构总体安全等级为Ⅲ级,绿色施工绩效达“良”,碳强度较行业基准低25%,但仍存在结构与管理层面的风险。研究据此提出低碳运维策略,包括智能监测、自修复材料、在线碳排监测与碳汇补偿机制,为运营期碳减排提供了可行路径,具备重要实践价值。但也需注意到,ANP法运算复杂、对数据依赖性强,未来应强化碳数据监测及多维度因素分析,以提升绿色桥梁管理技术的实际应用效果。

(下转第163页)

平南三桥大段拱肋运输装载关键技术

廖文娟¹,王彬鹏²,卢新宇²,罗健戈²,文丽珍²

(1. 广西长兴工程建设有限公司,广西 南宁 530200;2. 广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200)

摘要:文章针对平南三桥大段拱肋运输工程,分析水路运输方式所采取的拱肋节段装载及固定的关键施工技术。该项目采用水路运输方式与缆索吊装方法安装拱肋节段的工艺较匹配,拱肋节段构件固定良好,运输过程安全可靠,未出现运输事故,未发现拱肋结构变形、结构涂层受损等质量缺陷,确保平南三桥大段拱肋运输装载工作圆满完成,可为类似钢结构运输工程施工提供参考。

关键词:大段拱肋;水路运输;装载及固定

中图分类号: U448.22 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.038

文章编号: 1673-4874(2025)07-0126-03

0 引言

钢管混凝土拱桥拱肋常见施工方法为先分节段进行预制加工,拱肋节段加工完成后从加工厂运输至桥址处进行安装。拱肋运输整体流程主要为以下4个步骤:(1)拱肋运输方式确定;(2)拱肋节段厂内装载;(3)拱肋节段运输至桥位;(4)桥位处进行拱肋节段起吊。

随着拱桥跨径的不断刷新,拱肋节段尺寸也随着拱桥跨径的增加不断增大,因此大段拱肋从钢结构加工厂运输至桥址处的过程中,受到多种因素影响。应确定适宜项目的拱肋运输方式,确保拱肋能按安装作业要求运输至指定位置,以更好地与拱肋安装作业衔接。在确定拱肋运输方式后,还需确定承载拱肋运输的运输工具,并针对选用的拱肋运输工具进行拱肋节段的装载及固定,保证大段拱肋安全运输至桥址处,保证现场施工建设顺利推进。

文章针对平南三桥拱肋运输工程,结合现场情况确定运输方式,针对确定的水路运输方式,从船舶选型、拱肋节段装载、拱肋节段固定3个方面进行平南三桥大段拱肋运输装载关键技术介绍。

1 工程概况

平南三桥主桥为中承式钢管混凝土拱桥。大桥主桥及引桥共长1 035 m,主桥设计跨径为575 m。主桥拱肋为钢管混凝土桁架结构,矢跨比为1/4,拱顶截面径向高8.5 m,拱脚截面径向高为17.0 m,肋宽4.2 m,每肋为上、下各两根 $\phi 1\ 400$ mm钢管混凝土主管。全桥主拱肋结构三维图如图1所示。



图1 平南三桥主拱肋结构三维图

该桥主拱肋共有44个节段,其中最重及最长节段为节段5,重量为215 t,长45 m、宽4.8 m、高13 m。最高节段为节段1,重量为156 t,长22 m、宽4.8 m、高17 m。

2 运输方式确定

对于项目拱肋构件尺寸较大的情况,不适合采用铁路运输的形式,可供选择的是公路运输及水路运输。

2.1 影响运输方式的因素

在选择拱肋运输方式时,需要结合拱肋安装工艺,综合考虑运输方案可行性、施工成本等方面的问题,以确保拱肋能够安全、准时地运输至桥址进行后续施工。

2.2 运输方式选择

平南三桥采用缆索吊装系统进行拱肋安装,缆索吊装系统塔架位于主桥拱座位置,缆索吊装系统能够实现拱肋垂直提升与前后移动,故拱肋节段需从江门钢结构加工厂运输至桥梁投影下方,方可满足拱肋安装施工要求。

对于公路运输及水路运输两种不同的大段拱肋运输方式,从可行性、经济性及施工效率等方面进行对比,具体如下:

(1)在方案可行性方面,对于较大的拱肋节段,水路运输的通行能力优于公路运输,可通行构件尺寸更大。平南三桥位于西江水路,航道规划为I级航道,水路运输主要受限于船闸及桥梁。公路运输不仅受限于公路收费站及其他社会因素,且施工前还需办理复杂的通行手续。

(2)在施工成本方面,为保证拱肋运输至桥梁投影下方,公路运输方式需满足特种运输车辆、运输过程管控、起吊点平台等要求,其措施费相对较高。水路运输方式的主要费用为船舶通行费用及装载构件安装费,在钢结构加工厂内具有满足条件的装载码头,故水路运输方式费用相对较低。

(3)在施工效率方面,对于公路运输,单辆运输车单次仅能运输一个节段拱肋,需配备较多的运输车,运输效率较低^[1]。此外,在拱肋节段运输至现场后进行起吊,还需采用缆索吊对节段进行顺桥向移动,增加了拱肋节段的安装时间,安装效率低。对于水路运输,因平南三桥桥

第一作者简介:廖文娟(1993—),工程师,主要从事道路与桥梁施工管理工作。

位处航道条件良好,可通行较大吨位船舶,故单艘运输船可一次运输多个拱肋节段,运输效率高,且在运输船将拱肋节段运输至桥位处后,即可在拱肋安装位置正下方进行驳船定位后起吊拱肋节段,减少缆索吊作业时间,显著提升了拱肋节段安装效率^[2-4]。水中起吊拱肋节段如图2所示。

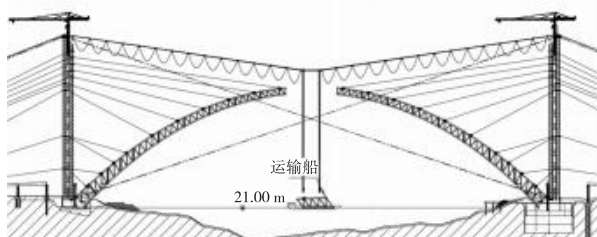


图2 水上运输拱肋节段吊装示意图

综合以上分析,水路运输的方式更有优势,运输过程受影响因素较少,施工成本低,且水路运输可以实现拱肋安装位置投影正下方驳船,减少缆索吊装系统负重前后移动,提高施工效率,故平南三桥拱肋运输采用水路运输。

2.3 运输路线及运输时长

拱肋钢结构加工厂位于广东江门市,拱肋从广东江门市沿水路运输至广西贵港市平南县桥址处,沿东平水道、西江、浔江逆水而行,全程水路共约603 km。其中广州至梧州水路长度为393 km,梧州至平南水路长度为210 km。

水路运输主要受限于航道通行能力、途经桥梁及船闸通行情况。对于该项目水路运输方案,航道的航行水深分为枯水期和丰水期,枯水期一般在每年的10月至第二年3月,丰水期在每年的4~9月。途经桥梁丰水期通行高度为10 m,枯水期通行高度为15 m,拱肋运输时期位于枯水期,故运输过程可正常通过沿途桥梁。运输过程途经1个船闸为梧州船闸,船闸长200 m、宽34 m、深8 m,可通行净高为14 m,也满足运输要求。

根据西江流域往来船舶行驶速度,从广东江门市钢结构加工厂起运到平南三桥桥址,装载加固时间约为36 h,船舶行船时间约72 h。在配置足够数量运输船的情况下,采用水路运输可满足现场拱肋安装的需求。

3 大段拱肋装载及固定

在确定采用水路运输的运输方式后,即进行水路运输的船舶选型,确定船舶型号后针对选用的船舶进行拱肋节段的装载及固定。

3.1 船舶选型

拱肋制造为卧式拼装,拱肋现场安装时为立式安装,故需将拱肋节段在起吊安装前完成一次90°翻身。若能在满足运输条件的情况下,在拱肋装载阶段完成拱肋卧式姿态向立式姿态的转换,将能极大缩短单个拱肋节段的安装时间,提升效率。

为便于拱肋节段吊装,一般进行运输时均采用拱肋节段立式装载的方式。但根据该项目拱肋结构特点,拱肋节段1至节段3高度较大,若采用立式装载的运输方式不能通过净高较低的梧州船闸。

针对项目拱肋特点,对不同拱肋节段采用不同装载方式,分为立式装载运输及卧式装载运输两种方式,拱肋节段1至节段3采用甲板驳分层卧式叠装,节段4至节段11采用深舱驳立装运输方式。

考虑运输安全及运输效率,拱肋运输选取承载量为1 500~3 000 t的大型船舶承担运输工作,运输船空载率较大,因此考虑每船装运2~4节拱肋,此时按4节重量最大的节段计算,其重量 ≤ 860 t,加上横撑及其他构件装船,重量 $\leq 1\,000$ t。

在确定船舶型号后,经专业船舶认证单位对相应船型在不同状态时的船舶稳性进行复核,验证相应船型在4节拱肋及配载的荷载下,船舶出港及到港两种状态时的船舶稳性满足要求,确保拱肋构件装船、运输及现场吊装时的安全^[5]。

3.2 大段拱肋装载

对于该项目钢结构加工厂,厂内设有200 m码头岸线及龙门吊机,最大可停靠5 000吨级海船,故采用龙门吊栈桥装卸的装船方式^[6]。栈桥轨道间距为20 m,伸入江中70 m,搭配两台200 t龙门起重机,一次可吊装400 t重的节段进行装船。

栈桥轨道间距大于拱肋最大高度,龙门起重机起重能力大于拱肋节段最大吊重,故在钢结构加工厂进行立式装载或卧式装载均满足条件。码头处装载平面示意图如图3所示。

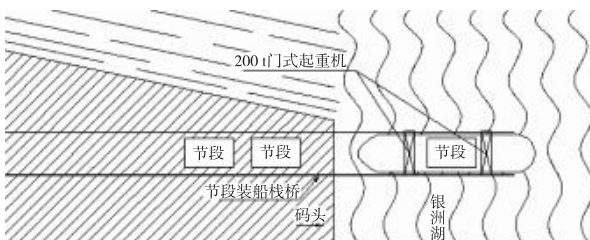


图3 钢结构加工厂装载平面图

3.2.1 卧装节段拱肋装载

由于拱肋节段1至节段3高度超过船闸净高,故采用卧式装载运输方式,卧式运输至现场后再翻转至立式姿态进行安装。

卧式装载运输方式采用甲板驳船进行分层叠装,分层叠装时,尽量使拱肋节段的 $\phi 1\,400$ mm主管轴线重合,便于放置上下层间的支撑支架。支撑支架采用(400×400) mm工字钢制作,支撑于第一层拱肋与甲板之间以及两层拱肋节段之间,使卧装叠放节段不变形,保证后续拱肋节段安装的精度。工装与拱肋之间垫聚四氟乙烯板,保护拱肋油漆不受到损伤。卧式装载如图4所示。

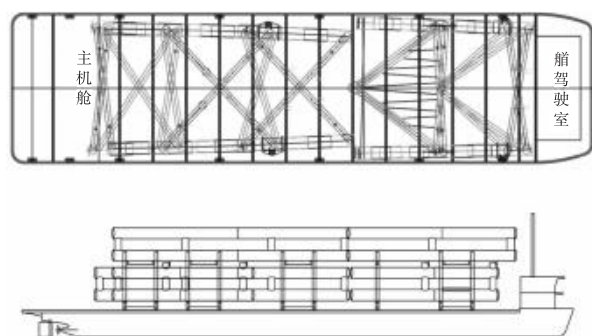


图4 卧式装载示意图

3.2.2 立装节段拱肋装载

由于拱肋节段4至节段11的高度小于船闸净高,为便于拱肋安装就位,提高现场拱肋安装效率,故在钢结构加工厂采用大型龙门起重机完成拱肋由卧式90°翻身为立式后,将拱肋节段装载至深舱驳内进行运输。

拱肋翻身前,在200 t门式吊机下的木垫上安装翻身工装,随后采用运输车将拱肋节段运输至门式吊机下方,2台200 t门式吊通过翻身布带同时缓缓上提拱肋,使拱肋完成90°翻身。工装与拱肋之间垫聚四氟乙烯板,保护拱肋油漆。立式装载如图5所示。

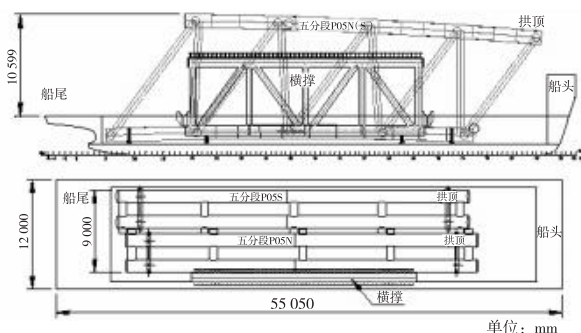


图5 立式装载示意图

3.3 拱肋节段的固定

在水路运输过程中,若对拱肋构件没有固定措施,则会在运输的过程中影响拱肋构件的完整性,导致拱肋构件出现变形、重心改变,还可能导致船舶行驶过程出现安全事故,从而带来重大的损失,影响后续拱肋节段安装的精度,耽误项目建设进度。因此,需采取固定措施来保证拱肋构件在运输过程的稳定性。

对于卧式装载运输方式,在拱肋节段吊装到船上落位后,立即将拱肋节段一端的钢丝绳以人字形拉向船甲板,与甲板上的螺旋扣点锁定并紧固。卧式装载运输加固示意图如图6所示。

对于立式装载运输方式,在拱肋节段下部采用钢支架支撑,支撑设置在拱肋桁架节点附近。拱肋节段在船舶上落位后,为防止拱肋节段在运输过程中发生滑动,采用螺栓抱箍将拱肋节段与支架锁紧。支架与拱肋接触处支垫橡胶块。立式装载运输加固示意图如图7所示。

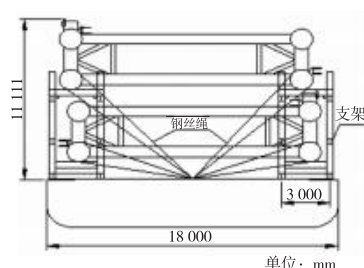


图6 卧式装载运输固定示意图

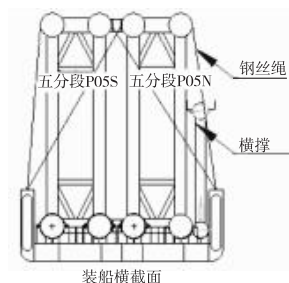


图7 立式装载运输固定示意图

4 结语

平南三桥拱肋节段构件尺寸大,运输难度高。项目采用水路运输的方式,施工组织得当,运输效率高,当施工流程到拱肋安装阶段时均有拱肋节段到达桥位,使拱肋安装作业在3个月内顺利完成。采用水路运输的方式与采用缆索吊装方法安装拱肋节段的工艺较匹配,可减少缆索吊机的前后移动工作量,单个拱肋节段安装时间减少4 h,施工效率高。

此外,现场施工采用本文介绍的大段拱肋运输装载关键技术,在拱肋水路运输过程中,拱肋节段构件固定良好,运输过程安全可靠,未出现运输事故,未发现拱肋结构变形、结构涂层受损等质量缺陷,成功指导平南三桥大段拱肋运输装载工作圆满完成,为类似钢结构运输工程施工提供了参考。

参考文献

- [1]彭林平.下承式钢管混凝土系杆拱桥钢管拱运输与支架搭设[J].工程技术研究,2021,6(21):125-126.
- [2]刘宇飞.平南三桥施工控制关键技术研究[D].长沙:长沙理工大学,2020.
- [3]吴为星,付柳源.大跨系杆拱桥钢结构水上运输与安装施工技术[J].西部交通科技,2024(11):105-107.
- [4]陈旭,黄永红,倪红.金沙江库内山区拱桥超大节段水陆联运运输关键技术:以沿江高速大河坝特大桥为例[J].交通科技与管理,2024,5(6):180-182.
- [5]郑永,陈柯.乌江特大桥钢管拱立式运输及锚泊定位技术[J].施工技术(中英文),2023,52(21):94-98.
- [6]肖益新.大跨度CFST拱桥大型拱肋节段不同翻身方案对比分析[J].西部交通科技,2020(11):10-12,42.

收稿日期:2025-03-07

拱肋截面参数对钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响分析

周江河¹, 黄业财², 农永伟

(1. 广西桂商实业投资有限公司, 广西 南宁 530201; 2. 广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 大跨径钢管混凝土桁式拱桥拱肋一般采用桁式截面, 由四根主弦管及其连接的腹杆与缀杆组成, 其截面参数对大跨径钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响相对较大。文章以某钢管混凝土桁式拱桥为背景工程, 分析得到管内混凝土强度、主管直径、主管壁厚及腹杆直径等关键参数对钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响规律, 可为此类拱肋截面参数的选取提供参考。

关键词: 拱桥; 钢管混凝土; 稳定; 桁式; 影响分析

中图分类号: U448.22⁺4 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.039

文章编号: 1673-4874(2025)07-0129-03

0 引言

钢管混凝土桁式拱桥刚度大、质量轻、抗压抗弯性能优良, 非常适合用于大跨径钢管混凝土拱桥, 且拱与桁架的组合造型优美, 景观效果佳, 更适合应用在城市桥梁建设中^[1-4]。

区别于其他类型拱桥的拱肋, 钢管混凝土桁式拱桥的拱肋构造上采用桁式截面, 一般由腹杆、缀杆连接四根主管组成, 为钢管混凝土桁式拱桥核心受力构件, 以偏心受压为主, 跨径越大, 偏心受压荷载越大, 从而受压稳定问题也变得越突出, 一般需要对其进行详细的结构稳定分析与计算^[5-6]。因此, 对于大跨径钢管混凝土桁式拱桥, 为保证结构在成桥运营阶段具有足够的稳定性, 核心问题是合理设计好拱肋截面, 即保证钢管混凝土桁式拱桥拱肋在受载下稳定系数满足规范及富裕度要求, 并对影响钢管混凝土桁式拱桥稳定性的参数进行分析^[7], 从而更好地指导拱肋截面参数的合理取值。

本文为研究拱肋截面对钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响, 以某钢管混凝土桁式拱桥为背景工程, 选取其管内混凝土强度、主管直径、主管壁厚及腹杆直径 4 个关键参数, 研究各参数对钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响, 以期对钢管混凝土桁式拱桥拱肋截面参数选取提供参考。

1 背景工程及有限元模型

1.1 背景工程简介

背景工程主桥为某钢管混凝土中承式桁式拱桥, 计算跨径 253 m, 矢跨比为 1/4.25, 拱轴线为悬链线, 拱轴系数 $m = 1.2$ 。见图 1。

拱肋桁高 5 m, 主管采用 Q355 钢材, 直径为 1 000 mm, 壁厚为 20 mm, 管内灌注 C60 混凝土, 腹杆直径为 457 mm。

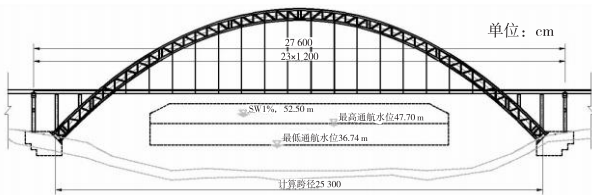


图 1 主桥桥型立面布置图

1.2 有限元模型建立与分析

如图 2 所示, 采用 Midas Civil 软件建立结构整体有限元模型, 吊杆为桁架单元, 其他均为梁单元, 拱脚采用固结, 其他约束按设计图纸进行模拟。全桥共计节点 1 421 个、单元 2 535 个。



图 2 结构整体有限元模型图

结构稳定分析中, 荷载除考虑恒载外还需考虑移动荷载的影响。先通过 Midas Civil 软件里的移动荷载追踪器将移动荷载工况转换为静力荷载工况, 再通过工具 - MCT 密令窗口将其导入至只有自重、二期恒载的模型中, 便可完成考虑移动荷载影响的结构稳定性分析。

本文为分析管内混凝土强度、主管直径、主管壁厚及腹杆直径 4 个关键参数对钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响, 在上文所建立的考虑移动荷载影响的有限元模型中通过对参数的调整, 分别得到不同参数下结构稳定系数的大小, 分析拱肋截面不同参数对钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响情况。

第一作者简介: 周江河 (1990—), 工程师, 主要从事项目投资、施工管理等工作。

2 管内混凝土强度对结构稳定性的影响分析

钢管混凝土桁式拱桥在设计荷载作用下,其桁式拱肋管内混凝土受压,混凝土强度等级的不同,其弹性模量、与钢管界面黏结性能、屈曲临界荷载也不同,即管内混凝土强度等级对结构稳定性存在影响。

为分析拱肋管内混凝土强度对钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响,本文选取 C30~C80 六组不同强度等级的管内混凝土,通过有限元计算得到不同管内混凝土强度下结构稳定系数计算结果及变化曲线,分别如表 1 和图 3 所示。

表 1 不同管内混凝土强度下结构稳定系数表

混凝土强度	C30	C40	C50	C60	C70	C80
稳定系数	5.63	5.76	5.85	5.92	5.97	6.01

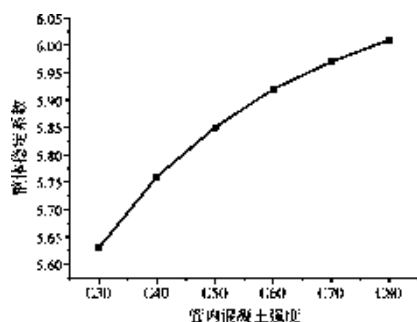


图 3 不同管内混凝土强度下结构稳定系数变化曲线图

通过表 1 及图 3 可知,随着管内混凝土强度由 C30 逐级增大至 C80,结构稳定系数大致呈指数形式增大,增长速率由快转慢。

进一步分析可知,管内混凝土强度由 C30 增大至 C80 时,其稳定系数仅由 5.63 增大至 6.01,增幅仅 6.75%。因此,管内混凝土强度的增大能适当提高结构的稳定性,但提高幅度相当有限,且强度越大提高越有限,说明管内混凝土强度对结构稳定性的影响较小。

3 主管直径对结构稳定性的影响分析

主管作为钢管混凝土桁式拱桥的核心受力构件,其管径大小直接影响截面的惯性矩、长细比等,即与结构屈曲临界荷载息息相关。

为分析拱肋主管直径对钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响,本文选取七组不同的主管直径,通过有限元计算得到不同主管直径下结构稳定系数计算结果及变化曲线,分别如表 2 和图 4 所示。

通过表 2 及图 4 可知,随着主管直径的逐渐增大,结构稳定系数呈现先增大后减小的趋势,在管径为 1 600 mm 左右取得最大值。进一步分析可知,随着主管直径逐渐增大,其截面惯性矩逐渐增大,构件长细比逐渐减小,但结构自重也逐渐增大,前期由于自重增加导致设计荷载增大的速率小于其临界荷载的增大速率,因而其

结构稳定性逐渐增大;当主管直径增大到一定程度时,其构件因自重增加导致设计荷载增大的速率大于其临界荷载增大速率,所以导致其结构稳定系数逐渐减小。

表 2 不同主管直径下结构稳定系数表

主管直径/mm	750	1 000	1 250	1 500	1 750	2 000	2 250
稳定系数	5.06	5.92	6.32	6.48	6.52	6.44	6.27

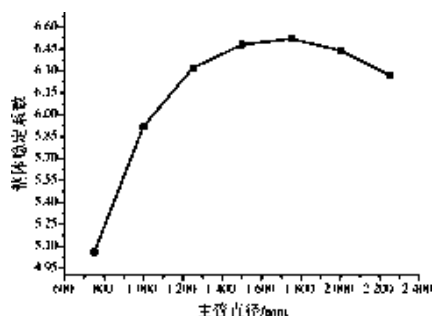


图 4 不同主管直径下结构稳定系数变化曲线图

此外,主管直径越大,不仅造价更高,而且加工制造、运输吊装、节段拼装等施工难度也相对更大。因此,从结构稳定、造价及施工等方面考虑,主管直径不宜选择过大。实桥拱肋主管直径可根据跨径取 1 000~1 500 mm 为宜。

4 主管壁厚对结构稳定性的影响分析

钢管混凝土桁式拱桥拱肋主管壁厚同样直接影响截面的惯性矩、长细比等,即同样与结构屈曲临界荷载相关。

为分析拱肋主管壁厚对钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响,本文选取七组不同的主管壁厚,通过有限元计算得到不同壁厚下结构稳定系数计算结果及变化曲线,分别如表 3 和图 5 所示。

表 3 不同主管壁厚下结构稳定系数表

主管壁厚/mm	14	16	18	20	22	24	26
稳定系数	5.75	5.81	5.87	5.92	5.97	6.02	6.07

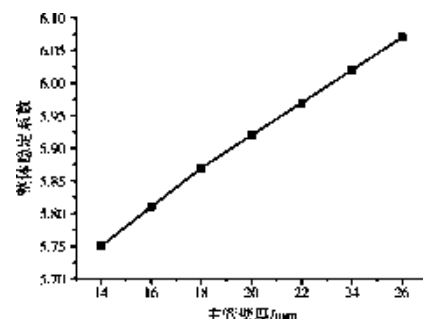


图 5 不同主管壁厚下结构稳定系数变化曲线图

通过表 3 不同主管壁厚下结构稳定系数值及图 5 稳定系数变化曲线图可知,随着主管壁厚的逐渐增大,结构自重增加导致设计荷载增加值相对有限,故结构稳定系数逐渐增大,且几乎呈直线变化。

(下转第 202 页)

中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋关键参数影响分析

周游, 吴英池, 李雪辉, 欧广源, 黄俏俏
(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章以某中承式钢管混凝土桁式拱桥为研究对象, 分析其矢跨比、拱轴系数、拱肋桁高、主管管径等关键参数对拱肋受力与变形的影响规律, 可为中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋参数的合理取值提供参考。
关键词: 拱桥; 中承式; 钢管混凝土; 桁式; 参数分析
中图分类号: U448.52 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wocst.2025.07.040
文章编号: 1673-4874(2025)07-0131-04

0 引言

中承式拱桥是一种常见的拱桥桥型, 其跨越能力强、受力性能好、景观效果佳且造价经济, 非常受桥梁建设者的青睐, 尤其在建筑高度受限的拱桥建设中应用最为广泛^[1-3]。
中承式钢管混凝土桁式拱桥一般应用于大跨径及超大跨径钢管混凝土拱桥中, 相比其他截面形式的拱肋, 其跨越能力大、受力性能佳, 且节段质量轻, 施工更为方便。但由于其拱肋截面一般由四根钢管混凝土主管组成, 参数更多, 受力更为复杂, 为了使所取得的拱肋参数更为合理, 对拱肋关键参数进行分析非常有必要^[4-7]。

本文以背景工程为研究基础, 分析拱肋的关键参数对拱肋受力及变形的影响规律, 为拱肋参数的合理取值提供参考。

1 工程概况

背景工程为某 $4 \times 30 \text{ m} + 276 \text{ m} + 4 \times 30 \text{ m}$ 城市桥梁, 主桥采用中承式钢管混凝土桁式拱桥, 桁式拱肋主管直径为 1.0 m , 桁高为 5 m 。见图 1。
主桥净跨为 246 m , 矢跨比为 $1/4.0$, 拱轴线为悬链线, 拱轴系数采用 1.2 , 横桥向总宽为 21 m , 外侧设置人行道。

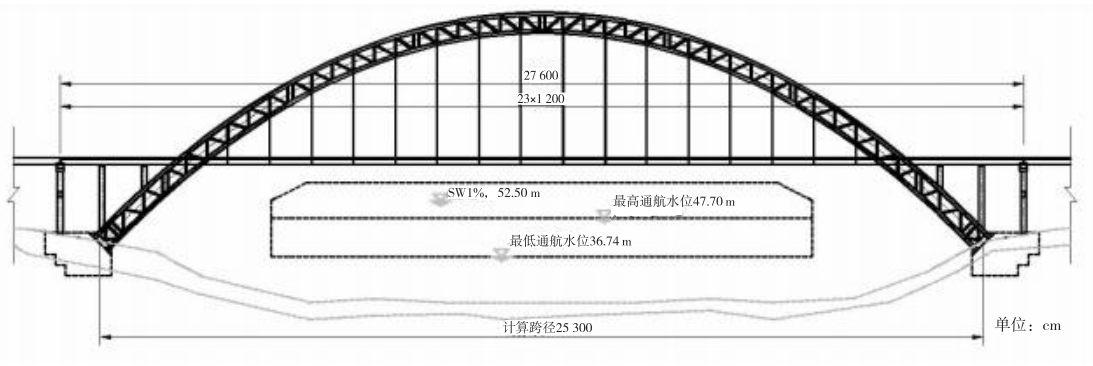


图 1 主桥桥型立面布置图

2 有限元模型的建立

采用 Midas Civil 软件建立结构初始模型, 如图 2 所示, 共计 1 421 个节点、2 535 个单元。
有限元模型中, 拱肋、横撑、桥面系(钢格子梁)、拱上立柱采用梁单元进行模拟, 吊索长度相对较短, 非线性相对不强, 采用桁架单元进行模拟。
参数影响分析时, 只需根据变化的参数值调整初始模型进行结构计算即可, 计算结果在有限元软件中进行提取。



图 2 结构有限元模型图

第一作者简介: 周游(1992—), 工程师, 主要从事道路桥梁施工工作。

3 矢跨比对拱肋的影响分析

拱肋矢高与跨度之比即为矢跨比,为中承式钢管混凝土桁式拱桥的关键参数,本文将对拱肋受矢跨比的影响情况进行分析。

3.1 矢跨比对拱肋应力的影响分析

经有限元软件计算,矢跨比对拱肋应力影响的具体计算结果如表 1 和表 2 所示。

表 1 不同矢跨比条件下拱肋外部钢管应力计算结果表 单位:MPa

项目	矢跨比				
	1/3.5	1/4.0	1/4.5	1/5.0	1/5.5
拱脚截面	-108.9	-104.7	-110.9	-122.5	-132.3
1/8 截面	-75.6	-83.5	-92.1	-98.8	-105.5
1/4 截面	-59.8	-66.3	-72.1	-77.9	-83.5
3/8 截面	-55.9	-60.2	-64.4	-68.1	-71.6
拱顶截面	-54.9	-60.2	-65.3	-71.5	-77.0

表 2 不同矢跨比条件下拱肋管内混凝土应力计算结果表 单位:MPa

项目	矢跨比				
	1/3.5	1/4.0	1/4.5	1/5.0	1/5.5
拱脚截面	-6.63	-6.62	-7.19	-7.84	-8.41
1/8 截面	-5.06	-5.55	-6.16	-6.68	-7.19
1/4 截面	-3.85	-4.28	-4.69	-5.11	-5.49
3/8 截面	-3.33	-3.65	-3.92	-4.19	-4.52
拱顶截面	-3.38	-3.82	-4.15	-4.53	-4.91

由表 1 和表 2 可知,随着拱肋矢跨比的逐渐增大,拱肋截面轴压力逐渐减小,从而截面应力也逐渐减小,几乎呈直线变化,且变化幅度相对较大。由此可见,中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋截面应力受矢跨比影响非常大。

3.2 矢跨比对拱肋变形的影响分析

经有限元软件计算,拱肋竖向位移随矢跨比的变化曲线如图 3 所示。

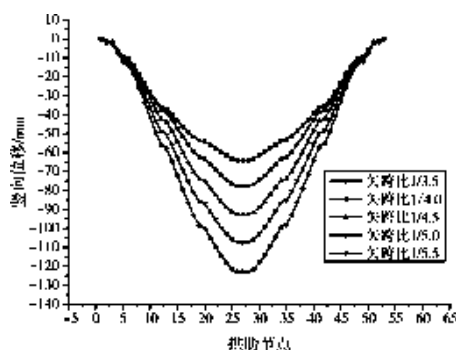


图 3 不同矢跨比下的拱肋竖向位移曲线图

由图 3 可知,拱肋位移随着矢跨比的增大而逐渐减小,拱顶位移最大,当矢跨比由 1/5.5 增大至 1/3.5 时,其拱顶位移由 125 mm 减小至 62 mm,减小了 50%,变化幅度较大,说明中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋变形受矢跨比影响较大。

综上所述,矢跨比越大结构受力与变形相对更好,但矢跨比大会使拱肋呈现出陡拱外形,不利于桁式拱肋的制造与施工,且不够美观。因此,从拱肋受力、施工、美观等角度考虑,实桥矢跨比选取以 1/5.0~1/4.0 为宜。

4 拱轴线系数对拱肋的影响分析

大跨度中承式钢管混凝土桁式拱桥根据外荷载的分布情况,一般选择悬链线作为其拱轴线,本文将对拱肋受拱轴线系数的影响情况进行分析。

4.1 拱轴系数对拱肋应力的影响分析

经有限元软件计算,拱轴系数对拱肋应力影响的具体计算结果如表 3 和表 4 所示。

表 3 不同拱轴系数条件下拱肋外部钢管应力计算结果表 单位:MPa

项目	拱轴系数				
	$m=1.2$	$m=1.4$	$m=1.6$	$m=1.8$	$m=2.0$
拱脚截面	-104.7	-93.7	-86.9	-86.1	-85.5
1/8 截面	-83.5	-88.6	-92.6	-96.2	-99.7
1/4 截面	-66.3	-68.8	-71.0	-73.1	-75.0
3/8 截面	-60.2	-54.7	-53.1	-51.7	-50.3
拱顶截面	-60.2	-56.8	-54.1	-51.7	-49.3

表 4 不同拱轴系数条件下拱肋管内混凝土应力计算结果表 单位:MPa

项目	拱轴系数				
	$m=1.1$	$m=1.3$	$m=1.5$	$m=1.7$	$m=1.9$
拱脚截面	-6.62	-5.91	-5.74	-5.71	-5.68
1/8 截面	-5.55	-5.89	-6.15	-6.38	-6.6
1/4 截面	-4.28	-4.46	-4.61	-4.75	-4.88
3/8 截面	-3.65	-3.44	-3.32	-3.22	-3.13
拱顶截面	-3.82	-3.59	-3.41	-3.24	-3.09

由表 3 和表 4 可知,拱脚截面、3/8 截面、拱顶截面应力随拱轴系数增大而逐渐减小,而拱肋 1/8 截面及 1/4 截面应力随着拱轴系数增大而逐渐增大。由此可见,中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋截面应力受拱轴系数影响相对较大,尤其对外部钢管应力的影响,其随拱轴系数增大变化幅度大于管内混凝土应力变化幅度。

4.2 拱轴系数对拱肋变形的影响分析

经有限元软件计算,拱肋竖向位移随拱轴系数的变化曲线如图 4 所示。

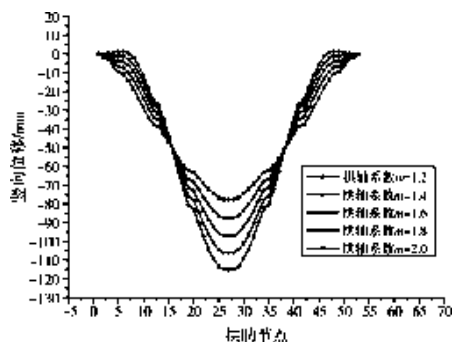


图 4 不同拱轴系数下的拱肋竖向位移曲线图

由图4可知,1/4截面范围内,当拱轴系数逐渐增大时,拱肋位移逐渐减小;1/4截面范围外,当拱轴系数逐渐增大时,拱肋位移逐渐增大,且整体位移变化幅度相对较大。可见,中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋变形受拱轴系数影响相对较大。

综合以上分析,拱轴系数对拱肋外部钢管受力影响相对较大,对拱肋变形影响也相对较大。拱轴系数越小对结构变形相对越有利,拱轴系数越大对拱脚截面、3/8截面、拱顶截面应力相对越有利,但整体上来说相对较小的拱轴系数对结构受力与变形相对更有利。

5 拱肋桁高对拱肋的影响分析

桁式结构是大跨度拱桥常用的结构形式,其上下主弦管距离即为拱肋桁高,本文将对拱肋受拱肋桁高的影响情况进行分析。

5.1 拱肋桁高对拱肋应力的影响分析

经有限元软件计算,拱肋桁高对拱肋应力影响的具体计算结果如表5和表6所示。

表5 不同拱肋桁高条件下拱肋外部钢管应力计算结果表 单位:MPa

项目	拱肋桁高				
	3.0 m	4.0 m	5.0 m	6.0 m	7.0 m
拱脚截面	-93.6	-99.1	-104.7	108.5	-110.9
1/8截面	-83.7	-83.9	-83.5	-85.0	-85.6
1/4截面	-70.4	-68.1	-66.3	-65.0	-64.1
3/8截面	-61.9	-59.5	-60.2	-55.8	-54.8
拱顶截面	-65.8	-62.5	-60.2	-57.4	-55.7

表6 不同拱肋桁高条件下拱肋管内混凝土应力计算结果表 单位:MPa

项目	拱肋桁高				
	3.0 m	4.0 m	5.0 m	6.0 m	7.0 m
拱脚截面	-5.79	-6.23	-6.62	-6.87	-7.01
1/8截面	-5.69	-5.65	-5.55	-5.61	-5.59
1/4截面	-4.71	-4.47	-4.28	-4.14	-4.04
3/8截面	-4.02	-3.82	-3.65	-3.51	-3.04
拱顶截面	-4.17	-3.96	-3.82	-3.63	-3.51

由表5和表6可知,拱肋1/8截面应力变化幅度非常小;拱脚截面应力随着拱肋桁高增大逐渐增大;拱肋1/4截面、3/8截面及拱顶截面应力随着拱肋桁高的增大而逐渐减小。由此可见,中承式钢管混凝土桁式拱桥1/8拱肋附近截面应力受拱肋桁高影响非常小,而其他截面影响相对较大,其中对拱脚截面应力影响最大。

5.2 拱肋桁高对拱肋变形的影响分析

经有限元软件计算,拱肋竖向位移随拱肋桁高的变化曲线如图5所示。由图5可知,不同拱肋桁高条件下拱肋的竖向位移相差不大,说明中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋变形受拱肋桁高的影响非常小。

综合以上分析,拱肋桁高对1/8拱肋以外的截面应力影响相对较大,而对拱肋变形影响非常小。实际上,大跨度中承式钢管混凝土桁式拱桥拱脚附近截面应力往往

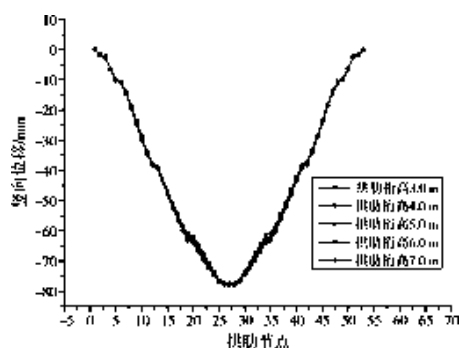


图5 不同拱肋桁高下的拱肋竖向位移曲线图

大于拱顶附近截面,且二者应力差值非常大,可适当减小跨中拱肋桁高,即采用变高度截面桁式拱肋,保证拱脚与拱顶附近截面应力相近。因此,中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋桁高不宜过高也不宜过低。从制造及施工便利性考虑,一般选择等截面桁高,而对于超大跨径(>300 m)中承式钢管混凝土桁式拱桥,从拱肋受力与经济性角度考虑其拱肋截面可采用变高度桁式截面。

6 主管直径对拱肋的影响分析

中承式钢管混凝土桁式拱桥单侧拱肋一般由四根主弦管构成,其管径也是拱肋的关键参数,本文将对拱肋受主管直径的影响情况进行分析。

6.1 主管直径对拱肋应力的影响分析

经有限元软件计算,主管直径对拱肋应力影响的具体计算结果如表7和表8所示。

表7 不同主管直径条件下拱肋外部钢管应力计算结果表 单位:MPa

项目	主管直径				
	0.5 m	0.75 m	1.00 m	1.25 m	1.50 m
拱脚截面	-163.5	-120.3	-104.7	-92.4	-91.2
1/8截面	-140.5	-100.5	-83.5	-74.7	-69.6
1/4截面	-113.3	-80.1	-66.3	-59.3	-55.4
3/8截面	-90.6	-66.2	-60.2	-53.0	-50.6
拱顶截面	-90.9	-68.0	-60.2	-56.9	-55.1

表8 不同主管直径条件下拱肋管内混凝土应力计算结果表 单位:MPa

项目	主管直径				
	0.5 m	0.75 m	1.00 m	1.25 m	1.50 m
拱脚截面	-10.33	-7.73	-6.62	-6.25	-6.23
1/8截面	-10.55	-7.02	-5.55	-4.81	-4.4
1/4截面	-8.33	-5.46	-4.28	-3.7	-3.39
3/8截面	-6.33	-4.41	-3.65	-3.26	-3.16
拱顶截面	-6.77	-4.58	-3.82	-3.51	-3.35

由表7和表8可知,随着拱肋主管直径的逐渐增大,拱肋截面应力逐渐减小,且变化幅度也逐渐减小,大致呈指数形式变化。说明中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋截面应力受主管直径影响较大,但主管直径越大,影响逐渐减少。因此,从经济性、制造难度及施工便利性方面考虑,主管直径选择0.75~1.25 m为宜。

(下转第213页)

无牛腿型钢钢架式矩形高墩盖梁托架设计及应用分析

陈云辉,郭胜男,舒清,韦居玲

(广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200)

摘要: 文章结合高墩群盖梁施工工程实例,对矩形高墩盖梁托架进行微创新,优化出一套无牛腿型钢钢架式盖梁托架的施工方法。该施工工法模块化程度高,安拆施工安全、高效便捷,可为矩形高墩盖梁托架设计模块化和施工工艺标准化提供参考。

关键词: 高墩;盖梁;无牛腿式托架

中图分类号: U445.4 文献标识码: A DOI: 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.041

文章编号: 1673-4874(2025)07-0134-04

0 引言

在山区高速公路建设中,桥梁高墩盖梁作为桥梁结构的重要组成部分,其施工进度直接影响到整个项目的工期进度。传统盖梁施工工艺有穿心棒法、抱箍法、支架法等,其中穿心棒法千斤顶的倾覆风险较大^[1],抱箍法不适用于矩形墩柱盖梁施工^[2],支架法不适用于高墩同时对于山区复杂的地理环境也不适用^[3]。高墩盖梁大都采用预埋牛腿式托架法施工,需在高空焊接或切割牛腿,存在安拆工序较多、时间长、安全风险高、施工效率低等突出问题,尤其在高墩群集中的段落,无法满足施工进度及项目安全生产的要求。

针对上述不足,本文通过对盖梁托架进行优化设计,取消牛腿式支撑,采用无牛腿型钢钢架式盖梁托架,融合了工艺标准化、安全标准化的特点,装配化程度高,高空作业工作量少,施工措施成本更低,施工质量、施工

效率得到明显提升。

1 依托工程

广西武宣—忻城高速公路北丹高架大桥为梁式桥,上部结构为预应力混凝土T梁。左幅桥长729.0 m(3×40 m + $3 \times 4 \times 40$ m + 3×40 m,先简支后连续),中心桩号左线为 ZK102+616;右幅桥长769.05 m($4 \times 4 \times 40$ m + 3×40 m,先简支后连续),中心桩号右线为 YK102+607。桥宽单幅为12.75 m;桥墩均为矩形墩,其平均高度为51.17 m,最大墩高为69.205 m;矩形墩盖梁35榀,最大尺寸为11.75 m $\times$ 3.6 m $\times$ 3.0 m(长 $\times$ 宽 $\times$ 高)。北丹高架大桥桥型布置(局部)见图1,其矩形墩盖梁尺寸见图2。北丹高架大桥作为武宣—忻城高速公路重点控制性工程,其工期紧,施工难度大。

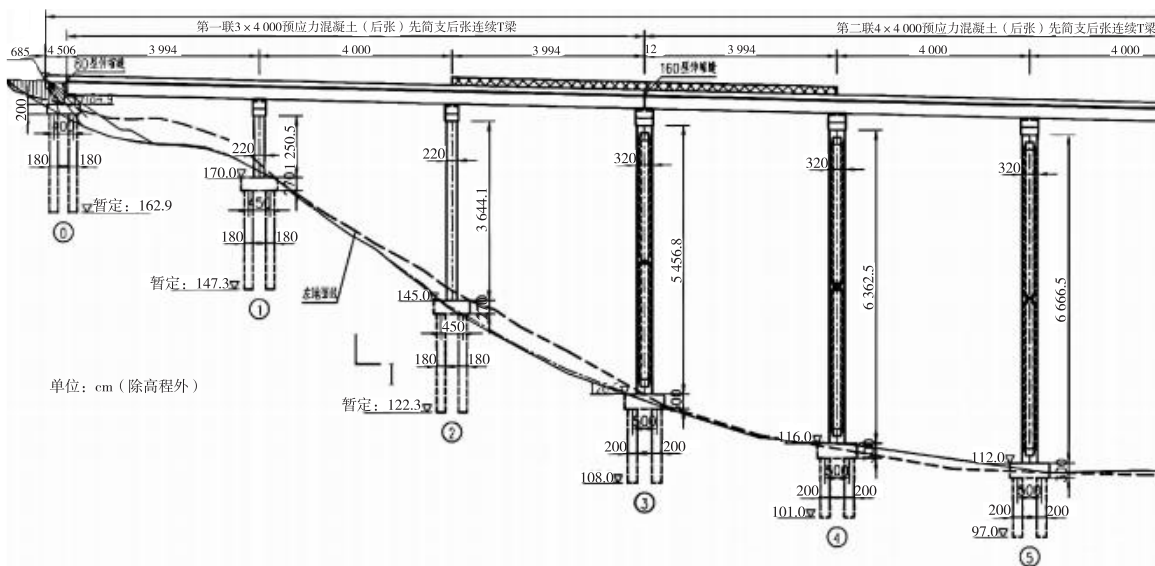


图1 北丹高架大桥桥型布置图(局部)

第一作者简介: 陈云辉(1984—),高级工程师,主要从事公路桥梁隧道施工管理工作。

4 施工设计计算

4.1 模型设计

采用 Midas Civil 有限元分析软件建立计算模型进行验算。

根据不同的墩身尺寸及盖梁尺寸,在盖梁尺寸为 11.75 m×3.6 m×3 m,墩身截面尺寸为5.6 m×3.2 m 的情况下空心墩盖梁托架为最不利荷载状况,建立模型如下:各杆件采用用梁单元;相叠的采用弹性连接模拟,预埋点及钢棒位置采用一般支撑。混凝土荷载主要考虑盖梁悬空部分混凝土,墩身范围内混凝土不考虑,混凝土荷载按压力荷载计,取26 kN/m³,模板托架结构自重由软件自动计算。见图 11。

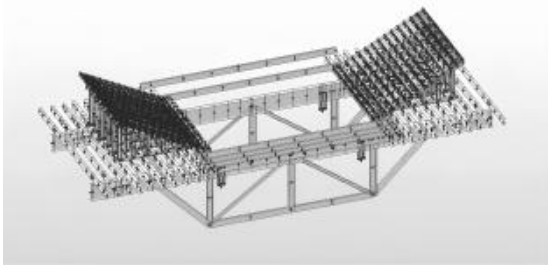


图 11 盖梁托架模型图

4.2 设计计算结果

经验算,托架最大组合应力为202.3 MPa,小于允许值215 MPa,满足要求^[6],其他计算结果汇总见图 12 和表 2,均满足要求。

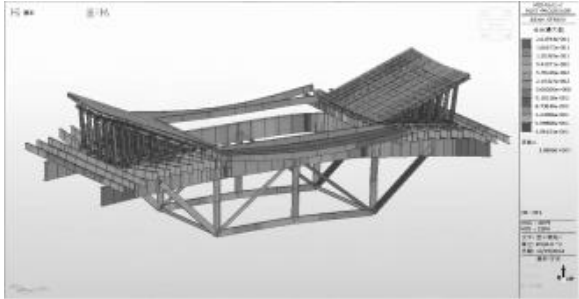


图 12 托架组合应力图 单位:MPa

表 2 托架组合应力计算结果表

序号	名称	分配梁	主梁	三角支撑	允许值	结论
1	最大弯应力	138.66 MPa	170.2 MPa	121.89 MPa	215 MPa	满足
2	最大剪应力	138.66 MPa	96.4 MPa	42.95 MPa	125 MPa	满足
3	最大挠度	4.54 mm	15.25 mm	1.0 mm	L/400	满足
4	屈曲系数特征值	7.14	—	—	4	满足

5 效益分析

北丹高架大桥矩形高墩盖梁采用“无牛腿型钢钢架式托架”施工,明显提高了施工效率,降低了施工成本,减少了施工风险。北丹高架大桥目前已陆续投入了 3 套无牛腿型钢钢架式矩形高墩盖梁托架,利用其已完成了 16 榀盖梁施工,相较于传统的牛腿式盖梁托架,节约成本 25.94 万元。见表 3。

表 3 效益分析表

项目	无牛腿型钢钢架式托架	传统牛腿式托架
安拆工期	70 d	112 d
材料	共投入 3 套托架,每套模板需钢材约 5.8 t,共计 5.8×0.62×3=10.79 万元	共投入 3 套托架,每套模板需钢材约 6.2 t,共计 6.2×0.62×3=11.53 万元
成本	作业过程配置 4 人,人工单价按 500 元/工日,人工费 0.05×4×70=14 万元	作业过程配置 7 人,人工单价按 500 元/工日,人工费 0.05×7×112=39.2 万元
合计	24.79 万元	50.73 万元

6 结语

无牛腿型钢钢架式矩形高墩盖梁托架安拆方便快捷,施工效率高,高空焊接作业时间短,安全风险性相对较小,且盖梁托架安拆作业劳动力投入相对较少,可显著提高施工效率,降低施工成本,经济效益和安全效益显著。

随着全国交通设施的不断完善,尤其是中西部地区,山区桥梁建设项目将会越来越多,桥梁高墩也会随之越来越普遍。本文依托项目研制的无牛腿型钢钢架式矩形高墩盖梁托架能够明显提高施工效率,在山区矩形高墩桥梁施工中具有良好的使用效果,未来具有广阔的应用空间以及推广价值。

参考文献

[1]王慧东,王立忠.方形双柱大悬臂盖梁施工抱箍托架体系构造与设计[J].国防交通工程与技术,2013,11(5):54-57.
[2]谢曼嘉.钢抱箍在方形墩柱式盖梁施工中的应用[J].建材与装饰(中旬刊),2008(3):147-148.
[3]邢庆丰.钢抱箍在方形墩柱式盖梁施工中的应用探究[J].中国住宅设施,2016(2):64-66.
[4]刘辉.空心薄壁墩高墩盖梁施工[J].西部交通科技,2019(1):66-69.
[5]贾骏涛.拱形变坡盖梁的支架设计与施工[J].居舍,2017(36):45,37.
[6]中冶京诚工程技术有限公司.钢结构设计标准:GB 50017—2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2017:22.

收稿日期:2025-03-07

曲线段城市隧道纵断面与平面线形协同设计研究

熊静霆

(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 针对城市隧道在曲线段布设条件下面临的线形连续性差、结构受力不均与排水组织复杂等问题, 文章开展纵断面与平面线形协同设计研究。结合重庆人高路隧道工程实例, 梳理了平面半径、纵坡布设与结构几何参数间的耦合关系, 提出了一种基于参数反馈与流程闭环控制的协同设计方法, 并通过构建三维轴线模型与结构仿真分析, 对关键指标进行定量评估, 验证该方法在提升线形适配性、结构响应均衡性与运行功能完整性方面的可行性。研究成果可为城市隧道复杂线形条件下的设计提供参考。

关键词: 曲线段; 纵断面设计; 平面线形; 协同建模; 结构适应性

中图分类号: U452.2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.042

文章编号: 1673-4874(2025)07-0138-03

0 引言

随着城市快速路网向丘陵地形及建成区过渡空间延伸, 城市隧道在复杂转弯段、交叉口连接段的布设需求日益增多, 尤其在曲线段条件下, 常规的平面与纵断面分离设计模式已难以满足结构安全、排水通畅与交通连续等多维技术要求^[1]。曲线段内, 纵坡与转弯半径之间存在明显的力学与几何耦合效应, 若缺乏整体协同策略, 易导致隧道结构附加应力集中、排水坡向不畅及车辆运行稳定性下降等问题。因此, 开展曲线段城市隧道纵断面一体化协同设计研究, 明确关键控制参数间的耦合机制, 构建多要素联动的空间线形设计方法, 具有重要的工程实践意义和推广价值。本文以重庆人高路隧道工程为依托, 提出协同设计策略, 并通过仿真与参数分析验证其适用性, 旨在为类似地形条件下的隧道空间布设提供技术支撑。同时, 研究中还构建了平面转向与纵向排水系统间的统一控制模型, 明确了设计流程中几何布设、结构分析与排水组织的协同路径, 增强了方法的系统性与工程可实施性。

1 工程概况

人高路二期工程位于重庆两江新区龙兴片区东部, 地处明月山西麓与御临河东岸之间, 工程线路总长约2.4 km, 采用城市主干道标准建设, 其中隧道段为关键控制性结构。隧道设置于右线, 采用单洞单向四车道方案, 标准段建筑限界净宽为17.25 m, 净高为5.0 m, 设计车速为50 km/h, 总长为330 m(桩号K0+300~K0+630)。洞身采用新奥法施工, 配置喷射混凝土、锚杆、钢架及钢筋网复合支护体系, 二次衬砌为整体钢筋混凝土结构。隧道纵断面布设两段坡度, 进口段为-0.1%(309.322 m), 出口段为-3.95%(274.504 m), 配合曲线段平面线形, 形成较强空间耦合关系。项目地处丘陵切坡地带, 地形起伏大、横坡复杂, 洞口明洞段延伸55 m, 并辅以管棚、大管超前支护等措施, 结构与交通功能协同要求高, 具备典型的曲线段协同设计应用场景。

作者简介: 熊静霆(1979—), 硕士, 高级工程师, 主要从事公路工程建设技术研究工作。

2 平面线形设计分析

城市隧道处于复杂建成区空间环境中, 平面线形不仅需满足道路通行标准, 还必须与结构设计、地形边界和交通组织形成协调匹配。在人高路二期隧道工程中, 隧道全长330 m, 完整布设于一段曲线之上。

该段地形属明月山丘陵斜坡区, 地表高差较大, 水平转折与纵向爬升相叠加, 对线形布设及结构受力控制提出了更高要求。

2.1 曲线段半径与线形布设

根据《城市道路工程设计规范》(CJJ 37—2012), 设计车速为50 km/h时, 最小平曲线半径 ≥ 90 m。综合考虑结构衬砌宽度(17.25 m)、通行视距、横向离心力控制及隧道通风净空布置需求, 该工程平面线形采用 $R=300$ m恒定半径设计, 显著提高曲线段几何缓解度并简化结构解析建模^[2]。

曲线线长 L 可由式(1)计算:

$$L = \frac{\pi \cdot R \cdot \Delta}{180^\circ} \quad (1)$$

其中, Δ 为导线夹角($^\circ$), 该隧道导线转折角约为 63° , 代入计算得:

$$L = \frac{\pi \cdot 300 \cdot 63}{180} \approx 330 \text{ m}$$

计算曲线线长与隧道实长完全吻合, 表明隧道洞身处于一段完整曲线段中, 具备几何连续性。平面线形未设缓和段, 以恒曲线控制施工精度与断面一致性。为保证施工布线精度, 隧道导线数据采用双向坐标放样结合测距交会法, 平曲线圆心坐标精度控制在 ± 5 cm, 误差积累通过静态复测点定期校核。

2.2 节点控制与顺接处理

人高路隧道段平面上自南至北穿越三个重要节点: 黄胡路、横一路与寨子路, 节点间最小间距 < 250 m。为确保隧道线路与节点交通流向一致, 节点控制采用“主线平曲线—节段直线—次级线形”模式^[3], 构建衔接过渡段。顺接段长度 L_s 以最小半径 R 控制, 遵循如下

经验准则:

$$L_s \geq 0.5 \cdot R \quad (2)$$

设计中取 $R = 300$ m, 即顺接段最小为 150 m, 实际布设长度 ≥ 180 m。各节点顺接采用线形断链对接法, 保持切线方向一致, 并通过参数联动调整主线圆心坐标及转角值, 以实现整体线路通顺连续。

此外, 为抑制平面线形折点对洞身横向应力的集中影响, 线形接点段控制段落桩号以每 10 m 布设一组结构测点, 配合三维点云建模对洞身偏移进行复核。结构设计中同步预留顺接段衬砌变厚区与监测空腔, 满足线形变化所引起的位移释放和支护强度过渡需求。

2.3 结构与行车稳定性影响

隧道处于曲线段时, 车辆运行轨迹产生横向离心力, 对结构形成附加偏压; 同时, 洞身因地质变化可能出现非对称沉降, 对结构抗弯能力构成挑战。结构侧向附加推力 T_h 可按式(3)估算:

$$T_h = \frac{q \cdot R}{e} \quad (3)$$

式中: q ——作用面荷载/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$);

e ——偏心距/m。

为降低 T_h 值, 结构设计中采取三心圆断面形式, 以增大受力对称性。衬砌结构边墙及拱顶预留钢筋变截面区, 满足因线形变换引起的内力转移。同时, 为防止车辆转向偏差导致内轮侧结构磨损, 行车道宽度统一设置为 3.5 m, 路缘带加宽至 0.5 m, 并设置 0.75 m 检修道用于日常运营监控。

结构动力响应模拟采用 Midas GTS NX 有限元建模, 模拟不同曲率半径下结构内力变化规律, 并对设计半径 $R = 300$ m 的衬砌应力控制指标进行了约束验证, 支护布置参数以计算结果为依据进行优化布设。

3 平纵一体化设计

纵断面设计在城市隧道中不仅承担排水与爬升控制职能, 还需与平面线形精确耦合, 确保结构力学响应、施工衔接与交通运行稳定性的协调统一。特别是在曲线段布设条件下, 纵向坡度、节点高程与结构衬砌厚度之间构成显著的关联性。因此, 该工程设计中采用“平纵一体化”设计逻辑, 强化曲线隧道空间线形的连续性与协同性。

3.1 坡度分配与排水控制

人高路隧道段设置两段纵向坡度: 进口段为 -0.1% , 长 309.322 m, 出口段为 -3.95% , 长 274.504 m, 坡折点位于桩号 K0+609.322 处。该布设策略综合考虑: (1) 保证隧道纵向最低点设置于出口前段, 便于实现重力排水; (2) 控制纵向坡折点避开隧道中心区, 以减少结构变形集中; (3) 平衡隧道两端高程差, 避免设置泵站等机械排水设施^[4]。

纵坡设计以重力流计算控制为基础, 其临界坡度 i_c 按式(4)估算:

$$i_c = \frac{Q}{A \cdot v} \quad (4)$$

式中: Q ——设计排水流量/($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$);

A ——断面有效过水面积/ m^2 ;

v ——自净流速/($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)。

设计中取 $v = 0.6 \sim 0.8$ m/s, 结合路面渗水与电缆沟排水, 采用 $2 \times \phi 100$ mm 纵向盲管及 $\phi 50$ mm 横向泄水管系统, 以纵坡 3.95% 的下坡段确保排水流速大于临界值, 构成“结构-排水-坡度”闭环控制体系。

此外, 坡度段与交叉节点间同步设置拱脚纵沟, 使结构底板仰拱区高程与纵排系统连续, 确保无积水死角。

3.2 平纵参数耦合关系

平面曲线与纵断面在设计中构成几何与荷载的双重耦合系统。在几何层面, 纵坡分布会影响车辆在平曲线上的离心轨迹, 尤其在复合坡段中, 若纵坡变化过快, 将引发附加切线离心力 F_c 增量, 其表达式为:

$$F_c = \frac{m \cdot v^2}{R} + m \cdot g \cdot \sin\theta \quad (5)$$

式中: m ——车辆质量;

v ——速度;

R ——曲率半径/m;

θ ——纵坡角度(弧度)/°。

在 $R = 300$ m、 $\theta = 3.95\%$ 条件下, 第二项对总离心力的贡献不可忽略, 需通过合理缓坡长度进行释放。该工程中, 坡折点采用线性递变方式布设, 即在 ± 15 m 范围内线性过渡纵坡值, 减缓结构附加荷载变化。

在结构层面, 纵向坡度将影响仰拱厚度变化、衬砌变截面与排水通道坡向控制。设计中采用仰拱基准高程与纵坡同步控制方式^[5], 即衬砌模板台车每 10 m 调整一次纵向基准高程, 确保纵排系统连续性与混凝土封闭段的成型完整性。

纵平面关键控制点与主导转折角同步布置, 避免结构厚度突变与曲率变换发生叠加耦合, 提高整体稳定性。

3.3 协同设计策略与流程

为实现平面与纵断面布设的全周期耦合控制, 项目设计采用“基准主导-参数反馈-结构修正”协同策略。设计流程见图 1。

此流程中, “结构模型反馈”环节起到动态校正作用, 保证最终设计满足几何连续性、施工可实现性与结构稳定性三重目标。

设计平台基于 CASS + AutoCAD + Midas GTS 联合工作流, 实现空间线形、剖面结构与地质参数的动态绑定。后期施工阶段依托 BIM 模型导入三维导线数据, 直接应用于隧道放样与模板定位操作, 确保设计-建造形成闭环。

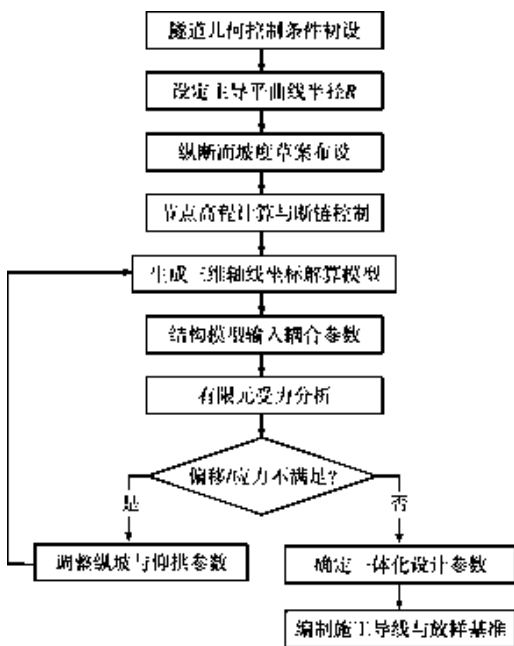


图1 设计流程图

4 应用效果分析

为验证曲线段城市隧道纵平面与平面线形协同设计方法的实用性与有效性,本文基于人高路隧道项目,对优化前后两种设计方案从结构内力响应、排水能力与行车舒适性三个维度进行了对比评估。评估指标涵盖结构最大主应力、内轮轨迹偏移量、排水纵坡自净系数、最小可视视距及行驶偏离稳定系数等关键参数,均通过有限元仿真与数值分析获取。设计优化以 $R = 300\text{ m}$ 平曲线与 $-0.1\%/-3.95\%$ 坡度联合布设为基础,构建曲线段协同控制结构模型。表1为两种方案主要设计参数的对比结果。

分析表明,在结构响应方面,协同设计方案可显著降低主应力集中值,其中洞身最大主应力从 6.84 MPa 下降至 5.21 MPa ,仰拱拉应力则降低了 31.6% ,说明优化后的结构布局更趋均衡,内力分布合理性增强。排水效率方面,自净坡度显著提高,自净系数提升 65.1% ,排水路径中滞留时间明显缩短,体现出坡度设计与排水系统之间的匹配性增强。

在交通运行方面,优化后的方案将最小转弯半径提升至 300 m ,同时内轮偏移量降低至 0.29 m ,车辆运行更平稳,极大改善了曲线段的通行舒适性与操作容错性。视距提升也对夜间或低能见环境中的运行安全性起到重要保障作用。偏离抑制系数从 0.61 提升至 0.84 ,表明车辆在曲线段中保持轨迹稳定的能力明显增强,协同优化策略有效缓解了传统线形因空间冲突所引发的动态失稳问题。

表1 协同设计前后关键指标对比表

指标类别	评估指标	优化前方案 (常规分段)	优化后方案 (协同一体化)	改善幅度
结构响应	最大主应力/MPa	6.84	5.21	↓23.8%
	仰拱最大拉应力/MPa	2.37	1.62	↓31.6%
排水效率	坡底纵向自净系数(1/s)	0.004 3	0.007 1	↑65.1%
	累积渗水排出时间/min	17.5	10.2	↓41.7%
	内轮偏移量/m	0.47	0.29	↓38.3%
行车稳定性	最小转向半径/m	185	300	↑62.2%
	可视视距/m	80	128	↑60.0%
	偏离抑制系数	0.61	0.84	↑37.7%

5 结语

本文围绕曲线段城市隧道的几何特性与结构适应性,提出了一种纵断面与平面线形协同设计的一体化技术路径,并以重庆人高路隧道为案例进行了建模分析与效果验证。研究表明,采用统一控制半径和平纵联动坡度布设,可有效降低结构内力集中、提升排水能力与通行稳定性;通过参数耦合建模与流程化协同策略,构建了具有工程适应性的设计方法体系,相关成果可为类似复杂地形条件下城市隧道的空间线形布设与结构优化提供技术参考。同时,本研究明确了结构受力、坡度组织与行车路径之间的多参数耦合关系,建立了适用于曲线隧道段的一体化设计流程图,实现了几何布设与结构仿真分析的双向反馈闭环。未来可在BIM集成设计平台中进一步融合施工工艺约束与运营数据反馈,拓展协同设计的全生命周期适用性。

参考文献

- [1]胡建冬.大跨度连拱城市隧道总体设计要点分析[J].山西建筑,2024,50(14):167-170.
- [2]王榕菁.城市隧道型通道的设计及应用探析[J].交通世界,2024(17):146-148.
- [3]王焱平.智能网联环境下城市隧道分流区通行能力模型研究[D].重庆:重庆交通大学,2024.
- [4]张弘金.城市大曲率隧道通风流场特性与交通风计算研究[D].成都:西南交通大学,2023.
- [5]王旭.城市海底及互通立交隧道运营通风关键技术研究[D].成都:西南交通大学,2021.

收稿日期:2025-03-07

平陆运河旧州特大桥钢-混组合桥面板施工防裂研究

刘栋¹, 张宇豪¹, 樊广魁², 张国冬¹

(1. 广西新发展交通集团有限公司, 广西 南宁 530029; 2. 广西长兴工程建设有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章依托平陆运河旧州特大桥, 建立钢-混组合桥面板的数值模型, 通过计算不同分块施工工况和钢纤维掺量下桥面混凝土的开裂风险系数, 确定钢纤维掺量和混凝土浇筑工序, 实现了混凝土桥面的快速施工和裂缝防治, 可为同类桥梁的施工建设提供参考。

关键词: 钢-混组合桥面板; 收缩; 开裂风险; 数值模拟; 施工工序

中图分类号: U443.31 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.043

文章编号: 1673-4874(2025)07-0141-05

0 引言

钢-混组合桥面由钢和混凝土通过剪力键连接, 能充分发挥钢梁和混凝土的力学性能。其钢格子梁和混凝土桥面板的施工技术对施工效率、质量、工期和成本均具有直接影响, 同样关系到桥梁后期运营的舒适度、安全性、耐久性^[1-2]。在混凝土桥面板浇筑时, 混凝土硬化过程中的自生收缩和干燥收缩在格子梁和剪力键的限制下受到阻碍, 进而在混凝土内部产生拉应力, 致使混凝土桥面板开裂^[3]。由于桥面板通常较薄, 因此裂缝发展后进一步形成贯穿裂缝, 使得内部钢筋暴露在大气环境下, 降低了桥面的耐久性^[4]。混凝土原材料和施工浇筑工艺直接影响混凝土裂缝的产生和发展, 适当调整上述措施可以防止早期桥面板开裂, 保障桥梁结构正常施工。据此, 本文依托平陆运河旧州特大桥, 计算了不同工况下混凝土桥面板的内部拉应力, 评估了其开裂风险, 提出了防裂措施并进行了验证, 可为同类桥梁桥面施工提供参考。

1 工程概况和防裂难点

1.1 工程概况

南湛高速公路平陆运河旧州特大桥位于广西钦州市灵山县旧州镇附近, 跨越铁路及平陆运河。桥梁是采用 $(3 \times 40 + 34.49 + 260 + 2 \times 40)$ m跨径布置的预应力混凝土小箱梁+下承式钢管混凝土系杆拱桥, 系杆体系为刚性柔性系杆结合体系, 主桥总宽34.8 m、跨径为260 m。主墩采用门式墩, 基础采用沉井基础。桥面系采用钢格子梁的钢-混凝土组合桥面板, 由2道主纵梁、4道次纵梁、4道小纵梁、20道主横梁、63道次横梁及2道端横梁组成。其中, 主横梁顺桥向设置与吊杆设置相对应, 2道主横梁间设置3道次横梁, 主横梁标准间距为11.8 m, 次横梁标准间距为2.95 m; 主、次横梁均为工字型截面; 桥梁中心线处梁高均为2.4 m; 顶板厚度均为24 mm、底板厚度为28~38 mm, 次横梁为24 mm; 主纵梁梁高1.8 m, 底板厚28 mm、顶板厚

24 mm; 次纵梁高1.4 m, 底板厚24 mm、顶板厚24 mm; 主横梁、次横梁、主纵梁及次纵梁均采用Q345QC, 加劲肋均采用Q235C, 钢格子梁总计约3 400 t。钢-混组合结构的桥面底面钢板为8 mm, 桥面板标准总厚度(不含钢底板)为15 cm, 承托处的总厚度为25 cm。

1.2 防裂难点

(1) 桥面板采用强度等级C40的现浇混凝土结构, 强度较高, 混凝土从浇筑到硬化的过程中会产生自收缩、温缩和干燥收缩等现象, 引起混凝土内部产生裂缝。

(2) 由于组合桥面板下部为钢格子梁, 其弹性模量较大, 具有很大的刚度, 在混凝土收缩时会形成较大的约束, 导致混凝土内部出现拉应力。

(3) 桥面板和混凝土之间采用较多剪力键连接, 使得混凝土和桥面板之间难以发生滑移, 进一步增大了钢格子梁的约束效应。

(4) 混凝土桥面板较薄, 仅15~25 cm, 而相对的长宽尺寸较大, 若采用一次浇筑方案, 则浇筑的桥面板长245 m, 宽28 m。该类薄板结构由于其受力问题, 容易在中部产生横向裂缝, 且由于厚度较薄, 裂缝一旦产生则迅速发展为贯穿裂缝。

(5) 桥面板暴露面积较大, 在日照、大风条件下水分会迅速散失, 进而导致较大的干缩开裂。

1.3 初步防裂措施

由于大桥设计时主要考虑结构的承载能力, 而较少关注混凝土施工时的开裂风险, 因此在实际施工时, 项目组根据现场工况进行了数值模拟, 为确定最终的施工方案提供决策依据。基于早期讨论, 项目初步选取的施工抗裂措施主要从两个方面考虑, 即分块浇筑和原材料优化。分块浇筑的目的是, 通过施工缝减小混凝土浇筑面积从而减小格子梁的约束效应, 进而减小混凝土内部拉应力。而原材料优化则主要考虑掺入钢纤维以增大混凝土的抗拉强度, 从而降低混凝土的开裂风险。通过有限元模拟进一步确定两种方法的可行性, 以及对开裂风险的控制程度。

第一作者简介: 刘栋(1980—), 硕士, 高级工程师, 主要从事公路桥梁建设管理工作。

2 混凝土桥面板数值模拟

2.1 数值模型和参数选取

建立钢格子梁和混凝土桥面板的数值模型,如图 1 所示。模拟参数设置详见表 1。由于桥面采用的混凝土强度等级为 C40,因此设置其抗拉强度为2.39 MPa,弹性模量为32.5 GPa。

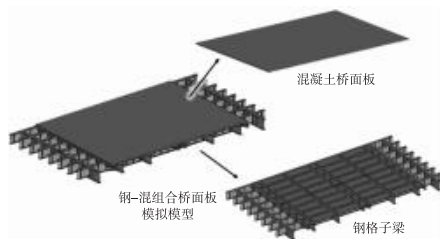


图 1 数值模型图

表 1 模拟参数设置表

材料	抗拉强度 /MPa	弹性模量 /GPa	热膨胀 系数	泊松比
桥面板	2.39	32.5	1×10^{-5}	0.2
格子梁	—	200.0	—	0.3

由于混凝土水化收缩是时变过程,因此在设置混凝土弹性模量时,按照弹性模量增长过程填入材料参数表格。将格子梁连接吊杆处设置为固定约束。由于混凝土和钢格子梁通过大量的剪力键连接,因此可以假设钢格子梁和混凝土的接触面之间没有分离和滑移,设置混凝土桥面板和钢格子梁绑定接触。按照室内试验,混凝土施加收缩,具体值如表 2 所示,其中负号表

示收缩。设计了四种分块浇筑工况,以模拟不同分块大小下混凝土桥面板的开裂风险。具体分块情况如图 2 所示,工况 1、工况 2、工况 3 和工况 4 分别对应不分块、左右分块、前后分块和 1/4 分块。

表 2 施加收缩值表

龄期/d	0	1.4	3.2	5.0	6.5	8.6	11.6	30.2
收缩值 ($\times 10^{-6}$)	0	-32.2	-64.9	-88.6	-104.3	-120.3	-136.1	-160.0

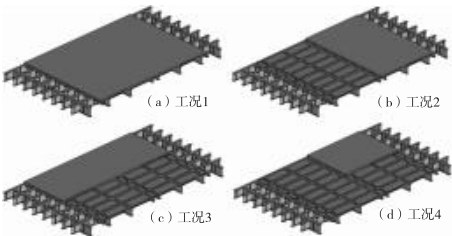


图 2 分块施工模拟工况图

2.2 分块浇筑工况模拟结果

定义混凝土拉应力和抗拉强度的比值为开裂风险系数,各工况30 d龄期下模拟计算得到的开裂风险云图如图 3 所示。由图 3 可知,在工况 1 不设分块时,其开裂风险主要出现在左右边界处,且开裂风险系数均 >1 ,部分区域甚至达到了 1.5~1.8,且在中部钢底板和钢格子梁交界处也出现了一定的开裂风险,部分区域系数 >1 ,即表明拉应力超过了抗拉强度。在工况 2 左右分块情况下,边缘处和中间仍出现较大的开裂风险,其中分缝处开裂风险系数较小,但开裂风险系数 >1 的区域面积较大,裂缝防治所考虑的区域面积相应增大。在工

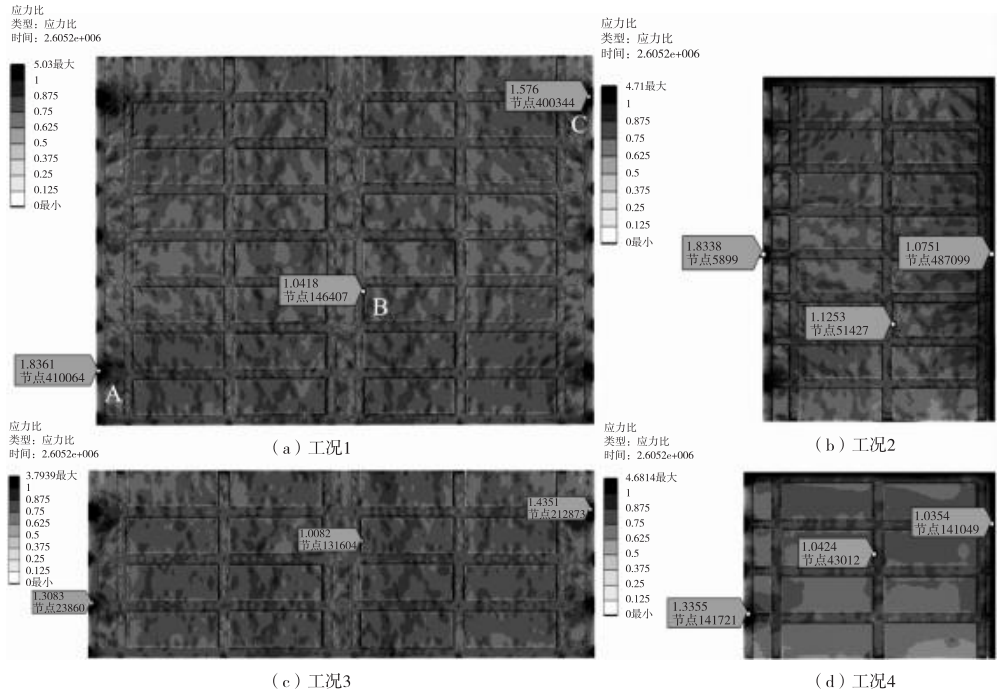
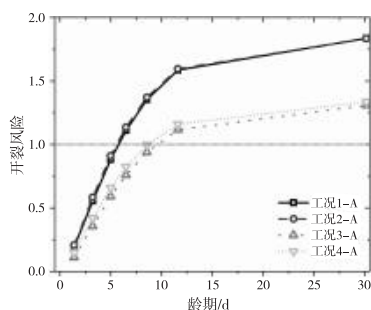


图 3 分块工况模拟结果云图

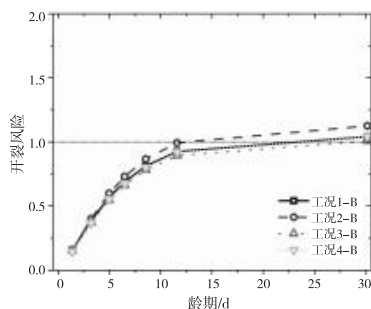
况3前后分块的情况下,其开裂风险的分布规律和未分缝工况相同,但整体拉应力数值小于工况1,表明前后分块在一定程度上减小了混凝土桥面板的整体开裂风险。进一步减小浇筑面积可以发现,与工况2一样,工况4分缝处整体存在较大开裂风险,而开裂风险系数较工况2低。

综上所述,采用左右分块的浇筑方法易导致分缝处开裂风险系数减小,但开裂风险较高的区域面积增大;而前后分块能降低整体混凝土拉应力数值和开裂风险系数。因此,桥面板施工时应尽量避免左右分块的浇筑方案。

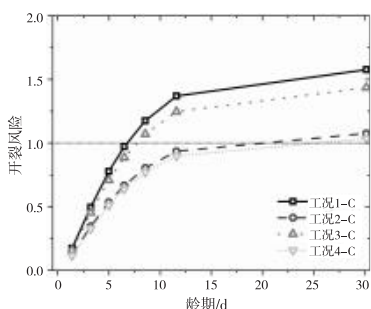
图3中标记的左右边界和中部的典型开裂风险点,从左至右依次命名为A、B、C。提取各工况下各典型点的开裂风险发展曲线绘制于图4。由图4可知,前后分块措施对减小边缘处开裂风险效果较好,对中部开裂风险系数影响较小。左右分块后,A、B处开裂风险未见明显减小,但C处开裂风险减少程度较大。工况4浇筑面积最小,因此各点处开裂风险均小于其他工况。



(a) A点



(b) B点



(c) C点

图4 各典型点开裂风险发展曲线图

2.3 钢纤维掺量工况模拟结果

分块浇筑能在一定程度上改变开裂风险分布,减小开裂风险系数,但上述四种工况下的后期开裂风险系数均 >1 ,表明开裂风险并未完全消除。据此,考虑在混凝土桥面板中增加钢纤维来增大混凝土的抗拉强度,从而减小混凝土桥面板的开裂风险。依据《钢纤维混凝土结构技术规程》(CECS 38:2004)^[5],可以通过基体混凝土的强度计算得到掺入纤维后的强度,即如式(1)所示。

$$f_{fk} = f_{tk} \left(1 + \alpha_f \frac{p_f l_f}{d_f} \right) \quad (1)$$

式中: f_{fk} ——钢纤维混凝土劈裂抗拉强度/MPa;

f_{tk} ——基体混凝土劈裂抗拉强度/MPa;

α_f ——钢纤维对钢纤维混凝土抗拉强度的影响系数,由于本文采用钢锭铣削端钩型钢纤维,因此取值0.7;

p_f ——钢纤维体积率/%;

l_f ——钢纤维长度,在本文中取35 mm;

d_f ——钢纤维直径,在本文中取0.3 mm。

基于该钢纤维混凝土抗拉强度计算模型,可以计算得到不同钢纤维掺量下的混凝土抗拉强度如表3所示。

表3 纤维混凝土抗拉强度表

钢纤维掺量/(kg·m ⁻³)	10	25	50
抗拉强度/MPa	2.64	3.01	3.63

基于此,进一步针对三种钢纤维掺量的工况进行混凝土桥面板开裂风险计算,可以得到各纤维掺量下典型点的开裂风险,如图5至图7所示。

由图5至图7可知,当掺入10 kg/m³钢纤维时,各工况仍存在较大开裂风险,即便是开裂风险最低的工况4,其A点的开裂风险系数在后期仍 >1 。当钢纤维掺量增加到25 kg/m³时,工况3和工况4所有典型点的开裂风险系数已降至1以下,此时可以采用前后分块的浇筑方法进行桥面板浇筑。提升钢纤维掺量至50 kg/m³时,混凝土的抗拉强度进一步提高,所有工况下的开裂风险系数都降至1以下。因此,施工时可以通过增加钢纤维掺量来增大浇筑面积,以优化施工工序,节省施工工期。

3 通铺施工方案验证

模拟结果表明,浇筑桥面板时,左右分块浇筑方法难以降低开裂风险,前后分块浇筑方法在一定程度上降低了整体桥面板的开裂风险,但程度较低。而掺入钢纤维能可显著提升混凝土抗拉强度,降低开裂风险。考虑到分块浇筑延缓了工期,增加了人工成本,因此综合考虑后项目组采用一次通铺浇筑的施工方式,且钢纤维的掺量为50 kg/m³。据此,建立了桥面板1/2整体模型,并基于50 kg/m³钢纤维的掺量进行了桥面板混凝土浇筑的施工模拟。其桥面板1/2模型如图8所示,桥面板中部采用对称约束,其余模拟参数和施加荷载与前文相同。

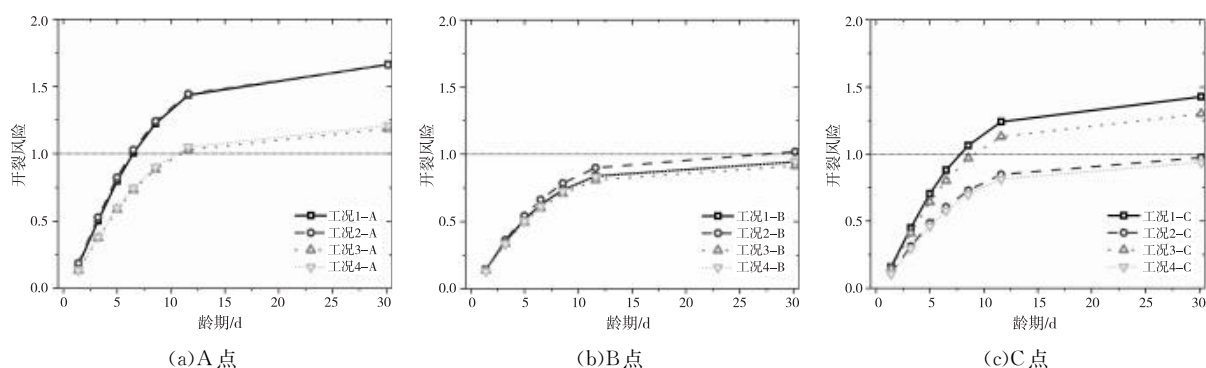


图5 典型点开裂风险发展—10 kg/m³钢纤维掺量曲线图

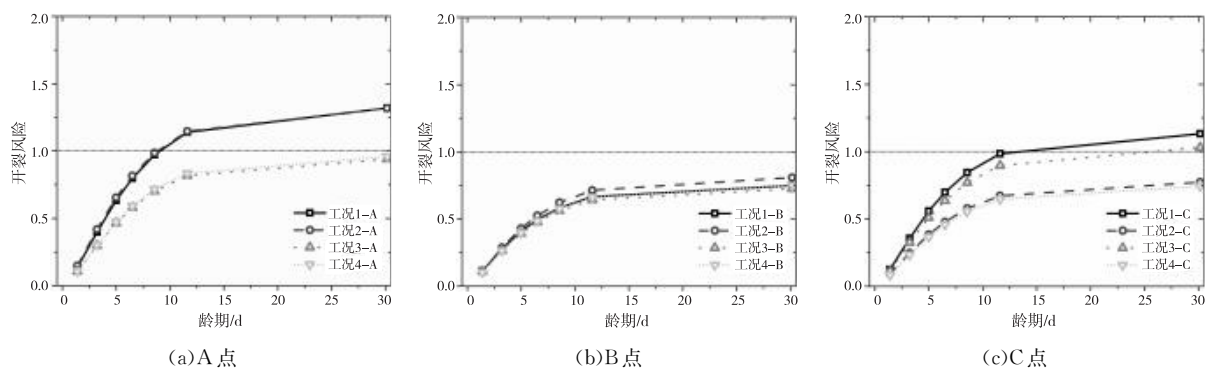


图6 典型点开裂风险发展—25 kg/m³钢纤维掺量曲线图

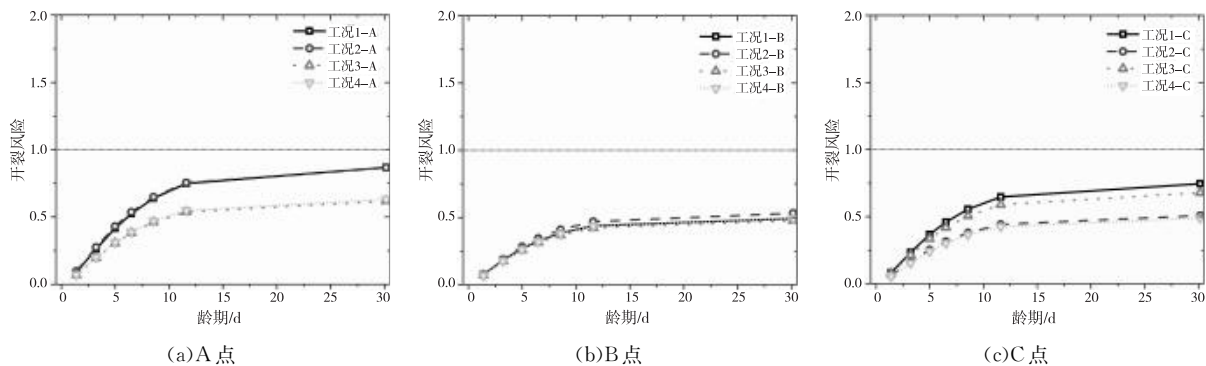


图7 典型点开裂风险发展—50 kg/m³钢纤维掺量曲线图

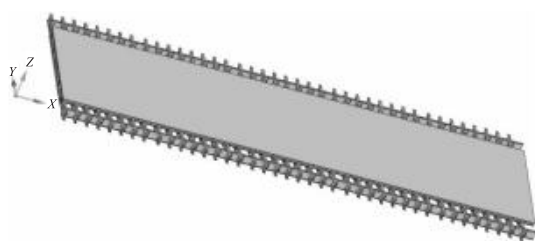


图8 通铺浇筑数值模型图

开裂风险模拟结果云图如图9所示,在掺入50 kg/m³钢纤维的情况下,计算得到桥面板大部分区域的开裂风险<0.875,表明掺入钢纤维增大混凝土抗拉强

度的防裂方案可行,为施工的一次通铺浇筑提供理论依据。

在确定防裂浇筑方案后,仍需要注意保障混凝土的施工浇筑性能,防止出现浇筑不均匀等施工质量问题,导致出现由于材料不均匀而产生的混凝土水化裂缝。包括进一步试拌和优化配合比,以增强钢纤维混凝土的泵送流动性能^[6];进行天泵试泵工作;实际施工时严格控制每车混凝土的施工性能。通过早期的模型计算、防裂方案的制定以及严控施工措施,平陆运河旧州特大桥钢-混组合桥面板实现了快速浇筑施工,从浇筑结束至沥青混凝土铺装时未发现开裂现象。

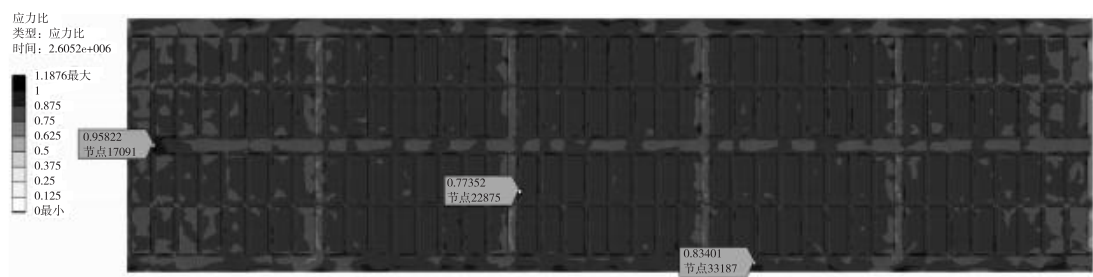


图9 通铺浇筑模拟结果云图

4 结语

本文基于平陆运河旧州特大桥,建立钢-混组合桥面板数值模型,计算各工况下桥面板的开裂风险,得到以下结论:

(1)分缝分块施工能在一定程度上减小混凝土桥面板开裂风险,其中左右分块能减小边界处开裂风险系数,但增大了分缝处开裂风险区域面积。前后分块后未改变开裂风险区域出现的规律,但能在整体上降低开裂风险系数。

(2)在混凝土原材料中增加钢纤维能显著提升混凝土的抗拉强度,进而起到裂缝防治效果。本项目条件下,钢纤维掺量为25 kg/m³时,需结合前后分块施工措施协同进行裂缝防治,进一步提升至50 kg/m³时,则可以选择不分浇筑块来缩短工期。

(3)基于模拟计算后制定的掺入钢纤维的混凝土桥面板通铺技术有效提高了桥梁施工效率和质量,具有工期短、低成本等优势,且实现了混凝土桥面板整体不开裂,保障了桥梁后期运营的舒适度、安全性、耐久性,可为

同类桥梁的施工建设提供参考和借鉴。

参考文献

[1] ZHENG J, WANG J. Concrete - Filled Steel Tube Arch Bridges in China[J]. Engineering, 2018, 4(1): 143 - 155.
[2] 许春荣,郭慧乾,谭中法,等.超大跨径上承式钢管混凝土拱桥的设计与创新[J].公路,2023,68(10):35 - 40.
[3] 高强,韦强,钟孟君,等.基于温度历程因子影响的混凝土空间收缩历程模型研究[J].水利水电技术(中英文),2024,55(11):188 - 201.
[4] 蒋国富,鞠玉财.先简支后桥面连续桥连续处开裂与防裂方法研究[J].西部交通科技,2023(6):102 - 104.
[5] 大连理工大学.纤维混凝土结构技术规程:CECS 38—2004[S].北京:中国计划出版社,2004:10.
[6] 毛丹丹.劲性骨架拱桥 C60 外包混凝土制备与性能研究[J].西部交通科技,2023(11):107 - 110.

收稿日期:2025 - 03 - 07

(上接第 102 页)

表1 承载能力对比表

墩号	桩编号	桩径/m	桩长/m	嵌岩深度/m	承载力/kN	备注
主桥 8# 墩	08L-2	2.2	21.5	7.5	35 635	未注浆
	08L-3	2.2	21.5	7.5	42 406	已注浆
主桥 10# 墩	10L-3	1.5	20.0	12.5	19 387	未注浆
	10L-4	1.5	20.0	12.5	24 044	已注浆
引桥 12# 墩	12L-1	2.0	18.0	8.0	30 458	未注浆
	12L-2	2.0	18.0	8.0	38 583	已注浆

6 结语

本文以某国道跨江桥梁工程为例,对岩溶地区钻孔灌注桩桩底后注浆施工工艺进行了详细阐述,并验证了桩底后注浆施工能有效提高岩溶地区钻孔灌注桩的承载能力,在该项目桩基施工中得到了良好的应用,也保障了工程的质量和安

参考文献

[1] 勾文章.钻孔灌注桩桩端后注浆施工技术在桥梁工程中的应用[J].交通世界,2024(32):115 - 117.
[2] 罗兆奎.钻孔灌注桩桩端后注浆施工技术[A]//2019 年全国建筑施工新技术交流会议论文集[C].2019:115 - 118.
[3] 陈涛.钻孔灌注桩桩端后注浆技术及应用[J].低温建筑技术,2019,41(2):100 - 102.
[4] 童丹凤.岩溶区梁式桥大直径灌注桩后注浆技术研究[J].工程技术研究,2024,9(18):70 - 72.

收稿日期:2025 - 03 - 01

CFRP-ECC 复合加固桥梁损伤墩柱轴压性能数值研究

左海平, 赖世锦, 梁斌

(柳州铁道职业技术学院, 广西 柳州 545616)

摘要: 为研究 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱的轴压性能, 建立 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱有限元模型, 基于荷载-位移曲线和破坏模式验证了有限元模型的合理性, 并在此基础上探讨了不同 ECC 加固层厚度、CFRP 网格间距和混凝土强度等级对其轴压性能的影响。结果表明: 增加 ECC 加固层厚度可以增强对核心混凝土墩柱的侧向约束, 从而提升损伤墩柱的刚度、承载力和延性; 在损伤程度较高的墩柱中, ECC-CFRP 复合加固层表现出更显著的加固效果; CFRP 网格间距的变化对加固效果影响有限; 提高混凝土强度等级能够增强加固墩柱的承载力和轴向刚度, 但对延性几乎没有影响。

关键词: CFRP-ECC; 损伤墩柱; 数值模拟; 轴压性能

中图分类号: U445.7 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.044

文章编号: 1673-4874(2025)07-0146-05

0 引言

随着现代交通基础设施的发展, 桥梁作为重要的交通枢纽, 其安全性和耐久性成为工程领域关注的重点。然而, 在长期使用过程中, 桥梁墩柱往往会遭遇不同程度的损伤, 这可能严重影响桥梁的结构安全和使用寿命^[1]。

碳纤维增强复合材料 (Carbon Fiber Reinforced Polymer, 简称 CFRP) 具有优异的抗拉强度和耐腐蚀性能^[2], 而高延性水泥基复合材料 (Engineered Cementitious Composites, 简称 ECC) 具有高韧性和优异的抗裂性能^[3]。将 CFRP 与 ECC 结合, 形成 CFRP-ECC 复合材料, 能够综合发挥两者的优势, 因此在结构加固领域得到了广泛应用。江佳斐等^[4]通过试验研究了 CFRP-ECC 复合加固素混凝土圆柱的轴压性能, 结果表明 CFRP-ECC 复合加固作用可以提高素混凝土圆柱的承载力和延性。王朝阳^[5]通过试验研究了 CFRP-ECC 复合加固损伤素混凝土圆柱在不同混凝土强度、损伤状态和 CFRP 网格层数下的轴压性能规律。Li S 等^[6]通过试验研究了 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱的轴压性能, 结果表明相较于未加固损伤墩柱, CFRP-ECC 复合加固墩柱在延性和承载力方面均表现出显著提升。

综上所述, 目前 CFRP-ECC 复合加固柱的研究主要集中在未损伤柱和素混凝土柱, 对配置有钢筋的桥梁损伤墩柱的研究较为有限, 且受限于试验条件难以展开参数化研究, 因此本文开展了 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱的轴压性能数值研究, 系统探讨了 ECC 加固层厚度、CFRP 网格间距以及混凝土强度等级对损伤墩柱轴压性能的影响。研究结果将为实际工程中损伤墩柱的加固

设计提供重要的理论依据和参考。

1 试验概况

本文选取了编号为 CF2D1 和 CF2D2 的两个不同损伤程度加固墩柱进行轴压数值模拟分析, 加固墩柱相关构造参数如图 1 所示。

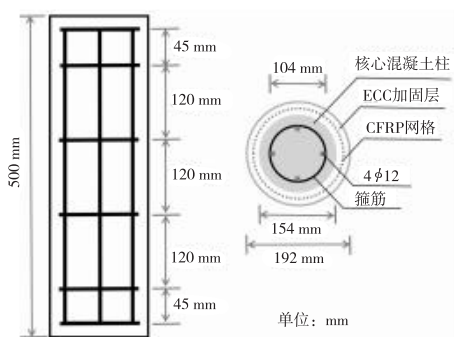


图 1 加固墩柱相关构造参数示意图

墩柱直径为 154 mm, 高度为 500 mm, 柱截面配置 4 根直径为 12 mm 的纵向钢筋, 并配有直径为 6 mm 且间距为 120 mm 的箍筋。纵向钢筋采用 HRB400 级钢筋, 箍筋采用 HPB300 级钢筋。CFRP-ECC 复合加固层厚度为 19 mm, CFRP 网格间距为 20 mm × 20 mm, 单层 FRP 网格厚度为 0.111 mm, 网格层数为 2 层。

在文献^[7]中, 将混凝土柱加载至峰值荷载的 0.6 倍、0.8 倍和 1.0 倍, 分别定义为一级、二级和三级损伤, 如图 2 所示。因此, 编号为 CF2D1 和 CF2D2 的加固墩柱对

基金项目: 广西高校中青年教师科研基础能力提升项目“既有建筑结构加固质量自动化评估方法研究”(编号: 2025KY1592); 广西高校中青年教师科研基础能力提升项目“钢-混梁桥负弯矩区 TRE 组合桥面结构受力特性及控裂计算”(编号: 2025KY1578); 柳州铁道职业技术学院校级课题“FRP 网格-ECC 复合桥面连接板服役特性及设计方法研究”(编号: 2025-KJA01)

第一作者简介: 左海平 (1990—), 硕士, 讲师, 研究方向: 工程结构新型材料。

通信作者简介: 梁斌 (1971—), 硕士, 教授, 研究方向: 铁道工程。

应的损伤程度分别为二级和三级损伤。

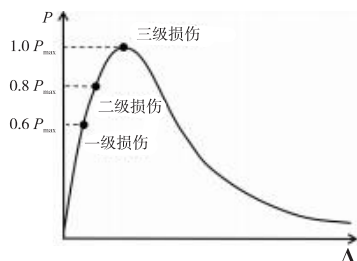


图2 损伤等级定义示意图

核心混凝土强度等级为C30,测得其立方体抗压强度为48.91 MPa。加固层ECC轴心抗压强度为33.42 MPa,抗拉强度为3.58 MPa,弹性模量为16.62 GPa。钢筋及CFRP的材料力学性能参数如表1所示。

表1 材料力学参数表

材料类型	f_u /MPa	f_y /MPa	极限伸长率/%
CFRP	3 935.04	—	2.42
HRB400 级钢筋	571.5	571.5	22.79
HPB300 级钢筋	368.6	368.6	20.3

2 有限元模型

2.1 有限元模型的建立

本文采用ABAQUS有限元软件建立CFRP-ECC复合加固损伤墩柱轴压有限元模型。在模型中,ECC加固层和核心混凝土墩柱均采用三维C3D20R二次减缩积分单元,钢筋和CFRP网格采用T3D2桁架单元。经过初步试算,选择10 mm的网格尺寸可以在保证计算效率的同时达到较高的模拟精度,因此模型采用10 mm的网格划分尺寸,如图3所示。

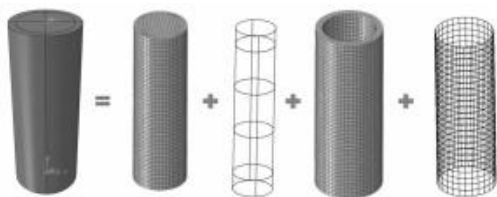


图3 ABAQUS有限元模型图

在模型中,CFRP网格和钢筋通过“EMBED”命令分别嵌入ECC加固层和核心混凝土墩柱中。ECC加固层与核心混凝土墩柱之间采用面面接触,其中法向采用“硬接触”定义,切向接触采用罚函数方法定义接触属性。为了提高有限元模型的收敛性,模型通过参考点与加固墩柱表面进行耦合,并在参考点施加位移加载。建模过程中采用“MODEL CHANGE”命令对墩柱进行预损伤加载。

2.2 本构关系

根据式(1)和式(2)的ECC本构方程^[8],采用CDP塑性损伤模型模拟ECC本构关系。混凝土也采用CDP塑性损伤模型,其本构根据《混凝土结构设计规范》

(GB50010—2010)^[9]确定。钢筋采用双折线本构模型,其本构关系曲线如图4所示。CFRP网格的力学性能表现为线弹性,其本构关系曲线如图5所示。

$$\sigma_c = \begin{cases} 2 \frac{\sigma_{c0}}{\epsilon_{c0}} \epsilon & 0 \leq \epsilon \leq \frac{\epsilon_{c0}}{3} \\ \frac{\sigma_{c0}}{2\epsilon_{c0}} \epsilon + \frac{\sigma_{c0}}{2} & \frac{\epsilon_{c0}}{3} < \epsilon \leq \epsilon_{cu} \\ -\frac{\sigma_{c0}}{\epsilon_{c0}} \epsilon + 2\sigma_{c0} & \epsilon_{c0} < \epsilon \leq \frac{3\epsilon_{c0}}{2} \\ \frac{\sigma_{c0}}{3\epsilon_{c0} - 2\epsilon_{cu}} (\epsilon - \epsilon_{cu}) & \frac{3\epsilon_{c0}}{2} < \epsilon \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (1)$$

$$\sigma_t = \begin{cases} \frac{\sigma_{tc}}{\epsilon_{tc}} \epsilon & 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{tc} \\ \frac{\sigma_{tu} - \sigma_{tc}}{\epsilon_{tu} - \epsilon_{tc}} (\epsilon - \epsilon_{tc}) + \sigma_{tc} & \epsilon_{tc} < \epsilon \leq \epsilon_{tu} \end{cases} \quad (2)$$

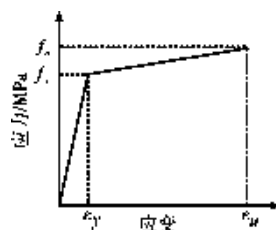


图4 钢筋本构关系曲线图

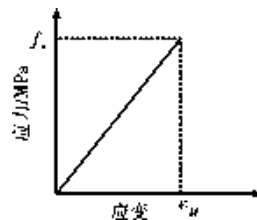


图5 CFRP本构关系曲线图

式(1)和式(2)中, σ_c 、 σ_t 及 ϵ 分别表示压应力、拉应力及应变; σ_{c0} 和 ϵ_{c0} 分别为峰值压应力及峰值压应变; ϵ_{cu} 为极限压应变; σ_{tc} 和 σ_{tu} 分别为峰值拉应力及极限拉应力; ϵ_{tc} 和 ϵ_{tu} 分别为峰值拉应变和极限拉应变。图4及图5中, f_y 和 f_u 分别为屈服应力及和极限应力, ϵ_y 和 ϵ_u 分别为屈服应变和极限应变。

3 有限元模型验证

3.1 荷载-位移曲线

如图6和图7所示分别为CF2D1和CF2D2加固墩柱有限元与试验荷载-位移曲线对比情况。由图6、图7可知,有限元模拟的荷载-位移曲线与试验荷载-位移曲线具有较高的吻合度。如表2所示列出了CF2D1和CF2D2加固墩柱试验结果和有限元模拟结果中的峰值荷载与对应位移对比情况。由表2可知,CF2D1和CF2D2加固墩柱的峰值荷载对应位移相对误差分别为6.6%和7.8%,CF2D1和CF2D2加固墩柱的峰值荷载相对误差分别为1.3%和2.4%,模拟精度符合要求。

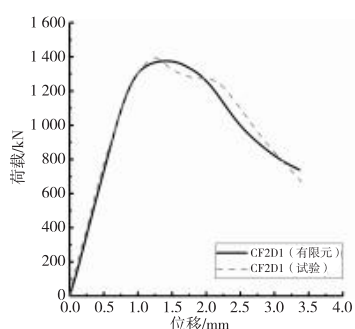


图6 CF2D1 有限元模拟与试验荷载-位移对比曲线图

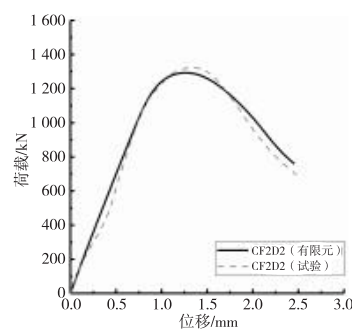


图7 CF2D2 有限元模拟与试验荷载-位移对比曲线图

表2 试验与有限元模拟峰值位移-荷载对比表

加固墩柱	试验峰值荷载 /kN	试验峰值荷载 对应位移/mm	有限元峰值荷载 /kN	有限元峰值荷载 对应位移/mm	峰值荷载相对 误差/%	试验峰值荷载对应 位移相对误差/%
CF2D1	1 376	1.37	1 394	1.28	1.3%	6.6%
CF2D2	1 327	1.40	1 295	1.29	2.4%	7.8%

3.2 破坏模式

以 CF2D2 为例,对有限元模拟和试验破坏模式进行对比分析。如图 8 所示为 CF2D2 有限元模拟破坏损伤云图。由图 8 可知,试件表面出现 60°斜向裂缝,表现出明显的压剪破坏特征,这与试验观察到的破坏模式是一致的。

试验结果与有限元模拟的荷载-位移曲线及破坏模式的对比验证了本文所建立的有限元模型具有较高的精度。该模型能够用来预测 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱轴压性能规律。

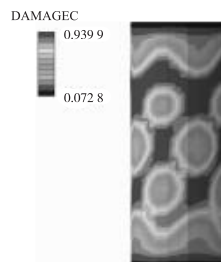


图8 有限元破坏损伤云图

4 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱轴压性能参数分析

基于前文的结论,本节利用有限元模型分析 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱在不同 ECC 加固层厚度、CFRP 网格间距和混凝土强度等级下的轴压性能规律。

4.1 ECC 加固层厚度

以已验证的两个不同损伤程度的加固墩柱为基准,保持原有的其他参数不变,仅改变 ECC 加固层的厚度以分析其对 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱轴压性能的影响。本文选取了四种 ECC 加固层厚度(10 mm、15 mm、20 mm和25 mm)进行对比分析。

如图 9 和图 10 所示为不同 ECC 加固层厚度下,两

个不同损伤程度加固墩柱的荷载-位移曲线。由图 9 和图 10 可知,随着 ECC 加固层厚度增加,加固墩柱在弹性阶段的轴向刚度略有增大,峰值荷载提高,且峰值荷载对应的位移也逐渐增加。这表明 ECC 保护层厚度的增加不仅可以提升加固墩柱的承载力,还可以改善其延性,这是由于 ECC 加固层厚度增加增强了核心混凝土墩柱的侧向约束。

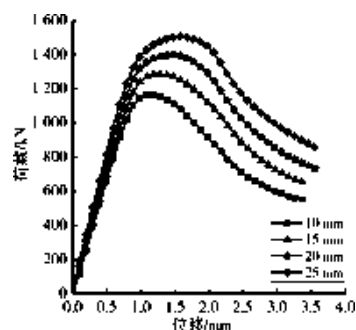


图9 不同 ECC 加固层厚度下二级损伤墩柱荷载-位移曲线图

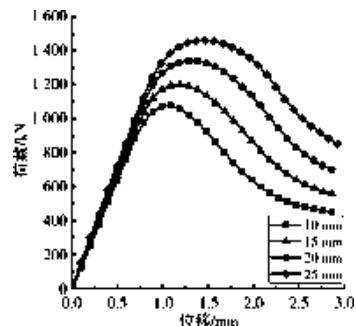


图10 不同 ECC 加固层厚度下三级损伤墩柱荷载-位移曲线图

此外,根据文献[5],未加固情况下,二级损伤墩柱与三级损伤墩柱的峰值荷载分别为960 kN、849.3 kN,与此对比,当 ECC 加固层厚度分别为10 mm、15 mm、20 mm和

25 mm时,二级损伤墩柱的峰值荷载分别增加 21.5%、34.0%、45.8%和 56.9%;三级损伤墩柱的峰值荷载分别增加 26.7%、41.3%、51.2%和 72.0%。由此可见,ECC-CFRP 复合加固层对损伤程度较高的墩柱加固效果更为显著。

4.2 CFRP 网格间距

以已验证的两个不同损伤程度加固墩柱为基准,保持原有其他参数不变,仅改变 CFRP 网格间距以分析其对 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱轴压性能的影响。本文选择了四种 CFRP 网格间距进行对比分析,分别为 10 mm、20 mm、30 mm和40 mm。

如图 11 和图 12 所示为不同 CFRP 网格间距下,两个不同损伤程度加固墩柱的荷载-位移曲线。由图 10 和图 11 可知,加固墩柱在弹性阶段的轴向刚度对 CFRP 网格间距变化不敏感。随着 CFRP 网格间距的减小,加固墩柱峰值荷载及对应的位移略有增加,但增幅不明显。

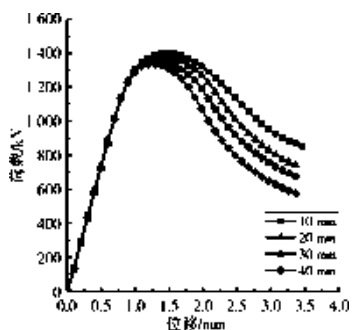


图 11 不同 CFRP 网格间距下二级损伤墩柱荷载-位移曲线图

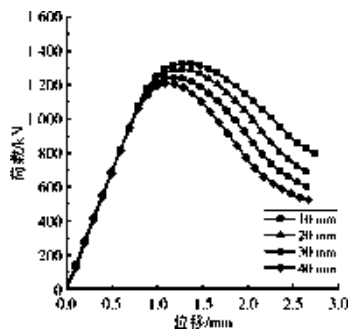


图 12 不同 CFRP 网格间距下三级损伤墩柱荷载-位移曲线图

与未加固的二级损伤墩柱与三级损伤墩柱峰值荷载相比,当 CFRP 网格间距为 10 mm、20 mm、30 mm和 40 mm时,二级损伤墩柱的峰值荷载分别增加了 45.6%、43.3%、40.2%和 39.0%,三级损伤墩柱的峰值荷载分别增加 55.1%、52.4%、49.2%和 46.5%。由此可见,ECC-CFRP 复合加固层对损伤程度较高的墩柱加固效果更为显著。

4.3 混凝土强度等级

以已验证的两个不同损伤程度加固墩柱为基准,保持原有其他参数不变,仅改变混凝土强度等级以分析其对 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱轴压性能的影响。本

文选择了四种混凝土强度等级进行对比分析,分别为 C25、C35、C45 和 C55。

如图 13 和图 14 所示,展示了不同混凝土强度等级下两个不同损伤程度加固墩柱的荷载-位移曲线。由图 13 和图 14 可知,随着混凝土强度等级的提高,加固墩柱弹性阶段的轴向刚度逐渐增加,峰值荷载显著提高。但是也可以从中看到,加固墩柱混凝土强度等级的提高对峰值荷载对应位移变化影响较小,这表明提高混凝土强度等级并不会显著改善加固墩柱的延性。

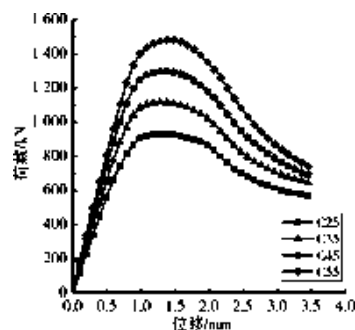


图 13 不同混凝土强度等级下二级损伤墩柱荷载-位移曲线图

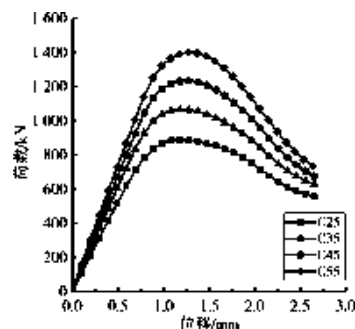


图 14 不同混凝土强度等级下三级损伤墩柱荷载-位移曲线图

5 结语

本文基于 ABAQUS 软件对 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱进行轴压数值模拟,并进一步分析了 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱在不同 ECC 加固层厚度、CFRP 网格间距和混凝土强度等级下的轴压性能规律,得到以下结论:

- (1)有限元模拟得到的荷载-位移曲线及破坏模式与试验结果较为吻合,表明本文建立的有限元模型能够准确预测 CFRP-ECC 复合加固损伤墩柱轴压性能规律。
- (2)随着 ECC 加固层厚度的增加,加固层对核心混凝土墩柱的侧向约束能力增强,使加固损伤墩柱的轴向刚度、承载力及延性均有所提高。
- (3)对于损伤程度较高的墩柱,ECC-CFRP 复合加固层加固效果更为显著。
- (4)CFRP 网格间距的减小对加固损伤墩柱的承载力及对应位移的提升效果不明显。

(下转第 173 页)

大跨度宽幅钢箱提篮拱桥结构受力性能分析

肖韩

(福建省建筑设计研究院有限公司,福建 福州 350004)

摘要: 文章以某宽幅钢箱提篮拱桥为研究对象,通过建立全桥有限元模型,分析该提篮拱桥在最不利荷载作用下钢拱圈、钢纵梁及吊杆的受力情况,对该桥的结构动力特性及稳定进行分析,明确桥梁的结构振型及失稳模态。结果表明:在正常使用和承载能力两种极限状态组合作用下,拱圈及钢纵梁最大及最小应力均满足规范要求;成桥状态下,在最不利荷载作用下吊杆最大应力为 628.8 MPa,最小应力为 440.1 MPa,最大安全系数为 3.6,最小安全系数为 2.52;该桥一阶振型为纵向振动,扭转及竖向振型出现相对较晚,表明该桥纵向刚度较小,扭转及竖向刚度较大;该桥一阶失稳特征系数为 15.9,满足规范对拱桥规定的最小失稳特征系数要求。

关键词: 提篮拱桥;结构受力性能;吊杆安全系数;动力特性;失稳模态

中图分类号: U448.22 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.045

文章编号: 1673-4874(2025)07-0150-03

0 引言

随着我国桥梁建设技术的持续进步与不断飞跃,桥梁设计正朝着更大跨径、更高技术含量以及更强景观融合性的方向迈进。拱桥^[1-2]以其独特的结构造型得到了较为广泛的应用,尤其是钢箱提篮拱桥,其作为一种特殊的桥梁结构,主要优点有:(1)提篮拱桥由于具有较好的横向稳定特性,其结构性能明显优于平行拱桥,同时因具有较好的横向稳定性使其结构抗震性能较好;(2)提篮拱桥能够适应复杂多变的现场环境,可以通过采用如中承式、下承式等不同结构适应现场环境;(3)提篮拱桥具有别具一格的独特造型,考虑到拱肋和吊杆与桥面之间存在一定的倾斜角度,有利于增加桥梁的力学美感,具有较好的景观效果;(4)提篮拱桥具有灵活多变的结构形式,通过调整风撑的结构形式和拱肋的倾斜角度,吊杆也可布置成竖向、交叉或者网状形式以适应不同需求。总而言之,提篮拱桥以其优越的结构形式、美观性与景观功能在桥梁工程中得到了广泛的应用。

本文以某宽幅钢箱提篮拱桥为分析对象,通过介绍该桥梁的总体设计,建立全桥有限元模型,分析其结构受力特点,相关研究成果可为同类型或相似工程提供借鉴与指导。

1 工程概况

本文以某跨江大跨度钢箱提篮拱桥为研究对象。桥梁跨径布置为单跨 190 m 钢箱提篮拱桥,矢高为 45 m,矢跨比为 1/4.2。桥梁标准横断面为:2×[2.0 m 人行道+3.0 m 非机动车道+3.5 m 锚固区+15.75 m 行车道]+1 m 中分带,桥梁全宽 49.5 m。其中,拱圈轴线采用抛物线型,整体向内倾斜 10°,拱桥采用钢箱拱肋,高度为 3.2 m,宽度为 2.5 m;桥面系采用纵横梁体系,梁高为 3 m,纵梁间距 5.7 m,横梁间距为 3.75 m,行车道桥面板厚度为 16 mm,拱肋外侧非机动车道及人行道板厚度为

14 mm;吊杆采用扇形布置^[3],吊杆在拱肋上的间距为 9 m,桥面吊杆的间距为 7.5 m。拱肋布置图如图 1 所示。

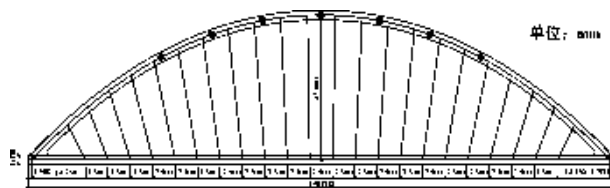


图 1 拱肋立面布置图

2 计算模型

桥梁建模采用通用有限元软件 Midas Civil 进行,通过离散整个结构单元,考虑结构施工方案工序进行桥梁整体建模。其中,桥面系、钢拱圈、风撑等均采用梁单元进行模拟,吊杆采用桁架单元进行模拟,二期恒载主要为护栏、人行道及桥面铺装等,温度荷载主要考虑结构整体升降温及桥面板温度梯度等。拱桥计算模型如图 2 所示。

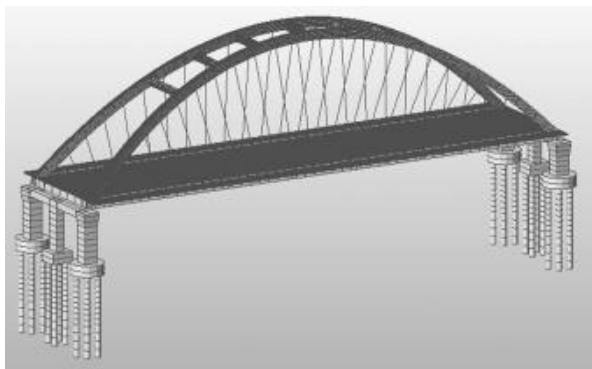


图 2 桥梁总体有限元计算模型图

作者简介: 肖韩(1981—),高级工程师,主要从事路桥设计工作。

3 结构受力分析

3.1 拱圈、钢纵梁静力分析

按最不利组合荷载作用下,本次结构受力分析主要考察拱圈、钢主梁在正常使用极限状态和承载能力极限状态结构受力。



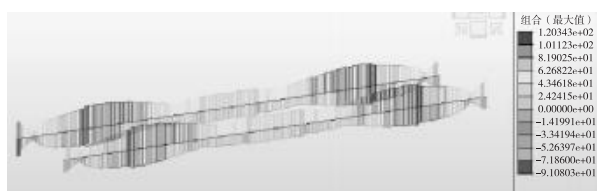
(a) 承载能力极限状态 单位: N/mm^2



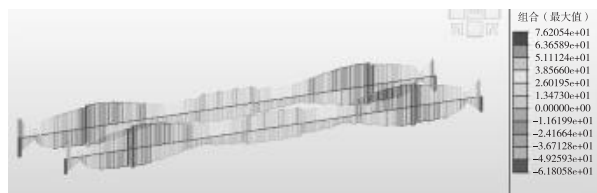
(b) 正常使用极限状态 单位: N/mm^2

图3 拱圈最不利荷载作用下应力包络图

由图3可知,拱圈截面处于全截面受压状态,且应力从拱顶到拱脚分布较为均匀,表明本次设计拱轴线及拱圈尺寸取值相对合理。进一步分析可知,在两种荷载组合极限状态下,拱圈最大压应力为171.6 MPa,出现在拱肋1/4位置处,拱圈最小压应力为57.6 MPa,出现在接近拱圈顶部位置,满足公路钢桥规范对钢材强度设计值270 MPa的要求。



(a) 承载能力极限状态 单位: N/mm^2



(b) 正常使用极限状态 单位: N/mm^2

图4 钢纵梁最不利荷载作用下应力包络图

由图4可知,钢纵梁截面处于拉压两种交替受力状态,主要呈现中间低、两头大的特征。经分析可知,在两种荷载组合极限状态下,钢纵梁压应力最大值为

91.08 MPa,钢纵梁最大拉应力为120.34 MPa,均出现在拱脚位置处,满足公路钢桥规范对钢材强度设计值270 MPa的要求。



图5 活载作用下竖向位移变形包络图 单位: mm

挠度分析能较好地预测桥梁结构整体刚度,结合图5可知,在汽车荷载及人群荷载作用下,桥梁最大位移为125 mm,小于公路钢桥规范规定的 $L/500 = 190\,000/500 = 380$ mm,表明该桥整体刚度较好。

3.2 吊杆安全系数分析

与一般直吊杆不同,该桥拟采用的是扇形吊杆,目前工程中应用相对较少,有必要对其安全系数进行分析。根据总体有限元计算模型,在成桥阶段,吊杆在最不利荷载作用下的最大及最小应力如图6所示。

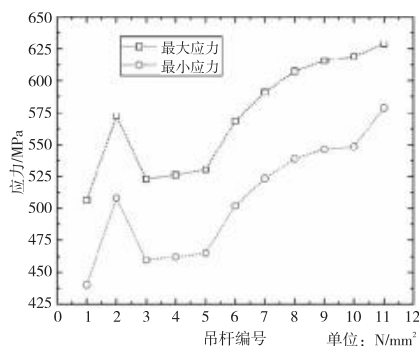


图6 最不利荷载作用下吊杆应力曲线图

由图6可知,在最不利荷载作用下吊杆最大应力处为跨中吊杆,最小应力处为边吊杆,其中最大应力为628.8 MPa,最小应力为440.1 MPa。结合该桥所用吊杆型号 GJ15-19,吊杆最大破断力为4 940 kN,吊杆最大应力应 $\leq 1\,587$ MPa,经换算后,吊杆最大安全系数为3.6,最小安全系数为2.52,满足规范规定的安全系数为2.5的要求。

3.3 结构动力特性及稳定分析

结构动力特性作为桥梁固有特性,是反映桥梁性能的重要结构力学参数。该桥为大跨度钢箱系杆拱桥,拱圈采用向内倾斜的提篮钢箱拱结构,吊杆采用扇形布置,有必要通过计算明确其结构动力特性。子空间迭代法^[4-5]计算具有较高的效率,能够真实反映桥梁的振型特性,经计算得到该大跨度钢箱提篮拱桥前5阶频率如表1所示。

表 1 桥梁前五阶自振频率表 单位:Hz

模态	频率/Hz	振型描述
1	0.532	主拱纵向振动
2	0.633	主梁横向弯曲
3	0.728	主拱横向振动
4	0.945	主梁扭转振动
5	1.128	主梁竖向振动

分析表 1 可知,该桥第一阶振动频率为主拱纵向振动,频率为0.532 Hz,表明纵向刚度相对较小。进一步分析,随着模态的提高,该桥振型依次表现为横向、扭转及竖向振动,竖向及扭转振型出现相对较晚,表明扭转及竖向刚度较大。主要振型如图 7 所示。

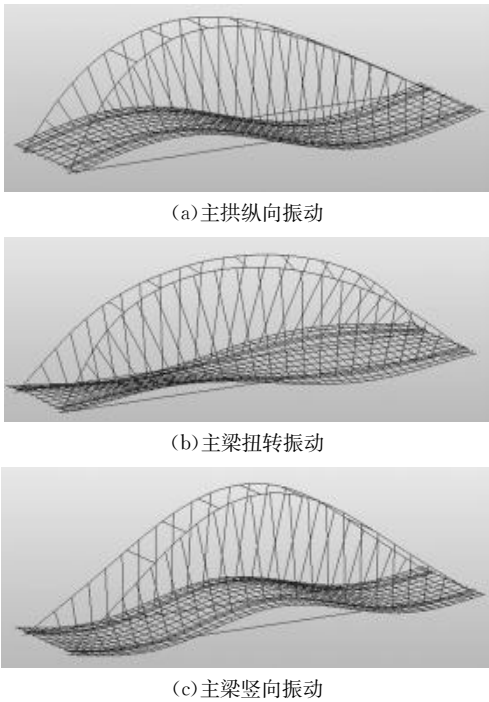


图 7 桥梁典型振型模态图

该桥采用提篮拱桥结构,横撑为一字型横撑,有必要对其稳定性进行分析。整体稳定性分析主要考虑结构自重、二期恒载、吊杆力、汽车及人群等荷载使拱圈产生最大压力的最不利荷载组合^[6-7]。前 2 阶稳定系数如表 2 所示。

表 2 桥梁前二阶稳定分析结果表

模态号	特征值系数	失稳模态
1	12.20	主拱肋纵向失稳
2	19.85	主拱侧向肋扭转失稳

分析表 2 可知,该提篮拱桥一阶失稳特征系数为 12.20,满足规范对拱桥规定的最小失稳特征系数为 4 的要求。典型失稳模态如图 8 所示。

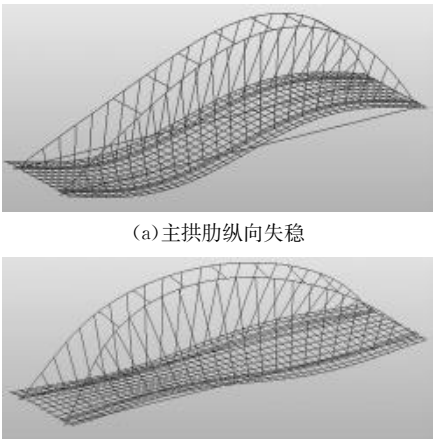


图 8 桥梁典型失稳模态图

4 结语

本文以某宽幅钢箱提篮拱桥为分析对象,得出主要结论如下:

- (1)在两种极限状态最不利荷载组合作用下,拱圈最大压应力为171.6 MPa,出现在拱肋 1/4 位置处,拱圈最小压应力为57.6 MPa,出现在接近拱圈顶部位置,钢纵梁最大压应力为91.08 MPa,钢纵梁最大拉应力为120.34 MPa,均出现在拱脚位置处,满足公路钢桥规范对钢材强度设计值270 MPa的要求。
- (2)成桥状态下,在最不利荷载作用下吊杆最大应力处为跨中吊杆,最小应力处为边吊杆,吊杆最大应力为628.8 MPa,最小应力为440.1 MPa,吊杆最大安全系数为3.6,最小安全系数为2.52,满足规范规定2.5的要求。
- (3)从结构动力特性分析可知,该桥一阶振型为纵向振动,扭转及竖向振型出现相对较晚,表明该桥纵向刚度较小,扭转及竖向刚度较大。同时,一阶失稳特征系数为12.20,满足规范对拱桥规定的最小失稳特征系数为4的要求。

参考文献

[1]李国普,李斐然.大跨度连续下承式钢箱拱桥设计[J].世界桥梁,2016,44(2):12-15,36.
[2]李龙,梁长海,周伟明,等.小边跨梁拱组合体系桥梁结构性能分析与成桥荷载试验验证[J].公路,2019,64(4):151-155.
[3]王朝进.空间 Y 型拱桥抗震性能及减震控制研究[D].北京:北京工业大学,2022.
[4]董淑喜,靳奉涛.青岛海湾大桥沧口航道桥自振特性分析[J].公路,2009(9):11-13.
[5]李龙,梁长海,施文杰.速度锁定器在大跨度钢箱网状拱桥中的减震性能分析[J].中外公路,2020,40(5):196-199.
[6]颜全胜,徐升桥.大跨度钢管混凝土拱桥的稳定承载力分析[J].铁道标准设计,2003(7):16-18.
[7]黄云,张清华,叶华文,等.钢管混凝土系杆拱桥空间稳定性分析[J].桥梁建设,2014,44(4):50-56.

收稿日期:2024-11-05

不同围岩状态下爆破荷载开挖对铁路隧道的振动响应分析

陈炳霖

(广西交通职业技术学院, 广西 南宁 530023)

摘要: 文章以南方某铁路隧道工程为研究背景, 综合已有研究成果, 通过试验和数值模拟, 分析不同围岩状态爆破荷载作用下隧道振动响应的特征, 揭示了石英岩和花岗岩在振动响应上的显著差异, 包括振幅、抗爆破荷载能力以及爆破波传播速度, 指出这些差异主要受围岩的强度和密度的影响, 且围岩强度和密度较小的隧道需要采取更多的加固措施。研究成果可为隧道工程的安全施工和设计提供科学依据。

关键词: 铁路隧道; 围岩状态; 爆破荷载; 振动响应; 有限元分析

中图分类号: U459.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.046

文章编号: 1673-4874(2025)07-0153-04

0 引言

随着城市化不断推进, 围岩隧道在现代交通和基础设施中发挥着至关重要的作用。为了应对复杂的地质条件, 通常需要采用爆破工程来建设这些隧道。尽管爆破是一种常见而有效的工程施工方法, 但其潜在的振动效应可能对隧道结构和周边环境产生重要影响^[1]。

对隧道爆破振动的研究一直是一个备受关注的课题。张玉成等^[2]针对爆破荷载数值模拟中施加荷载方法的不足, 提出了一种基于圣维南荷载等效原理的等效荷载施加方法, 即通过将得到的等效荷载施加在含有孔洞的结构上, 模拟爆炸效果; 研究结果与现场实测结果比较接近, 为爆破振动动力问题的数值分析提供了合理的参考。为了控制新建隧道爆破施工对既有铁路隧道衬砌的安全性影响, 曹明星等^[3]通过现场监测、理论计算和数值模拟研究了既有铁路隧道在爆破荷载下的应力分布和振动传播规律, 并建立了 PPV 与最大主应力的关系模型。谢晓锋等^[4]通过动力有限元软件建立 15 个三维模型, 研究了立交下穿隧道与既有隧道不同最小净距时的响应变化规律, 并提出了施工减振措施, 为立交隧道钻爆施工提供了借鉴依据。

在实际工程中, 围岩的物理性质和状态对爆破振动响应产生一定的影响。然而, 现有文献对于不同围岩状态下的爆破振动响应特征尚未有系统深入的研究。因此, 本文旨在综合已有研究成果, 通过试验和数值模拟, 深入分析不同围岩状态下爆破荷载作用下隧道振动响应的特征, 为隧道工程的安全施工和设计提供科学依据。

1 工程概况

本文所涉及的工程项目位于我国南方, 是一项连接华中地区重要交通枢纽的铁路隧道工程。该隧道全长 10.2 km, 穿越多种不同类型的围岩地层, 包括花岗岩、石英岩和玄武岩等。由于地质构造复杂, 该隧道工程具有

一定挑战性, 且附近存在高架桥施工项目, 由爆破作业引起的振动响应可能对其工作安全性及隧道结构产生影响^[5]。因此, 有必要深入研究爆破振动响应, 以确保隧道施工的安全性并满足铁路施工的要求。

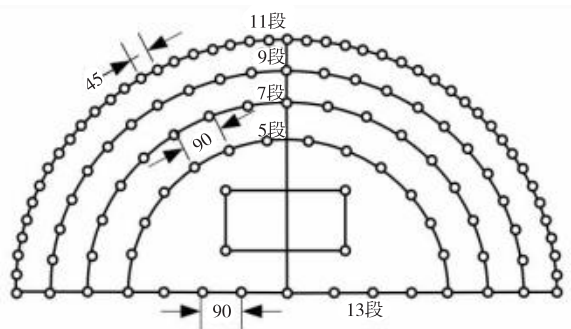


图1 新建隧道炮眼布置简图

为了加速隧道开挖进度, 采用爆破法进行施工。新建隧道位于山体的底部位置, 隧道炮眼布置如图1所示。为了全面了解在不同围岩状态下爆破振动响应的特征, 在隧道工程现场进行了一系列系统的试验, 并记录了不同爆破荷载下的振动响应数据, 包括振动加速度、振幅等参数。这些试验数据将为后续的数值模拟研究提供重要的依据。

2 数值模拟

2.1 隧道有限元模型

本文采用有限元软件 Abaqus 对受内部爆炸荷载作用的围岩隧道进行建模分析, 整体坐标以新建隧道掘进方向为 X 轴, 隧道纵向为 Y 轴, 铅垂方向为 Z 轴。整体模型的横截面尺寸为 $45\text{ m} \times 45\text{ m}$, 模型中的隧道长度为 60 m 。隧道衬砌的厚度保持为 0.2 m 。在当前分析中, 覆土深度为 13 m , 隧道直径为 8 m , 且 TNT 位于隧道 X 轴方向的中心位置。

作者简介: 陈炳霖(1988—), 工程师, 讲师, 研究方向: 土木工程、建筑学。

如图2所示为隧道模型的网格划分简图,图中隧道衬砌和围岩模型使用了 C3D8R 单元类型,TNT 和空气采用 EC3D8R 单元类型,且单元的长宽比保持为 1。为了进一步细化网格尺寸,以隧道拱顶部的振动位移为参考,对不同的网格尺寸进行了计算精度的比较,对比数据表明在 0.1 m、0.08 m 和 0.06 m 等网格尺寸下,精度差异较小,可以忽略不计,考虑到计算效率,将模型的单元尺寸设置为 0.1 m。即采用 0.1 m 的网格尺寸对围岩隧道进行网格划分,总共划分单元 131 587 个。

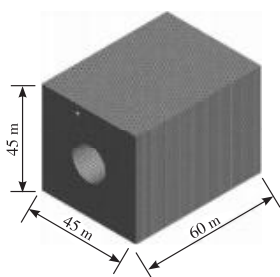


图2 隧道模型的网格划分简图

为了防止有限元分析软件中模型边界处的应力波反射对计算结果造成影响,通常会采用曲面阻尼弹簧来实现。这意味着在有限元模型的四周和底面上,可以施加弹簧阻尼边界。一般情况下,采用 Lysmer 和 Wass 提出的黏性边界,其振波中 P 波(纵波)和 S 波(横波)的阻尼比计算公式如式(1)和式(2)所示^[6]。

$$C_p = \rho A \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \gamma A \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\gamma g}} \quad (1)$$

$$C_s = \rho A \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \gamma A \sqrt{\frac{G}{\gamma g}} \quad (2)$$

式中: λ ——体积弹性系数/($\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$);
 G ——剪切弹性系数/($\text{N} \cdot \text{m}^{-3}$);
 A ——隧道截面积/ m^2 ;
 γ ——黏性边界相关系数;
 g ——重力系数。

2.2 爆破载荷模拟

为了模拟 TNT 爆炸载荷,在有限元软件中采用 CEL 算法进行建模。CEL 模型使用 JWL 材料模型对 TNT 爆破过程进行数值模拟。其中,JWL 状态方程的形式如式(3)所示。在 JWL 状态方程中,左侧的前两个指数项代表爆炸过程中产生的高压,而右侧的最后一项则为低压项,主要用于表示由爆炸引起的体积变化。模型中所需的 TNT 性能参数如表 1 所示^[7]。

$$p = A \left(1 - \frac{\omega}{R_1 \rho}\right) e^{-R_1 \rho} + B \left(1 - \frac{\omega}{R_2 \rho}\right) e^{-R_2 \rho} + \omega p_{\text{int}} \quad (3)$$

式中: p ——TNT 炸药的爆破压力/GPa;
 R_1, R_2, ω ——TNT 炸药的材料常数;
 A, B ——TNT 炸药的压力大小/GPa;
 $\bar{\rho}$ ——爆炸物在固态时的密度与当前密度(ρ)之间的比值;

e_{int} ——在大气压下的特定内能。

TNT 和空气建模的 CEL 方法通过 Abaqus 中的 EVF 选项实现。EVF 选项的主要功能是通过拉格朗日模型的流动来填充欧拉模型部分,同时确保与其他部分的边界相互作用。EVF 的取值范围在 0 和 1 之间,用以定义材料中的空隙数量。在本文中,TNT 材料的 EVF 取值为 1,表示没有任何空隙。此外,空气的 EVF 取值为 0.7,即假设存在 30% 的空隙。为了确保欧拉模型和拉格朗日模型部分之间的正确交互,采用全局硬接触设定^[8]。

表1 JWL 材料模型中 TNT 炸药的特性表

参数	值
密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	1 580
爆破波速/($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	6 829
A/GPa	372
B/GPa	2.67
ω	0.36
R_1	3.99
R_2	0.89
爆破能密度/($\text{kJ} \cdot \text{kg}^{-1}$)	3 638

2.3 模型验证

为了验证模型的准确性和可靠性,采用数值模拟和试验数据的综合分析。选取隧道顶部位置 Z 轴方向的振动数据,对比数值模拟结果与实测数据,将比较结果整理如表 2 所示。从误差百分比可以得出,数值模拟与实测数据基本一致,最大误差不超过 8%,在可接受的范围内。这表明本文建立的模型具有较高的准确性,为进一步的仿真分析和振动控制提供了可靠的理论依据。

表2 实测值与数值模拟值对比表

爆破载荷/kg	实测变形量/mm	数值模拟变形量/mm	误差/%
0.15	9.3	8.696	6.5
0.30	8.6	7.92	7.9
0.46	12.2	11.81	3.2

3 不同围岩状态下的爆破振动响应分析

为了深入分析不同围岩状态下的爆破振动响应特性,进一步在上文的隧道模型基础上,分别建立玄武岩、花岗岩和石英岩三个几何形状相同但性质不同的围岩隧道。选取了五个位置作为数据采集点,包括隧道顶部、隧道右侧、隧道地表,以及沿隧道长度的隧道顶部和隧道地表。爆炸分析的持续时间设定为 50 ms。

当围岩隧道受到 TNT 炸药的爆破载荷时,地表同样也会发生振动。首先选取隧道中部的地表位置作为数据采集分析点。如图 3 所示,分别记录了玄武岩隧道、花岗岩隧道和石英岩隧道地表的振动加速度(a)随时间(t)的响应情况。从图 3 可以看出,石英岩隧道最早出现加速度峰值,其次是玄武岩围岩隧道,最后为花岗岩围岩隧

道。此外,石英岩围岩隧道的振动峰值最大。这种不同围岩隧道中加速度峰值出现顺序的行为差异主要是由于振动剪切波在密度较大的围岩中传播速度更快,说明石英岩的密度最大。

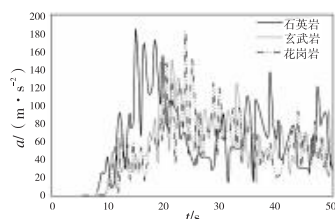


图3 不同围岩状态下隧道的加速度-时间响应曲线图

如图4(a)和图4(b)所示,分别为隧道顶部位置和右侧位置处玄武岩隧道、花岗岩隧道和石英岩隧道的加速度随时间的响应情况。由图4可知,在隧道顶部的加速度响应中,石英岩隧道的加速度值最大,达到4 900 m/s²,而花岗岩隧道的加速度值最小,仅为3 420 m/s²。然而,在隧道右侧的加速度响应中,情况则恰恰相反,即花岗岩隧道的加速度值最大,而石英岩隧道的加速度值最小。不同位置观测到的加速度响应差异主要源于围岩物理性质在空间中的不均匀分布,这种不均匀性可能来自围岩的构造、密度、裂隙分布等因素^[9]。因此,在建立仿真模型时,还需要充分考虑地质条件的复杂性,以更准确地模拟不同位置的围岩响应情况。

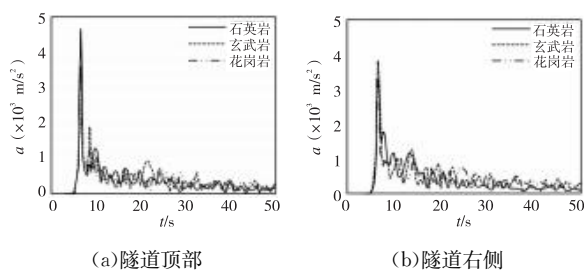


图4 不同围岩状态下隧道的加速度响应曲线图

为了确定玄武岩、花岗岩和石英岩的强度差异的影响,进一步分析这些围岩隧道的速度(v)与时间(t)响应情况。如图5所示为不同围岩状态隧道地表的加速度响应。此外,图6(a)和(b)分别为隧道顶部和右侧的速度响应情况。

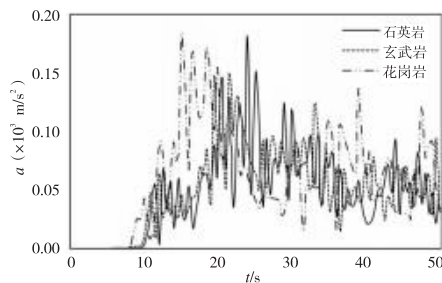


图5 隧道地表处不同围岩状态下的加速度响应曲线图

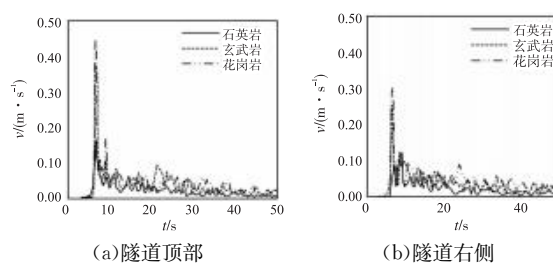


图6 不同围岩状态下隧道的速度响应曲线图

由图5和图6可知,不同围岩状态隧道中,花岗岩隧道表现出最大的速度值,而石英岩隧道则呈现最小的速度值,这进一步验证了花岗岩隧道的脆弱性,与之相反,石英岩隧道展现出更高的强度。因此,相对于花岗岩隧道而言,石英岩隧道在安全性方面表现更为可靠。此外,隧道顶部的速度值大于右侧位置,说明隧道顶部相对于右侧更容易遭受损害。

如图7所示,研究了隧道中心位置地表在不同时刻的变形位移(d)变化情况,以比较不同围岩在受到爆破冲击时的变形特征。由图7可知,花岗岩的变形量最大,而石英岩的变形量最小。这是因为花岗岩的强度相较于石英岩和玄武岩较弱,而石英岩的强度相较于玄武岩较弱。围岩隧道的位移响应在一定程度上与围岩的强度近似成正比。

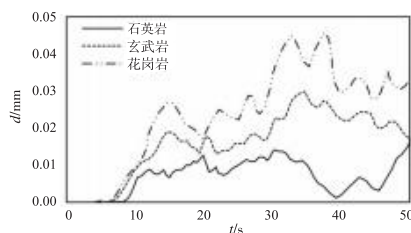


图7 隧道地表处不同围岩状态下的位移响应曲线图

根据图8(a)和图8(b)中的数据,可以观察到在三种不同围岩状态下隧道的顶部和右侧位置,变形(位移)随时间的变化在6~12 ms内达到了最大值。由此推断,爆炸波与隧道边界发生相互作用的时间主要集中在6~12 ms。针对玄武岩、花岗岩和石英岩,其隧道顶部的最大变形分别为0.22 mm、0.28 mm和0.09 mm。在隧道右侧位置,花岗岩隧道、玄武岩隧道和石英岩隧道的变形分别为0.18 mm、0.25 mm和0.10 mm。由此可见,花岗岩隧道的变形量高于石英岩隧道,而玄武岩隧道的变形处于中间水平。

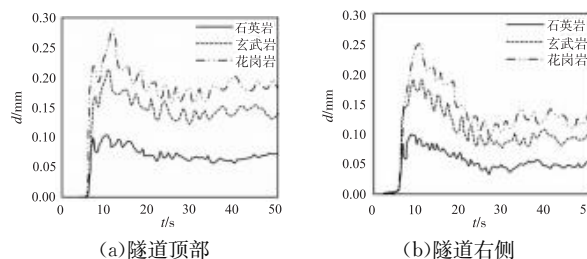


图8 不同围岩状态下隧道的位移响应曲线图

在图 9(a)中,对比了不同围岩状态下隧道轴向方向地表的变形特征。从图 9 可以看出,整体石英岩隧道的变形较小,而花岗岩隧道则发生了显著的变形。这说明相对于玄武岩和石英岩隧道而言,花岗岩隧道更容易发生变形。因此,在花岗岩中建造的隧道相比在玄武岩和石英岩中建造的隧道需要更强的加固措施,以满足防爆设计的要求。

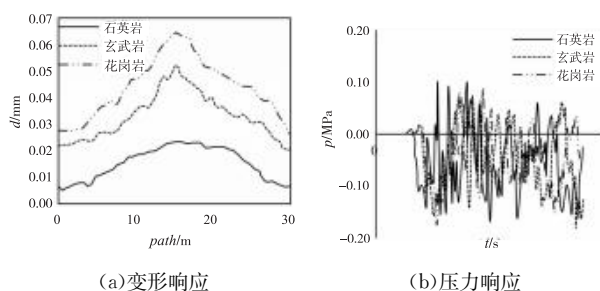


图 9 隧道地表处不同围岩状态沿隧道长度的变形和压力响应曲线图

图 9(b)展示了玄武岩隧道、花岗岩隧道和石英岩隧道在承受爆破荷载时压力(P)的变化情况。观察到石英岩隧道的压力波持续时间最短,而花岗岩隧道中则出现了持续时间最长的压力波,由于这一差异,花岗岩隧道成为受变形最显著的围岩。如果围岩的压力波持续时间最长,那么就可能产生最大的变形。

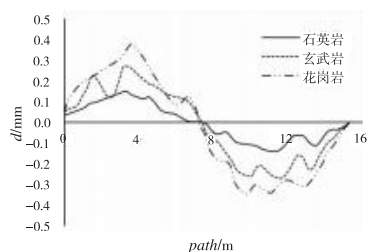


图 10 不同围岩状态下隧道沿直径的垂直变形曲线图

为了比较不同围岩状态下隧道在沿着直径路径($path$)的变形行为,绘制了图 10 所示的爆破位置横截面变形曲线图,横截面路径从右侧开始延伸至左侧。由图 10 可知,所有不同围岩的隧道顶部均向上移动,而底部则向下移动。隧道横截面的变形行为表明,在爆破事件中,爆炸波已导致隧道内表面向各个方向扩展,而两侧的变形在一定程度上呈对称性。

基于以上分析,为了减轻爆破振动对周围环境和结

构的影响,实际工程中可根据具体的地质条件和围岩状态,有针对性地选择合适的爆破参数,调整爆破荷载的大小和分布,采用减振爆破技术,并在设计阶段考虑振动控制措施等,降低振动对周边环境和结构的影响,以确保工程的安全和稳定。

4 结语

本文通过对不同围岩状态下爆破振动响应特征的深入分析,旨在为围岩隧道建设和爆破工程提供科学依据,并得出以下结论:

(1)不同围岩在爆破振动响应上表现出显著的差异。石英岩通常呈现较小振幅,而花岗岩则表现出较大振幅,这种差异主要受围岩密度和强度的影响。

(2)石英岩隧道相对能更有效地抵抗爆破荷载,而花岗岩围岩隧道则承受能力较弱,表明围岩的物理特性和结构对其在爆破条件下的稳定性具有重要影响。

(3)在花岗岩隧道中,爆破波以较高的加速度和速度传播,导致较高的压力,从而引发花岗岩隧道的最大变形,这进一步揭示不同围岩对爆破波的传播速度和能量吸收存在显著差异。

参考文献

- [1]《中国公路学报》编辑部.中国隧道工程学术研究综述·2015[J].中国公路学报,2015,28(5):1-65.
- [2]张玉成,杨光华,刘鹏,等.爆破荷载在数值计算中的等效施加方法研究[J].地下空间与工程学报,2012,8(1):56-64.
- [3]曹明星,严松宏,郑永强,等.邻近隧道爆破振动响应分析[J].工程爆破,2025,31(1):130-138.
- [4]谢晓峰,吴从师,邓小钊,等.立交下穿隧道爆破振动对既有隧道影响研究[J].中外公路,2013,33(6):208-212.
- [5]熊炎林,种玉配,齐燕军,等.聚能爆破在隧道开挖成型控制中的仿真试验研究[J].爆破器材,2019,48(4):54-59.
- [6]Zaid M, Sadique R. The response of rock tunnel when subjected to blast loading: Finite element analysis[J]. Engineering Reports, 2020, 3(2): 12293.
- [7]种玉配,熊炎林,齐燕军.轴向不耦合装药结构形式优化仿真研究[J].工程爆破,2018,24(2):1-7.
- [8]钟彦之.新建高速公路隧道下穿既有铁路隧道施工影响分析[J].四川建筑,2021,41(6):98-100,104.
- [9]梁琨,王树欣,张宪堂,等.大跨度小净距隧道爆破振动响应研究[J].爆破,2021,38(2):67-72,159.

收稿日期:2024-11-21

基于 LightGBM 的下穿施工高速公路桥梁墩台沉降预测方法

钟晓云

(广西壮族自治区高速公路发展中心南宁分中心, 广西 南宁 530025)

摘要: 文章以某既有特大桥为例, 提出了一种基于 LightGBM 的高速公路桥梁墩台沉降曲线预测方法, 构建了考虑施工不同阶段、下穿施工与桥梁墩台距离、管道数量及间距的沉降预测模型, 将差异化因素量化输入至 LightGBM 模型作为数据集, 丰富了桥梁墩台沉降预测的考虑因素。同时, 对该方法的预测效果进行了工程实例分析和评估, 并与曲线拟合法及 XGBoost 模型进行了对比分析, 结果显示, LightGBM 模型的平均绝对误差、均方根误差及准确率均优于其他两种算法, 实现了考虑复杂因素的沉降预测, 能够更加准确地描述下穿施工对高速公路桥梁墩台的沉降规律, 提高桥梁墩台沉降预测的准确率。

关键词: 公路桥梁; 沉降预测; LightGBM; 下穿施工; 现场监测

中图分类号: U443.2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.047

文章编号: 1673-4874(2025)07-0157-04

0 引言

随着《“十四五”现代综合交通运输体系发展规划》的实施, 我国交通运输网络规模不断扩大。受制于前期规划、经济基础以及土地资源等因素, 出现越来越多公路线路近接甚至交叉的情况。对于高速公路桥梁而言, 周边环境施工极有可能引起桥梁墩台发生不均匀沉降, 进而导致轨道处于动态不平顺状态, 严重影响高速公路安全运营^[1-2]。因此, 研究周边环境施工对高速公路桥梁墩台沉降预测的影响具有十分重要的工程意义。

目前, 高速公路桥梁墩台的沉降预测主要采用的非机器学习方法包括曲线拟合模型预测法、星野法、灰色系统模型预测法^[3-4]等。由于曲线拟合模型预测法的建模简单, 并且能够较好地反映桥梁墩台随着时间增加而呈现的沉降量趋势, 在实际工程中被广泛应用。但在高速公路桥梁的施工环境下, 极容易出现不规律的沉降, 这也给非机器学习算法应用在实际施工环境下的高速公路桥梁墩台沉降预测造成了极大的困难。近年来, 随着机器学习技术的快速发展, 机器学习方法也被广泛应用在沉降预测当中, 其中被应用的机器学习模型主要包括 BP 神经网络^[5]、支持向量机^[6]、XGBoost^[7]等。这些模型应用在沉降预测中表现出了良好的性能, 但是目前的研究并未考虑不同施工环境对桥梁墩台沉降的影响, 因此进一步细化研究不同施工环境下的沉降预测可以更好地服务于工程实践。

基于此, 本研究依托某高速公路实际工程, 综合现场不同施工环境下的高速公路桥梁墩台沉降实测数据, 结合 Light Gradient Boosting Machine (LightGBM) 模型构建沉降预测模型。曲线拟合法、XGBoost 法被选择用于对比 LightGBM 模型的测试效果。

1 预测模型

1.1 曲线拟合模型

高速公路桥梁墩台的沉降会随着时间增加而累积。此外, 受施工影响也会呈现不均匀沉降。在实际工程中, 由于曲线拟合法的建模简单及能反映实际沉降规律而被广泛应用。通常, 高速公路桥梁墩台沉降的曲线拟合法包括双曲线法、指数曲线法、对数曲线法和多项式拟合法等^[8]。曲线拟合法通常是采用经验公式得到的, 尽管在预测效果方面有着不错的效果, 但是由于岩土体的复杂性及时间的不确定性, 仍有一定的不足。曲线拟合法的公式如式(1)所示:

$$S_t = f(t) \quad (1)$$

式中: S_t ——公路路基 t 时刻的沉降量;

$f(t)$ ——不同的曲线拟合公式;

t ——时间。

1.2 XGBoost 模型

XGBoost (Extreme Gradient Boosting) 是基于梯度提升树的机器学习算法^[9], 是一种高效而强大的模型, 广泛应用于数据科学和机器学习领域。XGBoost 结合了梯度提升算法的优点, 并在此基础上进行了改进, 使其在许多机器学习任务中取得了显著的成功。XGBoost 模型的目标函数如下:

$$O_{b,j} = \sum_i l(y_i, \hat{y}_i) + \sum_k \Omega(f_k) \quad (2)$$

式中: l ——一个可微的凸损失函数, 用于测量预测和目标之间的差异;

Ω ——正则化项函数;

f_k ——第 k 个决策树分支。

1.3 LightGBM 模型

LightGBM 模型是通过改进 XGBoost 模型而得到的。与 XGBoost 模型相比, LightGBM 模型主要有四个优化^[10]。

作者简介: 钟晓云 (1977—), 工程师, 主要从事高速公路交通安全、涉路施工交通组织、高速公路养护、服务区和行业安全生产的监管等工作。

(1)LightGBM 模型使用叶分裂算法而不是水平分裂算法作为树的生长策略。叶分裂算法比水平分裂算法产生的误差更小,从而使精确度更高。

(2)LightGBM 模型使用直方图算法,可以在特征离散化后只保存 bin 值,这样可以减少内存消耗,从而提高计算速度。

(3)LightGBM 使用基于梯度的单边采样(GOSS)算法,保留了具有较大梯度的样本,并随机地对较小梯度的样本进行采样,这个过程减少了计算的工作量。

(4)LightGBM 使用相互排斥特征捆绑(EFB)算法,将多个特征捆绑起来形成新的特征,从而提高计算速度。

相比较 XGBoost 算法,LightGBM 模型在提高运算速度的基础上,实现了更高的精确度。本研究通过 Python 编程软件实现 XGBoost 与 LightGBM 模型的桥墩沉降预测。

2 工程背景与现场监测

2.1 工程背景

某既有公路与某既有特大桥正交,既有特大桥为高速公路桥梁,计划从 111#、112# 墩台中间穿过,其位置关系如图 1 所示。既有特大桥全长 $>7\,000\text{ m}$,为标准跨度 32.7 m 简支梁桥。公路所下穿的 111# 桥墩承台下半部尺寸为 $9.9\text{ m} \times 7.7\text{ m} \times 1.5\text{ m}$,上半部尺寸为 $6\text{ m} \times 5\text{ m} \times 1\text{ m}$,桩基为 8 根直径 1 m 、桩长 33 m 的钻孔桩;112# 桥墩承台尺寸为 $5.2\text{ m} \times 7.5\text{ m} \times 2.5\text{ m}$,桩基为 6 根直径 1 m 、桩长 35 m 的钻孔桩。而既有公路下设多条市政管线,基坑最大开挖深度为 4.8 m 。开挖土层主要以粉质黏土为主,具有一定的黏聚力,其放坡开挖过程势必会引起桥墩沉降、变形。

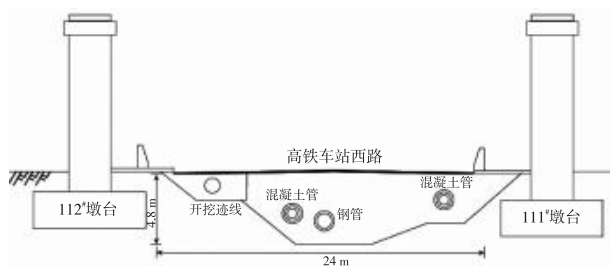


图1 既有公路与既有特大桥位置关系示意图

2.2 监测方案

现场监测采集既有特大桥桥墩的动力响应数据,监测内容主要包括 110#~113# 桥墩的沉降位移、横向变形、纵向变形监测以及倾斜变形等。其中,根据《公路路政勘查技术规范》(JTG/T4240—2024)^[11],沉降观测选用电子水准仪配合钢钢尺测量,墩柱倾斜采用倾角仪进行无线测量,墩顶的变形监测采用徕卡 TS60 高精度全站仪+植筋悬挂棱镜方法进行检测。墩柱测点布置如图 2 所示,上排位移变形测点布置在桥墩顶面,下排倾斜变形测点和沉降测点位于承台顶面上方约 1 m 处。

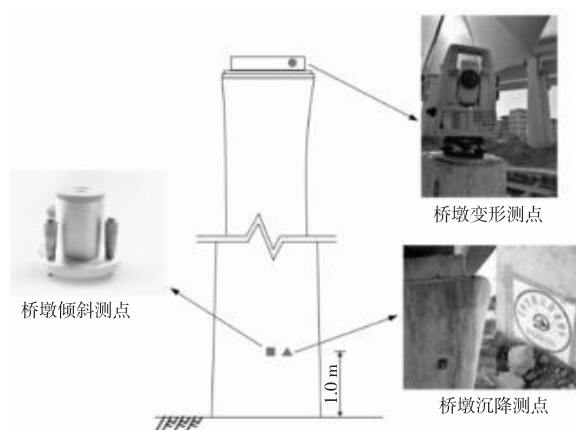


图2 桥墩现场监测测点布设示意图

2.3 监测结果分析

本研究主要针对桥墩沉降进行预测,故对实际监测过程中的横向变形、纵向变形监测以及倾斜变形结果不再进行介绍。如图 3 所示为 110#~113# 墩台在高铁车站西路放坡开挖阶段、管道安装及回填阶段以及工后观测阶段的沉降位移变化曲线。由图 3 可以发现,临近墩台的沉降均 $<4\text{ mm}$,满足规范要求(限值为 $\pm 6\text{ mm}$)。其中,被下穿的 111# 和 112# 墩台受道路施工影响较大,在放坡开挖阶段墩台沉降为 1.55 mm ,在管道安装和回填施工阶段墩台沉降继续增大至 3.22 mm ,回填结束一段时间后墩台沉降趋于平稳;而距离较远的 110# 和 113# 墩台几乎不受施工影响,仅在放坡开挖阶段发生轻微沉降,在开挖完成后沉降趋于稳定。

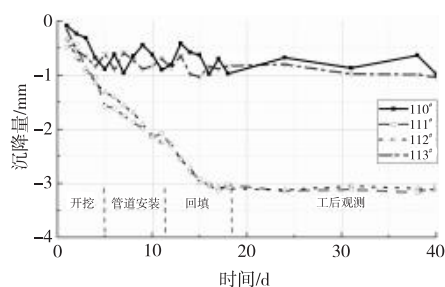


图3 墩台沉降位移变化曲线图

3 数据处理及结果分析

3.1 数据处理

对于非机器学习模型,无须进行数据处理,直接依据真实的监测数据结合最小二乘法选取合适的曲线进行拟合。

在本研究中,对于测试对比的机器学习 XGBoost 和 LightGBM 模型,则分别考虑不同参数进行数据处理,包括以下内容:

(1)构建施工阶段特征参数:根据下穿施工的实际施工过程,将其划分为 4 个阶段,包括开挖阶段、管道安装阶段、回填阶段及工后观测阶段,并为不同的施工阶段进

行特征化赋值,以确保机器学习模型可以学习到不同施工阶段对高速公路桥梁墩台沉降的影响。其中,开挖阶段、管道安装阶段、回填阶段及工后观测阶段分别赋值为1、2、3、4。

(2)构建施工影响范围特征参数:下穿施工对不同距离下的高速公路桥梁墩台会产生不同的沉降影响,因此根据下穿施工与高速公路桥梁墩台的实际距离,构建距离参数能够进一步细化下穿施工对高速公路桥梁的沉降影响。根据现场特大桥施工工程的实际情况,111#和112#墩台边界距离施工道路中心线距离均为12 m,110#和111#墩台、112#和113#墩台距离均为32.8 m,因此分别确定110#~113#墩台之间的距离特征参数为44.8 m、12 m、12 m、44.8 m。

(3)构建管道距离及管道数量特征参数:在实际施工过程中,管道安装的数量及管道与桥梁墩台的距离也会影响桥梁墩台的沉降量,因此进一步考虑管道距离及数量的特征参数可以进一步提高沉降预测的准确率。根据施工工程的实际情况,在111#与112#桥梁墩台之间,存在4条管道。4条管道与111#桥梁墩台的距离分别为4 m、12 m、14.2 m和19.7 m,与112#桥梁墩台的距离分别为4.3 m、9.8 m、12 m和20 m。

(4)对观测的桥梁墩台沉降数据进行归一化:这一步骤的目的是提高机器学习模型的学习能力并进一步提高模型的预测精度。归一化的方法为最大最小归一化方法,即将桥梁墩台的监测数据的最大值映射到1,最小值映射到0,变化公式如式(3)所示:

$$x^* = (x - x_{\min}) / (x_{\max} - x_{\min}) \quad (3)$$

式中: $x_{\max}$ ——样本数据的最大值;

$x_{\min}$ ——样本数据的最小值。

(5)划分模拟预测集:得到的实际监测共包含40 d 22次监测数据,本研究选取第1~17次的监测数据作为模拟数据,第18~22次的监测数据作为预测数据。

3.2 评价指标

为了进一步量化本文提出的模型在公路路基沉降的预测效果,本文选取平均绝对误差(Mean Absolute Error, MAE)、均方根误差(Root mean squared error, RMSE)及预测准确率(Accuracy)作为评价指标,其中,3个指标的计算公式如式(4)至式(6)所示:

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i - \hat{y}_i| \quad (4)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N-n} \sum_{i=1}^N [y_i - \hat{y}_i]^2} \quad (5)$$

$$Accuracy = \frac{TP}{TP + FP} \quad (6)$$

式中: y_i ——高速公路桥梁墩台沉降的真实值;

$\hat{y}_i$ ——模型预测的高速公路桥梁墩台沉降值;

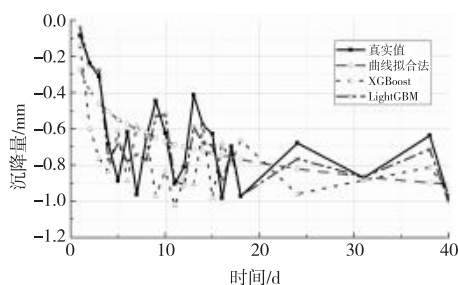
$[n+1, N]$ ——预测区间范围。

True Positive(TP);被定义为模型预测值与真实值的误差 <0.2 mm;False Positive(FP)被定义为模型预测值与真实值的误差 >0.2 mm。

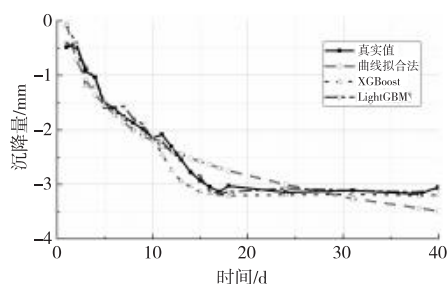
3.3 结果分析

本研究选取了不同的曲线拟合法进行分析,当选用对数函数时,110#~113#桥梁墩台的沉降相关性达到最好。因此本研究选用对数函数曲线拟合模型进行分析。

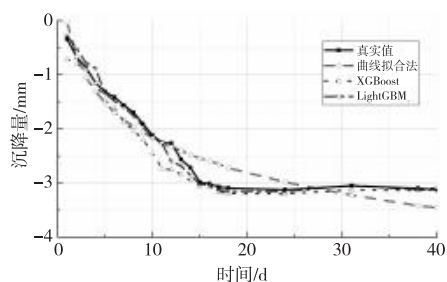
如图4所示给出了曲线拟合法、XGBoost模型及LightGBM模型的预测效果。各方法的沉降预测结果如表1及表2所示,如表3所示给出了各方法的沉降预测精度指标。



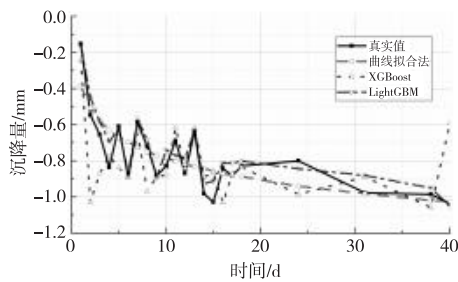
(a)110# 桥墩



(b)111# 桥墩



(c)112# 桥墩



(d)113# 桥墩

图4 不同模型对各桥墩沉降量的预测效果曲线图

表 1 110# 和 111# 墩台各方法沉降预测值对比表 单位:mm

监测 次数	观测值		曲线拟合法		XGBoost 法		LightGBM 法	
	110#	111#	110#	111#	110#	111#	110#	111#
18	-0.95	-3.04	-0.76	-2.74	-0.66	-3.21	-0.97	-3.14
19	-0.68	-3.14	-0.81	-3.00	-0.96	-3.19	-0.77	-3.07
20	-0.88	-3.11	-0.86	-3.24	-0.88	-3.17	-0.86	-3.11
21	-0.66	-3.18	-0.89	-3.43	-0.81	-3.21	-0.71	-3.14
22	-0.98	-3.05	-0.90	-3.48	-0.95	-3.19	-1	-3.07

表 2 112# 和 113# 墩台各方法沉降预测值对比表 单位:mm

监测 次数	观测值		曲线拟合法		XGBoost 法		LightGBM 法	
	112#	113#	112#	113#	112#	113#	112#	113#
18	-3.07	-0.83	-2.71	-0.88	-3.18	-0.87	-3.15	-0.8
19	-3.12	-0.79	-2.98	-0.93	-3.2	-0.84	-3.14	-0.84
20	-3.06	-0.97	-3.22	-0.98	-3.13	-0.99	-3.06	-0.88
21	-3.11	-0.99	-3.40	-1.0	-3.14	-0.89	-3.11	-0.95
22	-3.12	-1.03	-3.45	-1.02	-3.11	-1.06	-3.14	-1.05

表 3 110# ~113# 墩台各方法沉降精度指标对比表

预测方法	桥梁 墩台号	MAE /mm	RMSE /mm	Accuracy /%
曲线拟合法	110#	0.12	0.14	80%
	111#	0.25	0.27	40%
	112#	0.25	0.27	40%
	113#	0.04	0.06	100%
XGBoost 法	110#	0.15	0.19	60%
	111#	0.09	0.10	100%
	112#	0.06	0.06	100%
	113#	0.04	0.05	100%
LightGBM 法	110#	0.04	0.04	100%
	111#	0.04	0.05	100%
	112#	0.02	0.03	100%
	113#	0.04	0.05	100%

由表 3 可知,采用机器学习算法的预测准确率要比传统的曲线拟合法更高,在平均绝对误差、均方根误差及准确率方面均有体现。在 MAE 方面,曲线拟合法的最大 MAE 达到了 0.25 mm,而采用机器学习方法后,MAE 显著降低,其中 XGBoost 方法的最大 MAE 为 0.15 mm,LightGBM 方法的最大 MAE 仅为 0.04 mm。这一原因与 LightGBM 采用了不同的决策树模型的分割策略有关,可以更好地学习到样本的有效特征。在预测准确率方面,曲线拟合法、XGBoost 和 LightGBM 模型的平均预测准确率分别达到了 65%、90% 及 100%。此外,在 RMSE 方面,

LightGBM 模型的指标也均优于曲线拟合法及 XGBoost 方法。这些测试结果表明,LightGBM 模型可以作为一种可行的下穿施工高速公路桥梁墩台的沉降预测方法。

4 结语

本文以某既有特大桥为例,提出了一种基于 LightGBM 的高速公路桥墩沉降曲线预测方法,并对该方法的预测效果进行了工程实例分析和评估,主要结论如下:

(1)结合机器学习模型,构建了考虑施工不同阶段、下穿施工与桥梁墩台距离、管道数量及间距的沉降预测模型,将差异化因素量化输入至 LightGBM 模型作为数据集,丰富了桥梁墩台沉降预测的考虑因素。

(2)LightGBM 模型能够更加准确地描述下穿施工对高速公路桥梁墩台的沉降规律,提高了桥梁墩台沉降预测的准确率。结果显示,LightGBM 模型的预测误差 <0.2 mm 的准确率达到 100%,平均预测的绝对误差 <0.05 mm,可以为下穿施工高速公路桥梁墩台的安全风险评估提供重要的参考依据。

参考文献

[1]陈兆玮,翟婉明.基于列车振动的高速铁路桥墩沉降控制阈值[J].交通运输工程学报,2022,22(2):136-147.
[2]龚循强,汪宏宇,鲁铁定,等.基于 RLM-MC 的高速铁路桥墩沉降曲线预测方法[J].铁道学报,2022,44(10):142-149.
[3]文祥.近接道路施工对高速铁路桥梁墩台位移的影响研究[D].成都:西南交通大学,2018.
[4]姜浩.高速铁路桥梁墩台工后沉降分析与计算[D].北京:北京建筑大学,2016.
[5]Cai Hui, Wang Yulin, Song Chuanwang, et al. Prediction of Surface Subsidence Based on PSO-BP Neural Network[J]. Journal of Physics: Conference Series, 2022(1):012046.
[6]赵志刚,左仕,李清.基于支持向量机与神经网络法的路基沉降预测对比研究[J].路基工程,2015(4):15-19.
[7]夏汉庸,黄毅,尹和军,等.基于 XGBoost 算法的盾构施工地面沉降预测方法[J].铁道标准设计,2023,67(3):140-147.
[8]袁定辉,尹利华,张超,等.基于曲线拟合的路基沉降预测方法的稳定性分析[J].路基工程,2020(5):74-78.
[9]Chen, T.Q., Guestrin, C.. XGBoost: A Scalable Tree Boosting System. [J]. CoRR, 2016(6): 785-794.
[10]Qi, M.. LightGBM: A Highly Efficient Gradient Boosting Decision Tree. [C]//Neural Information Processing Systems Curran Associates Inc, 2017: 168-171.
[11]交通运输部公路科学研究院.公路路政勘查技术规范: JTG/T 4240—2024[S].北京:人民交通出版社,2024: 14-16.

收稿日期:2024-11-15

钢纤维增强混凝土材料性能及其在隧道衬砌中的应用综述

才金娜

(广西盛通工程质量检测有限公司, 广西 南宁 530010)

摘要: 隧道复杂的施工条件和多变的工程需求对网布加固混凝土衬砌提出了更高的要求, 而钢纤维增强混凝土(SFRC)被认为是一种理想的隧道衬砌材料。文章综述了 SFRC 的主要组成材料, 明确了 SFRC 作为隧道衬砌的优点。此外, 还分析了 SFRC 的实际应用案例, 强调了 SFRC 衬砌支撑结构对整体和局部稳定性的积极影响。

关键词: 钢纤维增强混凝土; 隧道衬砌; 材料性能; 应用研究

中图分类号: U455.91 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.048

文章编号: 1673-4874(2025)07-0161-03

0 引言

在过去几十年中, 混凝土与钢制品的结合体一直是基础设施建设中制造承重构件的可靠选择。在隧道工程中, 混凝土通常与钢拱、钢网和锚杆结合作为支撑, 以稳定挖掘出的隧道或洞穴。随着新奥法(NATM)在隧道工程中的日益推广, 喷射混凝土作为隧道衬砌的应用量不断增长, 这种水泥基混合物通过压力在封闭的管道系统内输送, 然后喷射到暴露的岩石表面, 形成一个支撑壳体^[1]。然而, 隧道断面的不规则性、地基间裂缝、衬砌的不均匀性以及钢筋网加固衬砌自身的可塑性差、易开裂和脆性破坏等问题, 严重限制了传统的钢筋网加固衬砌喷射混凝土技术在隧道工程中的应用^[2-4]。混凝土衬砌的逐渐恶化削弱了支撑结构的功能, 并对运行中的隧道构成潜在威胁。随着高速公路和铁路向地质条件更加复杂地区的发展, 新建道路中挖掘的隧道数量也不断增加, 对隧道衬砌材料提出了更高的要求。

纤维增强混凝土是一种通过在混凝土中添加纤维材料(如钢纤维、玻璃纤维、聚丙烯纤维等)来改善其性能的复合材料, 可以提高混凝土的机械性能、变形能力和耐久性, 广泛用于道路、桥梁和隧道施工中^[5-6]。其中, 钢纤维(SFs)具有高强度和模量、优异的延展性、耐腐蚀性和导热性, 使钢纤维增强混凝土(SFRC)成为常用的一种纤维增强混凝土材料^[7]。在隧道施工中, 尤其是在软岩或挤压地层中进行隧道挖掘时, 钢筋网加固衬砌无法满足稳定性要求是其面临的最大困难之一。盲目地提高混凝土强度或增加喷射混凝土衬砌厚度, 则需要耗费更多的时间和成本。因此, 采用具有更高承载能力和性能的 SFRC 衬砌被认为是一种较为可行的解决方案。SFRC 可以避免由于钢网与不规则岩体之间的不良接触而导致的应力集中, 有效控制岩石的过度变形, 同时节约施工时间。此外, SFRC 的黏结功能还能有效提升隧道结构稳定性。

对此, 本研究综述了 SFRC 的组成材料, 强调了 SFRC

作为隧道衬砌的优点。此外, 还总结了 SFRC 提升隧道衬砌用混凝土综合力学性能和一些实际应用案例, 强调了 SFRC 衬砌支撑结构对整体和局部稳定性的积极影响, 以期促进 SFRC 在隧道衬砌中的应用。

1 SFRC 的组成材料

SFRC 通常由五种成分组成, 包括钢纤维、水泥、骨料、水和添加剂, 根据具体工程需要而选择每种材料的具体品类。

(1) SFs。SFs 主要由冷拉钢丝、钢板或其他钢制品制成, 其截面形状为圆形、方形、矩形或不规则形状。同时, 其通常预制有弯曲或钩状末端、粗糙表面或波状孔洞, 旨在抑制纤维从混凝土基体中拉出, 从而显著提高混凝土的韧性。纤维的长度通常为 6~80 mm, 截面积为 0.1~1.5 mm², 相应直径为 0.15~1.2 mm。SFs 纵横比、体积分数和含量影响增强效果, 需要根据实际应用情况调整。

(2) 水泥。水泥可以将 SFRC 的骨料、SFs 和其他基质材料黏结在一起。可用于普通混凝土、高强度混凝土、超高强度混凝土、高性能混凝土、超高性能混凝土。

(3) 骨料。粗骨料通常是 SFRC 的骨架组件, 其几何形状不应大于纤维长度的 2/3, 通常为 5~20 mm。细骨料需要与粗骨料一起混合使用, 以充分利用各种材料的功能。最常见的天然骨料有砂、碎石、石灰石和硅灰等, 随着环境问题的日益严重, 再生骨料混凝土的应用引起了越来越多的关注^[8]。

(4) 水。制备 SFRC 对水没有严格要求, 可以采用市政用水或清洁水, 广泛使用的还是自来水。需要注意的是, 由于腐蚀作用, 避免使用海水或其他受污染的水。

(5) 添加物。为了满足实际隧道工程需求, 可以向 SFRC 中加入一定量的添加剂, 如减水剂、防冻剂、膨胀剂和促凝剂。根据实际施工需求, 可以向混合物中引入一种或多种添加剂。

作者简介: 才金娜(1991—), 工程师, 研究方向: 公路工程试验检测。

2 SFRC 材料性能

2.1 可施工性

SFRC 材料具有优异的可施工性,其搅拌性和浇筑性受 SFs 的长度、形状和含量的影响,通常需将 SFs 与混凝土充分均匀地混合,以确保钢纤维能够有效地分散在混凝土中。

2.2 机械性能和耐久性

使用 SFs 进行混凝土改性的优势主要表现在以下方面:

(1)提高水泥材料的延性、韧性、抗弯强度和剪切强度。

(2)吸收能量、桥接裂缝、传递载荷,在外部载荷作用于 SFRC 时防止裂缝扩展和融合。

(3)减少混凝土的收缩、徐变和渗透性。

(4)提高混凝土的疲劳、冲击和爆炸抗性。

(5)通过其更高的抗拉强度妥协内部应力,确保荷载传递。

(6)用于隧道衬砌的 SFRC 还具有更高的早期强度、较低的回弹率和便利的施工操作。

3 SFRC 在隧道衬砌中的应用

SFRC 具有优异的力学性能:(1)较高的延展性;(2)更好的裂缝控制;(3)更好的抗劈裂性能;(4)更高的抗拉强度。这是其作为隧道衬砌的应用基础。SFRC 作为隧道衬砌主要有两种形式,分别是早期支撑和永久衬砌。对于具有较大变形风险的软岩隧道,SFRC 可靠的早期强度可以防止其坍塌,因此通常被用作主要支护;对于硬岩隧道,SFRC 具有高承载能力,可以建造永久衬砌。

3.1 提升隧道衬砌用混凝土综合力学性能

传统钢筋网加固混凝土隧道衬砌存在抗压强度、抗拉强度、抗剪强度和抗弯强度等机械性能不足等问题,SFRC 隧道衬砌则可以提升其综合力学性能。SFs 可以显著提高混凝土的抗冲击性能,在受到冲击荷载时,其能够有效地吸收能量,并阻止裂缝的扩展,从而减轻冲击对混凝土的破坏。Niu 等^[9]通过冻融循环试验证实,SFs 的强抗裂能力对混凝土的强度和抗冻融性能有显著影响,当掺加 SFs 的体积分数为 2% 时,SFRC 的性能最佳,有效提升了混凝土综合力学性能和耐久性。SFs 的添加可以有效地提高混凝土的抗拉强度,其在混凝土中形成的三维网状结构可以有效地分散荷载,从而提高混凝土的抗拉性能。

李冬冬等^[10]进行了关于不同体积掺量(0.3%、6%、9%、12%)铣削波浪形 SFs 和熔抽端钩形 SFs 对轻集料混凝土性能的影响研究。结果显示,添加 SFs 可以有效提高轻集料混凝土的抗压强度、抗折强度和弹性模量,28 d 抗压和抗折强度分别达到 8.0 MPa 和 50 MPa 以上。

当混凝土受到外部荷载作用时,钢纤维能够吸收能量,并阻止裂缝的进一步扩展,从而提高混凝土的韧性。Kooiman 等^[11]认为 SFRC 具有很强的承受拉应力能力,在混凝土中混入适量的 SFs 有助于减少延性破坏,从而减少用于混凝土加固的钢筋用量。Mohammadi 等^[12]研究

发现,SFs 的纵横比对 SFRC 的可施工性有显著影响:与较大尺寸的 SFs 相比,较小尺寸的 SFs 更有利于减少聚集并提高施工性能,这是因为后者可以更均匀地分散在具有较高黏度的混凝土中,从而提高材料的整体韧性。

武斌等^[13]研究了端钩形 SFs 对 SFRC 力学性能的影响,试验发现,相比于一般混凝土,端钩形 SFs 提高了 SFRC 抗裂性及极限承载力。易怀书等^[14]研究发现,掺加 1.5% 体积分数 SFs 的混凝土抗冻性能明显提高,减小了混凝土强度衰减、韧性和冻融损伤。

总结来说,钢纤维增强混凝土的力学性能主要是提高抗压强度、劈裂抗拉强度、韧性和抗折强度,同时对弹性模量和抗压比也有提升作用。这些改进主要归功于 SFs 的有效分布和桥联作用,以及其对混凝土结构均匀性的贡献。

3.2 用于隧道早期支撑

传统混凝土在刚浇筑时的强度相对较低,需要经过一定时间的养护才能达到设计强度,可能影响隧道的使用。程伟峰等^[15]针对锦屏 II 级水电站工程引水隧洞高岩爆、高突涌水等复杂情况,为了确保工程进度,提高施工安全性,采用机口和现场喷射试验,研究了喷射 SFRC 的实际工程应用。试验发现,掺加 SFs 增加了混凝土用水量,且当 SFs 尺寸差距较大时,容易造成泵送困难;相对于普通混凝土,SFRC 的早期强度和抗渗等级明显提升,一次喷射厚度增加,缩短施工时间和提升施工操作性。掺入 SFs 还可以有效抑制混凝土在早期龄期的裂缝扩展并吸收外界冲击能量,增强早期支撑稳定性。因此,可以作为引水隧洞的早期开挖支护,但是并不能作为永久支护。

何向东^[16]研究了 SFRC 在隧道中不良地段初期支护的效果,对某单线全长 2 370 m 和最大埋深约 185 m 的铁路隧道进行现场应用。结果表明,SFRC 材料的抗压强度、韧度系数、抗劈裂效果较好,初期维护效果高于普通混凝土材料,现场应用顺利通过验收。

3.3 用于永久隧道衬砌

永久隧道衬砌通常需要具备一定的强度、耐久性和抗冲击性能,以确保隧道结构的长期稳定和安全,对材料耐久性和力学性能要求较高。杜国平等^[17]结合渝宜高速公路摩天岭隧道通风斜井现场喷射和室内试验,研究了 SFRC 喷层在隧道单层永久衬砌支护中的适用性。研究发现,SFRC 具有较高的抗拉和抗折强度,韧性较好,让压能力优异,现场喷射作业时回弹损失少,是一种较为合适的永久单层衬砌支护材料。梁新民等^[18]研究了 SFRC 在 401 北采场 3-2 装矿巷中的实践支护效果,实践发现,虽然巷道中经历过各种爆破,两年后采用 SFRC 支护的巷道表面仍然保持良好的完整性,未有发现明显的破坏裂隙,证实了 SFRC 材料优异的抗形变能力。

Tiberti 等^[19]研究了将 SFRC 部分替代钢筋网加固衬砌的使用情况,证实 SFRC 衬砌加强了加固隧道仰拱和台阶之间的关键连接区。刘辉等^[20]研究在西安到南京铁路的万军迴隧道中将喷射 SFRC 作为永久衬砌(中国铁路工程总公司首次应用),分析了骨料、速凝剂、砂率、减水剂、SFs 添加量等因素对 SFRC 性能的影响,比较了普通喷射混凝土与 SFRC 衬砌的性能,实际应用证实,SFRC

显著提高了混凝土的综合力学性能(抗裂、韧性、延展性和冲击性等),在隧道衬砌材料中具有广泛应用前景。

4 结语

由于种种原因,大多数混凝土都会出现裂缝,隧道衬砌裂缝是一种频繁发生和严重危害隧道运行的问题。SFs的加入可以显著提高隧道衬砌的力学性能,尤其是可以限制产生缝隙后残余强度的扩展。SFs的引入不仅提高了隧道混凝土衬砌对外力的抵抗力,而且降低了混凝土收缩导致结构剥落的风险,SFRC可能是解决传统的钢筋网增强混凝土隧道衬砌开裂等问题的有利解决方案。

本研究分析了传统钢筋网增强混凝土隧道衬砌存在的问题,综述了SFRC隧道衬砌的实际工程应用,主要以早期支护和永久衬砌两种形式作为衬砌结构,SFRC衬砌可以显著降低衬砌压力和提高支护结构的整体稳定性、抗裂能力和整体承载能力。此外,SFRC具有优异的机械性能,在工程实际中也进行了大量的实际应用,未来研究还需关注SFs的形状和尺寸分布,加强再生钢纤维的使用,引入数字化技术和智能监测系统,扩展SFRC在极端复杂地质环境下的应用。

参考文献

- [1]贾阔.新奥法施工技术在公路隧道工程中的应用[J].交通世界,2023(16):123-125.
- [2]李凯琦,陆银平,朱伶俐,等.喷射混凝土研究进展与发展方向[J].同煤科技,2018(6):1-3,53.
- [3]《中国公路学报》编辑部.中国隧道工程学术研究综述·2015[J].中国公路学报,2015,28(5):1-65.
- [4]陈相宇,李冰,马赫亮,等.钢纤维增强混凝土在建筑工程中的应用研究[J].建设科技,2023(23):47-50,54.
- [5]梅葵花,王凤轩,孙胜江.纤维增强复合材料加固混凝土桥梁结构研究进展[J].建筑科学与工程学报,2024,41(1):31-51.
- [6]孔庆华,范志伟.纤维混凝土耐久性能研究现状与展望[J].合成纤维,2023,52(8):84-87,90.
- [7]Kaufmann W, Amin A, Beck A, Lee M. Shear transfer across cracks in steel fibre reinforced concrete[J]. Engineering Structure, 2019(186): 508-24.
- [8]陈春红,俞江,刘荣桂,等.再生细骨料混凝土的性能研究进展[J].混凝土与水泥制品,2024(1):94-99.
- [9]Niu D, Jiang L, Bai M, Miao Y. Study of the performance of steel fiber reinforced concrete to water and salt freezing condition[J]. Material Design, 2013, 44: 267-273.
- [10]李冬冬.钢纤维含量及种类对轻集料混凝土性能的影响研究[J].江西建材,2023(12):104-106.
- [11]Kooiman AG. Modelling steel fiber reinforced concrete for structural design. PhD thesis[D]. Delft, Netherlands: Delft University of Technology, 2000.
- [12]Mohammadi Y, Singh SP, Kaushik SK. Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state[J]. Construction of Building Materials, 2008, 22(5): 956-65.
- [13]武斌,武赛琴,武浩兵,等.端钩型钢纤维混凝土简支梁受弯承载力试验[J].科学技术与工程,2024,24(4):1597-1608.
- [14]易怀书,陈月顺,李传雄,等.钢纤维混凝土抗冻性及损伤模型研究[J].湖北工业大学学报,2024,39(1):97-100,115.
- [15]程伟峰,林星平,丁一宁,等.掺硅粉、钢纤维湿喷混凝土的工程应用研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(11):2321-2329.
- [16]何向东.钢纤维在隧道喷射混凝土中的应用研究[J].资源信息与工程,2022,37(1):90-92,96.
- [17]杜国平,刘新荣,祝云华,等.隧道钢纤维喷射混凝土性能试验及其工程应用[J].岩石力学与工程学报,2008,27(7):1448-1454.
- [18]梁新民,张永达,单强,等.高强度钢纤维混凝土的力学特征及在高应力软岩巷道中的应用[J].有色金属(矿山部分),2015,67(5):54-59.
- [19]Tiberti G, Minelli F, Plizzari G. Reinforcement optimization of fiber reinforced concrete linings for conventional tunnels[J]. Composite B Engineering, 2014(58): 199-207.
- [20]刘辉,苏波.万军迴隧道钢纤维喷射混凝土性能试验和配合比设计[J].铁道工程学报,2001(3):69-78.

收稿日期:2024-11-21

(上接第125页)

参考文献

- [1]郭新宇,方圣恩.基于门控循环单元神经网络的大跨径斜拉桥索力预测[J].振动工程学报,2023,36(6):1480-1484.
- [2]刘旭政,曾健峰,王丰平.大跨径斜拉桥施工阶段临时抗风措施对比分析[J].铁道工程学报,2024,41(1):39-44.
- [3]覃子秀,胡安技,严远方,等.连续刚构桥体外预应力加固施工线形监控分析[J].西部交通科技,2023(1):153-155.
- [4]徐凯澳,邹晓光,郭强,等.博弈论融合下的在役混凝土梁桥耐久性评估[J].科学技术与工程,2024,24(11):4750-4758.
- [5]蒋青苏义坤.基于DEMATEL-ANP与质量屋模型的住宅工程质量综合评估[J].建筑经济,2022,43(1):888-892.
- [6]韦苡松,李莘哲,林凯.龙门大桥主缆双线往复式牵引系统设计及计算分析[J].西部交通科技,2024(2):1-3.
- [7]刘博,韩万水,赵卫华,等.考虑非平稳因素的大件车与普通车流混行中小跨径桥梁安全评估[J].中国公路学报,2024,37(8):111-124.
- [8]黄友滔,黄喜兵.基于ANP与麻雀搜索算法优化BP神经网络的装配式建筑进度风险评价[J].工程管理学报,2022,36(6):36-41.
- [9]李明,张志强,王建伟.双碳目标下桥梁工程全生命周期碳排放评估方法[J].交通科技与经济,2023,25(4):78-83.
- [10]陈晓明,王伟,刘洋.基于数字孪生的桥梁结构健康监测与预警系统研究[J].土木工程学报,2024,57(3):112-121.
- [11]赵明辉,李强,张华.绿色建材在大跨径桥梁工程中的应用与减排效果分析[J].建筑材料学报,2023,24(5):621-628.
- [12]王立新,陈刚,李伟.基于全生命周期的桥梁工程碳排放计算模型研究[J].中国公路学报,2023,36(12):156-165.
- [13]张建国,李明,王强.《国家碳达峰试点实施方案(2024)》解读及其对交通基础设施建设的影响[J].交通建设与管理,2024,39(3):45-52.
- [14]刘志强,王明,张伟.桥梁智能建造与安全运维关键技术研究进展[J].土木工程学报,2023,56(8):1-15.

收稿日期:2025-03-07

矿物掺合料对桥梁混凝土抗火性能的影响综述

梁燕¹, 李远涛¹, 董鑫²

(1. 广西壮族自治区公路发展中心, 广西 南宁 530028; 2. 广西交科集团有限公司, 广西 南宁 530007)

摘要: 文章综述了现有文献中有关掺入矿物掺合料的桥梁混凝土防火性能的研究, 总结了相关文献中的研究对象, 包括混凝土种类、矿物掺合料类型、抗火性能种类等, 分析了各种矿物掺合料对桥梁混凝土抗火性能的影响, 包括抗压强度、抗弯强度、热工性能、抗爆裂和开裂性能以及抗渗透性能, 提出了对未来相关研究的展望。

关键词: 桥梁混凝土; 矿物掺合料; 抗火性能; 硅灰

中图分类号: U445.57 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.049

文章编号: 1673-4874(2025)07-0164-03

0 引言

随着国内外公路、铁路通车里程的增加, 近年来桥梁火灾发生的次数也在逐渐增加^[1-3]。2023-06-11, 美国宾夕法尼亚州费城附近 95 号州际公路(I-95)高架路段下方一辆油罐车起火, 造成部分高架桥坍塌。桥梁火灾导致的桥梁坍塌会中断交通, 给人民群众的生命和财产安全造成重大损失。

随着混凝土增强、增韧技术的快速发展^[4-9], 高强、高性能、超高性能混凝土已在国内外公路、铁路桥梁工程中逐步得到广泛应用。2024 年广西平容高速公路项目平南特大桥的钢-混结合段即采用了超高性能混凝土。在高强、高性能、超高性能混凝土中, 矿物掺合料已成为必备组分之一, 其能够用来改善混凝土的工作性、力学性能、耐久性等^[10-13]。但关于矿物掺合料对桥梁混凝土抗火性能的影响尚缺乏系统的文献综述和总结。

本文概述了现有文献中有关掺入不同类型矿物掺合料桥梁混凝土的防火性能。总结了各文献中的研究对象, 包括混凝土种类、矿物掺合料的类型、抗火性能种类; 讨论了每种矿物掺合料对桥梁混凝土抗火性能的影响, 包括抗压强度、抗弯强度、热工性能、抗爆裂和开裂性能以及抗渗透性能; 提出了结论和对未来研究的展望。

1 抗火性能研究对象

目前, 关于桥梁混凝土抗火性能研究的试验中, 对混凝土类型的研究比较全面, 包括净浆、砂浆、普通混凝土、纤维混凝土、高性能混凝土、超高性能混凝土、超高韧性混凝土等。比如, 王志等^[14]开展了高温后钢纤维与水泥砂浆黏结性能的研究; 李清海等^[15]研究了水泥砂浆的耐高温性; 李丽娟等^[16]研究了 100 MPa 混凝土的抗火性能。

桥梁混凝土抗火性能研究中涉及的矿物掺合料种类非常广泛, 常规的矿物掺合料比如粉煤灰^[17]、矿渣、偏高岭土^[18]、石灰石粉、硅灰等, 特殊的微纳米掺合料如碳酸钙晶须^[19-21]、纳米碳酸钙^[22]、纳米二氧化硅等。李黎等^[19-21]系统研究了碳酸钙晶须改性高性能纤维混凝土在高温下的抗压和抗弯性能。

抗火性能研究的种类主要涉及力学性能退化、抗剥落(爆裂)性能、抗裂和抗渗透性能等。而力学性能又包括抗压强度、抗弯强度、劈裂抗拉强度^[23]、应力-应变曲线等。抗剥落性能主要是针对高强混凝土、超高性能混凝土等展开^[24]。此外, 还有部分关于高温损伤过程中的声发射响应^[25]、高温损伤混凝土的微观结构演变^[26]等的研究。

2 矿物掺合料对抗火性能的影响

2.1 力学性能

2.1.1 不同温度范围的影响

在低温段, 即 200 ℃ 左右, 与室温下混凝土相比, 无论是普通混凝土还是添加矿物掺合料的混凝土, 强度大多有所提高。在普通混凝土中, 这种强度的增加可能归因于蒸汽养护, 其中未水化的水泥颗粒由于快速蒸发而水化, 并且在水泥凝胶之间增加了范德华力。对添加矿物掺合料的混凝土混合物而言, 抗压强度的轻微增加可能归因于蒸汽养护、增加的范德华相互作用以及未水化矿物颗粒在较低高温(约 200 ℃)下的水化。

当温度 > 200 ℃, 混凝土的力学性能总体呈劣化趋势。总的来看, 添加矿物掺合料的桥梁混凝土在火灾暴露后表现出比不添加矿物掺合料的普通混凝土更高强度保持率。吴波等^[27]研究发现, 硅灰加入后, 混凝土强度由 C70 提高到 C85, 同时经过 400 ℃~500 ℃ 高温后的混凝土强度和弹性模量损失也得到改善。原因是矿物掺合料与水化产物之间的反应, 消耗了混凝土中存在的相当数量的氢氧化钙。由于火灾受热过程中氢氧化钙脱水生成氧化钙, 并在冷却过程中重新水化, 是混凝土火灾后强度下降的主要原因之一。因此, 混凝土中氢氧化钙含量的降低抑制了火灾后混凝土强度的退化。此外, 添加矿物掺合料的混凝土(如粉煤灰和硅灰)会发生二次水化反应, 其中氢氧化钙与矿物掺合料反应形成稳定的水化硅酸钙凝胶。水化硅酸钙凝胶具有胶结性能, 因此提高了混凝土的抗压强度。

而在更高的温度下, 即温度 > 800 ℃ 或 > 1 000 ℃, 尤其是在高矿物掺合料的净浆中, 会出现残余强度的提高。Donatello 等^[28]指出, 经 800 ℃ 或 1 000 ℃ 以上高温处

第一作者简介: 梁燕(1982—), 高级工程师, 研究方向: 公路桥梁养护管理。

理后,高粉煤灰水泥净浆残余强度显著增加。这与普通水泥浆体形成鲜明对比,后者在加热和随后的冷却过程中显示出持续的剩余强度下降。

2.1.2 不同冷却方式的影响

不同冷却方式下,矿物掺合料对混凝土力学性能的影响存在差异。Aydın^[29]指出,在温度为900℃时,含有80%粒化高炉矿渣的砂浆在空气中和水中冷却后,分别只损失了23%和28%的抗压强度,而不含粒化高炉矿渣的砂浆几乎失去了70%的强度。当在空气中冷却时,所有掺有粒化高炉矿渣的砂浆试样在600℃时并未出现抗压强度损失。

2.1.3 不同掺合料种类的影响

不同掺合料对混凝土强度和弹性模量的影响存在差异。游有鲲等^[30]研究发现,在等量掺合料(60 kg/m³)的情况下,粉煤灰混凝土在高温作用后的残余抗压强度普遍高于采用磨细矿渣和硅灰拌制的混凝土。这种优势归因于粉煤灰特有的中空球状玻璃体结构,其具备一定的体积变形能力,能够在高温下缓解水泥浆体和集料的热膨胀应力,从而减少混凝土在高温环境下形成的裂缝数量。此外,粉煤灰中氧化铝的含量相对高于磨细矿渣,而一定量的氧化铝晶体有助于提升硅酸盐胶凝材料的耐高温性能。赤泥和偏高岭土等惰性掺合料的掺加,有利于提高混凝土高温后的抗折强度保持率。Poon等^[31]指出,用偏高岭土替代20%的水泥使混凝土的抗压强度提高,偏高岭土混凝土在高温暴露后,抗压强度、弹性模量的损失也比掺加硅灰的混凝土损失更快。

不同掺合料对混凝土韧性的影响也有显著不同。研究发现,混凝土在高温暴露后,弹性模量的损失远快于抗压强度的损失,但韧性的损失相对较慢。与用硅灰替代10%水泥的混凝土相比,用偏高岭土替代20%水泥的混凝土的特定韧性较低。偏高岭土混凝土在高温暴露后,韧性的损失也更快。

2.2 热工性能

由于混凝土在受到高温损伤后,微观结构会发生显著的变化,从而导致其热工性能的变化。因此,学者们对于矿物掺合料的加入对桥梁混凝土热工性能的影响,也展开了一定的研究。郑文忠等^[32]开展了含硅灰和矿渣的超高性能混凝土的导热系数试验研究;Kodur等^[33]开展了粉煤灰混凝土与自密实混凝土、高强混凝土高温后热工性能的对比研究,发现温度对三者的热导率、比热容和热膨胀有显著影响。热导率大体随温度的升高而降低,而热膨胀则随温度的升高而升高直至800℃。然而,比热容在约400℃之前几乎保持恒定,在约650℃之前增加,在650℃~800℃保持恒定。在20℃~800℃温度下,自密实混凝土的热导率和热膨胀高于高强混凝土和粉煤灰混凝土。然而,自密实混凝土的比热容在20℃~800℃温度时是介于高强混凝土和粉煤灰混凝土之间的。

2.3 抗爆裂和开裂性能

尽管添加矿物掺合料的混凝土在火灾暴露后表现出比不添加矿物掺合料的普通混凝土更好的强度保持

能力,但向混凝土中掺入硅灰,会导致更严重的混凝土爆裂,这与含矿物掺合料混凝土更加密实的微观结构带来的低渗透性有关^[34]。然而,文献中关于其他矿物掺合料(如粉煤灰和矿渣等)对混凝土抗高温爆裂性能的研究则相对较少,需要展开进一步的研究。Poon等^[35]的研究表明,大多数掺加硅灰的高强度混凝土出现了爆炸性剥落,但所有掺加粉煤灰和高炉矿渣的混凝土中都观察到细裂纹,没有剥落或开裂。掺加不同矿物掺合料的高强混凝土的高温后爆裂和开裂情况如图1所示,其中OPC为普通硅酸盐水泥混凝土,CSF为掺加硅灰的混凝土,PFA为掺加粉煤灰的混凝土,GGBS为掺加粒化高炉矿渣的混凝土。

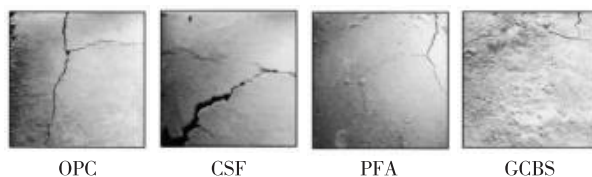


图1 掺加不同矿物掺合料的高强混凝土高温后爆裂和开裂情况示意图

此外,混凝土的爆裂行为不仅与混凝土中是否含有矿物掺合料等配合比因素有关,也与结构因素有关,比如,同样是掺加了硅灰的高强混凝土,火灾中板更容易爆裂,而梁则相对安全。

2.4 抗渗透性能

添加矿物掺合料可以提高混凝土的抗渗透性能。但在火灾后,掺加矿物掺合料的混凝土抗渗透性能会退化。尽管诸如蒸汽养护、增加的范德华力和未水化矿物颗粒的水化等现象在较低高温(约200℃)下改善了残余抗压强度的保留,但抗渗透性能在较高高温下开始退化,水泥浆的孔隙结构粗化^[36],并在由于热失配而在界面过渡区形成微裂纹。

但与普通混凝土相比,即使在经历火灾后,矿物掺合料混凝土的绝对抗渗透性能仍然很高。掺入粉煤灰和矿渣的混凝土在高温暴露后比掺入硅灰的混凝土表现出更高的抗渗透性能。研究表明,与纯水泥混凝土相比,掺加粉煤灰和高炉矿渣的火山灰混凝土在温度<600℃时表现出最佳性能。高强度硅灰混凝土的渗透性相关耐久性损失比抗压强度损失严重。高强混凝土中水泥用30%粉煤灰替代,普通混凝土中水泥用40%高炉矿渣替代被认为是在高温后保持较好抗渗透性能的最佳掺量。

3 结语

(1)当温度在200℃左右时,混凝土强度大多有所提高。当温度>200℃时,混凝土的力学性能总体呈劣化趋势,而添加矿物掺合料的桥梁混凝土表现出更高的火灾后强度保持率。当温度>800℃或1000℃时,尤其是在高矿物掺合料的净浆中,会出现残余强度的提高。

(2)粒化高炉矿渣能够显著改善混凝土火灾后气冷和水冷的强度保持率。粉煤灰混凝土在高温作用后的残余抗压强度普遍高于矿渣和硅灰混凝土,但偏高岭土混凝土的火灾后强度保持率低于硅灰混凝土。

(3)掺硅灰更容易导致爆裂和抗渗性能劣化,而粉煤灰和矿渣则可以改善这些性能。

(4)混凝土的抗火性能不仅与混凝土中是否含有矿物掺合料等配合比因素有关,也与结构因素有关,因此应该广泛开展不同种类、尺寸、形状的结构构件的含掺合料混凝土的抗火性能研究。

(5)关于抗爆裂研究,应该更多地关注除硅灰外其他矿物掺合料对混凝土抗爆裂性能的影响研究。

(6)除了传统的粉煤灰、矿渣、硅灰等矿物掺合料的影响外,煤研石、赤泥、垃圾焚烧灰等新型掺合料也应该逐步开展其对混凝土抗火性能的影响。

(7)针对桥梁工程中的应用,还应该开展一定量的桥梁混凝土构件的抗火性能研究,了解掺合料对混凝土桥梁抗火性能的影响。

参考文献

- [1]王卫华,张伟,白杨,等.高温下内配圆管的方钢管混凝土柱轴压力学性能[J].工程力学,2018(3):141-150.
- [2]陈俊,薛媛媛,谭清华,等.恒高温下钢管混凝土界面黏结性能试验研究[J].土木工程学报,2018,51(3):11-18.
- [3]赵东拂,刘慧璇,高海静.C60混凝土高温后低周循环受压疲劳性能研究[J].建筑结构学报,2018,39(5):116-123.
- [4]李黎,陶佳诚.纤维与混凝土细观界面黏结行为研究进展[J].水利与建筑工程学报,2023,21(2):1-7.
- [5]李黎,委玉杰,李宗利,等.基于纤维增强指数的碱激发砂浆物理力学性能[J].硅酸盐学报,2022,50(8):2212-2220.
- [6]郭宜杭,李黎,杨晨欣,等.植物纤维增强混凝土研究进展[J].硅酸盐通报,2022,41(10):3347-3358.
- [7]李黎,曹明莉.混杂纤维增强水泥基复合材料弯曲韧性及纤维增强指数的定量关系[J].复合材料学报,2018,35(5):1349-1353.
- [8]李黎,曹明莉.纤维增强水泥基复合材料的纤维混杂效应研究进展[J].应用基础与工程科学学报,2018,26(4):843-853.
- [9]曹明莉,李黎,李志文,等.CaCO₃晶须对钢-聚乙烯醇混杂纤维增强水泥基复合材料板弯曲性能的影响[J].复合材料学报,2017,34(11):2614-2623.
- [10]杨成,熊凌鑫,游俊杰,等.掺入普通硅酸盐水泥的粉煤灰地聚物混凝土力学性能与微观特征[J].土木与环境工程学报(中英文),2024,46(3):207-215.
- [11]刘佳敏,马玉薇,李刚.粉煤灰对渠道用混凝土抗冻及抗冲磨性能的影响[J].硅酸盐通报,2024,43(4):1436-1444.
- [12]邱继生,朱梦宇,周云仙,等.粉煤灰对煤研石混凝土界面过渡区的改性效应[J].材料导报,2023,37(2):75-81.
- [13]潘荣祥,杨敏,袁宏.减水剂对赤泥-粉煤灰地质聚合物性能的影响[J].硅酸盐通报,2023,42(9):3212-3220.
- [14]王志,胡晓波,鲍光玉,等.高温后钢纤维与水泥砂浆黏结性能试验研究[J].混凝土与水泥制品,2003(5):36-37.
- [15]李清海,姚燕,孙蓓,等.高温对水泥砂浆强度的影响及机理分析[J].建筑材料学报,2008(6):699-703.
- [16]李丽娟,谢伟锋,刘锋,等.100MPa高强混凝土高温后性能研究[J].建筑材料学报,2008(1):100-104.
- [17]Wang L, Zhang H, Zhao B, et al. Effect of Calcium Carbonate Whisker and Fly Ash on Mechanical Properties of Cement Mortar under High Temperatures[J]. Advances in Materials Science and Engineering, 2019(1):1-13.
- [18]瞿霜.掺偏高岭土和氧化镁的碱矿渣隧道防火涂料制备及其机理研究[D].福州:福州大学,2018.
- [19]李黎,陶佳诚,曹明莉,等.混杂纤维增强砂浆高温后单轴受压本构关系[J].复合材料学报,2022,39(11):5375-5385.
- [20]李黎,李宗利,高丹盈,等.高温对钢-聚乙烯醇纤维-CaCO₃晶须多尺度纤维/水泥复合材料弯曲性能和微观结构的影响[J].复合材料学报,2021,38(7):2326-2335.
- [21]李黎.高温后多尺度纤维水泥基材料性能演化规律与微观机理[D].大连:大连理工大学,2019.
- [22]赵亮平.高温中纤维纳米混凝土力学性能及其计算方法[D].郑州:郑州大学,2017.
- [23]Behnood A, Ghandehari M. Comparison of compressive and splitting tensile strength of high-strength concrete with and without polypropylene fibers heated to high temperatures [J]. Fire Safety Journal, 2009, 44(8):1015-1022.
- [24]朋改非,牛旭婧,成锐.超高性能混凝土的火灾高温性能研究综述[J].材料导报,2017,31(12):17-23.
- [25]刘鑫,杨鼎宜,刘廉,等.温度-恒载耦合作用下钢纤维混凝土损伤时变规律及其声发射响应[J].建筑材料学报,2019,22(1):24-30.
- [26]Hager I. Behaviour of cement concrete at high temperature [J]. Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 2013, 61(1):145-154.
- [27]吴波,袁杰,杨成山.高温后高强混凝土的微观结构分析[J].哈尔滨建筑大学学报,1999(3):8-12.
- [28]Donatello S, Kuenzel C, Palomo A, et al. High temperature resistance of a very high volume fly ash cement paste [J]. Cement and Concrete Composites, 2014(45):234-242.
- [29]Aydin S. Development of a high-temperature-resistant mortar by using slag and pumice [J]. Fire Safety Journal, 2008, 43(8):610-617.
- [30]游有鲲,缪昌文,钱春香.掺和料对受火高强混凝土力学性能的衰减与再养护恢复性能的影响[C]//中国土木工程学会高强与高性能混凝土委员会.新疆大学建筑工程学院.清华大学土木系.高强与高性能混凝土及其应用——第六届全国高强与高性能混凝土学术交流会论文集.乌鲁木齐:2007.
- [31]Poon C S, Shui Z H, Lam L. Compressive behavior of fiber reinforced high-performance concrete subjected to elevated temperatures [J]. Cement and Concrete Research, 2004, 34(12):2215-2222.
- [32]郑文忠,王睿,王英.活性粉末混凝土热工参数试验研究[J].建筑结构学报,2014,35(9):107-114.
- [33]Kodur V, Khaliq W. Effect of Temperature on Thermal Properties of Different Types of High-Strength Concrete [J]. ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, 2011, 23(6):793-801.
- [34]肖建庄,李杰,孙振平.高性能混凝土结构抗火研究最新进展[J].工业建筑,2001(6):53-56.
- [35]Poon C, Azhar S, Anson M, et al. Comparison of the strength and durability performance of normal- and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures [J]. Cement and Concrete Research, 2001, 31(9):1291-1300.
- [36]冯竟竟,傅宇方,陈忠辉,等.温度影响下水泥基材料孔隙分形特征试验研究[J].武汉理工大学学报,2009,31(23):6-10.

收稿日期:2024-11-18

基于机器学习的桥梁工程地质灾害评估及防治策略研究

雷云¹, 肖成明²

(1. 广西安全工程职业技术学院, 广西 南宁 530100; 2. 广西交通职业技术学院, 广西 南宁 530023)

摘要: 文章以云南某项目弧形桥梁为例, 提出了一种基于机器学习的桥梁工程地质灾害评估及防治策略, 旨在通过构建地质灾害评估指标体系并利用随机森林模型进行风险识别与易损性计算, 为工程施工提供可靠依据, 并制定有效的防治措施, 提升区域地质安全水平。

关键词: 机器学习; 桥梁工程; 地质灾害评估; 防治策略

中图分类号: U445.7+5 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.050

文章编号: 1673-4874(2025)07-0167-03

0 引言

随着基础设施建设的不断推进, 桥梁工程在交通网络中扮演着至关重要的角色。然而, 地质灾害如滑坡、泥石流等对桥梁工程的安全构成了严重威胁, 如何有效评估和防治这些灾害成为亟待解决的问题^[1-2]。传统的评估方法往往依赖专家经验和现场勘察, 存在主观性高、效率低等问题^[3]。近年来, 机器学习技术的迅猛发展为解决这一问题提供了新的思路。本文提出了一种基于机器学习的桥梁工程地质灾害评估及防治策略, 旨在通过构建地质灾害评估指标体系并利用随机森林模型进行风险识别与易损性计算^[4], 为工程施工提供可靠依据, 并制定有效的防治措施, 提升区域地质安全水平。

1 工程概况

本研究以云南某项目弧形桥梁为例, 该桥梁全长420 m, 桥面宽15 m, 采用4跨预应力钢筋混凝土连续刚构体系, 每跨35 m, 以增强结构整体性和耐久性。下部结构为矩形空心墩与直径2.0 m钻孔灌注桩基础, 适应地形变化并确保安全。桥梁选址于高山峡谷区域, 受冰川侵蚀和构造抬升影响, 地形陡峭, 河流深切, 存在滑坡、泥石流等地质灾害风险。地层主要为第四系松散沉积物, 含粉质黏土、砂土等, 且有多条活动断层。河流流量大, 水位变化显著, 易引发冲刷侵蚀。因此, 项目引入基于机器学习的地质灾害评估技术, 通过收集分析历史数据、现场勘查及实时监测数据, 建立精确模型预测灾害发生概率与影响范围, 制定防治策略, 确保桥梁全寿命周期的安全与稳定。

2 基于机器学习的桥梁工程地质灾害评估

2.1 构建评估指标体系

为了准确评估桥梁工程地质灾害的风险, 研究构建了一个全面的评估指标体系, 该体系涵盖了地质(断层活动性、滑坡历史、泥石流频率)、水文(河流流量变化、水位高度、暴雨频率)、气象(降雨量、温度变化)以及人类活动

(建筑密度、交通流量)等多个可能影响桥梁安全的因素。评估指标如表1所示。

表1 评估指标数据表格表

评估指标	数据来源	具体数值
断层活动性	地震监测记录	2次/年
滑坡历史	历史灾害记录	2次/年
泥石流频率	气象与水文记录	5次/年
河流流量变化	水文监测数据	150 m ³ /s
水位高度	水文监测数据	10 m
暴雨频率	气象记录	10次
降雨量	气象记录	50 mm/h
温度变化	气象记录	8℃
建筑密度	城市规划数据	20栋/km ³
交通流量	交通统计数据	5000辆/d

通过评估指标体系可以为机器学习模型提供全面的数据输入, 以进行准确的风险评估和预测^[5]。这些数据的收集和整理是确保评估准确性的关键步骤。

2.2 数据处理

2.2.1 数据清洗

对原始数据进行清洗, 去除异常值和缺失值。例如, 对于河流流量变化和水位高度的监测数据, 若存在明显超出合理范围的值(如负值或极大值), 则视为异常值并予以剔除。同时, 对于缺失值, 则采用插值法进行填补。具体方法如下:

异常值处理: 设定合理的上下限阈值, 超出阈值的数据视为异常值并剔除。计算公式为:

$$X_{clean} = \begin{cases} X & \text{if } X_{min} \leq X \leq X_{max} \\ null & \text{otherwise} \end{cases} \quad (1)$$

式中: X_{min} 和 X_{max} ——合理范围的最小值和最大值。

缺失值处理: 采用线性插值法填补缺失值。公式为:

$$X_{imputed} = X_{i-1} + \frac{(X_{i+1} - X_{i-1})}{t_{i+1} - t_{i-1}} \cdot (t - t_{i-1}) \quad (2)$$

式中: $X_{imputed}$ ——插值结果;

第一作者简介: 雷云(1989—), 硕士, 讲师, 工程师, 研究方向: 安全科学与灾害防治。

X_{i-1} 和 X_{i+1} ——相邻两个非缺失值;
 t_{i-1} 和 t_{i+1} ——对应的时间点;
 t ——缺失值的时间点。

2.2.2 特征工程

在数据清洗完成后,进行特征工程以提高模型的性能。具体包括以下步骤:

特征选择:从众多评估指标中筛选出最具代表性的特征。通过相关分析,计算各特征与地质灾害发生概率之间的相关性系数,保留相关性较高的特征。例如,滑坡历史和泥石流频率与地质灾害的相关性较高,因此优先保留这些特征。

特征构造:根据现有数据构造新的特征。例如,可以构造“暴雨强度指数”,该指数综合考虑了降雨量和暴雨频率,计算公式为:

$$I = \sum_{i=1}^n P_i / D_i \quad (3)$$

式中: I ——暴雨强度指数;
 P_i ——第 i 次暴雨的降雨量;
 D_i ——第 i 次暴雨的持续时间。

2.2.3 数据归一化

由于不同评估指标的量纲和取值范围不同,为了避免模型训练过程中某些特征对结果产生过大的影响,需要对数据进行归一化处理。常用的归一化方法有最小-最大归一化和 Z-score 标准化。在本研究中,采用最小-最大归一化方法,将数据缩放到[0,1]区间内。计算公式为:

$$X' = \frac{X - X_{\min}}{X_{\max} - X_{\min}} \quad (4)$$

式中: X' ——归一化后的值;
 X ——原始值;
 $X_{\min}$ 和 $X_{\max}$ ——数据集中的最小值和最大值。
 经过上述处理后的数据如表 2 所示。

表 2 数据预处理值表

评估指标	原始数值	处理后数值	备注
断层活动性	2 次/年	中等	分类变量转换为数值
滑坡历史	2 次/年	1	有/无—>1/0
泥石流频率	5 次/年	0.5	频率归一化
河流流量变化	150 m ³ /s	0.6	归一化处理
水位高度	10 m	0.5	归一化处理
暴雨频率	10 次	0.5	归一化处理
降雨量	50 mm/h	0.5	归一化处理
温度变化	8 ℃	0.5	归一化处理
建筑密度	20 栋/km ²	0.5	归一化处理
交通流量	5 000 辆/d	0.5	归一化处理

2.2.4 数据分割

将处理好的数据分为训练集和测试集。通常采用 70% 的数据作为训练集,30% 的数据作为测试集,这样可以确保模型在训练时有足够的数据进行学习,同时也能

在测试集上验证模型的泛化能力。

通过以上数据处理步骤,得到了高质量的数据集,为后续的随机森林模型训练和评估提供了坚实的基础。

2.3 构建评估模型

在数据处理完成后,采用随机森林模型进行地质灾害风险的识别与易损性计算。随机森林是一种集成学习方法,通过构建多个决策树并结合其预测结果来提高模型的准确性和鲁棒性。

在模型训练阶段,将处理好的数据(表 2)按 70% 为训练集,30% 为测试集进行分割,初始化随机森林模型并设置参数,然后使用训练集数据训练模型,用测试集数据验证模型的准确性和泛化能力。随机森林模型的训练过程可以用以下公式表示:

$$\hat{y} = \frac{1}{B} \sum_{b=1}^B T(x_b) \quad (5)$$

式中: $\hat{y}$ ——预测值;
 B ——树的数量;
 T ——决策树模型;
 x_b ——自助采样得到的子数据集。

在模型训练过程中,随机森林还可以提供特征重要性的度量,这有助于理解哪些特征对模型的预测贡献最大。特征重要性的计算公式如下:

$$VIM(X_j) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{I(2 \cdot Node_i - 1, X_j)}{N} \right) \quad (6)$$

式中: $VIM(X_j)$ ——特征 X_j 的重要性分数;
 $Node_i$ ——第 i 个节点分裂时的特征;
 N ——总节点数;
 $I(2 \cdot Node_i - 1, X_j)$ ——指示函数。

识别出地质灾害单元后,需要对这些单元进行易损性计算。易损性是指地质灾害发生时对桥梁的潜在损害程度。计算公式如下:

$$V = f(R, E, S, L) \quad (7)$$

式中: V ——易损性;
 R ——风险等级;
 E ——暴露度;
 S ——结构脆弱性;
 L ——损失估计。

通过以上步骤,可以准确识别出地质灾害单元及其易损性,从而为制定防治策略提供科学依据。这一过程确保了模型的准确性和可靠性,使得评估结果具有较高的可信度。

2.4 灾害易发区评估

在完成随机森林模型的训练和验证后,利用该模型对桥梁工程所在区域的地质灾害易发区进行评估。模型根据输入的数据对各个区域的地质灾害风险进行预测(见式(5)),输出每个区域的预测结果,包括是否属于地质灾害易发区以及相应的风险等级;结合地质、水文、气象和人类活动等因素,综合判断各区域的灾害易发性(取值范围:0~1)。如表 3 所示展示了桥梁工程所在区域的地质灾害易发区评估结果。

通过表 3,可以清晰地看到具有较高地质灾害风险

的区域,从而有针对性地制定防治策略,确保桥梁工程的安全与稳定。

表 3 地质灾害易发区评估结果数据表

区域编号	是否易发区	风险等级	预测概率
1	是	高	0.85
2	否	低	0.15
3	是	中	0.60
4	是	高	0.90
5	否	低	0.20

2.5 地质灾害易损性计算

在完成地质灾害易发区评估的基础上,进一步对桥梁工程所在区域的地质灾害易损性进行计算,以量化评估地质灾害发生时对桥梁工程的潜在损害程度。这一

步骤是制定防治策略、优化桥梁设计和管理的重要依据。
(1)数据准备:基于地质灾害易发区评估结果,选取易发区内的关键区域(表 3)作为评估对象。同时,收集这些区域的地质、水文、气象以及桥梁工程的相关数据,包括桥梁结构类型、材料、基础形式等。

(2)模型参数设定:根据桥梁工程的实际情况,设定易损性计算模型中的参数,包括风险等级(R)、暴露度(E)、结构脆弱性(S)和损失估计(L)。这些参数的设定需要充分考虑桥梁工程的特性以及地质灾害的影响机制。

(3)易损性计算:将收集到的数据输入到式(7)的易损性计算模型中,结合随机森林模型的预测结果,计算各区域的易损性值(如表 4 所示)。

表 4 地质灾害易损性计算结果表

区域编号	风险等级 R	暴露度 E	结构脆弱性 S	损失估计 L
1	高	0.8	0.7	0.9
2	低	0.3	0.5	0.4
3	中	0.6	0.6	0.7
4	高	0.9	0.8	0.95
5	低	0.2	0.4	0.3

通过表 4 可以清晰地看到各区域的易损性等级和易损性值,从而有针对性地制定防治策略,确保桥梁工程的安全与稳定。

3 基于评估结果的桥梁工程地质灾害防治策略

结合上述评估结果对工程施工环境进行现场考察,发现易损性较高地区均为斜坡地区,并且土层结构松散、抗风化能力较低,基于此研究采取针对性的防治措施^[6]。

为实现该工程滑坡地质灾害的有效治理,需采用多样化的技术手段来确保治理效果的全面性和持久性。在缺乏卸载和增设反压条件的情况下,一个高效且实用的方案是结合抗滑桩的支挡作用、预应力锚索的控制效果以及综合排水系统的辅助作用,进行综合治理。文中设计的治理方案如图 1 所示。

在该方案中,抗滑桩以其卓越的水平刚度,经过时间验证的成熟施工工艺以及众多成功案例的支持,成为加固滑坡体的首选措施。该方案能够有效地抵抗滑坡体的下滑力,为滑坡体提供稳定的支撑;同时,预应力锚索的引入,通过预先施加的拉力,能够显著地控制滑坡体的变形趋势,进一步减小抗滑桩所承受的内力,从而优化整个治理结构的受力状态,提高治理效果的安全性和经济性。此外,综合排水系统的建立也是不可或缺的一环。通过合理的排水设计,可以有效地排除滑坡体内的积水,降低地下水位,减少水对滑坡体的不利影响,为滑坡的长期稳定提供有力保障。

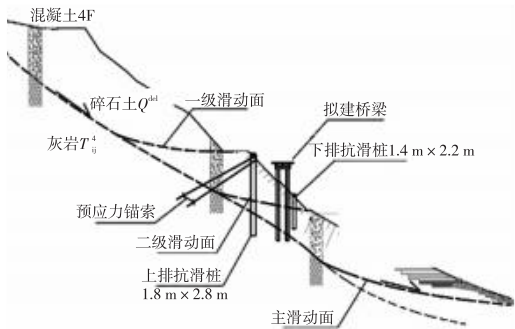


图 1 治理方案示意图

通过该策略进行防治处理后,该工程不同施工路段的地质灾害的易损性关键参数显著降低,具体结果如表 5 所示。

表 5 地质灾害易损性关键参数结果(防治后)

区域编号	暴露度(E)	结构脆弱性(S)	损失估计(L)
1	0.15	0.16	0.12
2	0.16	0.18	0.15
3	0.15	0.17	0.17
4	0.17	0.15	0.14
5	0.19	0.17	0.16

如表 5 所示,经过综合治理后,所有关键区域的地质灾害易损性参数——暴露度(E)、结构脆弱性(S)和损失估计(L)——均降至 0.2 以下。与表 4 的防治前数据对比,各项参数值均大幅下降,显著优于防治前的水平,有效提升了该工程的地质安全保障能力。

4 结语

本文通过构建地质灾害评估指标体系并利用随机森林模型进行风险识别与易损性计算,提出了一种基于机器学习的桥梁工程地质灾害评估及防治策略。研究表明,该方法能够准确识别出地质灾害易发区和易损性区域,为制定科学的防治措施提供了可靠依据。通过对云南某项目弧形桥梁的实际应用,验证了该方法的有效性和实用性,有助于提升桥梁工程的安全性和稳定性。未来研究可进一步优化评估模型,提高预测精度,为更多复杂地质环境下的桥梁工程提供支持。

(下转第 237 页)

含软弱夹层隧道开挖围岩与支护结构稳定性分析

吴吉师, 宾城华

(广西桂湘高速公路有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 为探究软弱夹层对隧道开挖稳定性的影响, 文章以某穿越软弱夹层的公路隧道为依托, 利用有限差分软件 FLAC 3D 构建数值仿真模型, 通过分析不同软弱夹层数量(0条、1条、2条、3条)工况下的隧道围岩变形、塑性区及支护应力等变化情况, 评价隧道是否失稳及软弱夹层破坏趋势。结果表明: 软弱夹层对隧道围岩与支护结构稳定性的影响非常显著, 其数量增多将导致围岩变形加剧且呈现不均匀分布, 塑性区扩大并向软弱夹层深部扩展, 支护局部压应力集中并可能失稳; 软弱夹层与围岩开挖相互影响, 围岩开挖引起的滑动趋势随软弱夹层数量的增加而增强, 超过临界值时易引发剪切滑动, 严重威胁隧道施工安全。

关键词: 软弱夹层; 公路隧道; 围岩稳定; 支护应力; 数值模拟

中图分类号: U455.7 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.051

文章编号: 1673-4874(2025)07-0170-04

0 引言

目前, 我国综合立体交通网总里程已达 600×10^4 km, 其中包含公路、铁路、水运以及航空等领域, 且形成了横贯东西、纵贯南北的综合运输大通道, 这一成就标志着我国交通基础设施得到明显发展与提升^[1]。全国公路里程已达 543.68×10^4 km, 其中高速公路里程更是突破 18×10^4 km, 其对交通运输效率的提升与经济社会的发展起到了重要作用^[2]。公路隧道作为公路系统重要的组成部分, 其施工与运营阶段的安全性与所处不良地质息息相关, 而软弱夹层作为常见的不良地质之一, 其通常由多个软弱结构面构成, 并在岩体中形成层状或带状的软弱薄层^[3]。软弱结构面是软弱夹层的主要构成要素, 而软弱夹层对隧道围岩稳定性有着重大影响, 因此对软弱夹层隧道开挖稳定性进行分析是十分有必要的。

近年来, 已有众多学者在此方面进行了大量研究工作, 如马磊等^[4]依托云南兴隆隧道1号斜井, 借助数值分析方法研究了有限长裂隙带对隧道围岩稳定性的影响, 通过量化不同倾角和宽度裂隙带的作用, 明确了裂隙带特性对围岩竖直位移有显著影响; 于静涛等^[5]通过构建含不同倾角软弱夹层的隧道数值分析模型, 分析周围围岩塑性区与关键点应力、位移的变化规律, 得到软弱夹层倾角变化对围岩稳定性的影响规律; 丰正伟等^[6-7]通过构建软弱结构面或软弱夹层数值分析模型, 分析不同倾角的软弱结构面或软弱夹层对隧道围岩变形、破坏区及应力分布的影响; 兰红等^[8]运用 FLAC 3D 数值模拟软件构建含软弱夹层巷道开挖数值模型, 对动静载荷下的围岩力学特征与变形规律进行分析, 得出巷道顶板形成有冒落风险的危险区域的结论; 董琪等^[9]依托实际隧道工程, 构建地下水渗流数值分析模型, 探究渗流作用影响下的含软弱夹层隧道围岩位移场、应力场、裂纹动态发展规律及能量场演化规律; 周梓焱等^[10]通过构建数值仿真模型, 对不同软弱夹层位置与厚度影响下的隧道开挖稳定性进行分析, 得出当软弱夹层位置越靠近隧道、厚度越大时, 特征点围岩变形量越大的结论; 刘迪等^[11]基于试验

与数值模拟相结合的方法, 探究软弱夹层对岩石爆破裂纹扩展的影响, 得出随着软弱夹层强度降低, 裂纹扩展速度逐渐增加、裂纹扩展也越充分的结论; 彭鹏等^[12]对未注浆和注浆加固最优方案下的隧道围岩及支护结构力学响应进行数值模拟分析, 得出注浆加固能显著降低软弱夹层隧道沉降, 改善围岩稳定性, 提升工程效果的结论。通过以上研究均发现软弱结构面或软弱夹层的存在对隧道施工稳定性与支护结构安全性存在显著影响。因此, 本文以某穿越软弱夹层公路隧道为分析背景, 运用 FLAC 3D 软件构建隧道开挖数值模型, 分析单条、双条与多条软弱夹层条件下的隧道围岩变形、塑性区与支护结构应力等分布特征, 得出软弱夹层对隧道围岩与支护稳定性的影响规律。

1 工程介绍

该拟建公路隧道所处地形起伏不大, 隧址属于低山丘陵区, 进出口自然坡度 20° 。隧道起止桩号为 DK115+190~DK115+492.7, 全长 302.7 m。隧道最大埋深为 70.1 m。周边岩土体以片麻岩为主, 呈现黄灰色-灰色, 粒状变晶结构, 片麻构造, 夹泥岩与页岩等软弱地层节理较发育, 经风化后的岩体基本完整, 岩体呈碎石状压碎结构。地下水类型主要为基岩裂隙水, 围岩主要以Ⅳ级为主, 软弱地层为Ⅴ级围岩, 其中Ⅳ围岩全长 225 m, Ⅴ围岩全长 77.7 m。围岩加宽段开挖轮廓线长度为 16.6 m, 宽度为 12.5 m, 围岩加宽复合式支护结构断面见图 1。其中初期支护采用 C25 喷射混凝土、 $\phi 8$ mm 钢筋网(网格 $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$)、 $\phi 22$ mm 组合中空锚杆(拱部)或砂锚杆(边墙); 二次支护采用 C35 的钢筋混凝土。区域存在软弱夹层, 倾角方向与隧道横断面呈 45° 夹角, 厚度约为 1.0 m。开挖方案采用台阶开挖法, 研究施工阶段围岩开挖稳定性仅考虑初期支护。

2 数值模拟

采用 FLAC 3D 软件构建不同工况的软弱夹层隧道数值分析模型, 不同工况的数值模型见表 1, 周边岩体与

第一作者简介: 吴吉师(1992—), 工程师, 研究方向: 公路工程。

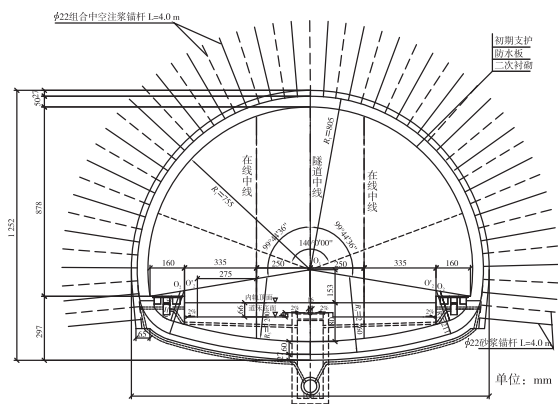


图1 隧道加宽段支护结构断面图

表1 不同工况的数值分析模型表

项目	工况			
	无软弱夹层	单条软弱夹层, 倾角 45°	2 条软弱夹层, 倾角 45°	3 条软弱夹层, 倾角 45°
不同 工 况 模 型				

表2 隧道物理力学参数取值表

项目	弹模 /GPa	泊松比	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /°	密度 / $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$	接触面法向(切向)刚度/GPa
围岩(Ⅳ)	1.4	0.35	300	32	2 150	—
软弱夹层(Ⅴ)	0.6	0.40	100	20	1 700	—
支护结构	28.0	0.20	—	—	2 800	—
接触面	—	—	50	16	—	2.5(2.5)

3 数值模拟结果分析

3.1 围岩变形

隧道经台阶法开挖完成后,各特征点围岩变形逐渐累积,有无软弱夹层、软弱夹层数量以及软弱夹层范围大小均是影响围岩变形的主要因素。经数值模拟分析发现,围岩水平位移处于较低水平,对围岩稳定性不起决定性作用,其围岩变形主要集中于竖向变形。因此,提取不同工况的各特征点围岩竖向位移,并绘制成雷达图进行对比分析(见图2)。

从图2分析可知:就围岩竖向位移而言,拱顶与拱底的围岩变形处于较高水平(10 mm级),左右拱脚处于较低水平(1 mm级),边墙部位变形处于中等水平,含软弱夹层的隧道围岩变形始终大于无软弱夹层隧道围岩,且随软弱夹层数量的增多而增大。不同工况对应的竖向位移峰值(拱顶处)分别为12.3 mm、13.4 mm、14.5 mm、15.3 mm,这是由于软弱夹层区域围岩性质较差,随着软

软弱夹层均采用摩尔-库仑本构模型,并采用实体单元进行模拟,支护结构采用弹性本构模型,并统一简化成喷混结构进行统计计算,采用壳单元进行模拟,根据圣维南定理与开挖边界影响效应,建立隧道模型尺寸依次为120 m、1 m、120 m。软弱夹层上下两面与围岩之间采用interface接触面单元进行模拟,夹层厚度为1.0 m,软弱夹层之间相隔5.0 m,倾角均为45°。约束模型左右边界所有节点的x方向位移速率为零,前后边界所有节点的y方向位移速率为零,底面所有节点的z方向位移速率为零,顶面无约束。物理力学参数取值见表2。监测特征点为拱顶、左右边墙、左右拱脚与拱底等,除此之外,软弱夹层也是重要监测部位。

弱夹层数量的增加,周边围岩整体强度将降低,使得围岩变形增大。由于软弱夹层的不对称分布,使围岩变形具有不均匀性,右边墙、右拱脚的围岩变形明显高于左边墙、左拱脚,说明越靠近软弱夹层的一侧,围岩变形越明显。

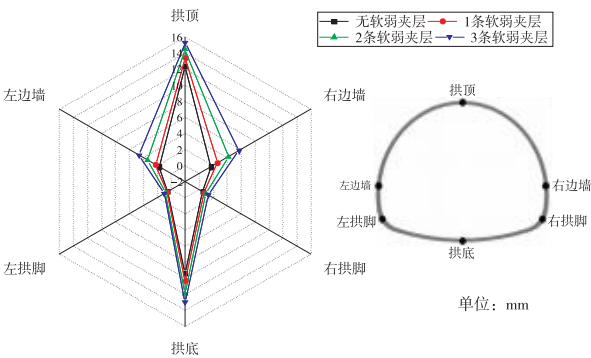


图2 软弱夹层隧道围岩变形分布特征图

3.2 围岩塑性区

围岩塑性区是塑性变形最直观的表现。在围岩采用台阶法的开挖过程中,经过多次重分布,最终形成一定范围的塑性区,通过数值模型的塑性区分布规律,可直观看出围岩的危险以及安全部位。为分析有无软弱夹层、软弱夹层数量以及软弱夹层范围大小对围岩稳定性的影响程度,对围岩塑性区云图进行分析,得出不同工况的围岩塑性区分布特征(见图3)。



图3 软弱夹层隧道塑性区分布特征图

由图3可知:塑性区具有过去产生与现在产生的两种时态特征,而在空间范围内又分为剪切、拉伸以及剪切-拉伸复合等类型。无软弱夹层工况下的围岩塑性区主要集中于左右拱脚部位,而边墙部位塑性区极少;随着软弱夹层数量的增多,围岩塑性区范围有所增大,且塑性区更多地集中于软弱夹层所在部位;软弱夹层的存在会引起围岩应力集中,进而在开挖面与软弱夹层的接触部位形成更大范围的塑性区;软弱夹层的存在使围岩中形成长条剪切带,且以左右拱脚为甚,这表明随软弱夹层数量的增多,隧道左右拱脚处、开挖面与软弱夹层接触等部位可能出现局部失稳。

3.3 支护结构应力

隧道施工过程中,初期支护与围岩紧密贴合,作为施工阶段最主要的安全措施,初期支护的安全性关乎隧道整体稳定性。随着隧道围岩逐步开挖,支护结构发生应力重新分布,软弱夹层的存在可能导致支护结构的受力特征发生显著变化。提取不同工况的初期支护主应

力进行对比分析,其应力分布特征规律见图4。

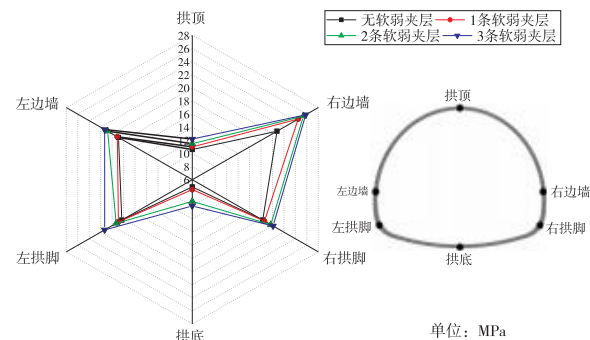


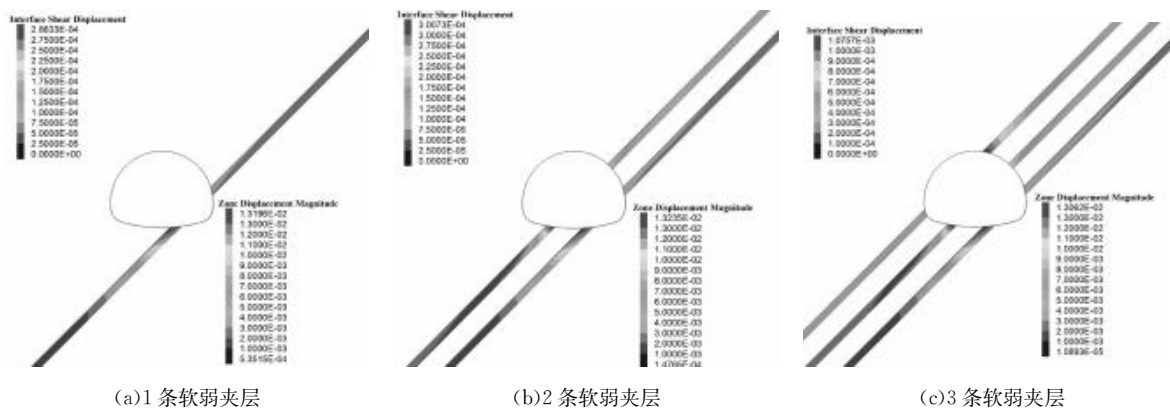
图4 软弱夹层隧道支护结构应力分布特征图

分析图4可知:隧道开挖完成后,初期支护结构的主应力主要表现为压应力,不同工况的压应力较大值均位于左右边墙、左右拱脚处,而拱顶与拱顶的压应力较小;无软弱夹层隧道的初期支护结构压应力对称分布,而含软弱夹层工况隧道的压应力为不均匀分布,尤其是右边墙与右拱脚处,出现明显的应力集中现象,右半部分支护结构压应力明显高于左半部分;软弱夹层数量的增多导致支护结构承担更大的围岩压力,在软弱夹层附近区域出现明显的压应力分布不均匀,在软弱夹层的影响下,初期支护结构受力模式从均匀受压过渡至局部超压;以初期支护抗压强度标准值作为支护安全性评价标准,2条与3条软弱夹层工况隧道的右边墙处压应力已超过标准值,这表明随软弱夹层数量逐渐增多,隧道右边墙处将出现局部失稳。

3.4 软弱夹层稳定性及滑动趋势

通过以上分析可知,软弱夹层的存在将导致隧道围岩与支护结构稳定性降低,左右拱脚、右边墙及软弱夹层接触等部位存在局部失稳的风险。对此,单独针对软弱夹层的稳定性以及滑动趋势进行分析,如图5所示为软弱夹层总位移以及接触面斜向位移云图。

分析图5可知:隧道开挖过程中,周边软弱夹层出现斜向滑动,且随着软弱夹层数量逐渐增多,周边围岩斜向滑动范围越发明显;1条、2条与3条软弱夹层的斜向滑动



单位:m

图5 软弱夹层总位移及接触面斜向位移云图

位移峰值均在13 mm左右,1条与2条软弱夹层工况时,位于隧道下方的软弱夹层滑动趋势较为显著,当增加至3条软弱夹层时,第3条软弱夹层滑动趋势最显著处位于隧道上方;软弱夹层的滑动趋势受到接触面剪切强度的影响,1条与2条软弱夹层的接触面斜向位移为0.3 mm,表明接触面约束效应较好,当增加至3条软弱夹层时,接触面最大斜向位移达到1.1 mm,接触面发生较大位移,表明接触面所受应力超过剪切强度,进而导致软弱夹层产生滑动,从侧面验证了软弱夹层数量越多、范围越大,隧道围岩与支护局部稳定性越发不足。

4 结语

以某穿越软弱夹层的公路隧道为工程背景,通过对比分析不同工况的隧道围岩变形、塑性区、支护应力以及软弱夹层滑动趋势,评价隧道围岩与支护结构稳定性,得出以下结论:

(1)软弱夹层的存在会导致围岩变形的增加,且变化值随软弱夹层数量的增多而增大;软弱夹层分布不均匀,也将导致围岩变形呈现出均匀性的分析特征,越靠近软弱夹层一侧,变形越发显著。

(2)软弱夹层的存在会引起围岩塑性区扩大,且塑性区范围随软弱夹层数量的增多而向深部围岩扩展;软弱夹层不仅影响隧道围岩开挖塑性区的分布,其本身塑性区也同步扩展并形成长条剪切带,开挖轮廓线与软弱夹层接触部位可能存在局部失稳的风险。

(3)软弱夹层的存在会导致支护结构局部压应力集中,且压应力值随着软弱夹层数量的增多而增大;支护结构压应力呈现出显著不均匀分布,临近软弱夹层的支护部位将超压,利用支护结构抗压强度进行评价,当软弱夹层数量超过一定数量限制时,支护结构局部将失稳。

(4)软弱夹层与隧道开挖围岩是相互影响的关系,随着围岩逐步开挖,由于中部岩土体的缺失,使软弱夹层产

生滑动趋势,且与开挖面接触部位的滑动趋势最为明显,当软弱夹层数量超过一定数量限制时,滑动剪切力将超过接触面抗剪切强度,进而导致软弱夹层滑动。

参考文献

- [1]韩鑫.综合立体交通网主骨架基本形成[N].人民日报,2024-07-11(003).
- [2]2023年交通运输行业发展统计公报[J].现代城市轨道交通,2024(7):139.
- [3]张涇.含软弱夹层隧道围岩稳定性研究及支护效应分析[D].武汉:武汉理工大学,2018.
- [4]马磊,孙晓冬,吴金,等.基于FLAC3D的含软弱裂隙带隧道围岩稳定性研究[J].矿业研究与开发,2022,42(5):132-138.
- [5]于静涛,杨海峰.不同倾角软弱夹层对隧道围岩稳定性影响的数值分析[J].公路交通科技(应用技术版),2013,9(5):194-196.
- [6]丰正伟,刘新荣,傅晏,等.软弱结构面对隧道围岩稳定性的影响研究[J].地下空间与工程学报,2009,5(4):745-749.
- [7]石少帅,李术才,李利平,等.软弱夹层对隧道围岩稳定性影响规律研究[J].地下空间与工程学报,2013,9(4):836-842,853.
- [8]兰红,郑禄林,陈庆港,等.动静荷载下含软弱夹层巷道围岩稳定性分析[J].煤矿安全,2022,53(12):241-246,252.
- [9]董琪,王媛,陈宇.含软弱夹层隧道围岩渗流稳定性离散元分析[J].河南科学,2024,42(7):1011-1018.
- [10]周梓燊,李剑光,李纪伟,等.软弱夹层位置与厚度对隧道开挖影响数值模拟分析[J].计算机与数字工程,2024,52(4):1210-1215.
- [11]刘迪,吴立辉,顾云,等.软弱夹层对岩石爆破裂纹扩展影响的研究[J].工程爆破,2023,29(4):52-60.
- [12]彭鹏,张顶立,孙振宇.含软弱夹层隧道围岩变形特性与加固参数设计方法[J].岩石力学与工程学报,2021,40(11):2260-2272.

收稿日期:2024-09-02

(上接第149页)

(5)混凝土强度等级的提高能增加加固损伤墩柱的承载力和轴向刚度,但对其延性几乎没有影响。

参考文献

- [1]何晓阳,项贻强,邢聘.混凝土桥梁下部结构病害分析与加固[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2013,32(S1):807-811,822.
- [2]段世昌,徐千军.FRP与混凝土组合结构研究综述[J].水力发电学报,2005(5):55-59.
- [3]Hung, Chung-Chan, Su, et al. Mechanical properties and self-healing evaluation of strain-hardening cementitious composites with high volumes of hybrid pozzolan materials[J]. Composites Part B: Engineering, 2018(133): 15-25.
- [4]江佳斐,隋凯.纤维网格增强超高韧性水泥复合材料加固混凝土圆柱受压性能试验[J].复合材料学报,2019,36(8):1957-1967.

- [5]王朝阳.TRECC加固损伤混凝土柱轴压力学性能试验及理论分析[D].长沙:湖南大学,2021.
- [6]Li S, Chen X, Liu Z, et al. Axial behavior of pre-damaged RC columns strengthened with CFRP textile grid-reinforced ECC matrix composites[J]. Journal of Building Engineering, 2023(73): 106813.
- [7]Ma G, Chen X, Yan L, et al. Effect of pre-damage on compressive properties of circular RC columns repaired with BFRP composites: Testing and modeling[J]. Composite Structures, 2020(247): 112483.
- [8]Li V C. On engineered cementitious composites (ECC) a review of the material and its applications[J]. Journal of advanced concrete technology, 2003, 1(3): 215-230.
- [9]中国建筑科学研究院.混凝土结构设计规范:GB50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:210.

收稿日期:2024-09-02

基于 BIM 与物联网技术的桥梁全生命周期智能管控系统

黎祖榕

(广西新发展交通集团有限公司, 广西 南宁 530029)

摘要: 文章提出一个基于 BIM 与物联网技术的桥梁全生命周期智能管控系统, 实现建设期与运营期的数据共享与传递, 形成贯穿全生命周期的管理数据和决策支持系统。通过这一综合平台, 桥梁的养护与运营将实现标准化、可视化、可追溯, 并达到建养一体化的目标, 为桥梁管理提供更加科学与高效的解决方案, 为未来桥梁工程的全生命周期管理提供科学依据和实践参考。

关键词: 桥梁工程; BIM; 物联网技术; 系统构建

中图分类号: U445.7 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.052

文章编号: 1673-4874(2025)07-0174-05

0 引言

BIM(Building Information Modeling)技术作为建筑行业的一项重要创新, 已经在桥梁工程中得到了广泛应用。BIM 通过三维数字模型整合了桥梁设计、施工和管理各阶段的信息, 实现了桥梁项目全生命周期内数据的共享和传递^[1]。近年来, 学者们在 BIM 技术的研究与应用上取得了显著进展。例如, Smith 等^[2]提出了 BIM 技术在桥梁施工中的应用框架, 通过该框架能够显著提高设计精度和施工效率。魏鑫等^[3]利用组件式 GIS 与 BIM 集成, 对桥梁健康监测数据进行高效的管理与可视化, 并提出了一种多元回归模型, 用于分离温度效应与应变数据, 提高了数据的可操作性和可视化效率。

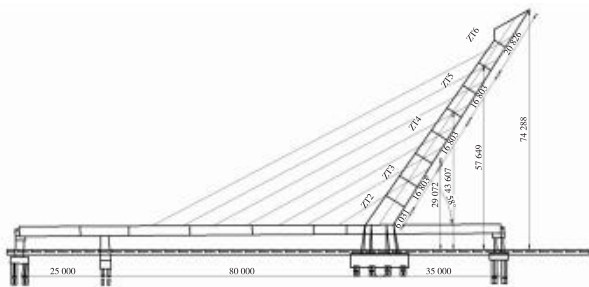
物联网(IoT)技术在桥梁工程中主要用于实时监测桥梁的结构健康状态。通过布设传感器网络, 物联网技术能够实时采集桥梁的各种运行数据, 如应力、应变、振动、温度等, 并将这些数据传输至中央管理系统进行分析和预警。刘剑^[4]研究了基于物联网的桥梁健康监测系统, 证明了该系统能够有效提高桥梁运行安全性和管理效率。此外, 徐阳等^[5]提出了一种融合 BIM 与物联网技术的桥梁监测系统框架, 能够在 BIM 平台上实现传感器数据的集成与可视化, 为桥梁养护决策提供有力的支持。

尽管 BIM 与物联网技术在桥梁管理中已展现出巨大的潜力, 但现有研究仍存在一些不足之处。在数据的存储、处理和分析方面, 还需要开发更为高效和智能的算法^[6-7]。现有研究大多集中于技术框架的提出和案例研究, 而在大规模工程实践中的应用经验相对较少。本文旨在构建一个基于 BIM 与物联网技术的桥梁全生命周期智能管控系统, 实现建设期与运营期的数据共享与传递, 形成贯穿全生命周期的管理数据和决策支持系统。通过这一综合平台, 桥梁的养护与运营将实现标准化、可视化、可追溯, 并达到建养一体化的目标, 从而为桥梁管理提供更加科学与高效的解决方案。

1 工程概况及平台需求

1.1 工程概况

本研究依托桥梁位于广西某市。该桥梁是一座具有重要交通和景观功能的跨径为(25+80+35)m的独塔双索面无背索混合塔斜拉桥, 如图1所示。桥梁全宽38.5m, 设计为单塔双索面结构, 适应当地的地理和交通需求, 具备较强的承载能力和抗震性能。



续性和有效整合,以便进行准确的预测和提供决策支持^[8]; (2) 物联网技术与传感器网络的应用,可以对桥梁结构的健康状况进行实时监控,及时识别和处理潜在的安全问题,从而延长桥梁的使用寿命; (3) 在经济效益与资源管理方面,通过全生命周期管理,可以有效优化资源配置,减少不必要的浪费,进而提升整体经济效益; (4) 考虑到桥梁所在区域的环境与安全需求,全生命周期管理能够减少对环境的负面影响,同时保障公共安全。因此,桥梁项目的全生命周期管理不仅是技术进步的体现,也是确保桥梁长期稳定运营的重要措施。通过 BIM 和物联网技术的有效结合,可以为该桥梁项目构建一个高效智能的管理平台,实现从建设到运营的全过程监控与管理优化。

2 BIM 平台构建与物联网数据集成

2.1 监测方案设计

在桥梁全生命周期管理中,监测方案的设计至关重要,是确保桥梁安全与运营稳定的核心环节。合理的监测点选择和布局策略不仅能有效获取关键结构的健康数据,还可以最大限度地降低监测成本。针对桥梁的结构特点、关键受力部位及运营环境,该项目对监测点进行了精心布置,重点监测主塔、主梁、拉索和桥墩等关键区域,这些位置的应力、应变、振动等数据直接影响桥梁的结构安全。此外,在跨中、支座、桥面连接处等易产生应力集中和疲劳损伤的区域,也布置了密集的监测点,以便及时捕捉潜在的结构问题。

为确保监测的高效性和精准度,项目采用了多种传感器设备,如应变传感器、加速度传感器、位移传感器和温度传感器等,这些传感器能实时收集桥梁结构的运行数据,并通过无线传输技术即时传输至中央管理系统,确保数据的连续性与完整性。在数据采集方法上,结合定时采集与事件驱动采集,既满足日常监测需求,又在出现异常时自动提升采集频率,确保获取关键时刻的详尽信息。

在监测数据基础上,BIM 与物联网技术的集成是实现桥梁全生命周期智能管理的核心。通过构建精细化的 BIM 模型,将桥梁的设计、施工及维护信息数字化,并将物联网传感器采集的数据标准化处理后与 BIM 模型关联,实现结构信息与实时状态的无缝融合。BIM 平台通过数据接口和可视化工具实现物联网数据的集成和更新,用户可以通过三维模型直观地观察桥梁的健康状态,如应力分布和振动模式。这种集成方式不仅提升了数据利用效率,还为智能决策提供了有力支持。

2.2 系统总体架构

系统总体架构设计包括各个功能模块的划分与相互关系的定义。整个系统分为数据采集层、数据处理层、应用层和用户接口(见图 2)。数据采集层负责从传感器收集实时数据;数据处理层则进行数据的存储、分析与建模;应用层包含各种分析工具和决策支持系统;用户接口

则通过 BIM 平台为用户提供友好的操作界面。

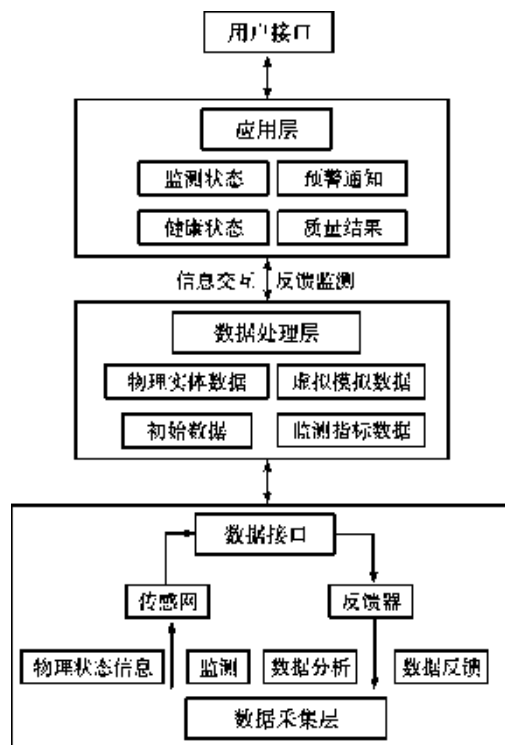


图2 系统功能架构图

系统架构设计以模块化为基础,分为数据采集模块、数据处理模块、BIM 集成模块、数据分析模块和决策支持模块。数据采集模块负责从物联网传感器获取实时数据;数据处理模块对数据进行清洗、存储和预处理;BIM 集成模块将处理后的数据与 BIM 模型进行对接;数据分析模块则负责对实时数据和历史数据进行统计分析与模式识别;决策支持模块基于分析结果,提供智能预警与维护建议。

系统的数据流与信息交互机制基于分层架构设计:

(1) 数据从传感器经由无线网络传输至中央数据处理中心。在数据处理中心,数据经过清洗和标准化处理后,被导入数据库。数据库中的数据与 BIM 模型集成,实现可视化展示。

(2) 通过数据分析模块进行处理,生成智能预警和维护决策。

(3) 处理后的信息通过用户接口层展示给管理人员,实现信息的闭环管理。

决策支持系统的设计以用户需求为导向,功能涵盖风险评估、预警生成、维护计划制定等。系统通过 BIM 平台展示分析结果,并提供可视化的操作界面,用户可以根据系统提供的建议,灵活调整维护计划。此外,系统还具备自学习功能,能够根据以往的决策效果不断优化其分析模型,提高决策的准确性和可靠性。

3 全生命周期管控平台的实现

3.1 勘察设计信息管理平台

在勘测设计阶段,确定模型的搭建方案是实现 BIM 平台化管理的关键。在遵循国内外 BIM 标准的基础上,结合工程项目的特点,协调各参与方统一数据存储格式,建立数据库,并制定详细的 BIM 实施方案。根据建筑、安装、测绘等专业的勘探数据与设计资料,构建包含建筑信息、管线信息、地理地质信息的基础 BIM 模型,从而实现项目勘察设计数据的三维模型化与多尺度综合展示。

3.1.1 地质信息模型建设方案

地质信息模型由勘测钻孔的实际数据生成。如图 3 所示,模型数据包括工程范围数据(以二维矢量面格式标识勘探覆盖范围)、钻孔点位数据(描述钻孔位置、编号、类型等信息的矢量数据或表格记录)、地层数据(描述地层顶部和底部深度、地层性质、岩土类型等),以及数字高程模型(DEM)数据。模型通过钻孔数据与 DEM 的结合确定平面参考点,插入地层数据生成带有地层信息的钻孔模型,最终结合工程范围数据,完成各钻孔与地层间的插值,形成完整的地质信息模型。



图3 地理信息模型建设图

3.1.2 管线信息模型生成原理

管线信息模型是进行管线碰撞检测和搬迁模拟的基础。模型的数据源包括物探管线模型、规划管线模型及 BIM 管线模型。物探管线模型从管点表格中提取位置和属性,从管段表格中提取管线和管段属性,然后生成具有拓扑关系和属性的矢量数据,并为管点和管段赋予三维特征模型,最终形成三维物探管线模型。

3.1.3 BIM 构件数据一体化管理方法

BIM 模型不仅用于展示建筑的三维形象,还作为信息管理的核心数据载体,需在建设过程中不断深化和更新。模型数据涵盖建筑、结构、水电安装等专业的现状工程数据、方案数据、施工图数据及临时工程数据。为管理海量的 BIM 构件数据,避免信息冗杂,整体模型的所有构件应作为管理对象,通过赋予唯一 ID 实现灵活应用。构件属性数据应写入模型,并根据 BIM 族分类导出属性表,与实际工程的工作层次结构表结合生成关联表,确保每个构件都能与其层级节点连接,最终实现模型信息的动态一体化管理。如图 4 所示。

3.2 施工阶段信息管理平台

在传统施工组织设计中,进度管理通常依赖于横道图和网络计划图。然而,横道图因无法清晰表达工序间的逻辑关系、缺乏精确的进度时间参数计算、需手动调整,难以适应大规模项目的需求。且尽管网络计划图能够在理论上提供更全面的计划控制,但由于其计算过程

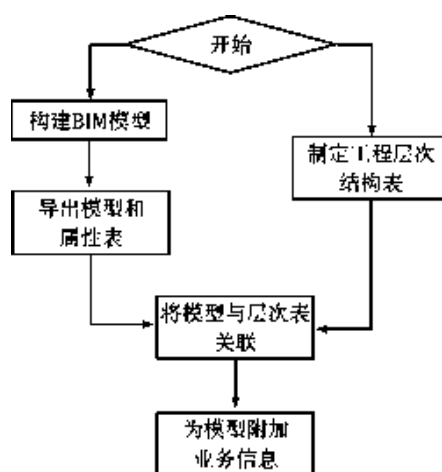


图4 BIM 构件数据一体化建设示意图

复杂、调整困难,实际应用中并不便于一线施工人员的操作和沟通。

随着工程项目复杂性的不断增加,涉及的参建单位多、建设规模大、周期长,且不确定因素较多,这给依赖传统经验进行进度协调的工作方式带来了巨大挑战。因此,在 BIM(建筑信息模型)技术的支持下,利用其构件信息高度集成和可控的特性,将时间参数嵌入 BIM 平台,实现 4D 施工进度的动态管理显得尤为重要。

在 BIM 平台中,每个模型构件都可以作为独立的管理对象,并与工程项目的结构树逐一对应。这种方法使施工组织计划可以细化到具体的构件工序,从而在流水施工进度管理中实现精确控制。具体操作如下:(1)基于项目的施工过程,将工程细分至分部分项工程下的各个构件工序,并根据这些工序编制施工组织设计的横道图,随后将其上传至 BIM 平台;(2)为 BIM 模型中的每个构件分配唯一的编码,并在属性栏中填写计划完成时间与实际完成时间等关键参数。在施工过程中,由负责施工的单位定期更新这些参数,以确保施工进度在平台中得到实时反映。

3.3 运维阶段信息管理平台

在桥梁运维期间,通过桥梁监测系统对主桥的运营数据进行监测与分析,研究温度对主梁变形、桥塔温度和位移以及拉索索力等结构特性的影响。主要监测的数据包括温度、位移和索力。

温度监测涵盖了外界温度和桥塔温度,均采用 JMT-36C 型热敏电阻温度传感器。该传感器具有高精度、高稳定性以及良好的防潮和绝缘性能,能够精确测量混凝土结构内部某一位置的温度变化。

为监测主梁的位移,在跨中设置了位移测点(位于横桥向两侧的护栏位置),以确保全面获取桥梁的跨中位移数据。

拉索索力的测量基于拉索振动频率的监测。测量过程中,使用专用夹具将加速度传感器固定在拉索上,以获取拉索的振动信号。加速度传感器将随机振动信号转

换为电信号,并通过放大器处理后传送至 FFT 信号分析仪进行频谱分析,通过分析拉索的横向振动频率计算出索力大小。

通过这些监测手段,系统能够实时跟踪和分析桥梁结构在运营期间的健康状况,确保桥梁的安全与稳定。

如通过全年温度监测结果发现,2月15日的温度变化幅度最大,因此选取该日的位移与温度监测数据分析主梁位移与温度的相关性。如图5所示,跨中主梁的顺桥向、横桥向及竖向位移与温度大致呈现负相关关系。

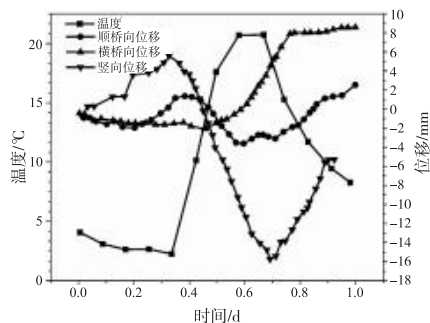


图5 主梁位移和温度对比曲线图

绘制了三向位移与温度的相关性分析图(见图6)。从图6可以看出,跨中主梁的顺桥向、横桥向和竖向位移均与温度呈现负相关关系,决定系数 R^2 分别为 0.87、0.89 和 0.86,说明随着温度升高,这三个方向的位移均有所减少。

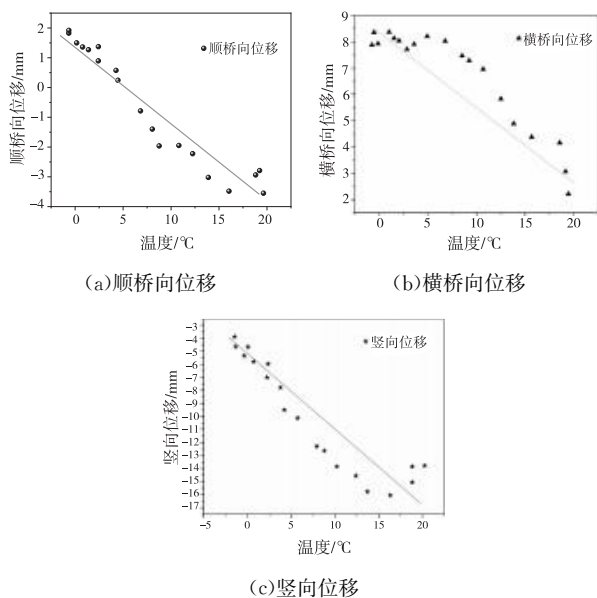


图6 主梁位移和温度相关分析图

斜拉索的索力是影响斜拉桥性能和结构安全的关键参数,其准确性直接关系到主梁和桥塔的内力分布及形态。基于该桥的结构特点和监测点布置要求,索力监测使用了加速度传感器,采样频率为50 Hz,进行实时在线监测。通过加速度计的数据计算索力,本文选取了7#

长索的实测索力数据。由于监测数据的不稳定性,选择2023年8月前10 d的数据进行分析,研究索力与温度变化之间的关系,如图7所示。

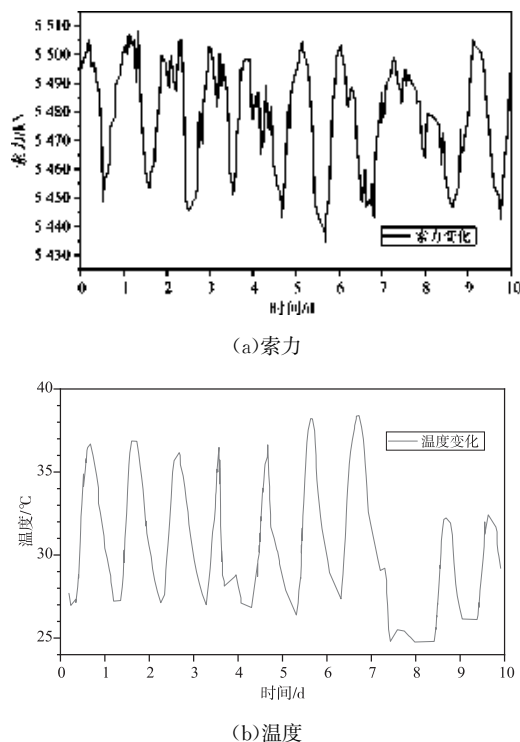


图7 索力和温度时程变化图

以7#长索上游测点的数据为例,计算出实测索力后,统计1 h的索力均值与对应的大气温度均值,并绘制索力与温度变化的时程曲线。结果表明,索力变化复杂,波动较大,并且与环境温度呈负相关关系,即温度升高时,索力减小;反之,温度降低时,索力增加。

将这10 d的SC25索力数据进行频域分析后发现,索力频谱主要集中在0.5 Hz以下,尤其在0.042 67 Hz和0.084 3 Hz两个频率点上,分别对应24 h和12 h的温度周期,表明温度变化对索力有显著影响。尽管使用了1 h均值来减少活荷载的影响,但频谱中仍存在较高频成分,这些成分反映了汽车荷载和风荷载对索力的影响。

4 结语

本研究通过构建基于BIM与物联网技术的桥梁全生命周期智能管控系统,为桥梁管理提供了一种标准化、可视化、智能化的解决方案,并得到如下结论:

(1)结合BIM技术的三维数字模型与物联网实时监测的优势,实现桥梁从设计、施工到运营阶段的数据连续性与集成管理。该系统能够有效实现建设期与运营期的数据共享与传递,形成贯穿桥梁全寿命周期的管理数据和决策支持平台。

(2)本文提出的BIM与物联网的深度融合方案,不仅提升了桥梁管理的精确度和响应速度,还为多方协同提

(下转第190页)

隧道软基干拌水泥碎石桩处理效果分析

许金江

(山西交通控股集团有限公司运城高速公路分公司,山西 运城 044000)

摘要: 文章以某公路隧道软基处理施工为研究背景,采用干拌水泥碎石桩进行加固处理,并在施工现场布置测点和仪器开展监控量测,分析确定加固效果。结果表明:隧道拱顶下沉和周边位移在二次衬砌完工后逐渐稳定,且总体变形量较小;隧道拱底围岩压力最大,拱顶部位钢拱架应力最高,完工后各部位围岩压力和拱架应力逐渐稳定,说明软基处理后地基承载能力提升,有效控制了围岩和支护结构变形和应力,加固效果良好。

关键词: 隧道软基;干拌水泥碎石桩;处理效果;围岩变形;围岩压力

中图分类号: U457+.3 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.053

文章编号: 1673-4874(2025)07-0178-03

0 引言

隧道施工途经泥质软岩地段,遇水崩解后,地基强度和承载力迅速下降,进而导致隧道产生沉降、底鼓等病害。为了消除泥质软岩软基对隧道结构的影响,必须采取措施提高地基承载力。干拌水泥碎石桩是在钻孔后将水泥、碎石等材料按比例拌和均匀后填入并夯实,形成具有一定强度的桩体^[1-2],不仅可以吸附地基中的水分,还有利于排出地下水,可有效提升地基承载力。干拌水泥碎石桩通过发生化学作用、挤密作用等提升地基土强度,加速排水固结^[3-4]。本文以公路隧道软基处理施工为研究背景,采用干拌水泥碎石桩进行加固处理,并在施工现场布置测点和仪器开展监控量测,分析确定加固效果。

1 工程概况

某高速公路隧道全长1 224 m,最大埋深为206 m,入口路段分布有软基。该隧道采用左右分离式设计,双向四车道,单线隧道开挖宽度为11.4 m,高度为8.5 m。隧道采用新奥法施工。围岩破损裂隙纹理发育,大部分路段为V级围岩,部分路段为IV级围岩。V级和IV级围岩段均采用锚杆钢筋网喷射混凝土联合钢拱架支护,其中系统锚杆长度为3.5 m,C25喷射混凝土厚度为26 cm,钢拱架选用工字钢型号为20A,钢筋网片采用 $\phi 8$ mm盘条制作,网格尺寸为200 mm $\times$ 200 mm。在隧道入口K216+452~K216+526段分布有软基,该路段上覆土层主要为黄土,具有明显的湿陷性,经现场取样检测属II级非自重湿陷性黄土;下部为砂质泥岩,遇水后强度快速下降,属极软岩,稳定性较差。下伏基岩为花岗岩,灰白色,块状结构,裂隙较发育,岩石坚硬、强度高、稳定性好。隧道沿线地表水和地下水不发育,偶见少量渗漏水,主要来源于大气降水产生的裂隙水,雨季渗水量稍大。

2 隧道软基干拌水泥碎石桩处理方案

经方案比选,隧道入口K216+452~K216+526段软

基拟采用干拌水泥碎石桩进行加固处理。该路段基础泥质软岩结构破碎,承载能力差。在雨季,上部黄土内部的大孔隙形成垂直节理,为雨水渗透提供了运输通道,雨水渗入后造成泥质软岩结构崩解,强度急剧下降。现场干拌水泥碎石设计桩径为0.4 m,采用梅花形布置,桩间距为1.0 m,桩长为7.0 m~7.8 m。桩位布置如图1所示。干拌水泥碎石桩碎石选用粒径为5~50 mm级配碎石,采用P.O 42.5普通硅酸盐水泥,掺量为12%。干拌水泥碎石桩布置在仰拱下部,其中隧道中心部位桩体长度最小,仰拱两侧长度最大,一个断面共布置9根桩。

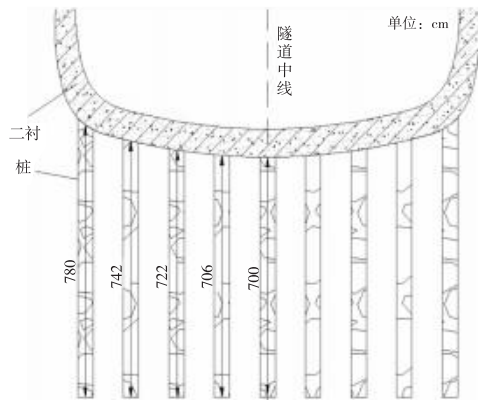


图1 隧道软基干拌水泥碎石桩布置示意图

干拌水泥碎石桩施工采用钻孔和夯击一体式施工设备,钻孔后填入干拌水泥碎石材料,随即夯击成型^[5-6]。在干拌水泥碎石桩施工完成后进行地基承载力检测,复合地基承载力特征值均 >250 kPa,满足设计要求。在干拌水泥碎石桩上部直接施作隧道仰拱,并加快施工进度,尽快封闭成环,提升隧道的整体稳定性。

3 隧道软基干拌水泥碎石桩处理效果分析

3.1 现场监控量测方案

隧道施工过程中,布置测点开展监控量测,分析隧道围岩与支护结构的变形情况,检验干拌水泥碎石桩处

作者简介:许金江(1982—),工程师,研究方向:土木工程施工。

治效果。由于隧道下伏软基泥质软岩遇水后强度下降,在现场监控量测过程中应重视对围岩变形和钢拱架应力的监测^[7]。在软基段布置监测断面开展监控量测,现场监控量测主要包括围岩内部位移、钢拱架应力、围岩压力等项目。

选取代表性监测断面,分别在隧道各部位埋设监测点和监测仪器。其中,土压力计埋设6只,分别布置在隧道拱顶、拱底、两侧拱肩和拱脚,用于监测围岩压力,位于围岩和衬砌混凝土结构交界处;在上述六个部位钢拱架内外分别安装一个应变计,共12只,焊接在钢拱架上;在隧道拱顶、拱腰等部位埋设拱顶下沉和周边位移测点,每个监测断面共布置1个沉降测点和2个周边位移测点。测点布置如图2所示。

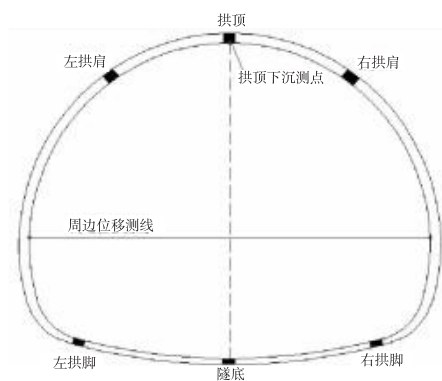


图2 监控量测测点布置图

现场监测频率根据监测断面距掌子面的距离确定^[8],当距掌子面距离 <11 m时,每天监测2次;当 $11\text{ m}<\text{距掌子面}<22$ m时,每天监测1次;当 $22\text{ m}<\text{距掌子面}<55$ m时,每2 d监测1次;当距掌子面 >55 m时,每3 d监测1次,如遇变形或应力突然增大应适当增加监测频率。

3.2 围岩变形监测结果分析

本文选取变形和应力较大的K216+462和K216+512断面作为研究对象,在施工过程中对拱顶下沉、周边位移开展现场检测,整理监测数据绘制变化曲线如图3和图4所示。

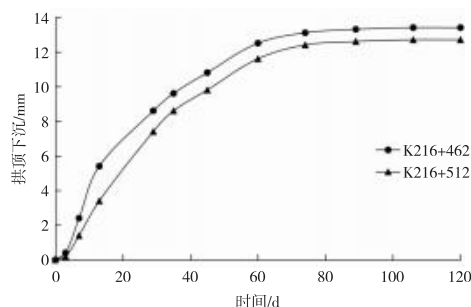


图3 拱顶下沉曲线图

分析图3和图4可知,在监测初期变形量增加幅度较大,监测后期变形逐渐稳定。拱顶下沉监测前60 d变

形量较大,K216+462和K216+512断面增速分别为 0.21 mm/d 和 0.19 mm/d ,增速较大;周边位移监测前60 d增速也较大,分别为 0.16 mm/d 和 0.15 mm/d 。监测后期变形速率逐步下降,在89 d以后基本达到稳定,期间增速较小。两个断面拱顶下沉和周边位移最大值分别为13.4 mm和11.3 mm,变形量均较小。

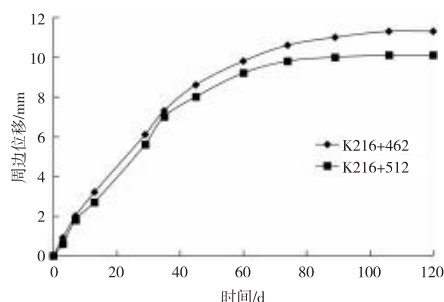


图4 周边位移曲线图

3.3 围岩压力监测结果分析

在隧道初期支护与围岩之间埋设压力盒,在施工过程中监测隧道围岩压力。取K216+462断面各部位监测数据如图5所示。

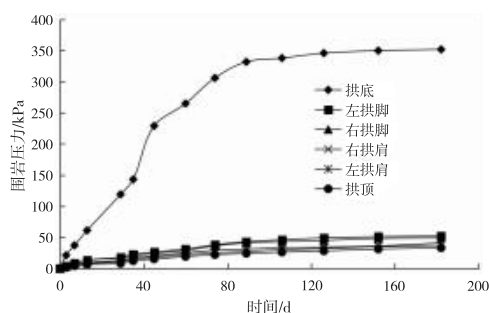


图5 隧道围岩压力变化曲线图

分析图5监测结果可知,隧道各部位围岩压力在整个施工期间总体上呈增加趋势,二次衬砌完工后逐渐稳定,其中拱底围岩压力变化幅度最大。隧道拱底围岩压力远高于其他部位,在初期支护施工期间增幅最大,二次衬砌完工后有小幅增加,监测126 d后基本达到稳定状态,最大值为352 kPa。其他部位在施工期间围岩压力有小幅增加,二次衬砌完工后逐步达到稳定,最大值 $\leq 55\text{ kPa}$,相对较小。在隧道主体结构完工后各部位围岩压力逐渐达到稳定,说明干拌水泥碎石桩充分发挥了作用,可有效保证隧道结构稳定。

3.4 钢拱架应力监测结果分析

利用钢筋计对钢拱架内外侧应力开展监测。取K216+462断面数据得到钢拱架应力变化曲线如图6和图7所示,其中受压为负,受拉为正,左右拱肩应力较小未列出。

分析图6和图7监测结果可知,在初期支护施工期间钢拱架内侧和外侧应力总体呈现增加趋势,在二次衬砌施工后出现小幅波动后逐渐稳定。钢拱架内侧拱顶和

左侧拱脚位置应力值较大,最大值分别为 -228.2 MPa 和 -168.6 MPa ,拱顶位置所承受的压应力最大。钢拱架外侧同样是拱顶部位压应力最大,最大值为 -203.8 MPa 。隧道开挖后,隧道拱部承受上部的土压力最大,应力值不断增加。二次衬砌施工后小幅下降后回升,但总体变化不大,说明二次衬砌承受了部分荷载。各部位钢拱架应力最终均达到稳定,说明地基采用干拌水泥碎石桩承受了上部荷载,保证了隧道结构的稳定。

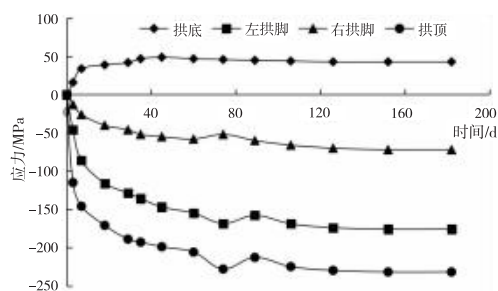


图6 钢拱架内侧应力变化曲线图

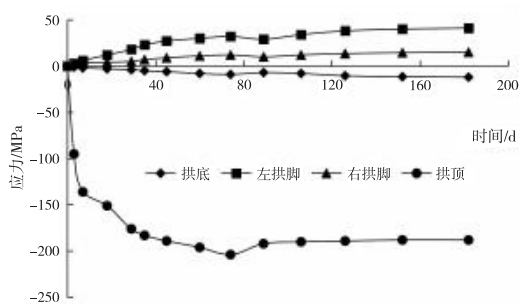


图7 钢拱架外侧应力变化曲线图

4 结语

本文基于公路隧道软基干拌水泥碎石桩施工案例,在地基承载力满足设计要求的情况下,通过开展现场监

控量测进一步确定处理效果,分析监测数据得出以下结论:

(1)在监测初期隧道拱顶下沉和周边位移变形量相对较大,工后逐渐趋稳,且总体变形量不大,说明隧道围岩得到有效控制,支护结构稳定。

(2)隧道拱底围岩压力远高于其他部位,在施工期间各部位围岩压力呈增加趋势,二次衬砌完工后逐渐达到稳定,说明采用干拌水泥碎石桩加固后隧道稳定性得到提升。

(3)隧道钢拱架内侧和外侧应力最大值均出现在拱顶位置,各部位应力最终均达到稳定状态,说明隧道地基处理后承载力提升,有效抵抗了上部荷载,隧道结构安全稳定。

参考文献

- [1]张小玲.干拌水泥碎石桩加固处理技术在公路养护工程中的应用[J].交通科技与管理,2024,5(10):63-65.
- [2]罗婷.干拌水泥碎石桩加固技术在高速公路养护中的应用[J].交通世界,2024(8):95-97.
- [3]冯正涵.论干拌水泥碎石桩在高速公路养护中的应用[J].四川建材,2023,49(2):170-171.
- [4]陈忠宇,张金保,李永清,等.干拌水泥碎石桩设计与工程应用研究[J].公路,2022,67(8):56-63.
- [5]吴渊.干拌水泥碎石桩在公路路基加固中的应用[J].淮北职业技术学院学报,2022,21(3):107-111.
- [6]张金保.干拌水泥碎石桩加固软弱路基的数值模拟[J].公路,2021,66(4):18-22.
- [7]苑伟强.干拌水泥碎石桩路基加固施工技术[J].交通世界,2020(30):119-120.
- [8]韩冬红.干拌水泥碎石桩加固机理研究及工程实例分析[J].中国勘察,2009(4):51-53.

收稿日期:2024-08-12

(上接第90页)

参考文献

- [1]顾斌,陈志坚,陈欣迪.基于气象参数的混凝土箱梁日照温度场仿真分析[J].东南大学学报(自然科学版),2012,42(5):950-955.
- [2]Hedegaard B D, French C E W, Shield C K. Investigation of thermal gradient effects in the I-35W St. Anthony Falls Bridge[J]. Journal of Bridge Engineering, 2013, 18(9):890-900.
- [3]Miao C Q, Shi C H. Temperature gradient and its effect on flat steel box girder of long-span suspension bridge[J]. Science China Technological Sciences, 2013, 56(8):1929-1939.
- [4]顾斌,谢甫哲,雷丽恒,等.大跨桥梁结构三维日照温度场计算方法[J].东南大学学报(自然科学版),2019,49(4):664-671.

- [5]张宁,刘永健,刘江,等.高原高寒地区H形混凝土桥塔日照温度效应[J].交通运输工程学报,2017,17(4):66-77.
- [6]刘扬,张海萍,邓扬,等.基于实测数据的悬索桥钢箱梁温度场特性研究[J].中国公路学报,2017,30(3):56-64.
- [7]肖建庄,宋志文,赵勇,等.基于气象参数的混凝土结构日照温度作用分析[J].土木工程学报,2010,43(4):30-36.
- [8]蒋贇猷,周群,陈光辉.大跨PC连续刚构桥主梁温度梯度下的应力分析[J].中外公路,2019,39(3):143-147.
- [9]段凯凯.基于实测温度场的曲线连续刚构桥温度效应分析[D].西安:长安大学,2020.
- [10]李帅.大跨度连续刚构桥日照温度场及温度效应研究[D].成都:西南交通大学,2013.

收稿日期:2025-03-01

湿陷性黄土地层隧道施工关键技术及围岩稳定性研究

刘俊龙

(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章以全长 1905 m 的大断面湿陷性黄土隧道为工程背景,从湿陷性黄土特性出发,研究了不同施工深度对渗透率的影响以及横截面沉降分布情况,并对同一地区不同隧道洞型的沉降情况进行了研究。结果表明,施工深度 <10 m时,水分的渗透速率基本维持在 $6 \times 10^{-4} \sim 10 \times 10^{-4}$ cm/s,变化不显著,最大沉降量位于拱脚及其下部,最大值为6.4 cm;马蹄形隧道的地表最大沉降值为1.7 cm,隧道最大沉降值为8.3 cm,而蛋形隧道地表最大沉降值为3.7 cm,隧道最大沉降值为9.2 cm。

关键词: 湿陷性黄土;隧道施工;关键技术;围岩稳定性

中图分类号: U455.4 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.054

文章编号: 1673-4874(2025)07-0181-04

0 引言

湿陷性黄土作为一种特殊土壤类型,给隧道施工带来了严峻挑战。湿陷性黄土遇水后颗粒黏结力骤减,易破坏土壤结构,导致围岩失稳。隧道开挖若支护不力,会大幅增加坍塌或滑坡风险,威胁人员安全,还可能造成周边土体沉陷和地面沉降,影响隧道稳定,损害地面建筑、道路及管道等,威胁环境安全。虽困难重重,但合理的施工技术与措施可解决这一问题。邵生俊等^[1]对湿陷性黄土地区的隧道工程展开了深入细致的研究,对相关条件进行了全面分析,同时对围岩的稳定性以及衬砌的变形状况进行了科学评估。郑甲佳^[2]提出局部浸水影响,强调关注拱顶和拱底薄弱处。这些研究成果为隧道建设提供了重要依据,增强了施工的安全性和稳定性,同时也促进了经济的发展。

1 湿陷性黄土对隧道施工的影响

1.1 湿陷性黄土特性

湿陷性黄土是一种特殊土体,干燥时的强度较高,但在水的作用下,其黏结力显著降低,易产生以下不良影响^[3]:

1.1.1 围岩失稳

湿陷性黄土在干燥状态下强度较高,但遇水后颗粒间黏结力大幅降低。这易使围岩软化失稳,进而出现变形和坍塌等情况,严重威胁施工安全。为了解决这一问题,可以采用喷射混凝土和设置钢支撑等措施,有效增强围岩的稳定性。同时,还应加强排水设施建设,及时排除可能渗入的水分,降低湿陷性黄土受水的影响程度,确保施工顺利进行^[4-5]。

1.1.2 地面沉降

雨水渗入时,湿陷性黄土会带来严重后果,其可能导致地面沉降,进而损坏地面结构,同时也会危及隧道安

全。因此,在施工前应充分研究黄土的性质,以便制定更科学合理的施工方案。在施工过程中,采取注浆加固等措施,增强土体稳定性。此外,还需加强沉降监测和预警,及时发现问题并采取应对措施,确保施工安全和工程质量^[6]。

1.2 施工处理流程

湿陷性黄土隧道施工处理主要包括预处理、支护、二次衬砌及防水。通过注浆加固预处理降低土体湿陷性并增强强度;施工中采用钢拱架等初期支护与钢木临时支撑协同控制围岩变形;及时施作二次衬砌以抵御应力重分布并提升结构稳定性;结合地表排水系统(排水沟、截水沟)与地下防水措施(防水材料、防水板)阻隔水分侵蚀,防止湿陷变形并保障隧道长期安全与耐久性^[7-9]。详见图1。

(1)预处理:通过注浆加固的方法来降低土体的湿陷性,从而增强其强度。具体是向土体注入浆液,填充孔隙,使土体更加密实,有效提高土体强度,为后续工程施工创造稳定条件。

(2)支护:支护工艺有初期支护、临时支撑。隧道施工初期,有效的初期支护是控制围岩变形的关键,常用钢拱架、锚杆和喷射混凝土加固洞室周围岩体,保证隧道安全稳定。大断面黄土隧道建设中,钢支撑和木支撑等临时支撑可控制围岩变形。

(3)二次衬砌:在拆除临时支撑后进行,可有效防止围岩应力重新分布导致的变形。它增加了结构的厚度和强度,提升了承载稳定性,为隧道长期安全运行提供有力保障。

(4)防水:设置排水沟、截水沟等排水设施,能有效排出地表水分,防止其渗入湿陷性黄土,减少黄土湿陷变形。隧道施工时,还应采取地下防水措施,如用防水材料 and 防水板,防止地下水侵蚀渗透隧道结构,降低水分侵蚀,提高隧道安全性与寿命。

作者简介: 刘俊龙(1990—),工程师,主要研究方向:黄土隧道施工。

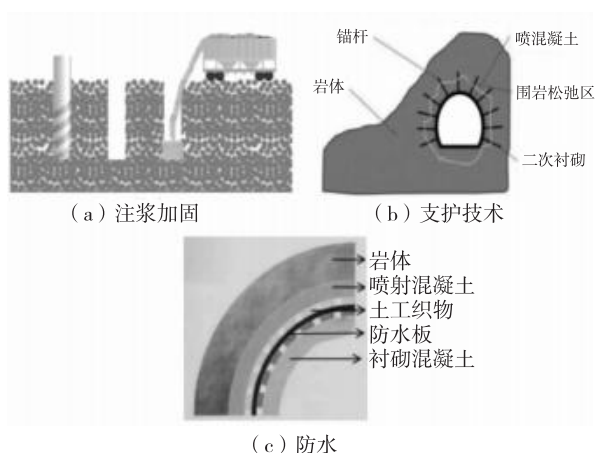


图1 施工处理技术示意图

2 工程概况

本项目为全长1 905 m的大断面湿陷性黄土隧道,施工过程中团队面对多重挑战。湿陷性黄土的遇水软化、变形大和稳定性差等特点,使施工任务极为艰巨。为解决该问题,采用了多种开挖方法,包括弧形导坑法、CRD法(交叉中隔壁法)和双侧壁导坑法,同时结合注浆加固、排水固结等预处理技术,以改善黄土的物理力学性质并提高围岩的稳定性。

在施工过程中,根据围岩的稳定性情况,团队综合运用了三种主要施工方法,确保了施工的安全与质量。对于稳定性较好的地段,采用弧形导坑法能有效控制开挖面变形;在中等稳定性的围岩中,使用CRD法分步开挖来降低对围岩的扰动;在稳定性较差的地区,则采取双侧壁导坑法提供额外支撑。同时,为防止隧道内部渗水影响施工质量,在隧道内壁铺设了防水材料,并建设了完善的排水系统。

3 围岩稳定性研究

3.1 渗透速率对隧道围岩稳定性的影响

在湿陷性黄土地层中,施工深度通过改变渗水速率间接影响隧道围岩稳定性。由图2可知,深度10 m以上时,渗水速率随深度增加呈显著上升趋势;而深度超过10 m后,渗水速率稳定在 $6 \times 10^{-4} \sim 10 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$,变化幅度大幅缩减^[10]。这种差异源于黄土的结构性特征:浅层黄土存在大量垂直管状孔隙,为水分渗透提供了便捷通道,导致渗水速率快速提升;随深度增加,土体密实度提高,孔隙率降低,渗流路径延长且竖向渗透性减弱,使得渗水速率趋于稳定。

渗水速率的变化直接关联围岩稳定性状态。浅层高渗水速率会加速水分向隧道开挖面附近土体渗透,导致黄土颗粒间黏结力急剧下降,引发湿陷变形,显著降低围岩承载能力,增加坍塌风险。而深层稳定的低渗水速率虽减少了水分快速侵入的威胁,但持续的缓慢渗透仍可能使围岩长期处于弱含水状态,弱化其力学性能。因

此,施工中需针对不同深度的黄土渗水特性采取差异化措施:浅层应强化排水系统设计,快速排除渗入水分以抑制湿陷;深层则需注重注浆加固,通过填充孔隙进一步降低渗透性,维持围岩结构稳定。

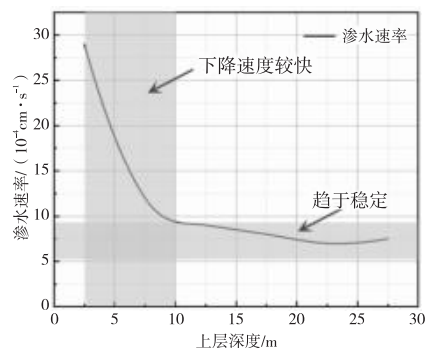


图2 不同深度对渗水速率的影响曲线图

3.2 不同施工方法的围岩稳定性分析

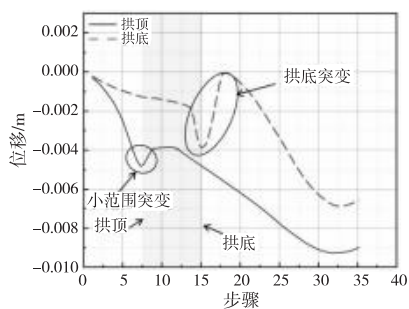
通过数值模拟方法对湿陷性黄土地层隧道施工过程进行模拟,结果显示弧形导坑法、CRD法和双侧壁导坑法对围岩稳定性的影响存在显著差异。

图3与图4为不同施工方法条件下,围岩与衬砌在施工过程中的位移变化曲线。双侧壁导坑法作为三种方法中控制效果最好的一种,其横断面围岩位移特征最为理想。拱腰的两个监测点所反映的水平位移呈现出对称变化态势,这是由于拱顶受到压缩力,拱底受到拉力,使得围岩发生椭圆形变形。随着施工深度增加,水平位移相应增大,直至施工到达拱底后趋于稳定。当施工到达拱顶时,拱顶位移会出现较小幅度的突变,随后沉降量稍有回升,最终逐渐减小;拱底位移曲线也有类似现象,施工至拱底时会出现约0.24 cm的小突变。同时,衬砌结构的竖向位移占比显著高于水平方向,且拱顶与拱底的变形响应存在明显时序差异,各部位的位移差值分别为:拱顶0.92 cm,拱底0.69 cm,左右拱腰0.32 cm。

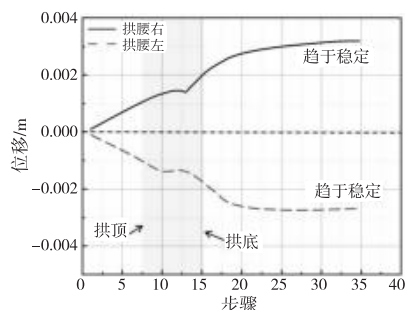
而CRD法施工时,横断面围岩位移控制效果次之。水平位移上,因中隔壁的支撑作用,拱腰处的水平位移对称变化幅度较双侧壁导坑法大,最大水平位移差值为0.45 cm。竖向位移方面,拱顶和拱底的突变现象较双侧壁导坑法明显,拱顶最大位移为1.2 cm,拱底最大位移为0.95 cm,变形累积相对较多。弧形导坑法的横断面围岩位移控制效果最差。水平位移上,拱腰处的对称变化幅度较大,最大水平位移差值达0.8 cm。竖向位移上,拱顶和拱底的位移突变显著,拱顶最大位移1.8 cm,拱底最大位移1.5 cm,衬砌结构的竖向位移占比虽仍高于水平方向,但整体变形量远超双侧壁导坑法。

根据上述数据分析,双侧壁导坑法在水平位移控制和竖向位移约束方面均优于CRD法与弧形导坑法,其对称变形特征与小幅突变规律更适配湿陷性黄土的力学特性。CRD法虽能通过中隔壁抑制部分变形,但累积位移仍较双侧壁导坑法高30%~50%;弧形导坑法因支护

体系单一,位移突变显著且整体变形量达双侧壁导坑法的1.5~2倍,易引发围岩失稳风险。因此后续施工应优先采用双侧壁导坑法,对围岩条件较好的区段可辅以CRD法,并强化弧形导坑法的临时支护参数,以实现安全与效率的平衡。



(a)拱顶与拱底的竖向位移



(b)拱腰两侧的水平位移

图3 双侧壁导坑法施工围岩水平位移与竖向位移曲线图

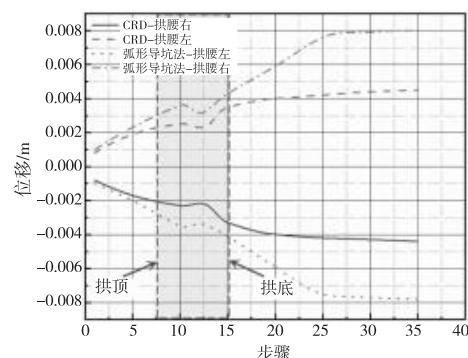
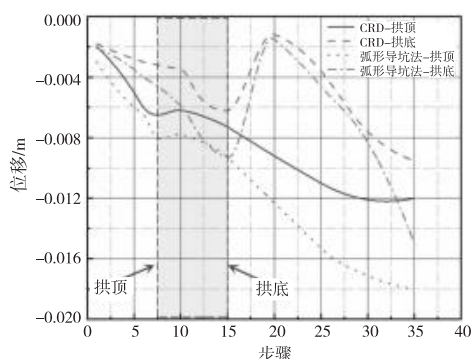


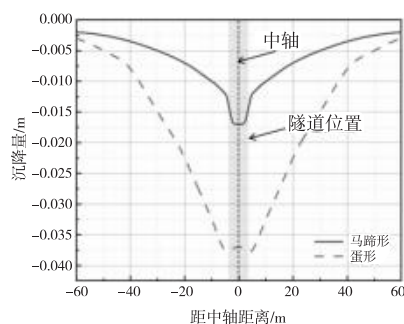
图4 CRD与弧形导坑法施工围岩水平位移与竖向位移曲线图

3.3 不同隧道形状对围岩稳定性的影响

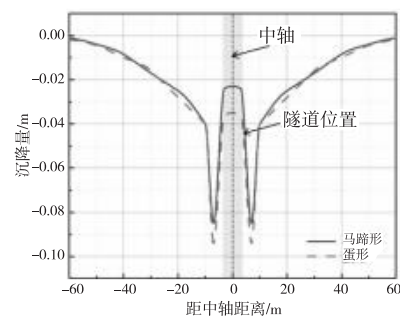
为探究湿陷性黄土地层中隧道形状对围岩稳定性的影响,采用数值模拟方法,对马蹄形和蛋形隧道施工过程进行模拟。通过分析模拟数据,对比两种形状隧道在围岩稳定性方面的作用差异,进而剖析不同隧道形状的影响。

3.3.1 马蹄形和蛋形隧道围岩沉降分析

图5为同一地区施工完成后马蹄形和蛋形隧道围岩沉降曲线。由图5可知,地表沉降曲线近似二次抛物线形状。马蹄形隧道最大沉降值为1.7 cm,蛋形隧道最大沉降值达3.7 cm。在隧道基底位置,两者沉降变化趋势稍有不同。马蹄形隧道沉降值由外至内呈增加趋势,蛋形隧道从最外侧至5 m处沉降增加,而从5 m至中轴位置则略微隆起。图5(b)所示基底沉降曲线整体变化趋势相似,但数值有差异。在离中轴10 m处,马蹄形隧道位移从4 cm增至8.3 cm,蛋形隧道位移从4 cm增至9.2 cm。在-4.5~4.5 m,土层沉降量逐渐减小,中轴位置沉降量分别为2.3 cm和3.7 cm。这表明不同形状的隧道对围岩沉降有着不同的影响,在隧道设计和施工中需充分考虑隧道形状因素,以确保工程的稳定性和安全性。



(a)地表沉降



(b)隧道基底沉降

图5 不同隧道形状下围岩沉降曲线图

3.2.2 马蹄形和蛋形隧道围岩位移变化分析

如图6所示呈现了马蹄形隧道和蛋形隧道围岩不同特征点的水平与竖向位移曲线。从图6能够清晰地看出,两种隧道断面拱腰处水平位移与浸水深度关系曲线具有较高的相似性。以左拱腰为例,在浸水至第12步之前,位移值逐步上升。在这个阶段,马蹄形断面的水平

位移为0.68 cm,而蛋形断面则为1.55 cm。随着隧道两侧围岩沉降不断加剧,拱腰受到挤压,从而使水平位移逐渐减小。当水位到达拱腰时,水平位移分别变为1.5 cm和0.9 cm。当浸水湿陷至基底下2 m时,拱腰水平位移逐渐趋于稳定,此时马蹄形隧道的水平位移为0.69 cm,蛋形隧道为0.71 cm。

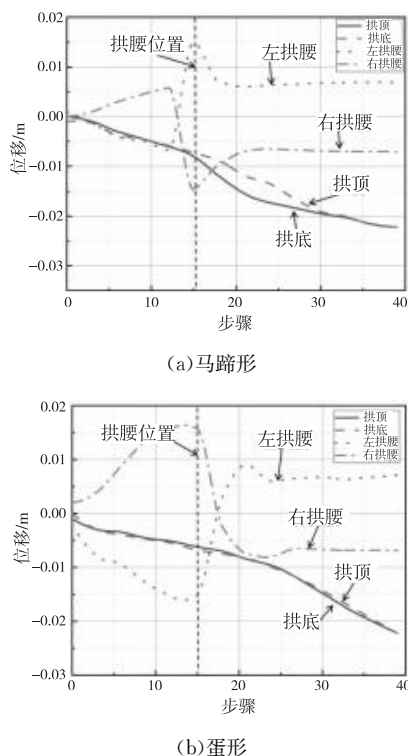


图6 马蹄形隧道和蛋形隧道围岩位移曲线图

通过图6对不同浸水步骤下拱顶、拱底的竖向位移曲线进行比较可以发现,当渗水抵达拱顶和拱底时,相应位置会出现显著的沉降,随后又逐步回归到原有的变化趋势。在浸水尚未到达拱脚时,拱脚与拱底的沉降曲线几乎重合。然而,当水位触及拱脚后,该特征点的沉降明显增大,马蹄形隧道和蛋形隧道的竖向位移均达到2.2 cm。

4 结语

通过对湿陷性黄土地层隧道施工关键技术及围岩稳定性研究进行分析,得出了以下结论:

(1)浅层区域渗透速率随深度显著增加,导致水分快

速侵入围岩,增大湿陷变形风险;当深度超过10 m后,渗透速率进入稳定区间,保持在 $6 \times 10^{-4} \sim 10 \times 10^{-4}$ cm/s的较低水平。这一10 m临界深度的发现,要求浅层施工必须强化排水措施以快速疏导水分抑制湿陷,而深层施工则应侧重注浆加固以降低渗透性,维持结构稳定。

(2)对比三种主要施工方法对围岩位移的影响,双侧壁导坑法展现出最显著的控制效果,其拱顶沉降值最小,仅为0.92 cm,拱底沉降值为0.69 cm,左右拱腰水平位移差值也最小,为0.32 cm,且位移突变幅度小。相比之下,CRD法拱顶沉降增大至1.2 cm,拱底沉降值为0.95 cm,水平位移差值增至0.45 cm;弧形导坑法控制效果最弱,拱顶沉降高达1.8 cm,拱底沉降值达1.5 cm,水平位移差值达0.8 cm。

(3)马蹄形隧道在地表产生的最大沉降值仅为1.7 cm,远低于蛋形隧道的3.7 cm。在隧道基底,马蹄形隧道的最大沉降值为8.3 cm,同样明显小于蛋形隧道的9.2 cm。此外,在施工过程中的位移变化方面,如拱腰水平位移在浸水初期,蛋形隧道达到1.55 cm,显著高于马蹄形隧道的0.68 cm。

参考文献

- [1]邵生俊,杨春鸣,焦阳阳,等.湿陷性黄土隧道的工程性质分析[J].岩土工程学报,2013,35(9):1580-1590.
- [2]郑甲佳.黄土地区浅埋暗挖地铁区间隧道结构体系受力特征研究[D].西安:长安大学,2011.
- [3]韩兴博,叶飞,陈子明,等.黄土盾构隧道地层特性演变规律及围岩压力计算[J].铁道科学与工程学报,2022,19(12):3715-3725.
- [4]邵生俊,陈菲,邵帅.黄土隧道地基湿陷变形评价方法探讨[J].岩石力学与工程学报,2017,36(5):1289-1300.
- [5]莫江峰,张文明,韩志攀,等.湿陷性黄土隧道施工及围岩变形特征分析[J].建筑结构,2022,52(增刊1):2923-2927.
- [6]翁效林,王俊,王立新,等.黄土地层浸水湿陷对地铁隧道影响试验研究[J].岩土工程学报,2016,38(8):1374-1380.
- [7]戎娟.地下水位上升引起湿陷性黄土地基沉降模拟研究[D].西安:长安大学,2020:25-36.
- [8]李元兴.湿陷性黄土地层浅埋大跨度隧道高压水平旋喷桩预支护应用技术[J].甘肃科技,2024,40(4):10-13.
- [9]侯乐乐,翁效林,黄文鹏,等.湿陷性黄土地铁隧道基底注浆加固处治试验[J].长安大学学报(自然科学版),2022,42(2):91-102.
- [10]张晨.不同浸水环境下湿陷性黄土隧道围岩与衬砌相互作用影响研究[D].西安:西安理工大学,2021.

收稿日期:2024-12-02

地震作用下窄桥面网状吊杆拱桥受力性能分析

陈国升

(柳州铁道职业技术学院, 广西 柳州 545616)

摘要: 文章以窄桥面网状吊杆拱桥为研究背景, 通过建立全桥有限元模型, 开展地震作用下网状吊杆拱桥的受力性能研究, 对比系杆、拱肋跨中和典型吊杆的位移和内力响应变化, 分析系杆和拱肋的位移以及内力最值沿桥跨跨向的分布规律。结果表明: 拱肋和系杆的横桥向位移最大, 拱肋最大横桥向位移达 203.5 mm, 是系杆最大位移的两倍; 系杆和拱肋在地震中的轴力和面外弯矩差异显著, 系杆的轴力变化范围为 270~5700 kN, 而拱肋则为 -6 150~-3 900 kN, 拱肋面外弯矩最大达 620 kN·m, 是系杆的 5.6 倍; 不同位置吊杆受力有明显区别, 跨中吊杆轴力最大, 短吊杆面内、面外弯矩均最大。研究结果可为同类型桥梁的抗震设计提供参考。

关键词: 网状吊杆拱桥; 窄桥面; 地震; 有限元方法; 动力响应

中图分类号: U448.22 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wocst.2025.07.055

文章编号: 1673-4874(2025)07-0185-03

0 引言

山区地形环境特殊, 桥梁工程作为连接山区与外界的重要基础设施, 不仅能实现地理空间上的跨越, 更能在促进信息交流、激活区域经济发展中发挥重要的作用。在新时代西部大开发的背景下, 越来越多的桥梁在山区交通基础设施中得到规划和建设, 在“双碳”目标下, 对桥梁设计中绿色环保的发展理念也提出了更高的要求^[1]。

在山区桥梁的优化设计中, 尤其是在部分交通需求相对有限的山区, 窄桥面桥梁结构成为设计焦点之一, 其不仅充分考虑了当地交通的实际需求, 还兼顾了经济性与环境影响^[2-3]。而网状吊杆拱桥因其交叉布置的吊杆, 使得桥梁结构各断面受力更加均匀, 整体结构受力得到了优化, 显著提升了结构效率, 促使在结构设计中有效减小断面尺寸、降低材料用量成为可能^[4]。因此, 窄桥面网状吊杆拱桥的设计, 在山区桥梁工程应用中具有较大的应用前景。已有对大跨度网状吊杆拱桥受力性能的研究, 通常是桥面宽度>20 m的桥梁, 主要应用在城市公路交通系统中^[5-7]。然而, 桥面宽度较窄(<10 m)的网状吊杆拱桥的研究较为少见。

山区地震烈度普遍较高, 窄桥面网状吊杆拱桥在地震作用下的受力性能尚不明确。本文以系杆间距7.2 m的窄桥面网状吊杆拱桥为研究背景, 通过构建全桥结构有限元模型, 开展地震作用下结构动力响应时程分析, 研究拱肋、系杆和吊杆等构件在关键断面的位移和内力响应变化, 同时探讨位移和内力沿跨向的分布规律。

1 工程背景与模型建立

某下承式网状吊杆拱桥主跨为160 m, 拱肋采用平行拱肋形式, 拱肋与系杆的间距均为7.2 m, 两拱肋通过横梁连接, 拱肋采用圆管形, 外径为0.9 m。主梁采用纵横梁体系, 系杆采用矩形形式, 外宽度和高度均为0.9 m。拱肋与系杆典型断面如图1所示。吊杆采用圆钢吊杆, 倾角为60°。桥梁采用双柱墩, 墩高24 m, 桥墩横断面为

2.8 m×2.8 m。承台高3 m, 承台下的桩基为3 m×3 m圆柱桩布置形式, 单桩直径为2 m, 桩净距为3 m。桥梁上部结构均为钢材, 采用 Q420q 钢, 下部结构均为混凝土, 标号为 C35。

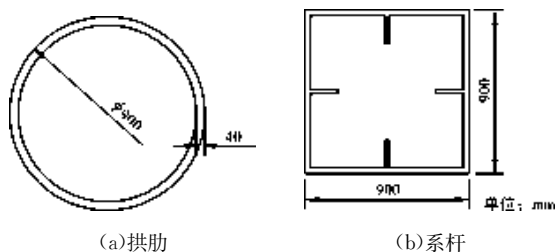


图1 拱桥拱肋和系杆典型断面图

通过 Midas Civil 软件, 建立桥梁有限元模型, 如图2所示, 全桥共有 446 个节点, 640 个单元。地震响应分析中采用 Taft 地震时程^[8], 作为地震激励, 同时考虑了纵桥向、横桥向和竖桥向的三向地震激励组合, 纵桥向地震加速度如图3所示。采用直接积分法, 考虑恒载作用的初始状态。采用瑞利阻尼计算, 结构阻尼比为 5%。时程分析总时长为50 s, 计算步长为0.02 s。

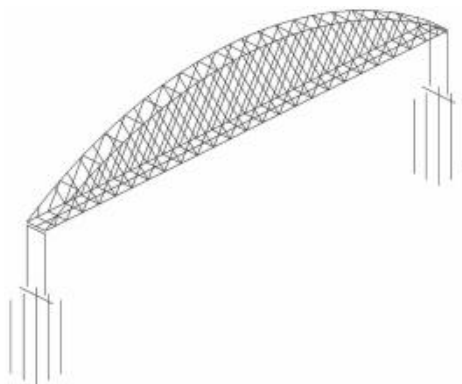


图2 全桥有限元模型图

作者简介: 陈国升(1979—), 副教授, 研究方向: 铁路桥梁与隧道、城市轨道交通工程技术。

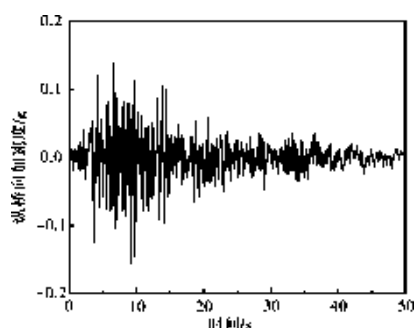


图3 纵向地震加速度时程曲线图

2 结果分析与讨论

2.1 位移响应分析

系杆和拱肋是网状吊杆拱桥的关键受力构件,通过时程分析,获得在地震作用下的跨中位移结果,如图4所示。由图4可知,系杆和拱肋的纵桥向和竖桥向的位移趋势较为一致,但横桥向位移有显著差异,拱肋跨中横桥向位移比系杆的横桥向位移明显要大,这主要是由于拱肋本身较系杆的横向整体刚度小,易发生横向振动。整段地震作用过程中,位移最值均出现在5~10 s,这也是地震加速度较为突出的阶段。系杆和拱肋的横桥向位移最大,最大值分别为100.9 mm和203.5 mm,拱肋横桥向位移最大值为系杆的2倍。从时程可看出,系杆和拱肋横桥向振动频率也有显著差异,拱肋的横桥向振动频率更低;纵桥向动位移次之,均为81.69 mm,且出现在同一时刻;竖桥向动位移最小,分别为16.92 mm和16.66 mm。

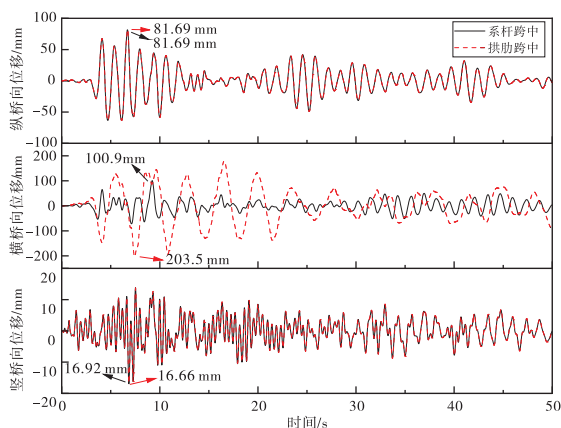


图4 地震作用下系杆和拱肋跨中位移时程曲线图

通过对系杆和拱肋各节点时程进行统计分析,获得地震作用过程各节点位移的最大值和最小值沿桥跨的分布规律,如图5所示。由图5可知,系杆和拱肋沿桥跨的纵桥向和竖桥向位移基本吻合;拱肋横桥向位移比系杆整体要大。系杆和拱肋沿桥跨纵向位移的最大值和最小值变化不大,主要表现为桥墩的纵向变形引起全桥的纵向移动,最大和最小值分别为82.58 mm和64.74 mm,最值均发生在支座附近。系杆和拱肋沿桥跨

的横桥向和竖桥向位移大致呈以跨中对称的布置形式,具有跨中大、梁端小的规律,最大值和最小值出现在桥梁的跨中附近。

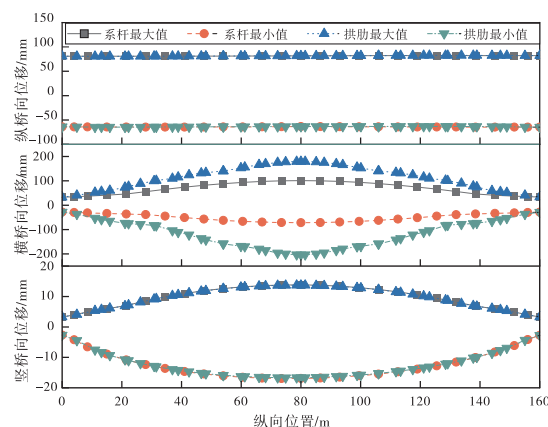


图5 地震作用下系杆和拱肋位移随桥跨分布规律曲线图

2.2 内力响应分析

考虑恒载和地震共同作用进行分析。地震作用下系杆和拱肋的跨中轴力、面内弯矩和面外弯矩时程如图6所示。由图6可知,系杆跨中以受拉为主,拱肋跨中为受压,系杆轴力的波动明显要比拱肋轴力的波动大,系杆跨中轴力变化范围在270~5700 kN,变化峰值差为5423 kN;拱肋跨中轴力变化范围为-6150~-3900 kN,峰值差为2155 kN。两个位置的面内弯矩波动幅度相差不大,峰值差分别为30 kN·m和31 kN·m,但由于恒载作用下的两个断面面内弯矩不同,因此其最值有一定差异。拱肋面外弯矩明显较系杆面外弯矩大,这与横桥向位移的规律较为一致,在地震作用下拱肋横向振动明显要大,因此产生的面外弯矩更显著,拱肋面外弯矩变化范围在-550~620 kN·m,而系杆面外弯矩变化范围仅在-110~90 kN·m,拱肋面外弯矩峰值为系杆的5.6倍。

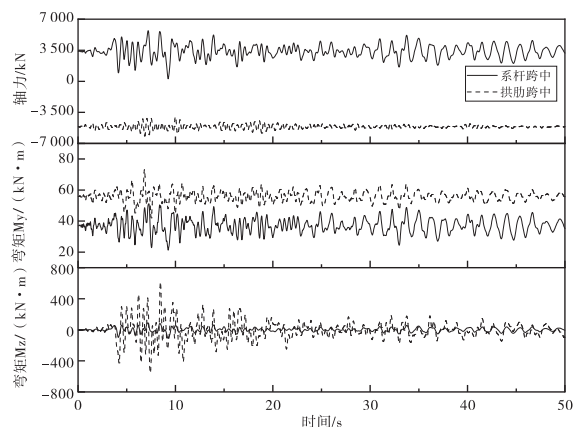


图6 地震作用下系杆和拱肋跨中内力时程曲线图

地震作用下系杆和拱肋轴力、面内弯矩和面外弯矩的最值沿桥跨的分布规律如图7所示。由图7可知,拱肋的轴力沿桥跨向分布基本相等,系杆的轴力沿桥跨分布

有小幅变化,轴力分布基本以跨中对称分布。由轴力最大值与最小值的差可以看出,拱肋轴力沿桥跨的波动大致一致,最大值与最小值之差基本相等,但系杆沿桥跨的波动有一定差异,跨中变化程度较其他位置的轴力更大。系杆和拱肋的面内弯矩较小,但在梁端附近面内弯矩出现显著变化,由最值差值可看出,这主要是由于恒载所导致的。系杆和拱肋的面外弯矩区别显著,系杆的面外弯矩总体较小,仅在梁端位置有增大趋势;拱肋的面外弯矩更大,且沿跨向分布规律性不强,在跨中、四分点和梁端处面外弯矩均出现极值,是拱肋抗震分析中应关注的主要断面。

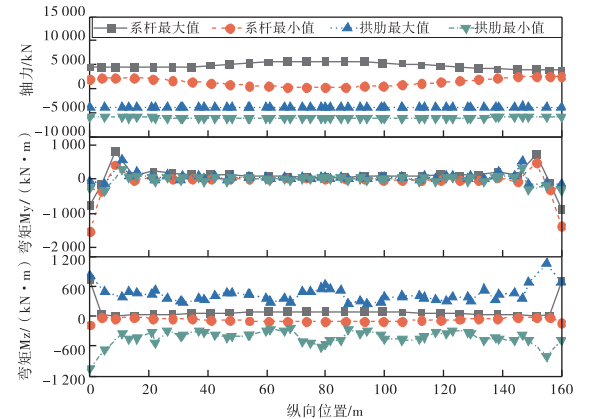


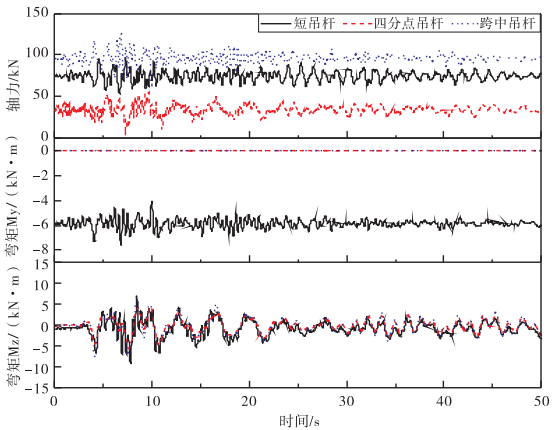
图7 地震作用下系杆和拱肋内力随桥跨分布规律曲线图

吊杆是连接拱肋和系杆的构件,短吊杆、四分点吊杆和跨中吊杆3种典型吊杆在地震作用下的力学响应如图8所示。不同位置的吊杆受力差异显著,跨中吊杆轴力最大,短吊杆次之,四分点吊杆最小。短吊杆面内弯矩较大,局部产生面内弯曲,但随着吊杆长度变长,面内弯曲明显减弱。短吊杆面外弯矩最大,与其他两个位置的吊杆相差不大。对于吊杆两端受力而言,面内弯矩相差较小,仅存在方向差异;面外弯矩有一定差异,系杆端的面外弯矩要比拱肋处更大,相差约1.5倍。

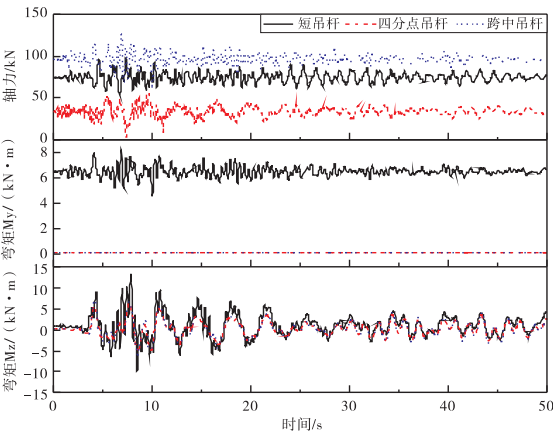
3 结语

本文通过建立窄桥面网状吊杆拱桥有限元模型,开展了地震作用下的桥梁结构位移和内力分析,得出主要结论如下:

- (1)地震作用下,系杆和拱肋的横桥向位移显著不同,拱肋和系杆的横桥向位移最大值分别为203.5 mm和100.9 mm,拱肋横向振动明显要大。
- (2)在地震作用下,系杆和拱肋的轴力和面外弯矩差异较大,系杆的轴力变化范围为270~5 700 kN,而拱肋的轴力变化范围为-6 150~-3 900 kN,系杆的轴力峰值差是拱肋的2倍以上。拱肋的面外弯矩变化范围为-550~620 kN·m,明显大于系杆的-110~90 kN·m。
- (3)拱肋的面外弯矩较系杆更大,且沿跨向分布规律性不强,在跨中、四分点和梁端处拱肋的面外弯矩均出现极值。



(a)拱肋端



(b)系杆端

图8 地震作用下典型吊杆内力时程曲线图

(4)不同位置吊杆受力差异显著,跨中吊杆轴力最大,短吊杆面内、面外弯矩均最大。

参考文献

[1]李庆伟,岳清瑞,冯鹏,等.双碳目标下钢结构行业发展现状及展望[J].建筑钢结构进展,2022,24(4):1-6,23.
[2]刘青林.小跨径窄桥面悬索桥结构动力响应研究[D].重庆:重庆交通大学,2015.
[3]戴大荣,王军.山区大跨度窄桥面加劲梁悬索桥静动力特性分析[J].公路交通科技:应用技术版,2020,16(1):256-259.
[4]何波.高速铁路网状吊杆系杆拱桥结构分析[D].成都:西南交通大学,2017.
[5]周伟翔,邵长宇,汤虎.420 m跨组合梁网状吊杆拱桥技术特点[J].公路,2022,67(6):92-99.
[6]王云鹏,刘坤鹏,徐军,等.山区大跨度网状吊杆系杆拱桥设计及关键参数影响分析[J].公路,2021,66(3):124-127.
[7]侯俊勇,兰懿凡,邵长宇.深圳市215 m网状吊杆拱桥总体设计[J].中国市政工程,2023(3):88-91,97-120.
[8]李文博,刘铁林,王宇.地震动加速度、速度和位移时程的构成[J].工程力学,2020,37(增刊1):164-167.

收稿日期:2025-01-02

上埋式 HDPE 柔性管涵的弹性稳定性分析

伍肖¹, 刘鹏刚¹, 金崇锋²

(1. 台州市交通勘察设计院有限公司, 浙江 台州 318000; 2. 浙江省台州高速公路房地产开发有限公司, 浙江 台州 318000)

摘要: 文章针对用于上埋式路堤的柔性管涵进行了工作机理分析, 提出柔性管涵用于上埋式路堤的关键在于充分发挥周围土体的作用。借助 HDPE 缠绕增强管的实体工程试验, 将所得数据与等幅约束理想状态下的理论简析解进行对比分析, 验证了“先填后挖”施工措施的可行性, 管土共同工作也保证了上埋式柔性管涵的稳定性。

关键词: 柔性管; 上埋式路堤; 弹性稳定性; HDPE 缠绕增强管; 实体工程实验

中图分类号: U449.83 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.056

文章编号: 1673-4874(2025)07-0188-03

0 引言

众所周知, 许多结构构件除了进行强度验算外还需要进行稳定性验算。稳定性分为弹性稳定性和非弹性稳定性。若构件失稳时所承受应力小于材料屈服强度为弹性稳定, 反之为非弹性稳定。

弹性稳定中最简单的就是中心受压直杆, 受力足够大时会出现失稳现象。而薄管在均匀径向压力作用下, 若力足够大时, 也会由圆环压成椭圆环直至发生失稳^[1]。本文将用于上埋式路堤的柔性管, 简化为薄管, 借助弹性失稳的理论进行分析, 通过对比现场实测值与理论解析值对柔性管涵用于上埋式填方路堤的稳定性给出评价。

1 柔性管与刚性管用作上埋式管涵的优劣分析

公路、铁路涵管主要采用上埋式, 以提供水流通道或交通通道。其特点是涵管所受侧向土压力较大, 特别是进行人工压实填土期间, 涵管所受的侧向土压力非常大, 常大于竖向土压力, 故多采用抵抗侧向土压力能力较强的刚性管。刚性管承载大、变形小, 但其纵向适用于地基不均匀变形能力差, 常因地基的不均匀沉降产生涵管结构破坏^[2], 如图 1 所示。同时, 常规刚性管涵的设计方法采用的是结构荷载法, 即取涵管为脱离体, 把周围土对涵管的作用力按一定的假设作为外荷来进行结构的内力计算。

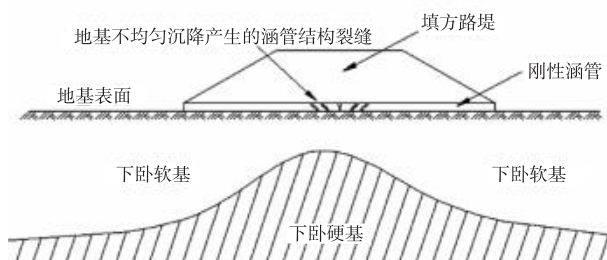


图 1 地基不均匀沉降产生的刚性涵管结构破坏示意图

柔性管包括钢波纹管及各式合成材料管等, 其特点是承载小、变形大, 适应地基不均匀变形能力强, 用作涵管一般较适用于沟埋式^[3-4]。本文涉及的 HDPE 缠绕增强管^[5]的原材料由高分子成分的聚乙烯组成, 具有无污染、寿命长、耐腐蚀、密封性好, 便于铺设安装等主要优点, 是国内外公认的环保节能的新型管材, 属于柔性管范畴。要将其推广到上埋式路堤中, 若采用普通的施工方式进行, 则很可能在施工期就由于巨大的侧向土压力而致使柔性管发生变形失稳。

相较于材料破坏, 柔性管最大的威胁来源于变形过大引起的失稳, 甚至仍处于稳定状态却因变形量过大满足不了使用要求。因而对柔性管用于上埋式管涵的研究着力点应放在对其变形量的控制和稳定性分析上。同时, 柔性管承载力低, 不能将其与刚性管一样作为单独受力构件来考虑, 而应该充分发挥土体的作用, 考虑将其作为一个系统来承载, 体现管-土共同工作的实质^[6-9]。

2 上埋式柔性管实体工程施工试验研究

公路涵洞一般采用上埋式。上埋式的特点是: 需对涵下地基进行处理, 对涵管要设置基础, 涵管两侧及涵顶上部填土均需进行重型压实。柔性管用于上埋式需避免施工过程中产生的巨大侧向土压力, 因而提出“先填后挖”的施工措施解决这一问题。

具体措施如下: (1) 在拟放置涵管两侧至少 50 cm 的范围内以重型压实标准进行填方施工, 填高直至管顶以上 50 cm 高程处; (2) 在拟放置涵管部分进行开槽处理^[10], 放管入槽, 槽底及管侧用干砂土对称填实并振密; (3) 土槽顶部高程之上的部分仍按路堤常规施工标准进行。

经过重型压实后具有较大刚度的土体会承担上部传递下来的大部分荷载, 起到分载的作用。而“先填后挖”的措施保障了填土压实过程中不会对管侧产生巨大的挤压, 从而避免了施工期管侧的巨大的变形。另外管侧密实的干砂土给予了涵管较理想的等幅约束状态, 使管涵均匀受力, 不易失稳。同时, 振捣密实的回填砂土给

第一作者简介: 伍肖 (1991—), 硕士, 工程师, 主要从事岩土工程及路基路面设计工作。

予管侧足够的侧支撑,使管与土体作为一个整体来共同抵抗挠曲变形^[11]。

3 上埋式柔性管弹性稳定性分析

3.1 上埋式柔性管理想状态下的临界荷载

对于柔性管,理想的工作方式是周围有较大的等幅约束。在此约束下,圆形管均匀受力,变形量小,是涵管保持稳定的理想状态。在本文柔性管实体工程试验中,借助管侧振捣密实的干砂提供等幅约束状态,如图 2 所示。

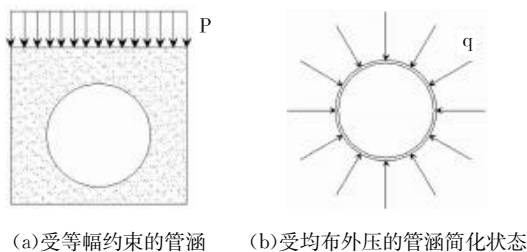


图 2 等幅约束的理想工作状态

将受等幅约束的管涵简化,根据 Saunders.H.E 提出的式(1)^[12]可以得到管涵失稳时对应的临界应力值:

$$q = 0.807 \frac{Et^2}{lr} \sqrt{\left(\frac{1}{1-\mu^2}\right)^3 \frac{t^2}{r^2}} \quad (1)$$

式中: q ——失稳时对应的临界应力/GPa;
 E ——材料弹性模量/MPa;
 μ ——泊松比;
 t ——管厚度/m;
 r ——管半径/m;
 l ——管长/m。

将试验用 HDPE 缠绕增强管的参数代入计算出临界应力值约为 286 GPa、等效为 14 m 填土高度情况下的荷载(土柱法)^[13]。可见,在等幅约束的理想状态下,HDPE 缠绕增强管依靠自身的材料特性仅能承受 14 m 高的填土就将面临失稳的危险。而国外已有同为柔性管的钢波纹管填土高度达几十米的成功例子^[14]。相对于钢波纹管,HDPE 缠绕增强管本身带有增加刚度的肋管结构,其环形刚度更大,合理推测在同等条件下能达到更大的填土高度。

3.2 上埋式柔性管实体试验数据稳定性分析

为检验“先填后挖”施工措施的可行性,使用一种典型的柔性管—HDPE 缠绕增强管进行了实体工程试验。试验采用滑线电阻位移传感器及光纤光栅传感器,分别测得柔性涵管的变形值及应变值。因测试点较多,限于篇幅,现选取变形及应变最大值如图 3、图 4 所示。

各测点中,管顶竖向变形量是最大的,8 m 填土时达到 26 mm。而试验所测试 HDPE 柔性涵管的环形刚度要求 20 kN/m²,相当于填土 1 m 时涵管产生 6 mm 的变形,则 8 m 填土允许产生变形 48 mm。比较可知,这个最大变形量远小于该涵管的设计允许变形,且应变值在水平方向

是最大的,约为 1.6×10^{-3} ,符合经验范畴。

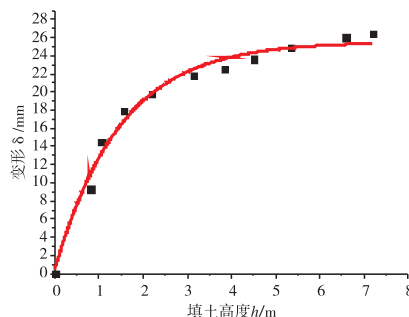


图 3 现场试验管涵最大变形值(管顶竖向)曲线图

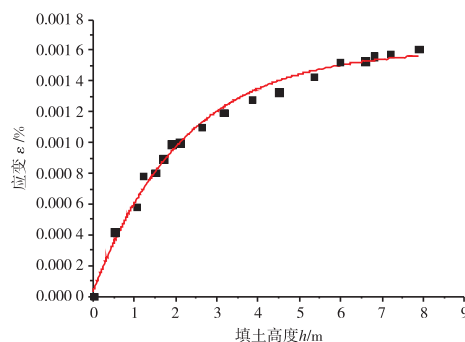


图 4 现场试验管涵最大应变值(管水平向)曲线图

可见,采用“先填后挖”法施工后,管变形及应变值均极小,无失稳现象。

3.3 上埋式柔性管弹性稳定性理论简析

对等幅约束的理想状态进行简要理论分析,通过该状态极值与实测值的对比来讨论上埋式柔性管的弹性稳定性。

根据拉梅解^[15]可得到此状态对应的径向应力 σ_r 和周向应力 σ_θ ,见式(2):

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{a^2 b^2 (q_b - q_a)}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} + \frac{a^2 q_a - b^2 q_b}{b^2 - a^2} \\ \sigma_\theta = -\frac{a^2 b^2 (q_b - q_a)}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} + \frac{a^2 q_a - b^2 q_b}{b^2 - a^2} \end{cases} \quad (2)$$

式中: q_b, q_a ——外压和内压;

a, b ——内径和外径。

对应无内压状况, $q_a = 0$, 取 $q_b = q$, 则式(2)简化为:

$$\begin{cases} \sigma_r = \frac{a^2 b^2 q}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} - \frac{b^2 q}{b^2 - a^2} \\ \sigma_\theta = -\frac{a^2 b^2 q}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} - \frac{b^2 q}{b^2 - a^2} \end{cases} \quad (3)$$

显然, $r=b$ 时, σ_θ 有最小值 $\sigma_{\theta \min} = -\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} q$ 。当填

土高度达到 8 m 时,将对应的 a, b 及 q 值代入,求得等幅约束理想状态下对应的周向应力最小值 $\sigma_{\theta \min}$ 为 1 250。而实测的最大值 $\sigma_{\theta \max}$ 位于管水平向内侧,为 670。可见,采用“先填后挖”的施工措施后,实测的最大应力值比等幅约束理想状态下管的最小应力值还小,说明措施的采用

充分发挥了土体的作用,将管与土体作为一个整体来承载。土体分载的应力多,则管体分载的应力就少。

4 结语

(1)柔性管用作上埋式过水管涵的最大难点来源于变形过大引起的失稳,对其研究的着力点应放在变形量的控制和稳定性分析上。

(2)等幅约束为柔性管的理想工作状态。理论分析该状态下临界填土高度仅为 14 m,说明柔性管涵仅依靠自身的材料性能是不能实现高填方的。

(3)“先填后挖”的施工措施有效避免了施工过程中产生的巨大侧向土压力,充分发挥了土体的作用,实现了管土的共同工作。对比实测值与理论简析值发现,借此措施将柔性管推广用于上埋式路堤中是可行的。

参考文献

- [1]杜耀星.圆环圆拱承受均匀径向荷载时弹性失稳的加权余量解[J].华侨大学学报自然科学版,1990(4):371-376.
- [2]申文明,唐晓武,边学成,等.地基不均匀沉降时埋地管涵纵向力学模型探讨[J].工业建筑,2010,40(10):82-85.
- [3]谢永利,刘保健,杨晓华.公路涵洞工程[M].北京:人民交通出版社,2009:29-40.
- [4]李祝龙,刘百来.钢波纹管涵洞力学性能现场试验研究[J].公路

- 交通科技,2006(3):79-82.
- [5]吴念.我国 HDPE 双壁波纹管发展现状[J].塑料,2007,36(5):39-42.
- [6]刘保健,谢永利,程海涛.涵管的作用荷载与影响因素分析[M].北京:清华大学出版社,2011:91-101.
- [7]王秀丽,朱彦鹏,方有珍.大直径柔性管的有限元分析与研究[J].甘肃工业大学学报,1999,15(1):84-88.
- [8]方有珍,王秀丽,朱彦鹏.上海软土地区 HDPE 螺旋管现场荷载下的试验研究[J].岩石力学与工程学报,2005,24(5):889-897.
- [9]刘全林,杨敏.埋地管与土相互作用分析模型及其参数确定[J].岩土力学,2004(5):728-731.
- [10]郑娟,刘保健,刘春锋,等.上埋式柔性过水涵管的施工可行性[J].南水北调与水利科技,2015,13(3):585-588.
- [11]王宝泉,杨敏,熊巨华.考虑管土共同作用的矩形埋地管道横截面内力计算[J].工业建筑,2004,34(7):33-35,39.
- [12]汪一麟,汪一骏.应力应变公式[M].北京:中国建筑工业出版社,1985:146-165.
- [13]申文明,边学成,唐晓武,等.低填方上埋式管涵土压力的模型试验和理论研究[J].岩土工程学报,2010,32(7):1017-1022.
- [14]李祝龙.公路波纹管涵洞设计与施工技术[D].西安:长安大学,2005.
- [15]包世华.结构力学[M].武汉:武汉理工大学出版社,2008:173-185.

收稿日期:2024-12-03

(上接第 177 页)

供了一个高效的平台。整体而言,该系统在桥梁运维期间的表现证明了其在提高桥梁安全性、延长桥梁使用寿命以及优化资源管理等方面的巨大潜力。

(3)在实际应用中,系统通过温度、位移、索力等监测数据的实时采集和分析,能够准确评估桥梁的健康状态,并提供智能预警和维护建议。研究表明,温度变化对主梁位移和拉索索力具有显著影响,基于物联网数据的智能分析工具能够有效识别这些变化与结构安全之间的关联,为桥梁运营管理提供科学的决策依据。

参考文献

- [1]王波.BIM 技术在桥梁监测中的应用研究[J].西部交通科技,2019(2):126-128,179.
- [2]Huang R, Qian N, Huang F. Research on the Specific Applications of

- BIM Technology in Bridge Construction[J]. International Journal of Frontiers in Engineering Technology, 2023, 5(2): 050202.
- [3]魏鑫,吴学伟,程培嵩.基于组件式 GIS 的桥梁健康监测数据集及预警研究[J].公路工程,2020,45(6):79-85.
- [4]刘剑.物联网背景下桥梁健康监测系统设计[J].中国公路,2020(11):150-151.
- [5]徐阳,金晓威,李惠.土木工程智能科学与技术研究现状及展望[J].建筑结构学报,2022,43(9):23-35.
- [6]王腾义,李丹,张建.桥梁结构轻量化健康监测思路与技术研发[J].土木工程学报,2025,58(6):51-68.
- [7]孙利民,尚志强,夏烨.大数据背景下的桥梁结构健康监测研究现状与展望[J].中国公路学报,2019,32(11):1-20.
- [8]刘智敏,王英,孙静,等.BIM 技术在桥梁工程设计阶段的应用研究[J].北京交通大学学报,2015,39(6):80-84.

收稿日期:2024-11-21

三车道瓦斯隧道不同工法下通风流场特征研究

熊雪飞¹,文丽娜²,陈治宇³,朱崇林²

(1. 四川川黔高速公路有限公司,四川 泸州 646500;2. 四川省公路规划勘察设计研究院有限公司,四川 成都 610041;
3. 西南交通大学,四川 成都 610031)

摘要: 文章采用数值模拟方法,对全断面法和二台阶法下的瓦斯隧道通风流场特征进行了数值分析。结果表明:由于壁面限制和射流吸附作用等,隧道内形成了冲击射流区、涡流区以及回流区,拱顶处的测线受拱顶挤压效应,回流风速峰值最大,其余测线受到射流吸附作用和距离影响,回流风速峰值较小;掌子面风速最高,当采用二台阶法时,由于仰拱段的断面相对较大,风流发生局部压力损失,该处的风速较低,瓦斯浓度较大;当隧道施工条件限制而采用二台阶法时,应加强仰拱段的风速、瓦斯浓度监测,必要时应对该段落采取局扇等措施进行通风。

关键词: 三车道隧道;瓦斯隧道;瓦斯通风;台阶法;通风流场

中图分类号: U453.5 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.057

文章编号: 1673-4874(2025)07-0191-04

0 引言

由于我国西南地区地质情况复杂,在该区域高速公路修建过程中隧道占比高,同时该地域煤炭资源丰富,因此隧道施工难免会穿越煤层,从而形成瓦斯隧道^[1-4]。为确保施工安全,需制定安全、合理的施工通风方案。对于瓦斯隧道来说,在施工期将隧道内的瓦斯浓度及洞内风速控制在安全范围是瓦斯隧道通风的基本要求^[5]。

目前大多数学者基于现场监测和数值模拟来研究瓦斯隧道通风问题,并且大部分研究的工况为全断面法开挖^[6-7]。但实际上隧道掌子面开挖工法是由隧道断面类型和围岩条件等因素综合考虑的。二台阶法由于具有较快的施工速度和良好的控制围岩稳定性的效果,相比于全断面法的适用范围更广,在隧道施工过程中的采用频率更高。此外,掌子面采用的工法不同会导致掌子面附近空间异形,进而引起流场分布特征变化。由于隧道掌子面及附近是隧道掘进的主要作业区域,机械设备、人员较多,是瓦斯隧道施工应重点关注的区域^[8]。

鉴于此,本文基于 Fluent 流体力学计算软件,依托大梁子隧道工程,探究三车道瓦斯隧道施工期不同工法下隧道掌子面附近通风流场特征,为三车道瓦斯隧道施工提供指导。

1 工程概况

大梁子隧道隧址区位于四川省泸州市古蔺县的古叙矿区椒园矿段内。隧道线路穿越了矿段内的 C₁₁、C₁₄、C₁₅、C₂₄和 C₂₅等 10 层煤层。隧道洞身围岩由灰岩、泥灰岩、炭质页岩和煤等构成。隧址区煤层遭受强烈地质构造运动影响,同时岩体节理裂隙较发育,隧道掘进时瓦斯气体易涌出。大梁子隧道左线长 2 686 m,右线长 2 681 m,隧道断面面积最高达 160 m²,设计为三车道高速公路隧道。

大梁子隧道施工分进、出口工区,现场采用压入式通风。

2 模型建立及参数设置

2.1 模型的建立

本文主要研究全断面法和二台阶法下掌子面附近的通风流场特征,采用 SCDM 软件建立 150 m 长度的隧道模型,并采用 Fluent Meshing 软件进行体网格划分,网格质量良好。隧道内风管直径为 1.8 m,布设于拱肩处,风管距掌子面距离为 10 m,台阶长度为 10 m。隧道整体模型如图 1 所示。

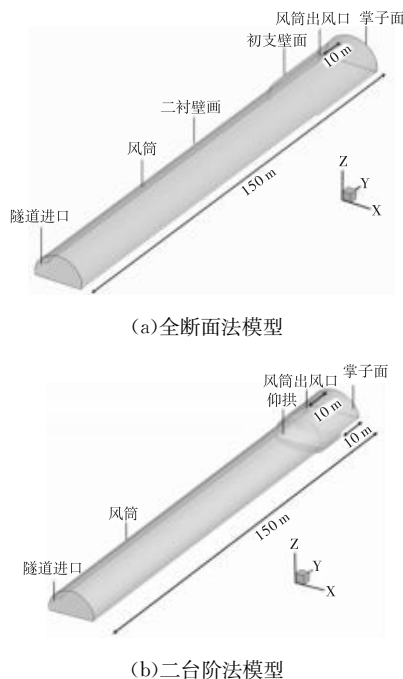


图 1 不同工法下的隧道模型图

基金项目: 四川省交通科技项目“古金高速公路高精度智能建造关键技术研究”(编号:2021-ZL-07);四川省科技计划资助项目(编号:2025ZNSFSC0408)

第一作者简介: 熊雪飞(1972—),高级工程师,研究方向:交通土建项目总体策划及管理。

2.2 参数设置

根据隧道内实际通风情况和相关规范要求,模拟时采用标准 $k-\varepsilon$ 双方程紊流模型,并调用甲烷-空气组分传输模型。模型内边界条件和参数设置如表 1 所示,隧道掌子面采用 Source Term,可使得掌子面均匀涌出瓦斯气体;隧道壁面采用 Wall,视为无滑移、等温绝热壁面;风筒出风口采用 Velocity Inlet,风流沿出风口法向进入隧道,速度为 16.98 m/s,其中氧气占比为 21%;隧道进(出)口采用 Pressure Outlet,相对压强设置为 0 Pa。

表 1 边界条件和参数设置表

物理模型	采用的边界条件	备注
掌子面	Source Term	$0.009 \text{ kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$
壁面	Wall	粗糙常数为 0.5 粗糙颗粒高度为 0.09 m
风筒出风口	Velocity Inlet	16.98 m/s
隧道进口	Pressure Outlet	—

3 通风流场特征分析

如图 2 所示为风筒中心截面 ($x = -4 \text{ m}$) 处的风速云图。由图 2 可知,开始通风后新鲜风流从风筒出风口射出,因此风筒出风口处的风速最快;随后风流在掌子面发生碰撞并沿着隧道掌子面向四周运动,受到隧道壁面的限制,气流方向再次改变向着隧道进口方向运移;在靠近隧道进口侧,由于远离风筒出口的射流,风速较低;随着时间的增加,最终风流会达到隧道各个断面。在通风 20 min 后隧道内风流分布变化很小,即认定此刻风流场已基本稳定。

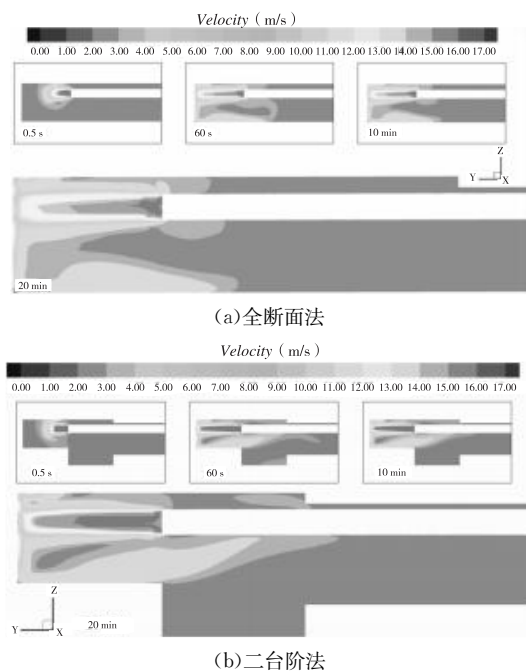


图 2 不同工法下 $x = -4 \text{ m}$ 截面风速云图

如图 3 所示为流场稳定后的流线图。由图 3 可知,大部分风流沿隧道纵向到达掌子面发生碰撞反弹,形成冲击射流区,随后沿着隧道掌子面向四周运动。运动过程中受到隧道壁面的限制气流方向再次改变向着隧道进口方向运移,并在风筒出风口前方下侧形成了涡流区,该位置气流流速较慢。在靠近隧道进(出)口侧,由于远离风筒出口的射流,风速较低。新鲜气流稀释并带走掌子面产生的瓦斯气体,随着时间的增加,最终风流会达到隧道各个断面。

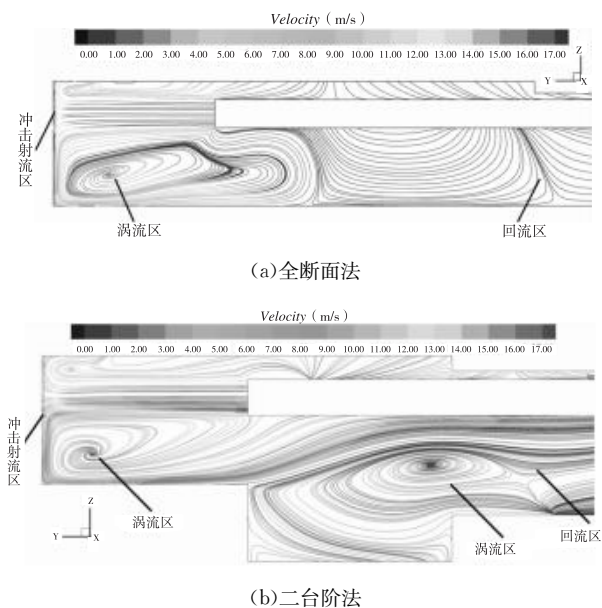


图 3 不同工法下施工隧道通风流场流线图

不同的施工工法会造成掌子面附近空间异形,进而引起通风流场特征变化。在全断面法中,涡流区主要分布于风筒前方下侧,形成原因主要是回风流与高速射流的相互作用;而在二台阶段中,除了上述区域出现涡流以外,在台阶处(即仰拱段)也会出现明显涡流,这是因为仰拱段地面下沉,导致隧道断面扩大,风流卷吸附近空气而形成涡流。涡流会影响新鲜风流的汇入,导致该处风速偏低,容易造成瓦斯气体的堆积。在施工期时,应着重注意涡流区的风速与瓦斯浓度监测。

为进一步分析隧道掌子面附近通风流场特征,选取典型位置处共 6 条测线,提取测线风速值,如图 4 所示。

以全断面法为例进行分析,1[#]~6[#] 测线坐标分别为 $(-4, n, 2.25)$ 、 $(0, n, 7.5)$ 、 $(0, n, 5.75)$ 、 $(0, n, 2.25)$ 、 $(4, n, 5.75)$ 和 $(4, n, 2.25)$, n 的取值范围为 $0 \sim 150 \text{ m}$ 。由于射流在掌子面碰撞反弹,测线离风筒越近,掌子面风速越高,因此各测线在掌子面处风速大小满足 $1^{\#} > 3^{\#} > 2^{\#} > 4^{\#} > 5^{\#} > 6^{\#}$,具体见表 2。各测线在近开挖面涡流段发生波动并形成了回流峰值,回流峰值出现位置离掌子面越远说明测线受涡流影响越大,即风筒下部出现较大范围的涡流,这也符合前文分析通风流场中涡流的分布规律。由于 2[#] 测线位置高,受拱顶挤压效应,回流峰

值偏大。风筒附近的 1[#]、3[#] 和 4[#] 测线受到风筒高速射流吸附影响,风速较低。5[#]、6[#] 测线虽受高速射流的吸附作用较弱,但距离风筒距离较远,因此风速居中,各测

线风速的回流峰值大小满足 2[#]>5[#]>4[#]>6[#]>1[#]>3[#]。二台阶段法与全断面法相比,掌子面附近空间变小,通风流场特征略有不同,在仰拱段各测线风速发生降低。

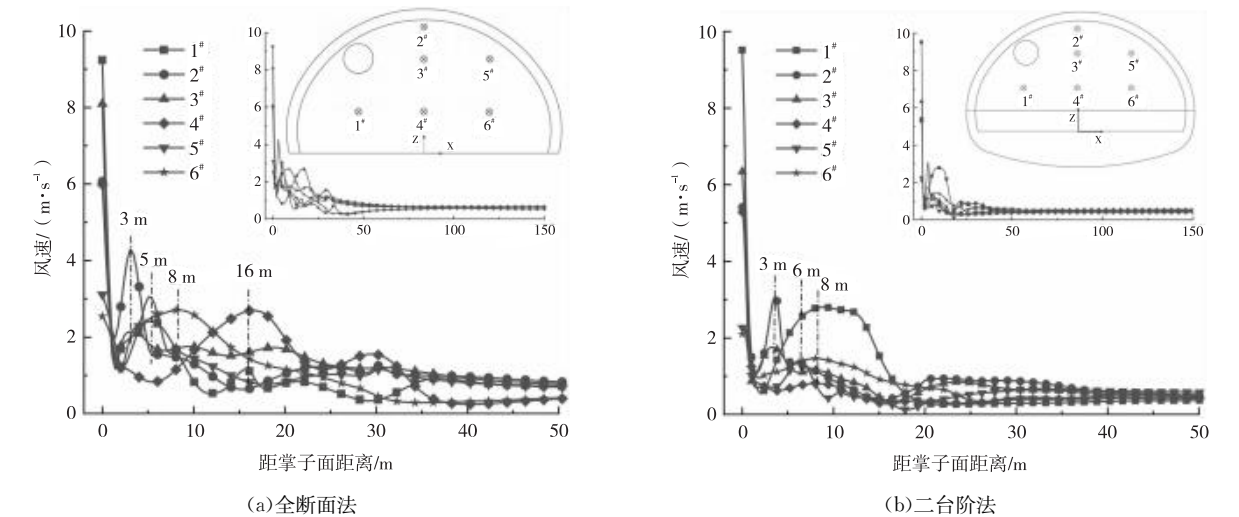


图 4 不同工法下测线风速曲线图

表 2 各测线风速峰值表

工法	位置	编号					
		1 [#]	2 [#]	3 [#]	4 [#]	5 [#]	6 [#]
全断面法	掌子面风速/(m·s ⁻¹)	8.20	5.91	7.38	5.81	3.73	3.31
二台阶段法		9.51	5.49	6.35	5.22	2.27	2.10
全断面法	回流峰值/(m·s ⁻¹)	1.61	2.99	1.51	2.00	2.18	1.95
二台阶段法		2.80	3.08	1.76	0.81	1.41	1.47

如图 5 所示为不同工法下的平均风速情况。由图 5 可知,由于新鲜风流的冲击,导致掌子面风速最高,全断面法下掌子面风速为 5.50 m/s,二台阶段法下掌子面风速为 5.54 m/s。随着距掌子面距离越远,风速降低直至平稳。在两种工况下,回风流经过风筒出口时,风速均发生了突降,并且当采用二台阶段法时,由于仰拱段地面下

沉,隧道断面扩大,风流流经该处时发生了局部压力损失,导致风速降低。在距掌子面 40 m 处位置后,两种工况下的风速基本一致,数值为 0.42 m/s。由于隧道掌子面附近是主要施工范围,因此需要尽量保证该范围内的风速。

如图 6 所示为不同工法下的平均瓦斯浓度情况。由图 6 可知,掌子面涌出瓦斯导致该处瓦斯浓度偏大,全断面法下掌子面瓦斯浓度为 0.002 7,二台阶段法下掌子面瓦斯浓度为 0.003 2。当远离掌子面后,由于新鲜风流的稀释,隧道内的瓦斯浓度减小。由图 6 还可知,采用二台阶段法时,仰拱段(y=10 m)处的瓦斯浓度增加,这是因为该处存在涡流,涡流导致通风效果减弱,瓦斯气体易堆积。随后,由于远离掌子面后隧道断面风速减小,两种工法下的瓦斯浓度缓慢增加,直至稳定,两种工法下稳定后的瓦斯浓度数值为 0.001 7。

综上所述,相比较全断面法,二台阶段法由于仰拱段下沉导致涡流区的形成,该处风速偏小、瓦斯浓度偏高,因此当现场由于受到施工条件限制而采用二台阶段法时,应加强仰拱段的监测内容,必要时应采取局扇等措施进行通风。

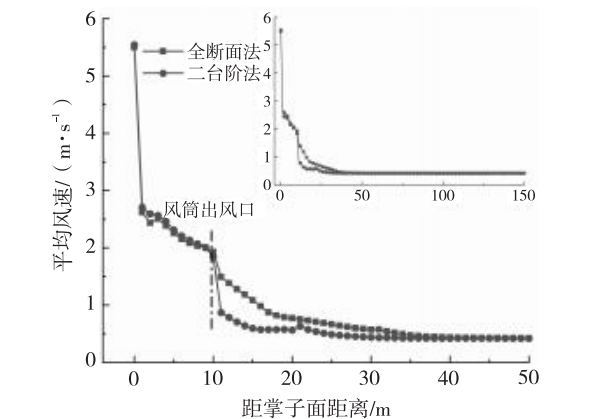


图 5 不同工法下的平均风速曲线图

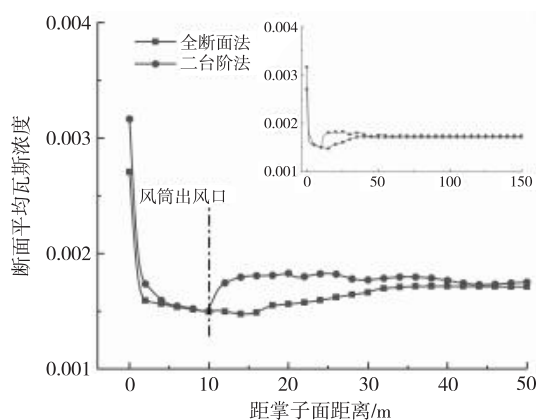


图6 不同工法下的平均瓦斯浓度曲线图

4 结语

本文基于 Fluent 流体力学计算软件,依托大梁子隧道工程,对全断面法和二台阶法下的瓦斯隧道通风流场特征进行了分析,得出主要结论如下:

(1)风筒射出的新鲜风流撞击掌子面而形成冲击射流区,随后受到壁面限制和高速风流的吸附作用,在风筒前方下侧形成明显的涡流区。当采用二台阶法时,在仰拱段还会形成额外的涡流。

(2)在掌子面处,距离风管越近,风速越高;拱顶处测线受拱顶挤压效应,回流风速峰值最大,其余测线受到射流吸附作用和距离影响,回流风速峰值较小。

(3)不同工法下掌子面风速均最高,而距掌子面距离越远,风速越低,最终稳定为0.42 m/s。相比全断面法,当采用二台阶法时,由于仰拱段的断面相对较大,风流发

生局部压力损失,该处的风速降低。

(4)不同工法下掌子面瓦斯浓度均最高,而距掌子面距离越远,瓦斯浓度越低,最终稳定为0.0017。相比全断面法,当采用二台阶法时,由于仰拱段存在涡流区,该处通风效果较差,瓦斯气体易堆积。

(5)当隧道施工条件限制而采用二台阶法时,应加强仰拱段的风速、瓦斯浓度监测,必要时应对该段落采取局扇等措施进行通风。

参考文献

- [1]曾昌,姚志刚,范建国,等.公路隧道巷道式施工通风瓦斯分布研究[J].隧道建设,2016,36(7):837-843.
- [2]张恒,孙建春,向芬,等.隧道施工通风壁面粗糙度评定方法及其工程应用[J].安全与环境学报,2019,19(1):217-225.
- [3]安俊杰,黄飞,刘刚,等.大断面隧道瓦斯涌出位置对瓦斯分布的影响规律[J].科学技术与工程,2023,23(29):12705-12713.
- [4]王林峰,钟宜宏,李玲玉,等.基于正交试验的瓦斯隧道压入式通风优化[J].现代隧道技术,2021,58(S1):170-178.
- [5]四川省公路规划勘察设计研究院有限公司.公路瓦斯隧道设计与施工技术规范:JTG/T 3374-2020[S].北京:人民交通出版社,2020:33.
- [6]王海洋,赵树磊,陈祥,等.我国隧道瓦斯事故统计及影响因素分析[J].中国安全科学学报,2021,31(4):34-40.
- [7]刘春,杜俊生,郭臣业,等.大断面瓦斯隧道风筒布置对瓦斯浓度的影响研究[J].现代隧道技术,2019,56(5):114-121.
- [8]FANG Yong, YAO Zhi Gang, LEI Shuai, et al. Air flow and gas dispersion in the forced ventilation of a road tunnel during construction[J]. Underground Space, 2019, 4(2): 168-179.

收稿日期:2024-12-14

(上接第45页)

性能,说明再生剂和 EPE 无法有效改善 RAP 再生过程中的疲劳寿命,但在 RAP 次数相同的情况下,RAP 改性沥青混合料的疲劳性能明显优于 RAP 基质沥青混合料。

3 结语

(1)与 RAP 基质沥青混合料相比,通过干法将 EPE 掺入沥青混合料中,显著改善了 RAP 改性沥青混合料的高温稳定性。

(2)EPE 改性剂对 RAP 沥青混合料的抗拉强度没有负面影响,且能改善高掺量 RAP 沥青混合料的抗老化性能和水稳定性。

(3)RAP 次数的增加不利于 RAP 改性沥青混合料的抗疲劳性能,但仍优于 RAP 基质沥青混合料。

(4)后续可相应开展 RAP 改性沥青混合料的细观研究,揭示高掺量 RAP 沥青混合料的宏观性能与细观性能的关系。

参考文献

- [1]王海成,金娇,刘帅,等.环境友好型绿色道路研究进展与展望[J].中南大学学报(自然科学版),2021,52(7):2137-2169.
- [2]廖春仁.掺 RAP 的热再生复合改性橡胶沥青混合料路面技术应用研究[J].西部交通科技,2024(1):19-20,58.
- [3]鄧晓,侯可,张迅,等.高掺量改性 RAP 热再生沥青混合料低温抗裂性能宏观机理[J].北京工业大学学报,2023,49(11):1190-1202.
- [4]冯亮,郑茂营.RAP 掺量与新旧沥青融合程度对热再生混合料性能的影响[J].路基工程,2023(2):107-113.
- [5]黄军瑞,张兆杰,苑兆迪,等.短期老化法制备 RAP 的再生沥青混合料路用性能[J].山东交通学院学报,2023,31(4):98-103.
- [6]张文才,郝晓刚,裴强,等.废弃聚乙烯、废弃聚丙烯改性沥青的研究进展[J].中国塑料,2023,37(6):91-98.
- [7]钟敏,杨赞华.废旧塑料改性沥青研究进展[J].公路,2022,67(10):390-396.
- [8]朱皓,周楚淮,钟浩生.PE 改性硫沥青的高温性能与环境评价研究[J].西部交通科技,2024(1):80-82.
- [9]冯新军,傅豪.生物油/预处理废旧 PE 复合改性沥青研究[J].建筑材料学报,2024,27(1):37-45,75.

收稿日期:2024-11-22

大跨度窄桥面人行拱桥人致振动舒适度研究

李庆祥

(柳州铁道职业技术学院, 广西 柳州 545616)

摘要: 文章以某大跨度窄桥面人行桥为工程背景, 通过建立有限元模型, 结合国内外规范, 利用线性时程分析方法对该桥的竖向以及横向行人舒适性进行了计算与评估。结果表明: 大跨度窄桥面人行拱桥由于主拱宽度较窄, 面外刚度较弱, 因此低阶振动模式主要为主拱的面外振动模式; 大跨度窄桥面人行拱桥由于主拱面外刚度较弱, 主梁横弯的模式与主拱面外横弯的模式耦合, 相较而言, 主梁竖向刚度较好; 该桥梁的竖向刚度较好, 行人密度为 $1 \sim 2$ 人/ m^2 时, 竖向舒适度等级为 CL1, 横向舒适度较差, 行人密度为 1.5 人/ m^2 时, 行人横向舒适度等级为 CL3。

关键词: 窄桥面人行桥; 舒适度分析; 有限元模型; 线性时程分析

中图分类号: U448.11 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wocst.2025.07.058

文章编号: 1673-4874(2025)07-0195-03

0 引言

近年来, 随着城市化进程的进一步推进, 城市桥梁的建设需求也在不断改变。基于对传统的桥梁结构类型优化, 建成了许多更加适合特定环境的桥梁^[1]。其中, 大跨度窄桥面拱桥具有结构轻巧、景观协调、适应性强、施工灵活的优点, 这些优势使窄桥面人行拱桥在许多城市和景区得到了广泛应用, 成为城市基础设施和景观的一部分。

但是, 大跨度窄桥面人行桥宽跨比较小, 面外刚度较弱, 可能存在行人舒适度问题。已有研究对各种典型的桥梁的舒适度进行了计算与分析^[2-3], 但针对跨度窄桥面人行桥的计算还有缺失。

本文基于有限元建模与线性时程分析, 结合国内外行人舒适度计算评估规范, 对某典型大跨度窄桥面人行桥的行人舒适度进行了计算与评估, 相关结论可为后续该类型桥梁的设计提供参考。

1 工程概况

本研究以某大跨度人行拱桥为背景。该桥梁的总体布置如图 1 所示。该桥跨径为 160 m, 拱圈高度为 25 m, 矢跨比为 0.156, 桥梁宽度为 3 m。设计方案中所有钢材均采用 Q420 钢。主梁采用多主梁形式, 主梁端部 8.5 m 范围的梁段存在局部加强, 横梁间距为 6.5 m。主拱采用双幅拱面, 拱面之间布置有横向支撑, 主拱与主梁的吊杆均为斜吊杆。

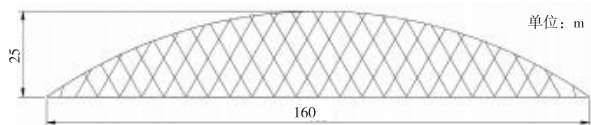


图 1 某大跨度人行拱桥总体布置图

利用 Midas Civil 软件建立桥梁结构的有限元模型, 如图 2 所示。其中, 主梁、主拱与吊杆采用梁单元模拟, 桥面板采用板单元模拟。二期恒载作为均布荷载作用到桥面板单元上表面。在后续计算中, 将结构自重以及二期恒载转化为质量从而考虑结构的动力特性。



图 2 桥梁有限元模型图

2 计算结果分析

2.1 舒适度评估方法与指标

目前国内尚无正式规范对人行桥的人致振动舒适性进行规定^[4], 因此, 相关的计算分析和舒适度指标参考了欧洲规范《Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations》(EUR 23984 EN)、我国的《城市人行天桥与人行地道技术规范 (CJJ 69—1995)》^[5] 以及《建筑振动荷载标准》(GB/T 5228—2017)^[6]。

采用线性时程分析的方式对结构的人致振动响应进行计算, 基于 Midas Civil 软件的时程分析模块进行分析。参考《城市人行天桥与人行地道技术规范 (CJJ 69—1995)》, 步行荷载采用谐振荷载的形式, 加载方向应根据结构振型确定, 按照使结构振动最不利的方向加载。竖向谐振荷载以及横向谐振荷载如式(1)和式(2)所示:

$$p_v(t) = 280 \cos(2\pi f_s t) \times \psi \times n' \quad (1)$$

$$p_h(t) = 35 \cos(2\pi f_s t) \times \psi \times n' \quad (2)$$

式中: $n' = \frac{1.85\sqrt{n}}{S}$, 为行人流的等效人数;

n ——桥上总人数;

基金项目: 2021 年度广西高校中青年教师基础能力提升项目“虚拟现实 (VR) 技术在柳州轨道交通出入口景观设计中的应用研究” (编号: 2021KY1401)

作者简介: 李庆祥 (1984—), 硕士, 副教授, 研究方向: 艺术设计、环境艺术设计、虚拟现实 (VR) 领域。

ψ ——频率折减系数,其取值参考上述3个规范;

f_s ——待验算的桥梁模态频率。

根据上述计算得到的加速度峰值确定行人的舒适度。舒适度评估指标如表1所示,主要参考《城市人行天桥与人行地道技术规范(征求意见稿)》。

表1 舒适度评估指标表

舒适度等级	舒适度评价	竖向峰值加速度限值/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)	侧向峰值加速度限值/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)
CL1	最佳	$[0,0.25\cdot f^{0.78})$	$[0,0.1)$
CL2	合格	$[0.25\cdot f^{0.78}, \min(0.5\cdot f^{0.78}, 0.7))$	$[0.1,0.15\cdot f^{0.5})$
CL3	不合格	$[\min(0.5\cdot f^{0.78}, 0.7), \infty)$	$[0.15\cdot f^{0.5}, \infty)$

2.2 结构自振频率分析

基于 Midas Civil 软件建立的有限元模型,对结构的自振频率进行了计算,如图3所示为该桥梁结构的前5阶模态。根据前文提供的舒适度评估标准可以看到,由于该桥梁存在 $<3\text{ Hz}$ 的竖向频率以及 $<1.2\text{ Hz}$ 的侧向频率,因此需验算 $1.25\sim 3\text{ Hz}$ 的竖向模态以及 $0.5\sim 1.2\text{ Hz}$ 的侧向模态。该频域区间内的竖向模态以及描述如表2所示,侧向模态以及描述如表3所示。可以看到,由于该桥梁较窄,因此竖向振动模态频率较高,但横向振动相对较柔,且主拱与主梁之间存在较为明显的模态耦合,因该特点引起的桥梁振动也是后续需要重点讨论的内容。

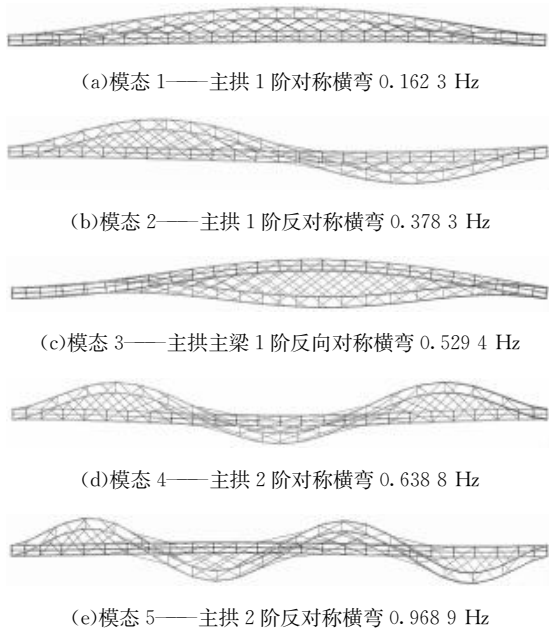


图3 桥梁结构前5阶振动模态图

表2 需进行验算的竖向模态表

工况编号	模态阶次	模态频率/Hz	模态描述
1	9	2.157 4	主梁1阶对称竖弯

表3 需进行验算的侧向模态表

工况编号	模态阶次	模态频率/Hz	模态描述
1	3	0.529 4	主拱主梁1阶反对称横弯
2	4	0.638 8	主拱2阶对称横弯
3	5	0.968 9	主拱2阶反对称横弯

2.3 竖向舒适性分析

为对结构竖向舒适度进行分析,针对表2的竖向振动模态,对表4的工况进行了计算。

表4 竖向舒适度计算工况表

工况编号	行人密度/($\text{人}\cdot\text{m}^{-2}$)	荷载表达式/($\text{N}\cdot\text{m}^{-2}$)
1	1	$16.84\cos(2\pi\times 2.1574t)$
2	1.5	$20.64\cos(2\pi\times 2.1574t)$
3	2	$23.84\cos(2\pi\times 2.1574t)$

各行人密度下,主梁结构跨中节点的竖向加速度时程如图4所示。

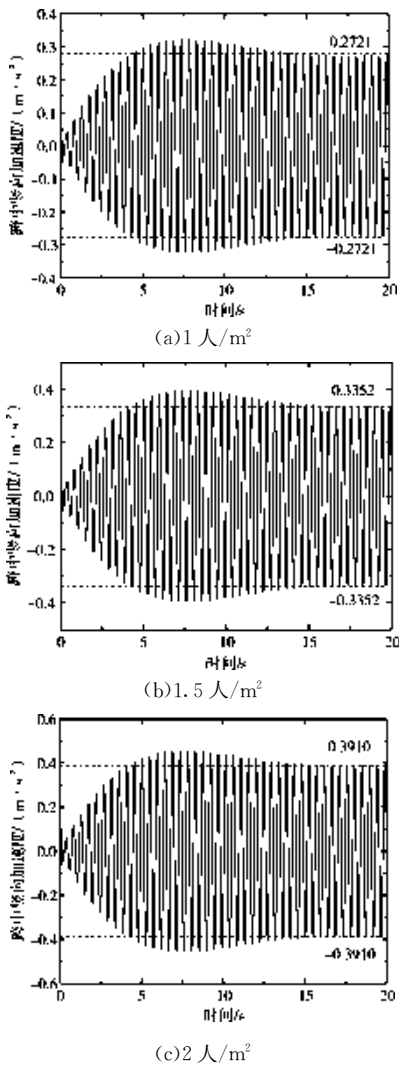


图4 不同行人密度下桥梁跨中竖向加速度响应时程图

由图4可知,整体而言,随着行人谐振荷载的施加,桥梁结构跨中节点的竖向加速度先增加后减小,最后逐渐稳定在一个固定的值上,从荷载施加至结构振动稳定花费的时间为15 s左右。3个工况下,由于谐振荷载频率一致,跨中节点加速度的变化频率也一致,为施加的谐振荷载的频率,即2.157 4 Hz。由图4还可以看出,当行人密度分别为1人/m²、1.5人/m²和2人/m²时,跨中加速度最后稳定的值依次为0.272 1 m/s²、0.335 2 m/s²、0.391 0 m/s²。考虑到由于行人引起的振动是小幅振动,此次计算采用的是线性分析。因此,可以看到随着行人密度每增加0.5人/m²,加速度增加0.6 m/s²。

对于该桥梁的竖向加速度而言,该频率加速度CL1与CL2的分界为0.455 4 m/s²,CL2与CL3的分界为0.7 m/s²。因此,3个工况下,行人舒适度等级均为CL1,

这得益于拱桥较强的竖向刚度。竖向荷载依靠主拱结构的支撑,引起的变形以及振动均较小,因此该人行桥的竖向舒适度较高。

2.4 横向舒适度分析

为对结构横向舒适度进行分析,由表3提供的横向振动模式,对表5的工况进行了计算,得到的主要结果如图5所示。

表5 横向舒适度计算工况表

工况编号	行人密度/(人·m ⁻²)	荷载表达式/(N·m ⁻²)
1		0.53 cos(2π×0.529 4 t)
2	1.5	2.51 cos(2π×0.638 8 t)
3		3.62 cos(2π×0.968 9 t)

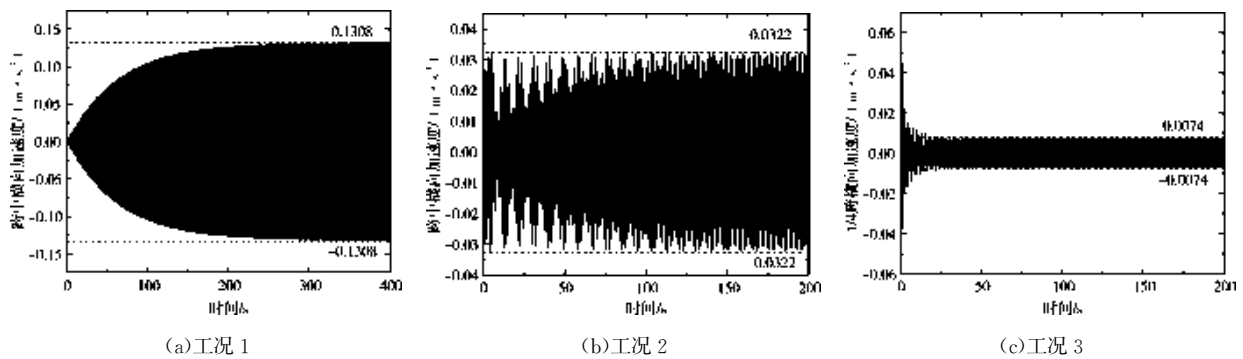


图5 不同工况下桥梁节点横向加速度示意图

由图5可见,工况1施加的人行谐振荷载有效地激发了该主梁和主拱的反向对称横弯模式,但整体而言,该振动稳定较为缓慢,在350 s左右时,跨中的横向加速度才稳定,此时加速度最大值为0.130 8 m/s²。对于工况2和工况3,此时行人谐振荷载的频率为主拱的横弯频率,在这两个荷载工况下,主梁的横弯振动并未明显激发。对于工况2,可以看到多个频率振动的成分,但最大振幅从荷载施加开始便稳定在0.032 2 m/s²。对于工况3,振动稳定在0.007 4 m/s²,但振动的成分更为复杂。

对于舒适度而言,仅工况1出现了明显且稳定的横向振动,此时横向舒适度CL1与CL2的分界为0.1 m/s²,CL2与CL3的分界为0.109 1 m/s²。横向振动舒适度等级为CL3。行人横向舒适度等级较差,这是由于桥面较窄,主拱以及主梁提供的面外刚度较弱,导致横向谐振荷载引起的振动更为明显。

3 结语

本文建立了某大跨度窄桥面人行拱桥的有限元模型,基于国内外规范,利用线性时程分析方法对桥梁结构的行人舒适性进行了计算,得到的主要结论如下:

(1)大跨度窄桥面人行拱桥由于主拱宽度较窄,面外刚度较弱,因此低阶振动模式主要为主拱的面外振动模式。

(2)大跨度窄桥面人行拱桥由于主拱面外刚度较弱,主梁横弯的模式与主拱面外横弯的模式耦合,相较而言,主梁竖向刚度较好。

(3)该桥梁的竖向刚度较好,当行人密度为1~2人/m²时,竖向舒适度等级为CL1,横向舒适度较差;当行人密度为1.5人/m²时,行人横向舒适度等级为CL3。

参考文献

- [1]廖宸烽.某人行悬索桥总体设计及受力分析[J].公路交通科技,2022(4):92-94.
- [2]Da Silva F T, Brito H M B F, Pimentel R L. Modeling of crowd load in vertical direction using biodynamic model for pedestrians crossing footbridges[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2013, 40(12): 1196-1204.
- [3]李志刚.某异形人行桥的人致振动分析[J].西部交通科技, 2015(2): 25-29, 52.
- [4]陈政清, 华旭刚. 人行桥的振动与动力设计[M]. 北京: 人民交通出版社, 2009: 17-25.
- [5]北京市政工程研究院. 城市人行天桥与人行地道技术规范: CJJ 69-1995[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996: 5-8.
- [6]中国机械工业集团有限公司. 建筑振动荷载标准: GB/T 5228-2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018: 4-7.

收稿日期: 2024-11-27

上承式混凝土拱桥施工阶段对拱肋受力的影响分析

刘浩,向圆芳

(广西新发展交通集团有限公司,广西 南宁 530029)

摘要:为探究上承式混凝土拱桥各施工阶段对拱肋受力性能的影响,文章采用有限元分析法,依据实际工程,建立三维有限元模型,分析了6个不同施工阶段对拱肋受力性能的影响。结果表明:拱肋的位移受二期恒载和卸除压重阶段的影响很大,拱肋的内力受排架施工和空心板施工的影响较大。研究成果可为同类型桥梁的施工提供数据参考。

关键词:混凝土拱桥;拱肋;施工阶段

中图分类号: U448.22 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.059

文章编号: 1673-4874(2025)07-0198-05

0 引言

随着我国高速公路网的发展,由地域性的高速公路网逐渐扩展至全国性的高速公路网^[1-2]。拱桥作为主要的桥梁结构形式相继出现,美观的构造外型使其在实际工程建设中有较为广泛的应用^[3]。目前,工程建设中采用中承式和上承式拱桥较多,上承式拱桥的受力主要是由拱上立柱将主梁及车辆荷载传递给拱肋,进而传递至拱脚基础部位。上承式拱桥的拱肋和拱上立柱一般是由混凝土作为主要材料,这主要是由于混凝土的抗压性能更优。目前对于拱桥的受力性能研究较为全面,向桂兵等^[4]对新型上承式拱桥进行了静力特性分析,该新型结构主要实现了拱结构到桁架结构的体系转换;雷体生等^[5]通过有限元软件分析了拱桥的受力性能,依据分析结果优化了小矢跨比上承式混凝土拱桥的设计方案;喻泽成等^[6]提出了一种上承式+V拱的拱桥结构,对其力学性能进行了分析,并对该结构的体系转换进行了试验研究;叶明月等^[7]基于有限元软件建模,开展了上承式UHPC拱桥的受力性能分析;王银刚等^[8]采用有限元法,对上承式异型拱桥的受力性能进行了分析,并依据分析结果对拱桥的设计进行了优化设计;张杰等^[9]针对大跨度非对称上承式拱桥的结构设计进行了分析,验证了拱桥的刚度、强度和稳定性均满足要求,结构的安全可靠性较高;张清旭等^[10]基于有限元分析法,对上承空腹式拱桥的受力性能开展了计算分析。由上述研究可知,拱桥受力性能的分析已经较为成熟,本文在上述研究的基础上,开展上承式混凝土拱桥在施工阶段的受力性能分析,研究成果可作为拱桥实际施工提供数据参考。

1 工程概况

该拱桥为某环城道路特大桥梁,全长153 m,为上承式混凝土拱桥。其主拱肋和拱上立柱均采用混凝土材料,拱圈主要采用工字形截面,排架主要采用矩形截面,排架、盖梁和横墙主要采用C30混凝土,拱圈采用C50

混凝土。拱桥立面布置见图1。

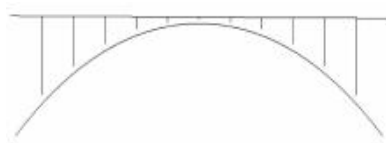


图1 拱桥立面简图

2 有限元模型

采用Midas Civil有限元软件,建立上承式混凝土拱桥的有限元模型(见图2)。全桥共172个节点、170个梁单元。主梁与立柱之间的连接采用释放两端约束,拱脚位置采用一般支撑,立柱与主拱圈之间采用刚性连接。

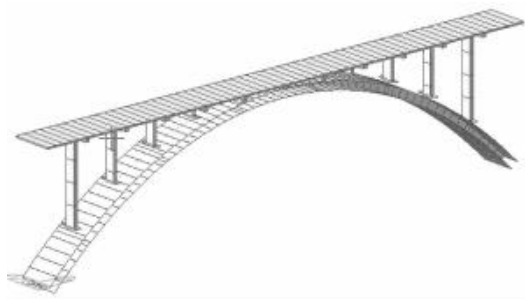


图2 有限元模型图

主拱圈采用C50混凝土,排架采用C40混凝土,空心板采用C50混凝土。

3 拱肋在各施工阶段的受力性能分析

依据实际工程建立有限元模型,在各施工阶段对拱肋的受力影响进行计算,主要分析拱圈合龙、排架施工、空心板施工、二期恒载、压重及卸除压重阶段拱肋关键截面的响应。

第一作者简介:刘浩(1989—),硕士,工程师,研究方向:高速公路现场管理工作。

3.1 位移计算结果

在各施工阶段,拱肋的纵向和竖向位移响应见图3和图4。

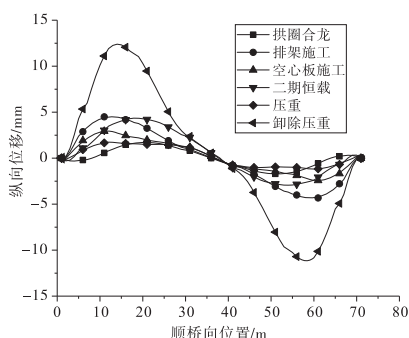


图3 拱肋纵向位移曲线图

由图3可知,在各施工阶段拱肋的纵向位移变化规律基本一致,拱圈合龙时的恒载作用对拱肋纵向位移的影响很小,卸除压重时,拱肋的纵向位移变化较大。除了卸除压重阶段对拱肋纵向位移的影响较大外,其他施工阶段对拱肋纵向位移的影响均较小(在 ± 5 mm以内)。各施工阶段,拱顶、拱脚的纵向位移结果均为零,在1/4位置纵向位移达到峰值。拱圈合龙时,拱肋的纵向位移峰值为1.7 mm,排架施工、空心板施工、二期恒载、压重及卸除压重阶段的拱肋纵向位移峰值分别为4.6 mm、2.9 mm、4.3 mm、1.7 mm和12 mm。卸除压重时,需特别注意拱肋的纵向位移,同时应采取必要的措施,保证拱肋纵向位移的安全性。

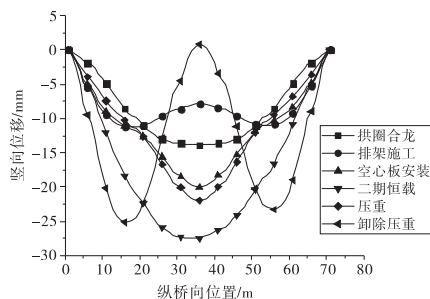


图4 拱肋竖向位移曲线图

由图4可知,排架施工和卸除压重阶段拱肋的竖向位移变化趋势一致,大致呈“W”形;拱圈合龙阶段、空心板安装阶段、二期恒载和压重阶段拱肋的竖向位移则均呈“U”形变化。各阶段拱肋的拱脚、拱顶位置的竖向位移均为零。拱圈合龙、排架施工、空心板施工、二期恒载、压重及卸除压重阶段的竖向位移峰值分别为13.9 mm、11.2 mm、20 mm、27.5 mm、21.9 mm和25.1 mm。各施工阶段对拱肋竖向位移的影响较纵向位移大。在施工阶段应特别注意空心板安装、二期恒载、压重和卸除压重阶段拱肋的竖向位移变化,尤其是二期恒载施工阶段,拱肋的竖向位移变化很大。

在排架施工阶段拱肋的纵向位移和竖向位移分别见图5和图6。

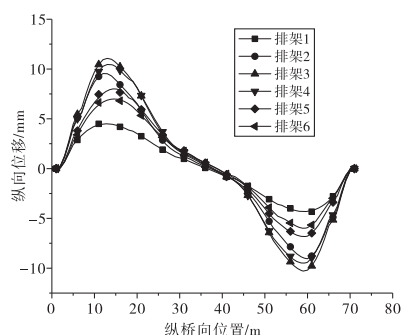


图5 排架施工阶段拱肋纵向位移曲线图

由图5可知,各排架施工阶段拱肋的纵向位移变化趋势基本一致,且随着排架数量的增加,在排架1至排架4施工阶段拱肋1/4位置处的纵向位移逐渐增大,同时由于排架5和排架6位于拱顶,因此其施工时对拱肋的纵向位移影响较小。在拱肋的拱脚和拱顶位置的纵向位移均为零。从排架1至排架2施工时,拱肋的纵向位移显著增大,由4.6 mm(排架1施工)增大至9.5 mm(排架2施工),增大了106%,因此在排架1施工完成后,对排架2施工时应特别注意拱肋的纵向位移。

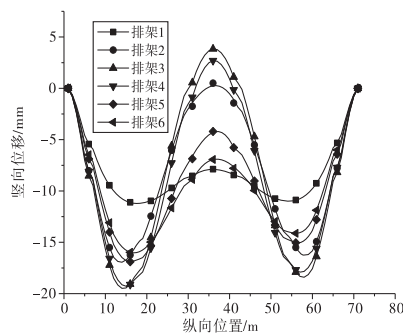


图6 排架施工阶段拱肋竖向位移曲线图

由图6可知,在排架1至排架6施工过程中,拱肋的竖向位移的变化趋势基本一致,呈现减小→增大→减小→增大的趋势。竖向位移均在拱肋1/4位置达到最大,拱脚位置的位移为零。在排架2、排架3和排架4施工阶段,拱肋的竖向位移均较大。其中排架3施工阶段拱肋的竖向位移达到最大。排架1至排架6施工阶段拱肋的最大竖向位移分别为11.2 mm、16.9 mm、19.5 mm、19.3 mm、16.9 mm、15.9 mm,其中排架2、排架3和排架4施工时对拱肋的竖向位移影响较大,故在拱桥施工时,应特别注意排架2至排架4施工对拱肋竖向位移的影响。

由于空心板施工阶段对拱肋位移的影响与排架施工阶段相近,因此本文不再对空心板施工对拱肋位移的影响进行阐述。

3.2 内力计算结果

各施工阶段拱肋的轴力、剪力和弯矩变化曲线分别见图7至图9。

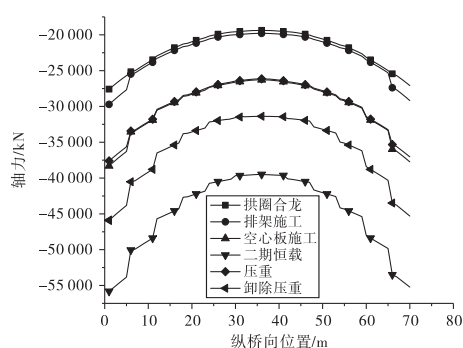


图7 拱肋轴力图

由图7可知,各施工阶段拱肋轴力的变化趋势一致,基本呈现对称分布,其中二期恒载阶段对拱肋的轴力影响最大,最大值达到55 813.7 kN。各施工阶段拱肋的最大轴力均出现在拱脚位置,拱顶位置的轴力普遍较小。空心板施工和压重阶段的拱肋轴力大小基本一致。拱圈合龙阶段、排架施工阶段拱肋的轴力相差很小。

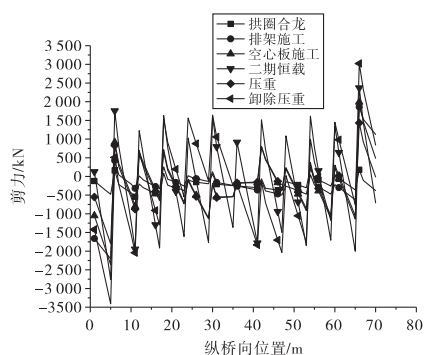


图8 拱肋剪力曲线图

由图8可知,各施工阶段拱肋的剪力均较小,且各阶段拱肋的剪力曲线变化趋势基本一致。卸除压重阶段拱肋的剪力值最大(3 410 kN),说明各施工阶段对拱肋的剪力影响不大。排架施工、空心板施工、卸除压重阶段拱肋的剪力值 $>1\,000$ kN,拱顶位置的剪力均较小,其他施工阶段拱肋拱脚的剪力均 <500 kN。整体上,各施工阶段对拱肋剪力的影响较小。由此,针对拱肋的剪力,需注意卸除压重阶段的影响。

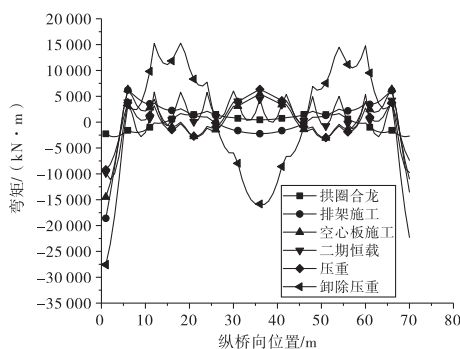


图9 拱肋弯矩曲线图

由图9可知,空心板施工阶段和压重阶段拱肋的弯矩变化趋势基本一致,而拱圈合龙则与排架施工阶段拱肋的弯矩变化趋势基本一致。拱圈合龙时拱肋的弯矩较小,说明拱圈合龙对拱肋弯矩的影响较小。二期恒载阶段拱肋的弯矩变化曲线不规律,呈现出波浪线的趋势。各施工阶段拱脚位置的弯矩均是最大的。卸除压重阶段拱肋的弯矩最大,为27 553.9 kN·m。因此,在拱桥建设过程中应注意卸除压重阶段对拱肋弯矩的影响,必要时采取相应的措施,保证拱肋建设的安全。

由于排架施工和空心板施工对拱肋的受力影响较大,因此对这两个施工阶段进行详细分析。排架施工阶段拱肋的轴力、剪力和弯矩变化曲线见图10至图12。

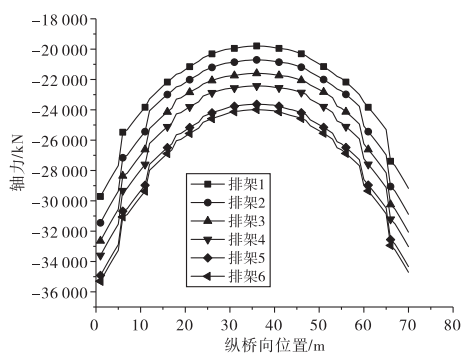


图10 拱肋轴力图(排架施工阶段)

由图10可知,在排架1至排架6施工阶段,拱肋的轴力曲线变化趋势基本一致,且随着排架施工数量的增加,拱肋的轴力也逐渐增大,各排架施工阶段拱肋拱脚的轴力均最大,拱顶的轴力最小。排架1施工阶段拱肋的轴力最小(29 716.3 kN),排架6施工阶段拱肋的轴力最大(35 296.7 kN),从排架1施工至排架6施工,拱肋轴力增加了19%,增加的幅度较大。因此,在排架施工时,需注意对拱肋轴力的影响。

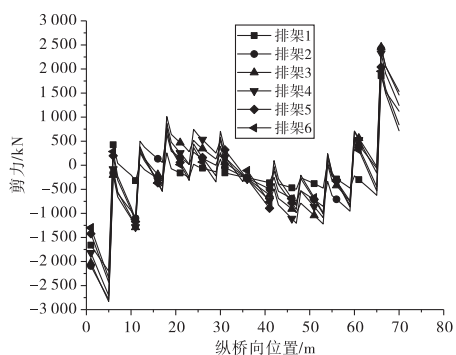


图11 拱肋剪力曲线图(排架施工阶段)

由图11可知,各排架施工阶段拱肋剪力的曲线变化趋势基本一致,但没有规律性,且排架施工对拱肋剪力的影响较小,在拱脚位置拱肋的剪力发生突变,说明排架施工对拱肋的剪力影响出现了单点集中现象。各排架施工阶段对拱肋剪力的影响相差不大,且影响很小,最大值

均 $<3\,000\text{ kN}$ 。

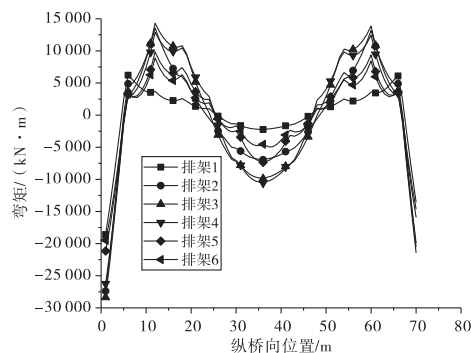


图 12 拱肋弯矩曲线图(排架施工阶段)

由图 12 可知,在排架 1 至排架 6 施工阶段,拱肋的弯矩曲线变化趋势基本一致,拱肋 1/4 位置的正弯矩达到最大。在各排架施工阶段,拱脚位置的弯矩最大。在拱脚位置,排架 3 施工阶段弯矩值最大,为 $28\,370.5\text{ kN}\cdot\text{m}$,其次是排架 2,为 $27\,388.2\text{ kN}\cdot\text{m}$,第三是排架 4,为 $26\,241.6\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。在拱顶位置,则是排架 4 施工阶段的弯矩最大,其次是排架 3 施工阶段。在拱桥施工时,在排架 2、排架 3 和排架 4 施工阶段需采取相应措施避免其对拱肋的影响过大。

在各空心板施工阶段,拱肋的轴力、剪力和弯矩变化曲线分别见图 13 至图 15。

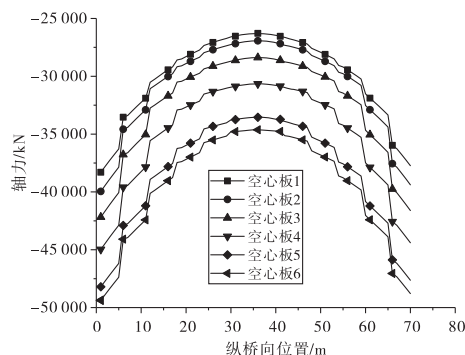


图 13 空心板施工阶段拱肋轴力曲线图

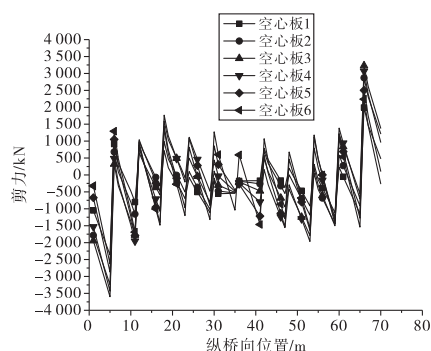


图 14 空心板施工阶段拱肋剪力曲线图

由图 13 可知,在各空心板施工阶段,拱肋轴力的变化趋势基本一致,呈现出先增大后减小的变化趋势。随

着空心板数量的增加,拱肋的轴力也逐渐增大,其中拱脚位置的轴力最大,拱顶位置的轴力较小,在空心板 1 至空心板 6 施工阶段,拱肋拱脚的轴力由 $38\,301.1\text{ kN}$ 增加到 $49\,372.6\text{ kN}$,增加了 29%,增加的幅度较大。

由图 14 可知,在各空心板施工阶段,拱肋的剪力变化趋势均呈现出不规律的变化趋势,且整体上拱肋的剪力值较小,因此,空心板的施工对拱肋的剪力影响较小。拱肋 1/4 位置的剪力值达到最大。对此,需严格按照施工方案进行,且需保证施工过程中的安全。

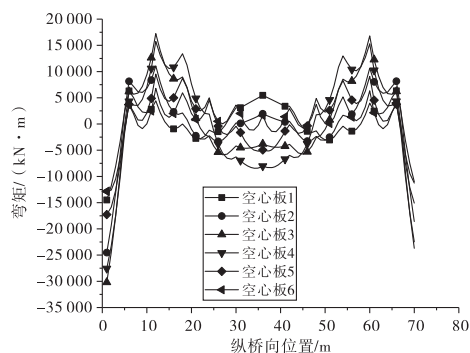


图 15 拱肋弯矩曲线图(空心板施工阶段)

由图 15 可知,在各空心板施工阶段,对拱肋的弯矩有一定的影响,且除空心板 4 和空心板 5 施工阶段外,其他空心板施工阶段拱肋的弯矩变化趋势基本一致,拱脚位置的弯矩最大,在拱肋 1/4 位置弯矩均出现峰值。在空心板 4 和空心板 5 施工阶段,拱肋跨中位置的弯矩出现谷值,其他施工阶段拱肋的弯矩均反向出现峰值。

4 结语

本文针对上承式拱桥各施工阶段对拱肋的受力性能影响进行了分析,通过有限元模型,并依据实际的施工载荷,对拱圈合龙、排架施工、空心板施工、二期恒载、压重及卸除压重施工阶段,拱肋的位移和内力响应变化情况进行了研究,结果表明:

- (1)卸除压重对拱肋的纵向位移影响较大。
- (2)二期恒载对拱肋的竖向位移影响较大,对拱肋的轴力影响也较大。
- (3)排架施工对拱肋的位移和内力均有一定影响。
- (4)各施工阶段对拱肋的剪力和弯矩影响较小。
- (5)空心板施工阶段对拱肋的内力有一定的影响。

参考文献

- [1]张剑锋,姬同旭,陈权川,等.汽车荷载作用下斜拉桥结构体系力学性能分析[J].交通工程,2023,23(4):123-128.
- [2]张剑锋,徐向东,蓝先林,等.山区大跨径钢桁梁悬索桥静风稳定及抖振响应研究[J].地震工程与工程振动,2023,43(2):247-258.
- [3]徐略略,杨忠友,周水兴,等.钢筋混凝土拱桥加固施工次序方案研究及效果评价[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2024,43

(6):8-15.

[4]向桂兵,谢肖礼.新型上承式拱桥结构体系静力特性分析[J].施工技术(中英文),2023,52(16):127-131.

[5]雷体生,钱永久.小矢跨比上承式混凝土连拱拱桥设计方案优化[J].公路,2021,66(11):149-154.

[6]喻泽成,周远航,谢肖礼,等.上承式加V拱桥力学特性及体系转换试验研究[J].铁道标准设计,2022,66(4):132-137,167.

[7]叶明月,董桔灿.基于Midas Civil的上承式UHPC拱桥受力性能分析[J].广东土木与建筑,2021,28(2):46-50.

[8]王刚刚,李玉美.上承式异型拱桥的设计[J].结构工程师,2020,

36(5):197-202.

[9]张杰,严爱国,郭远航.主跨292 m非对称上承式拱桥结构设计研究[J].铁道标准设计,2020,64(增刊1):142-146.

[10]张清旭,宁晓骏,陈旭.基于Midas Civil的上承空腹式拱桥受力性能对比分析[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2020,44(3):576-578.

收稿日期:2024-10-16

(上接第130页)

进一步从结构稳定系数增大幅值来看,壁厚从14 mm增大至26 mm,其稳定系数从5.75增大至6.07,增幅仅5.6%,且主管壁厚过厚,结构造价相对更高,钢管在制造与施工难度上也相对更大。因此,实桥拱肋主管壁厚从结构稳定、造价、施工等方面考虑,取值不必过大,一般以18~22 mm为宜。

5 腹杆直径对结构稳定性的影响分析

钢管混凝土桁式拱桥拱肋是由腹杆、缀杆连接四根主管组成,是钢管混凝土与桁架的组合截面。因此,腹杆直径也直接影响整个组合截面的刚度、惯性矩、长细比等,也影响结构屈曲临界荷载的大小。

为分析拱肋腹杆直径对钢管混凝土桁式拱桥稳定性的影响,选取七组不同的腹杆直径,通过有限元计算得到不同腹杆直径下结构稳定系数计算结果及分布分别如表4、图6所示。

通过表4不同腹杆直径下结构稳定系数的数值及图6稳定系数变化曲线可知,随着腹杆直径逐渐增大,结构稳定系数逐渐增大,且增大速率逐渐减小,大致呈指数形式变化。

表4 不同腹杆直径下结构稳定系数表

腹杆直径/mm	300	450	600	750	900	1 050
稳定系数	5.38	5.92	6.29	6.50	6.55	6.60

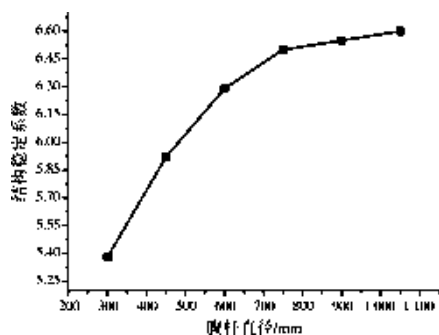


图6 不同腹杆直径下结构稳定系数变化曲线图

进一步从结构稳定系数的增大幅值来看,结构由于腹杆直径增大,自重增加,导致设计荷载增大的速率小于

其临界荷载的增大速率,故其结构稳定性逐渐增大;但由于自重增加导致设计荷载增大的速率逐渐与其临界荷载的增大速率持平,最终结构稳定系数几乎不再增加。因此,实桥腹杆直径从结构稳定、造价等方面考虑,取值不宜过大,一般取400~700 mm为宜。

6 结语

本文以某钢管混凝土桁式拱桥为背景工程,对其拱肋管内混凝土强度、主管直径、主管壁厚及腹杆直径四个参数进行了详细的参数影响分析,得出主要结论如下:

(1)管内混凝土强度对钢管混凝土桁式拱桥稳定性具有一定的影响,但影响相对不大。

(2)主管直径对钢管混凝土桁式拱桥稳定性影响相对较大,从结构稳定、造价及施工难度等方面考虑,根据跨径取1 000~1 500 mm为宜。

(3)主管壁厚对钢管混凝土桁式拱桥稳定性影响相对有限,从结构稳定、造价及施工难度等方面考虑,取18~22 mm为宜。

(4)腹杆直径对钢管混凝土桁式拱桥稳定性影响相对较大,从结构稳定、造价等方面考虑,取400~700 mm为宜。

参考文献

- [1]陆宇翔.某大跨上承式钢管混凝土桁式拱桥结构与受力分析[J].西部交通科技,2024(5):103-105.
- [2]吴骏,杨健,刘彬.山区复杂条件下桥梁重建项目——花鱼洞大桥设计关键技术[J].中外公路,2022,42(1):147-150.
- [3]田卿,何俊荣,尹邦武,等.中承式钢管混凝土桁式拱桥设计[J].世界桥梁,2020,48(1):11-15.
- [4]苏巨峰,周广进,张文涛,等.主跨390m钢管混凝土提篮拱桥设计研究[J].公路,2024(10):192-199.
- [5]莫叶宇,周弟松.超大跨钢管混凝土桁式拱桥自振特性参数影响分析[J].西部交通科技,2024(11):112-114.
- [6]韩兆宇,吴尉靖,何滨冰.大跨径钢管混凝土桁式拱桥稳定性分析[J].公路与汽运,2024,40(6):92-97.
- [7]解威威,杨绿峰,王建军,等.钢管混凝土桁式拱桥临界荷载的参数分析[J].中外公路,2018,38(6):83-86.

收稿日期:2025-03-10

箱型拱桥加固与检验分析

徐伟荣

(山西交通控股集团有限公司晋城高速公路分公司,山西 晋城 048099)

摘要: 文章根据某箱型拱桥病害调查结果制定加固方案,并通过静载试验,分析中载和偏载两种工况下的加固效果。结果表明:桥梁应变和挠度实测值均小于理论计算值,检验系数满足要求,且残余变形和实测变形均较小;桥梁加固后较加固前应变和挠度均大幅下降,说明加固后桥梁结构强度和承载能力明显提升,加固效果达到了预期。

关键词: 箱型拱桥;加固方案;静载试验;应变;挠度

中图分类号: U448.22⁺3 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.060

文章编号: 1673-4874(2025)07-0203-03

0 引言

拱桥具有耐久性好、美观实用等优点,在20世纪80~90年代得到广泛应用。由于受当时设计与施工技术水平、设计标准低等因素限制^[1],很多早期建成的钢筋混凝土拱桥近年来相继出现混凝土开裂、剥落、钢筋锈蚀等病害。在原址重建一座新桥工程造价高、施工工期长,对当地交通影响大,因此常采用旧桥加固的方式。由于长期受车辆超载、降雨、地震等因素影响^[2-4],桥梁结构出现不同程度破坏,桥梁结构强度和承载能力已不能满足现今使用要求。以往施工经验表明^[5-6],采用黏贴钢板、碳纤维板、增加截面面积和混凝土包裹保护等方式可快速修复桥梁病害,恢复桥梁使用性能。本文以箱型拱桥维修加固为研究背景,根据调查结果制定加固方案,并在加固后开展静载试验确定加固效果。

1 桥梁病害调查分析

1.1 桥梁概况

某大桥建成于1992年,中心桩号为K23+356,全长372.5 m,桥面净宽为23 m。主桥上部结构采用钢筋混凝土箱型拱,主跨为3×80 m,采用等截面设计;下部结构采用柱式墩,U形桥台;基础采用明挖扩大基础。桥面采用复合式面层,下面层为水泥混凝土,上中面层为沥青混凝土。桥梁纵坡为双向1.5%,设计竖曲线半径为6 500 m。大桥主跨结构如图1所示。



图1 大桥主跨结构示意图

1.2 桥梁病害调查与技术状况评定

通过现场调查,对桥梁主跨各部分破损情况进行汇总,评定其技术状况。主拱圈病害主要集中在拱肋铰缝处,共计23处,主要为混凝土掉落;盖梁、横系梁病害有24处,主要包括混凝土剥落、压碎脱落、露筋等;立柱共

有5处裂缝,最大宽度为0.28 mm,长度贯穿整根柱子,混凝土脱落、露筋等病害共计3处,最大破坏面积为0.3 m×0.3 m;辅拱发现两处明显渗水,两处局部渗水;桥面发现多处病害,主要集中在第二、第三、第四跨,裂缝长度为0.3~1.1 m,宽度为0.2~4.5 mm,其中第二跨裂缝数量最多,破损最严重。根据桥梁病害现场调查结果,确定主拱圈和拱上结构出现多处破损,部分桥面板出现断裂现象,桥梁总体技术状况评定为5级,亟须开展养护维修。

2 箱型拱桥加固方案

根据桥梁病害调查结果,有针对性地制定方案对桥梁结构进行加固。由于主拱圈拱肋间铰缝、盖梁和面板均出现严重破坏,因此在养护维修期间需封闭交通。拆除破损严重的桥面板,重做桥面板,并增设板式橡胶支座,使桥面板与盖梁柔性接触。通过黏贴碳纤维加固拱上排立柱,并增加柱底截面积,立柱采用C30混凝土包裹保护。在桥梁主跨箱拱下缘黏贴钢板,增加拱脚面积,对裂缝等病害进行修补,拱脚外部采用C35混凝土包裹保护。增加两侧边跨截面积,外部也采用C35混凝土包裹。对全桥裂缝、表面缺陷等进行全面修补,重做主拱圈拱肋铰缝,处治辅拱渗漏水问题,补强桥梁结构。

3 桥梁加固静载试验检验与分析

3.1 静载试验方案

在加载前后分别开展静载试验^[7],对桥梁主要截面应变和跨中截面挠度开展检测,对比分析加固效果。静载试验检测截面分别为A-A截面、B-B截面、C-C截面、D-D截面和E-E截面,其中A-A截面和E-E截面分别为第二跨和第三跨箱拱拱顶截面,B-B截面为箱拱1/4截面,C-C截面为拱脚截面,D-D截面为行车道板跨中截面。桥梁第二跨检测截面布置如图2所示。应变检测每个截面取一个测点,挠度检测在A-A截面和E-E截面分别布置3个测点。

应变检测采用布置振弦式应变计,跨中挠度采用精密水准仪观测^[8-9]。静载试验分中载和偏载两种工况布

作者简介: 徐伟荣(1989—),工程师,研究方向:土木工程施工。

置,加载车辆载重为35 t,车辆前轴重70 kN,中后轴轴重均为140 kN,前轴与中轴间距为4.0 m,中轴与后轴间距为1.4 m。

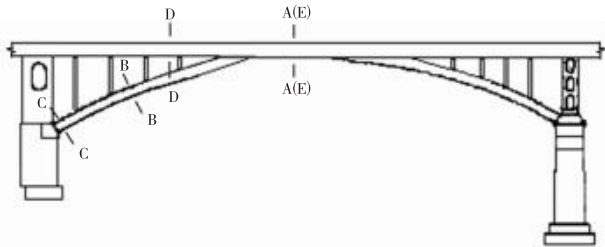


图2 静载试验检测截面布置示意图(第二跨)

3.2 应变检测结果分析

分别在中载和偏载两种工况下对4个截面应变开展检测,本文取第二跨作为研究对象,整理应变检测结果如表1和表2所示,箱型拱桥加固前后应变对比分析如图3和图4所示,拉应变为正,压应变为负。

表1 中载工况下应变检测结果表

截面	应变/ $\mu\epsilon$		残余应变/ $\mu\epsilon$	校验系数	残余应变系数
	理论值	检测值			
A-A	31.6	27.2	4.9	0.86	0.18
B-B	-59.5	-51.2	-8.7	0.86	0.17
C-C	31.5	28.0	5.0	0.89	0.18
D-D	173.6	158	24.6	0.91	0.16

表2 偏载工况下应变检测结果表

截面	应变/ $\mu\epsilon$		残余应变/ $\mu\epsilon$	校验系数	残余应变系数
	理论值	检测值			
A-A	23.6	18.2	3.2	0.77	0.18
B-B	-39.5	-34.0	-6.1	0.86	0.18
C-C	35.6	30.6	5.6	0.86	0.18
D-D	233.7	212.7	29.2	0.91	0.14

根据表1和表2应变数据分析结果,得出应变实测值均低于理论计算值,且校验系数分布范围合理,残余应变较低,满足设计要求。中载工况下校验系数分布范围为0.86~0.91,偏载工况下为0.77~0.91,均满足《公路桥梁承载能力检测评定规程》(JTG T J21—2011)规定的分布范围(0.6~1.0)。中载和偏载工况下残余应变系数均<0.2,说明卸载后残余应变也较小。各截面应变实测值均低于理论值,实测应变较小,说明桥梁加固后结构稳定性提高。

对比分析图3和图4加固前后应变结果可知,加固后各截面应变均有较大幅度的下降,其中行车道板跨中截面应变值最高。中载工况下各截面应变检测值加固后较加固前分别下降41.6%、29.1%、42.8%、17.7%,偏载工况下分别下降44.2%、37.7%、40.1%、25.2%,下降幅度均较大,说明加固后桥梁整体结构强度和承载能力

得到了大幅提升。

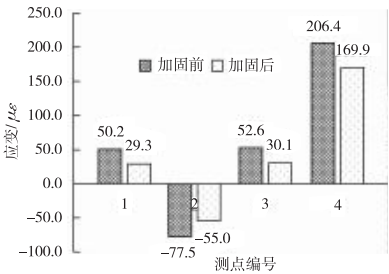


图3 中载工况下应变检测结果对比柱状图

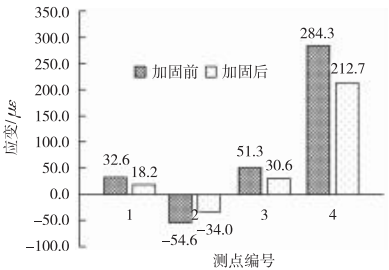


图4 偏载工况下应变检测结果对比柱状图

3.3 挠度检测结果分析

本文取第二跨和第三跨跨中挠度检测结果作为研究对象,其中测点1~3对应A-A截面,测点4~6对应E-E截面。分别在中载和偏载工况下开展检测,整理挠度检测结果如表3和表4所示,箱型拱桥加固前后应变对比分析如图5和图6所示,挠度向上为正,向下为负。

表3 中载工况下挠度检测结果表

测点	应变/ $\mu\epsilon$		残余应变/ $\mu\epsilon$	校验系数	残余应变系数
	理论值	检测值			
1	-6.90	-5.59	-0.61	0.81	0.11
2	-7.80	-6.71	-0.29	0.86	0.04
3	-5.58	-5.19	-0.18	0.93	0.03
4	-5.17	-4.55	-0.31	0.88	0.07
5	-7.56	-6.80	-0.39	0.90	0.49
6	-9.27	-7.60	-0.36	0.82	0.05

表4 偏载工况下挠度检测结果表

测点	应变/ $\mu\epsilon$		残余应变/ $\mu\epsilon$	校验系数	残余应变系数
	理论值	检测值			
1	-6.72	-5.31	-0.57	0.79	0.11
2	-8.68	-7.12	-0.34	0.82	0.05
3	-7.12	-6.34	-0.19	0.89	0.03
4	-6.26	-5.32	-0.36	0.85	0.07
5	-7.96	-7.24	-0.46	0.91	0.06
6	-8.46	-7.02	-0.38	0.83	0.05

分析表3和表4桥梁挠度实测数据可知,两个监测断面各测点实测值均低于理论计算值,且挠度实测值与残余应变均较小。第二跨和第三跨跨中截面挠度实测值均较小,中载工况下校验系数分布范围为0.81~0.93,

偏载工况下为 0.79~0.91,满足规范要求的分布范围(0.6~1.0)。残余应变也较小,两种工况下残余应变系数分布在 0.03~0.11。

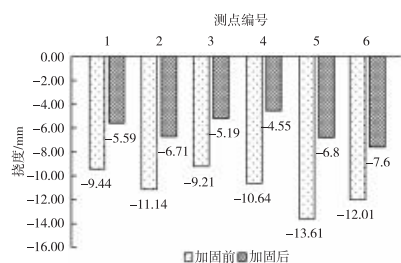


图5 中载工况下跨中挠度检测结果对比柱状图

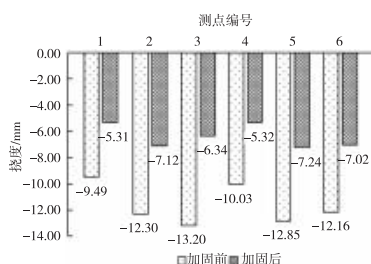


图6 偏载工况下跨中挠度检测结果对比柱状图

对比分析图5和图6加固前后桥梁挠度检测结果可知,加固后桥梁挠度均有较大幅度的下降,第二跨和第三跨加固后的整体刚度得到了大幅提升。在中载工况下,第二跨和第三跨各测点加固后的挠度分别平均下降41.4%和48.0%,偏载工况下挠度分别平均下降46.0%和44.3%。结合上述计算数据,说明加固后桥梁整体刚度得到有效提升,加固效果好。

4 结语

本文基于箱型拱桥养护维修案例,根据病害调查结

果确定加固方案,并在加固后开展静载试验检验加固效果,得出以下结论:(1)中载和偏载工况下桥梁应变和挠度实测值均较小,校验系数分布在 0.6~1.0,卸载后残余变形也较小;(2)加固后的桥梁应变明显低于加固前,说明桥梁结构强度得到大幅提升;(3)加固后的桥梁挠度检测结果较加固前明显降低,说明桥梁刚度得到大幅提升。总之,根据静载试验结果,加固后的桥梁结构强度和承载能力均得到明显提升,说明加固效果良好。

参考文献

- [1]崔业祥,余天程.吊杆拱桥纵梁加固改造技术研究[J].交通科技与管理,2024,5(11):47-50.
- [2]崔德军.圬工拱桥 UHPC 加固方案分析[J].黑龙江交通科技,2024,47(4):109-113,117.
- [3]李铁盔.套拱法在加固大跨径空腹式石拱桥中的应用[J].工程技术研究,2024,9(7):24-26.
- [4]徐蕾.钢筋混凝土刚架拱桥的加固技术研究[J].工程抗震与加固改造,2024,46(2):189.
- [5]徐略勤,杨忠友,周水兴,等.钢筋混凝土拱桥加固施工次序方案及效果评价[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2024,43(6):8-15.
- [6]徐略勤,潘锐华,周水兴,等.钢筋混凝土拱桥主拱圈加固方式及效果研究[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2024,40(2):250-258.
- [7]曾洋,李蒙.上承式钢管混凝土拱桥桥道系病害分析和加固[J].黑龙江交通科技,2024,47(2):90-93.
- [8]王廉明.小跨径圬工加固技术检测与拱桥试验分析[J].交通世界,2023(27):140-142.
- [9]谭荣生.大跨度双曲拱桥加固与检验分析[J].西部交通科技,2023(7):194-196.

收稿日期:2024-11-27

(上接第 60 页)

(2)随着 GO 用量的增大,SEBS 改性沥青混合料的动稳定度、残留稳定度、劈裂抗拉强度比和弯拉应变等指标表现为先增大后减小趋势,60 min 车辙深度不断减小,低温劲度模量不断增大,且 0.5% GO/SEBS 组合效果最好,说明适量的 GO 可一定程度地增强 SEBS 改性沥青混合料的高温稳定性、低温抗裂性和水稳定性。

参考文献

- [1]姜正晖.高速公路改扩建沥青路面设计关键问题探析[J].中外公路,2020,40(4):58-61.
- [2]马峰,金彦鑫,傅珍,等.SEBS 改性沥青混合料路用性能研究[J].郑州大学学报(工学版),2021,42(2):98-104.
- [3]钱春香,解建光,王鸿博.SBS 和 SEBS 改性沥青及混合料抗老化性能[J].东南大学学报(自然科学版),2005(6):945-949.
- [4]吴润华,张海虎,谭远鑫.氧化石墨烯改性沥青研究进展[J].化工

新型材料,2023,51(8):222-225,232.

- [5]徐琦.SBS 与 SBS 改性沥青性能对比研究[J].合成材料老化与应用,2019,48(4):39-43.
- [6]刘爱华,刘林林,司晶晶,等.氧化石墨烯/橡胶改性沥青的制备和性能分析[J].橡胶工业,2021,68(10):735-740.
- [7]赵艳.氧化石墨烯改性沥青的流变特性及其影响机理研究[D].兰州:兰州交通大学,2021.
- [8]于瑞恩.氧化石墨烯/聚氨酯复配改性沥青的制备和性能研究[D].西安:西安理工大学,2016.
- [9]黄建云,马庆伟,黄路.氧化石墨烯复配多磷酸改性沥青流变特性及抗热氧化性能[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2023,42(4):71-79.
- [10]王兆力.氧化石墨烯橡胶复合改性沥青技术应用研究[D].兰州:兰州大学,2022.

收稿日期:2024-08-29

浸水软岩力学特性及隧道围岩稳定性研究

刘洋

(广西路桥工程集团有限公司, 广西 南宁 530200)

摘要: 文章通过单轴与三轴压缩试验及数值模拟, 探讨软岩在不同含水状态下的浸水软岩力学特性及隧道围岩稳定性。结果表明: 软岩抗压强度随含水率增加显著下降, 当含水率从 0 增加至 6% 时, 单轴抗压强度下降约 50%, 弹性模量降低 60% 以上; 围岩在上台阶开挖后拱顶变形最大, 竖向位移可达 60 mm, 拱底回弹近 50 mm。基于试验和模拟分析, 建议采用超前支护、分步开挖、控制围压及加强排水措施, 以降低隧道围岩失稳风险, 提高隧道围岩稳定性。

关键词: 关键词: 室内试验; 浸水软岩; 力学特性; 数值模拟; 隧道围岩稳定性

中图分类号: U451+.2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.061

文章编号: 1673-4874(2025)07-0206-04

0 引言

随着我国基础设施建设的深入发展, 隧道工程逐渐向地质条件复杂、埋深较大的山区推进^[1]。软岩隧道因其围岩强度低、结构破碎、遇水软化等特性, 易出现大变形、围岩失稳及支护失效等问题, 尤其在富水环境下, 软岩的力学特性发生显著变化, 给施工与运营带来严峻挑战^[2-3]。因此, 研究软岩在不同含水状态下的力学行为及围岩稳定性, 对隧道安全施工和支护优化具有重要意义^[4]。

近年来, 国内外针对软岩力学特性及围岩稳定性的研究表明, 软岩遇水后强度显著降低, 塑性变形能力增强, 导致隧道围岩稳定性下降^[5]。数值模拟研究进一步揭示了围岩塑性区演化及支护结构受力特点, 但目前仍缺乏对不同含水状态下软岩隧道力学特性的系统研究^[6]。此外, 当前研究多从隧道稳定性或软岩特性单独展开^[7], 而软岩在浸水作用下力学性能的劣化, 是引发隧道变形失稳的根本因素之一。

基于此, 本文将通过试验揭示浸水软岩的力学响应特征, 并将其参数引入数值模型, 以研究其对隧道围岩稳定性的影响。研究成果可为软岩隧道设计与施工支护优化提供理论依据。

1 工程概况

1.1 区域概况

研究区域位于我国西部某典型山地丘陵过渡带, 属中高山地貌, 地形起伏剧烈, 相对高差在 350~600 m, 地表植被覆盖较好。工程区处于西南褶皱带边缘, 构造活动频繁, 岩体结构复杂, 断裂构造及节理裂隙发育。区域气候为亚热带湿润季风气候, 年降水量为 1 200~1 400 mm, 雨季集中在每年 6~9 月, 区域地表径流与地下水循环较为活跃。

1.2 地质条件

工程段主要穿越下白垩统泥岩夹少量页岩, 岩体风

化程度中等偏强。围岩岩性以泥质软岩为主, 节理密集, 结构松散, 属Ⅳ~Ⅴ类围岩。岩体单轴抗压强度在原状天然状态下为 9.2~12.5 MPa, 弹性模量为 1.6~2.8 GPa, 泊松比约为 0.31~0.35, 岩体完整性系数一般 <0.35 , 说明围岩整体结构较差, 稳定性弱。天然含水率为 6.8%~9.5%, 岩体亲水性显著, 受水作用后容易软化、强度衰减。

考虑上述地质特性与水文条件, 针对性开展不同含水状态下软岩力学行为试验及数值分析, 对于掌握围岩破坏机制、优化支护参数及降低施工风险具有重要意义。

2 软岩浸水试验

本节通过对试样进行单轴压缩及常规三轴压缩试验, 分析工程区软岩变形与破坏特征, 为揭示浸水作用下软岩强度演化规律提供试验依据。

2.1 试样选取

试验所用岩样采自隧道典型Ⅳ~Ⅴ级围岩段, 岩性主要为泥岩夹少量薄层状页岩, 颜色以浅灰至灰褐为主, 岩体呈薄层状结构, 部分表面可见弱面发育及轻微层理弯曲。采样过程中, 选择埋深 >30 m、风化影响较弱的原位岩体, 通过岩芯钻取方式获得完整母岩块体。岩样外观完整性良好, 满足后续加工标准尺寸试件的要求。

2.2 试样制备

依据《岩石物理力学性质试验规程》(DZ/T 0276.6—2015) 和《工程岩体试验方法标准》(GB/T 50266—2013) 相关技术规范, 采用标准圆柱状试件制备方案。试件尺寸统一为直径为 50 mm、高度为 100 mm, 满足标准比例要求(高径比为 2.0)。

干燥状态试样通过自然冷却后的岩样置于恒温烘干箱内, 设定温度为 105℃~110℃, 连续干燥 48 h, 取出后在室温环境中放置至少 8 h 后称重并记录质量。饱和状态试样采用分层注水法进行饱和处理, 即在前 6 h 内分三次逐步升高水位至完全淹没试件, 保持全浸状态 48 h 后取出, 擦干表面水分并立即称重。经计算饱和状态试

作者简介: 刘洋(1991—), 工程师, 主要从事道路和桥梁工程管理。

样的含水率为 5.8%~6.2%。天然状态试样则于采样后立即用多层密封膜包裹并置于恒湿环境下保存,在试验前解封称重,测得含水率为 2.8%~3.2%。

2.3 试验内容

本次试验针对不同含水状态下软岩的力学响应进行系统研究,开展单轴压缩试验与常规三轴压缩试验。试验分为三组:干燥状态(含水率接近 0)、天然状态(含水率为 3%)、饱和状态(含水率为 6%),每组至少选取 3 个标准试件进行平行测试。

三轴压缩采用油压围压系统,设定围压分别为 5 MPa、10 MPa 和 15 MPa,以模拟不同埋深工况下围岩的受力状态。

2.4 结果与分析

2.4.1 单轴压缩试验

图 1 为应力-应变曲线图。由图 1 可知,随着含水率的增加,岩石的轴向应力逐渐下降;干燥状态下试样轴向应力最高,表现出较明显的脆性破坏特征,破坏前保持较高的弹性模量,峰值为 27.4 MPa;天然状态的试样轴向应力下降了 32.8%,试样表现出一定的塑性变形能力;饱和状态试样轴向应力降幅最明显,相较于干燥状态下降了 57.1%,岩石承载能力显著减弱。

在含水率对变形特征的影响方面,干燥状态下,试样的弹性模量较高,应力-应变曲线在加载初期呈现较为陡峭的增长趋势,峰值应力时的轴向应变为 1.04%,表明岩石具有较强的刚度和较低的延性。天然状态试样的变形能力相对较弱,峰值应变仅为 0.79%,塑性变形特征并不明显,说明水对岩石刚度产生一定的削弱作用。饱和状态下,试样的变形能力有所增强,峰值应变达到 0.88%,但相比天然状态仍具有较大的应变滞后现象,说明水的渗透作用降低了岩石的强度,同时增强了其塑性变形能力,使其在破坏前能够承受更大的轴向变形。

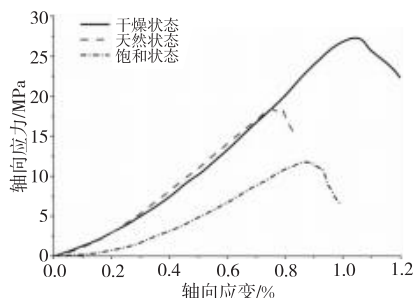


图1 单轴压缩试验应力-应变曲线图

2.4.2 三轴压缩试验

2.4.2.1 饱和状态

图 2 为饱和状态试样在不同围压下的应力-应变曲线。由图 2 可知,岩石峰值应力随围压增加而上升。当围压从 5 MPa 增至 15 MPa 时,峰值应力从 18.33 MPa 提高到 31.68 MPa,提升了 72.8%。这表明岩石的抗剪强度与围压呈正相关,符合 Mohr-Coulomb 强度准则的基

本规律。

就围压对岩石变形特征的影响而言:(1)围压越大时,岩石破坏时的轴向变形增加,从 1.04% 提高到 1.39%,说明围压抑制了脆性破坏,使试样更具延性;(2)径向应变在围压 10 MPa 时最大(约 -1.54%),但在 15 MPa 时有所降低(约 -1.24%),可能是由于高围压下试样内部微裂纹发展受限,横向膨胀趋势减弱。

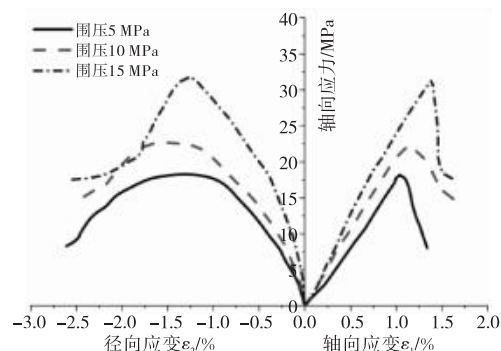


图2 饱和状态试样应力-应变曲线图

2.4.2.2 天然状态

图 3 为天然状态试样在不同围压下的应力-应变曲线。由图 3 可知:(1)峰值应力随围压增加显著提高,从 5 MPa 增至 15 MPa 时,提升 42.1%,符合 Mohr-Coulomb 强度准则,说明围压可有效增强岩石体抗剪强度,提高稳定性;(2)轴向应变随围压增加而增大,表明试样塑性变形能力增强,破坏模式从脆性剪切向延性屈服转变;(3)径向应变在围压 15 MPa 时最大(-0.82%),说明高围压对横向膨胀有一定抑制作用。因此,深埋隧道应加强初期支护,防止塑性变形过度发展,确保工程安全。

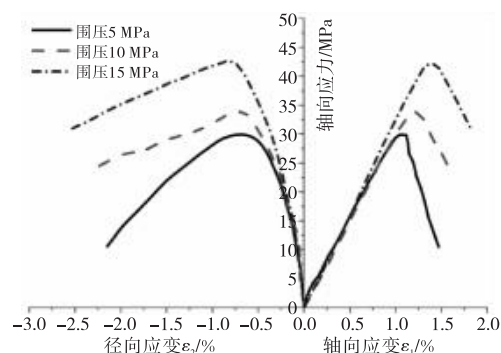


图3 天然状态试样应力-应变曲线图

2.4.2.3 干燥状态

图 4 为干燥状态试样在不同围压下的应力-应变曲线。由图 4 可知:(1)峰值应力随围压增加而提升 14.1%,符合 Mohr-Coulomb 强度准则;(2)增幅小于天然与饱和状态,表明干燥岩石的应力集中更明显,抗剪能力较强;(3)轴向应变随围压增加略有增大(1.06%→1.11%),但变化幅度小,说明干燥状态下岩石仍具有较强脆性;(4)径向应变在 10 MPa 围压下最小(-0.42%),

高围压下(15 MPa)变形恢复至-0.79%,表明裂隙扩展受限,岩体更趋向整体破坏。这说明干燥隧道围岩承载能力较强,但脆性破坏风险高,建议施工时合理控制初期支护,防止突发性破坏。

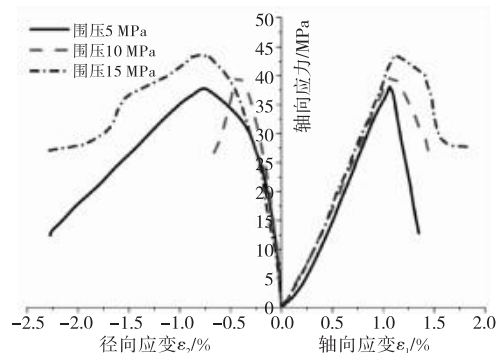


图4 干燥状态试样应力-应变曲线图

总体而言,围压对岩石的强度和变形特性具有显著影响,且含水率对岩石力学性质的削弱作用明显。随着围压的增加,岩石的峰值应力逐渐提高,塑性变形能力增强,破坏模式由脆性剪切向延性屈服转变。综合分析,含水率越高,岩石抗剪强度下降越明显,围压对稳定性的提升作用更有限,说明隧道围岩在富水环境下更易发生变形破坏,需采取合理的支护和排水措施以降低风险。因此,上述试验结果为后续隧道数值模型提供了参数依据,也从机制层面揭示了软岩围岩稳定性潜在的弱化根源。

3 软岩隧道稳定性数值分析

基于上述研究所得软岩在不同含水状态下的力学参数,本节构建隧道开挖数值模型,重点探讨软岩浸水特性对隧道变形与应力分布的影响,进一步揭示其对围岩稳定性的控制机理。

3.1 数值模拟概述

本研究采用有限元数值模拟方法,基于 Mohr-Coulomb 屈服准则,对隧道围岩-支护体系进行计算分析。通过模拟不同施工阶段围岩的应力调整、塑性区演化及支护结构的受力变化,评估开挖过程对隧道稳定性的影响。

3.2 建模与划分网格

数值模型采用 $100\text{ m} \times 60\text{ m} \times 60\text{ m}$ 计算域,隧道围岩区域采用三维八节点六面体单元划分网格,并结合现场岩性参数赋予相应的物理力学特性,如图5所示。隧道横截面各关键点布置见图6。隧道V级围岩段采用上下台阶预留核心土法施工,为提高计算精度,隧道沿纵向划分为20个段落,并采取错距开挖方式。具体开挖步序为:开挖循环进尺为2 m,上台阶超前中台阶为4 m,中台阶超前下台阶为4 m。开挖顺序:(1)第1,2步:上台阶拱部开挖;(2)第3,4步:中台阶开挖;(3)第5步:下台阶开挖;(4)依次循环推进,共24个开挖步。

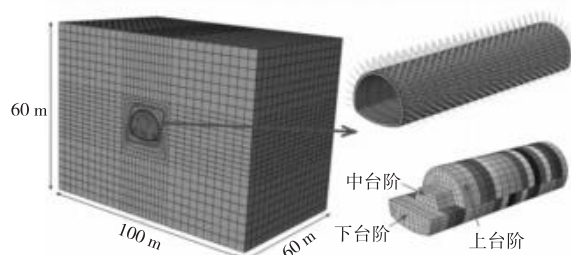


图5 网格划分示意图

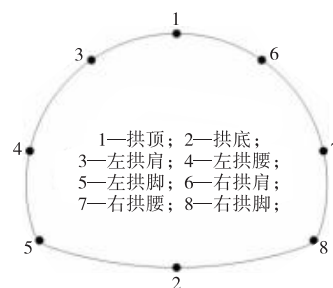


图6 隧道横截面关键点布置图

3.3 结果分析与讨论

竖向位移随开挖步的变化曲线如图7所示,由图7可知,围岩变形主要发生在前8~10个开挖步,随后变形趋于稳定。其中,拱顶(1号点)表现为显著下沉,最大沉降接近60 mm,且变形速率在前几步较大,说明初始开挖对拱顶结构稳定性影响最为显著。拱底(2号点)则呈现明显的上抬趋势,最大抬升量接近50 mm,说明底部围岩在开挖卸荷后产生回弹效应。

侧墙及拱腰(3~8号点)位移相对较小,表现为轻微沉降或趋于稳定,说明支护体系能够有效抑制侧向变形。结合数值模拟结果可知,合理控制开挖步序、优化初支参数以及及时施作二次衬砌,可有效降低围岩松动区的扩展,减少不均匀沉降对结构稳定性的影响。

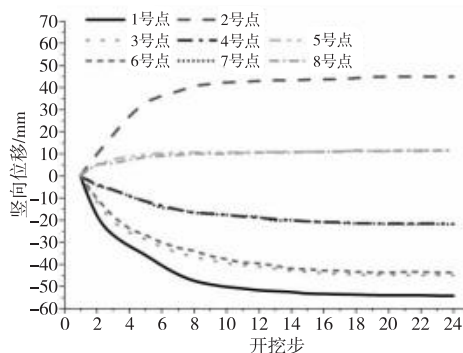


图7 各位置竖向位移随开挖步的变化曲线图

最大主应力随开挖步的变化曲线如图8所示。由图8可知,拱顶、拱肩及拱底处的围岩主要承受拉应力,而拱腰及拱脚处则表现出压应力特征。其中,拱顶拉应力最大,拱肩次之,拱底最小。这表明拱部区域在开挖过程中受到较大的张拉作用,可能存在拉裂风险。拱腰和拱

脚处受压应力控制,随着围岩逐步变形,其受力状态趋于稳定。

总体来看,围岩应力状态在前期受到开挖扰动较大,随着支护结构的逐步施作,应力调整逐渐趋于稳定。拱顶拉应力较高,需采取适当的超前支护及拱部加固措施,以降低潜在的拉裂风险;拱腰与拱脚处压应力较大,表明隧道围岩对外部荷载具备一定的承载能力,但仍需优化支护刚度,以避免局部应力集中导致围岩破坏。

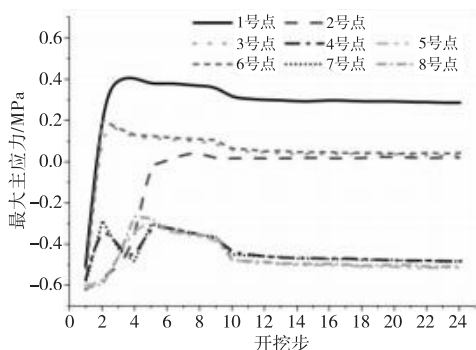


图8 各位置最大主应力随开挖步的变化曲线图

最小主应力随开挖步的变化曲线如图9所示,由图9可知,围岩的最小主应力均表现为压应力状态,其中拱腰处受压最为明显,拱脚次之,拱肩、拱顶及拱底受压相对较小,说明拱腰区域成为主要的压应力集中区。在开挖初期,围岩内部应力逐步释放,最小主应力在前10个开挖步内增长较快,随后趋于稳定,表明围岩应力状态已逐步适应新的荷载条件。

整体来看,拱腰及拱脚处承受较大的压应力,可能出现应力集中现象,易发生局部塑性破坏,应加强支护刚度,防止围岩产生较大的收敛变形。而拱顶及拱底处最小主应力较小,受力相对均匀,但仍需关注围岩可能的长期变形趋势,确保结构稳定。

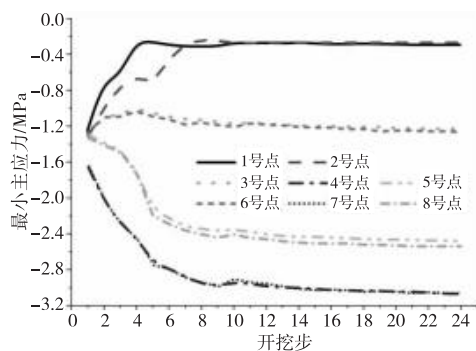


图9 各位置最小主应力随开挖步的变化曲线图

4 结语

本文通过室内试验与数值模拟,系统分析了软岩在不同含水状态下的力学特性及隧道围岩稳定性。试验揭示了软岩受水作用的强度衰减规律,数值模拟进一步探讨了隧道在不同施工工序下的应力变形演化过程。

(1)软岩力学特性受含水率影响显著。试验结果表明,随着含水率增加,岩石抗压强度和弹性模量明显下降,表现出更强的塑性变形能力,尤其在饱和状态下岩体强度衰减 $>50\%$ 。

(2)围岩变形与稳定性受开挖步序和围压影响。数值模拟表明,围岩竖向位移主要集中于拱顶和拱底,拱腰处最小主应力最大,易形成压应力集中区;合理的开挖步序和及时支护可有效控制围岩变形。

(3)二次衬砌受力均匀,结构稳定性良好。模拟结果显示,二次衬砌最大主应力均为拉应力,且受力状态稳定,拱脚处拉应力较大,应加强局部加固措施,以提高衬砌抗拉能力,确保结构安全性。

综上所述,浸水显著削弱了软岩的抗压强度与变形模量,降低了围岩整体承载能力;而考虑浸水后参数的围岩模型产生更大位移与更高塑性区分布,说明浸水软化是引发隧道稳定性下降的重要诱因,需在施工中加强防水排水与支护控制。

参考文献

- [1]肖明清,封坤,王维,等.软弱地层盾构姿态偏移引起的隧道附加土压力计算方法研究[J/OL].岩土工程学报,1-9.[2025-02-17].<http://kns.cnki.net/kcms/detail/32.1124.TU.20250117.1343.004.html>.
- [2]陈丽俊,陈建勋,郭会杰,等.软岩隧道拱脚沉降的主动控制理念与技术实现[J].岩石力学与工程学报,2025,44(6):1466-1480.
- [3]张贺伟.超大埋深软岩隧道超前中导洞竖向合理位置研究[J].铁道建筑技术,2025(4):156-160.
- [4]陶志刚,许闯,李勇,等.深埋高应力隧道软岩大变形开挖补偿控制研究[J].西安科技大学学报,2025,45(1):86-97.
- [5]陈冬江.基于混合型正交试验的软岩隧道施工技术研究[J].路基工程,2025(3):182-187.
- [6]杨朝帅,李达强,牛富生.基于现场监测与数值模拟的高地应力软岩隧道支护策略研究[J].水利与建筑工程学报,2025,23(1):154-160.
- [7]疏梓宸,刘阳,张建经,等.深埋软岩隧道围岩力学响应及支护受力特性模型试验研究[J].现代隧道技术,2024,61(3):184-193.

收稿日期:2024-03-01

公路隧道拱顶脱空及空洞的危害与处理措施分析

黄琮¹,李沅睿²,李倍安²

(1. 广西交通投资集团百色高速公路运营有限公司田东分公司,广西 田东 531500;2. 广西新祥高速公路有限公司,广西 崇左 532200)

摘要: 文章以布亮隧道为例,分析了拱顶脱空与空洞的成因、危害及整治措施。研究表明,喀斯特地貌下的裂隙水渗透、施工工艺缺陷及围岩局部失稳是病害的主要成因,其危害表现为衬砌受力能力下降、围岩失稳及渗水恶化。针对病害情况提出了处理措施:对于二衬,根据受损程度分类实施整治;对于初支背后的空洞,整治以注浆填充为主。利用有限元数值模拟验证后可知,修复措施能有效恢复结构稳定性。

关键词: 隧道;脱空;空洞;数值模拟

中图分类号: U457+.2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.062

文章编号: 1673-4874(2025)07-0210-04

0 引言

公路隧道作为现代交通基础设施的重要组成部分,在山区及复杂地质条件下承担着不可替代的通行功能。然而,随着使用年限的增加及外部环境的影响,隧道结构常面临多种病害威胁,其中拱顶脱空与空洞问题尤为突出^[1-3]。我国近年来对隧道病害的关注日益加深,谢丽辉^[4]结合理论计算与数值模拟方法,针对地面下伏空洞与隧道间的安全距离进行定量分析,结果表明隧道与地面下伏空洞间的安全距离随着地面下伏空洞跨度的增加而增大,随着其高跨比的增加而减少,随着围岩影响因子水平的增加而增大;胡立志等^[5]基于混凝土导电的特性和弹性波回波法开展隧道背部空洞预防监测技术研究,经对比分析表明,基于混凝土导电性的隧道二衬背部空洞预防监测技术将隐蔽工程的施工质量可视化,通过指示灯来判定二衬混凝土浇筑情况,能够有效预防二衬结构背部空洞,操作便捷。国内学者相关研究已在病害成因、检测技术及治理方法等方面取得一定进展,但针对具体工程案例的系统分析与整治验证仍显不足,尤其是在汛期等极端条件下的病害特征与应对策略亟待深化探讨。

为此,本文以布亮隧道为例,通过分析其地质条件、施工背景及检测数据,探讨拱顶脱空与空洞的成因与危害,提出相应的整治方案,并利用数值模拟验证修复效果,旨在为类似隧道病害的科学治理提供技术参考。

1 工程概况

布亮隧道是S60崇靖高速公路的重要构成单元,该高速公路沿线因地形起伏剧烈、地质条件复杂,广泛采用隧道结构以保障线路贯通与运行安全。布亮隧道位于上行线右洞,桩号为YK362+562~YK362+586,埋深为92~94 m。该隧道位于石灰岩发育区,围岩主要由坚硬石灰岩组成,岩体裂隙发育较为显著。尽管围岩整体完整性较好,但局部区域存在破碎现象,呈现出块状至中厚

层状的结构特征。现场勘察表明,隧道内部涌水以点滴状为主,反映围岩裂隙水的渗透特性对结构稳定性有潜在影响,相关缺陷分布如图1所示。根据设计要求,该段围岩划分为Ⅲ级,支护体系采用S3类型,二衬选用C25防水混凝土,厚度设定为35 cm,以满足承载能力与防水性能的双重需求^[6]。

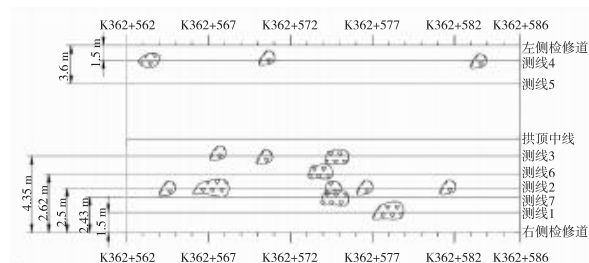


图1 雷达检测缺陷分布图

2 隧道拱顶脱空成因及危害

2.1 脱空与空洞的成因分析

布亮隧道拱顶脱空与空洞的形成源于多种因素的共同作用,其成因复杂且具有一定的工程典型性。以下从围岩地质特性、施工工艺缺陷及围岩局部失稳三方面进行分析,揭示病害发生的内在机理。

(1)围岩的地质特性是诱发脱空与空洞的主要因素。布亮隧道位于喀斯特地貌区,围岩以石灰岩为主,岩体裂隙发育显著,局部存在破碎带,渗透性较强。在降雨等水文地质条件下,地表水通过裂隙渗入初支与二衬之间的界面,长期冲刷导致衬砌背后材料的流失,形成脱空。尤其在汛期高强度降雨作用下,裂隙水的渗透量增大,进一步加速了这一过程。现场渗水现象的存在为裂隙水对病害发展的驱动作用提供了直接证据,表明地质条件在病害形成中占据主导地位^[7]。

(2)施工工艺的潜在缺陷为脱空与空洞的发生提供了条件。在初期支护施工中,若喷射混凝土未能与围岩

第一作者简介:黄琮(1981—),工程师,主要从事高速公路养护及运营管理工作。

充分密贴,或二衬浇筑时初支与围岩间的回填材料填充不密实,可能在衬砌背后残留初始空隙。这些空隙在外部荷载或水流作用下逐渐扩展,最终演变为脱空。此外,二衬浇筑过程中,若混凝土振捣不足或养护不当,会导致局部密实度降低,削弱与初支的结合强度,从而为病害发展埋下隐患。特别在施工缝处,由于应力集中或防水措施不到位,常成为渗水和脱空的起始点,这一现象在工程实践中具有普遍性。

(3)围岩局部失稳是空洞形成的重要内在原因。检测结果显示,部分空洞深度显著,如 K362 + 566.92 ~ K362 + 568.01 段空洞深度达 1.18 ~ 1.75 m。这一特征可能与围岩的破碎特性及施工扰动密切相关。隧道开挖过程中,围岩应力状态发生重分布,局部岩块在缺乏及时支撑的情况下出现松动。若初支未能有效约束围岩,破碎岩体在自重或裂隙水冲刷作用下逐步脱离,形成较大规模的空洞。喀斯特地区岩体裂隙发育的普遍性加剧了这一风险,使空洞扩展表现出一定的不可控性,空腔形状如图 2 所示。



图 2 空腔形状示意图

2.2 脱空与空洞的危害性分析

布亮隧道拱顶脱空与空洞对结构的稳定性及使用安全构成显著威胁,其危害性主要体现在衬砌受力能力下降、围岩失稳风险加剧以及渗水伴生效应的恶化三方面^[8]。

(1)脱空削弱了二衬与初支的协同受力能力。在正常设计条件下,二衬与初支通过紧密结合共同承受围岩压力,构成稳定的支护体系。然而,脱空的存在使二衬局部失去支撑,形成悬空区域,导致应力分布异常并在边缘部位产生集中现象。隧道 K362 + 577.92 ~ K362 + 579.05 段处脱空面积为 $1.13 \times 0.26 \text{ m}^2$,深度为 0.09 ~ 0.35 m,检测显示二衬在此区域的承载能力显著下降。当车辆振动或降雨渗水压力等外部荷载叠加时,局部应力可能会超过 C25 混凝土的抗压强度限值(25 MPa),进而引发衬砌开裂或剥落,直接威胁隧道运营安全。

(2)空洞的形成加剧了围岩的失稳风险。初支背后的空洞破坏了围岩与支护体系的连续性,使局部围岩处于无约束状态,在降雨或地震等外部扰动下易发生位移甚至塌落。在 K362 + 562.96 ~ K362 + 564.18 段,其空洞面积达 $1.22 \times 0.36 \text{ m}^2$,深度为 1.11 ~ 1.47 m,表明该区域围岩已形成较大范围的失稳区。空洞不仅削弱了初支的支撑功能,还可能因裂隙水的冲刷作用进一步扩大

失稳范围。

(3)脱空与空洞伴生的渗水现象加速了病害的恶化进程。裂隙水长期作用于衬砌材料,可能引发混凝土的化学侵蚀或钢筋锈蚀,降低结构的长期耐久性。同时,水流的冲刷效应加剧了脱空和空洞的扩展,形成持续发展的恶性循环。布亮隧道的检测结果显示,该段共识别出 14 处脱空与空洞,且分布较为集中,表明病害已从局部问题演变为系统性缺陷。

3 整治措施

3.1 脱空部位的整治

对于拱顶脱空区域,整治方案需根据二衬受损程度科学分类实施。若检测发现脱空处二衬厚度不足设计值(35 cm)的 50%,需局部拆除受损衬砌并重新浇筑混凝土,以恢复设计承载能力。为确保新旧结构间的连接可靠性,拆除范围应向病害区域外延伸至少 300 mm,避免因边界应力集中引发新的损伤。鉴于拱部结构的对称性对受力平衡的敏感性,拆除与浇筑施工应在拱顶两侧同步进行,以维持结构的整体稳定性。

当原衬砌为素混凝土时,为提升新旧混凝土的结合强度,则采用植筋技术加固。植筋选用直径为 22 mm 的带肋钢筋,沿纵向布置,间距控制在 $< 300 \text{ mm}$,植筋深度需符合相关规范要求,以保证锚固效果。同时,新旧混凝土交界面需进行凿毛处理,使表面粗糙度达到凹凸差 $\geq 6 \text{ mm}$ 的标准,从而增强黏结力。这一措施可有效防止界面剥离,确保修复后的二衬与初支协同工作,恢复拱顶的受力性能。

3.2 空洞部位的整治

对于初支背后的空洞,整治以注浆填充为主,旨在恢复围岩与支护体系的密实接触,增强整体稳定性。注浆材料使用水泥砂浆,水灰比设定为 1 : 1,以平衡浆液的流动性和固结强度。对于素混凝土衬砌,注浆压力应严格控制在 $< 0.1 \text{ MPa}$,避免因过高压力对初支结构造成二次破坏。施工过程中,注浆管需深入空洞内部,插入深度不少于空洞深度的 $2/3$,确保浆液能够充分填充围岩与初支间的空隙。根据空洞的分布特征,注浆宜分段进行,必要时在空洞较大的区域设置多个注浆孔,以提高填充均匀性和密实度。

4 数值分析

4.1 数值模型构建

为定量分析布亮隧道拱顶脱空与空洞对结构受力的影响及其整治效果,以右洞 YK362 + 562 ~ YK362 + 586 段为对象,采用有限元分析软件构建三维数值模型。模型设计充分考虑隧道几何特征、材料属性及病害分布特性,为后续工况模拟提供可靠依据。

模型以布亮隧道实际横断面为原型,纵向计算范围设定为 60 m,覆盖病害集中区域;横向和垂直方向分别延伸至距隧道边界 100 m,其中隧道顶部至上边界的垂直距离为 94 m,符合最大埋深条件。围岩与衬砌结构采用

C3D8R 单元离散化模拟。考虑到病害沿隧道轴向的连续分布特性,局部区域假设平面应变状态,以简化计算并突出拱顶受力特征。边界条件设定为模型底部在纵向和垂直方向施加完全固定约束,两侧边界仅限制纵向位移,上边界保持自由,以真实反映地表自由状态。加载条件包括围岩自重应力以及地表降水引发的渗水压力,其中渗水压力根据喀斯特地区裂隙水特征估算,取值为0.05 MPa。

围岩以石灰岩为主,视为理想弹塑性材料,力学行为遵循 Mohr - Coulomb 屈服准则,以准确描述其在开挖及水流作用下的响应特性。围岩及衬砌材料的物理力学参数依据地质勘察数据和现场测试结果确定,如表 1 所示。为简化初支中钢筋网的模拟,其增强效应通过等效弹性模量折算至喷射混凝土中,折算公式如下:

$$E' = E_c + \frac{S_s E_s}{S_c} \tag{1}$$

式中: E' ——等效弹性模量;
 E_c 和 E_s ——混凝土和钢筋的弹性模量;
 S_s 和 S_c ——钢筋和喷射混凝土的截面积。

表 1 材料性能参数表

项目	弹性模量 E	密度 ρ	抗压强度 f_c	抗拉强度 f_t	泊松比 μ	内摩擦角 φ
围岩	600 MPa	2 200 kg/m ³	—	—	0.35	30°
初级衬砌混凝土	25 GPa	2 200 kg/m ³	9 MPa	1.1 MPa	0.19	—
二次衬砌混凝土	27 GPa	2 400 kg/m ³	11 MPa	1.23 MPa	0.19	—

如图 3 所示,网格划分采用非均匀策略,针对拱顶病害集中区域进行加密处理,最小单元尺寸为0.05 m,以提高应力集中部位的计算精度,总单元数约为 15×10^4 个。模型构建完成后,可精确模拟脱空与空洞对隧道结构的力学影响,为后续修复效果的验证奠定基础。



图 3 模型网格划分示意图

4.2 模拟工况与结果分析

基于上述模型,设计三种工况进行对比分析:(1)未处理状态,即保留脱空与空洞的初始病害特征;(2)脱空修复后状态,模拟二衬更换并恢复至设计厚度35 cm;(3)空洞注浆后状态,假设初支背后空隙填充密实,使围岩与支护体系恢复完整接触。通过对比各工况下的裂纹扩展趋势及拱顶受力特征,揭示病害的影响规律并验证整治措施的有效性。

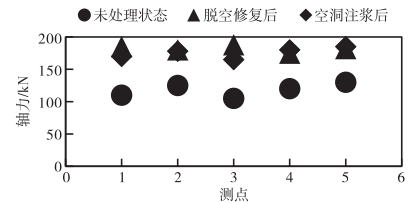
模拟结果表明,未处理状态下,脱空与空洞显著削弱了结构的稳定性。图 4 展示了不同工况下裂纹扩展的对比情况。图 4(a)为未处理状态,裂纹主要集中于拱顶脱空区域,沿隧道纵向呈连续分布,裂纹宽度达0.5~1 mm,反映了局部应力集中引发的衬砌损伤风险;图 4(b)为脱空修复后状态,二衬完整性恢复后,裂纹范围显著缩小,仅在修复边界处残留少量0.1 mm 的微小裂纹,表明修复措施有效抑制了损伤扩展;图 4(c)为空洞注浆后状态,裂纹分布较未处理状态明显减少,宽度降至0.2~0.3 mm,主要集中于空洞周边,显示注浆填充对围岩失稳的控制作用。



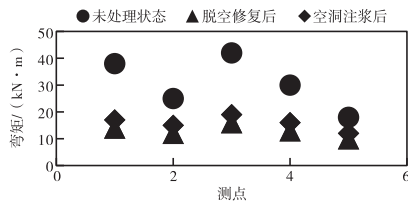
(a) 工况 1 (b) 工况 2 (c) 工况 3
图 4 不同工况下裂纹扩展云图

为进一步量化各工况下拱顶的受力变化情况,图 5 呈现了不同工况下的轴力和弯矩分布特征,测点选取在拱顶正中(1)、左侧拱肩(2)、右侧拱肩(3)、左侧拱脚(4)和右侧拱脚(5)五个关键位置。由图 5(a)轴力分布情况可知,在未处理状态下,拱顶轴力普遍偏低,拱顶仅为 110 kN,显著低于设计值200 kN,反映了病害对围岩压力传递的削弱作用;脱空修复后,轴力回升至 175 kN,超过设计值,表明二衬承载能力恢复;空洞注浆后,轴力进一步优化至 180 kN,接近正常受力水平。

由图 5(b)弯矩分布情况可知,未处理状态下,拱顶弯矩较高,尤其在脱空与空洞交界处(如测点 2 与测点 4 附近)达到峰值38 kN·m,显示出受力分布的失衡;脱空修复后,弯矩显著降低至 12 kN·m,表明应力集中得到缓解;空洞注浆后,弯矩进一步趋于平稳,为8 kN·m,体现了围岩支撑增强对结构受力的优化作用。



(a) 轴力



(b) 弯矩

图 5 不同工况下的轴力和弯矩分布示意图

4.3 修复后效果分析

注浆完成后,通过敲击法或局部钻孔取样验证填充效果,确保空洞得到彻底治理。初步修复效果表明,注浆后围岩与初支的接触面恢复紧密,空洞范围显著缩小。这一方法不仅能有效抑制围岩的进一步松动,还为二衬提供了稳定的支撑基础,从而提升隧道的整体承载能力。结合数值模拟结果和修复后效果综合分析,验证了空洞注浆填充的可行性,并为类似隧道病害整治提供参考。

5 结语

本文以明亮隧道为研究对象,系统分析了拱顶脱空与空洞的成因、危害及整治效果。研究表明:

(1)病害成因包括围岩裂隙水渗透、施工缺陷及局部失稳,喀斯特地质条件是主要驱动因素。

(2)病害削弱衬砌受力能力,加剧围岩失稳,并因渗水形成恶性循环,威胁隧道安全。

(3)针对脱空采用局部拆除与植筋加固,针对空洞采用注浆填充,整治方案切实可行。数值模拟验证显示,修复后结构稳定性显著提升。

参考文献

- [1]杨剑,龚伦.运营隧道拱顶脱空型衬砌厚度不足整治技术研究[J].公路,2022,67(2):321-329.
- [2]全小娟,赵亚峰,熊凌浩,等.公路隧道衬砌空洞病害力学行为模型试验研究[J].安全与环境工程,2024,31(4):75-83.
- [3]王应球.衬砌空洞对隧道结构安全性的影响规律研究[J].西部交通科技,2023(7):96-99.
- [4]谢辉.富水砂卵石地层盾构隧道与地面下伏空洞安全距离计算模型[J].城市轨道交通研究,2024,27(12):46-54.
- [5]胡立志,骆维斌,本建林,等.隧道二衬结构背部空洞预防监测技术研究[J].公路,2024,69(9):421-425.
- [6]邓剑平.高速铁路隧道衬砌质量缺陷整治及预防措施研究[J].冶金管理,2023(1):72-73,89.
- [7]郭长龙,王平让,汪德才,等.衬砌背后空洞对隧道结构影响的数值分析[J].建筑科技,2024,8(7):40-45.
- [8]罗志翔,张敏超,钟祖良.空间交叉隧道爆破施工对邻近隧道结构影响研究[J].地下空间与工程学报,2018,14(增刊1):205-213.

收稿日期:2025-02-13

(上接第133页)

6.2 主管直径对拱肋变形的影响分析

经有限元软件计算,拱肋竖向位移随主管直径的变化曲线如图6所示。

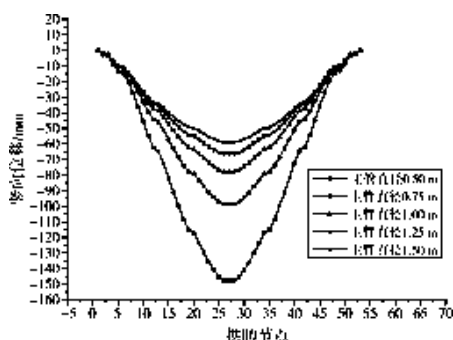


图6 不同主管直径下的拱肋竖向位移曲线图

由图6可知,拱肋位移随着主管直径的增大而减小,拱顶位移最大,主管直径由0.5 m增大至1.5 m时,其拱顶位移由150 mm减小至50 mm,变化幅度非常大。说明中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋变形受主管直径影响较大。

综合以上分析,主管直径对拱肋的影响较大,大致呈指数形式变化,从经济性、制造难度等方面考虑,结合拱桥跨径,主管直径取0.75~1.25 m为宜。

7 结语

本文对中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋关键参数进行了影响分析,得到了以下结论:

(1)中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋受力与变形受

矢跨比影响非常大,实桥取1/5.0~1/4.0为宜。

(2)中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋受力与变形受拱轴系数的影响较大,较小的拱轴系数对结构受力与变形相对更有利。

(3)中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋受力受拱肋桁高影响相对较大,变形则几乎不受影响,超大跨径(>300 m)中承式钢管混凝土桁式拱桥的拱肋可考虑采用变高度桁式截面。

(4)中承式钢管混凝土桁式拱桥拱肋受力受拱肋主管直径影响较大,大致呈指数形式变化,实桥根据拱桥跨径取0.75~1.25 m为宜。

参考文献

- [1]田卿,何俊荣,尹邦武,等.中承式钢管混凝土桁式拱桥设计[J].世界桥梁,2020,48(1):11-15.
- [2]陆宇翔.某大跨上承式钢管混凝土拱桥结构设计与受力分析[J].西部交通科技,2024(5):103-105.
- [3]苏巨峰,周广进,张文涛,等.主跨390 m钢管混凝土提篮拱桥设计研究[J].公路,2024(10):192-199.
- [4]廖万辉,岳亚超,颜东煌,等.空心钢管混凝土拱桥截面设计参数影响分析[J].中外公路,2022,42(4):92-95.
- [5]覃仁昊,夏豪.钢管混凝土拱桥方案设计优化探析[J].交通科技与管理,2023,44(4):62-64.
- [6]丁伟光.考虑多目标的钢管混凝土拱桥拱肋参数设计优化[J].黑龙江交通科技,2024(8):125-129.
- [7]莫叶宇,周弟松.超大跨钢管混凝土拱桥自振特性参数影响分析[J].西部交通科技,2024(5):112-114.

收稿日期:2025-03-07

北京市铁路客运枢纽发展问题与对策分析

王晓伟,叶曾

(北京市工程咨询股份有限公司,北京 100124)

摘要: 文章系统梳理了北京市铁路客运枢纽发展历程,总结了枢纽发展现状,从京津冀区域交通一体化、枢纽运输组织、城市功能融合和枢纽换乘效率等方面分析了北京市铁路客运枢纽发展中面临的问题,并提出了未来发展的对策建议,为促进北京市铁路客运枢纽高质量发展提供参考借鉴。

关键词: 铁路客运枢纽;城市功能;站城融合;北京市

中图分类号: U291.7 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.063

文章编号: 1673-4874(2025)07-0214-03

0 引言

随着社会经济和城市建设的快速发展,铁路客运枢纽不再只是城市人流的集散地,同时也是具备交通、休闲、娱乐等复合功能的城市公共空间^[1],对引导城市发展、空间布局和产业集聚具有重要影响。与过去的铁路客运枢纽相比,新时代的铁路客运枢纽不仅规模巨大,在功能发展上也面临着更高的要求。然而,其在支撑区域协同发展、枢纽运输组织、城市功能融合和换乘效率方面仍存在着一定的掣肘,因此亟须梳理城市铁路客运枢纽发展历程,分析明确具体问题,并对未来发展对策进行研判。

1 北京市铁路客运枢纽发展历程和现状

1.1 发展历程

北京的铁路客运枢纽起步于 1901 年,迄今已有 120 多年的发展历史,其发展可以大致划分为以下四个阶段。

(1)简单站场型。这一阶段的铁路客运枢纽,在空间上,车站规模相对单一,站房和站前广场呈平面式布局^[2];在功能上,以实现单一的乘客上下车功能为主,交通流平进平出,站前交通组织混乱,以北京站为代表性枢纽。

(2)商业综合型。这一阶段的铁路客运枢纽,在空间上,借鉴西方和日本等发达国家的发展经验,主要的特征是空间布局由平面式向局部立体式转变^[3],实现多种交通方式在枢纽内部的立体布局;在功能上,枢纽呈现出由单一的运输服务功能向多元融合的服务功能转变的趋势,开始提供简单的零售商业和餐饮服务,以北京西站为代表性枢纽。

(3)站城初步融合型。这一阶段的铁路客运枢纽,在空间上,采用站房、站场和广场一体化的立体布局方式,立体组织车流与人流;在功能上,趋于交通与城市功能融合发展,枢纽周边伴随着部分混合开发,但效果并不明显,以北京朝阳站为代表性枢纽。

(4)站城融合型。这一阶段的铁路客运枢纽,在空间上,强调“零换乘”的设计概念,注重枢纽与城市、枢纽内部的高效换乘和一体化联运,空间布局强调整体最优;在

功能上,枢纽成为带动周边区域发展的重要引擎,土地利用呈现出高密度、高强度的发展态势,产业业态不断向高端化发展,但目前成功的枢纽不多,以在建的城市副中心站为代表性枢纽。

1.2 发展现状

北京作为全国铁路主枢纽之一,铁路营业总里程达 1 478 km,密度约为 0.088 km/km²,位居全国第二位。客运枢纽建设方面,已建成 7 座客运车站,其中,核心区及毗邻区车站 4 个,包括北京站、北京西站、北京南站、北京北站;外围车站 3 个,包括清河站、朝阳站、丰台站。“七站”常规年份客送量接近 1.5 亿人次,高铁客运占比>75%,京津冀区域间运量占比约 70%。此外,城市副中心站正在建设,北京市铁路客运枢纽概况如表 1 所示,2010—2023 年北京铁路客运量如图 1 所示。

表 1 北京市铁路客运枢纽概况表

枢纽	规模	旅客方向	主要接入铁路
北京站	8 台 16 线	东北、华北、华东	京哈(普速及高铁)、京承、京通普速,兼顾京沪普速及京唐(京滨)城际
北京西站	10 台 20 线	华中、华南、西南	京雄城际及部分京广高铁、京广、京九普速
北京南站	13 台 24 线	华北、华东	京沪高铁、京津城际
北京北站	6 台 12 线	西北	京张高铁
清河站	4 台 8 线	西北	京张高铁
朝阳站	7 台 15 线	东北	京哈高铁
丰台站	17 台 32 线	华中、华南、西南	部分京广高铁及京广、京九、京原普速
城市副中心站(在建)	8 台 14 线	京津冀地区	京唐城际、城际铁路联络线

2 存在的问题

2.1 京津冀区域铁路互联互通水平不高

北京“七站”铁路枢纽已基本实现了与全国各主要城市之间的联通,但从京津冀区域铁路网络结构看,长期以来围绕北京铁路枢纽形成了单中心、放射状、非均衡的

第一作者简介: 王晓伟(1992—),硕士,工程师,研究方向:区域经济、交通规划。

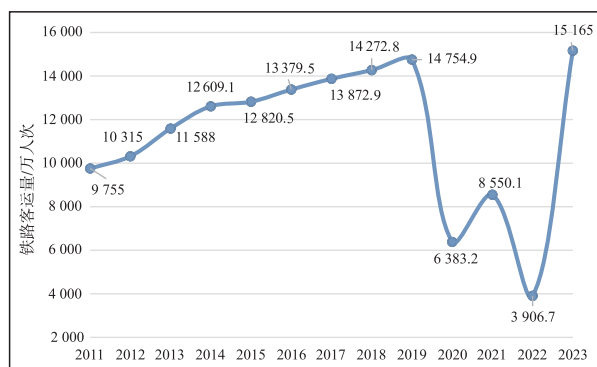


图1 2010—2023年北京铁路客运量曲线图(万人次)

网络格局,与京津冀地区“一核双城三轴四区多节点”发展格局不相适应,区域交通流“核心—边缘”模式明显,不仅加剧了北京市“虹吸效应”^[4],也导致区域其他城市交通支撑不足。同时,京津冀区域轨道交通仍以传统的国铁模式运营为主,在运营服务方面与长三角地区的多地联合运营管理模式存在较大差距,铁路部门仍以保障全国铁路网运营为主,难以在列车时刻排布、线路资源等方面对京津冀区域给予足够支持,不能满足京津冀区域城市群之间及北京市新城与中心城区之间的轨道需求。

2.2 枢纽运输组织功能有待完善

北京铁路枢纽的中长途客运列车整体运行与《京津冀核心区铁路枢纽总图规划》确定的“分方向把口、合理分工协作”原则不符,仍以位于核心区及周边的北京站、北京西站、北京南站和北京北站为始发终到站,现状客运量占“七站”总客运量的近78%(见图2),核心区及周边地区承担大量客流集疏运,对城市交通运行造成较大影响,一定程度上加大了城市综合治理难度。

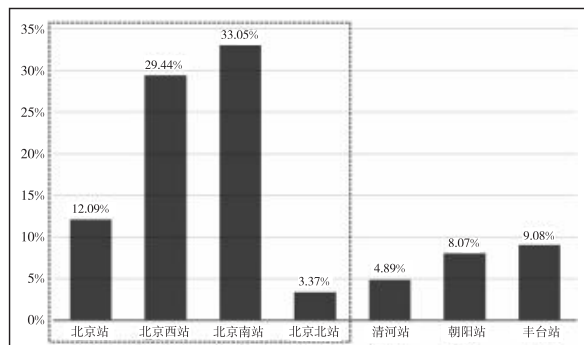


图2 2023年一季度北京“七站”客运量占比柱状图

2.3 枢纽与城市功能融合不足

北京站、北京南站等枢纽由于建成年代较早,功能较为单一,主要以交通功能为主,公共服务功能及购物、娱乐、休闲等业态匮乏,与东京涩谷站等典型交通枢纽存在较大差距(见图3)。随着城市的建设发展,铁路枢纽与周边用地和功能缺乏耦合的现象日益凸显,北京南站由于铁路廊道及周边道路、绿化隔离设施对城市空间形成割裂,未能成为区域活力中心,其集疏运组织也受到极大制约,客流通过步行出站比例仅为5%,相比日本东京

站步行出站比例的89%,其枢纽的集聚效应及经济辐射带动作用未得到充分发挥。

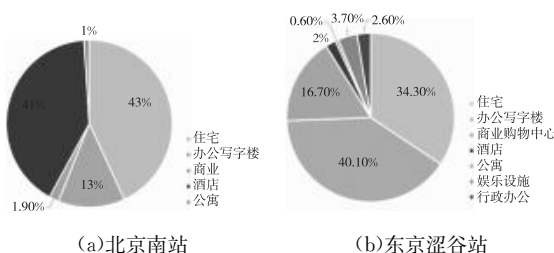


图3 北京南站与东京涩谷站周边业态对比饼图

2.4 枢纽与城市交通接驳换乘便利性较差

建成年代相对较早的北京站、北京西站、北京南站,交通组织及接驳换乘便利性不高。例如,北京站与地铁2号线尚未实现直接连通,自最远端列车车厢下车,距离地铁2号线进站口 >800 m,步行需12 min左右,且需进行竖向换乘、再次安检,旅客体验感不佳;北京西站、北京南站旅客公交车接驳比例 $<10\%$,公交场站利用率偏低。近年来新建的北京朝阳站、北京丰台站、清河站尚未完全实现交通规划,存在周边配套道路尚未完全建成、地面公交保障能力不足等问题,影响枢纽整体交通运行效率和乘客出行体验。此外,精细化、智能化交通管理服务有待加强,轨道交通大兴国际机场线运行时间为06:00—23:00、首都国际机场线运行时间为05:56—22:26,无法完全覆盖夜间航班运行时间;对比来看,东京羽田机场单轨电车运行时间为05:18—23:48,上海虹桥枢纽地铁2号线最晚运行时间延长至次日00:57。

3 未来发展对策建议

3.1 提升京津冀区域铁路互联互通水平

优化区域铁路网络格局,推动以北京为核心的单中心、放射状、非均衡的铁路网络格局向多中心、网络化格局转变,加快建设京雄商高铁北京段、雄忻高铁、环北京城际、津承城际等京津冀地区重点项目,加强天津、石家庄、雄安新区与以北京为中心的全国交通系统的互联互通;同时,加快实现京津冀城际铁路网规划中的“一环”功能,减少旅客在北京市“七站”周转过境。此外,加快完善市郊铁路网,以市郊铁路建设为载体,进一步加强“七站”间铁路网连通水平,在市域范围内满足平原新城、重点功能区与中心城区之间以及快速穿越中心城区的轨道交通需求。

3.2 优化枢纽间分工协作关系

为降低中心城区铁路枢纽客运交通压力,建议推动交通结构重心东移,对新站和老站进行功能重组,优化北京市空间布局,从根本上疏解北京市铁路过境客运问题。对于新站,发挥北京城市副中心站、北京朝阳站对北京站的客流疏解作用;发挥丰台站对北京西站的客流疏解作用,加快丰台站配套动车整备所和客车整备所建设,增强丰台站列车始发终到能力,分担北京西站客运压力。对于老站,发挥清河站对北京北站的客流疏解作用。初步测算,朝阳站每日可分流北京站17.7%列车对数,城市

副中心站每日可分流北京站 9.2% 列车对数, 丰台站每日可分流北京西站 25.5% 列车对数, 清河站每日可分流北京北站 13.5% 列车对数, 推动核心区“静下来”。

3.3 推进枢纽站城融合发展

(1) 对北京站、北京西站、北京南站等既有枢纽, 结合城市更新、“疏整促”专项行动等编制站区整体提升规划, 如现状北京站的公交、地铁、出租车等配套交通设施均为平面布置、功能较为单一, 需尽快对其进行立体、集约、智能的整体提升改造。(2) 加强新建枢纽与周边用地一体化综合利用, 如正在开发建设的北京城市副中心站等新建枢纽, 可加强周边产业前期策划, 围绕产业链特点加强准入管理, 打造特色鲜明、充满活力的“站产城”综合体。

3.4 提升枢纽与城市交通接驳换乘效率

基于各个铁路客运枢纽存在的换乘问题, “一站一策”提高枢纽换乘效率和服务品质。对于既有枢纽: 北京站, 持续开展地铁 2 号线北京站便捷换乘改造, 增加换乘通道, 提升换乘服务水平; 北京北站, 加快建设地铁 13 号线扩能提升工程, 进一步增强接驳、集散能力; 北京西站, 加快推动地铁 11 号线二期、7 号线北延建设, 提升多方向集散能力; 北京南站, 开展 R4 线二期前期研究, 谋划补强轨道接驳。对于北京朝阳站、丰台站等新建枢纽, 加快推进地铁 3 号线等配套设施项目尽快建成投用, 尽快落实经政府批准的综合交通规划。城市副中心站, 加快轨道交通平谷线、M101 线一期建设, 提升副中心站接驳集散和辐射带动能力。此外, 建议将枢纽纳入城市智慧交

通体系, 实现航班波、列车时刻与多种交通接驳方式的联动管理和精准衔接。

4 结语

随着铁路客运枢纽发展理念的转变, 提高枢纽换乘效率, 加强铁路枢纽与城市空间的衔接和功能的有机融合, 以铁路客运枢纽带动中心城区非首都功能进一步疏解, 提升城市副中心综合承载能力, 激发平原新城发展活力, 成为北京市铁路客运枢纽的新发展方向。同时, 在区域协同发展的背景下, 如何谋求枢纽与周边城市综合开发及产业发展的“站产城”同步规划、同步建设、同步投用, 也成为北京市铁路客运枢纽发展面临的新课题。

参考文献

- [1] 唐文胜, 叶茂. 浅谈铁路客站综合体建筑设计要点: 以铁路客站为中心的站城一体化设计探索[J]. 建筑技艺, 2018(9): 110-115.
- [2] 涂强, 张鑫, 罗小未. 高铁站周边区域步行系统规划: 以北京城市副中心站为例[J]. 城市交通, 2022, 20(3): 28-37.
- [3] 桂汪洋. 大型铁路客站站域空间整体性发展途径研究[D]. 南京: 东南大学, 2018.
- [4] 赖天珍. 新时代京津冀地区铁路网规划研究[J]. 铁道经济研究, 2020(6): 1-5.

收稿日期: 2024-11-21

(上接第 120 页)

172.3 MPa, 出现在端部横隔板位置处, 梁段整体变形最大为 37.5 mm, 竖向变形最大为 37.4 mm, 已安装梁段的受力满足结构强度及刚度要求, 因此桥面吊机优化方案满足现场使用要求。

5 结语

本文以独塔混合梁斜拉桥为背景, 针对其主跨钢箱梁悬臂拼装时, 桥面吊机布置方案及作用效果进行系统研究, 得出主要结论如下:

(1) 在横向间距为 9.6 m, 4 个前支点的桥面吊机作用下, 梁段在最不利吊装工况下竖向位移最大为 35.4 mm, 横隔板局部最大应力为 470.4 MPa, 因此该桥面吊机布置方案不满足结构强度和安全性的要求。

(2) 通过对桥面吊机的横向间距、局部加劲、加载面积等各关键影响因素对桥面吊机效用的影响性分析发现, 增大横向间距能在一定程度上降低已安装梁段的局部应力, 但效果有限; 当吊机前后支点作用于 2 个 U 肋之间时, 已安装梁段的受力较为有利; 设置局部加劲能够有效改善已安装梁段局部受力; 增大吊机前支点作用面积, 对已安装梁段端部隔板的局部受力改善效果有限。

(3) 通过桥面吊机作用效果对各关键因素的敏感性

分析, 提出一种桥面吊机优化方案: 横向间距设置为 9.6 m, 将桥面吊机前支点作用区域设置为 8 个, 后锚固点设置为 4 个, 加载面积设置为 600 mm(横) × 720 mm(纵), 经过分析, 该方案下已安装梁段的结构强度及刚度均满足要求。

参考文献

- [1] 张震. 大跨度独塔混合梁斜拉桥设计关键技术研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2018.
- [2] 陈克朋. 独塔超宽混合梁斜拉桥施工控制研究[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2018.
- [3] 魏一纤. 独塔混合梁斜拉桥施工过程分析[D]. 成都: 西南交通大学, 2015.
- [4] 张中锋, 冯荣华, 唐栋梁. 桥面吊机在混合梁斜拉桥起始段钢箱梁吊装中的创新应用[J]. 公路交通技术, 2012, (3): 68-71, 76.
- [5] 艾小军. 大型钢箱梁桥面吊机设计与应用[J]. 铁道建筑技术, 2023(7): 107-109, 114.
- [6] 卢玲霞. 轻型桥面吊机拆除大跨径 T 型刚构悬臂段施工技术[J]. 广东交通职业技术学院学报, 2023, 22(3): 46-49, 88.
- [7] 汪杨惠. 钢箱梁斜拉桥施工中桥面吊机的应用[J]. 交通世界, 2024(18): 130-132.

收稿日期: 2025-03-01

复合纤维材料在地铁隧道板材加固中的应用研究

黄新召
(广西路桥工程集团有限公司,广西 南宁 530200)

摘 要: 为研究复合纤维材料在地铁隧道板材加固中的应用效果,文章通过试验,对未加固材料及三种加固材料,即碳纤维增强聚合物(CFRP)、聚乙烯醇纤维(PVA)和玄武岩纤维增强聚合物(BFRP)在 28 d和56 d的抗压强度和抗拉强度进行测量,分析这些材料在不同温度和相对湿度条件下的性能表现。结果表明:CFRP 在28 d和56 d时均显著提高了板材的抗压强度和抗拉强度,效果最佳;PVA 和 BFRP 也有明显提升,但不如 CFRP 显著;随着龄期的增加,56 d的抗拉强度显著高于28 d;不同材料在不同温度和相对湿度条件下的强度表现存在显著差异,其中 CFRP 加固材料表现出最佳的稳定性和抗湿性,PVA 和 BFRP 加固材料在不同环境条件下的强度表现也优于未加固材料。

关键词: CFRP 加固;PVA 加固;BFRP 加固;抗压强度;抗拉强度

中图分类号: U459.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.064

文章编号: 1673-4874(2025)07-0217-03

0 引言

随着城市化进程的加快和城市人口的不断增长,地铁作为一种高效、环保的城市公共交通工具,越来越受到各大城市的青睐。然而,地铁隧道在长期运营过程中,受到地下水、土壤压力、列车荷载、振动和化学侵蚀等多种因素的综合影响,极易产生裂缝、渗漏和变形等病害。这些问题不仅会影响地铁的正常运行和乘客的安全,还会增加后期的维护和修复成本。因此,如何有效地对地铁隧道板材进行加固,成为一个亟待解决的重要课题。

传统的地铁隧道加固方法主要包括钢筋混凝土加固、钢板加固和喷射混凝土加固等^[1-3]。这些方法虽然在一定程度上提高了隧道的承载能力和耐久性,但也存在一些不可忽视的缺点:(1)传统的加固方法施工周期长,对地铁运营影响较大;(2)材料本身较重,增加了隧道的整体荷载;(3)钢材易受腐蚀,耐久性较差,后期维护成本高昂。在这样的背景下,寻找一种新型、高效、耐久的加固材料成为研究的热点^[4-5]。

近年来,随着复合纤维材料技术的不断进步,其在隧道结构加固中的应用研究逐渐增多。例如,隗蓉蓉等^[6]研究表明 CFRP 在桥梁和建筑结构中的加固应用已经取得了显著的成果,但在地铁隧道中的应用研究还相对较少。邓军等^[7]研究表明,CFRP 加固隧道结构可以显著提高其抗弯和抗剪性能,但对于其长期耐久性、施工工艺及经济性等方面的研究尚不够系统和全面。同样,张军伟等^[8-9]研究表明 PVA 和 BFRP 等新型复合纤维材料在地铁隧道加固中的应用也有较大的研究空间,特别是 PVA 纤维^[10]由于具有优异的耐久性和韧性,逐渐受到关注。但对于其长期抗压强度、抗拉强度和耐久性等方面的研究尚不够系统和全面。

本文旨在系统研究复合纤维材料在地铁隧道板材加固中的应用效果,重点探讨 CFRP、PVA 和 BFRP 三种复合纤维材料对隧道板材加固的抗压强度、抗拉强度和耐久性的影响。通过试验研究和数据分析,三种复合纤维材料加固对隧道板材的加固均有效,其中 CFRP 加固材料在地铁隧道板材加固中表现最出色,PVA 和 BFRP 加固材料在不同环境条件下的强度表现也优于未加固材料。

作者简介:黄新召(1982—),工程师,研究方向:公路工程试验检测。

1 原材料

1.1 原材料

本试验所选胶凝材料为 PO42.5 级硅酸盐水泥,石灰比为 0.45,粗、细骨料选用级配碎石,配置普通常规 C30 混凝土。C30 混凝土配合比参数见表 1。CFRP 纤维基本参数见表 2,PVA 纤维性能基本参数见表 3,BFRP 纤维基本参数见表 4。在本研究中,选用 Sika 公司的环氧树脂黏结剂,具体产品为 Sikadur®-30。

表 1 C30 混凝土配合比参数表					
材料类型	水泥	水	砂	碎石	碱水剂
用量/(kg·m ⁻³)	400	180	720	1 050	5

表 2 CFRP 纤维性能基本参数表					
CFRP 纤维	直径 /mm	长度 /mm	拉伸强度 /MPa	弹性模量 /GPa	碳含量
	0.08~0.10	10	210~220	3 450	>95%

表 3 PVA 纤维性能基本参数表					
PVA 纤维	密度 /(g·cm ⁻³)	长度 /mm	拉伸强度 /MPa	弹性模量 /GPa	延伸率
	1.26~1.30	19	14	39	6%~10%

表 4 BFRP 纤维性能基本参数表								
BFRP 纤维	长度 /mm	直径 /um	抗拉强度 /MPa	弹性模量 /GPa	密度 /(g·cm ⁻³)	纤维类型	热稳定性 /℃	耐久性
	20	15	2 800	85	2.65	续筋型	650	高

1.2 试验方法

按照标准 C30 混凝土配合比称量水泥、水、砂、碎石

和外加剂,制备标准尺寸的混凝土板材试样,尺寸为 $300\text{ mm}\times 300\text{ mm}\times 50\text{ mm}$ 。每种复合纤维材料均用于10块混凝土板材的加固,将未加固的混凝土板材作为对照组,标准条件下养护28 d。参考《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2019)和《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》(GB 50728—2011)加固处理,表面处理使用钢刷和压缩空气清洁混凝土板材表面,确保无尘、无油脂。按照制造商说明配制环氧树脂黏结剂,将预先裁切好的纤维布浸渍在环氧树脂中,然后将其黏贴在混凝土板材表面,使用滚筒和刮刀确保其平整并去除气泡。加固后的板材在室温下固化24 h,然后在 $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ 的烘箱中养护48 h,确保环氧树脂完全固化。

抗压强度测试:将加固后的混凝土板材垂直放置在试验机的压头之间。以 1 kN/s 的速率均匀加载,直到样品破坏。记录破坏时的最大载荷,计算抗压强度。**抗弯强度测试:**将加固后的混凝土板材水平放置在支点上,以 0.5 kN/s 的速率均匀加载,直到样品破坏,记录破坏时的最大载荷,计算抗弯强度。**耐久性测试:**在湿热环境进行试验,温度设置为($-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $30\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $45\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $75\text{ }^{\circ}\text{C}$),相对湿度设置为(10%、30%、50%、70%、90%、100%)。将加固后的混凝土板材放置在试验箱中,持续时间为30 d,分别对样品进行抗压和抗拉强度测试,记录数据。记录样品在试验前后的质量,观察样品表面的开裂、剥落等现象,记录损伤情况。

2 性能分析

2.1 抗压强度

如图1所示,对不同加固材料类型在28 d和56 d后的抗压强度进行了直观分析。在没有加固的情况下,随着时间的增加,抗压强度略有提升(从28 d的 28.56 MPa 到56 d的 36.54 MPa),增幅显著。在28 d和56 d时,CFRP加固材料的抗压强度均显著高于其他类型。PVA加固情况下,随着时间的增加,抗压强度有所提升(从28 d的 35.74 MPa 到56 d的 37.93 MPa),但是在28 d和56 d的抗压强度均低于CFRP加固材料和BFRP加固材料。BFRP加固材料的抗压强度在28 d和56 d时较为接近(分别为 40.87 MPa 和 40.11 MPa),介于PVA加固材料和CFRP加固材料之间。

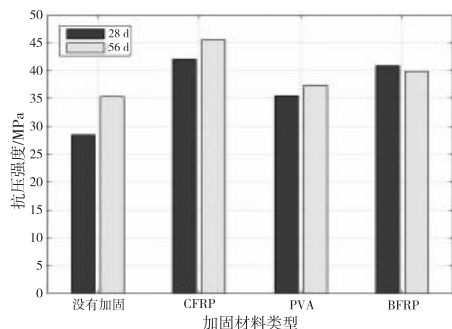


图1 不同加固材料类型混凝土的抗压强度对比柱状图

2.2 抗拉强度

如图2所示,得到不同加固材料类型在28 d和56 d后的抗弯强度情况。无加固情况下,随着时间的增加,抗拉强度略有提升(从28 d的 2.86 MPa 到56 d的 3.46 MPa)。CFRP加固情况下,在28 d和56 d时(分别为 5.12 MPa 和 5.67 MPa),CFRP加固材料的抗拉强度均显著高于其他类型。PVA加固情况下,随着时间的增加,PVA加固材料抗拉强度有所提升(从28 d的 3.58 MPa 到56 d的 4.01 MPa)。BFRP加固情况下,BFRP加固材料的抗拉强度在28 d和56 d时分别为 4.42 MPa 和 4.91 MPa 。

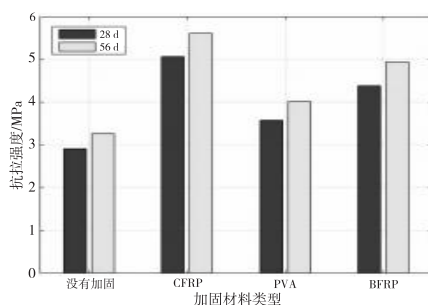


图2 不同加固材料类型混凝土的抗拉强度对比柱状图

2.3 耐久性试验

2.3.1 温度

将未加固材料、CFRP加固材料、PVA加固材料、BFRP加固材料分别放置在温度为($-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $30\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $45\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $75\text{ }^{\circ}\text{C}$)的环境下30 d,再测量其抗压强度和抗拉强度,检验其耐久性,试验结果如图3和图4所示。

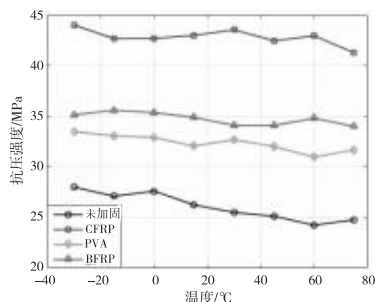


图3 不同加固试件抗压强度随温度变化曲线图

由图3可知:未加固材料对温度变化非常敏感,温度越高,抗压强度下降越快。CFRP加固材料的抗压强度随温度升高下降较慢,稳定性良好。BFRP加固材料和PVA加固材料在温度变化下表现相对稳定,但抗压强度不如CFRP加固。

由图4可知:未加固材料的抗拉强度随温度变化显著下降,表明未加固材料对温度变化较为敏感,温度越高,抗拉强度下降越快。CFRP加固材料的抗拉强度下降最少,表现出较好的稳定性。PVA加固材料在高温下抗拉强度下降较明显,但总体变化率略小于未加固材料。BFRP加固材料在温度变化下表现相对稳定,但不如CFRP加固材料。

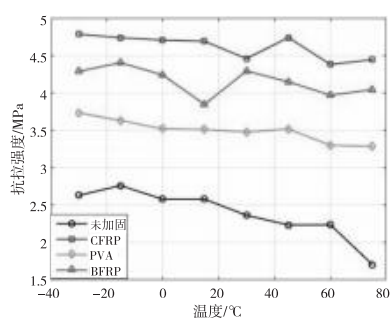


图4 不同加固试件抗拉强度随温度变化曲线图

2.3.2 相对湿度

图5和图6所示为在不同相对湿度条件(10%、30%、50%、70%、90%、100%)下经过30 d后的未加固材料、CFRP加固材料、PVA加固材料、BFRP加固材料的抗压强度和抗拉强度变化情况。

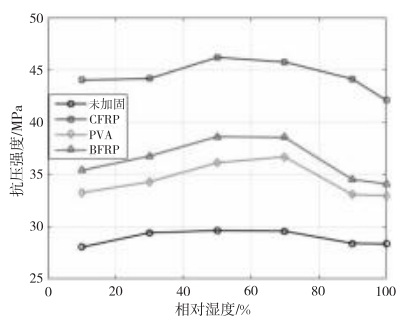


图5 不同加固试件抗压强度随相对湿度变化曲线图

由图5可知:未加固材料的抗压强度随相对湿度增加,下降不明显。CFRP加固材料表现较好,抗压强度下降较少,表明其抗湿稳定性能较好。PVA加固材料和BFRP加固材料,随相对湿度增加,其抗压强度先增后降,但总体抗压强度大于未加固材料。总体来说,在相对湿度为50%和70%时,各加固材料的抗压强度较好。

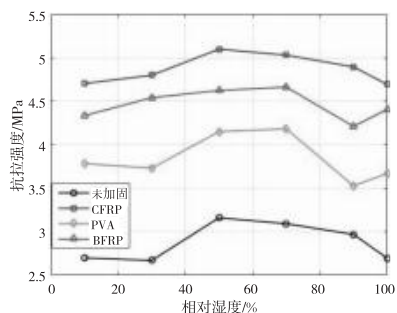


图6 不同加固试件抗拉强度随相对湿度变化曲线图

由图6可知:未加固材料的抗拉强度随相对湿度增加先增后降,当相对湿度为50%时,抗拉性能最好。CFRP加固材料的抗拉强度在各种相对湿度下都最高,抗湿性能较好。BFRP加固材料的抗拉强度随相对湿度增加变化不大。PVA加固材料的抗拉强度随相对湿度变化表现有所波动,当相对湿度为50%或者70%时,其抗拉

强度表现最好。

3 结语

在本文中,通过测量未加固材料和三种加固材料——CFRP、PVA和BFRP在28 d和56 d的抗压强度和抗拉强度,分析其不同温度(-30℃、-15℃、0℃、15℃、30℃、45℃、60℃、75℃)下放置30 d后的抗压强度和抗拉强度,以及测量在不同相对湿度环境下(10%、30%、50%、70%、90%、100%)放置30 d后的抗压强度和抗拉强度,得到如下结论。

(1)抗压强度:不同加固材料对抗压强度的提升效果不同。其中,CFRP的效果最好,在两种时间情况下均能显著提高抗压强度;PVA和BFRP也有一定提升,但效果不如CFRP明显。无加固情况下材料的抗压强度提升最小。

(2)抗拉强度:随着龄期的增加,56 d的抗拉强度均明显高于28 d的抗拉强度。CFRP比PVA和BFRP的效果更好。三种加固材料均有效提高了抗拉强度。

(3)耐久性:不同材料在不同温度或者不同相对湿度下的抗压强度和抗拉强度有显著差异。CFRP加固材料在不同温度和不同湿度下的抗压强度和抗拉强度大于PVA加固材料、BFRP加固材料和未加固材料,并且表现出最佳的热稳定性和抗湿性。PVA加固材料和BFRP加固材料在不同温度或者相对湿度下的抗压强度和抗拉强度都比未加固材料更好。

参考文献

- [1]王鹏.地铁穿越上软土下岩体地层中加固措施研究[J].铁道建筑技术,2024(5):161-164.
- [2]岳方洲.加固地铁隧道的水泥基注浆材料的开发及工程应用[J].四川建材,2023,49(12):180-181,184.
- [3]周秀兰.注浆加固技术在地铁隧道中的应用研究[J].工程技术研究,2024,9(6):64-66.
- [4]陈庆金.软土地层下地铁区间隧道抗震加固设计思路分析[J].城市建设理论研究(电子版),2024(5):171-173.
- [5]赵松壮,秦晓鹏,胡冰冰,等.济南地铁1号线联络通道加固方式比选研究[J].交通世界,2024(增刊1):21-23,36.
- [6]隗蓉蓉,邵永健,严舒云.CFRP加固混凝土复合受扭构件的恢复力模型研究[J].苏州科技大学学报(工程技术版),2024,37(2):27-33.
- [7]邓军,李俊辉,郭栋.预应力碳纤维增强复合材料加固钢梁的耐久性能研究综述[J].工业建筑,2024,54(6):81-90.
- [8]张伟伟,王廷彦,吴玉祥.BFRP布加固损伤钢筋混凝土短梁的抗弯性能研究[J].混凝土与水泥制品,2023(8):42-47.
- [9]沈惠军,郑和晖,张峰,等.新型BFRP布加固混凝土方柱轴压性能试验研究[J].复合材料科学与工程,2023(9):106-111.
- [10]杜文平,杨才千,王冲,等.加固层长度对PVA-RFCC加固梁抗弯性能影响的实验研究[J].东南大学学报(自然科学版),2020,50(1):64-70.

收稿日期:2024-11-21

“双碳”背景下山地城市轨道交通步行接驳提升探讨

温馨,王世能

(重庆市交通规划研究院,重庆 401147)

摘要:提升山地城市轨道交通站点步行接驳的便捷性,能有效改善轨道服务质量,也是实现城市交通绿色低碳的重要途径。文章以重庆和澳门为例,从轨道步行接驳提升的必要性入手,分析山地城市轨道交通步行衔接不佳的成因,探讨“双碳”背景下的山地城市轨道交通步行接驳提升的优化策略。

关键词:山地城市;轨道交通;绿色低碳;步行接驳

中图分类号: U239.5 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.065

文章编号: 1673-4874(2025)07-0220-03

0 引言

在我国积极迈进“碳达峰”“碳中和”双向目标的背景下,调整城市交通结构向绿色低碳的轨道交通转移是实现城市交通可持续发展的重要途径。《交通强国建设纲要》(2019)提出“强化城市轨道交通与其他交通方式衔接”^[1],而在轨道站点“最后一公里”范围内,步行是轨道交通最重要的接驳方式,其分担率达70%以上^[2]。因此,强化“轨道+步行”接驳,可促进城市交通出行结构优化,推动绿色低碳城市交通系统构建。

重庆和澳门山地众多,地貌复杂,地理空间受限较多,建设用地局促,“轨道+步行”接驳提升工作难度大。本文结合近年来重庆和澳门轨道站点步行接驳便捷性提升的规划实践工作,着重分析山地城市轨道交通步行接驳的难点、成因及提升优化策略。

1 山地城市轨道交通与步行接驳提升的必要性

1.1 城市轨道交通服务存在盲区

城市轨道交通具有快速、准时、高效、运量大、舒适、环保等多种优势,在城市交通系统中发挥骨干作用。然而相较于常规公交、小汽车等方式,轨道交通虽提升了轨道站点间的空间运输效率,缩短了城市各区域的时空距离,但不能直接实现乘客“门到门”“户到户”的服务,这一困境在地形复杂的重庆、澳门等山地城市中尤为凸显。居民在选择乘坐轨道交通时,大多遵循“起点—步行—轨道站点—步行—终点”的出行路径^[3],轨道交通需通过步行接驳快速集散客流、紧密联系轨道站点,提升服务功能。

1.2 国内城市轨道交通步行接驳规划不足

根据《城市轨道交通2012—2022年度统计和分析报告》(见图1),至2022年我国城市轨道交通运营线路总长度为10 287.45 km,过去十年内整体线网规模呈现逐年增长趋势,年均增长率达18%^[4]。然而,轨道客流强度并未随着轨道交通运营线路的增长而提升,反而出现下降趋势。其原因之一在于多数城市未重视轨道站点周边步行接驳设施规划和建设,轨道站点可达性不佳,居

民无法便捷到达轨道站点,导致轨道交通吸引力不足。因此,通过提升“轨道+步行”接驳的便捷性、安全性和舒适性,扩大轨道站点的有效可达范围,有助于激发使用轨道交通的潜在人群,提高轨道交通的使用效率和吸引力。

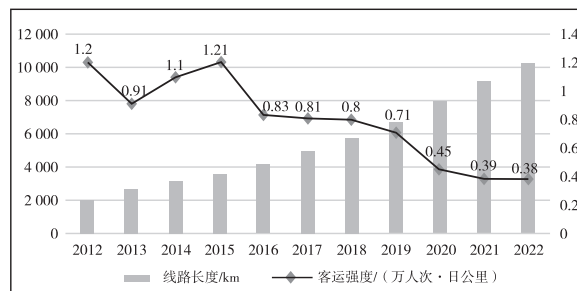


图1 全国城市轨道交通运营情况统计图(2012—2022年)

1.3 山地地形制约步行接驳的发展

山地城市地势起伏,山水众多,江河、谷底、堡坎等地形给步行交通的布局设计、出行效率及舒适度造成不良影响;轨道站点周边步行系统具有立体化、复合化、蜿蜒曲折、空间割裂、绕行远等特征,易出现“坡度大、断头路、T形路、视线遮挡”等步行不畅通的阻碍,使轨道站点虽然看似在眼前,实则需绕行很远。山地城市的复杂地形还限制了步行空间容量,容易因步行网络不完善出现人车混行;因停车空间局促出现机动车占道;因管理及建设难度大出现步行道不平等现象,导致步行前往轨道站点的“最后一公里”变得艰难。此外,山地城市复杂的地形地貌使得步行前往轨道站点的体能消耗大,影响居民出行方式的选择以及行走舒适度,极大地降低了轨道交通客流的吸引力,造成部分轨道交通运力资源的浪费。

2 山地城市轨道交通站点步行接驳不畅的主要原因

目前,重庆已开通运营13条轨道线路,轨道站点数量达319个。澳门亦结合城市特点,运营氹仔线共12个站点。本文通过对重庆、澳门轨道站点周边步行接驳情况进行调研和分析,总结山地城市影响轨道步行接驳的

第一作者简介:温馨(1993—),硕士,工程师,研究方向:交通规划。

主要因素。

2.1 不重视步行系统的规划和建设

随着城市机动化高速发展,交通出行距离逐步拉长,交通设施偏向于市政道路,不重视步行网络、步行通道和过街设施的规划和建设,使现状轨道站点步行可达性不佳。通过对重庆、澳门现状轨道站点周边步行网络的梳理和分析发现,主要存在步道设施缺乏、过街设施衔接不畅以及前期规划用地开发尺度不合理导致步行连通性差等问题。例如,澳门氹仔码头轻轨站至周边巴士枢纽之间受多条主干道阻隔,现状缺少接驳步行的路径,同时站点至西侧工业厂区需多次穿越马路,绕行距离远。重庆仁济轨道站受武夷滨江小区地块阻隔,车站西侧慈云寺片区至轨道站需绕行 1 500 m。如图 2 所示。



(a) 氹仔码头站



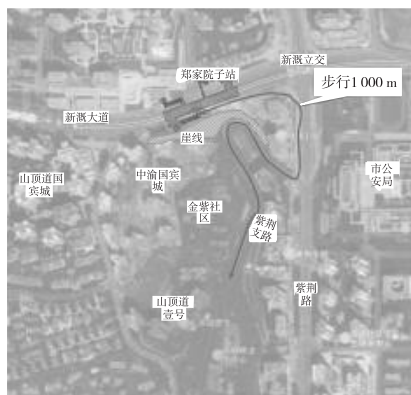
(b) 仁济站

图 2 轨道站步行绕行示意图

2.2 不重视山地特色的步道建设和提升

受山地地形限制,大多轨道站点周边步行网络常被山体崖线、河流及人工护坡等打断,导致到达轨道站点需要长距离绕行。例如,重庆郑家院子轨道站受崖线高差阻隔,金紫片区至轨道站需绕行 1 km。澳门马会轻轨站受崖线高差阻隔,葡京花园等小区距离马会站绕行 300 m。如图 3 所示。

此外,部分克服高差的步行通道设施陈旧,存在狭窄、陡峭、湿滑等情况,缺乏电梯和扶梯等现代化设施,导致行人步行体验不佳,行走不安全、不舒适。由于不重视步道建设和提升,也无法展现出山地城市得天独厚的地形特色和山水脉络的步道风光。



(a) 郑家院子站



(b) 马会站

图 3 轨道站步行绕行示意图

2.3 轨道站点一体化建设引导不足

由于轨道站点与周边道路、公交、步道、用地等各类设施开发建设时缺乏统筹协调,各自为政,存在规划道路建设滞后、轨道出入口设置不合理、小区开口背离轨道站等缺点,导致轨道站点对周边片区服务不佳、客流吸引力不足。例如,重庆彩云湖轨道站旁的恒基雍翠名门小区开口背离轨道站出入口,导致该小区居民需绕行小区一圈才能到达轨道车站(见图 4)。

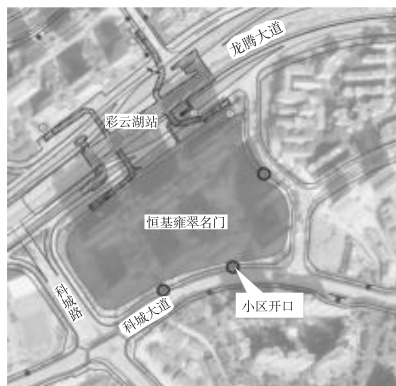


图 4 彩云湖轨道站步行绕行示意图

3 山地城市轨道步行接驳优化策略

针对山地城市“轨道+步行”接驳存在的诸多问题,

本文基于“起点—步行—轨道站点—步行—终点”的轨道出行链条,结合山地复杂地形条件,提出以“一径两点”的优化提升策略。

3.1 优化“一条路径”

在地块开口和轨道出入口之间,应构建高效直达的步行路径。结合山城本地特色,直达步行路径的构建应从4个方面着手。

(1)新建步行梯道,克服地形高差。建议采取多形式的独立步道跨越山水阻隔,直接连通轨道站点与周边地块,例如新建梯道、扶梯、垂直电梯、转角楼梯、人行栈桥、高架步行通道、穿山防空洞等。如重庆上浩轨道站利用既有人防通道,克服高差26 m,直接衔接轨道车站与滨江路,减少约1 000 m绕行距离。同样,针对地形高差,澳门也采用了相同的方法,以马会轻轨站为例,规划新增步行梯道克服地形高差,便捷联系山上葡京花园居住区,并同步设置电扶梯、雨棚等人性化设施。

(2)构建步行通道,打通地块阻隔。邻近轨道站点的长大封闭地块,容易影响轨道站点的步行可达性。结合《重庆市城市规划管理技术规定》中提出的“新建、改进、扩建的居住项目用地一侧沿城市道路的长度>400 m,应当按照相应规定设置城市公共步行通道”^[5]等相关建设要求,建议对于轨道站点周边的商业大地块、公园绿地等,新增设置开放、直达、环境友好的步行通道。如重庆刘家坪轨道站,为克服轨道站点与北侧居住片区之间绿地阻隔,新增一条贯穿现状绿地的步行通道,直接联系轨道站点与北侧居住片区,步行距离缩短700 m。

(3)设置过街设施,破除干道阻隔。干道、立交阻隔了前往轨道站点直达的步行通道,增加了步行绕行距离和过街危险性。因此,应当在顺应步行客流方向上,合理新增或改造过街设施,包括立体人行过街、地面人行过街横道等。例如,重庆石新路轨道站,车站至西侧小区步行路径受到道路硬质隔离设施阻隔,过街绕行,翻越隔离栏的现象频发,通过将硬质隔离设施改设为隔离桩,并增设人行横道,构建轨道车站至西侧居住片区的直达路径。澳门氹仔码头轻轨站结合轨道出入口,新增2处步行连廊跨越干路阻隔,便捷联系轨道站与北侧巴士枢纽和西侧工业厂区。

(4)破除道路瓶颈,织补步行网络。部分轨道站点周边衔接道路建设滞后,存在明显的“断头路”,导致车行和步行路线不通畅,极大地影响了轨道站点步行可达性。建议结合轨道站点的出入口设置,加快实施周边规划未建道路建设,若近期建设有困难的规划道路,建议结合规划线位,优先建设步行通道。以重庆轨道3号线回兴站为例,为解决轨道站点与北侧五金机电城片区之间的绕行问题,通过利用规划未建道路先期建设步道,可构建北侧片区与轨道站点的步行联系。

3.2 完善“两个端点”

地块(小区)和轨道站点是轨道出行链的2个端点,通常情况下2个端点之间的物理距离恒定,但通过优化改造地块(小区)人行开口和轨道站点出入口,可以最大程度地减少实际步行距离。针对地块出入口,建议结合轨道站点的方向,尽量面向轨道站设置人行开口,减少乘客不必要的绕行。此外,轨道出入口布局应尽量跨越干道、立交布局,避免市民二次过街,同时还应当加快开通

轨道预留出入口,进一步完善各个方向出入口布局。

结合实际情况对轨道站出入口改造时,应尽可能跨越邻近的步行障碍:(1)结合既有轨道出入口布局,设置一体化的过街设施;(2)改造既有轨道出入口,新增延伸出入口或结合邻近建筑进行一体化改造建设。如重庆江跳线九龙园站与车站南侧片区受主干道阻隔且现状无出入口直接至南侧片区,通过新增过街天桥,直接接入车站站厅层外广场,兼作九龙园站至南侧片区出入口,减少了南侧片区至轨道站点绕行距离。

3.3 共塑人本环境

针对老旧片区设施陈旧、环境差的步行通道,建议结合轨道站点周边步行网络的打造,同步提升步道的环境品质。通过平整、美化步道铺装,增设遮阳避雨等设施,构建舒适的步行环境;通过新增扶梯、无障碍电梯等设施,体现人性化关怀;依托独特的山水资源和景色风光,塑造宜游、宜行的特色步行接驳体系。

如重庆铜元局轨道站通过设置自动扶梯和天桥,建设直接联系山顶片区与轨道站点的高品质步道系统,同时在步道顶端修建风光绚丽的环形观景台,可遥看重庆繁华景象,打造休闲游玩的特色空间。澳门莲花口岸轻轨站周边为路氹娱乐城酒店群,地块尺度较大、步行距离远、舒适性不佳。建议新增空中步行连廊衔接既有规划的金光大道空中步行系统,提升衔接轨道站点的步行通道品质,同时亦有助游客体味金光大道旅游休闲的个中趣味。

4 结语

在“双碳”背景下,提升轨道站点步行接驳便捷性是城市交通绿色发展的必然选择。本文以重庆和澳门为例,对山地城市轨道站点步行接驳提升策略进行系统探索,研究提出“一径两点”的优化提升策略,从优化步行路径的便捷性、提升出行两端点的可达性和步行系统的舒适性3个方面,通过新建步行梯道,克服地形高差;构建步行通道,打通地块阻隔;设置过街设施,破除干道阻隔;破除道路瓶颈,织补步行网络等四种措施实现到达轨道站点便捷。通过新增(改造)小区出入口、改造(预留)轨道出入口等措施实现轨道站点的快速可达;通过提升步行品质,塑造人本环境,整体提升轨道站点的步行接驳效率和品质。

参考文献

- [1]中共中央,国务院.交通强国建设纲要[Z].北京:2019.https://www.gov.cn/zhengce/2019-09/19/content_5431432.htm.
- [2]谭粤聪.基于Kirchhoff分布方程的轨道交通多种方式接驳选择解析[J].综合运输,2022,45(8):58-74.
- [3]刘泉.轨道交通TOD地区的步行尺度[J].城市规划,2019,43(3):88-95.
- [4]中国城市轨道交通协会.城市轨道交通2012-2022年度统计和分析报告[R].北京:2022.<https://www.camet.org.cn/xytj/tjxx/index.shtml>.
- [5]重庆市人民政府.重庆市城市规划管理技术规定[Z].重庆:2018.http://www.cq.gov.cn/zwgk/zfxgkml/szfwj/zfgz/zfgz/201801/120180127_8836458.html.

收稿日期:2024-12-04

公交一体化背景下轨道交通与常规公交衔接研究

邱乾^{1,2}, 严世涛^{1,2}, 黄小婷³, 王丽园⁴

(1. 广西交通职业技术学院, 广西 南宁 530023; 2. 国家级教师创新团队道路与桥梁工程技术专业团队, 广西 南宁 530023; 3. 南宁市建筑规划设计集团有限公司, 广西 南宁 530216; 4. 南宁学院, 广西 南宁 530021)

摘 要: 在公共交通系统一体化发展背景下, 轨道交通与常规公交衔接研究具有重要意义。文章分析了轨道交通和常规公交的功能定位, 预测了轨道交通各站点客流及衔接设施规模, 提出了公交一体化背景下轨道交通与常规公交的衔接策略。同时, 以南宁市轨道交通 4 号线为例, 提出了南宁市轨道交通 4 号线与常规公交在线路、站点、场站及换乘设施的一体化衔接方案, 并进行方案评价, 验证了方案的有效性, 可为南宁市及其他城市的轨道交通与常规公交衔接研究提供参考。

关键词: 公交衔接; 交通衔接; 公交一体化; 轨道交通

中图分类号: U491. 1⁺7 **文献标识码:** A **DOI:** 10. 13282/j. cnki. wccst. 2025. 07. 066

文章编号: 1673 - 4874(2025)07 - 0223 - 04

0 引言

近年来, 南宁市全面落实公交优先战略, 以提高公交服务水平为抓手, 建立场站、线网、路权及政策机制四位一体的“大公交”系统, 以打造大中运量公交与常规公交相辅相成、一体化衔接的城市公共交通系统为目标, 将公交发展与城市自身特点紧密结合, 不仅提升了城市公交整体实力, 公交发展水平也得到显著提高。目前, 南宁市投入运营的轨道交通线路 5 条(日均客流约 100 万人次), 常规公交线路 481 条(含 BRT 线路 2 条, 日均客流约 60 万人次), 城市公共交通系统在南宁市客运交通结构中占有举足轻重的地位。轨道交通因其大运量、快速、准时等特点, 成为城市公共交通的骨干; 常规公交则具有灵活性强、覆盖面广等优势, 能深入城市各个区域。实现两者的有效衔接, 对于构建高效、便捷、舒适的城市公共交通体系具有至关重要的意义。

南宁轨道 4 号线一期工程为邕江南岸东西方向的骨干线, 其加强了邕江南岸东西方向的直接联系, 西起洪运路站, 沿洪历路、那洪大道、五象大道向东敷设, 止于龙岗站, 线路全长 21. 4 km, 均为地下站; 设车站 19 座, 包括洪运路站、那历站、那洪立交站、金阳路站、通源路站、大沙田站、金象大道站、五象岭站、玉象路站、总部基地站、飞龙路站、体育中心西站、体育中心东站、良庆大桥南站、良庆圩站、楞塘站、五象火车站、清平坡站、龙岗站。为了充分发挥轨道交通 4 号线与沿线常规公交各自的功能, 处理好新建轨道线路与既有常规公交线路的空间关系, 减少相互间的无效竞争, 共同营造良好的公共交通出行环境, 提升公共交通系统的效率和竞争力, 有必要开展轨道交通 4 号线与常规公交衔接方案研究。

1 需求预测

1. 1 轨道交通客流

参考《南宁市轨道交通 4 号线一期工程交通衔接规划设计》中 4 号线运营初期对轨道站点客流的预测结果, 结合轨道交通 4 号线沿线人口及岗位规模, 测算轨道交通 4 号线各站点客流需求(详见表 1)。从表 1 预测结果可以看出, 客流较多的站点有大沙田站、飞龙路站、体育中心西站、体育中心东站, 全日进站人次均>1 万人次。

表 1 南宁市轨道交通 4 号线各站点客流预测表

轨道交通站点	全日进站量/人次	高峰小时进站量/人次
洪运路	7 097	1 192
那历	7 818	1 376
那洪立交	5 787	922
金阳路	8 313	1 353
通源路	6 770	1 363
大沙田	10 975	1 834
金象大道	6 371	1 756
五象岭	6 657	1 546
玉象路	4 487	1 203
总部基地	8 856	1 734
飞龙路	12 050	1 614
体育中心西	11 399	1 454
体育中心东	10 197	1 327
良庆大桥南	8 155	1 618
良庆圩	6 741	1 402
楞塘村	7 318	1 537
五象火车站	6 096	1 177
清平坡	6 447	1 296
龙岗	8 230	2 192

基金项目: 2023 年度广西重点研发计划项目“基于文旅融合大数据的交通智慧监管服务系统研发及示范应用”(编号: 桂科 AB24010124); 2023 年度广西重点研发计划项目“基于区块链的智能交通收费数据溯源比对系统研究开发及应用”(编号: 桂科 AB24010360)

第一作者简介: 邱乾(1987—), 硕士, 高级工程师, 研究方向: 交通运输工程。

通信作者简介: 王丽园(1987—), 硕士, 高级工程师, 研究方向: 交通运输工程。

1.2 常规公交衔接客流

根据轨道交通4号线各站点区位、功能、周边用地类型、设施建设完善程度等因素确定常规公交分担率,其中公交分担率较高的站点有五象岭站、总部基地站、良庆大桥南站及龙岗站(详见表2)。常规公交衔接客流较多的站点有龙岗站、总部基地站,其常规公交高峰小时衔接需求分别为1 008人次/h、798人次/h。

表2 南宁市轨道4号线运营初期站点接驳公交客流表

轨道交通站点	公交分担率/%	公交高峰小时衔接需求/人次
洪运路	43.5%	519
那历	40.0%	550
那洪立交	44.0%	406
金阳路	42.0%	568
通源路	41.0%	559
大沙田	31.0%	569
金象大道	34.0%	597
五象岭	49.0%	758
玉象路	42.0%	505
总部基地	46.0%	798
飞龙路	36.0%	581
体育中心西	33.0%	480
体育中心东	37.0%	491
良庆大桥南	46.0%	744
良庆圩	42.0%	589
楞塘村	38.0%	584
五象火车站	39.0%	459
清平坡	45.0%	583
龙岗	46.0%	1 008

1.3 常规公交衔接站台规模

根据轨道交通4号线衔接常规公交客流预测结果,按照每个站台高峰小时上车人数500人计算,可得到轨道交通站点接驳公交站点的规模(见表3)。由于常规公交站台设施不仅需要满足轨道交通运营初期需求,也要有一定的前瞻性,故常规公交站台规模按照《南宁市轨道交通4号线一期工程交通衔接规划设计》中远期常规公交接驳客流需求计算。经计算,各轨道交通站点的接驳公交规模为2~5个,总规模合计约为50个站点。

2 衔接策略

2.1 优化调整常规公交线路

根据常规公交线路与轨道交通线路的重复程度,可以将轨道交通4号线的公交接驳线路分为三类。A类公交线路:常规公交线路与轨道交通线路重复1~2个轨道交通站点,与轨道交通存在互补关系,起到为轨道交通集散客流的功能。B类公交线路:常规公交线路与轨道交通线路重复3~4个轨道交通站点,与轨道交通存在弱竞

争性。C类公交线路:常规公交线路与轨道交通线路重复 ≥ 5 个轨道交通站点,与轨道交通存在强竞争性,出现相互间的客流竞争效果。优化措施如下。

(1)减少强竞争性常规公交线路(C类)。为减少相互间的无效竞争,需要减少常规公交与轨道交通重复 ≥ 5 个轨道交通站点的公交线路,将既有的公交线路调整至轨道交通走廊的平行道路。同时,保留部分载客率较高的常规公交线路,这样既能满足不同层次的客流需求,也能在地铁出现故障时,临时担负起应急交通的作用。

表3 南宁市轨道4号线站点衔接常规公交站台规模测算表

轨道交通站点	公交高峰小时衔接需求/人次	公交站台需求/个
洪运路	1 475	3
那历	1 571	3
那洪立交	1 022	2
金阳路	1 410	3
通源路	1 428	3
大沙田	1 173	2
金象大道	1 196	2
五象岭	1 563	3
玉象路	1 178	2
总部基地	2 705	5
飞龙路	1 374	3
体育中心西	839	2
体育中心东	953	2
良庆大桥南	1 277	3
良庆圩	1 310	3
楞塘村	1 335	3
五象火车站	891	2
清平坡	1 172	2
龙岗	843	2

(2)增加接驳性常规公交线路(A类)。接驳性公交线路与轨道交通的衔接主要采用“之”字形或“十”字形的接驳形式。接驳性公交线路类型采用微循环公交。

2.2 扩大常规公交接驳站点容量

(1)增加常规公交接驳站点的数量。根据轨道交通线路各站点公交接驳功能定位和公交线路接驳需求分析情况,通过迁移、新增等方式,增加轨道交通站点周边的公交停靠站数量,以满足接驳公交线路的停靠需求。

(2)优化常规公交接驳站点的位置。将路口处的公交站点优先设置在交叉口下游,且与轨道站点出入口的距离宜为50~100 m(原则上应 ≤ 100 m)。路段处公交站点尽量结合现有公交设施补充优化,合理确定公交站距。

(3)优化常规公交设置形式。原则上均采用港湾式公交站台,若常规公交接驳站点设置在公交专用道上的,亦可采用直线式公交站台。

2.3 多方面落实接驳公交场站

配套常规公交接驳场站,满足常规公交运营需求。

近期,在依托既有接驳场站的基础上,利用周边场站的剩余容量满足近期需求;远期,通过独立占地或用地综合开发等多种方式,严格按照上位规划落实接驳场站需求。通过完善轨道交通走廊沿线的常规公交场站设施,优化公交线路的组织和运营,提高常规公交运营的效率和可靠性,实现从轨道交通到常规公交的高效转换,提升整个城市公共交通系统的服务水平和吸引力,为居民的出行提供更加有力的保障。

2.4 构建一体化换乘设施

要做到接驳设施与轨道站点无缝衔接,可以采取以下措施:

(1)非机动车、共享自行车、共享电动自行车等停车区,距离轨道站点宜控制在<50 m(详见图 1),方便骑行者停放车辆后便捷换乘轨道交通。

(2)出租车临时停靠站与轨道站点的距离宜<100 m,以便乘客出站后能迅速搭乘出租车。

通过合理规划这些接驳设施与轨道站点的距离,实现无缝衔接,能够极大地提高乘客换乘的便利性和效率,促进城市公共交通系统的高效运行。

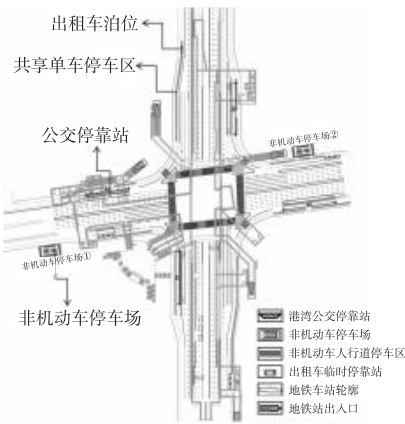


图 1 轨道交通站点一体化换乘设施分布示意图

3 衔接方案

3.1 常规公交线路衔接方案

优化调整南宁市轨道交通 4 号线沿线常规公交线路 10 条(详见表 4)。

表 4 南宁市轨道交通 4 号线沿线常规公交线网衔接优化方案表

序号	类型	线路名称	调整前	调整后	接驳地铁站点	增加覆盖区域
1	优化	15	五一站—南宁三中五象校区	五一站—大沙田站	大沙田站	大沙田
2	优化	70	南宁学院—竹溪立交	南宁学院—竹溪立交	楞塘村站	东盟商务区、青山东、南宁学院
3	优化	107	衡阳路小学五象校区—白沙友谊立交	阳峰公交首末站—大沙田客运站	体育中心西站	蟠龙北、良庆圩
4	优化	702	蒲庙造纸厂—迎凯朋展路口	蒲庙造纸厂—体育中心东	体育中心东站	蟠龙北、龙岗
5	截短	61	友爱北立交—洪运公交车场	友爱北立交—洪运公交车场	洪运路站	华南城
6	截短	105	龙岗公交枢纽站—南宁火车东站南	阳峰公交首末站—南宁火车东站南	楞塘村站	龙岗、仙葫西
7	新增	微循环	—	阳光新城—阳光新城	金象大道	大沙田
8	新增	微循环	—	阳峰车场—五象航洋城	总部基地	良庆圩
9	新增	微循环	—	五象航洋城—平乐玉洞立交	总部基地	五象湖
10	新增	微循环	—	步江公交首末站—体育中心公交首末站	楞塘村站	龙岗

(1)优化与轨道交通 4 号线走廊共线过长的常规公交线路 4 条,具体包括常规公交 15 路、70 路、107 路及 702 路。

(2)截短既有常规公交微循环线路 2 条,提高微循环线路的运营效率。

(3)新增常规公交微循环线路 4 条,加强轨道交通 4 号线对华南城、大沙田、五象湖、良庆圩、邕宁及龙岗等薄弱区的常规公交服务,扩大轨道交通辐射范围。

3.2 常规公交站点衔接方案

从规模、位置、形式三个方面对南宁市轨道交通 4 号线常规公交站点进行优化。现状公交接驳站点 22 个,新增公交接驳站点 48 个,调整公交接驳站点 10 个,优化调整后实现轨道站点周边 50 m 范围内均有公交站点接驳(详见表 5)。总体来看,沿线轨道接驳公交站点需求规

模为 48 个,设计方案为 70 个,将有效满足轨道公交接驳换乘需求。

3.3 常规公交接驳场站方案

近期利用建成的洪运车场、大沙田停车场及周边 11 个场站的剩余容量,满足接驳公交运营需求;远期严格按照既有规划,加快那洪立交、大沙田、总部基地、良庆大桥南及龙岗等公交首末站的建设(详见图 2)。

3.4 一体化换乘设施衔接方案

轨道交通 4 号线一体化换乘设施衔接方案包括非机动车停车场、出租车临时停靠站、共享单车及非机动车停车区,具体如表 6 所示。(1)非机动车停车场,规划 33 处,面积为 17 357 m²;(2)出租车临时停靠泊位,每个轨道站点设置 6~18 处,共规划 174 个临时停靠泊位;(3)共享单车及非机动车停车区应按照设置规范要求,结合

人行道空间合理设置。

表 5 南宁市轨道交通 4 号线站点与常规公交站点衔接规模表

站点	公交高峰小时衔接需求/人次	常规公交站台需求/个	设计常规公交站台/个
洪运路	1 475	3	4
那历	1 571	3	4
那洪立交	1 022	2	5
金阳路	1 410	3	4
通源路	1 428	3	2
大沙田	1 173	2	5
金象大道	1 196	2	4
五象岭	1 563	3	2
玉象路	1 178	2	2
总部基地	2 705	5	6
飞龙路	1 374	3	4
体育中心西	839	2	4
体育中心东	953	2	4
良庆大桥南	1 277	3	2
良庆圩	1 310	3	5
楞塘村	1 335	3	4
清平坡	1 172	2	4
龙岗	843	2	5

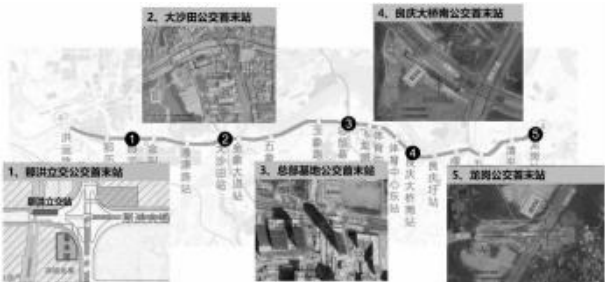


图 2 南宁市轨道交通 4 号线远期常规公交衔接场站方案示意图

4 方案评价

经过优化轨道交通 4 号线沿线的常规公交线路及配套接驳设施,轨道交通 4 号线沿线基本形成了“轨道+公交+出租汽车+非机动车+共享单车”的换乘体系,具体表现为:(1)轨道交通与常规公交竞争关系得到弱化,互补关系得到强化,整体线网效率有效提升,同时保证了轨道交通 4 号线站点均根据需求配套了常规公交接驳线路;(2)轨道交通 4 号线辐射范围进一步扩大,在现有常规公交线网基础上,将华南城、大沙田、蟠龙北、五象湖、良庆圩、邕宁及龙岗等周边区域纳入轨道站点辐射范围,实现接驳常规公交直达;(3)轨道交通吸引范围得到有效提升,轨道交通 4 号线二次吸引范围覆盖周边 3 km 核心接驳区域 92% 的建成区,实现了规划目标;(4)轨道交通与常规公交实现无缝衔接,每个轨道站点保证至少有 2 个常规公交接驳站,平均水平达到 4 个左右,同时所有轨

表 6 南宁市轨道交通 4 号线一体化换乘设施衔接设施情况表

轨道交通站点	非机动车停车场数量/处	非机动车停车场面积/m ²	出租车临时停靠泊位/个
洪运路站	3	770	12
那历站	1	425	12
那洪立交站	1	260	12
金阳路站	3	1 450	12
通源路站	4	1 470	6
大沙田站	1	380	12
金象大道站	1	700	6
五象岭站	1	580	6
玉象路站	1	600	6
总部基地站	—	—	18
飞龙路站	2	1 230	12
体育中心西站	4	2 060	6
体育中心东站	1	790	12
良庆大桥南站	2	1 200	6
良庆圩站	2	1 350	6
楞塘村站	2	1 060	12
清平坡站	2	1 450	6
龙岗站	2	1 600	12
合计	33	17 375	174

道站点周边 50 m 范围内均有常规公交站点接驳,强化了轨道交通与常规公交换乘的便捷性。

5 结语

城市轨道交通与常规公交无缝衔接研究,对构建轨道交通、常规公交及慢行公交等多方式一体化公共交通体系具有重要意义。本文基于轨道交通客流的常规公交衔接客流及换乘设施规模的预测方法,提出了公交一体化背景下轨道交通与常规公交衔接策略,并以南宁市轨道交通 4 号线为例进行了实例验证,为南宁市及其他城市的轨道交通与常规公交衔接研究提供参考。

参考文献

[1]刘尔辉,陈海伟,徐士伟,等.常规公交衔接设施配套规模与评价[J].城市公共交通,2022(5):40-45.
[2]王琢玉,罗嘉陵.佛山市轨道站点公共交通衔接规划策略研究[J].运输经理世界,2022(11):1-3.
[3]梅丽.轨道交通与常规公交换乘衔接分析[J].专用汽车,2021(11):94-96.
[4]尹怡晓,赵海宾,郭忠,等.基于轨道公交一体化的公交线网优化调整方法[J].交通运输研究,2021,7(3):62-71,81.
[5]赖仁强.重庆市轨道交通与常规公交一体化换乘接驳研究[D].重庆:重庆交通大学,2020.

收稿日期:2024-11-01

高速公路特殊部位防撞护栏改造技术

夏黔龙

(贵州泓阳交通建设工程有限公司, 贵州 贵阳 550009)

摘要: 文章以贵州遵义运管中心高速公路安全防护设施改造提升工程为例,研究了高速公路路基填挖交界区域、路基与桥梁衔接处、路基与隧道过渡带以及桥梁与隧道连接处等特殊部位的防撞护栏改造技术,主要从现场调研、改造方案制定、施工工艺流程与要点、实施改造效果以及新型护栏系统施工要点等方面进行了分析,可为同类工程的实施提供技术参考。

关键词: 高速公路护栏;特殊部位改造;改造方案;施工技术要点

中图分类号: U417.1+2 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.067

文章编号: 1673-4874(2025)07-0227-04

0 引言

防撞护栏作为高速公路最为重要的组成部分之一,不仅能有效分隔不同方向的交通流,减少因车辆失控而引发的碰撞事故,还能在车辆发生偏离时提供必要的支撑和引导,从而大大降低交通事故的严重程度和发生率。近年来,随着交通流量的持续增长与行车环境的显著变化,高速公路防撞护栏逐渐暴露出安全隐患,难以满足当前对道路安全使用的高标准要求^[1-2],这些问题在路基填挖交界区域、路基与桥梁衔接处、路基与隧道过渡带以及桥梁与隧道连接处尤为明显^[3-4]。对上述特殊部位的防撞护栏改造已成为高速公路运营与养护工作的重要任务之一。

本文旨在以贵州遵义运管中心高速公路安全防护设施改造提升工程的实施为例,探讨高速公路特殊部位防撞护栏改造方案、施工工艺要点,并介绍新型A级外展护栏和桥梁护栏端头的施工工艺,以为同类工程提供技术参考。

1 工程概况

贵州遵义运管中心高速公路安全防护设施改造提升工程项目主要涉及S55仁望高速公路、G4215蓉遵高速公路仁赤线、G56杭瑞高速公路(思南至凤岗段)等已建成通车高速公路。项目所属高速公路设计速度多为80 km/h,建设时安全防护设施采用的规范为《公路交通安全设施设计规范》(JTG D81—2006)和《公路工程技术标准》(JTG B01—2003),与现行规范《公路交通安全设施设计规范》(JTG D81—2017)(以下简称设计规范)、《公路工程技术标准》(JTG B01—2014)存在一定的差异,除常规路段的改造之外,还存在较多诸如路基填挖交界区域、路基与桥梁衔接处、路基与隧道过渡带以及桥梁与隧道连接处等特殊部位的改造。项目主要工程量为拆除原护栏(约15 000 m)及不同类型安全设施的安装施工,具有任务量大、种类多、施工环境复杂且难度大的特点。

2 改造方案

2.1 现场调研

为制定有效的改造方案,在方案确定前对项目进行了现场调研,总结调查路段特殊部位存在的典型问题,具体如下:

(1)路基填挖交界区域:护栏外展端头采用“一板跨沟”,斜率较大(见图1);在护栏起点外,护栏端部裸露漏设外展端头;护栏外展部位存在标志等障碍物,未进行保护,存在明显的迎撞点,在车辆碰撞时无法有效碰撞吸能和阻挡制动车辆,从而导致车辆有可能冲破护栏,进一步加剧车辆损毁的风险,同时增加驾乘人员受伤甚至丧生的潜在危险^[5-6]。



图1 外展端头“一板跨沟”、斜率较大情况实拍图

(2)路基与桥梁衔接处:该特殊部位的主要形式为混凝土护栏与波形梁护栏的搭接,存在的主要问题为波形梁护栏与混凝土护栏搭接处未设置有效过渡区(见图2),即刚性护栏与柔性护栏搭接处存在突变点。由于缺乏缓冲而导致车辆失控,可能会造成更为严重的事故后果^[7]。

(3)路基与隧道过渡带、桥梁与隧道连接处:桥梁护栏与隧道缺乏有效过渡或搭接。

作者简介: 夏黔龙(1983—),工程师,主要从事交通安全设施施工管理与创新方面的工作。



图2 刚性护栏与柔性护栏搭接处未设置过渡区情况实拍图

通过现场调研可以发现,由于建设标准与技术发展以及道路通行环境变化,原有建设通车高速公路的防撞护栏系统在特殊部位存在较多安全隐患。

2.2 改造方案

针对现场调研发现的问题,根据《公路交通安全设施设计细则》(JTG/T D81—2017)等现行规范的要求,制定特殊部位防撞护栏改造方案。

(1)路基填挖交界区域:对不满足规范要求的外展端头进行拆除,并采用标准段波形梁护栏与原护栏搭接,延伸护栏进入挖方路段且保证外展端头起点护栏立柱位于挖方路段中,具体为采用新型端部外展护栏——A级外展护栏;当路侧存在挡墙、标志牌立柱等障碍物时,采用标准段波形梁护栏顺延再进行外展段施工;当原护栏与上游护栏距离 $<100\text{ m}$ 时,采取护栏拉通方式进行改造。

其中,A级外展护栏(见图3)由端部过渡板、新型波形梁板、固定件、悬臂支撑架、方立柱、圆立柱、弧形板等组成,外观形式为对称型大角度V形悬臂支撑结构,具有悬挂护栏板、增加跨距及超载旋转卸力缓冲等功能,适用于公路填挖方界区域上游端的跨排水沟外展过渡。该护栏具有以下特点:采用新型波形梁板,增加宽度且节约成本,能有效防止车辆从护栏底部穿越;护栏与三波形梁钢护栏平顺搭接,安装方便;打桩式安装,无须开挖及浇筑混凝土基础。

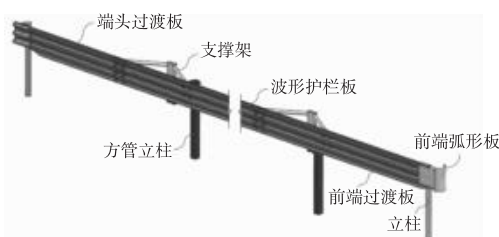


图3 A级外展护栏构造示意图

(2)路基与桥梁衔接处(混凝土护栏与波形梁护栏搭接段):为保证波形梁护栏与原桥护栏的有效过渡,需设置混凝土翼墙,但由于混凝土翼墙施工工序多、周期长,需二次设置临时安全设施等,致使材料成本、人力成本较高。根据翼墙的功能,拟采用一种新型桥梁护栏端头替

代传统混凝土翼墙,以实现波形梁护栏和原桥混凝土护栏的有效衔接。具体改造方案为进行新型桥梁过渡端头(BT型)的增设,原护栏高度 $>90\text{ cm}$ 的,采用钢结构翼墙过渡段形式; $<90\text{ cm}$ 的,采用混凝土翼墙过渡段形式。

(3)路基与隧道过渡带、桥梁与隧道相接处(隧道入口段):采用FT型过渡端头进行隧道段的改造,并根据隧道入口原有情况,补充设置翼墙和摩擦梁。

3 施工工艺及要点

3.1 施工工艺流程

护栏改造施工与常规护栏施工相比,在施工工艺上还应考虑原有护栏的拆除以及与原有护栏之间的衔接问题,施工工艺流程更为复杂,施工难度也有所提升^[8-9]。具体的施工工艺流程见图4。



图4 施工工艺流程图

3.2 施工工艺要点

现场复核:在施工前,应对拟改造施工点位进行现场复核,重点核查桩号、原护栏状况、改造方案等与施工图纸是否一致。

设置安全措施:施工前应对作业人员进行安全交底,按照高速公路养护施工作业的安全布控要求^[10]设置警告区、上游过渡区、缓冲区、下游过渡区和终止区等。

旧护栏拆除:拆除旧护栏时,原路基土体大多固结稳定,拔出困难且对土体会产生较大扰动时,应采取切割原立柱和使用M7.5砂浆封口的方式进行处理,切割后的高度应低于原路面高度。

放样与基础处理:放样前,应调查每根立柱位置的地基状态,如遇地下通信管线、泄水管等,涵洞顶部埋土深度不足时,应调整某些立柱的位置。根据设计图设置表的桩号,确定现场改造护栏的起终点,依据设计图纸进行放样作业。连通段护栏由于前后原有的护栏位置已确定,极有可能造成异形板的产生,放样时尽量采用平均法分配到各段护栏上,减少异形板的产生。波形梁基础的钢筋、地脚螺栓、水泥、砂石进场前由监理工程师检验,合格后方能施工。混凝土采用商品混凝土,其模板要支撑牢固,避免胀模、漏浆、污染路面;混凝土的浇筑要采用振捣棒慢插快拔的振捣方式,使混凝土密实;浇筑好混凝土基础后,要及时清理场地,保持路面的清洁。

护栏系统安装与调校:普通路基采用直接打入施工,施工前确认立柱位置准确,并保证打入土中的深度满足设计要求。当打入过深时不得随意调整立柱,应全部拔出,待压实路基后再重新打入。渐变段及端部是护栏施工中需注意的重点,施工中应严格控制其立柱位置,使

其符合设计标高和线形要求。波形护栏运输时注意采用有效措施进行防护,在装卸过程中注意轻装轻卸,确保外表面不受损坏。每安装 1~2 km 护栏板,进行线形初调;每完成一个自然段,进行细调和紧固螺栓。

3.3 新型护栏系统施工要点

3.3.1 A 级外展护栏施工

A 级外展护栏的施工安装步骤如图 5 所示,主要包括打桩、固定架安装、支撑架和柱帽安装、安装左过渡板与标准护栏搭接、安装右过渡板和端头。打桩定位时,要求调整标准护栏波形梁迎撞面距离水沟边缘 ≤ 400 mm;方立柱安装时应保证两条边与护栏线形方向平行,并露出地面 300 mm;固定架的固定件上下不对称,应使螺栓孔靠上放置;端头过渡板安装顺序应从标准护栏一端开始,用端头过渡板和标准护栏搭接,再固定在对应的支撑架孔位上,波形板按行车方向搭接。

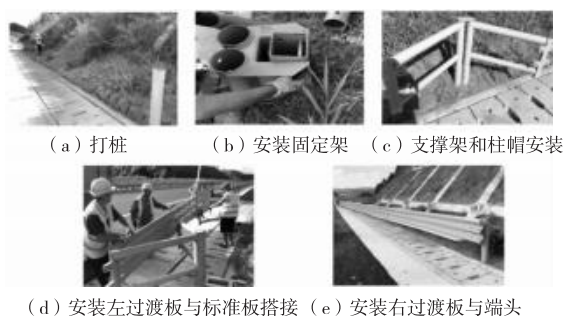


图 5 A 级外展护栏施工流程图

3.3.2 钢结构翼墙过渡段施工

钢结构翼墙过渡段的施工流程为波形梁放样、施工→新型翼墙安装放样、试拼→钻孔、清理孔位→复核孔位→调和植筋胶并灌装→安装植筋螺栓→养护→安装新型翼墙→连接波形梁护栏→微调整→固定螺栓→清理现场。

施工前,应将模板抬至安装位置进行试拼安装,在检验放样位置是否与预留孔对齐重合的同时,检验测量标记的安装孔位是否和模板孔重合,未重合则需要校正;安装植筋螺栓前,应对螺纹部分进行预涂胶,确保植筋螺栓插入后更好地实现结合,避免出现空隙缺陷;依次插入螺栓,对于不能按规定尺寸插入的螺栓,应用榔头轻敲,确保所有螺栓插入、预留符合要求;根据原桥护栏、波形梁护栏顶部水平进行微调,使三者保持同一水平线形;检查植筋螺栓、连接螺栓和新型翼墙连接是否存在空隙,并进行局部微调,使之不顶钢构、良好贴合;线形调整后,应逐一对连接螺栓、植筋螺栓进行紧固,确保安装牢固性。

3.4 质量检验与实施效果

3.4.1 施工现场质量检验

护栏改造施工过程中按照《公路交通安全设施施工技术规范》(JTJ/T 3671—2021)对施工质量进行检测,部分检测项目及表 1 所示。

表 1 护栏施工过程部分检查项目及表

项目	检查要求
混凝土护栏	护栏断面尺寸/mm
	护栏混凝土强度不小于设计要求
	块件之间错位 ≤ 5 mm
	横梁中心高度 ± 20 mm
波形梁钢护栏	立柱中距 ± 20 mm
	立柱垂直度 ≤ 10 mm $\cdot$ m $^{-1}$
	立柱埋置深度不小于设计要求
钢结构翼墙端头	端头长度/mm
	顶部高度/mm
	植筋钻孔深度/mm

3.4.2 实施效果

经过对高速公路原有护栏特殊部位进行针对性改造设计与施工,护栏系统防护薄弱位置得到有效改善,存在的设计隐患得到有效解决(部分部位改造后情况如图 6 和图 7 所示)。



图 6 端部外展护栏完工现场图



图 7 钢结构翼墙过渡段护栏完工现场图

4 结语

(1)随着技术要求与交通环境的变化,高速公路防撞护栏,尤其是路基填挖交界区域、路基与桥梁衔接处、路基与隧道过渡带以及桥梁与隧道连接处等特殊部位存在较大隐患,亟待改造。

(2)在进行高速公路特殊部位防撞护栏改造施工中,应在实地调研的基础上,充分考虑不同部位的特点进行

方案设计,在施工时应考虑到原有护栏对改造施工的影响,重点从基础放样与处理、护栏系统安装与调试、质量校验等方面进行把控。

(3)特殊部位防撞护栏改造中,可使用经验证可靠的新技术,在保障改造目的实现的同时,提高改造施工质量和效率。●

参考文献

- [1]莫勇,劳祺,周杨,等.高速公路预制T梁护栏钢筋整体预埋工艺研究[J].西部交通科技,2023(4):137-138,148.
- [2]姚日和,谢海周,武政杰,等.波形梁护栏的改造与提升技术研究[J].公路,2024,69(6):263-266.
- [3]黎津.高速公路波形梁护栏端头设置问题及优化措施研究[J].交通科技与管理,2024,5(10):59-62.
- [4]岑叶烽,戴嘉苇,高羿晨.高速公路护栏提升改造关键方案及研究[C]//中国公路学会养护与管理分会.中国公路学会养护与管理分会第十二届学术年会论文集.浙江交工集团股份有限公司设计院分公司:2022:7.

- [5]栗学铭,杨福宇,全瑞金,等.高速公路隧道入口护栏设计研究[J].广东公路交通,2019,45(5):179-182.
- [6]杨正军.山区高速公路波形梁护栏特殊部位的设计优化[J].公路交通科技(应用技术版),2016,12(5):311-312.
- [7]刘新萍,张世辉,尚钟平,等.高速公路旧桥梁护栏提升发展研究[J].中外公路,2024,44(2):260-266.
- [8]李振华,朱欢,黄志勇,等.山区高速公路路肩挡墙混凝土护栏改造设计[J].公路与汽运,2023(6):48-51.
- [9]杨东海,伍圣华.高速公路改扩建既有钢护栏现场再利用施工工艺[J].西部交通科技,2022(2):33-34,38.
- [10]交通运输部公路科学研究院.道路交通标志和标线第4部分:作业区:GB 5768.4—2017[S].北京:中国标准出版社,2017:11-15.
- [11]交通运输部公路科学研究院.公路交通安全设施施工技术规范:JT/T 3671—2021[S].北京:中国标准出版社,2021:32-43.

收稿日期:2024-11-21

(上接第94页)

(2)通过 PSO-BP 神经网络模型,能够在较短时间内预测出桥梁在不同地震强度下的损伤状况,这对于实际工程应用具有重要意义。模型的高效性能使其成为评估桥梁结构地震风险的有力工具,尤其适用于需要快速评估大量数据的情况。

(3)下塔柱顶部在地震中比下塔柱底部和上塔柱底部更易受损,加固矮塔斜拉桥时需要重点关注下塔柱顶部。●

参考文献

- [1]LIU Z, ZHANG Z. Artificial neural network based method for seismic fragility analysis of steel frames [J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2018, 22(2): 708-717.
- [2]SHOKRI M, TAVAKOLI K. A review on the artificial neural network approach to analysis and prediction of seismic damage in infrastructure [J]. International Journal of Hydromechatronics, 2019, 2(4): 178-196.
- [3]甘露一.基于影响线模型修正的桥梁地震易损性分析方法研究[D].合肥:安徽建筑大学,2023.
- [4]MATROUK K, ALASHAARY H, Alhasanat A, et al. Investigation and Analysis of ANN Parameters [J]. European Journal of Scientific Research, 2014, 121(2): 217-225.

- [5]DAVID E. RUMELHART, JAMES L. MCCLELLAND. Learning internal representations by error propagation [J]. Nature, 1986, 323 (6088): 533-536.
- [6]郑建国,冯珍慧.基于 PSO-BP 神经网络的上市公司财务风险预测研究[J].信息技术与信息化,2016(8):43-47.
- [7]叶财智,唐德玉. PSO-BP 算法在医学中的应用[J]. 电脑知识与技术, 2013, 9(7): 1689-1693.
- [8]周翔.基于 PSO-BP 神经网络的高速公路工程保险费率厘定研究[D].长沙:湖南大学,2019.
- [9]CORNELL C, JALAYER F, HAMBURGER R, et al. Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 526-533.
- [10]金爱云.高拱坝地震易损性研究[D].北京:清华大学,2020.
- [11]HU CHAOZHU, ZHAO YUFEN. Improved Methods of BP Neural Network Algorithm and its Limitation [C]//2010 International Forum on Information Technology and Applications, Kunming, China, 2010: 11-14.
- [12]WANG PIN, GAO YUEFEI. Research on BP model optimization of PSO algorithm based on Computational Mathematics [J]. Journal of Physics: Conference Series, 2020, 1650(3): 0320.

收稿日期:2025-02-10

新线开通对既有线路客流的影响程度分析

马诚

(贵阳市城市轨道交通运营有限公司, 贵阳 550081)

摘 要: 文章以客流数据为基础,从新线客流成长规律、既有线路客流增长情况、断面满载率变化以及城市拥堵情况等多方面开展地铁新线对既有线路客流影响程度分析,针对行车组织、客运组织中存在的不足提出优化建议,为提升线网运营服务水平提供参考。

关键词: 地铁新线;城市轨道交通;网络化运营;客流特征

中图分类号: U239.5 文献标识码: A DOI: 10. 13282/j. cnki. wccst. 2025. 07. 068

文章编号: 1673-4874(2025)07-0231-03

0 引言

随着城市建设步伐的加快,贵阳轨道交通进入快速发展期,正在打造以城市轨道交通为主体的多层次公共交通网络。自3号线一期工程(后文简称“3号线”)开通后,贵阳地铁线网总运营里程达116.91 km,1号线、2号线、3号线客运量呈现稳步增长态势,既有线路同比增幅>34%,城市轨道交通客运分担率提升10%,线网效应凸显。客流增长的同时,乘客出行路径发生明显变化,主要体现在既有线路高峰小时最大断面客流区间改变、换乘关系发生变化、线路运力与实际客流需求匹配不足^[1-3]。因此,本文开展地铁新线对既有线路客流影响程度的分析,针对行车组织、客运组织中存在的不足提出优化调整建议,对保障线网安全运营和提升整体服务水平有着积极意义。

1 新线客流成长情况

贵阳地铁3号线运营里程为42.54 km,设29座车站(含2座换乘站,可与1号线、2号线换乘),串联花溪组团、老城区、新添组团等重要的功能区,沿线有花溪公园、黔灵山公园等著名公园景点,是一条横贯贵阳市南北的交通大动脉。按照行业经验,新线开通3~6个月后客流趋于稳定。2024年6月,3号线日均客运量为21.4万人次(其中进站量为15.24万人次),全线车站日均进出站客流如图1所示。由图1可知,进站量排名前5站分别是花果园站、松花路站、大营坡站、贵医站、黔灵山公园站,前5站日均进站量总和为6.30万人次,占比3号线全线进站量的41.3%,主要原因是上述站点位于大型居住社区、医疗及著名公园景点附近站点。此外,周末花溪公园站、黔灵山公园站、花果园站进出站客流较工作日分别有95%、70%、30%的增长。浪风关站、洛湾站、孔学堂站等站客流较低,主要因为周边开发不足、无密集住宅区。据统计,周末天气较好时,出行游玩的客流高于工作日的通勤客流,周六客流为一周内的最大值,周五次之。

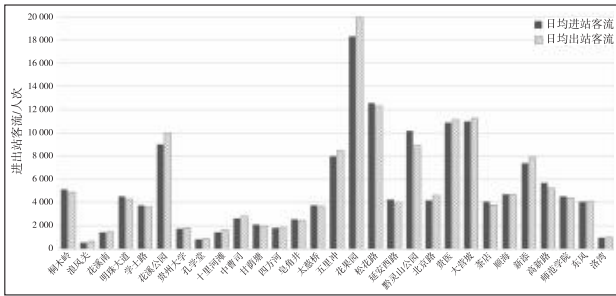


图1 各站进出站客流分布特征柱状图

2 既有线客流变化情况

2.1 既有线路客流增长情况

目前,地铁线网覆盖贵阳市所有城区,连接了城区内大型居住社区、成熟商圈及著名公园景点,线网示意图如图2所示(S1线计划于2024年下半年开通)。2024年1~6月,全线累计运输乘客11 908万人次,日均客运量



图2 贵阳地铁线网示意图

作者简介:马诚(1988—),硕士,高级工程师,主要从事城市轨道交通运营管理工作。

为 65.43 万人次,同比(32.37 万人次)增长 102.13%;城市轨道交通客运分担率为 25.12%,同比提升 10%。统计分析交通运输部发布的《2024 年 1~6 月城市轨道交通运营数据速报》,在全国 54 座已开通轨道交通的城市中,贵阳地铁客运量排名第 27 位(同比提升 3 个位次),客运强度排名第 25 位(同比提升 4 个位次)。2024 年 1~6 月,1 号线日均客运量为 21.03 万人次,同比增长 34.09%,2 号线日均客运量为 24.98 万人次,同比增长 49.67%,说明 3 号线的开通对 2 号线客流增长促进作用比 1 号线大^[4-5]。

3 号线开通后改变了既有线网的拓扑结构,延安西路站、北京路站两座换乘站直接影响了乘客路径选择,线网换乘客流有较大幅度增长^[7-10]。2024 上半年线网日均换乘量为 18.67 万人次,同比 2023 年同期的日均 6.93 万人次增长 169.41%,换乘比例达 28.53%。换乘客流有以下特征:延安西路站、喷水池站、北京路站换乘客流在周五至周日处于较高水平,以出行游玩换乘为主,周一至周四以通勤换乘为主;林城西站换乘特征则反之,以通勤换乘为主。4 个换乘站中延安西路站的日均换乘客流最大(6.14 万人次),2023 年同期喷水池站日均换乘客流最大(4.15 万人次)。随着新线开通,换乘客流最大车站由喷水池站转移至延安西路站,延安西路站成为线网常态化后客运量(进站量与换乘量之和)排名第一的车站。

表 1 2024 上半年各线路客流同比变化情况表 单位:万人次						
线别	2023 年 1~6 月		2024 年 1~6 月		同比增长情况	
	日均值		日均值		/%	
	客运量	换乘量	客运量	换乘量	客运量	换乘量
1 号线	15.68	3.52	21.03	6.20	34.12%	76.14%
2 号线	16.69	3.41	24.98	7.04	49.67%	106.45%
3 号线	—	—	19.42	5.43	—	—
线网合计	32.37	6.93	65.43	18.67	102.13%	169.41%

2.2 车站客流增长情况

本文选择 3 号线客流稳定期(2024 年 4~6 月)的日均进出站客流绘制直方图如图 3 所示,通过客流数据可直观判断新线对既有线路站点客流的影响程度。由图 3 可知,穿越老城区的地铁新线会对既有线路车站客流增长产生较大影响,1 号线、2 号线绝大部分车站日均进出站客流实现客流正增长(除 1 号线北京路站外),有 1 000~8 000 人次的增长,其中喷水池站、贵阳北站、中山西路站进站客流增长最大,同比分别增长 7 349 人、6 866 人、3 149 人次,主要为大型商圈和交通枢纽附近站点。因北京路站为 1 号线、3 号线换乘站,新开出入口会影响乘客的路径选择,1 号线北京路站客流有所下降。从各站进出站客流变化上看,分布在老城区范围的站点客流增长最为明显,说明新线对于既有线路的影响主要体现在离新线较近的区段以及分布在老城区内的站点上,新增换乘站有一定程度的分流作用^[6-8]。

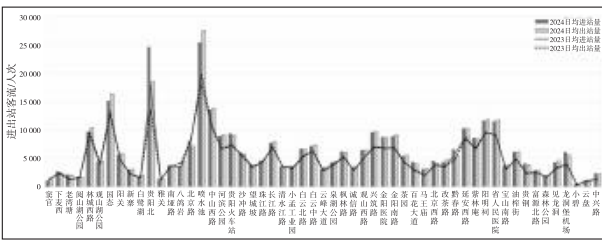


图 3 既有线全部车站 2024 年 4~6 月日均进出站客流同比情况直方图

2.3 线路满载变化情况

2024 年 4~6 月各线路高峰小时最大断面客流及对应满载率详见表 2。2023 年同期,1 号线高峰小时最大断面客流为 7 000 人次,对应满载率为 44%,常出现在北京路—八鸽岩上行区间或相邻区间;2 号线高峰小时最大断面客流为 8 000 人次,对应满载率为 50%,常出现在黔春路—延安西路下行区间。由表 2 可知,新线加入后,1 号线、2 号线高峰小时最大断面客流量常出现的区间基本不变,但高峰小时最大断面客流较去年同期有不同幅度增长,据统计 1 号线、2 号线高峰小时满载率分别提升 5.45%、12.93%,受 3 号线客流通过延安西路站换乘至 2 号线的影响,2 号线满载率提高较为明显。据统计,各线路工作日高峰小时最大断面客流高于非工作日,高峰小时最大满载率通常发生在周一或周五早晚高峰时段。

表 2 2024 年 4~6 月各线路高峰小时最大满载情况表					
线别	高峰小时最大断面 客流/人次	行车 间隔 /min	高峰小时最大断面 满载率/%	出现区段	时间段
1 号线	7 946	5.5	49.45%	北京路— 八鸽岩 上行区间	07:45— 08:45
2 号线	10 107	5.5	62.93%	黔春路— 延安西路 下行区间	07:45— 08:45
3 号线	8 369	6	57.32%	延安西路— 松花路 下行区间	17:45— 18:45

3 新线运营影响及相关对策

3.1 大客流组织方面

贵阳地铁初步组网运营后,线网可达性大幅提升,使车站客流大幅增长。2024 年 4~6 月,喷水池站、贵阳北站、国态站日均乘降客流(进站客流+出站客流)分别为 5.31 万人次、4.33 万人次、3.16 万人次,延安西路站、喷水池站日均换乘客流分别为 6.14 万、4.86 万人次,均为日常大客流站。主要存在以下压力:(1)工作日早晚高峰时段客流聚集效应大,换乘客流双向流动存在交叉,客运组织、秩序维护等面临较大压力;(2)车站附近开展大型活动当天,车站乘降客流是平日的 2~3 倍,且具有短

时大量聚集的特征,对车站客运组织造成巨大压力。例如2024年贵阳马拉松赛事附近国态站高峰小时有近5万人次出站;民族巡游大联欢活动附近河滨公园站高峰小时有近5万人次进站。

针对大客流组织应开展以下工作:(1)开展针对性客流分析(日常大客流站、沿线大型活动等),从客流时空特征角度,总结分析日常大客流车站客流规律及特征,掌握大型活动客流规模及集散特征,为车站客运组织保障所需人员、物资及措施等提供参考;(2)主动对接沿线大型活动举办方,掌握活动规模、交通管制、公交接驳等重要信息,精准提供大运力,合理规划车站大客流流线,针对性做好人员、物资保障安排;(3)编制重要节假日及沿线大型活动专项运输保障方案,必要时编制特殊列车运行图,做好特殊时期的专项交通保障^[9-10]。

3.2 线网换乘衔接方面

2023上半年,仅有林城西路站、喷水池站2座换乘站。喷水池站换乘客流占比为59.88%,该站主要换乘方向如下:1号线下行至2号线下行(日均6161人次)、1号线上行至2号线上行(日均6055人次)。自3号线开通运营后,新增延安西路站、北京路站2座换乘站。2024上半年,1号线、2号线、3号线换乘客流占比分别为37.71%、33.21%、29.08%,延安西路站、喷水池站、北京路站、林城西路站换乘客流占比分别为:32.89%、26.03%、23.89%、17.19%。换乘关系发生重大变化,延安西路主换乘方向为:2号线上行→3号线下行(日均9780人次),3号线上行→2号线下行(日均9028人次)。当换乘客流大于换乘能力时,势必造成部分换乘通道拥挤堵塞、站台滞留大量乘客等现象。当前延安西路站换乘步行时长约3min,据统计全日2号线上行→3号线下行方向的有效换乘率达62.54%,3号线上行→2号线下行方向的有效换乘率达68.51%,两个换乘方向的有效换乘率均低于林城西路站主换乘方向的换乘率,故换乘衔接可进一步优化调整。

针对线网换乘衔接应开展各线路工作日、非工作日换乘衔接分析,掌握高、平、低峰时段各换乘站换乘客流占比,以2号线换乘站列车到发时刻为基准(因2号线换乘客流占比最大),优化调整1、3号线工作日、非工作日及各峰期时段的换乘衔接,确保制定出的各线路运行图精准匹配各阶段换乘关系^[11]。

3.3 沿线道路拥堵治理方面

3号线开通成网运营以来,通过合理规划建设公交站点,目前地铁全网共82座车站中,基本实现150m内与道路公交换乘,全网地铁与道路公交换乘平均接驳距离由56m下降至49m,达到轨交接驳距离国家引导性指标(<50m)。此外,根据贵阳市公共交通运营数据分

析,地铁沿线的主要道路交通运行情况明显改善,从花溪区和乌当区进出老城区方向的主干道运行压力得到有效缓解,其中花果园大街道路拥堵缓解最为显著,全天拥堵指数日均下降8.43%,平均车速提升8.4%,道路拥堵指数大幅下降。

未来将结合贵阳“一核三心多组团”城市空间布局,系统推进轨道交通、道路公交、低运量轨道交通、环城快铁“四网”融合发展,进一步减少城市交通拥堵压力。

4 结语

2024年下半年贵阳轨道S1线、有轨电车T2线即将建成投运,贵阳轨道交通网络化步伐加快,届时全网车站进出站、断面、换乘等客流将会发生较大变化,网络化运营将面临运力资源配置与客流实际分布匹配程度、换乘衔接以及四网融合发展等诸多现实问题。本文以客流数据为研究对象,分析新线接入后既有线路客流变化情况、运力运量配置情况、客运组织等方面的变化情况,注重对新线客流成长规律及既有线路客流变化的分析总结,掌握线网客流分布及相关特征,针对行车组织及客运组织相关薄弱环节提出优化建议,对保障线网安全运营、提升整体服务水平、治理城市拥堵有着积极意义。●

参考文献

- [1]段卫静,陈艳艳,赖见辉.北京地铁4号线客流特征分析[J].都市快轨交通,2013,26(4):43-46.
- [2]罗跃.广州地铁典型车站客流特征分析与客流安全控制方法研究[D].广州:华南理工大学,2020.
- [3]张秀媛.城市轨道交通客流分析[M].北京:交通大学出版社,2011:49-51.
- [4]四兵锋.城市轨道交通客流分析及预测—方法与应用[M].人民交通出版社,2019:30-34.
- [5]王多龙,李得伟.天津地铁客流发展规律及特征分析[J].城市轨道交通研究,2016,19(7):40-45,101.
- [6]闫铭,杨良.新线开通后深圳地铁线网客流成长特征分析[J].都市快轨交通,2020,33(3):63-71.
- [7]赵晓芳,童晓进.郑州地铁1号线客流时空分布特征分析[J].城市轨道交通研究,2017,20(8):75-79.
- [8]施泉,唐超.城市轨道交通车站客流时空分布特征分析——以南京地铁为例[J].综合运输,2020,42(7):12-17.
- [9]陈建均.基于聚类分析法的广州地铁周末客流变化规律[J].交通与运输,2019,32(增刊1):141-147.
- [10]刘峻峰,程涛.基于客流特征分析的西安地铁2号线行车组织优化措施[J].城市轨道交通研究,2019,22(1):120-122.
- [11]刘炳强.哈尔滨地铁1号线客流特征与开行方案分析[J].黑龙江交通科技,2021,44(2):165-168.

收稿日期:2024-11-21

基于水动力模型的桥区水域通航风险评价

胡日金

(广西壮族自治区南宁航道养护中心, 广西 南宁 530033)

摘要: 文章通过二维水动力模型和 AASHTO 模型计算桥区水流条件和船舶碰撞桥梁概率, 构建了桥梁通航风险评价模型, 并利用模糊综合评估方法对香江圩郁江大桥进行通航风险评价。研究表明: 桥梁因素是影响香江圩郁江大桥通航风险的主要因素, 可采取完善助航标志、增加桥梁防船舶碰撞主动预警装置、加强桥区水域信息的发布和安全管理等措施改善桥区水域通航环境, 以保障船舶安全。

关键词: 桥区水域; 水动力模型; 通航安全; 风险评价; 桥梁主动预警装置

中图分类号: U611 **文献标识码:** A **DOI:** 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.069

文章编号: 1673-4874(2025)07-0234-04

0 引言

随着西津二线船闸建成通航, 3 000 吨级船舶能直达南宁, 未来平陆运河建成后, 西江航运干线南宁至贵港段船舶流量将进一步增加。西江航运干线沿线建设了众多涉水桥梁, 由于部分桥梁建设较早, 通航净空尺度较小, 防撞标准较低, 助航标志设置不完善, 船舶矛盾日益严重, 发生船撞桥事故的可能性也越来越高。因此, 针对已建桥梁的桥区水域开展航道通航安全风险评价并完善通航措施十分重要。本文以香江圩郁江大桥为例, 通过二维水动力模型和 AASHTO 模型计算桥区水流条件和船舶碰撞桥梁概率, 采用模糊综合评价法对桥区航道通航风险进行综合评价, 并针对存在风险提出通航完善措施, 可为同类项目提供参考。

1 工程概况

工程河段郁江邕宁枢纽至贵港枢纽 229 km 现状航道等级为 II 级, 常年可通航 2 000 吨级船舶, 规划实施 I 级航道整治工程, 整治后该航道可达到 I 级航道标准。香江圩郁江大桥上部构造采用 (50+80+2×125+80+50) m 预应力钢筋混凝土刚构-连续组合梁桥。桥梁所处河道宽阔顺直, 最窄处河面宽度 > 200 m, 航槽稳定, 水深条件良好。如图 1 所示为该大桥通航孔布置情况。

2 水动力模型的建立与计算

2.1 研究方法

通过 Mike 21 水动力模块开展拟建桥梁桥区水动力模拟, 计算得到最不利工况时的桥区水域流速、横向流速等参数, 为 AASHTO 模型提供流速数据, 用以计算船舶碰撞桥墩的概率。水动力模型的控制方程为:

连续性方程:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = hS \quad (1)$$

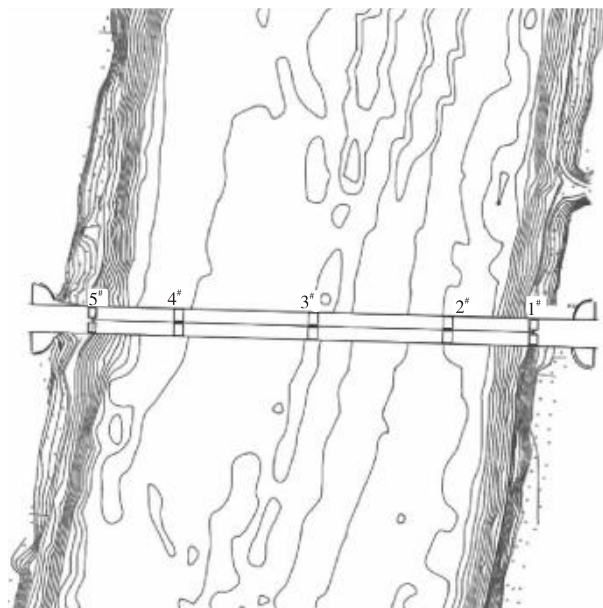


图 1 香江圩郁江大桥通航孔布置示意图

动量方程:

$$\frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial hu^2}{\partial x} + \frac{\partial huv}{\partial y} - f_v h + gh \frac{\partial \eta}{\partial x} = -\frac{1}{\rho_0} \left(h \frac{\partial P_a}{\partial x} + \frac{gh^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial x} \right) + A_x + hu_x S \quad (2)$$

$$\frac{\partial hv}{\partial t} + \frac{\partial hv^2}{\partial y} + \frac{\partial huv}{\partial x} - f_u h + gh \frac{\partial \eta}{\partial y} = -\frac{1}{\rho_0} \left(h \frac{\partial P_a}{\partial y} + \frac{gh^2}{2} \frac{\partial \rho}{\partial y} \right) + A_y + hv_y S \quad (3)$$

$$h = \eta + d \quad (4)$$

式中: t ——时间;

x, y, z ——Cartesian 坐标系下的坐标;

d ——静水深;

h ——总水深;

η ——水位;

作者简介: 胡日金 (1972—), 硕士, 高级工程师, 主要从事水运工程规划与建设管理工作。

u, v, w ——流速在 x, y, z 方向上的分量;

ρ_0 ——水的密度;

P_a ——当地的大气压。

该项目二维水动力模型对桥区河段的不同水位流量条件下进行模拟计算。该方法的有效性在飞龙大桥和长塘郁江特大桥的桥区航道通航条件研究中得到了证明^[1-2]。

2.2 计算结果分析

二维水流数学模型对桥址上下游约1 km水域进行模拟计算(图2)。模型计算工况分别为20年一遇洪水、10年一遇洪水、最低通航水位3种工况。

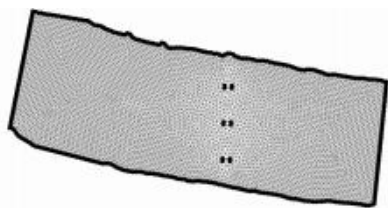


图2 计算区域网格图

根据模型计算结果,最不利工况为20年一遇水位,主流主要位于河段中间偏左,计算范围内流速最大值为2.5 m/s,横向流速最大值为0.22 m/s(见图3)。综合来看,桥梁附近水流流态较好,横向流速在通航规范要求之内。

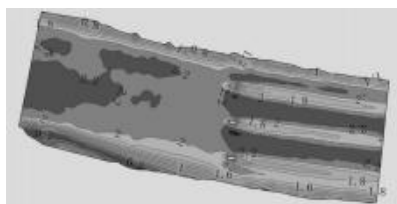


图3 20年一遇水位工况流速分布图

3 桥梁船撞概率计算

《公路桥梁抗撞设计规范》(JTGT 3360-02-2020)中对于设防船撞力的确定,推荐使用较为先进的概率-风险分析方法。目前桥梁船撞事故发生概率的估算方法中,AASHTO公路桥梁船撞设计指南方法^[3]使用最为广泛,本文按其提供的概率-风险经验模型分析方法和思路来确定桥梁船撞概率。香江圩郁江大桥2#、3#、4#桥墩为通航孔桥墩,1#、5#桥墩位于岸边非船舶通航水域,因此船舶碰撞桥梁概率计算仅考虑2#~5#桥墩的船撞概率。

3.1 偏航概率

偏航概率 P_A 反映船舶接近桥梁时失控的可能性。对某一桥址, P_A 可按式(5)至式(7)进行计算:

$$P_A = B_R \times R_B \times R_C \times R_{XC} \times R_D \quad (5)$$

$$R_C = 1 + \frac{V_C}{19} \quad (6)$$

$$R_{XC} = 1 + 0.54 V_{XC} \quad (7)$$

式中: B_R ——偏航基准概率,取 $B_R = 0.6 \times 10^{-4}$;

R_B ——桥位修正系数,取 1.0;

R_C ——平行水流修正系数;

V_C ——平行于航线方向的水流流速, km/h;

R_{XC} ——横流修正系数;

V_{XC} ——平行于航线方向的水流流速, km/h;

R_D ——船舶交通密度修正系数,郁江船舶流量较大,取 1.6。

根据水动力模型计算最不利工况流速最大值为2.8 m/s,横向流速最大值为0.22 m/s,计算得到偏航概率 P_A 为 2.1×10^{-4} 。

3.2 几何概率

美国国家公路与运输协会 AASHTO 规范和我国的规范均采用了正态分布函数,本文以航道中心线为正态曲线的均值位置,对应的船舶撞击区以下的面积即为几何概率 P_G ,按式(8)进行计算:

$$P_G = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \times 90} e^{-\frac{x^2}{2 \times 90^2}} \quad (8)$$

正态分布的标准差为5 000吨级船(长90 m,宽15.8 m),2#、3#、4#桥墩顺桥向尺寸均为8.8 m,计算得到2#、3#、4#桥墩得偏航概率 P_G 分别为0.032 7、0.056 4、0.032 7。

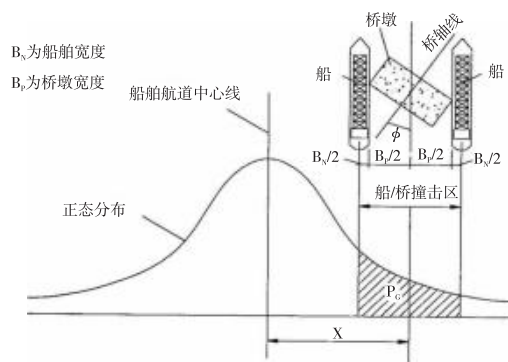


图4 几何概率定义示意图

3.3 桥墩船撞概率

桥梁遭受船舶撞击的年频率按式(9)计算:

$$P = N \times P_A \times P_G \quad (9)$$

式中: N ——船舶年通航量。

根据附近贵港航运枢纽2018年至2020年的过闸统计,近三年上行和下行船舶年平均过闸量约为15 000艘,由式(8)计算得2#、3#、4#桥墩被船舶碰撞的概率分别为0.103、0.177、0.103。

因此,该桥在20年一遇水位时的船舶撞击桥墩概率为0.383,即该桥主墩受船舶撞击年频率为0.38次/年。

4 桥梁通航安全风险评价

桥梁水域通航安全风险是一个复杂的系统。本文采取模糊综合评估法,在专家调研、收集资料的基础上通

过多层次分析法构造权重的判断矩阵,利用隶属度函数进行计算,建立通航安全风险评估模型。

评价等级划分为5个等级,即 $V=(v_1, v_2, v_3, v_4, v_5)$,依次以“低危险”“较低危险”“一般危险”“较高危险”“高危险”表示通航安全风险等级。

4.1 综合评价模型的建立

桥梁附近水域的通航环境因素主要有自然条件、交

通条件和桥梁因素。这些影响因素又包含着许多的评价指标^[4],概括为通航净空与船宽比、通航净高富裕高度、桥梁选址、能见度不良天数、标准风天数、横流、船撞桥概率、助航标志完备率、VTS 综合管理完备率、船舶交通流。根据相关通航安全风险影响因素的研究^[5-6],确定各指标的取值和权重(见表1)。

表1 通航评价指标取值及权重表

一级因素	二级因素	权重	危险度				
			低危险	较低危险	一般危险	较高危险	高危险
桥梁因素	通航净宽与船宽比	0.151	>8.0	7.0~8.0	5.0~7.0	3.0~5.0	<3.0
	通航净高富裕高度	0.032	>2.0	1.5~2.0	1.0~1.5	0.5~1.0	<0.5
	桥梁选址	0.263	好	较好	一般	较差	差
自然条件因素	能见度不良天数	0.047	<10	10~20	20~30	30~40	>40
	标准风天数	0.090	<25	25~45	45~85	85~125	>125
	流速(m/s)	0.154	<1	1~2	2~3	3~4	>4
人为因素	船撞桥概率	0.171	0.1	0.1~0.3	0.3~0.5	0.5~0.8	>0.8
	助航标志完备率	0.011	很好	较好	一般	较差	很差
交通条件因素	VTS 综合管理完备率	0.022	很好	较好	一般	较差	很差
	船舶交通流(艘/d)	0.060	<240	240~500	500~800	800~1 000	>1 000

针对多层次评判对象,对每个一级评价指标 A_i ,计算得到一级因素 A_i 的隶属度 R'_i ^[7]:

$$R'_i = W_i o R_i \tag{10}$$

式中: o ——矩阵乘法;
 i ——1,2,3,4;
 W_i ——表1确定的权重值。

对模糊综合评价结果采用反模糊化确定最终的评价结果,采用加权平均法,得到评价结果,即:

$$k = \frac{\sum_{j=1}^5 m_j v_j}{\sum_{j=1}^5 m_j} \tag{11}$$

4.2 综合评价模型结果

根据香江圩郁江大桥设计资料和气象统计资料,该桥梁通航净宽为60 m,通航船舶最大宽度为16.2 m,通航净高为10 m;标准风天数为56 d,能见度不良天数为5 d,桥梁助航标志较完善,桥梁未处于VTS 监控之内。结合前文桥墩船撞概率和水动力模型的计算结果:船撞概率为0.38次/年、20年一遇洪水最大流速为2.8 m/s,将桥梁通航安全风险各因素的取值代入综合评价模型计算得 k 为2.56,处于“较低危险”和“一般危险”之间。

香江圩郁江大桥通航安全风险主要是桥梁因素,由于航道等级提升,桥梁通航净宽及净高均已不满足《内河通航标准》(GB 50139—2014);自然条件因素对船舶通过桥区水域的影响较小;船舶航路、船舶交通流目前对该桥产生的相互影响较小,未来随着西津二线船闸工程、平陆

运河工程建成,船舶交通流将大大增加。因此,香江圩郁江大桥需要采取有效的风险缓解措施,改善通航环境,保障船桥安全。

5 桥梁通航环境完善措施

(1)香江圩郁江大桥目前已设置桥涵标牌、桥柱灯、侧面浮标、净空水尺。为标示桥梁通航孔满足设计通航净高的范围,在通航孔迎船面两侧增设通航净高标牌。该桥净空水尺刻度范围为6~11 m,已不满足现行最大通航船舶净高要求,需对水尺进行改造或在桥墩处增加附加标志。

(2)香江圩郁江大桥通航净空尺度不满足现行规范要求,设置主动式防船舶碰撞预警系统可有效减少船舶撞击桥梁风险。桥梁主动式防船舶碰撞预警系统利用雷达、视频监控、无线电或者AIS 基站等设备监控通过桥区的船只,测量即将通过桥区船舶的高度和航迹^[8]。系统通过VHF、AIS、桥廊照明等装置向偏航、超高船舶发布预警信息。香江圩郁江大桥预警区域如图5所示。

(3)有关部门加大桥区水域纠违力度,借助远程视频监控、现场巡航巡查,严厉打击船舶违反桥区水域航行规定的行为,净化桥区通航环境;对船舶主机、辅机、舵机、锚机等关键设备进行严格检查,保持良好的效用状态。船舶过桥前保持足够舵效的安全航速,根据桥梁允许的通航净空高度采取加载压载水或货物等措施,留足安全系数。

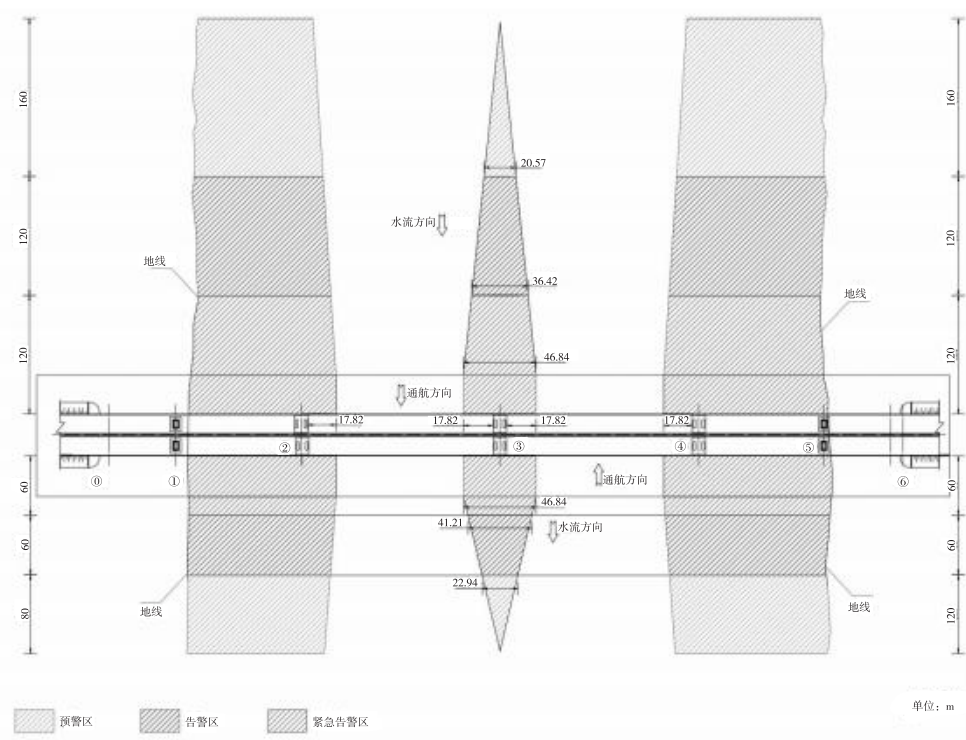


图5 香江圩郁江大桥预警区域示意图

6 结语

本文通过二维水动力模型和 AASHTO 模型计算桥区水流条件和船舶碰撞桥梁概率,构建了桥梁通航风险评价模型,考虑桥梁、自然条件、人为、交通条件 4 个因素,利用模糊综合评估方法对模型进行评价。根据相关结论表明,香江圩郁江大桥通航风险处于“较低危险”和“一般危险”之间,主要因素为“桥梁因素”,并建议通过完善助航标志、增加桥梁防船舶碰撞主动预警装置、加强桥区水域信息的发布和安全生产监督管理等措施改善桥区通航环境,以保障船舶安全通过桥区水域。

参考文献

[1]张建球,李思伦.基于船舶操纵模拟的郁江特大桥通航安全研究[J].西部交通科技,2024(8):213-215.
[2]谭力,梁芳.西江干线跨江桥梁通航船型适应性评价与分析[J].

西部交通科技,2020(6):157-159,177.
[3]Guide specifications and commentary for vessel collision design of Highway Bridges[S].Washington D C:American Association of State Highway and Transportation Officials(AASHTO),2009:72.
[4]黄常海,胡基平,高德毅,等.桥区水域通航安全风险评价研究[J].安全与环境学报,2013(6):238-242.
[5]孔宪卫,张庆河,李晓松,等.基于船舶操纵模拟的桥区水域通航风险评价研究[J].哈尔滨工程大学学报,2022(5):667-672.
[6]陈影.港区水域通航环境综合评价模型研究[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2012(3):571-574.
[7]钟军,刘明俊,罗晨,等.基于组合权重模糊物元模型的船桥碰撞风险评价[J].安全与环境学报,2018(2):423-428.
[8]任慧,王莹,肖刚,等.桥梁防船撞主动预警系统设计及实验研究[J].激光与红外,2013(1):66-70.

收稿日期:2024-11-22

(上接第 169 页)

参考文献

[1]张帆,贾鹏飞,王勇,等.宁明盆地超浅层气地质赋存特征及其工程危害[J].工程地质学报,2023,31(3):1105-1115.
[2]郝润丹,张迎宾,魏涛,等.艰险山区简单路网地质灾害易损性评价[J].市政技术,2023,41(5):1-8.
[3]欧阳海金.地质灾害危险性评估及防治措施[J].才智,2012(10):246.

[4]刘福华.地质灾害危险性评估的思路与基本方法[J].西部资源,2017(5):98-99.
[5]邵大江,叶辉,王金亮,等.基于机器学习均值化的地质灾害易发性评价[J].云南大学学报(自然科学版),2023,45(3):653-665.
[6]孙振东.地质灾害风险评估与应对策略研究[J].工程与建设,2023,37(6):1673-1675.

收稿日期:2024-10-22

河谷型公路水害导流坝群防护水工试验研究

罗文功^{1,2}, 苏辰^{1,2}, 何凯峰^{1,2}

(1. 新疆交通规划勘察设计院有限公司, 新疆 乌鲁木齐 830006; 2. 新疆高寒高海拔山区交通基础设施安全与健康重点实验室, 新疆 乌鲁木齐 830006)

摘要: 文章通过对常规导流坝、导流坝群、导流坝群搭配坝间石笼结构、导流坝群搭配坝间护坦结构方案进行水工试验研究。结果表明: 导流坝群防护结构及其衍生结构在水流特征、冲刷深度及冲刷防护性能方面具有高度相似性, 防护稳固, 对河谷水流挑流明显, 可有效防护导流坝后路基和公路工程的安全稳固, 保障公路交通和运输安全。

关键词: 导流坝群; 河谷型公路水害; 水工试验; 防护性能

中图分类号: U443.83 文献标识码: A DOI: 10.13282/j.cnki.wccst.2025.07.070

文章编号: 1673-4874(2025)07-0238-03

0 引言

公路水害一般包括: 河谷型公路水害和山前平原公路水害。其中, 山前平原公路水害多位于戈壁滩上, 在经历暴雨短时间汇集却无法很好通过公路排水设施疏导的情况下引发洪水, 对公路造成冲刷水害。一般情况下山前平原公路水害的爆发均具有规模大、破坏性强的特点, 是当前绿洲-荒漠区高速公路防护的重点对象。河谷型公路, 顾名思义分布于山间河谷地区, 其往往是偏远山区连接区域政治经济中心的命脉, 地位极为重要^[1-6]。同时, 河谷地区公路沿线地质灾害频发, 已成为当前阻碍新疆区域发展的最重要因素。常见的公路水害主要集中在南北疆山间河谷流域, 仅有少部分分布于易受到骤雨威胁的山前开阔平原上。河谷公路水害分布广泛多发且规模不一, 是当前新疆公路水害防护的重点。

河谷型水害多发区域以新疆的南北疆最为显著, 且多发生在公路修建之初, 届时水害发生多引发群发性破

坏, 造成公路沿线大面积受灾和防护结构损毁。河谷地区除常见的公路水害外, 相伴而生的还有泥(水)石流、地震、崩塌碎落、雪害等各类地质灾害, 治理以上地质灾害当前已成为新疆确保河谷型公路畅通、安全的中中之重^[7-12]。

1 河谷型公路水害分析

导流坝设施是当前较为常用的公路水害防护结构之一, 对于河谷型水害的长流水河道多采用导流坝防护体系进行水流引导; 对于季节性水流明显的山前平原多采用护坡或“人”字形导流坝体系进行水流疏导。

对新疆常见的河谷型公路水害, 本文从病害特征、防护结构尺寸方面进行分析, 并以 G314 线奥依塔克-红其拉甫段(以下简称奥红段)公路为例, 得出河谷型公路水害的一般特征和导流坝体系的防护稳固性特点(见表 1)。

表 1 G314 线河谷型水害特征、成因及防护性能分析表

序号	水害类型	成因分析	防护体系工点冲刷特征	防护体系优化建议
1	孤坝基础掏蚀病害	水流冲刷导流坝后绕流, 挤压掏蚀导流坝基础	单个导流坝虽然可对顶冲水流形成阻挡, 但是水流绕过导流坝后会再次形成水流冲刷公路路基堤岸	防护性能不佳; 建议新增导流坝形成导流坝群
2	导流坝群顶冲侧冲刷病害	水流动力势能较大, 水流顶冲导流坝群坝头后形成冲刷掏蚀, 带走导流坝基础埋置土体	水流冲刷首坝后形成涡流和冲刷, 沿首坝顶冲侧向第二个坝伸出首坝的投影外部分, 依次类推形成冲刷侧蚀作用	总体防护性能较好; 建议对于水流量大、水流动力势能大的防护工程, 在建设初期优化导流坝坝身角度, 避免坝身与顶冲水流垂直; 同时修补坝头结构和迎水面基础
3	导流坝群首坝坝头冲刷破坏病害	水流动力势能较大, 水流顶冲导流坝群首坝的坝头后形成破坏	水流顶冲向首坝, 顶冲造成首坝坝头和坝身冲刷侧蚀和坝头破坏	总体防护性能较好; 建议对顶冲严重的导流坝群防护工程, 应在建设初期加固坝头结构和迎水面基础埋置深度

基金项目: 新疆交通规划勘察设计院有限公司课题(编号: KY2023080601)

第一作者简介: 罗文功(1993—), 硕士, 工程师, 主要从事公路工程勘察设计工作。

2 导流坝群防治工程水工试验研究

根据导流坝防治工程进行缩小比例,开展水工模型缩尺试验。试验采用流速为单一变量原则,对单一导流坝、导流坝群、导流坝搭配坝间石笼结构、导流坝搭配坝间护坦结构进行模拟。试验仪器主要为:模型水槽、导流坝模型、直尺、摄影机、流速仪、抽水机等。采用0.3、0.4和0.5 m/s三种流速,从试验开始记录水流运行特点,每隔10 min进行一次冲刷深度量测。水工实验模型平面图见图1。

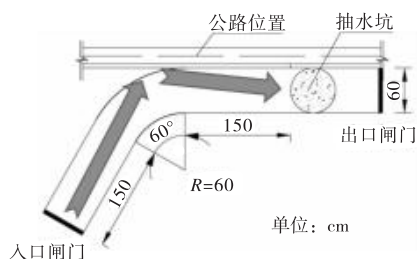


图1 水工实验模型平面示意图

根据当前河谷型导流坝尺寸进行1:100的比例缩尺,各种导流坝模型尺寸如下:

(1)单一导流坝。导流坝坝顶宽度为5 cm,迎水面坡度为1:1.5,背水面坡度为1:1,坝身地表高度为20 cm,地下埋深为15 cm,导流坝总高度为35 cm。

(2)导流坝群。导流坝群的尺寸与单一导流坝相同,由三个导流坝组成一个导流坝群,坝间距为50 cm;坝间布设截面尺寸为5 cm×5 cm的石笼模型,形成导流坝群搭配石笼防护体系;坝间布设顶宽10 cm、垂裙5 cm深的护坦模型,形成导流坝群搭配护坦防护体系。

3 导流坝群防治工程水工试验结果分析

3.1 水流冲刷现象分析

对单一导流坝和导流坝群开展水流冲刷现象模拟试验。试验开始阶段,对水槽内水流走向进行记录,待30 min冲刷稳定后对水流走向进行再次记录。为了水流波纹更加明显方便辨别,以0.3~0.5 m/s流速中的0.5 m/s流速的试验照片为例进行对照,如图2所示:

通过图2水工试验中不同导流坝防护结构的水流趋势对比发现,各导流坝群防护体系开始和稳定后水流趋势大致相似。其中,单一导流坝结构试验开始阶段水流较为稳定,绕流导流坝痕迹不明显;试验30 min冲刷稳定后水流趋势往坝头方向的波动开始出现稍微明显的波纹,这是由于早期河床铺沙稳定的情况下,单一导流坝阻水作用呈现为逐步的泥沙搬运,水流稳定;到30 min冲刷稳定后导流坝前已呈现固定的冲刷坑,水流无法继续搬运泥沙,同时由于泥沙坑比较大的原因导致水流波动更为明显。

观察图2三种导流坝群结构的水工试验水流趋势,从开始阶段水流趋势到冲刷稳定后水流趋势波动明显呈总体上相似,均表现为水流趋势不如单一导流坝明显。

这是由于导流坝群对于水流冲刷的防护呈较稳定状态,水流冲刷过程中搬运泥沙的过程不明显且作用小,这也是导流坝群防冲刷较为稳定的性能体现。



(a)单一导流坝试验



(b)导流坝群试验



(c)导流坝群搭配坝间石笼试验



(d)导流坝群搭配坝间护坦试验

图2 试验开始与冲刷稳定水流趋势对照示意图

3.2 冲刷深度结果分析

对单一导流坝和导流坝群开展水流冲刷深度模拟试验。本次水工试验对防护结构进行30 min冲刷作用,除每隔10 min进行一次冲刷深度量测外,在冲刷试验结束后关闭水槽闸门,用抽水机抽干水槽内的存水,对导流坝模型近前10 cm河床铺沙进行拍照、记录和分析。水工试验冲刷深度结果如表2所示。

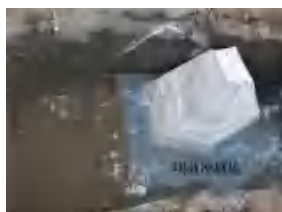
经过对表2试验结果分析表明,导流坝冲刷深度值随着时间的推移呈正相关关系,冲刷时间越长,冲刷深度越大直至冲刷稳定。从冲刷深度值可以看出,前10 min内冲刷深度增速快、后20 min内冲刷深度增速慢,90%的冲刷深度均为前10 min完成(由于越靠近30 min,冲刷值越接近,不排除人工检测冲刷深度造成的毫米级误差)。

表2 冲刷深度水工试验结果表

序号	水工试验名称	10 min 冲刷深度值/mm	20 min 冲刷深度值/mm	30 min 冲刷深度值/mm
1	单一导流坝试验	9.5	10.0	10.0
2	导流坝群试验	7.0	7.8	8.1
3	导流坝群搭配坝间石笼试验	7.3	7.9	8.0
4	导流坝群搭配坝间护坦试验	6.9	7.8	7.8



(a)单一导流坝



(b)导流坝群



(c)导流坝群搭配坝间石笼



(d)导流坝群搭配坝间护坦

图3 试验30 min后冲刷坑深度情况示意图

单一导流坝冲刷深度与其他三个导流坝群防护体系冲刷深度相似,最大冲刷深度位置均位于首坝的坝头,为水流顶冲的正向位置,30 min冲刷稳定后现状形成一个冲刷坑,抽水过程中局部存在见底情况(图3);其余二、三导流坝的坝头冲刷深度依次类推减少,与水流顶冲顺序和速度正相关。同时发现,导流坝群对于水流的绕流作用干扰较大,导致水流坝前波动减小、携沙能力变弱,冲刷深度稍浅。

综上,经水工试验中水流冲刷现象和冲刷深度结果对比分析发现,单一导流坝和导流坝群均具有相似的冲刷水流趋势特性和坝前冲刷坑痕迹。单一导流坝在一定程度上与导流坝群具有相似的特征,但由于导流坝群具有多个导流坝相联系且更为稳固的防护体系,促使导流坝群较单一导流坝具有更小的水流波动性,即更具有阻水性;同时也具有更加浅的水流冲刷痕迹,即导流坝群多坝体系有效地避免了水流直接顶冲危害。

4 结语

(1)水工试验中,导流坝群、导流坝搭配石笼结构、导流坝搭配护坦结构的试验现象相类似且无明显差别,很大程度是由于单一变量试验的局限性造成的;水工试验过程中单一导流坝水流波动大、冲刷深度深,导流坝群防护体系水流稳定、冲刷深度依次均摊稳定;与实际导流坝防护体系冲刷现象相一致,导流坝防护体系性能整体优于单一导流坝结构。

(2)水工试验导流坝冲刷最深处位置均位于坝头,且呈现出明显的掏蚀基础现象,随着冲刷时间的增长,导流坝坝头冲刷坑逐渐扩大并往坝身蔓延;与实际导流坝冲刷现象相一致,实际水害防护工程中应加强导流坝坝头结构强度和基础埋深的设置。同时,由于导流坝群具有多个导流坝相联系且更为稳固的防护体系优势,促使导流坝群较单一导流坝具有更加浅且深度较为平均的坝前冲刷坑。

参考文献

- [1]陈怀青.戈壁滩公路路基冲刷病害防治措施[J].建筑技术,2023,54(18):2195-2197.
- [2]周锡运.公路水毁路基的稳定性及修复技术研究[J].交通世界,2023(30):66-68,94.
- [3]李展望,何正红,张程.公路边坡水毁风险评价方法研究[J].公路,2023,68(9):421-426.
- [4]高建军.公路水毁路基修复设计研究[J].交通世界,2023(12):65-68.
- [5]靳海艳.浅谈公路水毁防治[J].市政技术,2014,32(增刊1):10-12,16.
- [6]肖星义.西部地区公路水毁状况与防治对策[J].山西建筑,2008(29):291-292.
- [7]魏学利,陈宝成,陈瑞考,等.中巴公路盖孜河段降雨型泥石流的激发雨型及临界阈值研究[J].灾害学,2018,33(增刊1):75-80.
- [8]刘杰,毛爱民,王立波,等.中巴喀喇昆仑公路奥依塔克镇—布伦口段泥石流灾害及防治[J].公路,2015(12):8-14.
- [9]罗文功,魏学利,陈宝成,等.中巴经济走廊泥石流活动性分析——以中巴公路奥布段为例[J].冰川冻土,2018,40(4):773-783.
- [10]魏学利,陈宝成,李宾,等.中巴公路奥布段泥石流危险性评价与防治分析[J].公路,2018,63(11):14-21.
- [11]孙云龙,罗文功.中巴公路布红段路基病害及防治工程研究[J].西部交通科技,2020(8):71-74,99.
- [12]王博,马光花,吴雷,等.高山峡谷区农村公路水毁调查分析及防治[J].工程技术研究,2023,8(2):185-187.

收稿日期:2024-12-04